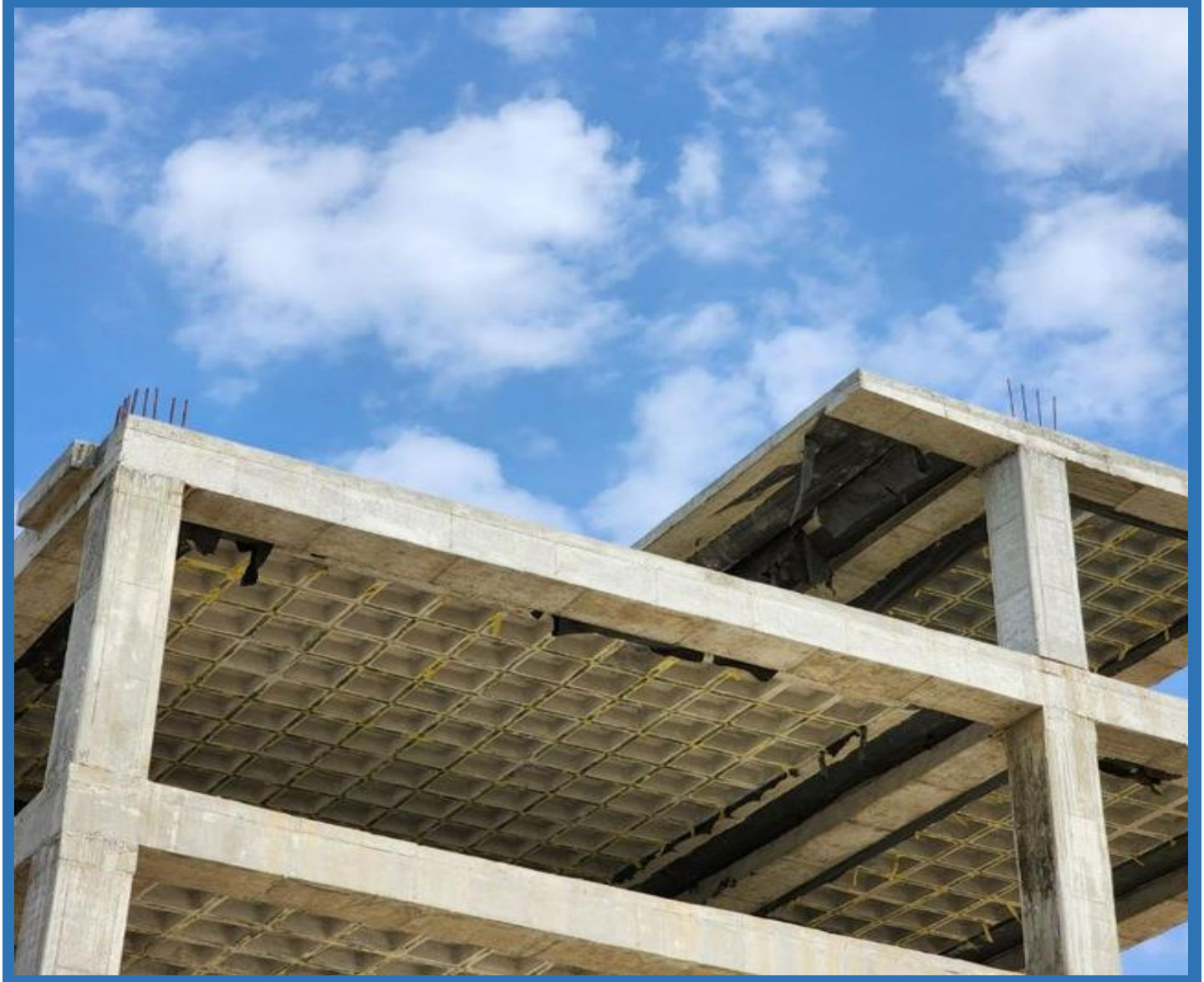
راهنمای طراحی دال با قالب‌های ناماندگار(وافل)



عبدالمهدی عباسی

ویرایش سوم

راهنمای طراحی دال با قالب‌های ناماندگار (وافل)

مهندس عبدالمهدی عباسی

پیشگفتار

بیشتر به دلیل تامین دهانه های بلند، استفاده از انواع دالها در ساختمان سازی، مدتی است رواج یافته است. خصوصا اجرای دالها با استفاده از قالب‌های ماندگار و ناماندگار بیشتر مورد اقبال مالکان و مجریان سازه های بتنی واقع شده است.. این راهنما می‌کوشد ضمن بررسی برخی ابهامات موجود در زمینه طراحی این دسته دالها، به مرور کلی روند طراحی این سیستم‌ها با تاکید بر دالهای وافل با استفاده از نرم افزارهای رایج ETABS و SAFE بپردازد. از آنجا که مخاطب اصلی راهنما مهندسان طراح سازه می‌باشد، از ذکر جزییات غیرضروری و عمومی خودداری شده است.

در کانال تلگرامی[1] و سایت این راهنما نیز فایل ها و مطالب کمکی در دسترس علاقمندان می باشد. بدون شک با توجه به نوع مبحث ارایه شده، امکان بروز کاستی ها یا اشتباهات در بیان مطالب وجود داشته است. نویسنده پیشاپیش از همکارانی که این موارد را از طریق ایمیل[2] یا تلگرام به اطلاع او برسانند سپاسگزار خواهد بود.

عبدالمهدی عباسی

تابستان ۱۴۰۲

[1] https://t.me/mehabb_str یا @mehabb_str

[2] MehAbb@yahoo.com

به یاد پدرم...

فهرست

فصل اول. کلیات و ملاحظات مهم در اجرا، تحلیل و طرح دالها ۱
۱. مقدمه ۱
۲. اجزای مختلف یک سقف دال با قالب‌های ماندگار و ناماندگار ۳
۲-۱- نواحی حفره ای ۴
۲-۲- نواحی توپر ۱۲
۲-۳- خاموت برش پانچ در اتصال ۱۴
۲-۴- تیرها ۱۵
۲-۵- اجزای سازه ای غیر باربر لرزه ای ۱۶
۳. روند کلی مدلسازی و تحلیل در سیستم های با دال مشبک ۱۷
۳-۱- سیستم‌های سازه ای ۱۷
۳-۲- نوع المان دال، مدلسازی‌دالها، و معادلسازی ۱۹
۳-۳- حداقل محاسبات مورد نیاز در یک دال مشبک ۲۰
۳-۴- ضرایب اصلاح مولفه‌های مختلف سختی ۲۱
۳-۵ - روند پیشنهادی جهت مدلسازی و طراحی دالهای مشبک ۲۴
۴. نکات مهم در طراحی دال های مجوف ۲۶
۴-۱- معادلسازی دالهای مشبک با دال توپر ۲۶
۴-۲- کنترل برش در دال ۳۱
۴-۳ – ستون های ثقلی (غیر باربر لرزه ای) و شکل پذیری اتصال ۳۹
۴-۴ -کنترل تغییرشکل سرویس کف (افت کف یا خیز) ۴۵
۴-۵ - کنترل ارتعاش کف ۵۴
۴-۶- سایر ملاحظات خدمت پذیری ۵۷
۴-۷- نکات تکمیلی ۵۹
۴-۷-۱- مش بندی و ترسیم المان ها ۵۹
۴-۷-۲- دیافراگم: صلب یا نیمه صلب؟ ۶۰
۵. طراحی دیافراگم ۶۲
۵-۱- مقدمه ۶۲
۵-۲- نحوه محاسبه توزیع بار جانبی ۶۶
۵-۳- محاسبه نیروهای داخلی اجزای دیافراگم ۶۸

۵-۴- جزییات و الزامات میلگردگذاری ۷۰
۵-۴-۱ – میلگردگذاری یالها ۷۰
۵-۴-۲ – میلگردگذاری برشی دیافراگم ۷۳
۵-۴-۳- میلگردگذاری مربوط به انتقال برش ۷۴
۵-۴-۴- میلگردگذاری مورد نیاز مربوط به برون محوری نیروهای جمع کننده ۸۰
۵-۴-۵- میلگردگذاری جمع کننده ها ۸۱
۶. سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ۸۸
۶-۱. دیوارهای سازه ای ۸۸
۶-۱-۱ دیوارهای سازه‌ای: کلیات ۸۹
۶-۲- جزییات بندی دیوارهای سازه‌ای ۹۷
۶-۲-۱-.ملاحظات ابعادی ۹۸
۶-۲-۲- میلگردهای عمودی و افقی ۹۹
۶-۲-۳- تنگ‌ها، رکابی‌ها و خاموت‌ها ۱۰۱
فصل دوم. نگاهی به مدلسازی در نرم افزارهای ETABS و SAFE ۱۰۸
۱. دال وافل در انواع قابهای خمشی (تیر-دال) ۱۰۸
۱-۱. مشخصات بلوک وافل مورد استفاده و چیدمان اولیه. ۱۰۸
۱-۲. حداقل ضخامت تیرها براساس اطمینان از انتقال برش به صورت یک‌جهته. ۱۱۳
۱-۳. مروری بر مراحل کلی مدلسازی یک سیستم سازه‌ای مبتنی بر قاب خمشی ۱۱۶
۱-۴. کنترل مقدماتی کفایت خدمت‌پذیری قالب وافل مورد استفاده ۱۳۳
۱-۵. طراحی سیستم باربر لرزه‌ای ۱۴۳
۱. بارگذاری لرزه ای و تکمیل مدلسازی (ضرایب ترک خوردگی، و...) ۱۴۴
۲. کنترل انواع نامنظمی، ضریب نامعینی و نهایی کردن بارگذاری لرزه‌ای ۱۴۸
۳. کنترل دریفت ۱۵۰
۴. تنظیمات اولیه برای طراحی ۱۵۱
۵. کنترل برش چشمه اتصال ۱۵۲
۶. طرح تیرها برای پیچش ۱۵۲
۷. کنترل‌های تکمیلی مربوط به قاب خمشی ویژه ۱۵۳
۸. کنترل‌های مربوط به سیستم دوگانه ۱۵۵
۱-۶. طراحی و کنترل دال وافل برای خدمت‌پذیری ۱۵۶
۱. کنترل خیز (تغییرشکل) دال ۱۵۶

۲. کنترل ارتعاش ۱۶۳
۱-۷. طراحی نهایی دال وافل ۱۶۶
۱. طرح دال وافل برای برش یکطرفه ۱۶۷
۲. طرح خمشی دال وافل ۱۶۷
۳. ملاحظات مربوط به برش دوطرفه و شکل پذیری اتصال ۱۶۸
۱-۸. طراحی فونداسیون و نقشه‌های اجرایی ۱۷۱
۱. مدلسازی فونداسیون شبکه‌ای ۱۷۲
۲. کنترل‌های فونداسیون شبکه‌ای ۱۷۷
۳. نقشه‌های مورد نیاز ۱۷۹
۲. دال بدون تیر ۱۸۳
۲-۱ مقدمه ۱۸۳
۲-۲. کنترل و طراحی دیافراگم ۱۸۳
۱. تنظیم فایل طراحی دیافراگم ۱۸۴
۲. طراحی اجزای مختلف دیافراگم ۱۸۹
۲-۳. کنترل‌های تکمیلی ۱۹۷
۱. کنترل برش یک‌جهته و نواحی توپر ۱۹۸
۲. کنترل برش پانچ در محل اتصال دال به ستون ۱۹۹
۳. کنترل وضعیت اتصال دال به ستون (شکل پذیری و کفایت اتصال) ۲۰۰
۴. اعضایی که قسمتی از سیستم باربر لرزه ای نیستند و اعضای سیستم‌های قاب ساختمانی یا دیوار باربر ۲۰۲

بخش اول

کلیات و ملاحظات مهم در اجرا، تحلیل و طرح دالها

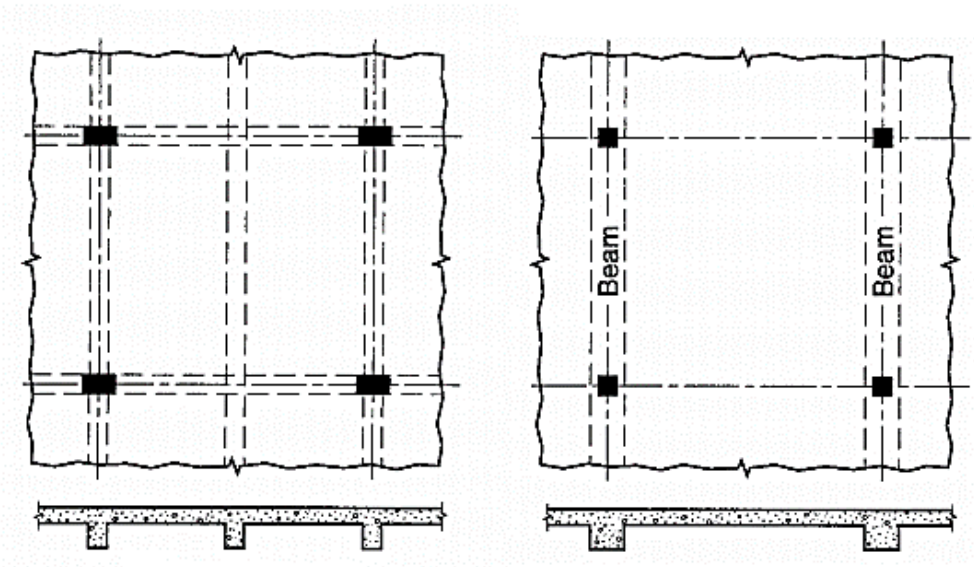
فصل اول. کلیات و ملاحظات مهم در اجرا، تحلیل و طرح دالها

۱. مقدمه

استفاده از دهانه های بلند در سازه های بتنی مورد توجه صنعت ساخت و ساز قرار گرفته است. ملاحظات معماری به صورت کلی و موارد مرتبط با تامین فضای پارکینگی مناسب، از جمله مهم ترین دلایل این رویکرد در ساختمان های مسکونی می باشد. روش های سازه ای مختلفی برای پاسخ به این نیاز وجود دارد که از جمله می‌توان به استفاده از سیستم های مختلف پیش تنیده، دال های حبابی (قالب های ماندگار) و دالهای مجوف یک طرفه یا دوطرفه با قالب نامانداگار (وافل) اشاره کرد.

در متون طراحی سازه های بتنی دالها برحسب تناسبات و نحوه اجزا تعاریف مختلفی دارند که مختصرا به آن اشاره می شود:

الف. از نظر نحوه انتقال بار. تناسبات و شرایط تکیه گاهی دالها ممکن است به گونه ای باشد که بار را بیشتر در یک جهت منتقل نماید. دقت شود که انتقال یکطرفه (یک جهته) بار یک مفهوم حدی است و بیشتر براساس مکانیزم گسیختگی دالها در حالت نهایی بنا شده است. اگر نسبت ضلع بزرگتر یک دال به ضلع کوچکتر از ۲ بیشتر باشد رفتار دال یکطرفه[1] ارزیابی می شود. علاوه براین، اگر شرایط تکیه گاهی به گونه ای باشد که جذب لنگر خمشی در دو تکیه گاه موازی بیشتر باشد دال رفتار یکطرفه خواهد داشت.



شکل ۱. دالهای یک جهته (یکطرفه)

دالهایی که شرایط فوق را ندارند رفتار دوطرفه (دو جهته)[2] خواهند داشت. عموما تحلیل و طراحی دالهای یکطرفه (یک جهته) ضوابط نسبتا آسان تری نسبت به دالهای دوطرفه (دو جهته) دارد. امروزه با توسعه روشهای نرم افزاری طراحان معمولا برای هر دو دال یک روش طراحی را در پیش می گیرند، مگر اینکه از سیستم های ساده ای مانند تیرچه های بتنی پیش ساخته استفاده شود که به ندرت محاسبات مجددی جز استفاده از جداول طراحی آماده برای آنها انجام می شود. با این حال توجه به مسیر بار و رفتار دوطرفه (دو جهته) یا یکطرفه (یک جهته) در بررسی توزیع لنگر و کنترل تحلیل یا طراحی اهمیت دارد.

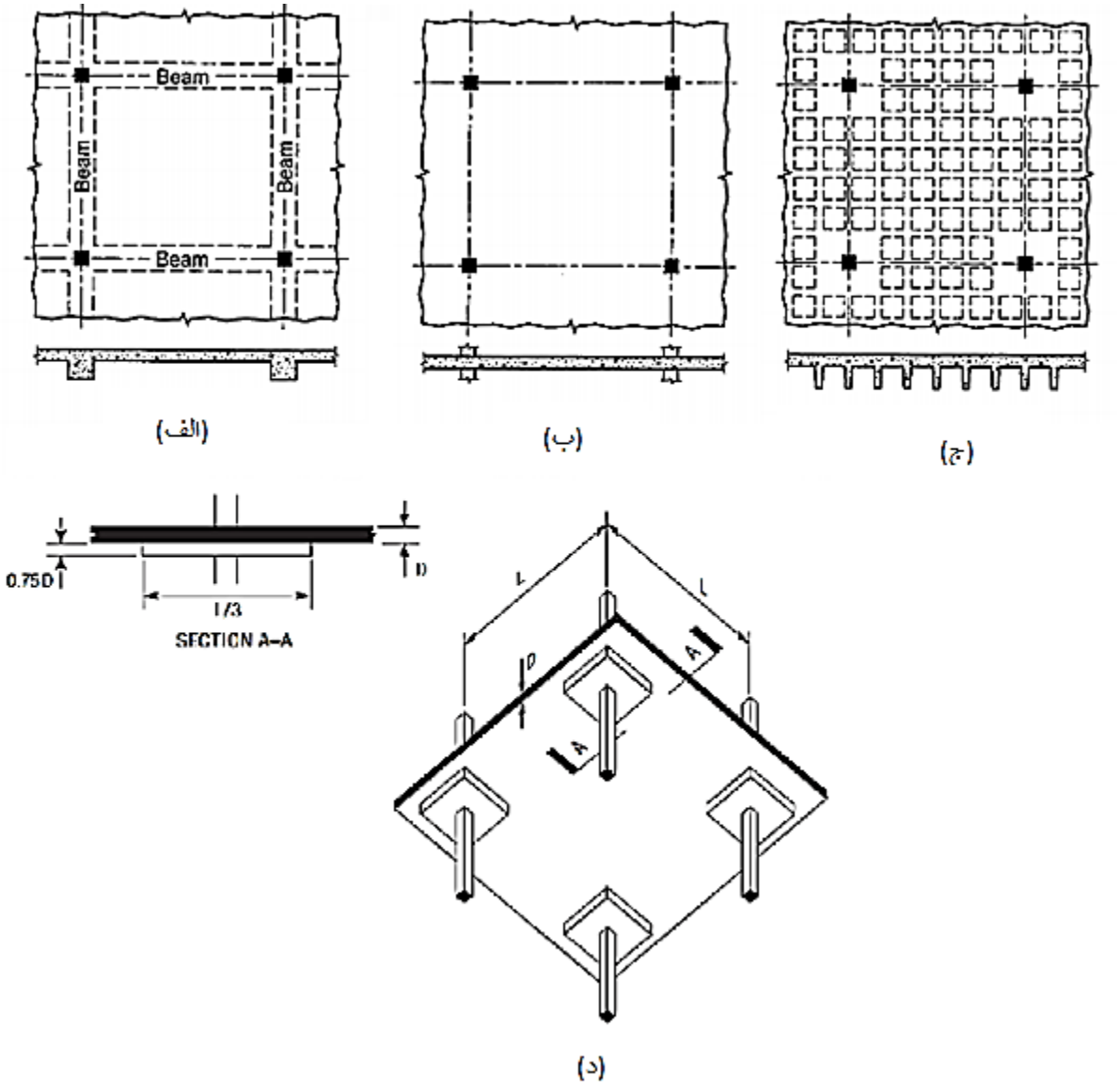
---

[1] One-way Slab c
[2] Two-way Slab

توجه کنید که طراح می‌تواند از ابتدا یک مسیر بار را *فرض* نماید و بعد جزییات را براساس مسیر بار فرض شده تامین کند(مشروط بر اینکه امکان بازتوزیع نیروهای داخلی دال وجود داشته باشد)[۳].

استفاده از روشهای مختلف پیش تنیدگی نیز در اجرای دالهای بتنی جایگاه ویژه ای دارد که در بخش دوم این راهنما به آن خواهیم پرداخت.

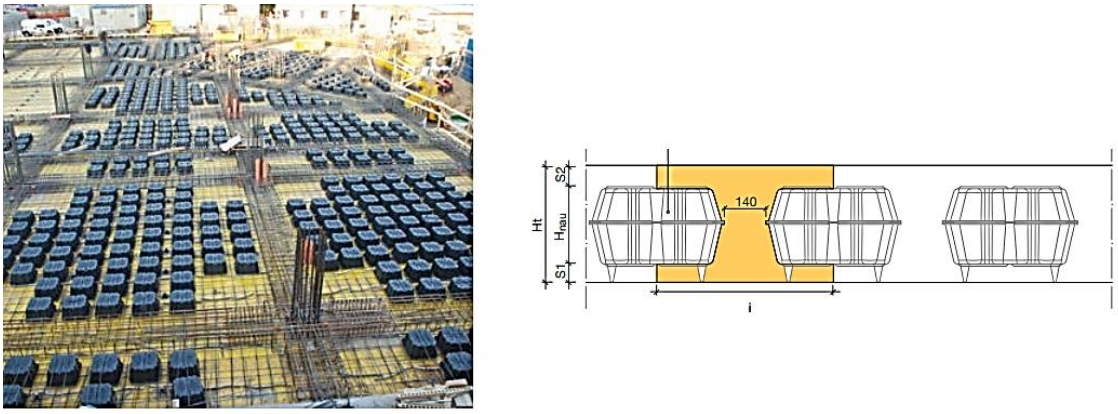
ب. از نظر روش اجرا. از نظر اجرا امروزه دالهای به شکل های مختلفی اجرا می شوند. علاوه روش های رایج گذشته، نوآوری هایی نیز با اسامی مختلف انجام شده است که البته شباهت های رفتاری آنها بیش از تفاوت‌های ظاهری آنها است.



شکل ۲. دالهای دوطرفه : الف. دال متکی به تیر. ب. دال تخت–ستون ج. دال با استفاده از قالب ماندگار یا نامانداگار د. دال تخت با کتیبه

[3] برای توضیحات کامل در این مورد کتاب *سازه‌های پس‌کشیده طراحی و اجرا تالیف دکتر بیژن اعلامی وترجمه دکتر جلال صالحی* مبین مراجعه نمایید.

در شکل ۲ تعدادی از روش های مرسوم اجرای دالهای دوطرفه (دو جهته) نشان داده شده است. دال-تیر (دال متکی به تیر) برای کف های با بار زنده زیاد، دال تخت برای دهانه و بارگذاری های معمولی ، انواع دال با قالب‌های ماندگار و نامانداگار و دال تخت با کتیبه که بیشتر در دهانه های نسبتا بلند استفاده می شوند؛ از جمله این روشهاست. در این راهنما راجع به دال با قالب‌های ماندگار و نامانداگار به تفصیل سخن به میان خواهد رفت (شکل ۳).

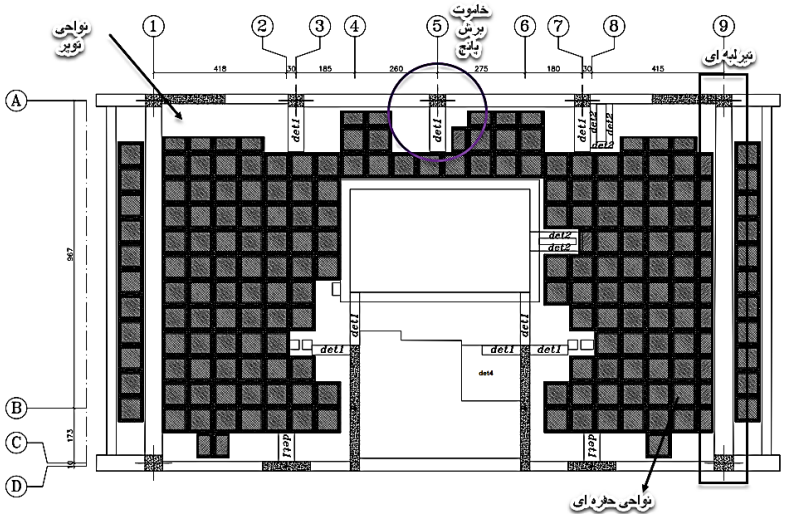


شکل ۳. نمونه ای از مقطع و اجرای دال حبابی (قالب ماندگار موسوم به یوبوت)

تمامی روشهای فوق قابلیت ترکیب با روش های مختلف پیش تنیدگی برای افزایش طول دهانه و/یا کاهش خیز[4] و ترک خوردگی را نیز دارا می باشد که خود بحث جداگانه ای به شمار می رود.

۲. اجزای مختلف یک سقف دال با قالب‌های ماندگار و نامانداگار

شکل ۴ نمونه پلان تیرریزی یک سقف دال اجرا شده با قالب و متکی به دیوار را نشان می دهد. قسمت های مختلفی در این سازه قابل تشخیص است:



شکل۴. نمونه پلان سازه ای یک سقف دال بتنی اجرا شده با قالب ماندگار یا نامانداگار و متکی به دیوار برشی

[4] خیز عبارتی راجع برای محاسبه تغییرشکل های مختلف در تراز خدمت پذیری است. عبارات دقیق تری نیز به جای خیز می توان به کار برد لیکن رایج نمی باشد. افت، افتادگی، و تغییرمکان از جمله دیگر عبارت های جایگزین می باشد. در اینجا بیشتر از همان عبارت رایج خیز استفاده شده است.

۲-۱- نواحی حفره ای

نواحی حفره ای براساس کارگذاشتن بلوک های پیش ساخته پلاستیکی ایجاد می شود. اساس نامگذاری این سقف ها نیز وجود همین حفرات بوده است. این بلوک ها به دو دسته ماندگار و ناماندگار تقسیم می‌شوند. دالهایی که با استفاده از بلوک‌های ماندگار اجرا می‌شوند تحت نام‌های تجاری مختلف شناخته می‌شوند. از جمله این نام‌ها می‌توان به یوبوت، کوبیاکس، بابل‌دک و ... اشاره کرد. به دسته اخیر گاهی دالهای حبابی[5] نیز گفته می‌شود.

۲-۱-۱- دال با استفاده از بلوکهای ناماندگار (وافل)

(الف) (ب)

شکل ۵. دال وافل. الف. بلوک گذاری و قالب بندی ب. سقف تمام شده از زیر

انتخاب بلوک های وافل عمدتا براساس تجارب قبلی یا جداول آماده سازنده انجام می شود (این جداول را می توان با محاسبات پارامتریک با استفاده از نرم افزارها محاسبه کرد و عمدتا مبنای تهیه آنها، خدمت پذیری و برش منگنه ای می باشد). امکان بررسی بین یک یا چند گزینه مختلف برای دستیابی به کمترین ضخامت ممکن نیز به روش های تحلیلی مختلف وجود دارد که موضوع این راهنما است. نمونه این جداول مربوط به یکی از تولید کنندگان بین المللی در شکل ۶ نشان داده شده است.

[5] Bubble Slabs

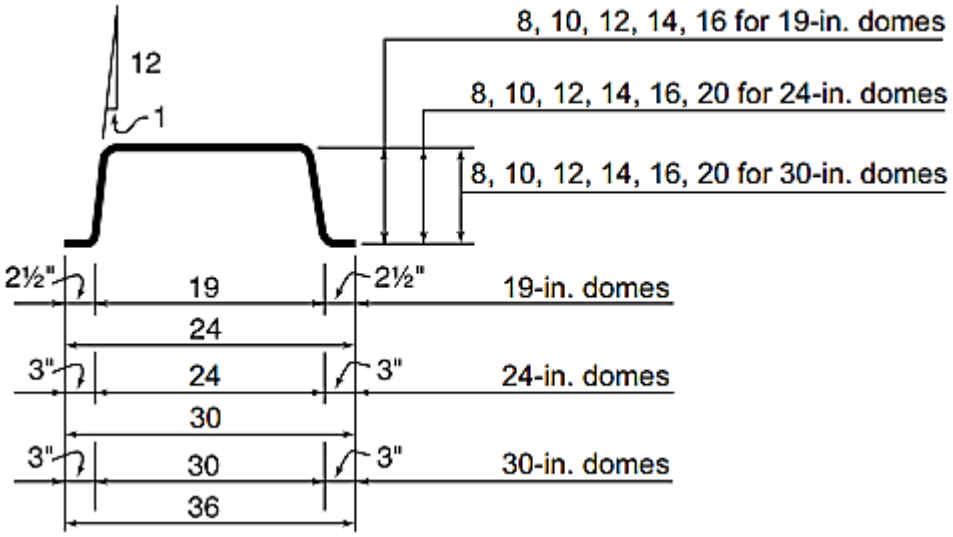
SKYDOME TECHNICAL CHARACTERISTICS

ITEM	Ribbing width			Radius span (mm)	Dome span (mm)	Ribbing on-centres (mm)	Concrete consumption ribbing (m^3/m^2)	Concrete consuption of the slab m^3/m^2		
	Lower (mm)	Middle (mm)	(mm)					Slab thickness 50 mm	Slab thickness 100 mm	Slab thickness 150 mm
	L1	L2	L3	R1						
Skydome H200	120	154	196	140	700	820	0.080	0.130	0.180	0.230
	160	193	237	140	700	860	0.091	0.141	0.191	0.241
	200	233	279	140	700	900	0.100	0.150	0.200	0.250
Skydome H250	120	170	213	140	700	820	0.099	0.149	0.199	0.249
	160	210	254	140	700	860	0.113	0.163	0.213	0.263
	200	250	295	140	700	900	0.125	0.175	0.225	0.275
Skydome H300	120	205	267	140	700	820	0.123	0.173	0.223	0.273
	160	245	308	140	700	860	0.139	0.189	0.239	0.289
	200	285	350	140	700	900	0.153	0.203	0.253	0.303
Skydome H350	120	263	302	140	700	820	0.151	0.201	0.231	0.301
	160	303	342	140	700	860	0.169	0.219	0.269	0.319
	200	343	384	140	700	900	0.185	0.235	0.285	0.335
Skydome H400	120	348	387	140	700	820	0.185	0.235	0.285	0.335
	160	388	388	140	700	860	0.205	0.255	0.305	0.355
	200	428	430	140	700	900	0.222	0.272	0.322	0.372

Max. slab span (m)	Beam width L1 (mm)	Skydome depth (mm)	Slab thickness H1 (mm)	Total slab thickness H2 (mm)	Self weight kg/m^2	Live load kg/m^2	Steel section, ribbing (cm^2)	No. of bars and diameter	Steel section, slab (cm^2)	Wire mesh characteristics
5.00	120	200	50	250	325	400	2.26	2dn12	2.01	DN8/200X200
6.00	160	200	50	250	353	400	2.26	2dn12	2.01	DN8/200X200
6.00	160	250	50	300	408	400	3.08	2dn14	2.01	DN8/200X200
6.50	160	250	50	300	408	400	3.08	2dn14	2.01	DN8/200X200

شکل ۶. نمونه جداول تولیدکنندگان بلوک های وافل (SKYDOME ProductSheet)

علاوه بر این، در ایالات متحده نیز ابعاد استاندارد شده ای برای این بلوک وجود دارد که در شکل ۷ نشان داده شده است.



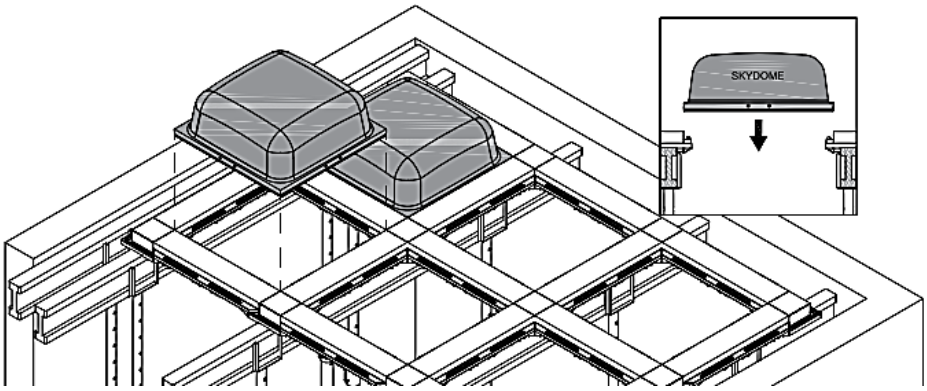
شکل ۷. ابعاد استاندارد بلوک ها (CRSI, 2008)

اجرای این سقف ها به طور کلی شامل مراحل زیر است:

الف. قالب بندی و کفراژ بندی

شکل ۸. قالب بندی و کفراژ بندی

ب. کارگذاشتن قالب ها

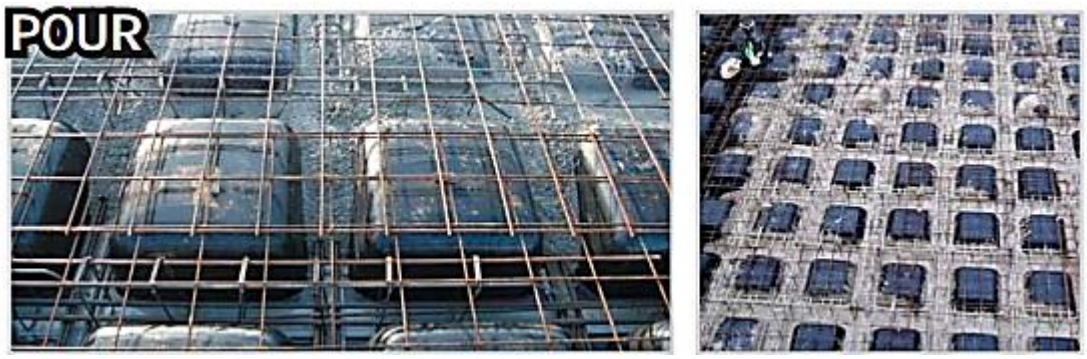


شکل۹. کارگذاشتن قالب های وافل

ج. تکمیل قالب بندی، کنترل راستاها، اعمال پیش خیز (خیزمنفی) در صورت نیاز و میلگردگذاری

شکل ۱۰. میلگردگذاری

د. بتن ریزی (که ابتدا تیرچه ها و تیرها و سپس دالهای روی قالب ها بتن ریزی می شود)



شکل ۱۱. بتن ریزی

ه. عمل آوری و برداشتن قالب ها

شکل ۱۲. بازکردن قالب ها

برای انتخاب ابعاد مناسب بلوک لازم است با سازنده منتخب تیم طراحی یا اجرا هماهنگی های لازم قبل از شروع فرایند طراحی به عمل آید. پس از انتخاب ابعاد اولیه، ممکن است پس از انجام کنترل های طراحی مختلف، ابعاد انتخابی نیاز به بازنگری داشته باشد. این بازنگری در صورت پاسخگو نبودن ملاحظات خدمت پذیری کف (تغییرشکل، ارتعاش یا حریق) و/یا عدم کفایت برشی یا خمشی سقف ضرورت می یابد.

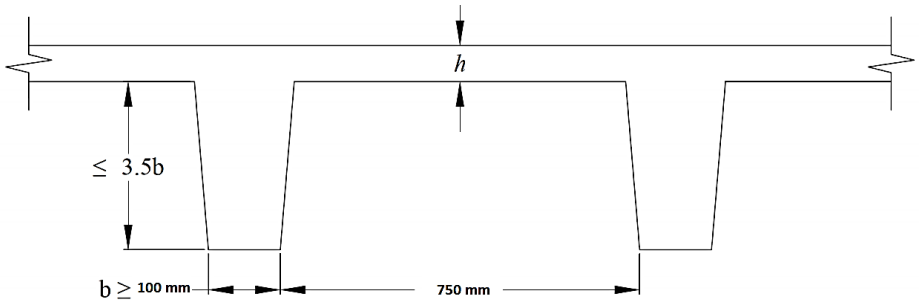
ابعاد بلوک و در نتیجه دال انتخابی باید محدودیت تصریح شده در آیین نامه طراحی را تامین نماید. بخش ۹-۱۰-۸-۱ مبحث نهم برای تیرچه های دوطرفه بیان می دارد:

الف. عرض پاشنه تیرچه ها (ribs) در سراسر ارتفاع خود، حداقل ۱۰ سانتی متر باشد

ب. عمق کلی پاشنه ها نباید از ۳.۵ برابر حداقل عرض پاشنه تیرچه ها بیشتر شود.

ج. فاصله آزاد بین پاشنه تیرچه ها نباید بیش از ۷۵۰ میلی متر باشد.

شکل ۱۳ خلاصه ضوابط فوق را نشان می دهد:

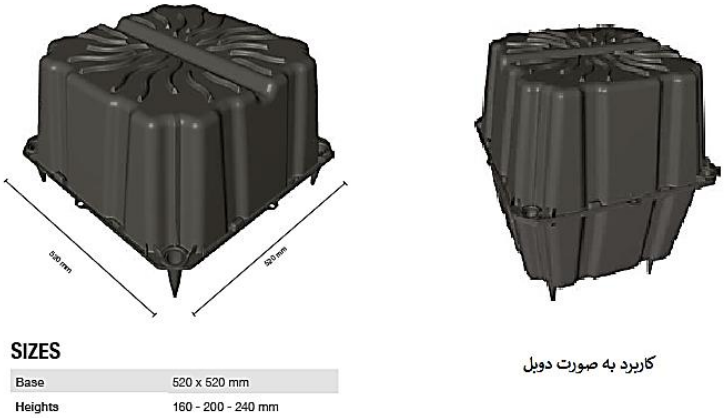


شکل ۱۳. ضوابط مبحث نهم برای تیرچه های دوطرفه

مبحث نهم برای حداقل ضخامت دال (h) در بند ۹-۱۰-۸-۲-۱ بیان کرده است که این ضخامت باید *حداقل برابر با یک-دوازدهم فاصله آزاد بین پاشنه ها و ۵۰ میلی متر* انتخاب شود. هنگام انتخاب ضخامت دال به ملاحظات محیطی مربوط به میزان پوشش میلگردهای مورد نیاز نیز که در پیوست ۱ مبحث نهم بیان شده است، باید توجه شود. در صورتی که ضوابط آیین‌نامه‌ای برای ابعاد تیرچه‌ها تامین نشود سیستم را باید به صورت دال-تیر طراحی کرد.

۲-۱-۱- دال با استفاده از بلوک‌های ماندگار (حبابی)

بلوک‌های ماندگار به شکل‌های مختلف تولید می‌شوند. به همین دلیل تنوع زیادی در اسامی این دسته دالها مشاهده می‌شود. گرچه در عمل، فلسفه حاکم بر رفتار و نیز اصول مدلسازی تمامی آنها یکسان می‌باشد. در این راهنما در بیشتر مثالها از نوعی دال موسوم به دال یوبوت استفاده شده است. بلوکها در این نوع سقف، مستطیل شکل هستند.



شکل ۱۴. نمونه هایی از بلوک های موسوم به یوبوت

شکل ۱۴ نمونه‌هایی از این بلوک‌ها نشان داده شده‌است. نوع دوبل این بلوک‌ها برای دهانه بلندتر یا بارهای زنده بالاتر کاربرد دارد. جدول زیر نیز برخی مشخصات این بلوک‌ها خلاصه شده است:

مشخصات اجرایی بلوک‌های یوبوت

	HEIGHT	Actual size (mm)	Weight (kg)	Beam width (mm)	Formwork bearing (pieces/m²)	Concrete consumption (m³/m²)	Formwork volume (m³/pcs.)
	H16 SINGLE	520 x 520 x H160	1.32	120 140 160 180 200	2.44 2.30 2.16 2.04 1.93	0.079 0.084 0.089 0.093 0.096	0.033
	H20 SINGLE	520 x 520 x H200	1.43	120 140 160 180 200	2.44 2.30 2.16 2.04 1.93	0.102 0.108 0.114 0.118 0.123	0.040
	H24 SINGLE	520 x 520 x H240	1.54	120 140 160 180 200	2.44 2.30 2.16 2.04 1.93	0.125 0.132 0.138 0.144 0.149	0.047

جنس این بلوک‌ها در کشورهای پیشرفته از پایه مواد بازیافتی بهبود یافته می‌باشد که ضمن کاهش اثرات نامطلوب گلخانه‌ای از نظر اقتصادی نیز تولید به صرفه‌ای خواهد داشت. این مواد پلاستیکی پایه، برای مشخصات مکانیکی و نیز الزامات آتشسوزی بهبود داده می‌شوند. در حال حاضر انواع جدیدی از این بلوک ها وجود دارد که دارای سوراخ میانی هستند. وجود این سوراخ میانی امکان رویت کیفیت بتن‌ریزی لایه زیرین بلوک، بهبود قابل توجه ظرفیت باربری، تکمیل رفتار سازه‌ای، و کاهش امکان بالا آمدن بلوک حین بتن‌ریزی را موجب می‌شود. اجرای این دالها در مراحل زیر انجام می‌شود:

الف. آماده‌سازی و کفراژبندی کف دال

ب. میلگردگذاری لایه پایین دال و نواحی توپر

ج. کارگذاری بلوک‌ها

شکل ۱۵. مراحل الف تا ج اجرای دال یوبوت

د. میلگردگذاری لایه بالایی دال و نواحی توپر

ه. بتن ریزی مرحله نخست کل دال.

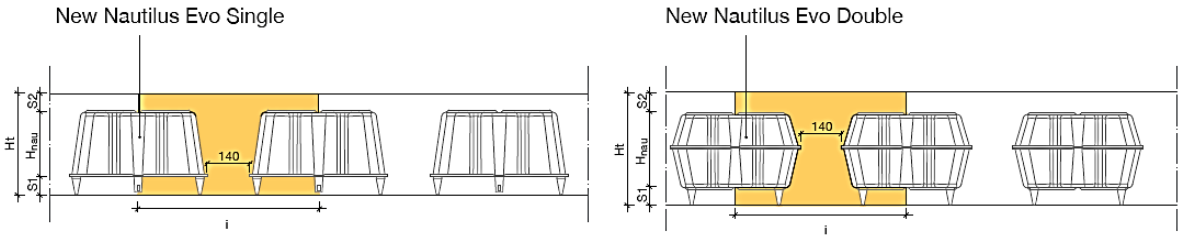
و. توقف موقت بتن‌ریزی.

شکل ۱۶. مراحل د تا و اجرای سقف یوبوت

ز. بتن ریزی مرحله دوم کل دال و در نهایت نگهداری و بازکردن قالب‌ها پس از گذشتن زمان مناسب.

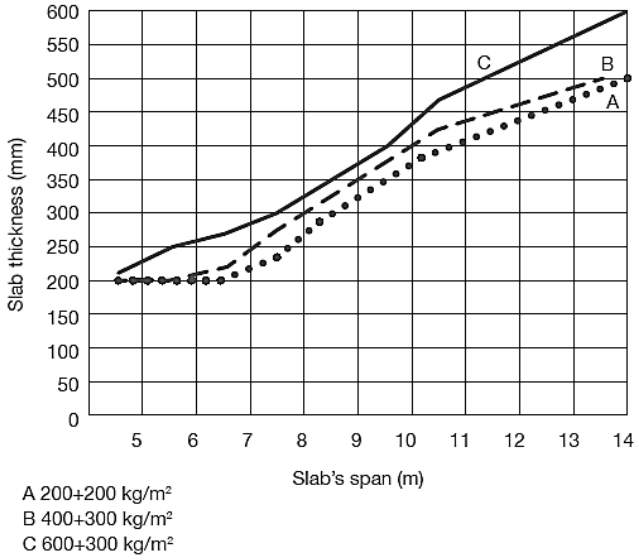
شکل ۱۷ مراحل انتهایی اجرای سقف یوبوت

شکل ۱۸ مقطع دال یوبوت در حالت بلوک تک و دوبل نشان می‌دهد.



شکل ۱۸. مقطع دال یوبوت

انتخاب اولیه ضخامت دال و نوع بلوک براساس توصیه‌های کارخانه سازنده یا سعی و خطا در مرحله طراحی صورت می‌گیرد.
شکل ۱۹ نمونه نمودار یکی از تولیدکنندگان برای انتخاب ضخامت اولیه دال و در نتیجه نوع بلوک نشان داده شده است.



شکل ۱۹. انتخاب ضخامت اولیه دال براساس بار وارده به کف

ملاحظات ابعادی قالب‌ها مطابق ضوابط مربوط به تیرچه‌های دوطرفه که در آیین‌نامه بیان شده‌است می‌باشد. مبحث نهم برای تیرچه های دوطرفه بیان می دارد:

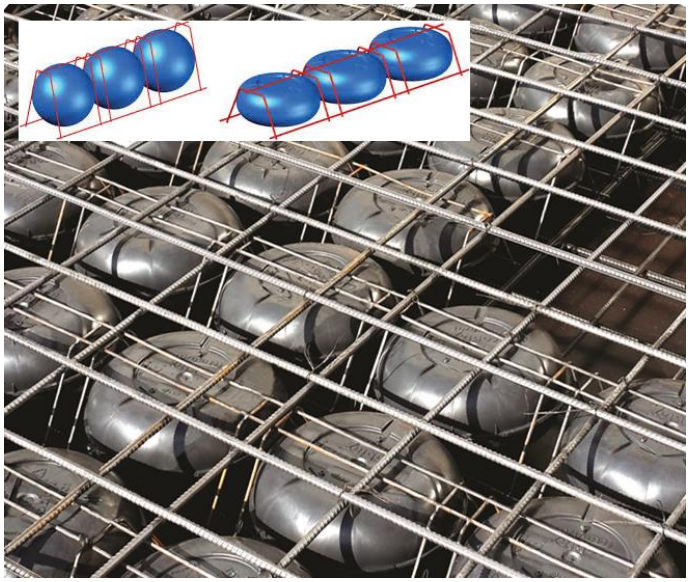
الف. عرض پاشنه تیرچه ها (ribs) در سراسر ارتفاع خود، حداقل ۱۰ سانتی متر باشد

ب. عمق کلی پاشنه ها نباید از ۳.۵ برابر حداقل عرض پاشنه تیرچه ها بیشتر شود.

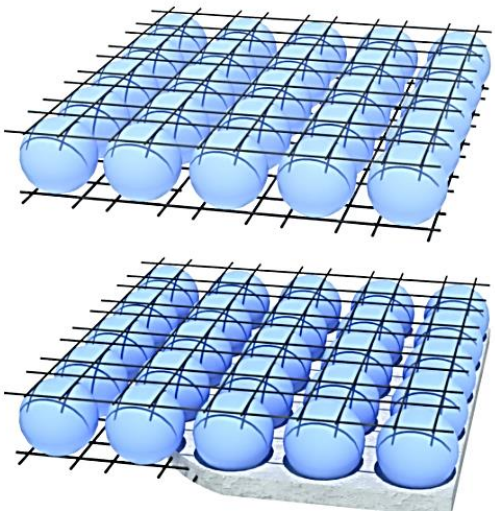
ج. فاصله آزاد بین پاشنه تیرچه ها نباید بیش از ۷۵۰ میلی متر باشد.

همانطور که بیان شد، مبحث نهم برای حداقل ضخامت دال (h) در بند ۹-۱۰-۸-۲-۱ بیان کرده است که این ضخامت باید *حداقل برابر با یک-دوازدهم فاصله آزاد بین پاشنه ها و ۵۰ میلی متر* انتخاب شود. هنگام انتخاب ضخامت دال به ملاحظات محیطی مربوط به میزان پوشش میلگردهای مورد نیاز نیز که در پیوست ۱ مبحث نهم بیان شده است، باید توجه شود.

شکل ۲۰ انواع دیگر قالبهای ماندگار که در اجرای دالهای دوطرفه رایج است نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۲۰. سایر روشهای اجرای دال با عایق ماندگار. (الف) کوبیاکس (Cobiax). (ب) بابل دک (Bubble Deck)

۲-۲- نواحی توپر

نواحی توپر در اطراف ستونها ، دیوارهای برشی و گاهی به فاصله d از بر تیرها یا بیشتر ملاحظه می شود (شکل ۲۱). علاوه براین با توجه به هندسه قسمت های مختلف سقف یا برخی ملاحظات طراحی (مثل جمع کننده های دیافراگم یا سختی پیچشی لبه‌ای) ممکن است بعضی ناحیه ها کاملا به صورت دال توپر طرح و اجرا شوند (به عنوان نمونه اطراف چاله آسانسور یا لبه پیش آمدگی ها). نواحی توپر عمدتا ضخامتی برابر با کل ضخامت دال دارند (به جز احتمالا در بعضی نواحی خاص – از جمله پیش آمدگی‌هایی با طول کم- که توپر بودن به دلیل سهولت اجرا در نظر گرفته شده است که در این نواحی ممکن است از ضخامت کمتری برای دال توپر استفاده کرد)، که به سادگی این نواحی با قطع قالب گذاری تامین می گردد.

(ب)

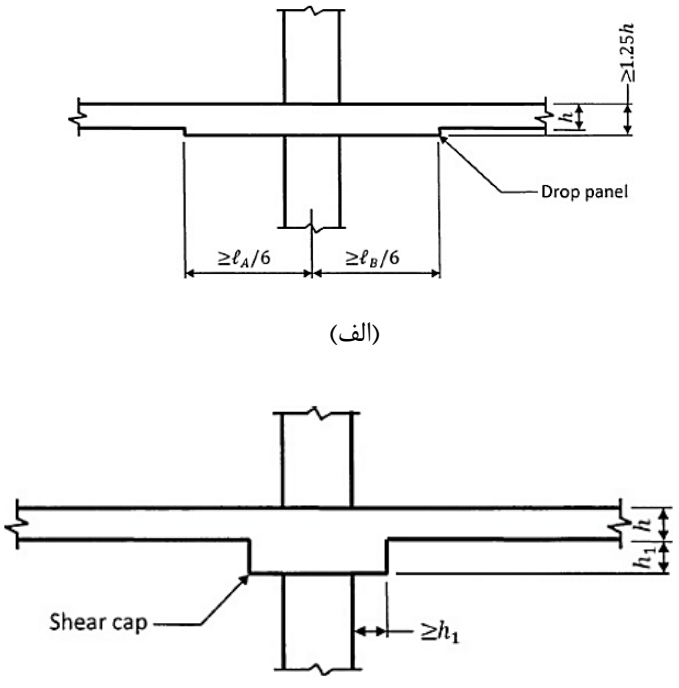
(الف)

شکل ۲۱. نواحی توپر اطراف ستونها. (الف) نمای زیر یک دال وافل تکمیل شده. (ب) دال بابلدک در حال اجرا

نواحی توپر عمدتا براساس ملاحظات برشی انتخاب می شوند. خواهیم دید که در نواحی تکیه گاهی، ممکن است استفاده از دال به همراه قالبها، نتواند نیازهای مربوط به برش یکطرفه و/یا دوطرفه را تامین نماید که در این نواحی از دال توپر استفاده می شود. مطابق آیین نامه، تقویت برشی در نواحی تکیه گاهی انواع دال -خصوصا پیرامون ستون ها یا دیوارهای با طول پلانی کم- با تغییرضخامت دال در این نواحی امکانپذیر است که برای دستیابی به آن دو روش پیشنهاد شده است:

1. استفاده از Drop Panel
2. استفاده از کلاهک برشی (Shear Cap)

در صورت استفاده از هرکدام از روش ها باید محدودیت های آیین نامه ای هرکدام نیز رعایت کرد (شکل ۲۲). آنچه در سقف های مشبک استفاده می شود را بیشتر می توان نوعی کلاهک یا درپوش بتنی درنظر گرفت. *این ناحیه به دلیل ملاحظات قالب بندی و اجرا هم ضخامت با ارتفاع کلی دال می باشد گرچه در صورت ضرورت می توان ضخامت این قسمت را نیز افزایش داد، هرچند این کار کمتر رایج است.* در گذشته، استفاده از سرستون (Column Capital) نیز در نواحی تکیه گاهی مرسوم بوده است که علاوه بر بهبود رفتار برشی، در کاهش خیز و تامین مقاومت خمشی نیز موثر می باشد. امروزه به دلیل مشکلات اجرایی از سرستون استفاده نمی شود.



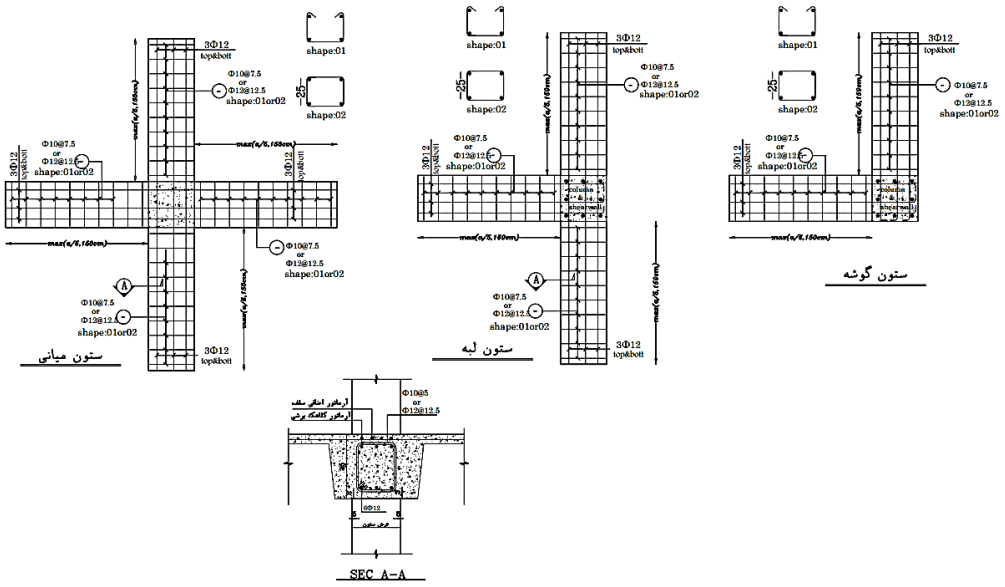
(الف)

(ب)

شکل ۲۲. مشخصات هندسی (الف) Drop Panel و (ب) کلاهک یا درپوش برشی

۲-۳- خاموت برش پانچ در اتصال

یکی دیگر از راه های تقویت برشی اتصال خصوصا هنگامی که امکان افزایش ضخامت دال میسر نباشد یا افزایش ضخامت به تنهایی کافی نباشد، استفاده از انواع مسلح کننده های برشی است که خاموت گذاری برای برش پانچ در کاربردهای معمول و البته در ایران بیشتر رایج است.



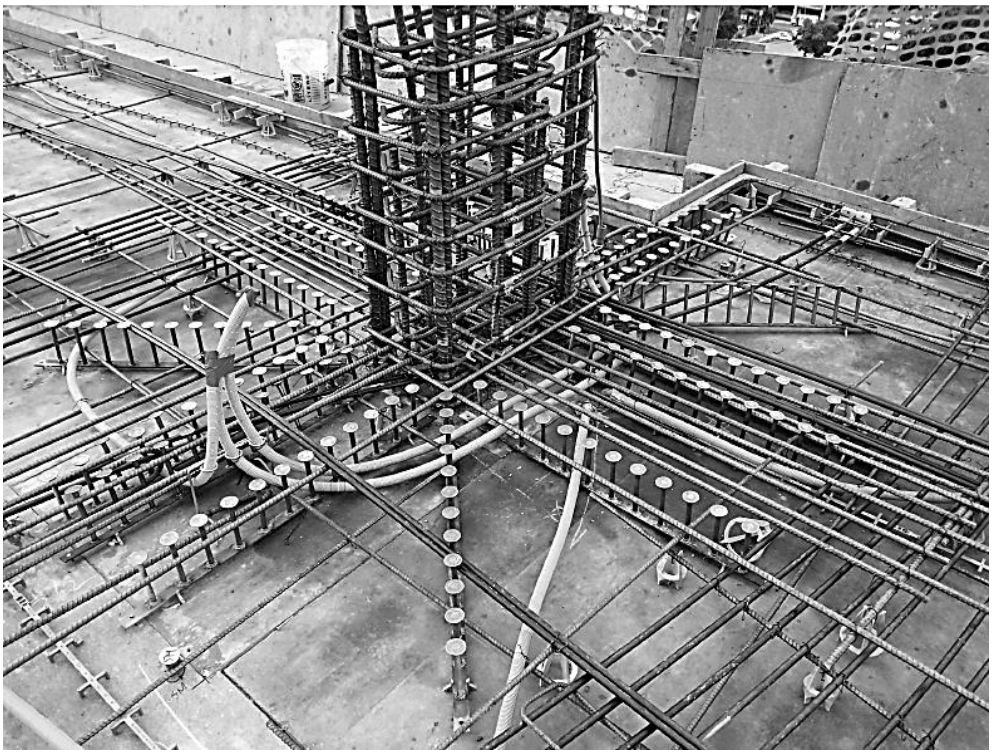
شکل ۲۳. حالات مختلف استفاده از خاموت برش پانچ در محل اتصال

مسلح سازی برشی اتصال به دو منظور مورد استفاده قرار می گیرد:

- افزایش مقاومت در برابر برش منگنه ای (پانچ) هنگامی که امکان افزایش ضخامت وجود ندارد.

- افزایش شکل پذیری اتصال

استفاده از خاموت برش پانچ گرچه در ایران رایج است لیکن بهترین روش به شمار نمی رود. رفتار موفق این شیوه، به اجرای دقیق آن بستگی دارد. آزمایش ها و مطالعات انجام شده، رفتار مناسب‌ترسایر روش ها- از جمله استفاده از stud ها یا پروفیل ها- را نشان داده است.



شکل ۲۴. استفاده از Shear Stud برای تقویت برش منگنه ای اتصال

۴-۲- تیرها

استفاده از تیرها در سیستم های دال مشبک ممکن است به دلایل زیر صورت پذیرد:

1. سخت کننده پیرامون دال که باعث بهبود رفتار خمشی و/یا برشی دال می شود.
2. به عنوان قسمتی از سیستم باربر جانبی قاب خمشی به همراه دیوار سازه‌ای یا همراه با ستون.
3. اعضای جمع کننده یا المان های لبه ای در دیافراگم کف.
4. استفاده در پیرامون بازشوها.
5. کمک به کنترل و بهبود وضعیت خیز در دهانه های نسبتا بلند.
6. انتقال بار اجزای غیرسازه‌ای سنگین (مثل پارتیشن‌های با ضخامت زیاد)

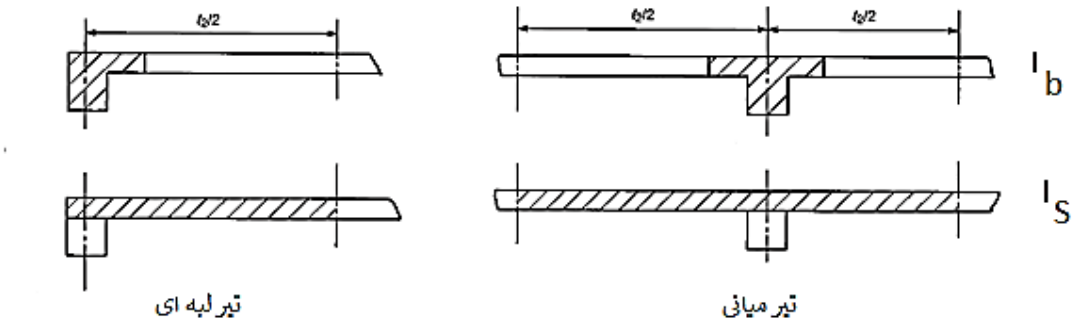
استفاده از تیرها به همراه ستون به عنوان یک سیستم باربرجانبی در کنار دیوار برشی خصوصا در ساختمان های بلند می تواند انتخابی مناسب باشد (سیستم دوگانه). در این حالت تناسبات سیستم به نحوی تنظیم می شود که *رفتار دوگانه* تامین گردد. علاوه بر این ممکن است سیستم قاب خمشی صرفا به عنوان قسمت ثقلی رفتار نماید (سیستم قاب ساختمانی). در اینصورت از قاب، انتظار رفتار لرزه ای نمی‌رود. با این حال، در رویکرد اخیر نیز آیین نامه حداقل هایی برای رفتار مناسب -خصوصا از دیدگاه حفظ شکل‌پذیری مناسب- آنها درنظر گرفته است که ضروری است مدنظر قرار گیرد (در ادامه مورد اشاره قرار خواهد گرفت).

انتخاب ابعاد تیرها به نحوی که رفتار برشی (جذب نیروی برشی) مناسبی داشته باشند حائز اهمیت است. در صورتی که تیر هم ضخامت دال یا ضخامتی اندکی بیشتر داشته باشد، عملا جزیی از دال محسوب می شود و در اتصال رفتار برشی دوطرفه حاکم خواهد شد. یک معیار مناسب برای انتخاب ابعاد تیرها، سختی نسبی مطلوب دال و تیر است. به این منظور می توان ضریب α_f مطابق تعریف آیین نامه aci محاسبه کرد:

$$\alpha_f = E_{cb}I_b/E_{cs}I_s$$

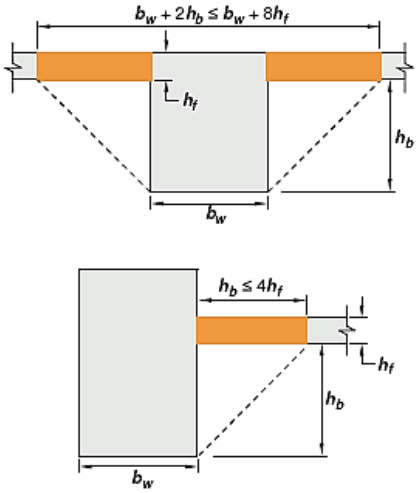
α_f = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال که به صورت جانبی با مرکز به مرکز پانل های مجاور تیر محصور شده است.

همانطور که ذکر شده است، این عدد، نسبت سختی مقطع تیر به سختی دال است. عرض دال به صورت مرکز به مرکز پانل مورد بررسی اندازه گیری می شود.



شکل ۲۵. محاسبه پارامترهای مربوط به α_f

برای محاسبه سختی تیر می توان عرض موثر بال را مطابق تعریف آیین نامه مدنظر قرار داد (شکل ۲۶).



شکل ۲۶. عرض موثر بال برای محاسبه عبارت α_f

می توان با استفاده از ضریب α_f به معیاری مناسب برای سختی مطلوب تیر لبه‌ای دست یافت؛ که در بحث برش بیشتر به آن خواهیم پرداخت. توصیه می شود که در هر حال، پیرامون دال، تیر با ضخامت مناسب (حداقل ۱.۵ برابر ضخامت دال توپر) در نظر گرفته شود. این اقدام هم در بهبود عملکرد خدمت پذیری و هم در عملکرد نهایی سازه کف بسیار موثر خواهد بود.

۲-۵- اجزای سازه ای غیر باربر لرزه ای

اجزای سازه ای غیرلرزه ای (ثقلی) که به عنوان قسمتی از سیستم باربر لرزه ای طراحی نمی‌شوند در سیستم قاب ساختمانی (تیرها و ستونها) و سیستم دیوار باربر (ستونها و در صورت وجود تیرها) دیده می‌شود؛ گرچه طراح می‌تواند به انتخاب خود در

سایر سیستم‌ها نیز از این رویکرد استفاده نماید. با این حال این اعضا باید قادر به تحمل جابجایی های لرزه ای بدون از دست دادن قابلیت باربری ثقلی خود باشند. آیین نامه برای اطمینان از شکل پذیری مطلوب این عناصر ملاحظاتی را خصوصا در نحوه تدارک میلگردهای عرضی و محصورشدگی بتن بیان کرده است تا آنجا که، جزییات میلگردگذاری آنها به قاب‌های خمشی ویژه نزدیک می‌شود.

به هنگام مدلسازی باید به سهم جذب برش پایه این عناصر توجه خاصی به عمل آید. در صورتی که میزان مشارکت آنها در باربری جانبی زیاد باشد بازنگری در کلیات طرح ضروری باشد. در اینصورت بهتر است با انتخاب سیستم جانبی مناسب دیگری، از مشارکت آنها استفاده کرد. مطابق بخش ۳-۲-۲-۲ نشریه شماره ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای) در صورتی که جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از ۲۵ درصد مجموع سختی جانبی اعضای اصلی تجاوز کند، می‌بایست تا رسیدن به حداقل ۲۵ درصد، تعدادی از اعضای مذکور را به عنوان اعضای اصلی لرزه‌ای در نظر گرفت و ملاحظات مربوطه را در طراحی منظور کرد.

از طرفی اثرات وجود این عناصر روی پیچش سازه نیز باید به دقت مورد بررسی قرار گیرد. در صورتی که حذف این اجزا موجب افزایش نامنظمی پیچشی در سازه شود لازم است یک بار سازه بدون حضور این اعضا نیز کنترل گردد تا از کفایت طراحی اطمینان حاصل شود و در صورت ملاحظه اثرات پیچشی، مقتضیات تحلیلی آیین نامه (مثل روش تحلیل طیفی و ضریب نامعینی) در مدلسازی پیاده شود. به عبارت دیگر، دسته بندی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نباید به گونه‌ای باشد که یک سازه نامنظم به سازه منظم تبدیل شود.

یکی از مهم ترین اجزای غیر باربر لرزه ای، اتصالات دال به ستون است. میزان برش ثقلی موجود در این اتصالات می تواند به میزان قابل توجهی بر شکل پذیری آنها موثر باشد. آیین نامه استفاده از حداقل آرماتور برشی در این اتصالات در حالاتی که برش موجود از حد مشخصی -با توجه به دریفت موجود- بالاتر باشد را اجباری کرده است. استفاده از آرماتور برشی حداقل در این اتصالات صرفنظر از میزان برش، توصیه می شود. این موضوع در بخش مربوطه به تفصیل مورد بررسی قرار می گیرد. این مهم در کنار ملاحظات مربوط به برش منگنه‌ای این اتصالات می‌باشد.

۳. روند کلی مدلسازی و تحلیل در سیستم های با دال مشبک

۳-۱- سیستم‌های سازه ای

بسته به سیستم سازه‌ای مورد استفاده به تعدادی مدل برای تکمیل فرایند طراحی مورد نیاز است. سیستم‌های سازه‌ای رایج عبارتند از:

- سیستم قاب خمشی متوسط یا ویژه
- سیستم قاب ساختمانی
- سیستم دیوار باربر ویژه
- سیستم دوگانه

گرچه ارزیابی هرکدام از این سیستم‌ها و خصوصا وجه تمایز آنها از سیستم دیوار باربر موضوع مهمی به شمار می رود. سیستم های دال-دیوار در صورت وجود تیر با ضخامت کافی و تشکیل قاب ساختمانی می توانند کاندید سیستم های دوگانه و قاب ساختمانی هم باشند. در مورد سیستم قاب ساختمانی و دوگانه باید به این نکته توجه کرد که سهم باربری ثقلی قاب باید به نحوی باشد که قسمت قابل توجهی از بار ثقلی توسط این قاب ساختمانی تحمل شود در غیر اینصورت سیستم همان دیوار

باربر خواهد بود. معیارهایی برای تشخیص *سهم عمده* در بعضی مراجع بیان شده است. به عنوان مثال (Charney, 2015) بیان می‌کند:

بخش ۲-۱۱ آیین نامه ASCE 7 سیستم های دیوار باربر را به صورت دیوارهای باربری که تمام یا سهم عمده ای از بارهای قائم را تحمل می کند تعریف کرده است. احتمالا، سهم عمده بار، مقداری بیش از ۵۰ درصد بار قائم مجموع باشد.

بنابراین، نخستین قدم در تایید یک سیستم سازه‌ای، بررسی سهم باربری ثقلی دیوارها و ستونها به صورت مجزا می‌باشد. هرگاه سهم باربری ثقلی دیوارهای برشی از ۵۰ درصد بیشتر باشد، سیستم حتی با وجود قاب‌بندی مناسب *سیستم دیوار باربر* خواهد بود.

همانطور که اجمالا بیان گردید، هنگامی که از انواع دال به همراه قاب خمشی استفاده شده باشد، تیر باید از ضخامت کافی برای جذب برش برخوردار باشد. استفاده از تیرها در سیستم های مختلف کف به دلایل مختلف مرسوم است. مزیت های سیستم های ساختمانی با ضرایب رفتار بالاتر، کنترل خیز بعضی پانل ها و/یا پیش آمدگی ها، بعضی ملاحظات مربوط به رفتار دیافراگمی و گاهی نیز حضور بارهای خطی قابل توجه از جمله دلایل استفاده از تیرها در سیستم های کف می باشد.

مسئله مهم در این کاربرد، اطمینان از ضخامت کافی تیرها برای جذب برش است. در صورتی که تیر از ضخامت مناسب برخوردار نباشد در عمل رفتار برشی یکطرفه نخواهد داشت و منظور طراح از عملکرد تیر -حداقل به میزان کافی- تامین نخواهد شد. این مهم خصوصا در سیستم های دوگانه یا قاب ساختمانی که لازم است قاب کامل با رفتار خمشی/برشی مطلوب تامین شود ضرورت بیشتری پیدا می کند. علاوه بر این در صورتی که تیر از ضخامت کافی برخوردار نباشد، قسمتی از مودهای خرابی برشی از یک طرفه به دوطرفه (پانچ) تبدیل خواهد شد. به این ترتیب، اطمینان از سختی مناسب تیرها موضوعی حائز اهمیت به شمار می رود.

از میان مراجع مختلف، Wight (2016) بیان می دارد:

وقتی که دال بر تیرهایی با نسبت $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \geq 1.0$ متکی باشد، تیرها باید برای نیروی برشی سهم بارگیر تیرها که با خطوط ۴۵ درجه از گوشه پانل به مرکز آن وصل می شود، طراحی می‌شود. اگر این نسبت بین ه تا ۱ باشد، نیروی برشی حاصل از سهم بارگیر مذکور باید در نسبت $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}$ ضرب شود. در این حالت، باقیمانده نیروی برشی باید به صورت برش دال به ستون منتقل شود. آیین نامه aci در مورد چگونگی انجام اینکار ساکت است. رایج ترین تفسیر مبتنی بر منظور کردن برش دوطرفه در دال بین تیرها و در نظر گرفتن برش یک طرفه در خود تیرهاست. این مسئله بیشتر هنگامی که نسبت $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}$ کمتر از یک است روی می دهد زیرا در اینحالت، محیط برش پانچ موجود برای انتقال سهم برشی که توسط تیر منتقل نمی‌شود ناکافی است. بنابراین توصیه می‌شود در دال های دو طرفه ابعاد تیر طوری انتخاب شود که $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}$ از یک بیشتر گردد.

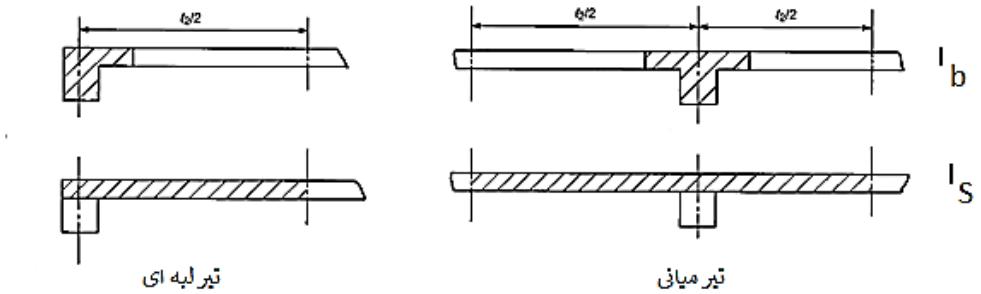
در صورت پذیرفتن این تفسیر، برای رفتار مناسب تیری لازم است که:

$$\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \geq 1$$

که

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

و



شکل ۲۷. مقاطع تیر و دال برای محاسبه α_f

l_1 راستایی از پانل که محاسبات خمشی برای آن انجام می شود و l_2 راستای عمود بر آن است. برای دست یابی به یک معیار فرض می کنید که $l_2 = l_1$ ، بنابراین باید

$$\alpha_f \geq 1$$

باشد. در صورتی که در تیر این معیار برقرار نباشد، رفتار برشی، مستقل از دال نخواهد داشت و عملا باید به عنوان دال تخت منظور شود، علاوه بر این ضوابط طرح اتصال آیین‌نامه نیز ممکن است تامین نشود. به عنوان نمونه، در صورتی که ضخامت دال، ۳۰ سانتی متر باشد به تیر لبه ای به ضخامت ۶۵ سانتی متر برای برقراری ضابطه فوق در یک دهانه ۸ متری نیاز خواهیم داشت. در مورد دالهای مشبک برای محاسبه این معیار، عموما از ضخامت معادل دال مشبک برای محاسبه سختی دال استفاده می‌شود. نحوه محاسبه این ضخامت معادل در ادامه بیان شده‌است.

۳-۲- نوع المان دال، مدلسازی‌دالها، و معادلسازی

به طورکلی دالها با المان شل (Shell) مدلسازی می‌شوند. گرچه با توجه به سطح رفتاری مورد مطالعه یا نوع اندرکنش دال با سیستم باربر جانبی ممکن است ضرایب اصلاحی مختلف به مولفه‌های رفتاری آن اعمال گردد. در مورد سیستم‌های قاب خمشی، قاب ساختمانی و قاب دوگانه که تیرها از ضخامت کافی برای جذب برش برخوردار هستند باید سختی خمشی دالها به میزان کافی کاهش داده شود تا سیستم باربرجانبی از مقاومت کافی جهت تامین سطح عملکرد مورد نظر آیین‌نامه برخوردار می‌شود. در این دسته سیستم‌ها *توصیه* می‌شود کنترل سقف یک بار با در نظر گرفتن نوع المان دال به صورت ممبرین (membrane) یا المان شل با سختی خمشی کاهش یافته، نیز انجام شود.

در مورد دالهای مشبک با عایق ناماندگار (وافل)، برنامه ETABS و SAFE قادر به مدلسازی مستقیم دال وافل هستند. ضمن آنکه امکان کنترل خیز و آنالیز ترک خوردگی غیرخطی دال در هر دو برنامه وجود دارد لیکن، استفاده از SAFE برای این منظور سهولت بیشتری دارد. هر دو برنامه ETABS و SAFE تعریف انجام شده برای دال وافل توسط کاربر را، به یک دال تخت با ضخامت معادل تبدیل می‌کنند. خود کاربر نیز می‌تواند مستقیما اقدام به مدلسازی دال وافل به صورت دال تخت معادل نماید. جزییات معادل سازی دال وافل در بخش ۴-۱ بیان شده است.

برنامه‌های ETABS و SAFE مستقیما *نمی‌توانند*، دالهای مشبک با عایق ماندگار (کوبیاکس، یوبوت، بابلدک و ...) را مدلسازی نمایند. برای مدلسازی این دسته دالها الزاما باید از روش معادلسازی دال مشبک به صورت دال تخت استفاده کرد و ضرایب اصلاحی خمشی، برشی، محوری و وزن را به مولفه‌های مرتبط در دال اعمال کرد. پیشنهاداتی در مورد نحوه محاسبه این ضرایب در بخش ۴-۱ بیان شده است.

۳-۳- محاسبات مورد نیاز در یک دال مشبک

برای یک سیستم دال مشبک به طورکلی به مدلهای رایانه ای متعددی جهت ارزیابی رفتار سازه نیازمندیم. فایل ها و محاسبات را می توان به سه بخش تقسیم کرد:

الف. محاسبات مربوط به خدمت پذیری دال

ب. محاسبات طرح مقاومتی سازه (دال+ اسکلت)

ج. محاسبات مربوط به فونداسیون

در مورد **محاسبات مربوط به خدمت پذیری دال** می‌توان از نرم افزار SAFE یا ETABS استفاده کرد. در این نرم افزار، تغییرشکل آنی و درازمدت دال (خیز) و همچنین ارتعاش دال مورد بررسی قرار می گیرد. کنترل تغییرشکل و ارتعاش یکی از معیارهای مهم ارزیابی کفایت مقطع دال انتخابی می باشد.

محاسبات **طرح برای مقاومت سازه اصلی (روسازه)** شامل طرح خمشی، برشی (یکطرفه و دوطرفه) و پیچشی دیوارهای برشی، دال، ستون ها و تیرها (در صورتی که وجود داشته باشد) و در نهایت طرح و کنترل دیافراگم می باشد. کلیه این کنترل ها را می توان با ملاحظاتی در برنامه ETABS نیز انجام داد؛ گرچه می‌توان جز در مورد پیکربندی سیستم باربرجانبی، طرح برای مقاومت دالهای وافل را در برنامه SAFE نیزتکمیل کرد.

محاسبات **فونداسیون** به صورت معمول در برنامه SAFE انجام می شود.

علاوه بر موارد فوق، ممکن است در مراحل مختلف طراحی به پاره ای محاسبه دستی نیز نیاز باشد که در جای خود به آن اشاره خواهد شد. جدول ۱، خلاصه ای از فایل های مورد نیاز به همراه توضیحات لازم آمده است.

جدول ۱. خلاصه ای از فایل های موردنیاز

نام فایل	برنامه	سیستم سازه‌ای	توضیح
LRFS.EDB	ETABS	تمام سیستم ها	طراحی سیستم باربرجانبی: در این فایل دال نباید در رفتار جانبی سیستم لرزه‌ای بسته به مورد دخالت کند اینکار با اعمال ضرایب ترک‌خوردگی یا اصلاح سختی به مولفه‌های مختلف انجام می‌شود.
LRFS_Torsion.EDB	ETABS	تمام سیستم های دارای تیر	طراحی پیچشی و برشی تیرها در این فایل علاوه بر فایل LRFS.EDB نیز کنترل می شود. سختی خمشی دال با ضریب مناسب در این فایل مشارکت داده می‌شود.
SLAB.EDB	ETABS	تمام سیستم ها	در صورت طرح دال در ETABS این فایل تهیه می‌شود. سختی خمشی دال در این فایل مشارکت داده می‌شود.
Period.EBD	ETABS	تمام سیستم ها	محاسبه پریود تحلیلی: در این فایل نیز دال در رفتار جانبی سیستم بسته به سیستم لرزه‌ای دخالت نمی‌کند. ضرایب ترک‌خوردگی تیر، ستون و دیوار مطابق آیین‌نامه طرح لرزه‌ای(۲۸۰۰) انتخاب می‌شود.
Drift.EDB	ETABS	تمام سیستم ها	محاسبه و کنترل دریفت. در این فایل نیز سختی خمشی دال در رفتار جانبی سیستم، بسته به سیستم لرزه‌ای دخالت داده نمی‌شود.
Wall100.EDB	ETABS	قاب ساختمانی دیوار باربر	کنترل طرح دیوارها برای ۱۰۰ درصد نیروی لرزه‌ای در سیستم دیوار باربر و قاب ساختمانی در این فایل انجام

			می‌شود. دیوارهای سازه‌ای باید بتوانند مستقل از قابها از مقاومت لازم برخوردار باشند. مشارکت لرزه‌ای قاب ها با اصلاح ضرایب سختی خمشی یا مفصلی کردن دو سر آنها از سیستم کنار گذارده می‌شود. وضعیت مشارکت دالها مطابق فایل LRFS.EDB می‌باشد.
Wall50.EDB	ETABS	دوگانه	کنترل دیوارهای سازه‌ای برای ۵۰ درصد نیروی لرزه‌ای در سیستم دوگانه. وضعیت مشارکت دالها مطابق فایل LRFS.EDB می‌باشد (آیین نامه ۲۸۰۰)
Frame25.EDB	ETABS	دوگانه	کنترل قاب برای ۲۵ درصد نیروی لرزه‌ای در سیستم دوگانه. وضعیت مشارکت دالها مطابق فایل LRFS.EDB می‌باشد.
Diaph.EDB	ETABS		بررسی و کنترل های مربوط به دیافراگم[6]
Deflection.FDB	SAFE/ETABS	تمام سیستم ها	کنترل خیز و تغییرشکل دال
SLABDesign.FDB	SAFE/ETABS	تمام سیستم ها	طرح مقاومت نهایی دال
Vibration.FDB	SAFE/ETABS	تمام سیستم ها	کنترل ارتعاش دال
Fondation.EBD	SAFE	تمام سیستم ها	طراحی فونداسیون

۳-۴- ضرایب اصلاح مولفه‌های مختلف سختی

روش معمول در طرح لرزه ای سازه های بتنی، استفاده از نتایج تحلیل خطی در طراحی است. رفتار غیرخطی مصالح تشکیل دهنده بتن مسلح که حاصل اندرکنش پیچیده بین اجزای مختلف تشکیل دهنده آن، وقوع ترک خوردگی در اعضا و لغزش میلگردهای طولی در اتصالات است باعث ایجاد پرسش های مختلفی در تحلیل خطی این دسته سازه ها خصوصا در تخمین تغییرشکل ها شده است. روش پذیرفته شده فعلی، اصلاح سختی المان های مختلف سازه های بتنی به نحوی است که پاسخ تحلیلی حاصل برای طراحی کافی و قابل قبول باشد. این رویکرد دارای ابهاماتی است:

- سختی موثر هر المان تابعی از تاریخچه بارگذاری و جزییات میلگردگذاری آن المان است. یک عضو بتنی تحت شرایط مختلف بارگذاری یا آهنگ بارگذاری متفاوت، رفتارهای مختلفی از خود نشان می دهد.
- نتیجه بند فوق آنست که فرایند اصلاح سختی موثر یک المان یک فرایند سعی و خطایی و نیازمند تعداد زیادی مدلسازی است که این امر نیز خود موجب پیچیده شدن فرایند طراحی می شود. مدل تحلیلی ممکن است به اصلاح سختی یک المان خاص بسیار حساس باشد، ممکن است بعضی المان ها بسته به موقعیت و نحوه بارگذاری به ضرایب اصلاح سختی مختلفی نیازمند باشد یا ضرایب اصلاح سختی برای سطوح لرزه ای مختلف، متفاوت باشد.
- مادامی که مسیر بار به صورت مناسب و با نامعینی کافی وجود داشته باشد، پیش‌بینی می‌شود باز توزیع نیروها بین اعضا در حالت حدی مقاومت به نحوی که ایمنی سازه تضمین شود اتفاق می‌افتد و بنابراین با مراجعه به طراحی‌های موفق انجام شده تا کنون انتخاب ضرایب ترک خوردگی محدود به همراه روش تحلیل خطی ایمنی لازم را تامین می‌کند

منابع مختلف نیز در مورد این ضرایب اتفاق نظر ندارند. به عناون مثال شکل ۲۸ جمع بندی منابع مختلف در این مورد بیان شده است؛ میزان گوناگونی نظرات در این مورد را به خوبی منعکس کرده است، این مهم خصوصا در مورد دال ها بیشتر صادق است.

[6] طراحی دیافراگم در SAFE نیز امکان‌پذیر است.

	Elements	Property Modifier for Modeling Elements													
		ACI 318-11 10.10.4.1 ACI 318-14 6.6.3.1.1	ASCE 41-13 Table 10-5	PEER TBI Guidelines Service Level	LATBSDC MCE-Level Non Linear Models (2014)	LATBSDC Servicability & Wind (2014)	FEMA 356 Table 6-5	NZS 3101: Part 2:2006 Ultimate Limit State (fy=300Mpa)	NZS 3101: Part 2:2006 Servicability Limit State (μ=3) (Note 3)	CSA A23.3-14	EuroCode	TS 500-2000	Paulay & Priestley (1992)	Priestly, Calvi & Kowalsky (2007)
Beams	Conventional Beams (L/H > 4)	0.35Ig	0.30Ig	0.50Ig	0.35Ig	0.70Ig	0.50Ig	0.40Ig (rectangular) 0.35Ig (T and L beams)	0.70Ig (rectangular) 0.60Ig (T and L beams)	0.35Ig	0.50Ig	0.40Ig	0.40Ig	0.17Ig-0.44Ig
	Prestressed Beams (L/H > 4)	n/a	1.00Ig	1.00Ig	n/a	n/a	1.00Ig	n/a	n/a				n/a	n/a
	Coupling Beams (L/H ≤ 4)		n/a	n/a	0.20Ig	0.30Ig	n/a	0.60Ig (diagonally reinforced)	0.75Ig				(9)	n/a
Columns	Columns - Pu ≥ 0.5Ag*fc	0.70Ig	0.70Ig	0.50Ig	0.70Ig	0.90Ig	0.70Ig	0.80Ig	1.00Ig	0.70Ig	0.50Ig	0.80Ig (Note 6)	0.80Ig	0.12Ig-0.86Ig
	Columns - Pu ≤ 0.3Ag*fc						0.50Ig	0.55Ig	0.80Ig				0.60Ig	
	Columns - Pu ≤ 0.1Ag*fc		0.30Ig		n/a	n/a		0.40Ig	0.70Ig			0.40Ig	(9)	
	Columns - tension			n/a				n/a	n/a			n/a		
Walls (4)	Walls - uncracked	0.70Ig	n/a	0.75Ig	n/a	n/a	0.80Ig	n/a	n/a	0.7Ig	0.50Ig	n/a	(9)	n/a
	Walls - cracked	0.35Ig	0.50Ig		1.00Ec (1)	0.75Ig	0.50Ig	0.32Ig-0.48Ig	0.50Ig-0.70Ig	0.35Ig	0.50Ig	0.40Ig - 0.80Ig (Note 6)		0.20Ig-0.30Ig
	Walls - shear	n/a	0.40EcAw (10	n/a	0.50Ag	1.00Ag	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	(9)	n/a
Slabs	Conventional flat plates and flat slabs	0.25Ig	See 10.4.4.2	0.50Ig	0.25Ig	0.50Ig	n/a	n/a	n/a	0.25Ig	0.50Ig	n/a	(9)	n/a
	Post tensioned flat plates and flat slabs	n/a	See 10.4.4.2									n/a	n/a	
	In-plane Shear	n/a	n/a	n/a	0.25Ag	0.80Ag	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
Notes		(5)	(2)	(2)	(2)				(3)				(7)	

شکل ۲۸. ضرایب اصلاح سختی المان های سازه ای مطابق مراجع مختلف

با توجه به روش رایج میان مهندسین طراح در مورد گام های مختلف رفتاری المان های سازه ای، مقادیر ضرایب اصلاح سختی (ترک خوردگی) به شرح جدول ۳ پیشنهاد شده است. ***لازم به یادآوری است این ضرایب ترک خوردگی بسته به نوع دال مشبک مورد استفاده باید در فایلهای مورد استفاده که در آنها نوع المان دال از نوع Shell می باشد در ضرایب معادل سازی دال مشبک با دال توپر نیز ضرب شود.*** *این موضوع در بخش ۱-۴بیان شده است.* مجددا تاکید می گردد به خصوص در مورد بارهای جانبی انتخاب ضرایب اصلاح سختی مناسب موضوعی است که به قضاوت مهندسی طراح نیز وابسته است. هرچند همانطور که ذکر شد، مادامی که مسیر بار مناسب و امکان بازتوزیع نیروها از طریق تهیه جزییات مناسب اجرایی تدارک دیده شده باشد، می توان از حدود رایج با اطمینان نسبتا مناسبی استفاده کرد.

جدول ۲. ضرایب اصلاح سختی رایج برای طرح سیستم های مبتنی بر انواع دال

المان سازه ای	ضریب اصلاح سختی	پریود[۲]	دریفت	طرح برای سرویس (بارهای ثقلی)	طرح برای مقاومت
تیر[۶]	معمولی – خمش I33,I22	0.5	0.35	0.50	0.35
	همبند – خمش I33,I22[۱]	0.5-1.0	0.35-1.0	0.5-1.0	0.35-1.0
	-				
ستون	بارمحوری زیاد -خمش I33,I22	1.0	0.70	1.0	0.70
	بار محوری متوسط- خمش I33,I22	1.0	0.70	1.0	0.70
	بار محوری کم – خمش I33,I22	1.0	0.70	1.0	0.70
دیوار	المان شل ترک نخورده[۵] – خمشی داخل صفحه f22	1.0	0.70	1.0	0.70
	المان شل ترک خورده[۵] – خمشی داخل صفحه f22	0.50	0.35	0.50	0.35
	خمشی خارج صفحه m11,m22	1.0	0.35	1.0	0.35
دال	سختی خمشی خارج صفحه m11, m22	0.25	0.25	1.0یا 0.25[۳]	0.25[۴]مطابق توضیحات
	سختی خمشی داخل صفحه ترک نخورده f11, f22	1.0	0.7	1.0	0.70
	سختی خمشی داخل صفحه ترک خورده f11, f22	0.50	0.35	0.50	0.35

۱. در مورد تیرهای همبند بسته به رفتار تیر از خمشی تا برشی مقدار ضریب اصلاح سختی انتخاب می شود. تیرهای همبند می توانند رفتار خمشی، برشی یا میانی داشته باشند. در صورت استفاده از المان شل برای مدلسازی این تیرها ضریب ترک خوردگی به مولفه های مناسب خمشی این المان اعمال می شود

۲. ضرایب اصلاح سختی مطابق توصیه آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای محاسبه زمان تناوب پیشنهاد شده است.

۳. در مورد سختی خمشی خارج صفحه دال، با توجه به اینکه آنالیز ترک خوردگی توسط برنامه SAFE به صورت اتوماتیک انجام می شود، در صورتی که برای محاسبه خیز نیز از همین قابلیت استفاده می شود، ضریب ترک خوردگی خارج صفحه باید برابر با ۱ انتخاب شود. برای سایر محاسبات مورد نیاز جهت خدمت پذیری تحت بارهای ثقلی می توان از همان ضریب ۰.۲۵ استفاده کرد.

۴. در مورد اصلاح سختی دالها در حالت نهایی و برای بارهای جانبی پیچیدگی هایی وجود دارد. بیشتر مراجع در مورد سختی دالها در تحلیل نهایی خطی سکوت کرده اند یا آن را به انجام تحلیل های دقیق تر موکول نموده اند(aci 6-6-3-1-3). در حاضر مطابق نظر گروهی از طراحان لازم است سیستم باربرجانبی (دیوار برشی یا قاب خمشی) بدون در نظر گرفتن اندرکنش سختی دال طراحی شود که در این صورت ضریب ترک خوردگی دال باید عدد کوچکی (مثل ۰.۰۱ یا کمتر) انتخاب شود، هرچند به نظر می رسد این نظر حداقل در مورد وافل (به واسطه تیرچه ها) مبنای مدللی ندارد (با توجه به نحوه طراحی، با توجه به ترکیبات بارگذاری و توانایی های فعلی نرم افزاری). به عنوان روشی مناسب می توان سیستم را در دو فایل جداگانه یکی با سختی دال ۰.۲۵ و دیگری ۰.۰۱ دال (یا استفاده از المان ممبرین در صورت عدم مواجهه با مشکلات عددی در تحلیل) را برای حالات نهایی طراحی کرد. *معمولا و در روند رایج، از ضریب 0.01 (کاهش قابل توجه مولفه‌های سختی m11,m22, m12 دال یا استفاده از المان ممبرین به شرط عدم بروز مشکلات عددی) برای کنترل سیستم باربرجانبی، و تمام کنترل های دیگر براساس سختی ۰.۲۵ انجام شود.*

۵. در مورد سختی دیوارها بسته به ترک خوردگی دیوارها مقدار این ضریب برابر ۰.۳۵ (ترک خورده) یا ۰.۷ (ترک نخورده) و با اعمال به f22 (جهت محورهای محلی پیش فرض) منظور خواهد شد. یک روش تقریبی برای ارزیابی ترک خوردگی دیوارها، مقایسه مولفه S22 المان شل دیوار برای ترکیبات بارهای لرزه ای با مدول گسیختگی بتن دیوار است. مدول سختی طبق آیین نامه از رابطه زیر بدست می آید:

$$f_r = 0.6\sqrt{f'_c}\ (MPa)$$

در مورد ستون های متصل به دیوار نیز لازم است در صورتی که دیوار ترک خورده ارزیابی شده است، *I22* و *I33* ستون ها - بسته به جهت قرارگیری نسبت به دیوار- مطابق ضریب ترک خوردگی دیوار اصلاح شود. سختی خارج صفحه دیوارهای برشی به مولفه‌های *m11,m22,m12* دیوار و به میزان ۰.۲۵ کاهش داده میشود.

۶. ضریب اصلاح سختی پیچشی تیرها در اینجا بیان نشده است. در مورد تیرها و پیچش همسازی، با فرایند تکرار، ضریب اصلاح سختی پیچشی تیر باید طوری اصلاح شود که $T_u \approx \emptyset T_{cr}$ شود. در پیچش تعادلی، ضریب اصلاح سختی پیچشی همواره برابر با ۱ می باشد. *در مورد دالهای تخت متصل به ستون پیشنهاد می شود که در یک فایل جداگانه عرضی از دال برابر با اندازه ضلع ستون متصل به آن به صورت تیر در نظر گرفته شود و پیچش همسازی در آن مورد بررسی قرار گیرد.* انجام این کار در مورد دال ها حائز اهمیت می باشد. ضریب ترک خوردگی نهایی خمشی دال برای محاسبات پیچش همان ۰.۲۵ منظور شود.

با توجه به توضیحات فوق، بیشترین ابهام در مورد نحوه مشارکت دال در پاسخ طراحی می‌باشد. با توجه به اینکه در بسیاری از سیستم‌های سازه‌ای از مشارکت دال چشم پوشی شده‌است، توجه به این مهم اهمیت دارد. جدول ۳ خلاصه رویکرد فعلی در مشارکت دال در سیستم‌های سازه‌ای مختلف بیان شده است.

جدول ۳. مشارکت دال (المان *Shell*) در سیستم‌های سازه‌ای مختلف

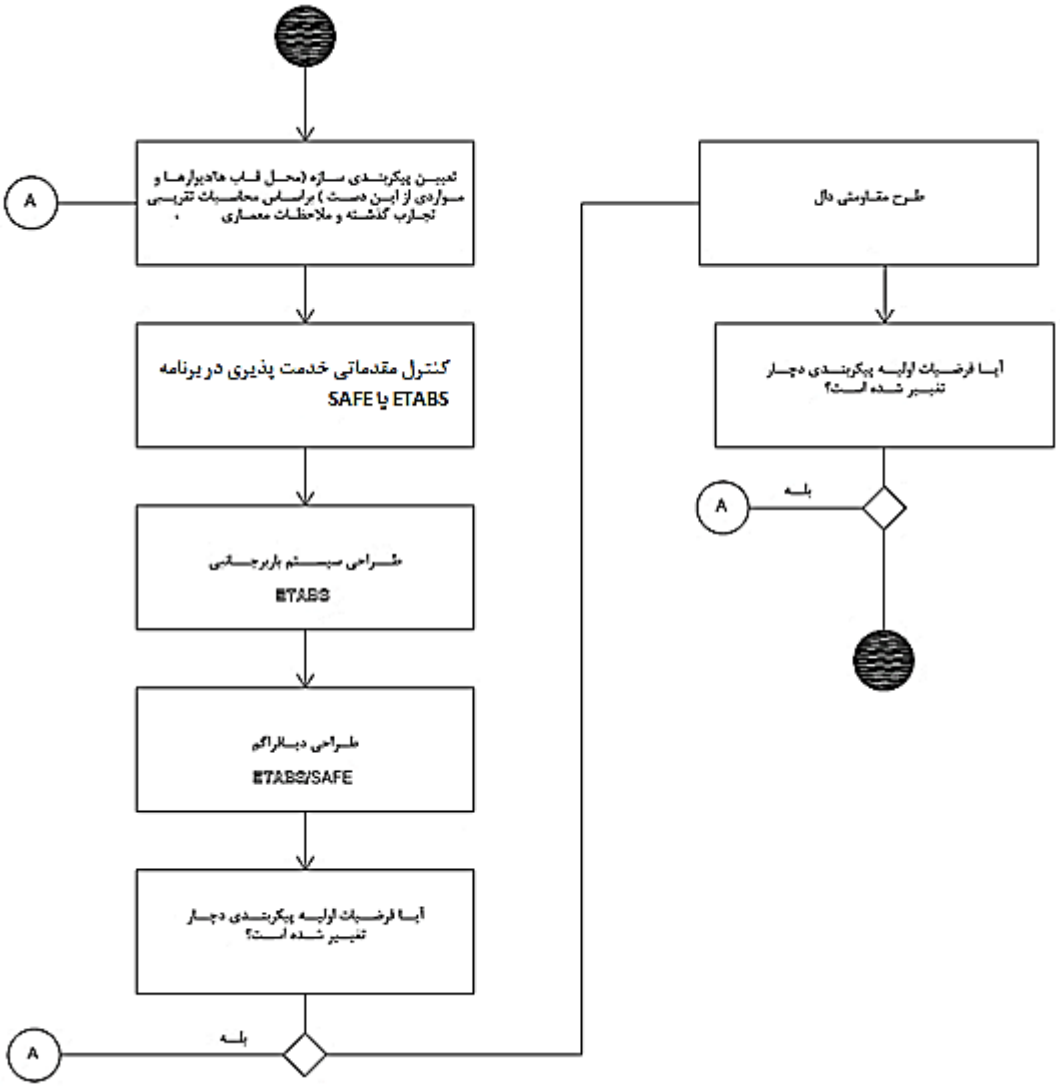
سیستم سازه‌ای	توضیح
سیستم دیوار باربر	- در فایل طراحی سیستم باربر لرزه ای، سختی دال مشارکت داده نمی‌شود، ضریب اصلاح سختی خمشی دال نزدیک به صفر منظور می‌شود - صورت وجود تیر در سازه، در فایل طرح برشی و پیچشی، ضریب اصلاح سختی دال برابر با ۰.۲۵ منظور می‌شود - به هنگام طراحی دیافراگم و طراحی نهایی دال نیز سختی خمشی دال، برابر با ۰.۲۵ منظور می‌شود. ضرایب اصلاح سختی محوری دیافراگم مطابق جدول ۲ اعمال می‌گردد.
سیستم قاب ساختمانی	- در فایل طراحی سیستم باربر لرزه‌ای، سختی دال مشارکت داده نمی‌شود و ضریب اصلاح سختی خمشی، نزدیک به صفر منظور می‌شود. در صورت مشارکت نوار ستونی مطابق فصل ۱۸ آیین نامه *aci* به صورت قاب خمشی، صرفا در این محدوده می‌توان ضریب سختی خمشی دال را برابر ۰.۲۵ منظور کرد. - در طرح پیچشی و برشی تیرها، ضریب سختی خمشی دال برابر ۰.۲۵ می‌باشد.

	- در فایل کنترل دیوار برای ۱۰۰ درصد نیروی لرزه‌ای ضریب اصلاح سختی خمشی دال عددی نزدیک به صفر منظور شود. - به هنگام طراحی دیافراگم و طراحی نهایی دال نیز سختی خمشی دال، برابر با ۰.۲۵ منظور می‌شود. ضرایب اصلاح سختی محوری دیافراگم مطابق جدول ۲ اعمال می‌گردد
سیستم قاب خمشی	- در فایل طراحی سیستم باربر لرزه‌ای، سختی دال مشارکت داده نمی‌شود و ضریب ترک‌خوردگی خمشی نزدیک به صفر منظور می‌شود. در صورت مشارکت نوار ستونی مطابق فصل ۱۸ آیین نامه ***aci*** به صورت قاب خمشی، صرفا در این محدوده می‌توان ضریب سختی خمشی دال را برابر ۰.۲۵ منظور کرد. (سیستم دال-ستون با حداکثر شکل پذیری متوسط) - در طرح پیچشی و برشی تیرها، ضریب کاهش سختی خمشی دال برابر ۰.۲۵ می‌باشد.
سیستم دوگانه	- در فایل طراحی سیستم باربر لرزه‌ای،فایل ۵۰ درصد و فایل ۲۵ درصد، سختی دال مشارکت داده نمی‌شود و ضریب کاهش سختی خمشی، نزدیک به صفر منظور می‌شود. - در طرح پیچشی و برشی تیرها، ضریب کاهش سختی خمشی دال برابر ۰.۲۵ می‌باشد.

در تحلیل ترک خوردگی دالها برای کنترل خیز، ضریب سختی خمشی دالها برابر واحد منظور می‌شود (بدون ضریب ترک‌خوردگی). در صورتی که تحلیل ترک خوردگی برای تیرها نیز انجام می‌شود، ضریب ترک خوردگی خمشی تیرها نیز برابر ۱ منظور می شود(در غیر اینصورت ضریب ترک خوردگی تیرها ۰.۵ منظور می شود). در این تحلیل، ضرایب ترک خوردگی ستونها برابر ۱ و دیوارها نیز ۱.۴ برابر مقدار آنها در فایل طراحی سیستم باربر لرزه ای منظور می شود. لازم به یادآوری است که، برای مشاهده تغییر شکل مطلق عناصر کف، لازم است، سختی محوری ستون یا دیوارهای برشی را با اعمال ضریب مناسب (مثلا اعمال ضریب ۱۰۰به مساحت) اصلاح شود. در غیراینصورت تغییرشکل مشاهده شده با احتساب تغییرشکل عناصر قائم سیستم سازه‌ای می‌باشد.

۳-۵ - روند پیشنهادی جهت مدلسازی و طراحی دالهای مشبک

فرایند طراحی در صورتی که تجربیات قبلی در دسترس نباشد، باید براساس سعی و خطا استوار گردد. رجوع به تجربیات موفق گذشته از طریق مرور نقشه‌ها و طراحی‌های موجود می‌تواند به کاهش نیاز به تعداد دفعات سعی و خطا -حداقل در ارزیابی های مرتبط با خدمت پذیری- در طراحی یاری‌رسان باشد. این موضوع خصوصا درباره دهانه‌های بلند که استفاده از دالهای مشبک بیشتر در آنها کاربرد دارد، اهمیت بیشتری دارد. به طورکلی روند شکل ۲۹ در طراحی ساختمان‌های متداول با دهانه‌های نسبتا بلند که در آنها از دالهای مشبک استفاده شده است پیشنهاد می گردد:



شکل ۲۹. یکی از روندهای ممکن در طرح سیستم های وافل

گام۱. طراحی مقدماتی سقف براساس ملاحظات خدمت پذیری. در این مرحله با درنظر گرفتن ابعاد اولیه‌ای برای سیستم باربرجانبی، ضخامت اولیه سقف براساس ملاحظات خدمت‌پذیری (بیشتر براساس خیز، گاهی ارتعاش یاسایر ملاحظات خدمت پذیری) مشخص می‌شود. در این مرحله طول، محل و ضخامت دیوارهای برشی و/یا ستون‌ها عمدتا براساس ملاحظات معماری، تخمین‌های اولیه سازه‌ای و تجارب قبلی انتخاب می‌گردد. برای بارهای سرویس، ضخامت سقف و جزییات ابعادی دال مشبک به نحوی انتخاب می‌شود که اطمینان عملکردی کافی ایجاد گردد. در این مرحله، کنترلهای برشی اولیه در محل اتصالات نیز انجام می شود (یکطرفه و دوطرفه).

گام ۲. طراحی سیستم باربرجانبی. پس از گام یک و مشخص شدن کلیات طرح، مدلسازی برای طراحی سیستم باربرجانبی انجام می گیرد.. ابعاد و محل نهایی دیوارهای برشی، نواحی توپر، تیرها و ستون ها در این مرحله نهایی می شود. بررسی های رفتار دیافراگم نیز در همین مرحله انجام می شود. اغلب در این مرحله همان ضخامت دال بدست آمده گام ۱ مناسب است، گرچه این مورد نباید قطعی تلقی شود.

گام ۳. طراحی مقاومتی دال. در این مرحله میلگردهای خمشی و برشی برای اطمینان از کفایت رفتار نهایی دال معین می گردد. خصوصا کنترل برش پانچ در این مرحله ممکن است بر ضخامت تعیین شده در گام ۱ و ۲ تاثیرگذاری باشد. کنترل برش پانچ در اتصالات تیر-ستونی که سختی نسبتی تیر به دال از ۱ کمتر باشد نیز لازم است.

گام ۴. ارزیابی نهایی سقف برای ملاحظات خدمت پذیری. از آنجا که ممکن است در گام دو، محل، ابعاد یا پیکربندی سیستم باربرجانبی یا ضخامت سقف دستخوش تغییر شده باشد، در این مرحله کنترل نهایی خدمت پذیری سقف برای شرایط مرزی جدید انجام می شود. در صورت تغییر قابل توجه مشخصات سقف، انجام مجدد گام دوم ضروری است.

گام ۵. کنترل دیافراگم. کنترل یا طراحی دیافراگم خصوصا در دال-دیوارها حائز اهمیت می‌باشد. طراحی یال‌ها برای نیروهای کششی و فشاری و طراحی جمع‌کننده در این گام تکمیل می‌شود.

گام ۶. طراحی فونداسیون. در این مرحله با استفاده از نتایج تحلیل روسازه، فونداسیون طراحی می شود. گرچه ندرتا ملاحظاتی در طراحی فونداسیون، نیاز به بازنگری در گام های سه گانه نخست را ایجاب می کند لیکن ممکن است برخی موارد مثل آپلیفت، تنش های بستر، توزیع نشست و ... نیاز به بازنگری در سیستم باربرجانبی را موجب شود که باید مورد توجه قرارگیرد.

با توجه به اینکه هر طراحی مسئله ای منحصر به فرد می باشد نمی توان یک دستورالعمل واحد یا راهنمایی کامل، شامل تمام جزییات ممکن را ارایه نمود. در نهایت هر طراح سازه ای با توجه به تجربه و انجام طراحی های متعدد به روش منحصر به فرد خود دست خواهد یافت و از تعداد سعی و خطاهای مورد نیاز خواهد کاست. مجددا بر بررسی سازه های موجود موفق به عنوانی روشی بسیار کارآمد در افزایش تجربه تاکید می گردد.

۴. نکات مهم در طراحی دال های مجوف

۴-۱- معادلسازی دالهای مشبک با دال توپر

برنامه ETABS و SAFE از امکان تعریف مستقیم دال‌های وافل برخوردار هستند. هر دو برنامه، پس از تعریف هندسه دال وافل، به صورت داخلی آن را به دال تخت معادل تبدیل می‌کنند. با این حال سالیان طولانی طراحی دالهای وافل به صورت موفق از معادلسازی با دال تخت توسط کاربر انجام شده‌است، که در ادامه به جزییات آن اشاره خواهد شد.

در مورد سایر انواع دالهای مشبک امکان مدلسازی مستقیم هندسه دال وجود ندارد و کماکان نیاز به استفاده از دال تخت با معادل با اعمال ضرایب اصلاح سختی مناسب وجود دارد. در مورد این نوع دالها، ترکیبی از ضرایب محاسباتی و ضرایب توصیه شده توسط سازنده مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۴-۱-۱- معادلسازی دالهای وافل

در حال حاضر (ETABS 2020) برنامه ایتبز قابلیت مدلسازی دال وافل را دارد. البته لازم به ذکر است که هر دو برنامه ETABS, SAFE برای تحلیل از ضخامت معادل استفاده می کند[۷] در صورتی که طراح از نسخه های قدیمی تر برنامه ایتبز

[7] لازم به ذکر است که هم در برنامه ایتبز و هم در برنامه سیف امکان مدلسازی دقیق کف وافل وجود دارد لیکن با توجه به هندسه نامنظم سقف و نیز نیاز محاسباتی ناشی از مش بندی ریز مورد نیاز، عملا این روش مورد استفاده قرار نمی گیرد. برنامه نیز به همین دلایل فعلا از محاسبات مبتنی بر ضخامت معادل استفاده می کند.

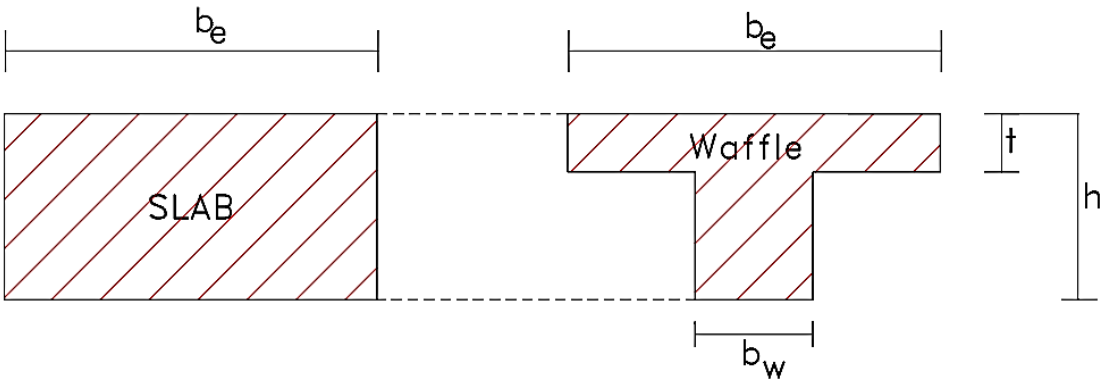
استفاده نماید لازم است نسبت به معادل سازی دال وافل با یک دال تخت اقدام کند. معادلسازی باید سختی خمشی، برشی و وزن را شامل شود تا تخمین مناسبی از رفتار دال به دست آید.

در اینصورت، روندی که در این بخش پیشنهاد می شود به شرح زیر است[8]:

الف. تعریف دال تخت هم ضخامت با دال وافل.

ب. اعمال ضرایب اصلاحی به مشخصات سختی و وزن دال تخت تعریف شده در بخش الف برای دستیابی به رفتار تحلیلی مورد نظر.

ضرایب اصلاحی مورد نیاز به نحو زیر محاسبه می شوند (پارامترهای هندسی مطابق شکل ۳۰ هستند). انتظار می رود ابعاد معادل زیر در محدوده نیازهای تحلیل از دقت مناسبی برخوردار باشد:



شکل ۳۰. معادلسازی دال وافل با دال تخت

- اصلاح سختی خمشی (معادل m_{11}, m_{22})

ضریب اصلاح سختی خمشی برابر نسبت ممان اینرسی یک واحد وافل به ممان اینرسی دال توپر محاسبه می شود:

$$k_f = \frac{I_{waffle}}{I_{slab}} = \frac{I_{waffle}}{\frac{1}{12} b_e h^3}$$

$$I_{waffle} = \left(\frac{1}{3}\right)[b_w h^3 + (b_e - b_w)t^3] - [b_w h + (b_e - b_w)t].[0.5\frac{b_w h^2 + (b_e - b_w)t^2}{b_w h + (b_e - b_w)t}]$$

- اصلاح سختی برشی (معادل v_{13}, v_{23})

فرض می کنیم در دال وافل فقط جان در برش مشارکت می کند بنابراین:

[8] در روش های ساده تر مدلسازی و تحلیل مثل قاب معادل روش هایی برای معادلسازی دال وافل با دال تخت وجود دارد که در مراجع مختلف به آن اشاره شده است(از جمله منوال نرم افزارهای خانواده StructurePoint).

$$k_v = \frac{A_{rib}}{A_{slab}} = \frac{b_w h}{b_e h}$$

- اصلاح وزن و جرم

$$k_w = \frac{W_{waffle}}{W_{slab}} = \frac{b_e.t + b_w(h-t)}{b_e h}$$

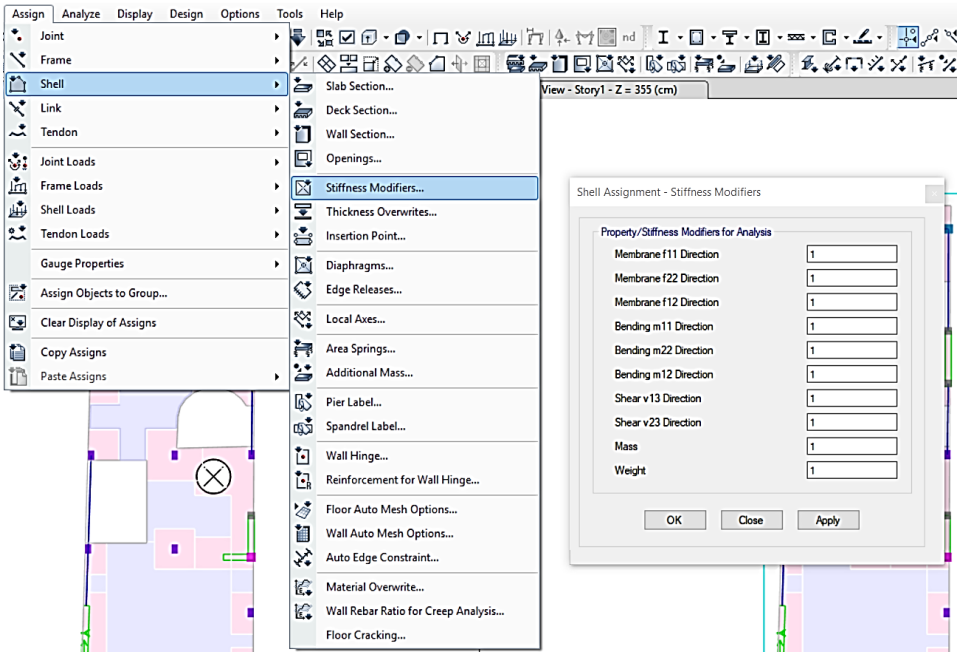
- اصلاح سختی محوری (معادل f_{11}, f_{22}, f_{12})

نسبت اصلاح سختی برابر با نسبت سطح مقطع دو مقطع اصلی و معادل می باشد:

$$k_l = \frac{A_{waffle}}{A_{slab}} = \frac{b_e.t + b_w(h-t)}{b_e h}$$

ضرایب فوق مطابق شکل ۳۱ در قسمت ضرایب اصلاح دال توپر وارد می شوند (***توجه نمایید که سایر ضرایب اصلاحی هرجا که مطابق بخش ۳-۴ مورد نیاز باشند در این مقادیر باید ضرب شده آنگاه به برنامه داده شود***).

در مورد نسخه‌های قدیمی برنامه ETABS می توان از مدلسازی وافل به صورت تیرهای شبکه ای و دال هم استفاده کرد. که با توجه به سهولت این روش و اینکه عملا کاربران از تعاریف پیش فرض نرم افزارها برای دال وافل استفاده می کنند بیشتر به این موضوع پرداخته نشده است.



شکل ۳۱. محل وارد کردن ضرایب اصلاحی

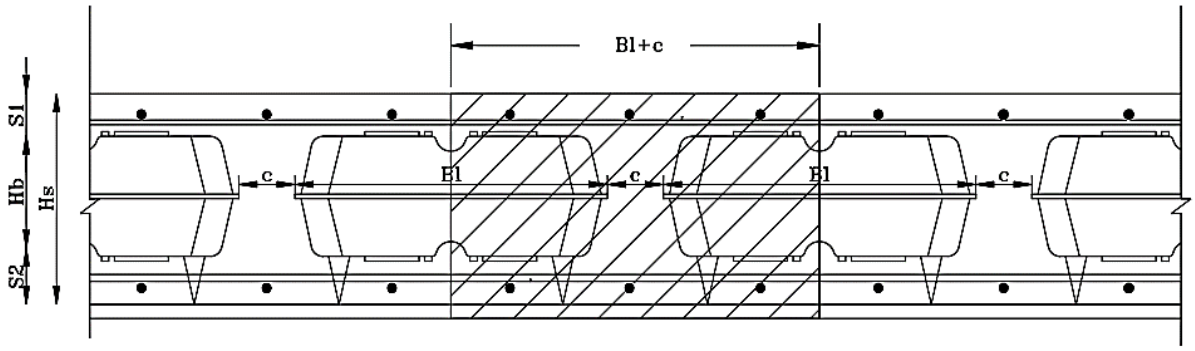
۴-۱-۱- معادلسازی دالهای مشبک با عایق ماندگار

در مورد انواع دالهای مشبک با عایق ماندگار، بسته به مقطع دال می‌توان با محاسبات استاتیکی ساده، ضرایب اصلاح سختی مولفه‌های خمشی و محوری دال را محاسبه کرد. در اینجا نیز مشابه دالهای وافل دال مشبک با دال توپر هم‌ضخامت

معادلسازی می‌شود. برای محاسبه ضرایب اصلاح سختی برشی از ضرایب پیشنهادی سازنده استفاده می‌شود. در صورت در دسترس نبودن این جداول می‌توان از روابط تقریبی که در ادامه معرفی شده است استفاده کرد (***مجددا تاکید می‌شود که سایر ضرایب اصلاحی هرجا که مطابق بخش ۳-۴ مورد نیاز باشند در این مقادیر باید ضرب شده آنگاه به برنامه داده شود***).

الف. دال یوبوت

شکل ۳۲ مقطع یک دال یوبوت نشان داده شده‌است. از میان ضرایب اصلاح سختی، ضریب اصلاح سختی خمشی، ضریب اصلاح سختی محوری (غشایی) و ضریب اصلاح سختی جرمی (وزن) را می‌توان با استفاده از هندسه دال یوبوت برای طول واحد آن محاسبه کرد. ضریب اصلاح سختی برشی نیز با استفاده از جداول سازنده اعمال می‌گردد.



شکل ۳۲. نمونه هندسه دال یوبوت برای معادلسازی

برای محاسبات این قسمت، بلوک‌های یوبوت را مکعبی کامل در نظر گرفته‌ایم، ضمنا برای محاسبه سختی خمشی S1=S2 در نظر گرفته شده است. با وجود این تقریب‌ها، دقت محاسبات برای مدلسازی کافی است. در صورت نیاز به دقت بالاتر می‌توان با ترسیم در اتوکد، با دقت بالاتری محاسبات را انجام داد. ضریب کاهش سختی خمشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_f = 1 - \frac{B_1 H_b^3}{(B_1 + c) H_s^3}$$

به عنوان مثال برای دالی به ضخامت ۳۰ سانتی‌متر، ابعاد بلوک یوبوت ۵۰ در ۲۴ سانتی‌متر و فاصله بلوک‌ها ۱۲ سانتی‌متر، مقدار ضریب k_f برابر ۰.۵۸ خواهد بود.

ضریب اصلاح سختی محوری از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_l = 1 - \frac{B_1 H_b}{(B_1 + c) H_s}$$

ضریب اصلاح وزن نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

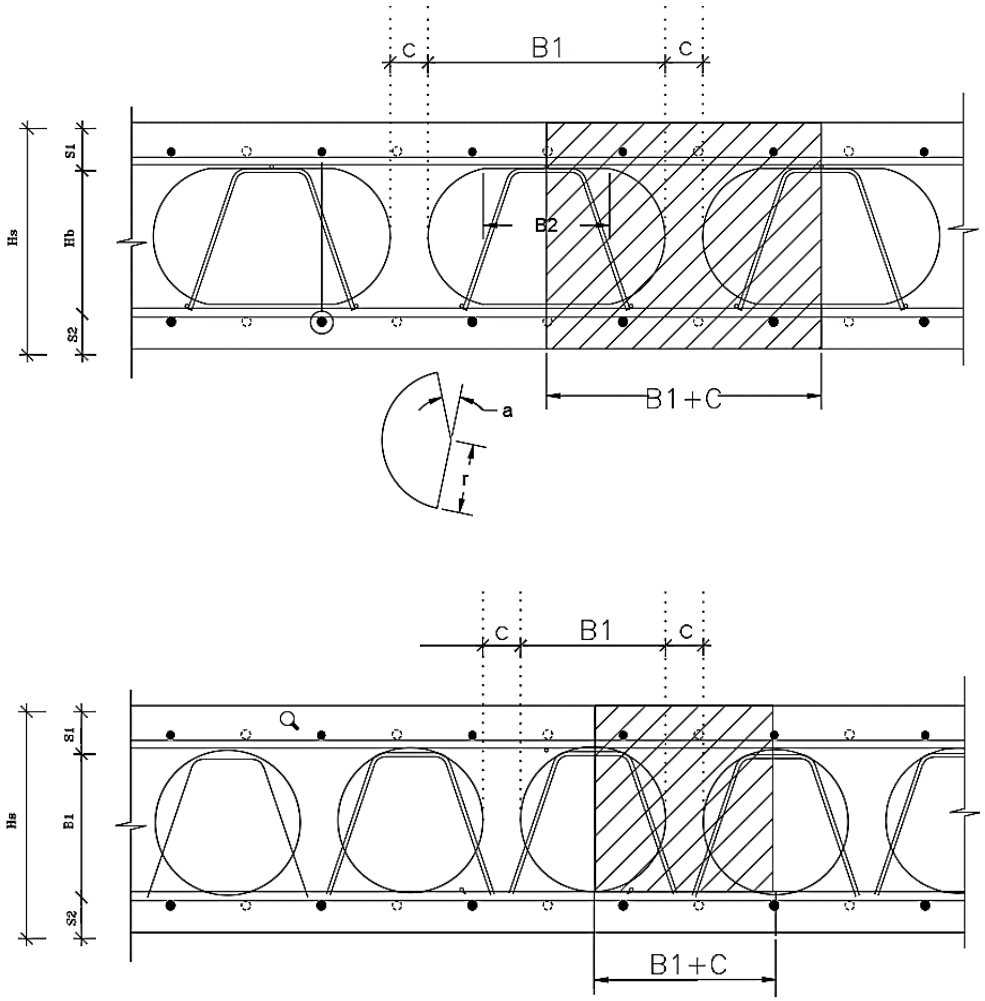
$$k_w = 1 - \frac{{B_1}^2 H_b}{(B_1 + c)^2 H_s}$$

و بالاخره ضریب اصلاح سختی برشی یوبوت طبق مدارک فنی سازنده مقداری بین ۰.۵ تا ۰.۶ دارد، اینجا مقدار زیر اختیار شده‌است:

$$k_v = 0.5$$

ب. دال حبابی (دال کوبیاکس و دال بابل‌دک)[9]

مشابه دال یوبوت، ضریب اصلاح سختی خمشی، ضریب اصلاح سختی محوری (غشایی) و ضریب اصلاح سختی جرمی (وزن) را می‌توان با استفاده از هندسه دال حبابی برای طول واحد آن محاسبه کرد. ضریب اصلاح سختی برشی نیز با استفاده از جداول سازنده اعمال می‌گردد. شکل ۳۳ نمونه مقطع یک دال حبابی نشان داده شده است.



شکل ۳۳. نمونه هندسه دال حبابی (کوبیاکس و بابل‌دک) برای معادلسازی

برای بلوکهای با شکل تقریبا بیضوی، ضریب کاهش سختی خمشی با توجه به جداول ارایه شده توسط سازنده (دال کوبیاکس) رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_f = 0.9$$

ضریب اصلاح سختی محوری از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

[9] این دو نوع سقف دارای برنامه جانبی برای محاسبه دقیق ضرایب اصلاحی هستند. جهت دریافت برنامه به سایت بین المللی مربوطه مراجعه شود.

$$k_l = 1 - \frac{B_2 H_b + 2\pi r^2 (\frac{180 - \alpha}{360})}{(B_1 + c) H_s}$$

ضریب اصلاح وزن نیز به صورت تقریبی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_w = 1 - \frac{H_b B_2 B_1}{(B_1 + c)^2 H_s}$$

ضرایب اصلاح وزن به صورت دقیق در مدارک سازنده قالبها برحسب نوع قالب قید می‌شود که طراح لازم است به آنها رجوع کند. مقدار حداکثر کاهش وزن در این سیستم به طور متوسط ۳۳ درصد می‌باشد.

ضریب اصلاح سختی برشی طبق مدارک فنی برابر مقدار زیر می‌باشد.

$$k_v = 0.5$$

برای بلوکهای دایره‌ای، ضریب کاهش سختی خمشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_f = 1 - (\frac{3\pi}{16}) \frac{{B_1}^4}{(B_1 + c) H_s^3}$$

سازنده (دال بابل‌دک) مقدار $k_f = 0.87$ ارایه کرده است.

ضریب اصلاح سختی محوری از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_l = 1 - \frac{(4\pi){B_1}^2}{(B_1 + c) H_s}$$

ضریب اصلاح وزن نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_w = 1 - (\frac{\pi}{6}) \frac{{B_1}^3}{(B_1 + 2c)^2 H_s}$$

و بالاخره ضریب اصلاح سختی برشی طبق مدارک فنی سازنده مقداری بین ۰.۶ تا ۰.۶۵ دارد، اینجا مقدار زیر اختیار شده‌است:

$$k_v = 0.6$$

۴-۲- کنترل برش در دال

الف. برش یک طرفه. تعیین محدوده اولیه نواحی توپر اطراف تکیه گاه ها، براساس برش یک طرفه انجام می شود. نواحی اطراف ستون ها، دیوارها یا بازشوها که تنش برشی موجود آنها از برش یکطرفه اسمی بیشتر باشد، باید توپر در نظر گرفته شود[۱۰]. علاوه بر این، در مورد دالهای وافل، لازم است تیرچه ها نیز برای برش یکطرفه کنترل و طراحی شوند ولی در مورد سایر انواع دالها صرفا ضخامت دال باید پاسخگوی برش یکطرفه باشد. میزان برش در فاصله d از تکیه گاه ارزیابی می گردد.

[10] بعضی از همکاران طراح، در مورد دال تیرها نیز به فاصله d از تیر توپر در نظر گرفته می‌گیرند. در صورتی که سیستم قاب خمشی ویژه باشد، اثر این ناحیه باید در نظر گرفته شود. ضمنا این مهم در بررسی برش اتصال قاب‌های خمشی متوسط نیز مورد توجه قرار گیرد.

باید توجه داشت که ضخامت ناحیه توپر باید به میزانی باشد که برای کلیه ترکیبات بارگذاری طراحی، متوسط تنش موجود در این ناحیه از میزان تنش برشی یکطرفه اسمی بیشتر نباشد؛ ممکن است برای داشتن تخمینی مناسب نیاز به تنظیم اندازه مش بندی وجود داشته باشد. با توجه به عدم میلگردگذاری برشی در دالهای توپر، تنش برشی یک طرفه از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_c = 0.66\lambda_s\rho_w{}^{1/3}\sqrt{f'_c}$$

که ρ_w، نسبت میلگرد طولی دال توپر و λ_s ضریب اصلاح اثر اندازه می‌باشد که از رابطه:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1$$

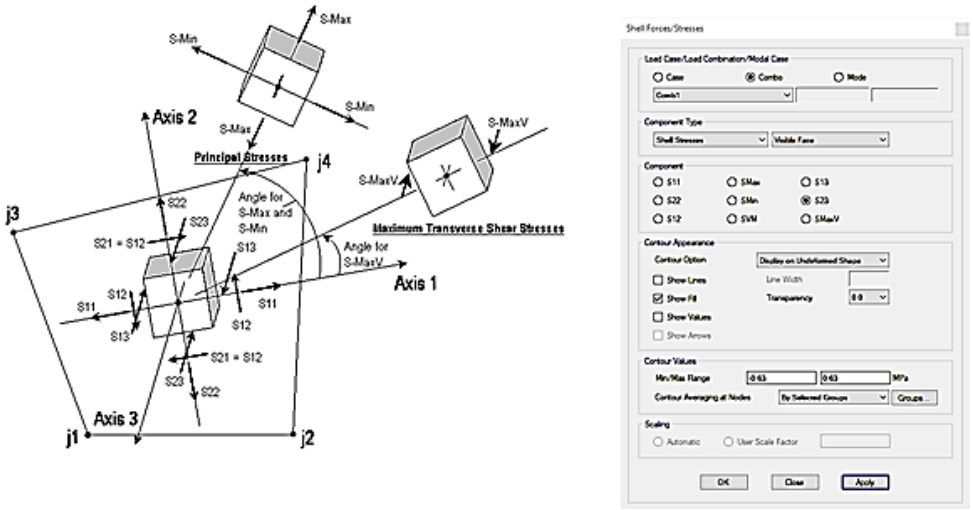
محاسبه می‌شود. در صورتی که :

$$v_u > \beta\emptyset v_c$$

باشد این نواحی به صورت توپر در نظر گرفته می شود (مقدار $\emptyset$ برابر ۰.۷۵ می باشد؛ ضریب β نیز ضریب کاهشی سطح مقطع برشی دال می باشد که با توجه به هندسه و نوع دال مطابق بخش ۴-۱ محاسبه می شود. توجه شود که بعد از تعریف ناحیه توپر کنترل نهایی نواحی توپر، کنترل نهایی براساس $\beta = 1$ انجام می شود، علاوه براین در صورت استفاده از تعریف سقف وافل در برنامه SAFE نیازی به استفاده از ضریب β نیست). می توان مقایسه را با استفاده از تنش برشی انجام داد (مولفه های S13,S23 برای کلیه ترکیبات بارگذاری با $\emptyset v_c$ مقایسه می شود. اندازه ناحیه توپر نهایی برابر با بزرگترین ناحیه بدست آمده از ترکیبات بارگذاری است-شکل ۳۴ را ببینید). در صورتی که:

$$v_u > (\phi v_c + 0.66\sqrt{f'_c})$$

باشد مقطع از نظر برشی نامناسب می‌باشد و لازم است ضخامت ناحیه یا مقاومت فشاری بتن افزایش داده شود.

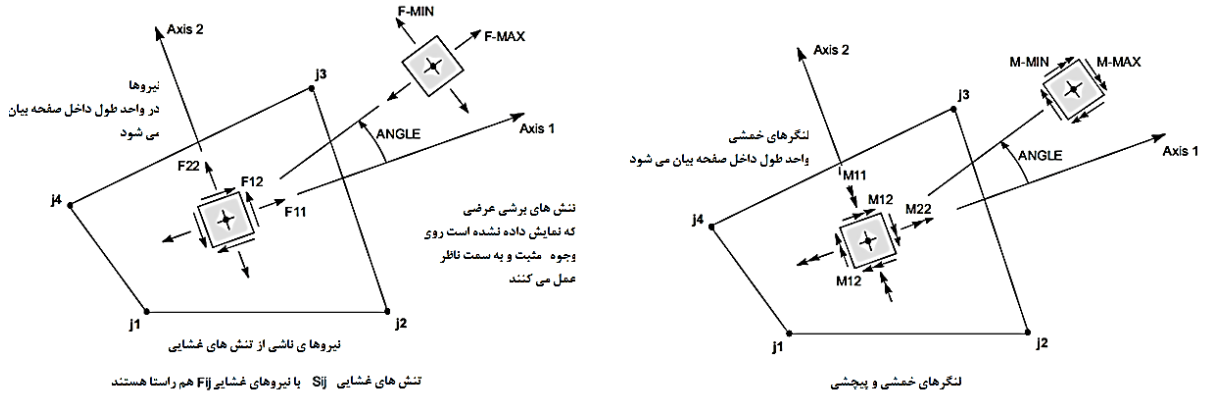


شکل ۳۴ . ارزیابی نواحی توپر برای تنش برشی یک جهته

پس از محاسبه نواحی توپر مورد نیاز براساس کنترل تنش برشی، لازم است حداقل ابعاد نواحی توپر صرفنظر از خروجی این مرحله در نواحی اتصال دال به ستون، از مقدار زیر کمتر در نظر گرفته نشود مگر اینکه $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ (نسبت دریفت طبقه مورد بررسی) باشد:

- چهار برابر ضخامت دال (با توجه به قرار دادن میلگردگذاری عرضی شکل پذیری اتصال دال به ستون که مورد بحث قرار خواهد گرفت). توضیحات بیشتر در این مورد در قسمت ستون‌های ثقلی بیان شده است.

به عنوان یک روش دیگر، می توان این مقدار (چهار برابر ضخامت دال) را به عنوان مقادیر ابتدایی در مدل برای نواحی توپر در نظر گرفته، سپس، تنش های برشی را برای آنها کنترل نمود. در صورتی که از مش بندی دستی برای تعریف نواحی توپر استفاده نشده است (از مش بندی اتوماتیک استفاده شده است) بعد از ترسیم نواحی توپر در محل ستون ها و دیوار ها باید بارگذاری این نواحی و تعریف دیافراگم (در صورت نیاز) را مجددا انجام داد یا کنترل کرد.



شکل ۳۵. نیروهای داخلی المان ها در برنامه های CSI

ب. برش دوطرفه (پانچ دال). بررسی برش دوطرفه (برش پانچ) در دال های تخت حائز اهمیت است. باید نواحی اطراف ستون ها، دو سر دیوارها یا تمام طول دیوارهای سازه‌ای تیغه ای (که ابعادی نزدیک به ستون دارند)، برای برش دوطرفه نیز کنترل و ارزیابی شود. در طول دیوارهای برشی بلند، برش دوطرفه (پانچ) کمتر موضوعیت دارد، لیکن در صورتی که ابعاد پلانی دیوار سازه‌ای به سمت ستون میل نماید ممکن است این کنترل در این دیوارها نیز اهمیت داشته باشد.

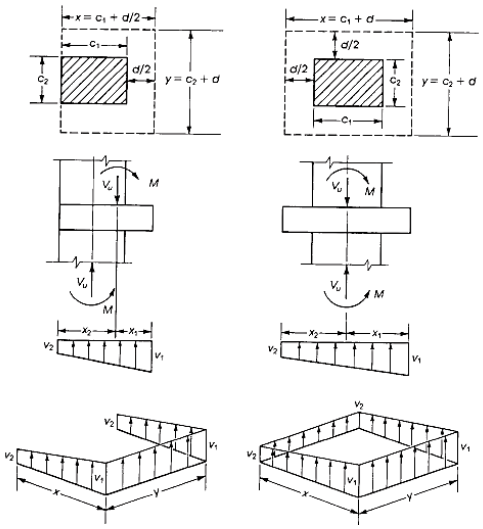
برنامه های CSI در صورتی که تیر به ستون متصل باشد قادر به محاسبه برش پانچ نمی باشد. علاوه براین در محل دیوارهای سازه‌ای نیز هیچ محاسبه‌ای برای برش منگنه‌ای انجام نمی‌دهد. در صورتی که سختی نسبی تیر به دال مناسب باشد نیازی به کنترل پانچ نمی باشد (برش یکطرفه حاکم است)، لیکن در صورت کم بودن این سختی (مثلا هم ضخامت بودن تیر با دال) نیاز به کنترل برش پانچ وجود دارد[11]. در صورتی که فقط از یک راستا تیر به اتصال وارد شده باشد، کنترل پانچ در راستای بدون تیر لازم است. علاوه بر این اگر از تیر با ضخامت برابر با ضخامت دال برای انتقال بار استفاده شده باشد نیز برنامه برش پانچ را محاسبه نخواهد کرد. به این دلایل ارزیابی دقیق وضعیت پانچ با نرم افزار نیازمند توجه می‌باشد.

همانطور که ذکر شد، این حالت حدی در مواضع زیر باید بررسی شود:

- اتصالات دال به ستون یا دیوارهای سازه‌ای که طول کمی دارند.

[11] در این حالت قسمتی از برش به صورت دوطرفه به ستون منتقل خواهد شد.

- اتصالات دال به المان مرزی دیوار یا معادل آن.

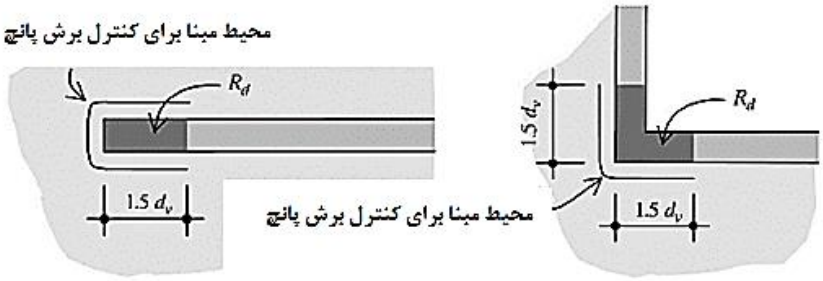


شکل ۳۶. توزیع نیروها در برش منگنه ای در دو نمونه ستون میانی و کناری [Wight,2016]

علاوه بر این همانطور که بیان شد در اتصالات دال به ستون بند ۹-۲۰-۱۰-۴ آیین نامه در مورد حداقل آرماتورگذاری برشی باید مورد توجه قرار گیرد، این بند آیین نامه احتمال گسیختگی اتصالات در اثر دریفت لرزه ای در حضور بار ثقلی زیاد که در آزمایش ها و ملاحظات رفتاری در لرزه های گذشته دیده شده است را پوشش می دهد.

نکته مهم دیگر، توجه به اثر لنگر نامتقارن در تشدید احتمال بروز پدیده برش منگنه ای است. قسمتی از لنگر نامتعادل وارده به اتصال به صورت برشی به ستون منتقل می شود که در حضور برش مستقیم موجب افزایش برش منگنه ای وارده به اتصال می شود. *این برش را نمی توان مستقیما از روش های تحلیل اجزا محدود رایج (المان های شل) برداشت کرد* و به همین علت نیاز به استفاده از روابط پیشنهادی آیین نامه برای محاسبه اثر ترکیبی برش و لنگر نامتعادل است.

در مورد اتصالات دال به دیوار انتخاب ناحیه مرزی برای کنترل پانچ نیازمند توضیح بیشتری است. در صورتی که محاسبات سیستم باربرجانبی نشان دهد که دیوار دارای ناحیه مرزی است کنترل پانچ برای این ناحیه صورت می گیرد. در صورتی که دیوار فاقد ناحیه مرزی است می توان از توصیه fib برای انجام محاسبات لازم استفاده کرد (d_v عمق موثر دال است). در مابقی طول دیوار برش یکطرفه کنترل می‌شود(شکل ۳۷).



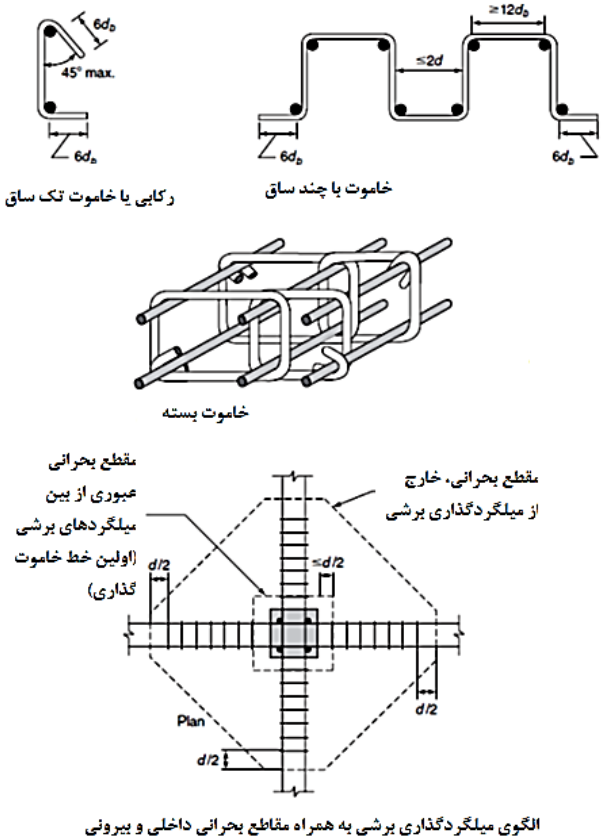
شکل ۳۷. مقطع بحرانی جهت کنترل پانچ دیوارهای برشی مطابق fib 2010

کنترل برش پانچ در محل اتصالات به روش های زیر صورت می گیرد:

- بررسی ضخامت ناحیه توپر و افزایش ضخامت آن در صورت لزوم
- استفاده از مسلح کننده های برشی (میلگرد برشی یا گلمیخ) به همراه افزایش ضخامت دال یا مستقل از آن

در مورد دالهای مشبک به دلیل دشواری های اجرایی، عمدتا از گزینه افزایش ضخامت در نواحی توپر استفاده نمی شود. پس از تعیین تکلیف برش یک جهته، کنترل برش پانچ انجام و در صورت پاسخگو نبودن از گزینه دوم استفاده می شود. دقت شود در صورتی که کنترل‌های روند طراحی مشخص کند که گزینه دوم نیز امکان به کارگیری ندارد یا ملاحظات اجرایی و تراکم میلگردگذاری این امکان را فراهم ننماید، لازم است ضخامت سقف افزایش یابد یا، از تیر بتنی مناسب استفاده شود.

اگرچه آزمایش های متعدد نشان داده است استفاده از ریل گلمیخ برای کنترل برش منگنه ای رفتار بسیار مطلوبی نسبت به گزینه تسلیح با میلگرد برشی دارد(ACI 421.2). لیکن استفاده از میلگرد برشی در ایران رواج بیشتری دارد که در این راهنما به آن پرداخته می شود. محدودیت های هندسی و جزییات میلگردگذاری مسلح سازی با میلگرد برشی در شکل ۳۸ برای ستون میانی آمده است؛ میزان امتداد هر شاخه مسلح کننده برشی مطابق aci حداقل برابر با 4h از بر ستون می باشد (h ضخامت دال در ناحیه توپر می باشد):

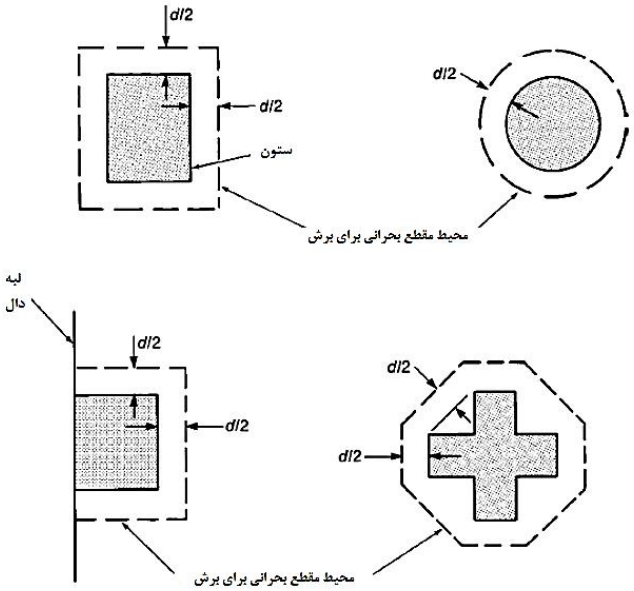


شکل ۳۸. خاموت برشی برای کنترل برش منگنه ای

روند محاسبات برش منگنه ای مطابق aci بدون آرماتور برشی. در اتصالات دال- ستون در دالهای مشبک، به دلیل ابهامات رفتاری بهتر است با تامین ضخامت مناسب و اجرای دال به صورت توپر، اطمینان لازم از کافی بودن ضخامت دال برای

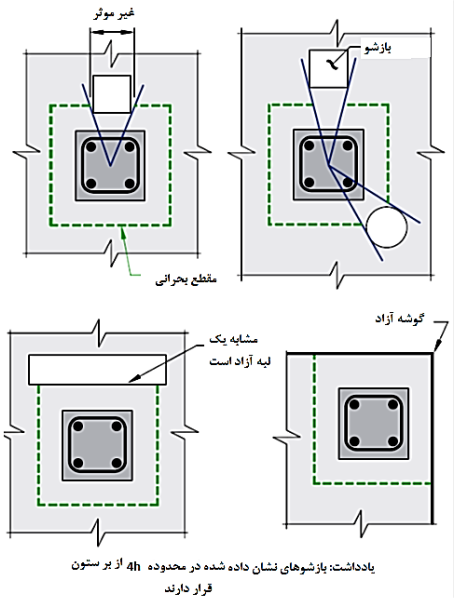
جلوگیری از بروز خرابی ناشی از برش منگنه ای حاصل شود، سپس میلگرد برشی حداقل مطابق توصیه آیین نامه – در صورت نیاز – به شرحی که بیان خواهد شد اضافه شود. روند بررسی مطابق آیین نامه aci 318 به قرار زیر است:

- محاسبه نیروهای وارده به اتصال شامل V_u, M_{ux}, M_{uy}. مطابق aci، M_{ux}, M_{uy} حول محورهای اصلی ناحیه بحرانی هستند. مطابق aci ناحیه بحرانی، محیطی ناحیه ای به فاصله d/2 از بر ستون ها یا بارهای متمرکز و لبه هر تغییر ضخامتی در دال (مثل درپوش برشی، دراپ ها یا سرستون هاست) می‌باشد (شکل ۳۹).

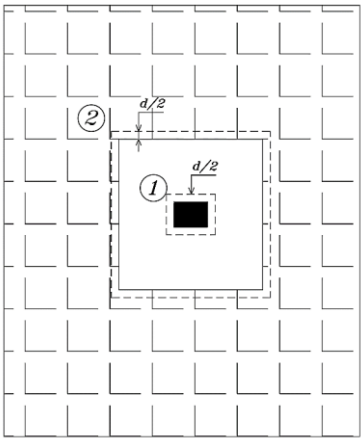


شکل ۳۹. مقطع بحرانی برش منگنه ای برای انواع مختلف تکیه گاه

بنابراین دقت شود که برای یک دال مشبک، برش پانچ باید در دو ناحیه کنترل شود: یکی به فاصله d/2 از بر ستون و دیگری به فاصله d/2 از بر ناحیه توپر. هنگام در نظر گرفتن محیط پانچ باید اثر محل باشو ها در محیط پانچ برای هر دو مقطع بحرانی مطابق شکل در نظر گرفته شود (شکل ۴۱):



شکل ۴۰. اثرات بازشوها و اطراف ناحیه بحرانی در محاسبه سطح مقطع بحرانی

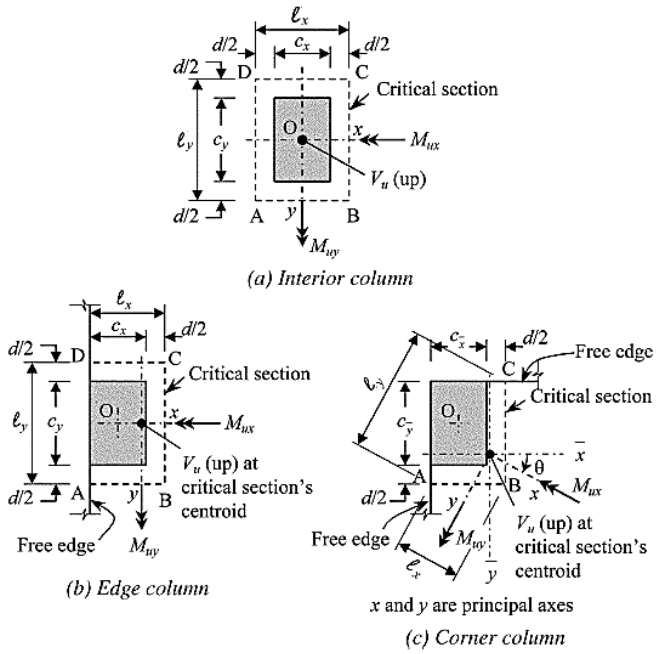


شکل ۴۱. مقاطع بحرانی برای کنترل برش منگنه ای در دال مشبک اطراف یک ستون مستطیلی

- تنش برشی در ناحیه بحرانی از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{ux} y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y}$$

علائم قراردادی و جهت مثبت لنگرها برای حالات مختلف ستون و ناحیه بحرانی در شکل ۴۲ آمده است. γ_v سهمی از لنگر نامتعادل است که به صورت برش منتقل می شود. A_c مساحت ناحیه بحرانی و J مشخصه ممان اینرسی قطبی ناحیه بحرانی است. جزییات محاسبه پارامترهای فوق به تفصیل در ACI 421.1 بیان شده است.



(a) Interior column
(b) Edge column
(c) Corner column

شکل ۴۲. جهت مثبت لنگرها و نیروی برشی برای محاسبات دستی (ACI 421.1)

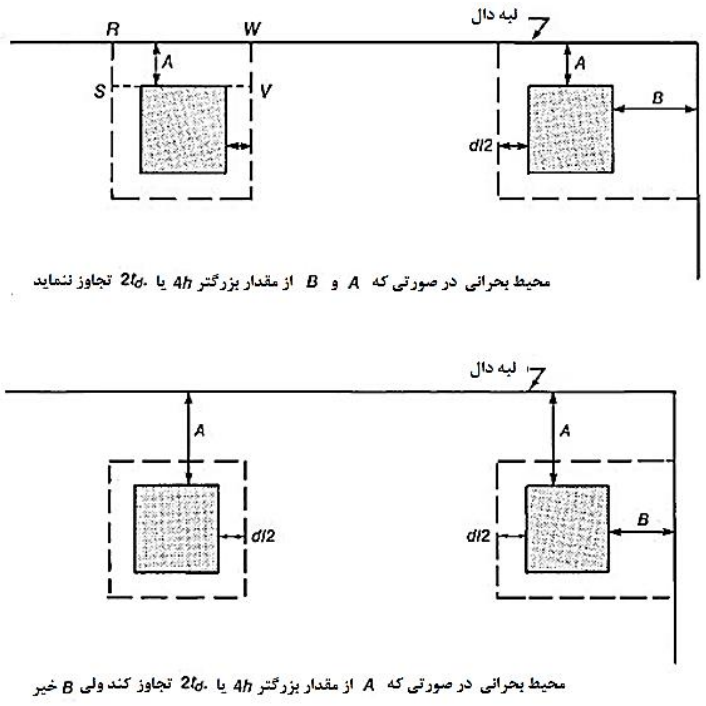
- پس از محاسبه تنش برشی در ناحیه بحرانی، مقدار آن با v_c که مقاومت برشی دو جهته بتن در غیاب آرماتوربرشی است (آیین نامه) مقایسه می شود (*در ناحیه خارج از منطقه توپر استفاده از ضریب کاهش سختی برشی لازم است* به توضیحات ادامه توجه شود):

بند ۹-۸-۵-۳ مبحث نهم برای اعضایی که میلگردگذاری برشی ندارند

	v_c	
الف	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	**کمترین مقدار از سه عبارت الف تا ج**
ب	$(0.17+\frac{0.33}{\beta})\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	
ج	$(0.17+\frac{0.083\alpha_s d}{b_0})\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	

در جدول فوق، λ_s ضریب اصلاح تاثیرعمق مطابق بند ۹-۸-۴-۴-۵ می باشد . β نسبت ضلع بلندتر ستون، بار متمرکز یا محیط عکس العمل به ضلع کوتاهتر آن است.

مقدار α_s به محل استقرار ستون نسبت به لبه های دال بستگی دارد (۴۰ برای ستون های داخلی، ۳۰ ستون های لبه ای و ۲۰ ستون های گوشه). برای ارزیابی محل استقرار ستون هم به مقدار l_d میلگردهای طولی و هم فاصله تا لبه دال توجه می شود (شکل ۴۳-wight, 2016).



شکل ۴۳. ارزیابی محل ستون هنگام محاسبه α_s [Wight,2016]

ضخامت دال هنگامی مناسب است که برای هر دو ناحیه بحرانی:

$$v_u \leq \emptyset v_c$$

باشد که$\emptyset = 0.75$ می باشد. در مورد دال مشبک باید دقت شود که در فاصله d/2 از بر ناحیه توپر، در روابط محاسبه v_c باید اثر مقطع مشبک در محاسبه d در نظر گرفته شود (می‌توان از ضخامت برشی معادل دال طبق مطالب بخش ۴-۱ استفاده کرد)

روند محاسبات برش منگنه ای مطابق aci با استفاده از آرماتور برشی.

- در مقطع بحرانی به فاصله d/2 از بر ستون، با استفاده از معادلات زیر مقادیر v_u , v_c محاسبه می شود:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} M_{ux} y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} M_{uy} x}{J_y}$$

اگر $v_u \le \emptyset v_c$ (v_c طبق جدول ۲-۵-۶-۲۲ آیین نامه محاسبه می‌شود) کنترل دیگری برای پانچ ضرورت ندارد و صرفا مطابق توضیحات بخش بعد شکل پذیری اتصال بررسی می شود. در صورتی که $\frac{v_u}{\emptyset} > (\frac{2}{3}\sqrt{f'_c})$ باشد، ضخامت دال کافی نمی باشد. در غیر اینصورت گام بعد را می توان دنبال کرد:

- در صورتی که $\frac{v_u}{\emptyset} \le (\frac{1}{2}\sqrt{f'_c})$ می توان از خاموت برای مسلح سازی برشی استفاده کرد. در غیر اینصورت، فقط استفاده از Stud ها برای مسلح سازی برشی اجازه داده می شود. پس از این کنترل، سهم بتن در مقاومت برشی محاسبه می شود و از رابطه $\frac{v_u}{\emptyset} - v_c$ سهم برش خاموت ها v_s محاسبه می شود. v_c از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$v_c = 0.17\lambda_s\sqrt{f'_c}$$

برای خاموت و برای Stud به جدول ۲۲-۶-۶-۱ آیین‌نامه مراجعه شود.

محاسبات فوق در فاصله d/2 از بر ستون انجام می شود.

- مقادیر s_0 و s (به ترتیب فاصله اولین خاموت از بر ستون و فاصله بین خاموت ها) به نحوی انتخاب می شود که :

$$s \le 0.5d \, , s_0 \le 0.5d$$

سپس با استفاده از معادله

$$v_s = v_n - v_c = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s}$$

A_v مساحت میلگرد برشی یک خط محیطی محاسبه می شود. با استفاده از آن تعداد ساق های یک خط محیطی بدست می آید.

با انتخاب مقادیر مختلف α گام نخست در فاصله αd از برستون مجددا کنترل می باشد تا جایی که

$$\frac{v_u}{\emptyset} \le 0.5(0.17\lambda_s\sqrt{f'_c})$$

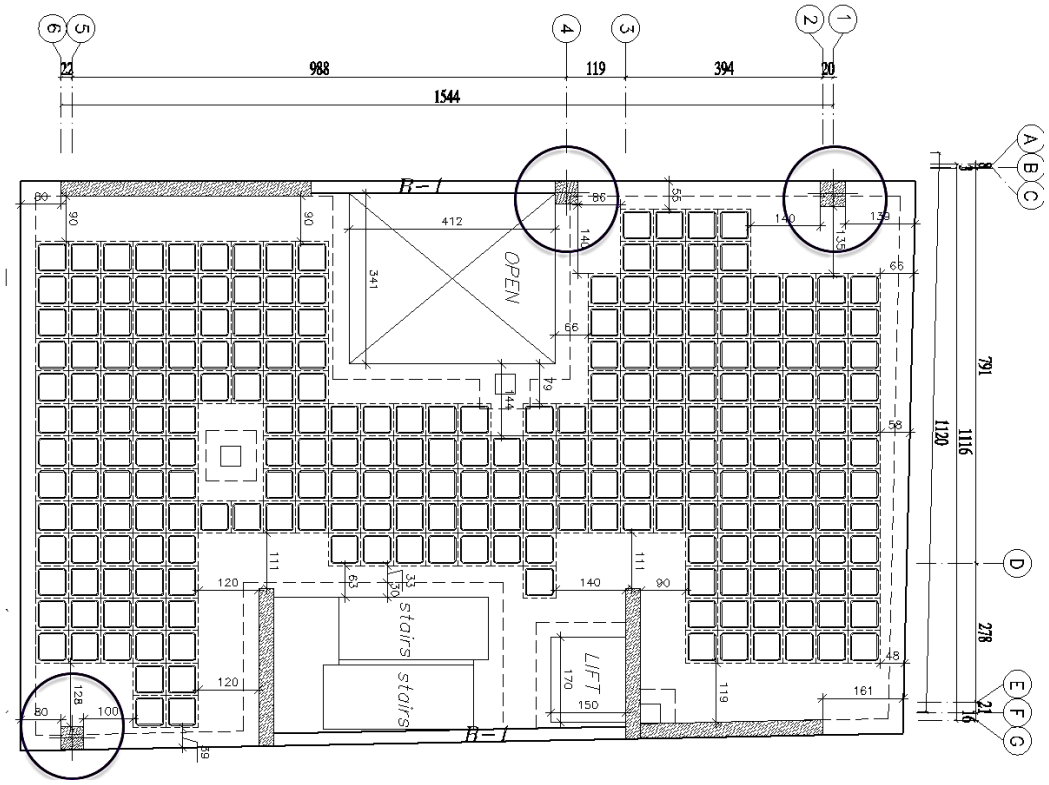
شود. به این ترتیب میزان طول ناحیه ای که باید مسلح شود محاسبه می شود. این طول نباید از ۴ برابر ضخامت دال (توپر) کمتر انتخاب شود.

- ضوابط شکل پذیری اتصال کنترل شود (بخش بعد)

۴-۳ – ستون های ثقلی (غیر باربر لرزه ای) و شکل پذیری اتصال

الف. ستون‌های ثقلی

در بعضی سیستم های باربر جانبی از جمله سیستم دیوار باربر، تعدادی ستون برای تکمیل مسیر بارهای ثقلی مورد استفاده قرار می گیرد (شکل ۴۴). این ستون ها قسمتی از سیستم باربرجانبی نیستند لیکن در حین زلزله، جابجایی تجربه می کنند و تلاش هایی خواهند داشت. در سیستم قاب ساختمانی نیز، وظیفه تحمل بار ثقلی به قاب ساختمانی سپرده می شود و تیرها و ستون های قاب، جزییات بندی خاص لرزه ای ندارند. در هر دوی این نمونه ها، به تیرها و ستون هایی که قسمتی از سیستم باربرجانبی نیستند *اجزای ثقلی یا غیرلرزه ای*[12] گفته می شود. علاوه بر این در مورد ستون های ثقلی، رفتار برشی اتصال ستون های ثقلی به دال نیز نیازمند ارزیابی ویژه ای است.



شکل ۴۴. ستون های ثقلی در یک سیستم دال-دیوار

اجزای ثقلی بر خلاف نامگذاری خود به دلیل حضور در سیستم سازه ساختمان، تلاش هایی را تجربه می کنند ضمن آنکه ممکن است بر وضعیت منظمی سازه نیز تاثیر گذار باشند. رویکردی که امروزه در مورد این سیستم ها توصیه می شود، جزییات بندی این المان ها به نحوی است که *جابجایی متناظر با زلزله طرح را تحمل کنند (شکل پذیری) بدون آنکه قابلیت باربری ثقلی خود را از دست بدهند (مقاومت).* با وجود این توجه به موارد زیر ضروری است:

- ارزیابی انواع نامنظمی سازه یکبار در حضور این المان ها و یک بار با فرض عدم مشارکت آنها کنترل شود. نباید حضور این المان ها باعث ارزیابی نادرست سازه به صورت منظم شود.
- طراح به نسبت برش پایه تحمل شده توسط این المان ها توجه نماید. در صورتی که مدلسازی خطی نشان دهد که این اجزا سهم قابل توجهی از برش پایه (مثلا بیش از ۳۰ درصد که مقدار آن در بعضی آیین نامه های بهسازی لرزه ای مورد اشاره قرار گرفته است) را تحمل می کنند، ضروری است به ارزیابی مجدد سیستم باربر لرزه ای پرداخت و

[12] در آیین نامه اروپا به Secondary Elements موسوم اند.

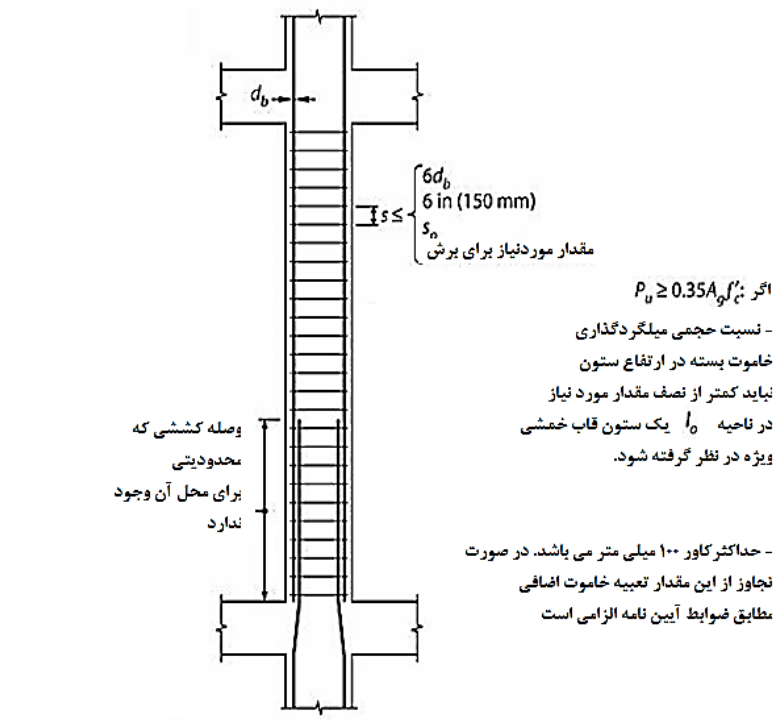
به نحوی این اجزا را در سیستم باربرجانبی مشارکت داد. این رویکرد از نقطه نظر اقتصادی نیز ممکن است مطلوب باشد.

- زلزله به هنگام وقوع، دست به انتخاب بین سیستم باربر جانبی و سیستم های غیر باربر جانبی نمی زند، بنابراین همواره از نقطه نظر عملکردی به حداقل رساندن تعداد این اجزای غیرلرزه ای مطلوب و حتی یاری رسان به ایمنی و اقتصاد طرح به شمار می رود.

روند زیر، رویکرد مبحث نهم برای اجزای ثقلی (غیرباربر لرزه ای) با تکیه بر ستون ها را بیان می کند. در ادامه بخش های مختلف این رویکرد شرح داده خواهد شد.

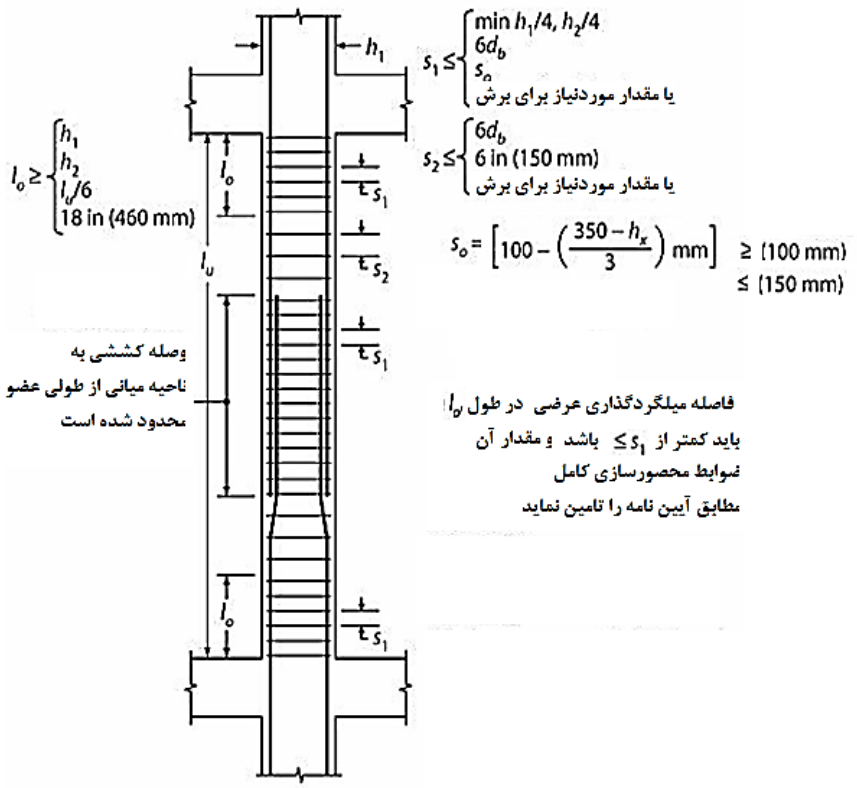
1. اعضایی که بخشی از سیستم مقاوم لرزه ای نیستند، باید برای ترکیب بارهای 0.9D و 1.2D+L هرکدام بحرانی تر باشند در حضور تغییر مکان طرح $\delta_u = C_d \delta_E$ ارزیابی شوند. در صورتی که تیرها و ستون ها برای اثرات تغییر مکان مذکور به صورت مستقیم تحلیل و بررسی نشوند گام ۳ و در غیر این صورت مطابق گام ۲ عمل می شود.
2. در صورتی که تلاش های حاصل از تحلیل اجزای مذکور برای δ_u، از مقاومت های متناظر طراحی عضو بیشتر نباشد، ستون ها مطابق شکل ۴۵ میلگردگذاری می شوند. در صورتی که تلاش های حاصل از تحلیل، از مقاومت های متناظر طراحی بیشتر باشد مطابق گام ۳ عمل می شود. ضوابط قسمت های مختلف بند ۹-۲۰-۱۰ آیین نامه باید رعایت شود.

تبصره. صرفنظر از مقدار لنگرها و نیروهای برشی ایجاد شده، ضروری است ستون ها برای مقاومت برشی مشابه روند طرح برشی ستون های قاب خمشی ویژه طراحی شوند. لازم نیست نیروی برشی ستون بیش از نیروی برشی متناظر با ایجاد مقاومت خمشی محتمل در دالها یا تیرهای متصل به گره اتصال در نظر گرفته شود. در مورد دالها از عرض موثر دال b_e استفاده شود.



شکل ۴۵. جزییات مورد نیاز برای ستون های ثقلی وقتی که تلاش ها محاسبه شده باشد و از مقاومت طرح کمتر باشد

3. جزییات میلگردگذاری ستون ها مطابق شکل ۴۶ انجام می شود. در این حالت ضوابط مشابه اعضای قاب خمشی ویژه شکل زیر خواهد بود.

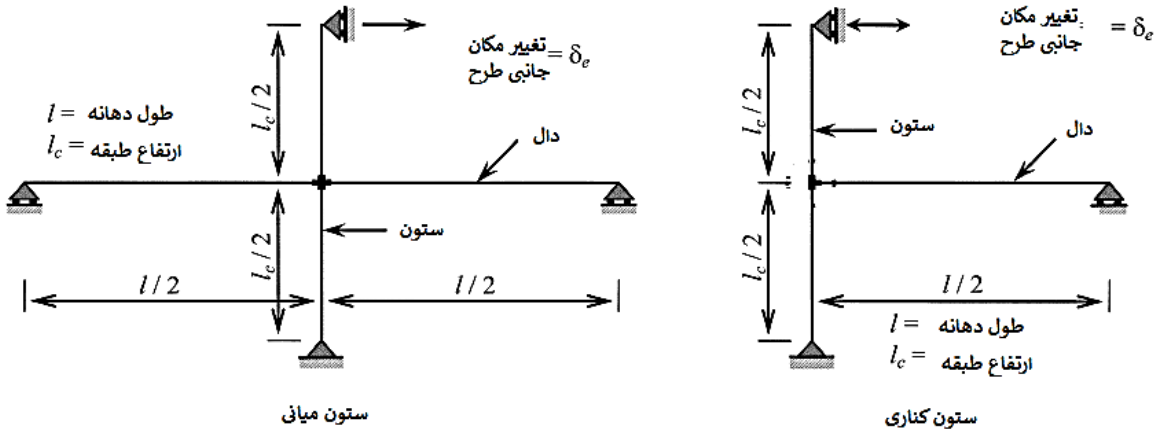


شکل ۴۶. جزییات مورد نیاز برای ستون های ثقلی وقتی که تلاش ها محاسبه نشده باشد یا از مقاومت طرح بیشتر باشد.

عمده طراحان در رویکرد فوق به دلیل آنکه ارزیابی دقیق نیروهای وارده در ستون های ثقلی نیازمند مدلهای غیرخطی پیچیده است از بند ۳ روند فوق پیروی می کنند. علاوه بر مدلهای غیرخطی، پیشنهاداتی در منابع مختلف بیان شده است که در اینجا جهت تکمیل بحث به دو مورد اشاره می شود:

روش ۱. روش *aci 421.2*

این نشریه مدلسازی مستقل این ستون ها برای بررسی لنگر ناشی از جابجایی طرح را پیشنهاد کرده است. شکل ۴۷ جزییات مدلسازی را برای اتصالات میانی و گوشه نشان می دهد.



شکل ۴۷. مدلسازی ستون های ثقلی مطابق *aci 421.2*

لازم نیست لنگر نامتعادلی که از این مدلسازی بدست می آید از مقدار حداکثر ناشی از رسیدن دال ها به M_u بیشتر در نظر گرفته شود. این مقدار مطابق نشریه *aci 421.2* از رابطه زیر بدست می آید:

$$M_u \leq \frac{M_{pr}}{\alpha_m}$$

M_{pr} مجموع مقادیر (مطلق) مقاومت خمشی محتمل مقاطع دو طرف اتصال است که در فاصله d از بر ستون و برای هر دو راستای نیروی زلزله محاسبه می شود. محاسبه M_{pr} مشابه تیرهای قاب خمشی ویژه انجام می شود. مقدار α_m هم از رابطه زیر به ترتیب برای ستون های میانی و غیرآن بدست می آید:

$$\alpha_m = 0.85 - \gamma_v - \left(\frac{\beta_r}{20}\right)$$

$$\alpha_m = 0.55 - \gamma_v - \left(\frac{\beta_r}{40}\right) + 10\rho$$

γ_v سهمی از لنگر نامتعادل است که با برش منتقل می شود و روابط آن در طرح غیرلرزه ای دال ها وجود دارد. β_r نسب راستای طولی ناحیه بحرانی برش دو طرفه به راستای عرضی این ناحیه هنگامی لنگر حول راستای عرضی و عکس آنها برای لنگر راستای دیگر است. ρ نسبت آرماتور کششی طولی مقطع دال است که از محدوده ناحیه بحرانی عمود بر جهت لنگر خمشی مورد مطالعه می گذرد. یادآوری می شود در شکل ۴۷، تغییر مکان جانبی طرح از حاصل ضریب ضریب بزرگنمایی جابجایی C_d (طبق آیین نامه ۲۸۰۰) در جابجایی بدست آمده از تحلیل الاستیک بدست می آید.

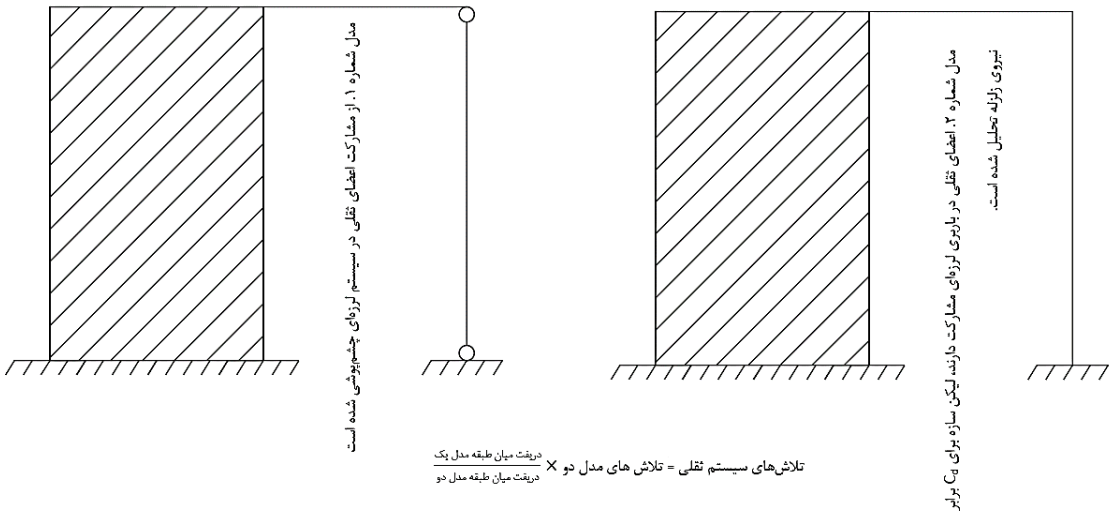
روش ۲. روش تحلیل دو مرحله ای با استفاده از اصل تغییرشکل یکسان

این روش در مراجع طرح لرزه ای سازه های بتنی اروپایی پیشنهاد شده است (*Fardis 2010*). در این روش دو مدل به شرح زیر تهیه می شود:

۱. درمدل اول از مشارکت ستون های ثقلی در سختی جانبی جلوگیری می شود. این کار با کاهش سختی خمشی (معمولا *Ix* و *Iy* ستون) یا دو سرمفصل کردن ستون انجام می شود. در سیستم قاب ساختمانی، دو سر تیرها هم مفصل می‌شود.

۲. در مدل دوم این اعضا به طور کامل مشارکت داده می شوند. لیکن در این مدل، ضریب زلزله در C_d ضرب می شود.

حال خروجی قسمت ب برای طبقه i، در نسبت دریفت میان طبقه ای مدل ۱ به مدل ۲ ضرب می شود. از تلاش های حاصل از این اصلاح مدل (۲) برای طرح آنها می‌توان استفاده کرد. فرض اصلی این روش برقراری اصل تغییرشکل یکسان است.
مطابق این اصل، تغییرشکل یک سیستم کاملا خطی تحت بارهای لرزه‌ای با تغییر شکل غیرخطی واقعی سیستم یکسان است.



شکل ۴۸. محاسبه تلاش‌های داخلی اعضای ثقلی با استفاده از اصل تغییرشکل یکسان

ب. شکل‌پذیری اتصال

اتصال دال-ستون برای شکل پذیری و رفتار یکپارچه به منظور جلوگیری از گسیختگی منگنه‌ای مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴ بررسی شود. این ضوابط به منظور کاهش احتمال خرابی ناشی از برش منگنه ای در حالاتی که دریفت طبقه از مقداری مشخص بیشتر می شود پیش بینی شده است. در صورت برقراری رابطه زیر، باید میلگرد گذاری برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ (بسته به نوع مسلح سازی براشی مورد استفاده: برای خاموت ها یا برای ریل های گلمیخ دار)، برای تامین مقاومت برشی اسمی v_s حداقل برابر با $0.29\sqrt{f'_c}$ در کلیه اتصالات دال-ستون دال های دو طرفه تخت یا قسمت توپر مجاور ستون دالهای وافل و مشابه آن، پیش بینی شود (میلگردگذاری برشی باید حداقل به اندازه ۴ برابر ضخامت دال از بر ستون امتداد یابد)،

$$\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - (\frac{1}{20})(\frac{v_{uv}}{\emptyset v_c})$$

در رابطه فوق، Δ_x دریفت طبقه متناظر با زلزله طرح،

h_{sx} ارتفاع طبقه مورد بررسی، $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ دریفت نسبی طبقه بالا یا پایین اتصال مورد بررسی، هر کدام که بیشتر باشد.

v_{uv} تنش برشی ضریبدار در مقطع بحرانی دال ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل بارلرزه‌ای بدون در نظر گرفتن انتقال لنگر، و

$\emptyset v_c$ مقاومت طراحی برای برش دو طرفه تامین شده توسط بتن که طبق *aci 22.6.5* محاسبه شده باشد. $\emptyset = 0.75$

میلگرد گذاری برشی باید حداقل به اندازه چهار برابر ضخامت دال از وجه تکیه گاهی مجاور مقطع بحرانی دال، امتداد یابد. توجه شود که به ضوابط میلگرد گذاری برشی این قسمت، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد نیازی نمی باشد گرچه توصیه می شود در هر حال، میلگردگذاری برشی حداقل برای v_s برابر با $0.29\sqrt{f'_c}$ انجام شود.

مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ استفاده شده در نامعادله این بخش، برابر با *مقدار بزرگتر* بدست آمده از دو طبقه مجاور (بالا و پایین) اتصال دال به ستون مورد بررسی است.

شکل *aci R18.14.5.1* ضابطه *aci 18.14.5.1* را نشان می دهد.اگر اضافه کردن میلگرد برشی به شرحی که گفته شده امکان پذیر نباشد باید پارامترهای موثر را به نحوی بازبینی کرد که به میلگرد گذاری احتیاج نباشد.

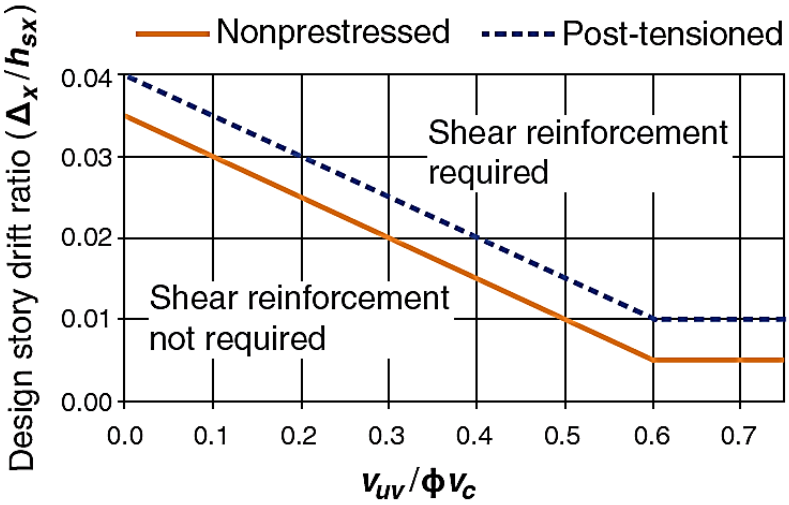


***Fig. R18.14.5.1**—Illustration of the criteria of 18.14.5.1.*

شکل ۴۹ . باز ترسیم شکل R18.14.5.1 آیین نامه aci

توجه شود که الزامات بیان شده باید در تمام مقاطع بحرانی مجاور اتصال دال-ستون هر جا که تغییر ضخامت مقطع اتفاق می افتد بررسی شود. علاوه بر این پیشنهاد می‌شود، در نواحی مرزی دیوارها نیز حداقل آرماتورگذاری برشی این بند انجام شود.

۴-۴ - کنترل تغییرشکل سرویس کف (افت کف یا فیز)

۴-۴-۱-مقدمه

عملکرد مطلوب سازه تحت بارهای سرویس از نقطه نظر طراحی موضوعی با اهمیت محسوب می شود. در صورتی که دال فقط براساس ملاحظات مقاومت طراحی شود ممکن است علیرغم ایمنی ایجاد شده در برابر خرابی های موضعی یا کلی، نتواند عملکرد رضایت‌بخشی تحت بارهای سرویس(خدمت پذیری) داشته باشد. از جمله مهم‌ترین ملاحظات طرح برای خدمت پذیری جلوگیری از تغییرشکل‌های زیاد (خیز زیاد) و نیز عرض ترک‌خوردگی قابل توجه می باشد. در این قسمت، کنترل تغییرشکل کف در اثر بارهای سرویس را مورد بررسی قرار خواهیم داد.

تغییرشکل کف ها تحت بارهای سرویس -صرفنظر از روش محاسبه- دارای عدم اطمینان‌های فراوانی است. دامنه‌ای از مسائل مرتبط با طراحی تا ملاحظات اجرایی در دشواری این محاسبات دخالت دارند. مطالعات متعدد نشان داده است روش آیین نامه

ACI (و مبحث نهم مقررات ملی) برای محاسبه خیز ممکن است در مورد دالها از حاشیه اطمینان کافی برخوردار نباشد[۱۳]. دشواری پیش بینی وضعیت ترک خوردگی دالها به دلیل نسبت کمتر میلگردهای خمشی آنها نسبت به تیرها از یک طرف، و لنگرخمشی کمتر آنها از سوی دیگر در این وضعیت دخالت دارند. نسبت کم میلگردهای خمشی باعث می‌شود نسبت سختی مقطع ترک نخورده به مقطع ترک‌خورده مقداری قابل توجه شود؛ از جهت دیگر نیز کم بودن نسبتی مقدار لنگر خمشی نیز باعث نیاز به میلگردهای طولی کمتر گردد.

خیز در دالهای بدون تیر مسئله مهمی به شمار می‌رود. در دالهای متکی به تیر عموما کنترل تغییرشکل‌ها کمتر حائز اهمیت است(به شرط ضخامت کافی تیر). تیرها بر اثر ترک‌خوردگی، سختی خود را به مقدار زیاد از دست نمی‌دهند؛ علاوه براین نسبت میلگردهای طولی تیرها نسبت به دالهای تخت مقدار بیشتری است.

مشخص کردن مقدار مجاز برای خیز کف‌ها نیز مسئله آسانی نیست. دشواری این مسئله به دلیل ارتباط خیز با عملکرد مطلوب اجزای غیرسازه‌ای است. ترک‌خوردگی دیوارهای بنایی، چفت نشدن مناسب پنجره ها، انحراف قابها، لق شدن کفسازی ها و مواردی از این دست، بخشی از این مسائل است که آسایش و اعتماد ساکنین را تحت الشعاع قرار می‌دهد. حدود ذکر شده در آیین نامه ACI ممکن است برای جلوگیری از ترک‌خوردگی دیوارهای ساخته شده از مصالح بنایی کافی نباشد و حاشیه اطمینان بالاتری مورد نیاز باشد.

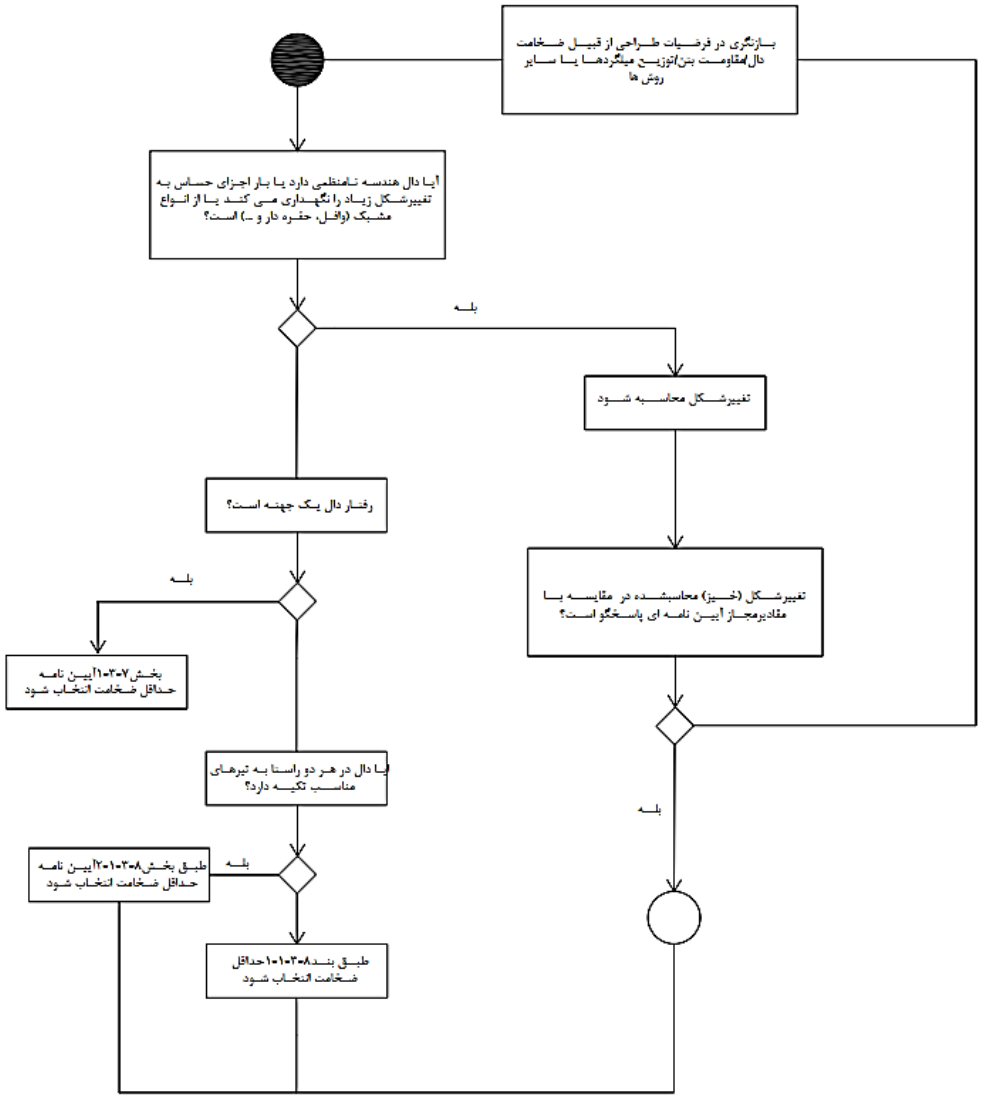
مسائل اجرایی نیز در کنترل خیز مناسب کف ها کاملا تاثیر گذار هستند. پیش‌بینی هر اقدامی که منجر به کاهش افت بتن (Shrinkage) شود مفید است. استفاده از سنگدانه‌های مناسب، کاهش نسبت آب به سیمان تا حد ممکن یا از طریق استفاده از افزودنی‌های مناسب از جمله این روشهاست. جایگذاری نامناسب یا جابجا شدن میلگردهای منفی حین اجرا در دالهای تخت حائز اهمیت می‌باشد. عدم توجه به اجرای مناسب میلگردهای منفی موجب باز شدن ترک‌های منفی، کاهش سختی متناظر با لنگر منفی و در نتیجه افزایش لنگر خمشی مثبت، ترک خوردگی و افزایش تغییرشکل شود. یکی از دیگر مسائل مهم اجرایی توجه به بیش‌بارگذاری احتمالی سازه[۱۴] در حین اجرا می‌باشد. پیش‌بینی زمان ماندگاری پایه‌های اطمینان در تعداد بیشتری از طبقات زیرین و دپو نکردن مصالح بنایی روی این دالها از اهمیت زیادی برخوردار است. استفاده از پیش‌خیز مناسب گرچه مسئله خیز را حل نمی‌کند ولی گاهی آن را قابل مدیریت می‌کند و می توان به عنوان یک راه حل اجرایی مورد توجه قرار داد.

مقدمه فوق باید طراح را نسبت به تقریبی بودن روش‌های محاسبه خیز آگاه نماید. روش‌های بدیع محاسباتی نباید جایگزین توجه به تجربه‌های اجرایی موفق (یا ناموفق) موجود شود و توهم دقیق بودن محاسبات خیز ایجاد کند. در ادامه روش آیین‌نامه ACI 318 و مبحث نهم مقررات ملی برای محاسبه خیز کف‌ها مورد بررسی قرار خواهد گرفت. استفاده از روش نشریه ACI 209 نیز که مبتنی بر محاسبه ضرایب افت و خزش است توسط بعضی از طراحان مورد استفاده قرار می‌گیرد[۱۵]. هر دو روش را می‌توان در برنامه SAFE مورد استفاده قرار داد لیکن در بخش اول این راهنما، صرفا به روش ACI 318 پرداخته می‌شود.

[13] این موضوع منجر به تغییر رابطه محاسبه Ie در ویرایش ۲۰۱۹ نسبت به ویرایش های قبل از آن گردید.

[14] Overloading

[15] این روش در فصل دوم تشریح شده است.



شکل ۵۰. رویکرد آیین نامه ACI در محاسبه یا کنترل خیز

۴-۴-۱-ضخامت تجویزی آیین‌نامه برای دالها

انتخاب ضخامت تجویزی برای دالهایی که کاربری آنها به گونه ای است که تغییر شکل های زیاد آنها باعث آسیب دیدن اجزای غیرسازه ای یا ادوات حساس به تغییر شکل نمی شود. این روش بیشتر برای هندسه های منظم و دالهای تخت یا دال تیرها کاربرد دارد. دالهای وافل از دسته دالهایی است که در آنها روش تجویزی کاربردی ندارد.

مبحث نهم در مورد **دالهای یکطرفه** ای که متصل به پارتیشن یا اجزای حساس به تغییرشکل نیستند یا تکیه گاه چنین اجزایی نیستند در بند ۹-۹-۳-۱ حداقل ضخامت این دسته دالها برای شرایط تکیه گاهی مختلف بیان نموده است:

جدول ۹-۹-۱ مبحث نهم – حداقل ضخامت دالهای یکطرفه غیرپیش تنیده توپر

حداقل ضخامت h	شرایط تکیه گاهی
$\frac{l}{20}$	دو سر ساده
$\frac{l}{24}$	یک سر پیوسته
$\frac{l}{28}$	دو سر پیوسته
$\frac{l}{10}$	طره ای

این عبارات برای بتن با وزن معمولی و $fy = 420\ MPa$ قابل استفاده هستند. برای شرایط دیگر این عبارات باید اصلاح شوند.

جدول ۹-۹-۱ آیین نامه برای fy=420 MPa تنظیم شده است برای سایر تنش های تسلیم فولاد مقادیر جدول باید در $0.4 + 700/fy$ ضرب شود. امکان افزودن ضخامت کفسازی در صورتی که همزمان با دال بتن ریزی شود یا با تمهیداتی رفتار مرکب با آن داشته باشد وجود دارد که در قریب به اتفاق مواقع چنین شرایطی فراهم نیست.

آیین نامه در مورد **دالهای دوطرفه** بسته به اینکه دال مورد نظر دال تخت باشد یا دال-تیر، در بند ۹-۱۰-۶-۱-۱ روش محاسبه حداقل ضخامت برای دالهای تخت و در بند ۹-۱۰-۶-۱-۵ برای دال-تیرها ارایه کرده است. در مورد **دالهای دوطرفه تخت** بدون تیرهای داخلی بین تکیه گاه ها، ضخامت کلی دال نباید از مقادیر جدول ۹-۱۰-۱ و مقادیر الف و ب کمتر اختیار شود:

الف. دالهای بدون Drop panel ، ۱۲۵ میلی متر

ب. دالهای دارای Drop Panel، ۱۰۰ میلی متر

جدول ۹-۱۰-۱ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه بدون تیرهای داخلی[۱]

f_y مگاپاسکال [۲]	بدون کتیبه[۳]			با کتیبه[۳]		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه[۴]	-	بدون تیر لبه	با تیر لبه[۴]	-
۲۸۰	$l_n/۳۳$	$l_n/۳۶$	$l_n/۳۶$	$l_n/۳۶$	$l_n/۴۰$	$l_n/۴۰$
۴۲۰	$l_n/۳۰$	$l_n/۳۳$	$l_n/۳۳$	$l_n/۳۳$	$l_n/۳۶$	$l_n/۳۶$
۵۵۰	$l_n/۲۷$	$l_n/۳۰$	$l_n/۳۰$	$l_n/۳۰$	$l_n/۳۳$	$l_n/۳۳$

[۱] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بزرگ‌تر که از بَر تا بَر تکیه‌گاه‌ها اندازه‌گیری می‌شود (میلی‌متر).

[۲] برای f_y بین مقادیر ارائه‌شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون‌یابی محاسبه شود.

[۳] محدودیت‌های کتیبه‌ها، در بند ۹-۱۰-۶-۶ ارائه شده‌اند.

[۴] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی، اگر α_1 کمتر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۲-۶ باشد.

هنگام استفاده از جدول۹-۱۰-۱ باید توجه داشت که l_n از اندازه داخلی دهانه در راستای بلندتر بوده که از بر تیکه گاه اندازه گیری می شود. جدول ۹-۱۰-۱ برای پانل های بیرونی که دارای تیرهای لبه ای هستند ضخامت کمتری را مجاز دانسته

است. عنصر تیری لبه دال را می توان در صورتی $\alpha_f \geq 0.8$ باشد در نظر گرفت. نحوه محاسبه α_f در بخش های قبلی بیان شده است.

در مورد **دال- تیرهای های دوجهته**، روند محاسباتی محاسبه حداقل ضخامت دال در بند ۹-۱۰-۶-۱-۵ بیان شده است که برای هر پانل به قرار زیر است:

- محاسبه α_f هریک از تیرها

- محاسبه α_{fm} که متوسط α_f تیرهای لبه ای دال پانل مورد مطالعه است

- بسته به مقدار α_{fm} از جدول ۹-۱۰-۲ آیین‌نامه، مقدار حداقل ضخامت محاسبه می شود:

جدول ۹-۱۰-۲ آیین نامه- حداقل ضخامت دالهای دوطرفه غیرپیش تنیده که درای تیر بین تکیه گاههای خود در همه جهت ها هستند

جدول ۹-۱۰-۲ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

حالت	حداقل مقدار h (میلی‌متر)		α_{fm}[۱]
(الف)	بند ۹-۱۰-۶-۱-۱		$\alpha_{fm} \leq 0.2$
(ب)[۲] و [۳]	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	بزرگ‌ترین مقدار از:	$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$
(پ)	۱۲۵		
(ت)[۲] و [۳]	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	بزرگ‌ترین مقدار از:	$2 < \alpha_{fm}$
(ث)	۹۰		

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و برحسب میلی‌متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه‌گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

۴-۴-۳ – محاسبه خیز مطابق مبحث نهم

محاسبه خیز و مقایسه با خیز مجاز. مبحث نهم در جدول ۹-۱۹-۳ مقادیر مجاز تغییرشکل (خیز) محاسبه شده را بیان کرده است:

جدول ۹-۱۹-۳ آیین نامه– حداکثر مجاز تغییرشکلهای محاسباتی

عضو	شرایط		تغییرشکلی که باید منظور شود	میزان مجاز تغییرشکل
بام‌های تخت	به آنها المانهای غیرسازه ای که ممکن است براثر تغییرشکل های زیاد آسیب ببینند متصل نشده است یا توسط آنها تحمل نمی‌شود.		تغییرشکل آنی حداکثر ناشی از بار زنده بام، برف یا باران	l/180
کف ها			تغییرشکل آنی ناشی از بار زنده	l/360
بام یا کف ها	به آنها المان های غیرسازه‌ای متصل شده است یا توسط آنها حمل می‌شود	احتمال آسیب دیدگی براثر تغییرشکل های زیاد وجود دارد	قسمتی از تغییرشکل کل که بعد از اتصال اجزای غیرسازه ای ایجاد می شود که برابر است با مجموع تغییرمکان وابسته به زمان تمام بارهای ماندگار و تغییرمکان آنی ناشی از هر بار زنده اضافی	l/480
		احتمال آسیب دیدگی براثر تغییرشکل های زیاد وجود ندارد		l/240

این مقادیر برای تامین ایمنی در برابر اثرات انباشتگی ناشی از برف یا باران پیش بینی نشده است. عوامل موثر بر این پدیده باید جداگانه بررسی و افزوده شود.

از تغییرشکل محاسبه شده را می توان مقدار قبل از اتصال اجزای غیرسازه ای را کم کرد. این مقدار براساس داده های مهندسی قابل قبول مربوط به مشخصات وابسته به زمان اعضای مشابه محاسبه می شود.

در هر حال این مقادیر نباید از حد تحمل اجزای غیرسازه ای فراتر رود

در این جدول به روشنی بین حالاتی که کف مورد نظر، نگهدارنده یا متصل به المان های غیرسازه ای باشد که ممکن است در اثر تغییرشکل های بزرگ آسیب ببیند تفکیک قائل شده است. با توجه به اینکه بیشتر اوقات چنین المان های غیرسازه ای وجود دارد بطور کلی، بیشتر باید ضوابط مرتبط با این حالات توسط طراح مورد بررسی قرار می‌گیرد. مطابق آیین نامه لازم است دو دسته تغییرشکل (خیز) محاسبه شود:

الف. خیز آنی ناشی از حداکثر بار زنده، برف یا بام.

ب. تغییرشکل های دراز مدت که در آن اثرات خزش وارد شده است.

در هر دوی این حالات باید اثرات ترک خوردگی بر سختی المان های بتنی کف (تیر یا دال) و تاریخچه بارگذاری به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد که دشواری روش های دستی کنترل خیز عموما از این دو منظر ناشی می شود. *علاوه بر این طراح باید به ظرفیت تحمل تغییرشکل المان های غیرسازه ای به طور مستقل توجه نماید و از اعداد بیان شده در جدول فقط به عنوان راهنما استفاده کند*[16]. برخی عناصر غیرسازه ای به مقادیر مجاز تغییرشکلی بسیار کمتر از مقدار ذکر شده در جدول فوق حساس هستند. در نهایت مجددا تاکید می گردد *که همواره باید توجه داشت که محاسبه تغییرشکل (خیز) در سازه های بتنی امری بسیار تقریبی بوده، استفاده از ابزارهای جدید نباید توهم دقیق بودن محاسبات را ایجاد نماید.*

[16] دقت شود که جداول آیین نامه برای دهانه های متعارف تهیه شده است و در مورد دهانه های بلند یا شرایط مرزی گوناگون، انتخاب مقادیر مجاز با احتیاط کافی صورت پذیرد. علاوه بر این به گرادیان (تغییرات تفاضلی خیز) در کف نیز توجه شود.

از آنجا که SAFE , ETABS قابلیت انجام محاسبات غیرخطی ترک خوردگی و کاهش سختی المان ها دارند،خلاصه مراحل مورد نیاز برای محاسبه خیز به همراه مفاهیم پایه ای در این مورد به شرح زیر می باشد:

۱- *بارگذاری و مدلسازی.* برای کنترل خیز از بارهای سرویس استفاده می شود. بنابراین مدلسازی کف به همراه بارگذاری های سطحی و خطی مرده و زنده اعمالی کامل می شود. به هنگام مدلسازی دال هیچگونه ضریب اصلاح سختی خمشی به دال ها اعمال نمی شود زیرا برنامه به صورت خودکار کاهش سختی را براساس لنگر وارده و محاسبات ترک خوردگی متناظر آن محاسبه می کند. ضریب کاهش سختی، ستون ها و دیوارهای سازه ای باید اعمال شود که مقدار آن می توان ۱.۴ برابر مقدار فایل کنترل نهایی سازه در نظر گرفت.

۲. *محاسبه و کنترل تغییرشکل آنی.* کنترل تغییرشکل آنی برای بار زنده (به همراه بار پارتیشن)، بار برف یا بار بام انجام می شود. در صورتی که بارهای سرویس طبقات یا هندسه طبقات تفاوت دارد، کنترل مربوطه برای هر طبقه به صورت جداگانه انجام شود. تغییرشکل آنی ناشی از بار زنده از معرفی ترکیب بار زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{i,L} = \Delta_{i,L+D} - \Delta_{i,D}$$

هر یک از حالات بارگذاری $\Delta_{i,D}$ و $\Delta_{i,L+D}$ به صورت جداگانه و غیرخطی تعریف می شود. توجه شود که نمی توان مستقیما و فقط با استفاده از انجام محاسبات تغییرشکل به صورت غیرخطی برای بار زنده، این تغییرشکل آنی را محاسبه نمود. زیرا در سازه های بتنی سختی به تاریخچه بارگذاری وابسته است و به دلیل طبیعت غیرخطی ناشی از ترک خوردگی و تفاوت سختی، محاسبه مستقیم تغییرشکل آنی ممکن نیست. یادآوری می شود که بار مرده در رابطه فوق شامل بار مرده اسکلت و اضافه بار مرده کفسازی می شود؛ ضمن آنکه در مورد بار زنده نیز باید تمام بارهای زنده (پارتیشن[17]، راه پله، بالکن و ...) وارده در حالت بارگذاری وارد شود.

پس از محاسبه $\Delta_{i,L}$، مقدار آن با مقدار مجاز جدول ۲۴-۲-۲ مقایسه می شود. با توجه به روش ساخت و ساز رایج لازم است:

$$\Delta_{i,L} \leq l/360$$

باشد. l فاصله محور به محور دهانه مورد نظر (ضلع بلندتر) می باشد. برخی طراحان هنگام بررسی کفایت ضخامت یک کف برای یک پانل مفروض به ضلع a,b، از قطر پانل[18] برای کنترل رابطه فوق استفاده می کنند:

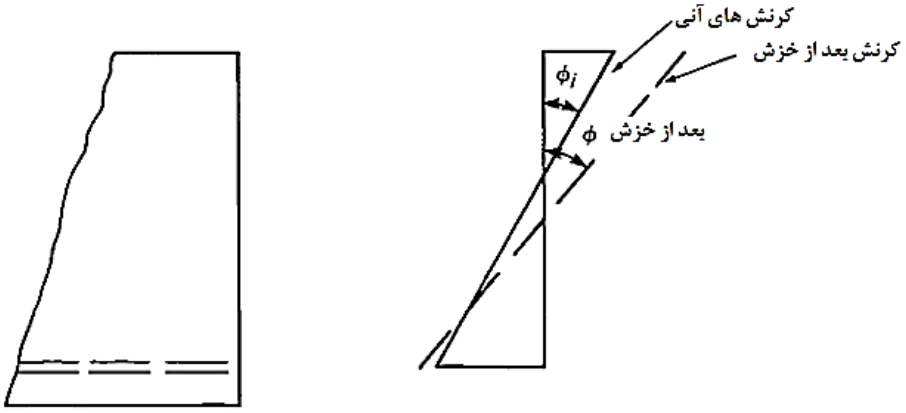
$$\Delta_{i,L} \leq \frac{l}{360} \quad \text{و} \quad l = \sqrt{a^2 + b^2}$$

استفاده از هر کدام از روابط فوق به نظر طراح بستگی دارد (قطر توصیه شده است).

۳. *کنترل خیز دراز مدت.* تحت بارهای ماندگار، بتن کرنش های ناشی از خزش را تجربه می کند و در نتیجه انحنای مقطع افزایش می یابد. در این حالت میزان افزایش نیروی میلگردها کم و در مقاطعی که آرماتورگذاری معمول دارند، حداقل خواهد بود. به دلیل افزایش کرنش ناحیه فشاری مقطع، تنش فشاری بتن اندکی کاهش می یابد.

[17] بار پارتیشن ممکن است بسته به آیین نامه مرده یا زنده در نظر گرفت.

[18] مفهوم پانل در آیین نامه ابهام دارد. بررسی کانتور تغییر شکل کف و بررسی میزان افت ها نسبت به نقاط عطف و نیز میزان تاب آوری مصالح حائز اهمیت است و نسبت به تعاریف کلاسیک واقع بینانه تر می باشد.



شکل ۵۱. کرنش دراز مدت مقطع بتنی

در صورتی که مقطع در ناحیه فشاری نیز دارای فولادگذاری باشد، این کرنش فشاری افزایش یافته، باعث افزایش تنش فشاری موجود در میلگردها و انتقال قسمتی از تنش فشاری افزایش یافته بتن به میلگردها خواهد شد؛ به این ترتیب از تنش فشاری موجود در بتن کاسته شده، کرنش های خزشی نیز کم خواهد شد. هرچه نسبت آرماتور فشاری مقطع بیشتر باشد $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ ، میزان کاهش در خزش نیز بیشتر می شود. با استفاده از داده های آزمایشگاهی و مشاهدات فوق، *Branson* معادله ۹-۱۹-۳ آیین نامه را استخراج کرد که با استفاده از آن λ_Δ که نسبت تغییر شکل *اضافه تر ناشی از افت و خزش* نسبت به تغییرشکل آنی Δ_i است، بدست می آید:

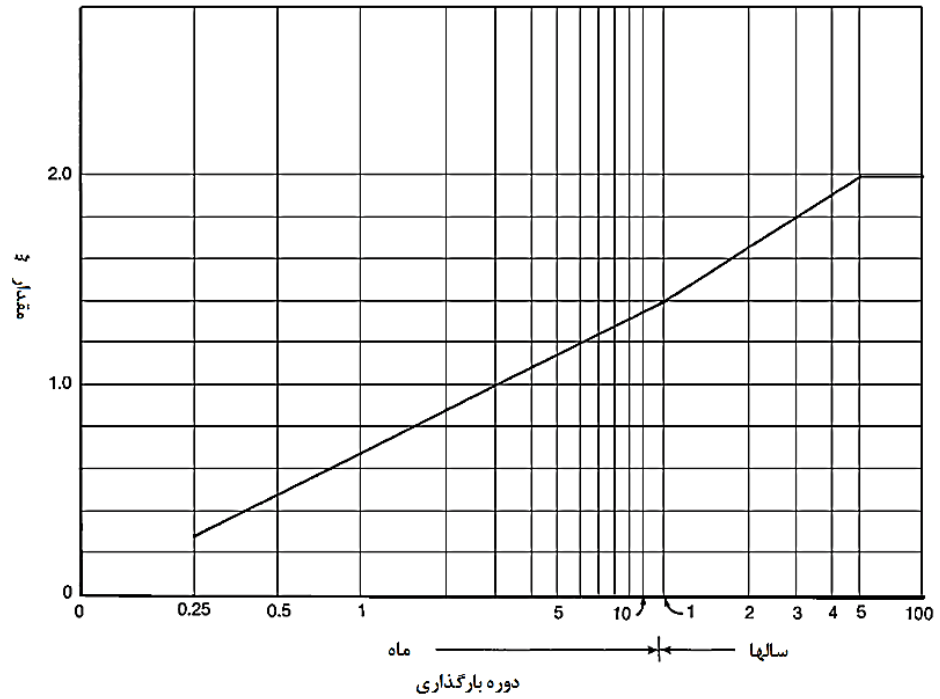
$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$$

همانطور که اشاره شد در این معادله آیین نامه $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ می باشد و ξ ضریبی است بین ۰ تا ۲ که مقدار به بازه زمانی که در آن مدت محاسبه تغییرشکل های ناشی از بارهای ماندگار مورد نظر است، بستگی دارد. این ضریب در جدول ۹-۱۹-۲ بیان شده است.

جدول ۹-۱۹-۲ مبحث نهم – ضریب وابسته به زمان برای بارهای ماندگار

بارهای ماندگار، برحسب ماه	ضریب وابسته به زمان ξ
۱.۰	۳
۱.۲	۶
۱.۴	۱۲
۲.۰	۶۰ ماه یا بیشتر

این پارامتر به صورت نمودار برای سایر بازه های زمانی نیز ارایه شده است *[Branson, 1976]*.



شکل ۵۲. فاکتور وابسته به زمان ξ

جدول ۲۴-۲-۲ برای تغییرشکل های ناشی از بارهای ماندگار عبارت زیر را پیشنهاد کرده است:

قسمتی از تغییرشکل ایجاد شده بعد از اتصال اجزای غیرسازه ای که برابر است با مجموع تغییرشکل های وابسته به زمان بارهای ماندگار ***و*** *تغییرشکل های آنی ناشی از بارهای زنده*

علاوه بر این آیین نامه بیان کرده است که *تغییرشکل های وابسته به زمان با استفاده از رابطه ۲۴-۲-۴-۱-۱ محاسبه می شود و طراح مجاز است تغییرشکل های قبل از اتصال اعضای غیرسازه ای را از آن کم کند.*

بنابراین ترکیب بار مورد نظر آیین نامه برای محاسبه تغییرشکل درازمدت ماندگار به قرار زیر می باشد:

$$\Delta = \lambda_{t0,\infty}\Delta_{i,D} + \lambda_{\infty}\Delta_{iL,S} + \Delta_{i,L}$$

که به معنی مجموع تغییرشکل آنی ناشی بار زنده به اضافه مجموع تغییرشکل اضافه ناشی از افت و خزش قسمت ماندگار بار زنده و سفت کاری می باشد. کلیه تغییرشکل های رابطه فوق با استفاده از تحلیل ترک خوردگی محاسبه می شود. دو جمله نخست عبارت فوق، مجموع تغییرشکل های وابسته به زمان مربوط به بارهای ماندگار است که تغییرشکل ناشی از بار مرده قبل از اتصال اعضای غیرسازه ای با استفاده از ضریب $\lambda_{t0,\infty}$ کم شده است. $\Delta_{i,D}$ تغییرشکل آنی ناشی از بار(های) مرده؛ $\Delta_{i,L}$ تغییرشکل آنی ناشی از بار(های) زنده و $\Delta_{iL,S}$ تغییرشکل آنی ناشی از قسمت ماندگار بار(های) زنده می باشد. قسمت ماندگار از بارهای زنده بسته به کاربری کف متفاوت هست ولی معمولا برابر با ۲۵ درصد کل بارهای زنده برای ساختمان مسکونی پیشنهاد می شود[19] (مبحث نهم در مورد انتخاب این مقدار ساکت است). تغییرشکل ناشی از قسمت بارهای زنده زنده ماندگار مشابه رابطه محاسبه تغییرشکل آنی بارهای زنده می باشد:

$$\Delta_{i,L} = \Delta_{i,0.25L+D} - \Delta_{i,D}$$

[19] مطابق آیین نامه اروپا حداقل این مقدار ۳۰ درصد برای کاربری‌های مسکونی است

$\lambda_{t0,\infty}$ برابر است با مقدار λ_Δ رابطه ۲۴-۲-۴-۱-۱ که براساس مقدار ξ برای زمان ۵ سال یا بیشتر منهای مقدار ξ مربوط به زمان $t0$ که پارتیشن ها نصب می شوند (معمولا سه ماه پس از اجرای کف رایج است) بدست می آید. مقدار λ_∞ نیز برابر براساس $\xi = 2$ محاسبه می شود (زیرا فرض شده است تمام تغییرشکل ناشی از بارهای زنده ماندگار روی داده است).

پس از محاسبه مقدار Δ، با مقدار مجاز جدول ۲۴-۲-۲ مقایسه می شود. با توجه به روش ساخت و ساز رایج لازم است:

$$\Delta \leq l/480$$

باشد (در عمل و برای پارتیشن های ساخته شده با مصالح بنایی حداقل $\frac{l}{900}$ پیشنهاد می شود). l فاصله محور به محور دهانه مورد نظر (ضلع بزرگتر) می باشد. برخی طراحان هنگام بررسی کفایت ضخامت یک کف برای یک پانل مفروض به ضلع a,b، از قطر پانل برای کنترل رابطه فوق استفاده می کنند:

$$\Delta_{i,L} \leq \frac{l}{360} \quad \text{و} \quad l = \sqrt{a^2 + b^2}$$

استفاده از هر کدام از روابط فوق به نظر طراح بستگی دارد (طول قطر توصیه شده است).

هنگام کنترل مقدار مجاز خیز در بالکن ها و پیش آمدگی ها توجه شود که در مورد آنها در صورت عدم امکان تعریف پانل، بررسی به صورت جداگانه ضروری می باشد. در اینصورت، l طول آزاد بیرون زدگی طره تا نقطه عطف کانتور جابجایی می باشد.

در کادر زیر خلاصه رویکرد آیین نامه ACI و مبحث نهم برای کنترل خیز المانهای سازه ای به روش برانسون بیان شده است[۲۰].

خلاصه محاسبه خیز المان های سازه ای به روش برانسون

الف. حالات بارگذاری زیر به صورت آنالیز غیرخطی ترک خوردگی تعریف می شوند:

$\Delta_{i,D+SD}$: خیز آنی ناشی از بار مرده اسکلت، کفسازی و بار پارتیشن

$\Delta_{i,D}$: خیز آنی ناشی از وزن اسکلت،

$\Delta_{i,D+SD+L}$: خیز آنی ناشی از وزن اسکلت، بار مرده کفسازی و بار پارتیشن و تمامی بارهای زنده

$\Delta_{i,D+SD+\alpha L}$: خیز آنی ناشی از وزن اسکلت، بار مرده کفسازی و بار پارتیشن و قسمت ماندگار بارهای زنده (ضریب آلفا معمولا برابر با ۰.۲۵ یا ۰.۳ در نظر گرفته می شود برای سالن های اجتماعات یا انبارها این ضریب باید بالاتر منظور شود)

ب. ترکیب بار برای کنترل خیز آنی ناشی از بارهای زنده:

$$\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+SD+L} - \Delta_{i,D+SD}$$

ج. ترکیب بار برای کنترل خیز درازمدت:

$$\Delta_\infty = [\lambda_\infty - \lambda_{t0}]\Delta_{i,D} + \lambda_\infty \Delta_{i,L,Sus} + \Delta_{i,L}$$

که $\Delta_{i,L,Sus}$ از ترکیب بار کمکی زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{i,L,Sus} = \Delta_{i,D+SD+\alpha L} - \Delta_{i,D}$$

ضرایب λ که بیان کننده اضافه تغییرشکل ناشی از افت و خزش می باشد از رابطه ۲۴.۲.۴.۱.۱ آیین نامه محاسبه می شوند. $t0$ زمان آغاز عملیات سفت کاری و زمان دراز مدت ۵ سال و بیشتر در نظر گرفته می شود.

۴-۵ - کنترل ارتعاش کف

طراحان به صورت سنتی به دلیل سختی و وزن سازه های بتنی درجا و نیز تجارب موجود، ارتعاش را مسئله جدی نمی دانستند و جز در موارد مرتبط با تجهیزات حساس، کنترل خاصی در رابطه با ارتعاش در مرحله طراحی انجام نمی شد.

[20] جزییات بیشتر و روند کامل کنترل در فصل دوم توضیح داده شده است.

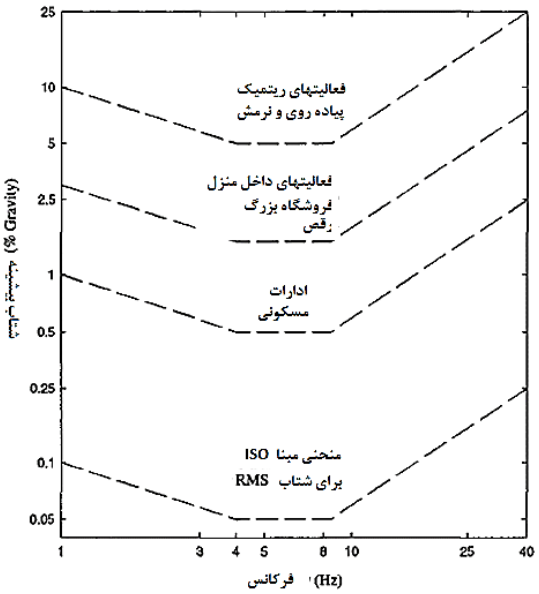
خصوصا در مورد اخیر نیز، ضوابط نصب، استفاده از ادوات خاصی مثل جداکننده ها را الزامی کرده اند. با این حال در دهانه های بلند و سقف های سبکتر بتنی، ممکن است ارتعاش حداقل از منظر روانی مسئله با اهمیتی به شمار رود. علاوه بر این در کف هایی که برای کاربری ورزشی استفاده می شود ممکن است توجه به این مهم ضرورت پیدا کند.

نشریات مختلفی برای ارزیابی ارتعاش انواع کف ها منتشر شده است که از این میان می توان به AISC Design .ATC 1.0 Guide 11 یا CEN TC 250 اشاره کرد. در اینجا با توجه به ساده تر بودن روش ATC یا راهنمای شماره ۱۱ AISC ، به بررسی کلیات نحوه کنترل ارتعاش در کف های بتنی با استفاده از این دو راهنما خواهیم پرداخت[۲۱]. مجددا تاکید می شود طرح براساس ارتعاش برای ادوات و کاربری های حساس به ارتعاش مسئله طراحی ویژه ای است و طراح در این موارد باید به دقت مبانی مرتبط را مطالعه و به استانداردهای مربوطه مراجعه نماید.

به طور ساده در کاربری های مسکونی که بیشتر ارتعاش ناشی از فرکانس گام افراد مورد نظر می باشد، روند کنترل ارتعاش به قرار زیر می باشد (برای کاربری حساس به ارتعاش و کاربری های ورزشی به CEN TC 250 مراجعه فرمایید):

- محاسبه شتاب بیشینه مرتبط با پیاده روی $\frac{a_p}{g}$ و فرکانس طبیعی ارتعاش کف

- مقایسه شتاب بیشینه با مقادیر مجاز تجویزی که در نمودار زیر مرز مقادیر قابل قبول، برای کاربری های مختلف ارائه شده است



شکل ۵۳. مقایسه شتاب بیشینه با مقادیر مجاز تجویزی

نمودار شکل ۵۳ از مقیاس کردن حد پایه پیشنهادی ISO بدست آمده است. میزان حساسیت به ارتعاش به مشخصه های فردی (مثل سن یا حساسیت یا بیماری)، محل ساختمان و نوع فعالیت افراد نیز وابسته است. مطابق نمودار برای کاربری های مسکونی اداری محدوده مجاز تا ۱۰ برابر حد پایه افزایش یافته است.

شتاب بیشینه مرتبط با پیاده روی از رابطه زیر محاسبه می شود:

[21] روش مبحث نهم برای کاربری‌های مسکونی در بخش دوم راهنما توضیح داده شده است.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{-0.35 f_n}}{\beta W}$$

عبارت $P_0 e^{-0.35 f_n}$ نیروی هارمونیک پیاده روی متناظر با f_n یا نزدیک به آن است.

P_0 نیروی ثابت مشخصه پیاده روی است.

f_n فرکانس طبیعی سازه کف است که با استفاده از نرم افزار محاسبه می شود.

β نسبت میرایی مودال است

W وزن موثر سازه کف و

g نیز شتاب ثقلی جاذبه می باشد. βW مجموعا مقاومت کف نسبت به پدیده تشدید ناشی از پیاده روی می باشد.

مقادیر توصیه شده برای پارامترهای P_0 و β به قرار زیر می باشد:

کاربری	نیروی ثابت P_0 , KN	نسبت میرایی β
ادارات، کلیساها و کاربری های مسکونی	۰.۲۹	۰.۰۲-۰.۰۵
مراکز فروشگاهی	۰.۲۹	۰.۰۲
گذرگاه های عابر پیاده (داخلی)	۰.۴۱	۰.۰۱
گذرگاه های عابر پیاده (خارجی)	۰.۴۱	۰.۰۱

در مورد نسبت میرایی β در کاربری های اداری و مسکونی لازم به توضیح است که حد پایین ۰.۰۲ مربوط به اداراتی که در آنها پارتیشن ها و مبلمان کمتری استفاده شده است که بیشتر در مورد اداراتی که در آنها سیستم بدون کاغذ[22] پیاده سازی شده است کاربرد دارد. ۰.۰۳ برای مراکز اداری با پارتیشن های سبک اندک و قابل جابجایی و *در نهایت ۰.۰۵ مربوط به ساختمان هایی است که پارتیشن در تمام ارتفاع طبقات اجرا شده است.* توصیه شده است در کف های ساختمان فرکانس طبیعی کف در محدوده ۴ تا ۸ هرتز محدود شود. به طور کلی باید از طراحی کف هایی با فرکانس ارتعاشی کمتر از ۳ هرتز خودداری شود زیرا این سقف ها در معرض پدیده هایی که موجب بروز لرزش شدید[23] می شوند قرار دارند. در صورتی که فرکانس کف از ۹ هرتز تجاوز کند کنترل اضافی برای تامین سختی کف به میزان *1KN/mm* لازم است.

روش ها و روابط مختلفی برای محاسبه پارامترهای ارتعاشی کف وجود دارد که با توجه به توانایی نرم افزار در محاسبه این پارامترها (f_n و W) در اینجا به آنها اشاره نشده است.

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۹) هم روش ساده ای برای کنترل ارتعاش کف ها برای فضاهای خالی از تیغه بندی ممتد تا سقف (یا سایر عناصری که ممکن است به عنوان میراگر ارتعاش عمل نمایند) ارائه کرده است. با توجه به اینکه اکثر ساختمان های مسکونی دارای تیغه بندی تا سقف هستند استفاده از روش ساده همین بخش توصیه می شود لیکن به دلیل سهولت کاربرد می تواند به عنوان یک روش سریع همچنان مورد استفاده قرار گیرد.

[22] Paperless

[23] از جمله پدیده Rogue Jumping

۴-۶- سایر ملاحظات خدمت پذیری

الف. *آتش سوزی.* مبحث نهم مقررات ملی ضوابطی برای تاب آوری در برابر آتش سوزی ارایه کرده است. با این حال ضوابط کامل برای این موضوع را می توان در ACI 216 یافت. هنگام ارزیابی تاب آوری ساختمان در برابر آتش باید توجه داشت که میزان تحمل سازه تنها یکی از پارامترهای مهم در افزایش تاب پذیری یک بنا در برابر حریق است و موارد متعدد مرتبط با معماری کالبدی بنا، مصالح نازک کاری، پارتیشن ها و تاسیسات مختلف نیز اهمیت به سزایی در این موضوع دارند. نشریه ACI 216 مباحث متعددی درباره تاب آوری اجزای مختلف ساختمان های بتنی و بنایی بیان شده است. در مورد اجزای معمول سازه های بتنی، تاب آوری بیشتر با اعمال حداقل هایی بر میزان ضخامت جزء مورد بررسی و میزان پوشش بتنی اجزاء تامین می شود.

الف-۱- حداقل ضخامت دال. دیوارهای باربر یا غیر باربر بتن مسلح و دالهای کف لازم است ۱ تا ۴ ساعت تاب آوری در برابر آتش داشته باشند. حداقل ضخامت این المان های سازه ای بسته به جنس سنگدانه ها در جدول ۲-۱ این نشریه بیان شده است:

جدول ۱-۲ - مقاومت در برابر آتش بام ها، کف ها و دیوارهای بتنی با یک لایه میلگردگذاری

نوع دانه بندی	حداقل ضخامت معادل برای رده بندی مقاومت در برابر آتشسوزی بر حسب اینچ				
	ساعت 1	ساعت 1-1/2	ساعت 2	ساعت 3	ساعت 4
سیلیسی	3.5	4.3	5.0	6.2	7.0
کربناتی	3.2	4.0	4.6	5.7	6.6
شبه سبک	2.7	3.3	3.8	4.6	5.4
کاملا سبک	2.5	3.1	3.6	4.4	5.1

هنگام استفاده از جدول ۲-۱ برای دال های وافل باید از ضخامت معادل استفاده کرد. مطابق این نشریه:

۱. هنگامی که فاصله مرکز به مرکز تیرچه ها بیشتر از چهار برابر ضخامت حداقل (ضخامت دال رویه) باشد، در این صورت ضخامت معادل همان ضخامت حداقل (ضخامت دال رویه) منظور شود.

۲. هنگامی که فاصله مرکز به مرکز تیرچه ها حداکثر برابر با دو برابر ضخامت حداقل باشد، آنگاه ضخامت معادل برابر با حاصل تقسیم سطح مقطع یک پانل به عرض پانل می باشد.

۳. برای مقادیر بین حالات ۱ و ۲ ضخامت معادل از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$t_e = t_{min} + [\left(\frac{4t_{min}}{s}\right) - 1](t_{e2} - t_{min})$$

که:

s: فاصله تیرچه ها

t_{min}: حداقل ضخامت

t_{e2}: ضخامت معادلی که مشابه حالت ۲ محاسبه می شود.

الف-۲. حداقل پوشش عضو. مقدار پوشش بیان شده برای تاب آوری در برابر آتش سوزی در کنار مقادیر حداقل بیان شده در مبحث نهم باید مورد بررسی قرار گیرد. حداقل پوشش برای تاب آوری دالهای کف در جدول ۲-۳ نشریه مذکور بیان شده است:

جدول ۳-۲ - پوشش حداقل در کف های بتنی و دالهای بام

نوع سنگدانه	پوشش برحسب اینچ برای مقاومت در برابر آتشسوزی					
	محدود شده	محدود نشده				
	با کمتر 4 ساعت	1 ساعت	1-1/2 ساعت	2 ساعت	3 ساعت	4 ساعت
غیرپیش تنیده						
سیلیسی	3/4	3/4	3/4	1	1-1/4	1-5/8
کربناتی	3/4	3/4	3/4	3/4	1-14	1-1/4
شبه سبک	3/4	3/4	3/4	3/4	1-1/4	1-1/4
سبک	3/4	3/4	3/4	3/4	1-1/4	1-1/4
پیش تنیده						
سیلیسی	3/4	1-1/8	1-1/2	1-3/4	2-3/8	2-3/4
کربناتی	3/4	1	1-3/8	1-5/8	2-1/8	2-1/4
شبه سبک	3/4	1	1-3/8	1-1/2	2	2-1/4
سبک	3/4	1	1-3/8	1-1/2	2	2-1/4

در اینجا نیز بسته به نوع سنگدانه های بتن و میزان مورد نظر تاب آوری میزان پوشش انتخاب می شود. علاوه بر این، محدود بودن عضو نیز بر میزان تاب آوری آن موثر است. پوشش از روی سطح آزاد بتن تا روی میلگردهای طولی اندازه گیری می شود. با توجه اینکه بسته به مورد در دالها ممکن است از تیرها نیز استفاده شده باشد در جدول ۲-۴ نشریه ۲۱۶ حداقل پوشش برای تیرها نیز بیان شده است:

جدول ۴-۲- حداقل پوشش تیرهای غیر پیش تنیده

گیرداری	عرض تیر اینچ	کاور متناظر با رده مقاومت در برابر آتشسوزی برحسب اینچ				
		ساعت	1-1/2 ساعت	2 ساعت	3 ساعت	4 ساعت
محدود شده	5	3/4	3/4	3/4	1	1-1/4
	7	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4
	≥10	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4
محدوده نشده	5	3/4	1	1-1/4	NP*	NP
	7	3/4	3/4	3/4	1-3/4	3
	≥10	3/4	3/4	3/4	1	1-3/4

* مجاز نیست

ب. *کنترل عرض ترک خوردگی*. سازه های بتنی در بارهای سرویس دچار ترک خوردگی می شوند. عرض ترک ها باید به نحوی محدود شود که موجب شروع خوردگی در سازه یا بروز آثار ظاهری نامطلوب در سازه یا ساختمان نشود. با این حال، قواعد مورد اجماعی برای محاسبه یا مقدار مجاز حداکثر عرض ترک ها وجود ندارد. تا قبل از سال ۱۹۹۹، محدودیت های مرتبط با ترک خوردگی آیین نامه ACI براساس حداکثر عرض ترک خوردگی ۰.۴ میلی متر برای سطوح داخلی و ۰.۳۳ میلی متر برای سطوح خارجی تنظیم شده بود. گرچه وجه تمایز سطوح داخلی و خارجی نیز تعریف نشده بود. علاوه بر ضوابط مربوط به کنترل ترک، الزامات ویژه ای نیز برای ترکیبات بتنی در معرض مواد خاص در فصل ۱۹ آیین نامه بیان شده است.

Fib (فدراسیون بین المللی بتن سازه ای) عرض متوسط ترک (معادل با ۶۰ درصد حداکثر عرض ترک) را به صورت تابعی از محیط سطحی بتن، حساسیت میلگردگذاری در برابر خوردگی و شرایط دوره بارگذاری بیان می کند.

آیین نامه ACI به صورت غیرمستقیم عرض ترک را با محدود کردن حداکثر فاصله میلگردها و پوشش بتنی دال های یک جهته و تیرها، مورد ملاحظه قرار می دهد (بخش های ۲۴-۳-۲ و ۹-۷-۲-۳ آیین نامه aci). تا قبل از سال ۱۹۹۹، این حدود بر اساس معادله Gergely-Lutz که در آن عرض ترک w در سطح کششی تیر یا دال و پوشش میلگردها به:

۱. تنش f_s در فولاد تحت بارهای سرویس

۲. d_cفاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز نزدیک ترین میلگردها به تار کششی بتن

۳. A مساحت منشوری از بتن که با میلگرد هم مرکز است

بستگی دارد، محاسبه می شد. فاصله میلگردهای معادلات حاصل از این مدل برای کاورهای بیش از ۶ سانتی متر بسیار کم و غیرقابل اجرا بود. به همین علت در ویرایش ۱۹۹۹ آیین نامه ACI معادله های اصلی محققان فوق به صورت زیر اصلاح شد:

$$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c \, , s \leq 300(\frac{280}{f_s})$$

که در رابطه فوق، s فاصله میلگردها (میلی متر)، f_s تنش میلگردهای طولی تحت بارهای سرویس (مگاپاسکال) و c_c پوشش روی میلگردها تا نزدیک ترین تار کششی بتن است (میلی متر). بخش ۲۴-۳-۲ آیین نامه بیان می کند می توان مقدار f_s را تحت بارهای سرویس برابر با $2/3f_y$ منظور کرد.

۴-۷- نکات تکمیلی

۴-۷-۱- مش بندی و ترسیم المان ها

CSI توصیه کرده است، ابتدا یک دال کلی با مشخصات وافل در محدوده کار ترسیم می شود. سپس قسمت هایی که قرار است به صورت توپر اجرا شود روی این دال با مشخصات مربوطه ترسیم می شود[۲۴]. برنامه به صورت اتوماتیک محدوده ها تشخیص می دهد. بازشوها نیز با المان Openning ترسیم می شود. آنچه در ادامه بیان می‌شود، توصیه‌های CSI در این زمینه است[۲۵].

CSI توصیه به ترسیم کلی دال و سپس ترسیم سایر نواحی برای تغییرضخامت شده است. برای بارگذاری قسمت های مختلف دال می توان از سطح با مشخصه none استفاده کرد. در توضیحات فوق سایر فرضیات و نکات برای برنامه ETABS و SAFE به تفکیک آمده است:

الف. در برنامه ETABS اگر دو دال روی هم ترسیم شوند، و یکی از دال ها دارای سختی A و دیگری دارای سختی B باشد و دال داری سختی B از دال دارای سختی A کوچکتر باشد، توسط برنامه در ناحیه مشترک، سختی B در نظر گرفته خواهد شد.

[24] در عمل و با توجه به هندسه دالها، در بیشتر مواقع نمی توان مطابق این توصیه مدلسازی کرد. گرچه هرجا مقدور باشد بهتر است از این رویکرد استفاده شود.

[25] https://wiki.csiamerica.com/display/safe/Modeling+slabs+with+variable+thickness%2C+loading+and+soil+subgrade++modulus

در برنامه SAFE نیز همین قاعده حاکم است ولی، *در صورتی که نوع دال Drop انتخاب شده باشد در هر حال، سختی Drop حاکم خواهد شد.*

ب. در برنامه ETABS، اگر دو دال روی هم ترسیم شوند، و یکی از دال ها دارای بار A و دیگری دارای بار B باشد و دال دارای بار B از دال دارای بار A کوچکتر باشد، در ناحیه مشترک توسط برنامه بارگذاری B ، در نظر گرفته خواهد شد. در برنامه SAFE بار ناحیه مشترک برابر با **مجموع** بارها در نظر گرفته خواهد شد.

بنابراین روش توصیه شده CSI برای مدلسازی دال ها به شرح زیر است:

- ابتدا یک دال پایه روی کل سطح مورد نظر ترسیم شود.
- برای منظور کردن اثرات تغییر ضخامت موضعی و تغییرات بارگذاری، در نواحی مورد نظر روی دال پایه ای، دال ترسیم شود. مطابق توضیحات فوق مشخصات دال جدید حاکم می شود (به جز یک حالت خاص Drop که ذکر شد).
- برای اعمال تغییرات بارگذاری در نواحی مختلف می توان از المان سطحی از نوع none استفاده کرد و بارها را به آن اعمال نمود.

علاوه بر این توجه به دو نکته خصوصا در تحلیل مودال ضروری است:

- باید به دالهای از نوع none دیافراگم صلب اختصاص داد تا برای آنالیز مودال جرم لرزه ای آنها به درستی محاسبه شود

- توصیه می شود برای بارگذاری دالهایی که قرار است از دیافراگم نیمه صلب در مدلسازی آنها استفاده شود، به جای استفاده از المان none از دال با مشخصات سازه ای دال پایه استفاده شود تا از ایجاد مودهای ارتعاشی ناخواسته موضعی جلوگیری شود.

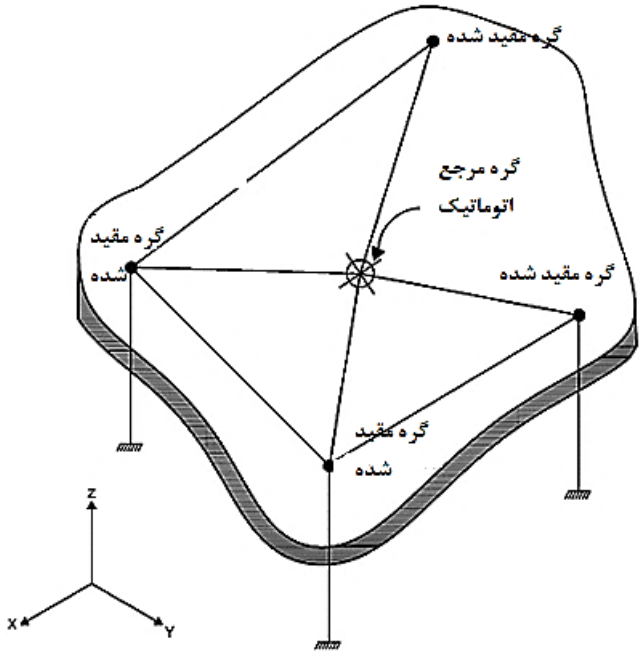
انطباق گره های مش بندی قسمت های مختلف دال با هم، می تواند دقت محاسبات را افزایش دهد. در مواضعی که این گره ها بر هم منطبق نباشند، برنامه از قیدهای محاسباتی برای ایجاد همسازی لازم استفاده می کند که ممکن است از دقت محاسبات بکاهد. با این حال، امکانات مش بندی در برنامه های CSI هنوز از انعطاف پذیری کافی برخوردار نیستند. می توان از برنامه جانبی برای مش بندی دقیق استفاده کرد ولی به دلیل آنکه این روش مرسوم نمی باشد در اینجا به آن پرداخته نمی شود.

ابعاد مش بندی باید به نحوی انتخاب شود که نتایج از دقت لازم برخوردار باشند. برای تخمین جابجایی ها و نیز تغییرات نیروها در مجاور تکیه گاه ها استفاده از مش بندی ریزتر مناسب است. به هرحال بهتر است ابعاد مش ها از ۱/۱۰ طول دهانه بیشتر انتخاب نشود و هندسه آنها به مربع نزدیک باشد. در صورت هرگونه تردید درباره مناسب بودن مش بندی انجام آنالیز حساسیت (ریزتر کردن مش بندی و ملاحظه تغییرات نتایج خروجی مورد نظر) قابل توصیه است.

۴-۷-۲- دیافراگم: صلب یا نیمه صلب؟

از نقطه نظر تاریخی مفهوم دیافراگم، یک ترفند محاسباتی برای کاستن از حجم معادلات و ساده سازی روش تحلیل ماتریسی بوده است. مبنای این ترفند محاسباتی، مشاهده رفتار واقعی سازه ها و سختی محوری قابل توجه کف هاست. به این ترتیب، نیروی محوری ایجاد شده در کف ها به دلیل این سختی ناچیز می باشد. در روش های اجزای محدود با استفاده از مفهوم Constraint ها می توان بعضی مولفه های جابجایی (درجات آزادی) را مقید کرد. به این ترتیب از تعداد کل معادلاتی که می توان حل کرد کاست، ضمن آنکه نیاز به مدلسازی برخی اجزا را از میان برد. این رویکرد در برنامه های اجزای محدود سازه

ای مورد استفاده قرار رفته است. با مقید کردن جابجایی های کلیه نقاط سقف به یک نقطه مبنا که معمولا مرکز جرم کف انتخاب می شود، حجم معادلات کاهش، سرعت و پایداری حل افزایش می یابد.



شکل ۵۴. مفهوم ریاضی دیافراگم صلب : گره مرجع و گره های مقید

بنابراین، دیافراگم یک مفهوم ریاضی برای کاهش هزینه محاسباتی به شمار می رود. امروزه با توجه به افزایش قدرت محاسباتی سخت افزارها امکان مدلسازی کامل اجزای سازه ای فراهم شده است. Moehle (2017) در راهنمایی طراحی دیافراگم بیان می دارد:

با استفاده از دیافراگم صلب، توزیع بارهای جانبی بین المان‌های عمودی براساس سختی نسبی آنها صورت می‌گیرد. این فرض، در نسل اول برنامه های تحلیل سازه برای کاستن از نیاز محاسباتی وارده به پردازنده و حافظه سیستم اتخاذ گردید. به این ترتیب، نیروهای جانبی محاسبه شده برای هر محور از اعضای عمودی مقاوم لرزه ای، به صورت نیروی برشی در هر محور در طول دیافراگم توزیع می‌شود.

در بعضی حالات، بسته به مصالح دیافراگم، تناسبات کلی و سختی نسبی اجزای عمودی و افقی، مشخص نیست که رفتار دیافراگم انعطاف پذیر است یا صلب. در چنین حالاتی در نظر گرفتن نتایج حداکثر حاصل از تحلیل براساس هر دو حالت مطلوب است.

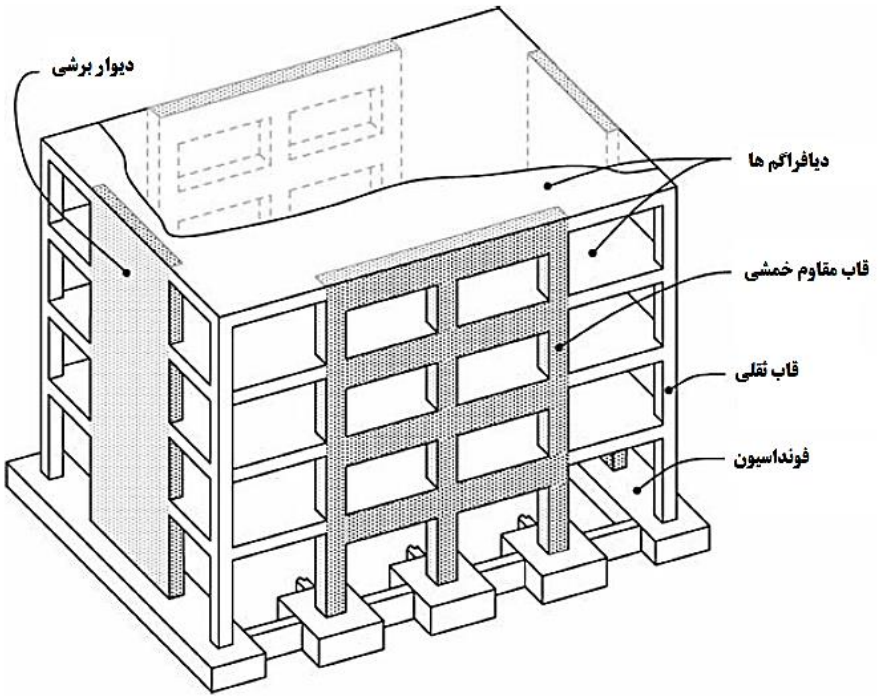
با توجه به توانمندی نرم افزارهای تحلیل سازه موجود، در صورتی که صلبیت دیافراگم محل پرسش باشد، می‌توان مستقیما به مدلسازی دیافراگم پرداخت. به هرحال همواره تحلیل براساس مقادیر حدی برای فهم تاثیر عدم اطمینان موجود در سختی بر طراحی توصیه می‌شود.

به این ترتیب هنگامی که امکان مدلسازی مستقیم اجزا وجود دارد، استفاده از دیافراگم غیرصلب رفتار نزدیک به واقع را در اختیار طراح قرار دهد. در مورد دال‌های مشبک استفاده از دیافراگم غیر صلب برای تخمین نیروهای داخلی کف ضروری است. هنگام استفاده از دیافراگم های غیرصلب باید توزیع نیروها توسط طراح به دقت مورد بررسی قرار گیرد و در صورت احساس نیاز، سازه با استفاده از دیافراگم صلب نیز بررسی شود تا تاثیر عدم اطمینان های موجود در سختی ها بر کمیت های طرح و نیز پاره ای ملاحظات مربوط به توزیع پیچش در پلان دیده شود.

۵. طراحی دیافراگم[۲۶]

۵-۱- مقدمه

معمولا سازه‌های ساختمانی ساختاری سه بعدی متشکل از المان‌های سازه‌ای هستند که با هدف تحمل بارهای ثقلی و جانبی با هم ترکیب می شوند. اگرچه تمام اجزای یک سیستم سازه ای سه بعدی به طور منسجم در برابر بارها مقاومت می کنند، با این حال، ما عموما سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای را به صورت یک سیستم چند بخشی متشکل از المان‌های قائم، المان‌های افقی و فونداسیون تقسیم بندی و درک می کنیم (شکل ۵۵). المان‌های عمودی که بین فونداسیون و ترازهای بالایی سازه امتداد دارند، مسیر بار پیوسته ای را برای انتقال نیروهای ثقلی و لرزه‌ای از ترازهای بالاتر سازه به فونداسیون فراهم می‌کنند. بطور معمول، المان‌های افقی شامل دیافراگم‌ها و از جمله جمع‌کننده‌ها[۲۷] می‌شوند. دیافراگم‌ها نیروهای اینرسی را از سیستم کف به المان‌های عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای انتقال می‌دهند. علاوه بر این، المان‌های عمودی را نیز به هم می‌بندند و در نتیجه، باعث پایداری مسیر انتقال بار بین المان های عمودی می شوند که این خود برای اطمینان از یک پاسخ مناسب لرزه ای مورد نیاز است. به این ترتیب، دیافراگم‌ها قسمتی ضروری از سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای بوده؛ لازم است مهندس سازه به طراحی آن توجه نماید تا از رفتار مطلوب سازه به هنگام رویداد زلزله اطمینان حاصل کند.

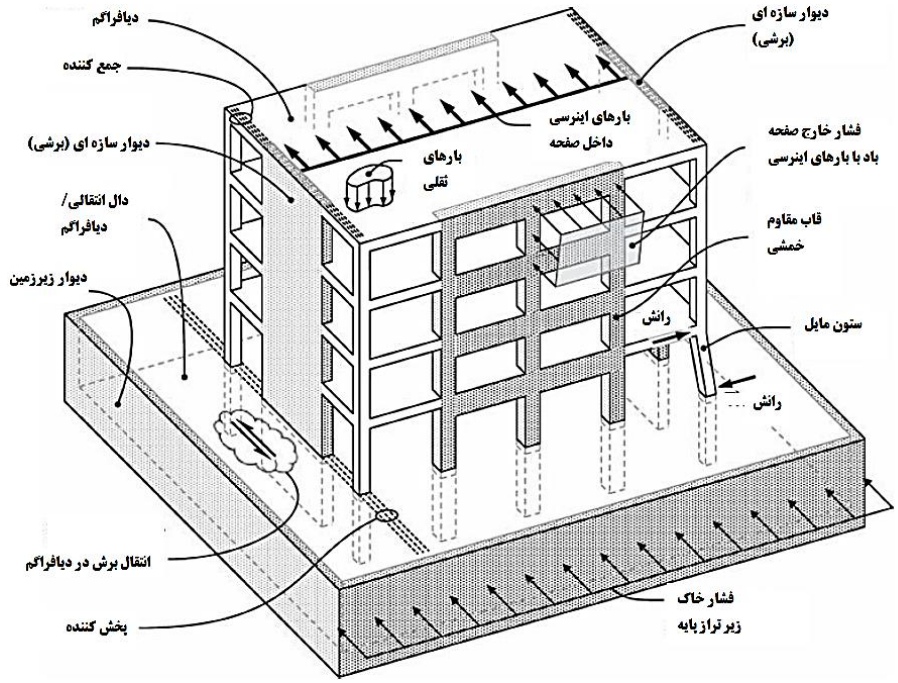


شکل ۵۵- طرحی از یک سیستم ساختمانی مبنا که از المان های افقی (دیافراگم ها)، المان های عمودی (قاب ها و دیوارها) و فونداسیون تشکیل شده است.

26 در تدوین این بخش از Moehle, 2015 و راهنمای CRSI استفاده شده است. کلیات رفتاری مطابق مدلهای کلاسیک در این بخش بررسی شده است. با توجه به طبیعت نامنظم اغلب کف‌ها، استفاده از مدلها و تعاریف کلاسیک به طور مستقیم در نرم افزار مقدور نمی‌باشد. در بعضی بخشهای این قسمت و خصوصا فصل دوم برخی پیشنهادات برای استفاده در نرم افزارها ارایه شده است

27 Collectors

دیافراگم ها به واسطه اجزای مختلف خود انواع تلاش های سازه ای را تحمل می کنند (شکل ۵۶) که در ادامه به صورت خلاصه به آنها پرداخته می شود:



شکل ۵۶-وظایف دیافراگم‌ها

- **نیروهای داخل صفحه دیافراگم**: نیروهای جانبی حاصل از ترکیبات بار شامل باد، زلزله و مولفه افقی فشار سیال یا فشار خاک سبب ایجاد تلاش‌های برشی، محوری و خمشی درون صفحه ای در دیافراگم‌ها می‌شود. دیافراگم‌ها این نیروها را به المان‌های عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی منتقل می‌کنند. در مورد بارگذاری باد، نیروی جانبی بر اثر فشار وارده از طرف باد بر نماسازی ساختمان تولید شده، توسط دیافراگم‌ها به المان‌های عمودی منتقل می‌شود. در مورد بارگذاری زلزله، نیروهای اینرسی ناشی از خود دیافراگم و سهم بارگیر دیوارها، ستون‌ها و دیگر المان‌ها، توسط دیافراگم‌ها به المان‌های عمودی منتقل می‌شوند. در مورد ساختمان هایی که چند تراز زیرزمین دارند، نیروهای جانبی در اثر فشار خاک وارده بر دیوارهای زیرزمین ایجاد می شود؛ در یک سیستم سازه ای معمول، دیوارهای زیرزمین، به طور عمودی بین کف‌هایی قرار می گیرند که خود به عنوان دیافراگم نیز عمل کرده، نیروهای جانبی خاک را در دیگر المان‌های مقاوم نیرویی پخش می‌کنند.

- **نیروهای انتقالی دیافراگم**: المان‌های قائم سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی، ممکن است مشخصات مختلفی در ارتفاع خود داشته باشند یا مقاومت آنها از طبقه ای به طبقه دیگر تغییر نماید، که در نتیجه این عوامل، انتقال نیرو بین المان های قائم اتفاق خواهد افتاد. یکی از مواضعی که صفحه های مقاومتی تغییر می‌کند، در تراز پایه ساختمانی است که به صفحه تراز زیر زمین با مساحت بزرگتر متصل می شود؛ نیروهای قسمت باریکتر سازه در چنین موضعی ممکن است از طریق دیافراگم پادیوم (دال انتقالی) به دیوارهای زیرزمین منتقل شود.

- **نیروهای اتصال یا مهاری**: فشار باد وارده بر سطوح نمایان ساختمان‌ها، نیروهای خارج از صفحه‌ای در آن سطوح ایجاد می‌کند. به طور مشابه، زلزله نیز در قاب بندی عمودی و اجزای غیرسازه‌ای مثل نمای ساختمان، نیروهای اینرسی تولید می‌کند. این نیروها از طریق اتصالات، از المانی که در آن تولید شده است به دیافراگم منتقل می‌شود.

- **نیروهای مهاربندی ستون:** گاهی اوقات به دلیل ملاحظات معماری به ستون‌های مایل (کج) نیاز است که این خود می تواند منجر به نیروهای افقی بزرگی ناشی از تلاش های ثقلی و واژگونی در صفحه دیافراگم شود. این نیروها بسته به جهت ستون و اینکه نیرو کششی یا فشاری باشد می‌تواند در جهات مختلف وارد شود. در صورتی که این نیروهای جانبی به طور موضعی با المان‌های دیگر متعادل نشود، باید به دیافراگم و از این طریق به المان‌های مناسب دیگر سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی منتقل شوند. چنین نیروهایی معمول بوده، ممکن است در ستون هایی نیز که به صورت خارج از مرکز خود بارگذاری شده اند و به صورت یکپارچه با قاب بندی مجاور خود اجرا نشده اند، قابل توجه باشد. دیافراگم برای ستون‌هایی که به عنوان بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی طراحی نشده‌اند، از طریق متصل کردن آنها به سایر المان، تکیه جانبی فراهم می کند که در نتیجه آن برای سازه پایداری جانبی تامین می گردد.

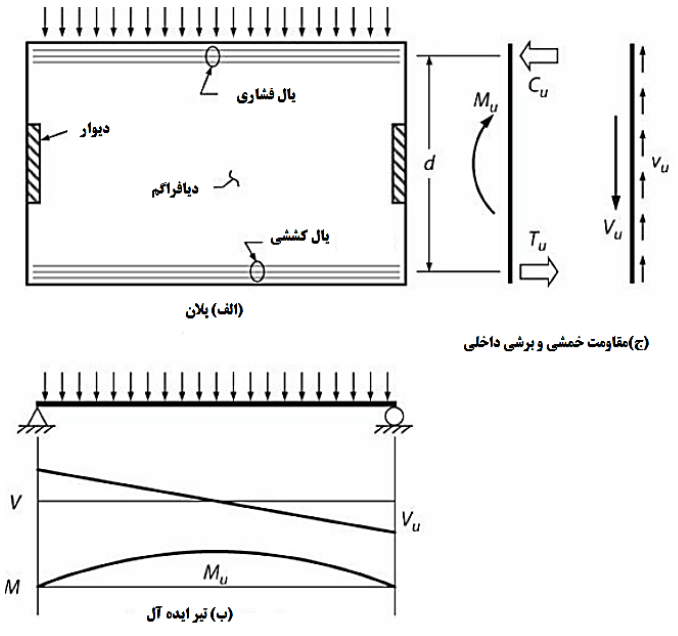
- **نیروهای خارج از صفحه دیافراگم**: بیشتر دیافراگم‌ها بخشی از کف و قاب بندی سقف هستند و بنابراین بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند. آیین‌نامه ساختمانی ممکن است ملاحظاتی برای نیروهای خارج از صفحه ناشی از فشار آپلیفت باد بر دال سقف و شتاب عمودی ناشی از اثرات زلزله مطرح کرده، ضابطه هایی در این زمینه ارایه کرده باشد.

اجزاء دیافراگم

قسمت‌های مختلف دیافراگم شامل دال دیافراگم، یال ها[۲۸]، جمع‌کننده‌ها (که به آن‌ها بست های کششی یا توزیع‌کننده‌ها نیز گفته می‌شود) و اتصالات به المان‌های قائم می‌شود.

در شکل ۵۷ یک مدل ساده‌سازی شده از چگونگی مقاومت دیافراگم در مقابل بارهای درون صفحه نشان داده شده است. در این شکل، یک دیافراگم مستطیلی توپر بین دو انتهای دیوارها قرار گرفته است و در برابر بارگذاری جانبی درون صفحه ای که به صورت یکنواخت توزیع شده است مقاومت می‌کند. می‌توان دیافراگم را به صورت یک تیر دو سر ساده در نظر گرفت که عکس العمل ها و نمودارهای لنگر و برش آن رسم شده است(شکل ۵۷-ب). لنگر خمشی M_u با زوج نیروی کششی (T_u) و فشاری (C_u) تحمل می‌شود (شکل ۵۷-ج). اجزاء قرار گرفته در مرز دیافراگم که در کشش و فشار عمل می‌کنند به عنوان یال کششی و یال فشاری شناخته می‌شوند.

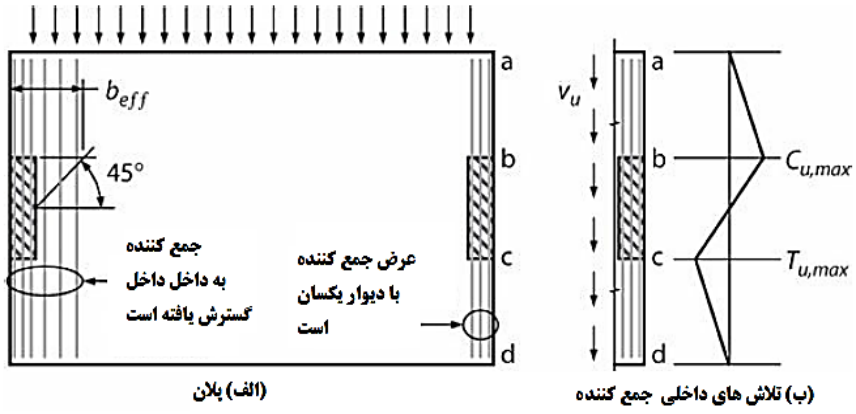
[28] Chords



شکل ۵۷- یال های کششی و فشاری

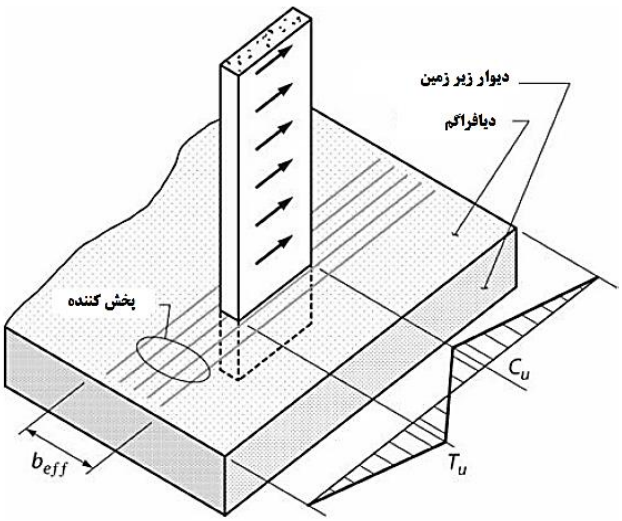
اگر لنگرخمشی دیافراگم با یال های کششی و فشاری واقع در مرزهای دیافراگم تحمل شود (شکل ۵۷-الف)، تعادل ایجاب می کند که برش دیافراگم مشابه شکل ۵۷-ج به طور یکنواخت در امتداد عمق دیافراگم توزیع شده باشد. در اینصورت برای جمع کردن این برش ها و انتقال به دیوار برشی، المان‌هایی کششی و فشاری که جمع کننده خوانده می شوند مورد نیاز خواهد بود. یک جمع‌کننده، یا همه‌ی نیروهای خودش را مشابه قسمت سمت راست شکل ۵۸-الف در عرضی برابر عرض دیوار برشی به دوسر دیوار منتقل می‌کند یا مانند قسمت سمت چپ پلان شکل ۵۸-الف، نیروهای خود را در عرضی از دال مجاور دیوار برشی منتقل می کند.

درشکل ۵۸-ب چگونگی تعیین نیروهای کششی و فشاری جمع‌کننده نشان داده شده است. با شروع از انتهای آزاد دیافراگم، نیروی کششی و فشاری کلکتور همزمان با انتقال یکنواخت برش به جمع کننده، به صورت خطی افزایش می یابد. اگر فرض شود که نیروی جمع‌کننده به طور یکنواخت در امتداد طول دیوار منتقل می‌شود، آنگاه تغییرات نیروی جمع‌کننده مطابق آنچه در در امتداد bc نشان داده شده است خواهد بود.



شکل ۵۸- جمع‌کننده‌ها

دیافراگم‌ها بار را میان المان‌های قائم سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای نیز منتقل می‌کنند. یک مثال رایج، جایی است که دیوار سازه ای و دال انتقالی (پادیوم) در یک ساختمان دارای طبقات زیرزمین به یکدیگر می رسند. در این حالت، برش از دیوار به دیافراگم و از آنجا به دیگر المان ها و از جمله دیوارهای زیرزمین منتقل می‌شود. المانی که نیرو را از دیوار به دیافراگم منتقل می‌کند نیز یک جمع کننده است، اما گاهی اوقات به آن توزیع‌کننده نیز می‌گویند. شکل ۵۹ را ببینید. به طور کلی، یک جمع‌کننده المانی است که بار توزیع شده را از دیافراگم می‌گیرد و آن را به یک المان قائم منتقل می‌کند، در حالی که یک توزیع کننده نیرو را از یک المان قائم می‌گیرد و آن را در دیافراگم توزیع می‌کند.



شکل ۵۹ – المان توزیع کننده در تراز دال انتقالی (پادیوم)

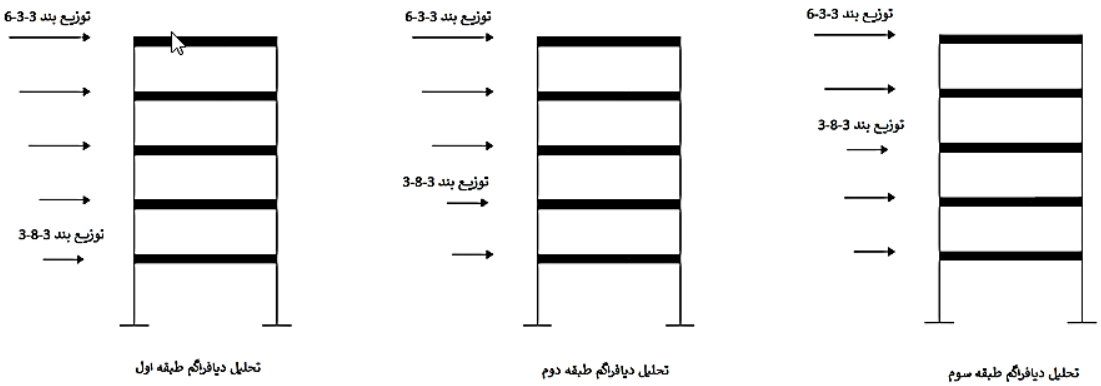
به طور خلاصه در مراحل مختلف طرح دیافراگم نیروهای مختلف اجزا به شرح زیر محاسبه و طراحی لازم به ترتیبی که بیان خواهد شد انجام می شود:

- یال ها: برای کشش یا فشار لبه دیافراگم یا اطراف بازشوها
- جمع کننده ها: برای فشار و کشش همچنین در بعضی موارد ترکیب با خمش در اطراف اجزای قائم سیستم باربرجانبی
- برش اصطکاکی: در محل اتصال دال به دیوار و در مقاطع مختلف بررسی می شود
- برش داخل صفحه دیافراگم و در صورت نیاز میلگردگذاری برشی

عموما محاسبات مجزایی برای تلاش های خارج صفحه دیافراگم انجام نمی شود؛ گرچه مطابق بعضی دیدگاه ها لازم است کف ها برای توزیع بار حداکثر (بخش ۵-۲ را ببینید) کلیه مراحل طراحی را طی نمایند. حداقل توصیه می شود کنترل برش منگنه ای برای دیافراگم ها و با در نظر گرفتن ترکیب بار مربوط به دیافراگم نیز انجام شود.

۵-۲- نحوه محاسبه توزیع بار جانبی

مطابق روش فعلی آیین نامه ۲۸۰۰ برای طراحی دیافراگم هر طبقه باید توزیع بارجانبی مطابق شکل ۶۰ مورد استفاده قرار گیرد. توجه نمایید که این توزیع بار هر بار برای یک طبقه مورد بررسی قرار می گیرد.



شکل ۶۰- نحوه توزیع بار برای طرح دیافراگم هر طبقه

مطابق شکل ۶۰ برای محاسبه توزیع بار برای طرح دیافراگم طبقات مراحل زیر انجام می شود:

۱. مطابق بند ۳-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ توزیع بار لرزه ای استاتیکی طبقات محاسبه می شود. می توان از خروجی نرم افزار نیز به این منظور استفاده کرد یا از نتایج تحلیل طیفی بهره برد. این همان توزیع بار معمول استاتیکی معادل در طراحی سازه های ساختمانی است:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V_u$$

توضیحات مربوط به هریک از پارامترها در آیین نامه ۲۸۰۰ بیان شده است.

۲. ابتدا توزیع بار بند ۳-۸-۳ آیین نامه محاسبه می شود (توزیع نیروی اینرسی دیافراگمی):

$$F_{Pui} = (\sum_{j=1}^{n} \frac{F_{uj}}{W_j}) W_i$$

F_{Pui} : نیروی جانبی وارده به دیافراگم در تراز i

W_i: وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i . این پارامتر مشابه وزن موثر هر طبقه بیان شده در بند ۳-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ محاسبه می شود.

W_j و F_{uj} : به ترتیب وزن طبقه و نیروی وارده به طبقه مطابق تعاریف بند ۳-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد. در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{Pui} برابر با $0.5\ AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیش از AIW_i در نظر گرفته شود.

۳. پس از محاسبه توزیع بار ۳-۸-۳ برای محاسبه نیروهای دیافراگمی طبقه i کلیه توزیع بار محاسبه شده در بند ۱ به کلیه طبقات به جز طبقه i اعمال می شود. برای طبقه i از مولفه محاسبه شده طبق توزیع بند ۳-۸-۳ استفاده می شود. به عبارت دیگر می توان گفت نیروی مربوط به طبقه i بدست آمده از توزیع بند ۳-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ در نسبت $\frac{F_{Pui}}{F_{ui}}$ ضرب می شود.

۴. به همین ترتیب برای باقی طبقات نیز عملیات بند ۳ تکرار می شود. توجه شود که باید به ترکیب بارها عبارت مربوط به F_{Pui} اضافه شود

متاسفانه در برنامه ایتبز راهی برای پیاده سازی مستقیم روند چهارگانه فوق وجود ندارد، مگر آنکه بارها به صورت خطی تبدیل و به لبه های دیافراگم نیمه صلب اعمال شود که روشی مناسب با تقریب قابل قبول می باشد. *در این روش اگر بار خطی برای طبقه* i *به نسبت* $\frac{F_{Pui}}{F_{ui}}$ *تغییر کرده باشد نیازی به تغییر ترکیبات بارگذاری نمی باشد.* به عنوان یک روش دیگر می توان یک حالت بارگذاری زلزله جداگانه تعریف نمود (از نوع ***user coefficient***) و سپس ضریب ***C*** جدید طبقه را به صورت حاصل تقسیم اختلاف بین نیروی F_{Pui} و F_{ui} بر وزن طبقه تعریف کرد[29]؛ آنگاه دامنه طبقات (***Story Range***) را به طبقه مذکور محدود نمود (یعنی $Story_i$ و $Story_{i-1}$). در این روش لازم است ترکیبات بارگذاری شامل این نیروی زلزله جدید نیز باشد. دقت شود صرفنظر از روش، برای طراحی جمع کننده باید نیروها به اندازه ضریب اضافه مقاومت Ω_0 بزرگنمایی شود که لازم است در طراحی یا تنظیم ترکیب بار به این نکته توجه شود:

$$c_{i,new} = \frac{F_{Pui} - F_{ui}}{w_i} = \frac{F_{ui} \times ([\,F_{Pui}/F_{ui}\,] - 1)}{w_i} = \frac{F_{ui}}{w_i}\left(\frac{F_{pui}}{F_{ui}} - 1\right)$$

در صورتی که از برنامه ***SAFE*** برای طراحی دیافراگم استفاده شود[30] می توان از روند زیر برای انتقال بارها و اعمال بار دیافراگمی استفاده کرد:

- سازه اصلی در ***ETABS*** مطابق معمول مدلسازی و تحلیل می شود (با اعمال ضرایب ترک خوردگی مربوط به دیافراگم).
- F_{ui} از برنامه استخراج یا به صورت دستی محاسبه می شود.
- F_{Pui} به صورت دستی محاسبه می شود.
- از طبقه مورد نظر شامل بار طبقه و بار طبقات بالاتر به ***SAFE*** خروجی گرفته می شود.
- در ***SAFE*** و در قسمت تعاریف ***Case*** ها، بار زلزله طبقه (و نه بار زلزله انتقالی از طبقات بالاتر) در هر دو راستا به نسبت $\frac{F_{Pui}}{F_{ui}}$ بزرگنمایی می شود (نسبت در قسمت ***scale factor*** وارد می شود). به هنگام طراحی جمع کننده ضریب Ω_0 نیز به هم این نسبت و هم به بار زلزله انتقالی طبقات بالاتر اعمال می شود.
- سازه کف تحلیل و نیروها بررسی می شود (مطابق بخش ۵-۳).
- جزییات المان ها مطابق بخش ۵-۴ طراحی می شود.

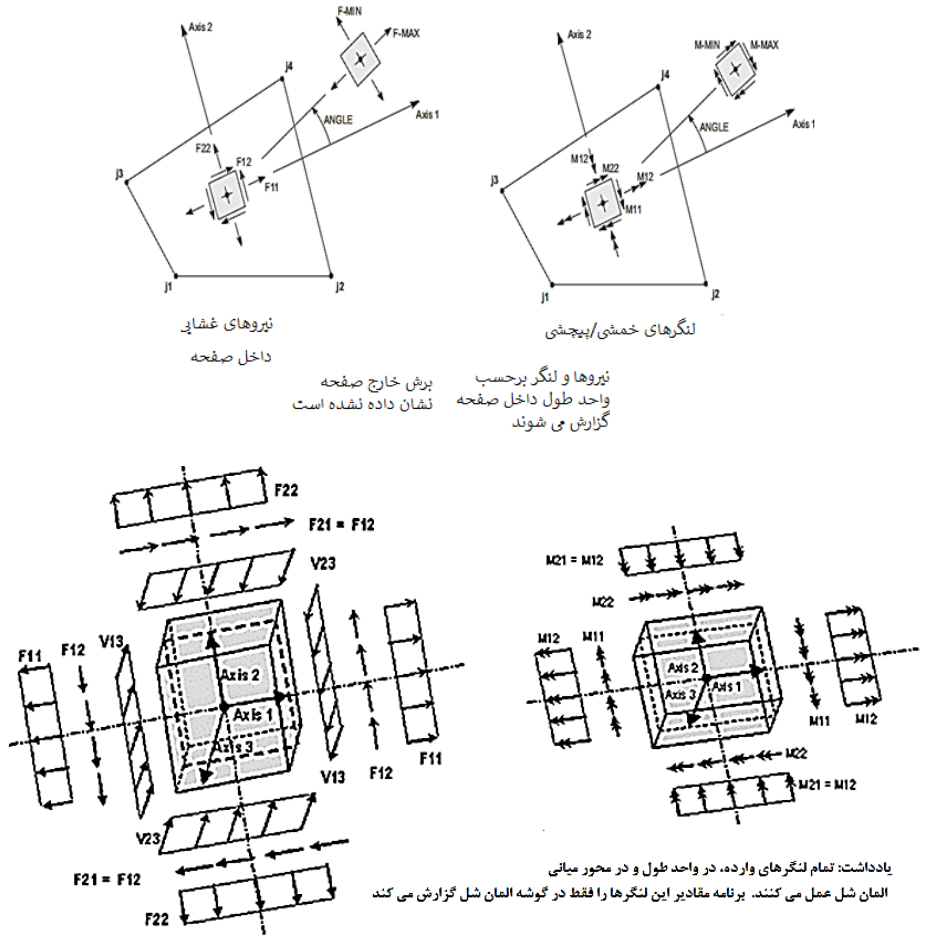
۵-۳- محاسبه نیروهای داخلی اجزای دیافراگم

منظور از محاسبه نیروهای اجزای مختلف دیافراگم، برداشت دقیق نتایج از روی تحلیل المان محدود می باشد که نیازمند آشنایی با نیروهای داخلی المان Shell است. گرچه روشهای تقریبی متعددی برای محاسبه توزیع نیروهای اجزای دیافراگم وجود دارد لیکن عمدتا این روشها برای سازه های دارای هندسه و شرایط مرزی نامنظم – که بسیار معمول است- کمتر کاربرد دارد و در عمل استفاده از نتایج روش اجزای محدود اجتناب ناپذیر می باشد.

[29] عبارت $F_{Pui} - F_{ui}$ مقدار اضافه نیرویی است که بر اثر بارگذاری ویژه دیافراگم نسبت به توزیع استاندارد نیروی زلزله به تراز طبقه مورد نظر وارد می شود. با تقسیم این عبارت به وزن طبقه یک ضریب زلزله فرضی حاصل می شود که می توان برای تعریف یک الگوی بارگذاری که این اضافه بار را پوشش می دهد به کار برد.

[30] در برنامه ETABS نیز قابل استفاده می باشد.

شکل ۶۱ نیروهای داخلی المان شل را روی محورهای محلی نشان می دهد (محور ۱ در خروجی برنامه قرمز، ۲ سبز و ۳ آبی است):



شکل ۶۱. نیروهای داخلی المان Shell که برای محاسبه نیروهای اجزای دیافراگمی استفاده می شود.

در محاسبه نیروهای اجزای مختلف دیافراگم از نیروهای مختلف المان به شرح زیر استفاده می شود:

F11 و F22: طراحی یال ها (بسته به جهت از یکی از مولفه ها استفاده می شود)

F12: طراحی جمع کننده (به همراه نیروهای خارج صفحه)،

F12: کنترل برش داخل صفحه دیافراگم،

F12: کنترل و طرح برش اصطکاکی.

در برنامه SAFEاستخراج نیروها باید براساس مشاهده نیروها داخلی المان و اغلب طی فرایند دستی صورت می گیرد. می توان از نوارهای طراحی نیز بنا به مورد استفاده کرد. در برنامه ETABS امکاناتی شبیه Section Cut یا خروجی مستقیم عکس العمل دیافراگمی در محل اجزای سیستم باربرجانبی وجود دارد که می توان برای استخراج نیروها استفاده کرد. در مثال فصل دوم به طور کامل مراحل استخراج نیروهای دیافراگمی را تشریح شده است.

۵-۴- جزییات و الزامات میلگردگذاری[31]

در این بخش به بیان روش تعیین میزان و چگونگی میلگردگذاری دیافراگم ها و جمع کننده ها طبق مفاد ACI 318 و آیین نامه ۲۸۰۰ می پردازیم. علاوه بر آیین نامه ۲۸۰۰، در صورت نیاز به ASCE 7 نیز رجوع خواهیم کرد. میلگردگذاری یالها، میلگردگذاری برشی دیافراگم، میلگردگذاری برش انتقالی بین دیافراگم و اجزای عمودی سیستم باربرجانبی و بین دیافراگم و جمع کننده ها، میلگردگذاری مهارها و میلگردگذاری جمع کننده ها از جمله مباحث مورد بررسی خواهد بود. *به دلیل نیروهای نسبتا بزرگی که باید منتقل شود، معمولا به جای بخشی از دال، از تیرها به عنوان عناصر جمع کننده استفاده می شود.*

۵-۴-۱ – میلگردگذاری یالها[32]

۵-۴-۱-۱- مساحت موردنیاز برای میلگردهای یال

همانطور که بیان شد، در اثر لنگرهای خمشی داخل صفحه ای، در لبه های دیافراگم و بازشوها نیروهای کششی و فشاری ایجاد می شود. در این نواحی – که به یالهای دیافراگم مشهور هستند- حداکثر نیروی کششی ایجاد شده باید به وسیله میلگردهایی عمود بر راستای نیروی داخل صفحه ای وارده تحمل شوند. در هر نقطه ای از دیافراگم باید، T_n کمتر یا مساوی با مقاومت کششی طراحی میلگردهای یال باشد:

$$T_u \leq \emptyset T_n = \emptyset A_{s(chord)} f_y$$

در این رابطه، $\emptyset$ میلگردهای کششی برابر ۰.۶ و $A_{s(chord)}$ مساحت میلگردگذاری مورد نیاز است. به عبارت دیگر:

$$A_{s(chord)} \geq \frac{T_u}{\emptyset f_y}$$

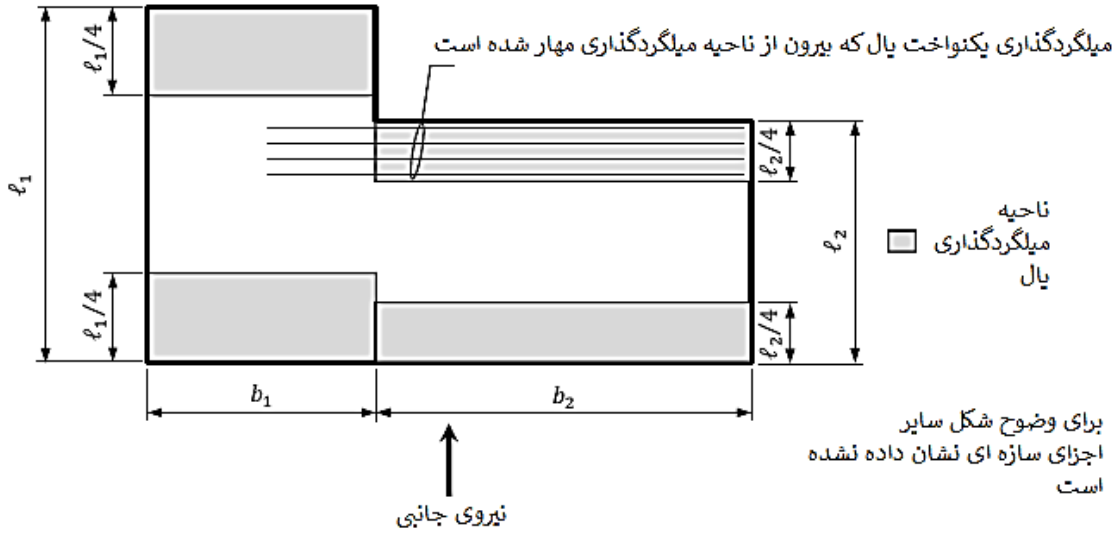
در مورد بازشوها نیز پس از محاسبه نیروی کششی یالهای پیرامون بازشو، میلگردهای مورد نیاز در راستای عمود بر جهت تحلیل از رابطه فوق محاسبه می شود. میلگردگذاری یالها در تمامی لبه های دیافراگم و بازشوها مورد نیاز است.

۵-۴-۱-۲- محل قرارگیری میلگردگذاری یال

میلگردهای یالها معمولا در لبه های دیافراگم به صورت متمرکز قرار داده می شوند. به عنوان یک راه حل دیگر اجازه داده شده است که میلگردهای یال در محدوده ای به فاصله ۲۵ درصد عمق دیافراگم در راستای تحلیل و نسبت به لبه دیافراگم نیز قرار داده شوند (بند ۹-۱۴-۵-۲-۳). فرض می شود با قرار دادن میلگردهای بال در این نواحی، مشابه حالتی که در آن میلگردها در لبه دال قرار داده شده اند، توزیع جریان تنش برشی در عمق یکنواخت باشد.

[31] قسمت عمده این بخش از ویرایش پنجم راهنمای طراحی دیافراگم بتن مسلح CRSI و منحصرا برای سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد، اقتباس شده است.

[32] Chords



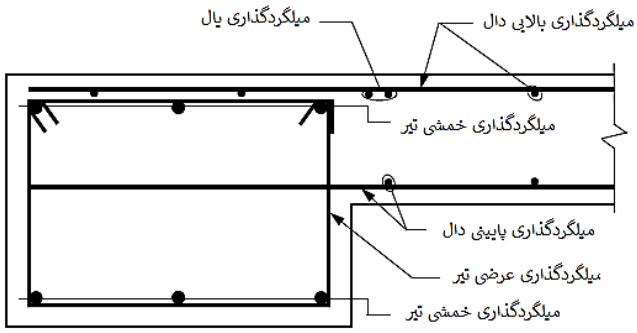
شکل ۶۲. محل استقرار میلگردگذاری یال

در مواقعی که عمق دیافراگم در دهانه تغییر می کند، اجازه داده می شود که میلگردگذاری یال در مقطع مجاور مهار شود حتی اگر این ناحیه بیرون از محدوده مربوط به ۲۵ درصد عمق ذکر شده قرار گرفته باشد (شکل ۶۲).

مطابق ۹-۱۴-۶-۳ میلگردگذاری یال باید به میلگردهای موردنیاز دیگر برای سایر تلاش ها – از جمله میلگردگذاری خمشی – اضافه شود. البته می توان از میلگردهایی که فقط به عنوان میلگرد افت و حرارت طرح شده است برای مقاومت در برابر نیروهای داخل صفحه ای دیافراگم استفاده کرد.

در کف های فاقد تیر پیرامونی، به صورت معمول میلگردهای یال به میلگردگذاری خمشی دال بسته می شوند. میلگردهای یال باید زیر میلگردهای خمشی بالایی و روی میلگردهای خمشی پایین یا هر دو قرار گیرد تا ضمن آنکه تداخل با سایر میلگردها به حداقل برسد، مشارکت آنها در مقاومت خمشی دال نیز کاهش یابد.

هرجا که تیر پیرامونی وجود داشته باشد، یک گزینه قرار دادن میلگردهای یال در دال بیرون از مقطع تیر می باشد (مشابه شکل ۶۳ برای دال دوطرفه). به عنوان راهی دیگر می توان، از میلگردگذاری خمشی بالایی تیر برای مقاومت در برابر نیروی کششی یال استفاده کرد مشروط بر اینکه، مقدار لازم میگرد به این منظور وجود داشته باشد(به عبارت دیگر سهمی از میلگردگذاری انجام شده که بیش از میلگرد مورد نیاز برای خمش باشد را می توان به این منظور به کار برد). در مواقعی که میلگردگذاری تیر کافی نباشد، باید میلگردگذاری مورد نیاز تامین شود.



شکل ۶۳. محل قرارگیری میلگردگذاری یال در سیستم های دارای تیر پیرامونی

میلگردهای طولی که به تیرهای یک قاب خمشی ویژه به منظور تامین مقاومت کششی یال افزوده می شوند باید به هنگام محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع تیر منظور شوند. به مقاومت خمشی اسمی مقطع M_n به منظور: الف. بررسی الزامات مقاومت خمشی حداقل ستون های قاب خمشی ویژه و ب. محاسبه نیروی برشی طرح تیرهای عضو قاب خمشی متوسط نیاز است. این میلگردگذاری افزوده شده باید در محاسبه مقاومت خمشی محتمل نیز منظور شود. از مقاومت خمشی محتمل M_{pr} در یک قاب خمشی ویژه به منظور: الف. محسابه مقاومت برشی طرح تیر و ب. کنترل مقاومت اتصال تیر-ستون مورد نیاز است. علاوه بر این در صورتی که میلگرد افزوده شده به دال در ناحیه ای از دال قرار گرفته باشد که طبق آیین نامه به عنوان عرض موثر تیر یک قاب خمشی ویژه یا متوسط عمل کند، اثر میلگرد گذاری مذکور باید در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع M_n دخالت داده شود.

حالاتی نیز ممکن است وجود داشته باشد که یال در یک راستا به عنوان جمع کننده در راستای دیگر عمل نماید. این اعضا باید برای اثرات بحرانی مربوط به هر راستا به صورت مجزا یا به صورت همزمان طراحی و کنترل شوند.

برای دیافراگم های دارای بازشو، میلگردگذاری یال در اطراف بازشوها باید به میزان کافی در دال دیافراگم مجاور خود امتداد داده شود تا نیروی یال از طریق برش انتقال پیدا کند. بنابراین طول مهاری مورد نیاز میلگردهای این یال ها، از تقسیم نیروی کششی یال به ظرفیت برشی دیافراگم محاسبه می شود و نسبت به لبه بازشو اندازه گیری می شود.

۵-۴-۱-۳- یال های فشاری

در حالاتی که مرزهای دیافراگم (لبه های دیافراگم یا لبه های بازشو) در معرض نیروهای فشاری نسبتا بزرگی در مقایسه با مقاومت محوری فشاری المان مرزی باشند، استفاده از میلگردگذاری عرضی -نظیر خاموت بسته- برای محصور کردن بتن لازم است. میلگردگذاری عرضی در دال هایی که دارای تیر لبه ای هستند معمولا به سهولت امکانپذیر است لیکن در دال های تخت - وخصوصا با ضخامت کم- قرار دادن خاموت در فضای دال ممکن است دشوار باشد و در این صورت افزایش ضخامت دال ممکن است ضرورت پیدا کند. به هرحال مطابق بند ۹-۲۰-۸-۳-۲، نواحی فشاری مرزی دیافراگم، اطراف بازشوها یا سایر ناپیوستگی ها باید ضوابط بند ۹-۲۰-۸-۷-۵ مبحث نهم را تامین کنند.

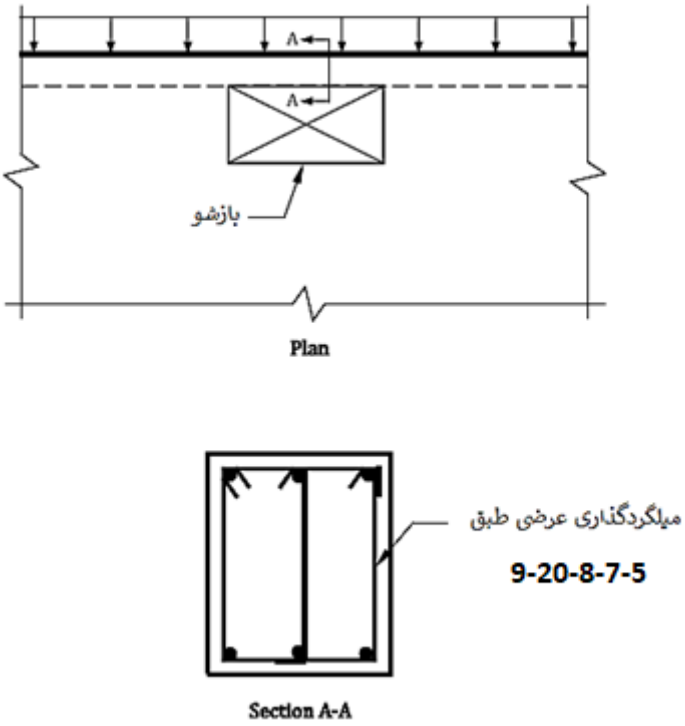
۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود؛ و محدودیت بند۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچک‌تر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. هم‌چنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کم‌تر است، نمی‌باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیش‌ترین از دو مقدار $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

در شکل ۶۴ یک تیر مجاور بازشو نشان داده شده است. میزان میلگرد عرضی تیر در صورتی که تنش فشاری محوری از $0.2f'_c$ (یا $0.5f'_c$ وقتی نیروهای طراحی با ضریب اضافه مقاومت بزرگنمایی شده باشد) تجاوز کند، با توجه به جزییات بند ۵-۷-۸-۲۰-۹ که عمدتا مشابه میلگردگذاری ستونهای قاب خمشی ویژه می‌باشد، تعیین می‌شود. میلگرد عرضی مورد نیاز باید حداقل به اندازه طول مهاری میلگرد طولی l_d تیر یا ۳۰۰ میلی متر ادامه یابد.



شکل ۶۴. جزییات میلگردگذاری برای اطراف بازشو با توجه به ضوابط لرزه‌ای طرح دیافراگم

۵-۴-۲ – میلگردگذاری برشی دیافراگم

ضابطه زیر باید برای مقاومت برشی دیافراگم ها تامین شود:

$$V_u \leq \text{مقدار کمتر} \begin{cases} \emptyset A_{cv}(0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \\ \emptyset A_{cv}(0.66\sqrt{f'_c}) \end{cases}$$

V_u مربوط به برش داخل صفحه از روش های تحلیلی ذکر شده محاسبه می شود. در دیافراگم هایی که میلگردگذاری یال در نزدیکی لبه متمرکز است می توان فرض کرد این نیروی برشی به صورت یکنواخت در عمق دیافراگم توزیع شده است.

ضریب کاهش مقاومت $\emptyset$ نباید از حداقل مقدار آن در اعضای قائم سیستم اصلی مقاوم لرزه ای کمتر در نظر گرفته شود. مقدار $\emptyset$ بنابر شرایط سیستم مقاوم لرزه ای برابر با ۰.۶ یا ۰.۷۵ خواهد بود. A_{cv} مساحت مقطع دیافراگم در جهت تحلیل می باشد که در صورت وجود بازشو مساحت معادل طول دیافراگم از آن کسر می شود.

نسبت میلگرد برشی ρ_t برابر با مساحت میلگردگذاری یکنواخت دال به موازات مولفه برشی مورد برشی تقسیم بر سطح مقطع دیافراگم در راستای عمود بر میلگردهای مذکور است. به این ترتیب خواهیم داشت:

$$\rho_t \geq \frac{\left(\frac{V_u}{\emptyset A_{cv}}\right) - 0.17\sqrt{f_c'}}{f_y}$$

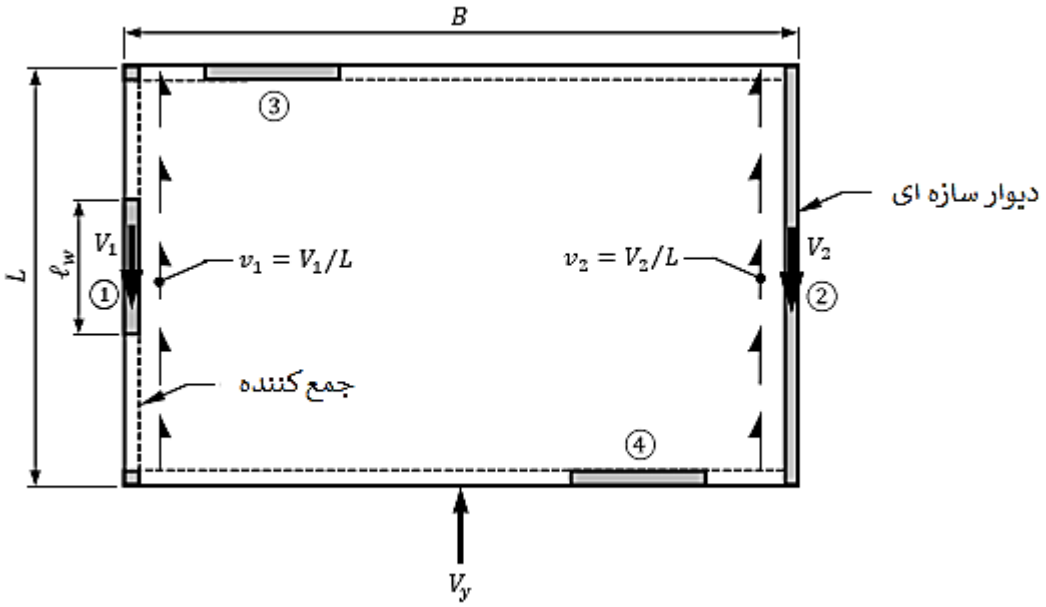
از معادله فوق می توان پی برد که وقتی $0.17\sqrt{f_c'} \geq \frac{V_u}{\emptyset A_{cv}}$ باشد نیازی به میلگرد گذاری برشی نمی باشد. معمولا ضخامتی که براساس برش دو طرفه یا خدمت پذیری برای دال انتخاب می شود می تواند برای برش داخل صفحه نیز کافی باشد.

در صورتی که به میلگردگذاری برشی داخل صفحه نیاز باشد، این میلگردها با میلگردگذاری خمشی در جهت تحلیل ترکیب می شود (در دالهای با میلگردگذاری خمشی دو لایه، این میلگردها با میلگردهای لایه پایین ترکیب می شوند). بنابراین میلگرد مورد نیازی که باید فراهم شود برابر با مجموع با مساحت میلگرد برشی طبق رابطه فوق و میلگردگذاری خمشی است.

ضوابط مربوط به مقاومت برشی دیافراگم باید با توجه به ترکیب بارگذاری در هر دو راستا و ترکیب راستاها (اثر ۱۰۰-۳۰) بررسی و ارزیابی شود. در هر حال توصیه می شود از یک میزان میلگرد برشی برای هر دو راستا استفاده شود.

۵-۴-۳- میلگرد گذاری مربوط به انتقال برش

دیافراگم بتنی شکل ۶۵ را که تحت نیروی داخل صفحه V_y قرار گرفته را در نظر بگیرید.



شکل ۶۵. انتقال برش در یک دیافراگم

جریان برش یکنواخت v_1 در دیافراگم و مجاور دیوار ۱ برابر با V_1/L می باشد که V_1 نیروی برشی ضریبدار دیوار ۱ و L طول دیافراگم در راستای تحلیل است. اگر عرض جمع کننده با ضخامت دیوار برابر باشد، جریان برش ضریبدار در این دیوار برابر با $v_{w(1)} = V_1/L_w$ خواهد شد که L_w طول دیوار ۱ می باشد. در محل دیوار ۲ به دلیل اینکه دیوار در کل عمق دیافراگم امتداد دارد، به جمع کننده نیازی نمی باشد. جریان برش یکنواخت در دیافراگم v_2 و در دیوار $v_{w(2)}$ می باشد که هر دو برابر با V_2/L می باشد که V_2 نیروی برشی ضریبدار دیوار ۲ است.

میلگردگذاری مربوط به انتقال برش، باید بین دیافراگم و دیوار؛ و دیوار و دیافراگم و جمع کننده در نظر گرفته شود. برای میلگردها، الزامات مربوط به طرح مقاومتی برش انتقالی با استفاده از ضوابط برش اصطکاکی بخش ۹-۸-۸ مبحث نهم محاسبه می شود:

$$V_u \leq \emptyset V_n = \emptyset \mu A_{vf} f_y$$

ضریب کاهش مقاومت $\emptyset$ برابر با ۰.۷۵ خواهد بود. μ ضریب اصطکاک است که با استفاده از جدول ۹-۸-۱ آیین نامه بدست می آید و به شرایط سطح تماس بتن بستگی دارد. A_{vf} مساحت میلگردگذاری برش اصطکاکی گذرنده از صفحه برشی در راستای عمود بر آن است:

$$A_{vf} \geq \frac{V_u}{\emptyset \mu f_y}$$

حداکثر مقدار V_n در صفحه برشی مفروض در بند ۹-۸-۸-۲-۳ بیان شده است که لازم است قبل از طرح میلگرد برش اصطکاکی کنترل شود.

ضرایب اصطکاک برای شرایط مختلف سطح تماس جدول ۹-۸-۱

	ضریب اصطکاک μ	شرایط سطح تماس
الف	1.4λ	بتن به صورت درجا و یکپارچه ریخته می شود
ب	1.0λ	بتن روی سطح سخت شده ریخته شده است. سطح سخت شده، پاکیزه، عاری از آلودگی، و از قبل با دامنه تقریبی ۶ میلی متر خشن و مضرس شده است
ج	0.6λ	بتن روی سطح سخت شده ریخته شده است. سطح سخت شده،پاکیزه، عاری از آلودگی و از قبل خشن و مضرس شده است.
د	0.7λ	بتن روی مقطع فولادی نورد شده ریخته شده است. سطح مقطع فولادی، پاکیزه، بدون نقاشی و با ادوات انتقال برش در طول سطح تماس به صورت برشگیر یا سیم و میلگرد فولادی می باشد.

برای بتن با وزن معمولی یک می باشد λ

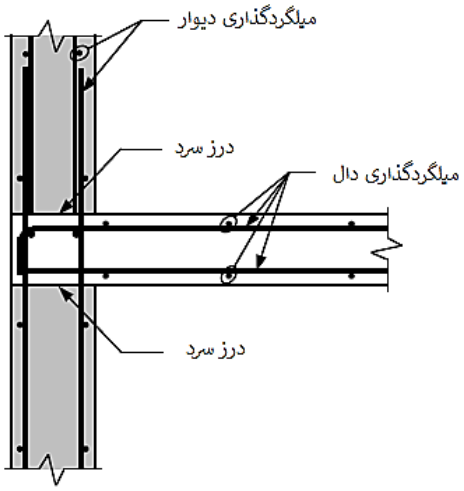
روش ساخت و ساز، تاثیری مستقیم بر نوع و میزان میلگردگذاری برشی اصطکاکی مورد نیاز بین دیافراگم و اعضای قائم سیستم باربر لرزه ای دارد. در ادامه به بررسی روش رایج اجرا می پردازیم.

حداکثر مقدار V_n در صفحه برشی مفروض مطابق بند ۹-۸-۸-۲-۳

	حداکثر V_n		شرایط
الف	$0.2f_c'A_c$	مقدار کوچکتر الف، ب و ج	بتن با وزن معمولی که روی بتن سخت مضرس شده با دامنه تقریبی شش میلی متر ریخته شده است
ب	$(3.3 + 0.08f_c')A_c$		
ج	$11A_c$		
د	$0.2f_c'A_c$	مقدار کوچکتر د و ه	سایر حالات
ه	$5.5A_c$		

الف. میلگردگذاری برش انتقالی مورد نیاز بین دیافراگم و اجزای قائم سیستم باربر لرزه ای

یکی از روش های مرسوم اجرا برای یک سیستم دال تخت – دیوار در شکل ۵۵ نشان داده شده است.



شکل ۶۶. روش اجرای دال-دیوار

ترتیب اجرا در این روش به قرار زیر است:

۱. قسمتی از دیوار بتن مسلح که زیر دال بتنی قرار دارد اجرا می شود.

۲. دال بتنی اجرا می شود.

۳.قسمت بالای دال بتنی دیوار بتن مسلح اجرا می شود.

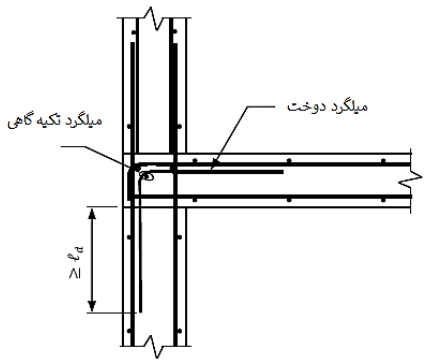
روش ساخت مشابهی در سیستم دال-تیر در قاب های خمشی متوسط یا ویژه وجود دارد. بنابراین توضیحات این بخش به صورت یکسان در مورد سیستم دال دیوار نیز صادق است.

در این روش اجرا، درزهای سرد بالا و زیر دال بتنی در طول دیوار ایجاد می شود و بنابراین، میلگردگذاری برش انتقالی باید در محل های (۱) بر دیوار برشی مجاور دال بتنی، (۲) درز سرد زیر دال و (۳) درز سرد روی دال طراحی و اجرا گردد.
میلگردگذاری برش انتقالی عمود بر وجه دیوار برشی و عمود بر سطح پایینی دال باید، برش را در طول دیوار از دیافراگم به دیوار برشی پایین منتقل نمایند. علاوه بر این میلگردگذاری برشی انتقالی باید در طول جمع کننده ها نیز پیش بینی شود.

میلگردگذاری برای انتقال برش در وجه داخلی اتصال دیوار و دال بتنی

در وجه داخلی اتصال دال به دیوار برشی، انتقال برش توسط میلگردگذاری مربوط به برش اصطکاکی قرار گرفته در بتن درجا صورت می پذیرد. عموما از میلگردهای دوخت[۳۳] به این منظور استفاده می شود (شکل ۶۷).

[33] Dowel



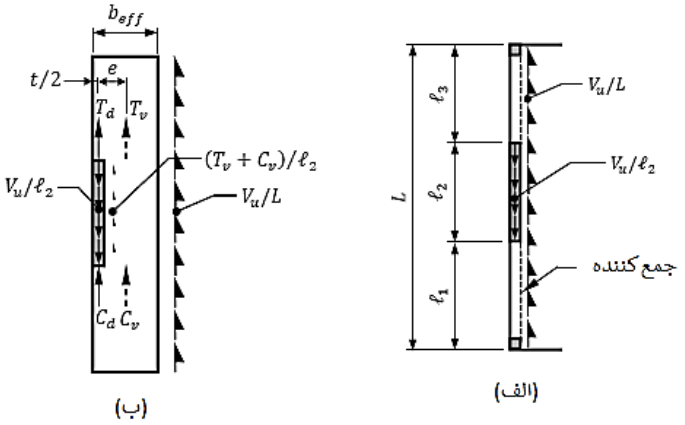
شکل ۶۷. انتقال برش توسط میلگردهای دوخت

در این دیتایل، میلگردهای دوخت وصله نمی شوند و به میلگردهای خمشی بالایی یا پایینی دال نیز بسته نمی شوند. به این ترتیب برای اجرا به یک میلگرد سراسری تکیه گاهی در محل خم میلگردهای دوخت نیاز است تا اساسا مانع جابجایی پایه افقی میلگرد دوخت حین عملیات بتن ریزی شود. میلگردهای دوخت باید حداقل به میزان طول مهاری کششی l_d در دال و دیوار مهار شوند.

مساحت مورد نیاز میلگردهای دوخت، $A_{s(dowel)}$ در بر دیوار با استفاده از معادله زیر محاسبه می شود که در آن مطابق جدول ۹-۸-۱، مقدار ضریب اصطکاک برای بتن درجا برابر با ۱.۴ می باشد:

$$A_{s(dowel)} \geq \frac{V_{u(total)}/l_w}{1.4\emptyset f_y}$$

l_w طول دیوار می باشد. نیروی برشی ضریبدار $V_{u(total)}$ به عرض جمع کننده نسبت به ضخامت دیوار بستگی دارد. اگر عرض جمع کننده با ضخامت دیوار یکسان باشد، $V_{u(total)} = V_u$ خواهد بود که V_u نیروی برشی ضریبدار دیوار است که از تحلیل بدست آمده است (شکل۵۷ - الف)



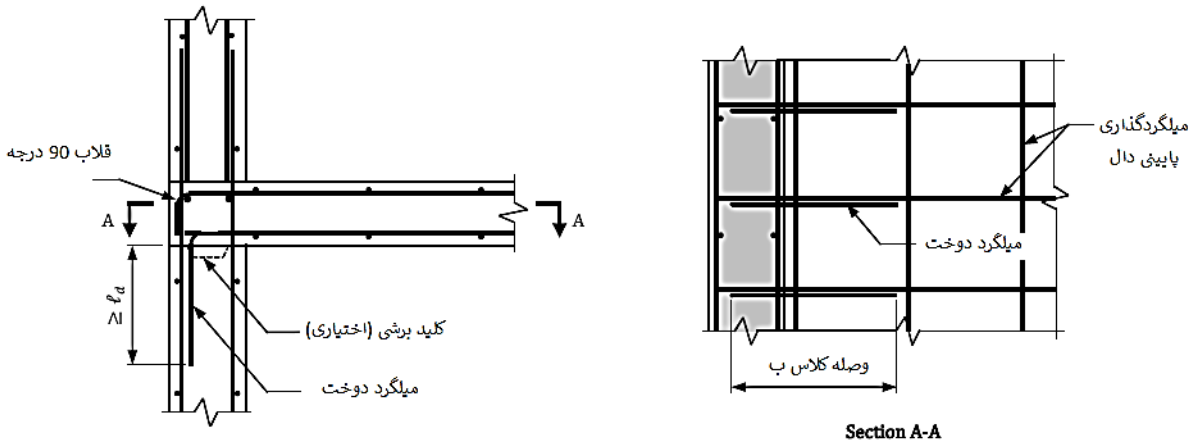
شکل ۶۸. انتقال نیروی برشی جمع کننده به دیوار. الف. جمع کننده هم عرض با ضخامت دیوار. ب. جمع کننده با عرض بیشتر از ضخامت دیوار

در حالتی که عرض جمع کننده بیش از ضخامت دیوار باشد قسمتی از نیروی محوری جمع کننده مستقیما به دو سر المان عمودی سیستم لرزه ای وارد می شود و بخشی از آن به صورت برش اصطکاکی در طول دیوار منتقل می شود. بنابراین با توجه به شکل ۶۸-ب در این حالت مساحت میلگرد دوخت مورد نیاز از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$A_{s(dowel)} \geq \frac{(V_u + T_y + C_y)/l_w}{1.4\emptyset f_y}$$

به جای قرار دادن میلگردهای دوخت به صورت مستقیم به شرحی که بیان شد، می توان الزامات مربوط به میلگردگذاری برش اصطکاکی در بر دیوار را با استفاده از میلگردگذاری دال عمود بر وجه اجزا سیستم باربر لرزه ای تامین کرد (در اینجا تحت عنوان $A_{s(slab)}$ بیان می شود). بسته به جهت قرارگیری دال یکطرفه یا سیستم تیرچه دوطرفه نسبت به وجه دیوار، $A_{s(slab)}$ می تواند یا میلگردگذاری خمشی اصلی دال یا میلگردگذاری افت و حرارت باشد. در مورد سیستم دال دوطرفه، $A_{s(slab)}$ لایه بالا یا پایین میلگردگذاری خمشی خواهد بود. در مورد سیستم های تیرچه دو طرفه با ضخامت دال زیاد این میلگردها احتمالا همان میلگردهای افت و حرارت خواهند بود.

همانطور که بیان شد تنها استفاده از میلگردهای افت و حرارت در کنار کاربرد اصلی خود، به عنوان عناصر مقاوم در برابر نیروهای داخل صفحه دیافراگم مجاز است. به طور کلی، میلگردهایی که برای مقاومت در برابر نیروهای داخل صفحه دیافراگم طراحی شده است باید به میلگردهای موجود و طرح شده برای سایر بارهای وارده اضافه شوند. با این وجود در صورتی که میلگردهایی مربوط به تلاش های مذکور بیش از حد نیاز پیش بینی شده باشد، می تواند به عنوان میلگردهای مقاوم در برابر نیروهای داخل صفحه دیافراگم مورد استفاده قرار گیرند. به عنوان در دالهای طرح شده برای بارهای ثقلی در محل اتصال آنها به سیستم باربر جانبی عموما لنگر مثبت چندانی وجود ندارد و بنابراین میلگردهای پایین موجود بسیار بیشتر از حد مورد نیاز بوده، می توانند به عنوان میلگرد برش اصطکاکی مورد استفاده قرار گیرند. در این گزینه، معمولا میلگردهای پایینی دال به میلگردهای دوخت هم سایز و هم فاصله خود که از دیوار بیرون می آیند وصله می شوند تا نیروی برشی مستقیما از دیافراگم به دیوار منتقل شود.



شکل ۶۹. انتقال برش با استفاده از میلگردهای پایینی یک دال دوطرفه

میلگردگذاری برای انتقال برش در سطح پایینی دال

در درز سرد بین دیوار و زیر دال، الزامات میلگردگذاری برش اصطکاکی را می توان در طول المان عمودی سیستم باربرجانبی، با استفاده از تمام میلگردهای عمود بر صفحه برشی که در این روش ساخت شامل میلگردهای دوخت (خواه با میلگردهای پایینی دال وصله شده باشند یا خیر) و میلگردگذاری عمودی دیوار می شود، تامین کرد. به دلیل اینکه میلگردهای قائم دیوار علاوه بر خمش و نیروی محوری، نیروی برشی را نیز تحمل می کنند، نیروهای کششی آنها ممکن است قابل چشم پوشی نباشد بنابراین، معمولا از میلگردهای عمودی دیوار به منظور میلگردگذاری برش اصطکاکی استفاده نمی شود گرچه منعی ندارد.

در صورتی که از میلگردهای دوخت استفاده شده باشد، سطح مقطع میلگرد دوخت مورد نیاز از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$A_{s(dowel)} \geq \frac{V_{u(total)}/l_w}{\emptyset \mu f_y}$$

مطابق آیین نامه، بتن سخت شده باید تمیز، عاری از موارد آلوده کننده چرب، و مضرس شده حداقل با دامنه ۷ میلی متر باشد در غیر اینصورت باید از کلید برشی استفاده کرد. به این ترتیب می توان μ را برابر یک در نظر گرفت.

میلگرد گذاری برای انتقال برش در سطح بالایی دال

در درز سرد بین دیوار و سطح بالایی دال، الزامات میلگردگذاری برش اصطکاکی را باید با استفاده از میلگردهای عمودی دیوار که از صفحه برش عبور می کنند تامین کرد. در صورتی که $V_{u,above}$ نیروی برشی ضریبدار در دیوار بالای دال باشد، مساحت میلگرد برش اصطکاکی از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$A_{vf} \geq \frac{V_{u(above)}/l_w}{\emptyset \mu f_y}$$

در صورتی که نیروی کششی میلگردهای عمودی دیوار قابل چشم پوشی نباشد، مساحت کلی میلگردگذاری عمودی گذرنده از اتصال باید مطابق رابطه زیر باشد:

$$A_{l(total)} \geq \frac{\frac{V_{u(above)}}{l_w}}{\emptyset \mu f_y} + A_l$$

که A_l میلگردگذاری عمودی دیوار برای سایر تلاش هاست.

ب. میلگردگذاری مورد نیاز برای انتقال برش بین دیافراگم و جمع کننده

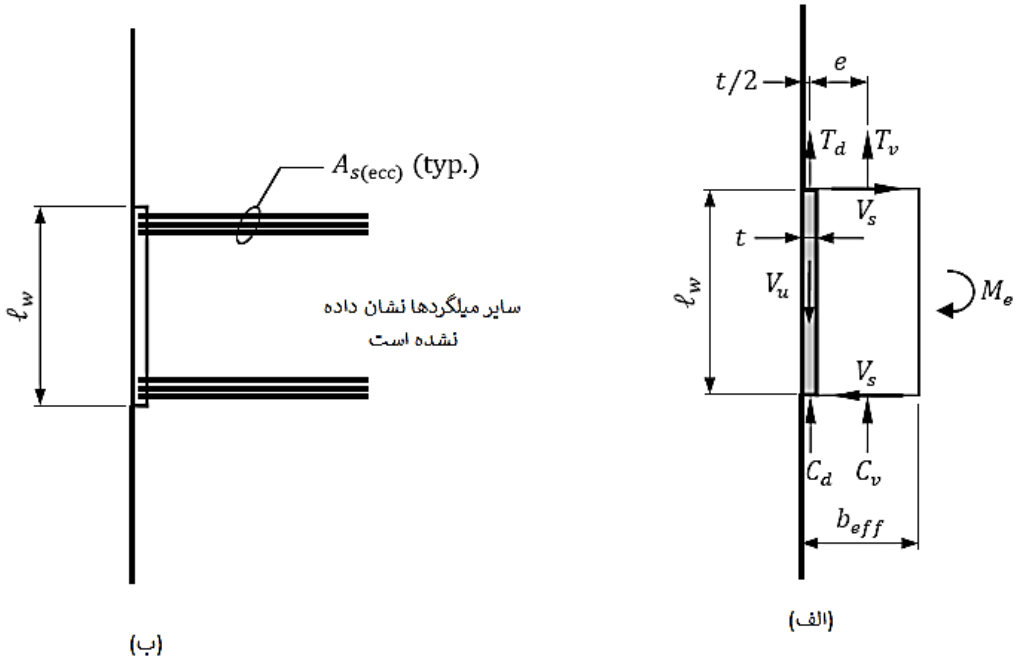
در بیشتر حالات میلگردگذاری دال به تنهایی برای برای تامین ضوابط مربوط به برش اصطکاکی بین دیافراگم و جمع کننده کافی می باشد. صرفنظر از روش اجرا و عرض جمع کننده نسبت به ضخامت دیوار، می توان از رابطه زیر برای تعیین A_{slab} مساحت میلگردگذاری مورد نیاز برای مقاومت در برابر V_u در طول جمع کننده استفاده کرد:

$$A_{slab} \geq \frac{V_u/l}{1.4\emptyset\, f_y}$$

در این معادله، l طول کلی دیافراگم در جهت تحلیل می باشد. با توجه به اینکه جمع کننده قسمتی از دال می باشد یا مستقلا از تیر به این منظور استفاده می شود، و بتن ریزی این جزء همزمان با بقیه دال انجام می شود از $\mu = 1.4$ استفاده شده است.

۵-۴-۴- میلگرد گذاری مورد نیاز مربوط به برون محوری نیروهای جمع کننده

هنگامی که عرض جمع کننده بیش از عرض اجزای عمومی سیستم باربر جانبی باشد، در اثر نیروهای T_v و C_v که دارای خروج از مرکزیت نسبت به محور المان های عمودی هستند، لنگرخمشی داخل صفحه ای در قسمتی از دیافراگم که مجاور المان های عمودی است ایجاد می شود (شکل ۷۰)



شکل ۷۰. الف. نیروهای داخلی ایجاد شده در دیافراگم برای حالتی که جمع کننده عریض تر از المان عمودی باشد. ب. میلگردگذاری کششی مورد نیاز برای حالتی که جمع کننده عریض تر از المان عمودی باشد

نیروهای داخلی وارده بر دیاگرام جسم-آزاد دیافراگم مجاور دیوار در شکل ۷۰ نشان داده شده است. لنگرخمشی مورد بحث این بخش، M_e مربوط به این نیروهای داخلی را می توان با استفاده از معادله زیر تقریب زد:

$$M_e = (T_v + C_v)e - V_s l_w$$

در این معادله، e فاصله بین نیروهای T_v و C_v و محور دیوار (که در حالتی که میلگردها به صورت یکنواخت روی عرض موثر توزیع شده باشد، برابر است با $b_{eff}/2$) و V_s مقاومت برشی میلگردگذاری دیافراگم ($V_c = 0$ به دلیل وجود نیروی کششی) براساس معادله زیر است:

$$V_s = A_{cv}\rho_t f_y$$

مساحت دیافراگم A_{cv} برابراست با حاصلضرب طول دال ($b_{eff} - t$) در ضخامت دیوار و ρ_t نسبت میلگرد دال در راستای موازی با V_s می باشد.

مساحت میلگردگذاری کششی $A_{s(ecc)}$ که برای مقاومت در برابر M_e مورد نیاز است با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$A_{s(ecc)} = \frac{M_e/0.95l_w}{\emptyset f_y}$$

که $\emptyset = 0.9$ می باشد. این میلگردها عمود بر وجه دیوار در دو سر دیوار قرار داده می شود و باید در دال و دیوار مهار شود (شکل ۷۰-ب)

۵-۴-۵- میلگردگذاری جمع کننده ها

الف. مقدمه

مطابق ضوابط بند ۹-۱۴-۵-۴-۱ جمع کننده ها به صورت اعضای کششی، فشاری یا هر دو -در مورد اعضایی که تحت تلاش های محوری یا محوری-خمشی هستند- طراحی می شوند. چگونگی و میزان میلگردگذاری بسته به اینکه (۱) نوع جمع کننده چه باشد (قسمتی از دال باشد یا تیر مورد استفاده قرار گرفته باشد)، و (۲) عرض جمع کننده نسبت به عرض جزء عمودی سیستم باربر لرزه ای چه باشد ضوابط مختلفی خواهد داشت که در بخش های این قسمت مورد بررسی قرار می گیرد.

ب. دال ها

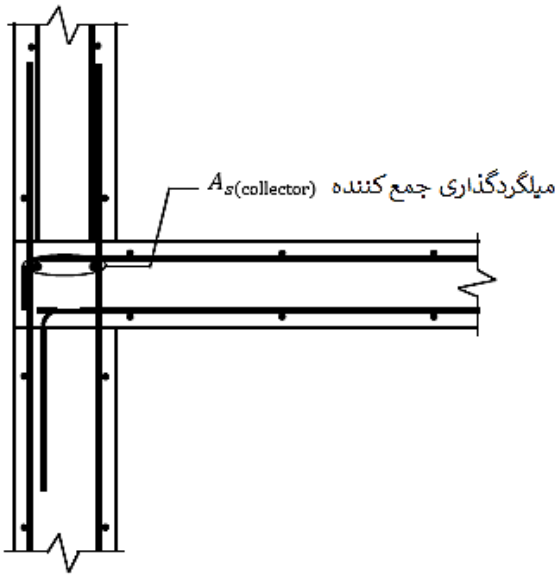
ب-۱ عرض دال برابر با عرض المان های عمودی در سیستم باربرلرزه ای باشد

در صورتی که از دال به عنوان جزء جمع کننده استفاده شده باشد و عرض دال نیز با عرض المان عمودی سیستم باربرلرزه ای یکسان باشد، تمام نیروهای کششی و فشاری محوری ضریبدار مربوط به نیروهای داخل صفحه دیافراگم مستقیما به دوسر المان های عمودی منتقل می شود. مساحت میلگردگذاری طولی $A_{s(collector)}$ که برای مقاومت در برابر نیروی کششی ضریبدار T_u مورد نیاز است با استفاده از معادله زیر محاسبه می شود:

$$A_{s(collector)} = \frac{T_u}{\emptyset f_y}$$

که برای کشش مقدار $\emptyset$ برابر ۰.۹ خواهد بود. این میلگرد به میلگردگذاری خمشی موجود در دال اضافه می شود.

اندازه و تعداد میلگردهای طولی جمع کننده باید با در نظر گرفتن ابعاد مقطع دال و فاصله یا نوع میلگردهای سیستم باربرجانبی تعیین شود. استفاده از میلگردهای طولی با قطر زیاد یا تعداد زیادی میلگرد با قطر کم ممکن است مشکلاتی در اجرا ایجاد نماید. میلگردهای جمع کننده باید در قسمت داخلی دال (زیر لایه بالایی و/یا روی لایه پایینی میلگردهای خمشی، هر کدام میسر باشد) قرار داده شود تا لنگر ناشی از نیروهای محوری در این میلگردها حداقل شود (شکل ۷۱). جزییات خلاصه شده در جدول ۲ این بخش باید به هنگام تهیه جزییات اجرایی رعایت شود.



شکل ۷۱. میلگردگذاری طولی در یک جمع کننده هم عرض با المان عمودی

میلگردگذاری طولی باید در امتداد اجزاء عمودی سیستم باربر لرزه ای مطابق ضوابط ۹-۱۴-۵-۴-۳ ادامه داده شوند. شکل R12.5.4.3 آیین نامه aci چگونگی انتقال نیرو از جمع کننده به ستون های یک قاب خمشی را نشان داده است. بسته به میزان T_u بخشی از میلگردهای جمع کننده در تمام طول قاب خمشی ادامه داده می شود و بخشی دیگر که به آن نیاز نباشد قطع می گردد. میلگردهایی که قطع می شوند باید حداقل برای طول مهاری کششی l_d مهار شوند(شکل ۷۲).

نمایش چگونگی انتقال نیرو از جمع کننده به اجزای عمودی سیستم مقاوم جانبی

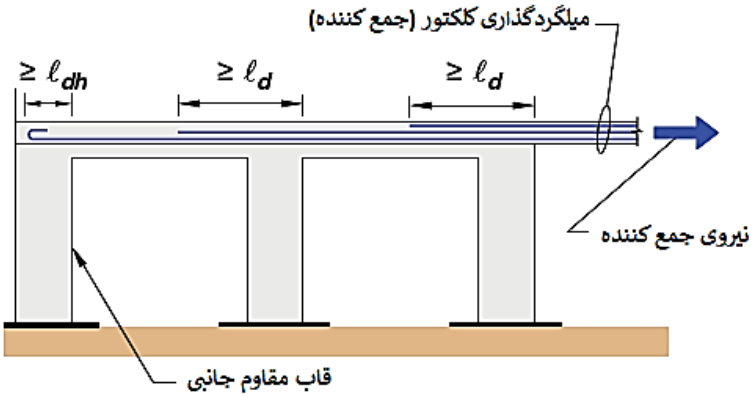


Fig. R12.5.4.3—Schematic force transfer from collector into vertical element of the lateral-force-resisting system.

شکل ۷۲- امتداد و مهار میلگردگذاری جمع کننده

برای حالت مربوط به نیروهای فشاری محوری، نیروی فشاری ضریبدار C_u باید کمتر یا مساوی با مقاومت فشاری محوری طرح با خروج از مرکزیت صفر باشد $\emptyset P_0$:

$$C_u \leq \emptyset P_0 = \emptyset\left[0.85f'_c\left(A_g - A_s\right) + A_s f_y\right]$$

در این معادله، $\emptyset$ برای مقاطع کنترل شده با فشار، ۰.۶۵ می باشد، A_g برابر با حاصلضرب ضخامت دال در عرض عضو عمودی سیستم باربرلرزه ای و A_s مساحت میلگردگذاری طولی سطح A_g می باشد. ضوابط مربوط به مقاومت طرح فشاری به ندرت حاکم می شود.

در صورتی که تنش فشاری کلکتور از $0.2f'_c$ تجاوز کند، میلگردگذاری عرضی جمع کننده ها باید ضوابط ویژه میلگردگذاری عرضی بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۵ را تامین نماید (این حد در صورت استفاده از ضریب بزرگنمایی برای نیروهای طراحی $0.5f'_c$ خواهد بود). احتمالا به دلیل نیروهای لرزه ای بزرگ نتوان از دال هم عرض با عضو سیستم باربر جانبی به عنوان جمع کننده استفاده کرد و ضرورت استفاده از دال با عرض بیشتر از عرض سیستم باربرجانبی یا تیر به جای آن، ایجاد شود. در ادامه راجع به این گزینه ها بحث خواهد شد.

در نواحی وصله یا مهار، ضوابط بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۶ باید تامین شود. هدف از این ضوابط، کاهش احتمال کمانش میلگردگذاری طولی و فراهم کردن طول مهاری مناسب در این نواحی است. با توجه به دشواری میلگردگذاری عرضی بیان شده در قسمت ب این بند، بیشتر از ضوابط الف آن استفاده می‌شود.

۹-۲۰-۸-۷-۶ جزئیات آرماتورهای طولی اجزای جمع کننده در نواحی وصله‌ها و مهارها باید مطابق یکی از دو حالت (الف) و (ب) باشند:

الف- فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها حداقل معادل با ۳ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کم‌تر از ۴۰ میلی متر، و پوشش خالص آرماتور برابر با حداقل ۲/۵ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کم‌تر از ۵۰ میلی متر باشد.

ب- سطح مقطع آرماتورهای عرضی، A_v، حداقل برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار $0.062\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_w s}{f_{yt}}\right)$ و $\frac{0.35 b_w s}{f_{yt}}$ باشد؛ مگر آن که مقدار به دست آمده از بند ۹-۲۰-۸-۷-۴ بیش‌تر باشد.

ب-۲ عرض دال بیش از عرض المان های عمودی در سیستم باربرلرزه ای باشد

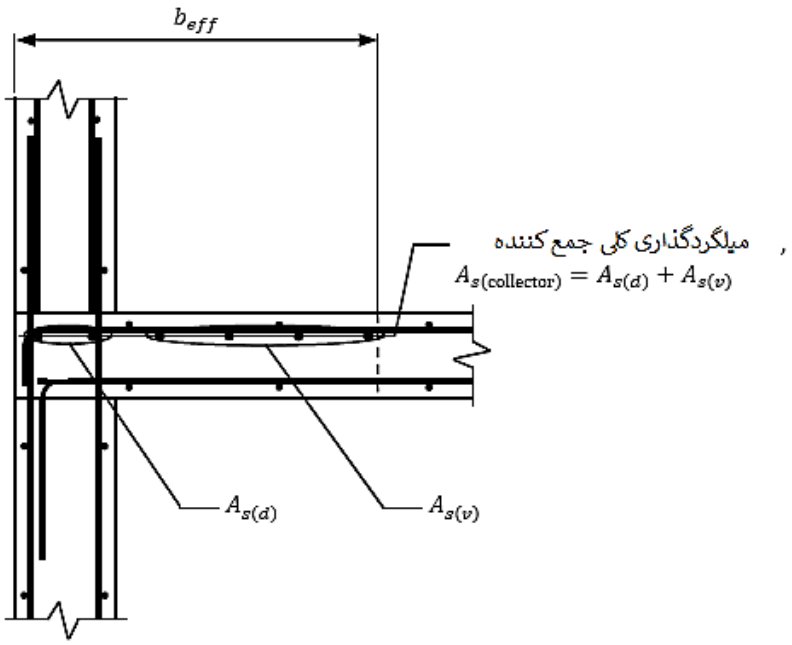
به دلایل اجرایی یا طراحی ممکن است به جمع کننده هایی که عرض آنها بیش از عرض المان های عمودی سیستم باربر لرزه ای است، نیاز باشد. در این روش فرض می شود قسمتی از کشش محوری ضریبدار کلی جمع کننده، T_u مستقیما به دو سر المان عمودی منتقل می شود(T_d) و بخش دیگر، T_v نیز به صورت برش اصطکاکی در طول جزء عمودی سیستم باربرلرزه ای منتقل شود.

مساحت کلی میلگردگذاری کششی طولی، $A_{s(collector)}$ که برای تحمل T_u مورد نیاز است را می توان با استفاده از معادله زیر محاسبه کرد:

$$A_{s(collector)} = \frac{T_u}{\emptyset f_y}$$

که برای کشش مقدار $\emptyset$ برابر ۰.۹ خواهد بود. این میلگرد به میلگردگذاری خمشی موجود در دال اضافه می شود. نیروی محوری T_d و میلگردگذاری متناظر آن $A_{s(d)}$ در عرض المان عمودی با در نظر گرفتن محدودیت های طرح و اجرا انتخاب می شود. پس از اینکه اندازه و تعداد میلگردها بر اساس $A_{s(d)}$ انتخاب شد، میلگرد مورد نیاز در عرض موثر دال بیرون از عرض المان عمودی سیستم باربرجانبی، $A_{s(v)}$، برابر خواهد بود با مقدار $A_{s(collector)}$ منهای مساحت میلگردهای موجود

در عرض المان عمودی سیستم باربرجانبی. میلگردگذاری $A_{s(v)}$ معمولا به صورت یکنواخت در عرض موثر جمع کننده توزیع می شود (شکل ۷۳)



شکل ۷۳. میلگردگذاری طولی جمع کننده هنگامی که عرض آن بیش از المان عمودی سیستم باربرجانبی است

پس از طرح کششی باید با مساحت های A_g و A_s مربوط به هر قسمت، مقاومت فشاری محوری طرح برای C_d, C_v کنترل شود.

در صورتی که تنش فشاری کلکتور از $0.2f'_c$ تجاوز کند، میلگردگذاری عرضی جمع کننده ها باید ضوابط ویژه میلگردگذاری اصلی بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۵ را تامین نماید (این حد در صورت استفاده از ضریب بزرگنمایی برای نیروهای طراحی $0.5f'_c$ خواهد بود).

در نواحی وصله یا مهار، ضوابط بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۶ باید تامین شود. هدف از این ضوابط، کاهش احتمال کمانش میلگردگذاری طولی و فراهم کردن طول مهاری مناسب در این نواحی است. با توجه به دشواری میلگردگذاری عرضی بیان شده در قسمت ب این بند، بیشتر از ضوابط الف آن استفاده می‌شود.

۹-۲۰-۸-۷-۶ جزئیات آرماتورهای طولی اجزای جمع کننده در نواحی وصله‌ها و مهارها باید مطابق یکی از دو حالت (الف) و (ب) باشند:

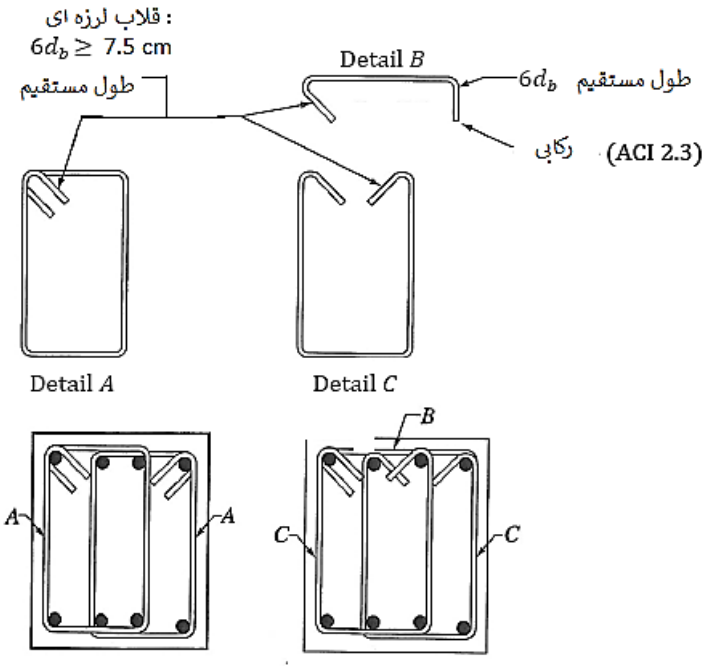
الف- فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها حداقل معادل با ۳ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کم‌تر از ۴۰ میلی متر، و پوشش خالص آرماتور برابر با حداقل ۲/۵ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کم‌تر از ۵۰ میلی متر باشد.

ب- سطح مقطع آرماتورهای عرضی، A_v، حداقل برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار $0.062\sqrt{f'_c}\left(\frac{b_w s}{f_{yt}}\right)$ و $\frac{0.35 b_w s}{f_{yt}}$ باشد؛ مگر آن که مقدار به دست آمده از بند ۹-۲۰-۸-۷-۴ بیش‌تر باشد.

ج. تیرها

در صورتی که از تیرها به عنوان جمع کننده استفاده شود لازم است برای اثرات خمشی، برشی و پیچشی و نیروی محوری ترکیبات بارگذاری مختلف طراحی شوند. عمدتا طراحی میلگردهای طولی این تیرها با استفاده از منحنی های اندرکنش مشابه ستون ها انجام می شود گرچه ضوابط بیان شده در مورد جمع کننده های عریض تر از عضو قائم سیستم باربرجانبی در این مورد نیز قابل استفاده است. همانطور که در بخش مذکور بیان شد، در صورتی که تنش فشاری کلکتور از $0.2f'_c$ تجاوز کند، میلگردگذاری عرضی جمع کننده ها باید ضوابط ویژه میلگردگذاری اصلی بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۵ را تامین نماید (این حد در صورت استفاده از ضریب بزرگنمایی برای نیروهای طراحی $0.5f'_c$ خواهد بود). رعایت شود. تنش فشاری جمع کننده با استفاده از نیروهای فشاری ضریب دار ترکیب شده و یک مدل الاستیک براساس سطح مقطع کلی جمع کننده محاسبه می شود.

میلگردگذاری عرضی مورد نیاز بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۵ هرجا که تنش فشاری از حد مرزی فوق الذکر بیشتر شود، باید به صورت خاموت بسته (دورگیر) باشد. شکل ۶۲ مثالهایی از خاموت های بسته ای هستند که منطبق بر ضوابط بند مذکور هستند.

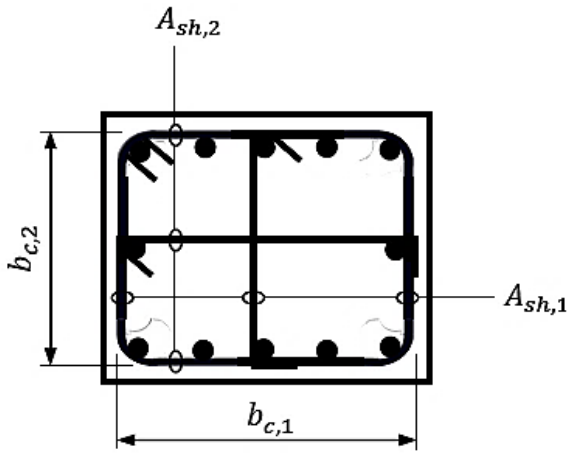


شکل ۷۴. مثالهایی از خاموت بسته (دورگیر)

هنگامی که از خاموت های بسته مستطیل شکل استفاده می شود، مساحت مورد نیاز میلگردگذاری عرضی، A_{sh} با استفاده از رابطه زیر که در قسمت الف بند ۹-۲۰-۸-۷-۵ بیان شده است محاسبه می شود:

$$A_{sh} \geq 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_y}$$

در این معادله، s فاصله بین میلگردگذاری عرضی، و b_c بعدی از مقطع جمع کننده است که از بیرون به بیرون میلگردگذاری عرضی اندازه گیری می شود. به هنگام محاسبه A_{sh} باید از اندازه مناسب b_c استفاده شود. این موارد در شکل ۷۵ نشان داده شده است.



$$A_{ch} = b_{c,1} \times b_{c,2}$$

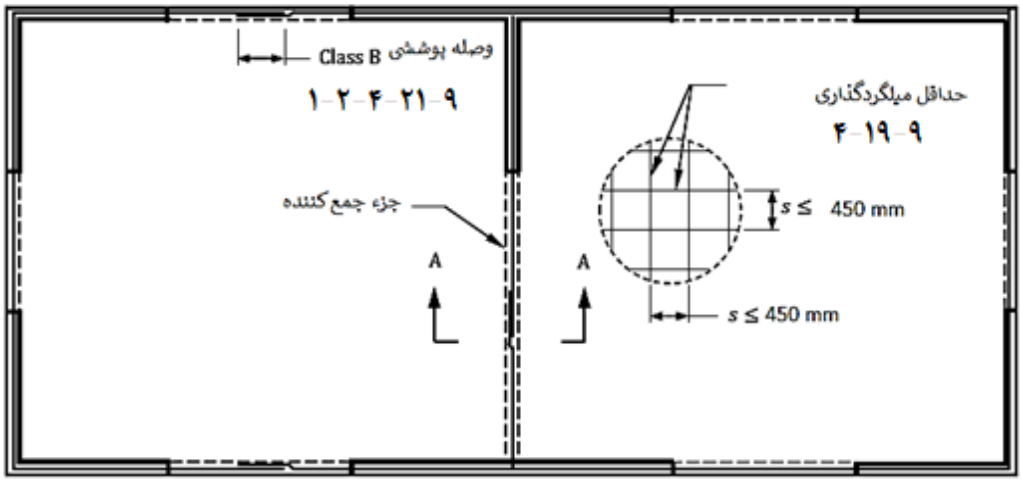
شکل ۷۵. ابعاد هسته محصور شده تیرها استفاده شده به عنوان جمع کننده

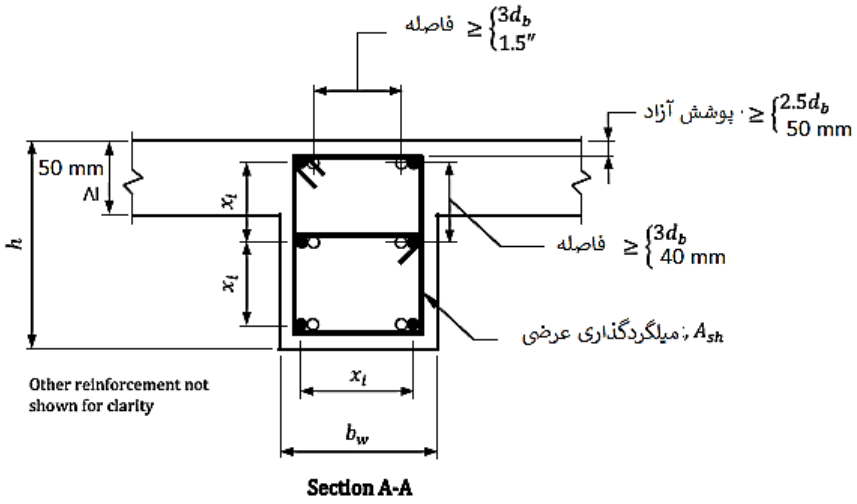
نیازی به میلگردگذاری عرضی ویژه برای مقاطعی که تنش فشاری آنها کمتر از $0.15f'_c$ (یا $0.4f'_c$ برای حالتی که نیروهای جمع کننده با ضریب بزرگنمایی Ω_0 افزایش داده شده باشد) نیست. به این منظور می توان مساحت جمع کننده را با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$A_g \geq \frac{C_y}{0.15f'_c}$$

(مخرج کسر $0.4f'_c$ است برای حالتی که نیروهای جمع کننده با ضریب بزرگنمایی Ω_0 افزایش داده شده باشد). . در نواحی وصله یا مهار، ضوابط بیان شده در ۹-۲۰-۸-۷-۶ رعایت شود.

خلاصه ضوابط مربوط به جمع کننده ها در شکل ۷۶ آمده است.





Section A-A

تنش فشاری	میلگردگذاری عرضی A_{sh}	فاصله s
$> 0.2f'_c$	$A_{sh} \geq 0.09sb_c f'_c/f_{yt}$	$s \leq \begin{cases} (\text{مقدار کوچکتر } h \text{ و } b_w)/3 \\ 6d_b \\ s_o \end{cases}$ $100\ mm \leq s_o = 100 + [(350 - h_x)/3] \leq 150\ mm$ $h_x =$ حداکثر $x_t \leq 350\ mm$
$< 0.15f'_c$	$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.35\ b_w s/f_{yt} \\ 0.062\sqrt{f'_c}(b_w s/f_{yt}) \end{cases}$	**ضوابط برش یکطرفه**

مقدار تنش فشاری در صورت بزرگنمایی نیروهای جمع کننده افزایش می یابد

شکل ۷۶. ضوابط مربوط به جمع کننده ها در ساختمان های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد

۶. سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای

۶-۱. دیوارهای سازه ای[۳۴]

نظر به کاربرد دیوارهای سازه‌ای در سیستم‌های دال-دیوار، در این قسمت به مرور ضوابط این عضو سازه‌ای خواهیم پرداخت. در بخش الف، از دیدگاه رفتاری ملاحظات مختلف حاکم بر طراحی دیوارهای سازه‌ای مورد بررسی قرار خواهد گرفت، در بخش ب، ضوابط مربوط به تهیه جزییات دیوارهای سازه‌ای معمول بررسی شده است. در فصل دوم، به هنگام بررسی مثال نرم افزاری نیز، به بحث درباره پاره‌ای ملاحظات نرم‌افزاری در مورد دیوارهای سازه‌ای پرداخته شده‌است. این بخش براساس مبحث نهم نوشته شده است (در مورد بعضی شکلهای راهنما و تفسیرها از آیین نامه aci نسخه ۲۰۱۹ استفاده شده است).

قبل از پرداختن به موارد مختلف مرتبط با دیوارهای سازه‌ای لازم است مخفف عبارات متعددی که در ادامه مورد استفاده قرار می‌گیرد در اینجا آورده شود تا در ادامه ارجاع خواننده به آنها ساده‌تر صورت پذیرد.

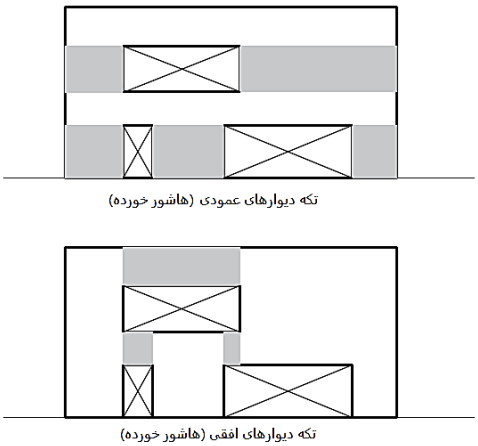
جدول ۶-۱ . شرح عبارات اختصاصی استفاده شده در مباحث دیوار سازه ای

A_g	مساحت کلی مقطع عضو مورد بررسی	mm^2
A_{ch}	مساحت کلی مقطع عضو که از پشت به پشت بیرونی ترین خاموت اندازه گیری می شود	mm^2
A_{cv}	مساحت مقطع بتنی محدوده شده به مرزهای جان و طول دیوار سازه ای. مساحت بازشوها از این مقدار کم می شود	mm^2
A_{cw}	مساحت بخشی از مقطع بتنی مربوط به هر دیوار پایه، یا تکه دیوار افقی یا تیر هم بند که در برابر نیروی برشی مقاومت می کند.	mm^2
A_v	مساحت میلگردگذاری برشی در فاصله s	mm^2
b	عرض وجه فشاری عضو	mm
b_c	اندازه وجه عرضی هسته محصور مقطع عضو که از پشت تا پشت خاموت اندازه گیری می شود	mm
b_w	عرض جان مقطع عضو	mm
c	فاصله دورترین تار فشاری تا محور خنثی	mm
h_{wcs}	ارتفاع کلی دیوار نسبت به محور بحرانی خمش و نیروی محوری	mm
h_w	ارتفاع دیوار از تراز پایه تا روی بام. در مورد دیوار پایه ها یا تکه دیوارها ارتفاع آزاد این اعضا می باشد	mm
h_u	ارتفاعی از دیوار یا دیوار پایه که در آن دورترین تار فشاری فاقد مهار یا تکیه گاه جانبی باشد.	mm
h_{sx}	ارتفاع طبقه x	mm
l_{be}	طول المان مرزی نسبت به وجه فشاری	mm
l_w	طولی کلی دیوار یا طول دیوار پایه و تکه دیوار در جهت نیروی برشی	mm
n_s	تعداد طبقات روی مقطع بحرانی	$-$
s	فاصله مرکز به مرکز آیتم های مورد بررسی	mm
M_uوV_u	لنگر خمشی و نیروی برشی در مقطع مورد بررسی	N
α_c	ضریب تعریف کننده مشارکت نسبی مقاومت بتن در مقاومت برشی اسمی دیوار سازه ای	$-$
δ_c	ظرفیت جابجایی روی بالاترین تراز دیوار سازه ای	mm
δ_u	جابجایی طرح	mm
ρ_l	نسبت مساحت میلگردگذاری طولی توزیع شده در مقطع به مساحت کلی مقطع بتنی در راستای عمود به آن میلگردها	$-$
ρ_t	نسبت مساحت میلگردگذاری عرضی توزیع شده در مقطع به مساحت کلی مقطع بتنی در راستای عمود به آن میلگردها	$-$
Ω_v	ضریب اضافه مقاومت برابر با نسبت $\frac{M_{pr}}{M_u}$ در مقطع بحرانی دیوارسازه ای	$-$
ω_v	ضریبی برای منظور کردن بزرگنمایی دینامیکی برش در دیوار سازه ای	$-$

[34] دیوارسازه‌ای واژه دقیق‌تری نسبت به دیواربرشی است. منظور از دیوارسازه‌ای در این راهنما، دیوار سازه‌ای ویژه می باشد. ضمنا تمام میلگردهای طولی Grade 420 منظور شده است؛ مگر آنکه صراحتا اشاره شده باشد.

۶-۱-۱ دیوارهای سازه‌ای: کلیات

دیوارهای سازه‌ای به عنوان عضوی با سختی قابل توجه نسبت به قاب خمشی، به صورت جدا یا ترکیب با قاب خمشی خصوصا در ساختمان‌های بلند یا ساختمان‌هایی که با مشکل جابجایی جانبی (دریفت تحت بارهای لرزه‌ای) روبرو هستند مورد استفاده قرار می گیرد. مطابق یک تعریف که توسط aci بیان شده است وجه تمایز دیوار و ستون از نقطه نظر ابعادی، بسته به نسبت طول به ضخامت دیوار می باشد. مطابق این تعریف دیوار، نسبت طول افقی به ضخامت این عضو سازه‌ای بیشتر از ۳ می‌باشد. علاوه بر این عنوان ستون به صورت ضمنی محدودیتی روی نسبت ابعاد مقطع دارد که در آیین نامه aci و برای ستون های قاب خمشی ویژه این مقدار برای نسبت کوچکترین بعد ستون به بعد عمود بر آن ۰.۴ می باشد. اعضای قائمی که این ضابطه را تامین نکنند، دیوار خواهند بود. مطابق تعاریف آیین نامه دیوارها بسته به هندسه و محل قرار گیری می توانند به تکه دیوار عمودی، تکه دیوار افقی و دیوار پایه ای تقسیم شوند. شکل ۷۷ تکه دیوارهای عمودی و افقی نشان داده شده است:



شکل ۷۷. تکه دیوارهای عمودی و افقی

بسته به تناسبات هندسی تکه دیوارهای عمودی، ممکن است فرایند طراحی و تهیه جزییات آنها به صورت دیوار سازه ای یا به صورت ستون انجام شود. جدول ۶-۲ چگونگی تقسیم بندی این تناسبات از دیدگاه آیین نامه ای بیان شده است:

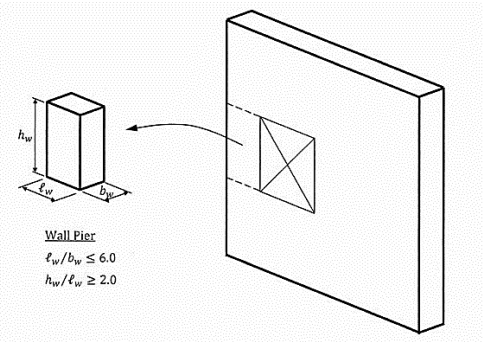
جدول ۶-۲. طراحی تکه دیوارهای عمودی به صورت ستون یا دیوار بسته به تناسبات آن

ارتفاع آزاد تکه دیوار عمودی به طول آن (h_w/ℓ_w)	نسبت طول تکه دیوار عمودی به ضخامت آن (ℓ_w/b_w)		
	$(\ell_w/b_w) \le 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \le 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	دیوار	دیوار	دیوار
$h_w/\ell_w \ge 2.0$	مشابه ستون قاب خمشی ویژه	مشابه ستون قاب خمشی ویژه	دیوار

تکه دیوارهای افقی تحت عنوان تیر هم‌بند[35] نیز شناخته می‌شوند. ضوابط خاصی بر طرح تیرهای هم‌بند حاکم است.

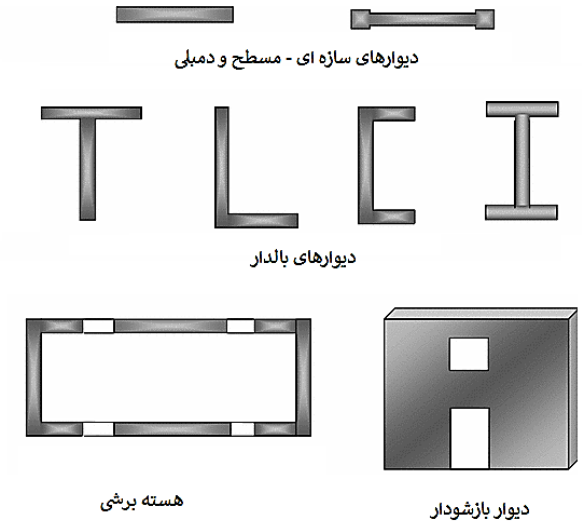
[35] Coupling Beam

دیوارهای پایه‌ای یا دیوار-پایه ها، یک تکه دیوار می باشد که به صورت افقی بین دو بازشو یا بین یک بازشو و لبه دیوار قرار گرفته باشد. در دیوارهای پایه ای، نسبت طول افقی به ضخامت دیوار کمتر از ۶ و نسبت ارتفاع آزاد آنها به طول افقی دیوار حداقل ۲ می‌باشد. تناسبات دیوارهای پایه ای به نحوی انتخاب شده است که تسلیم آنها لزوما به صورت تسلیم خمشی میلگردهی طولی اتفاق بیفتد.



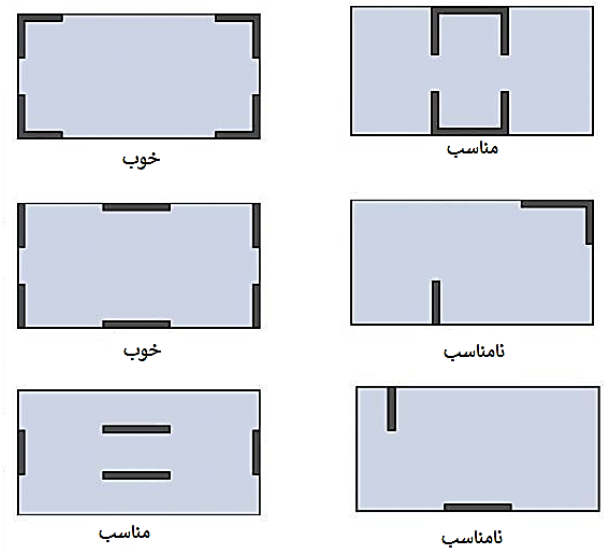
شکل ۷۸. دیوار پایه ای یا دیوار-پایه

علاوه براین، دیوارها ممکن است به صورت مسطح، دمبلی (با ستون های سر دیوار در یک طرف یا هر دو طرف) یا بالدار طرح و اجرا شوند. ستون‌های دمبلی با توجه به فراهم آوردن امکان سهولت بیشتر در قرار دادن میلگرد در دوسر ستون هم در اجرا و هم در طراحی گزینه مطلوبی به شمار می روند.



شکل ۷۹. انواع مقاطع طرح و اجرای دیوار سازه‌ای

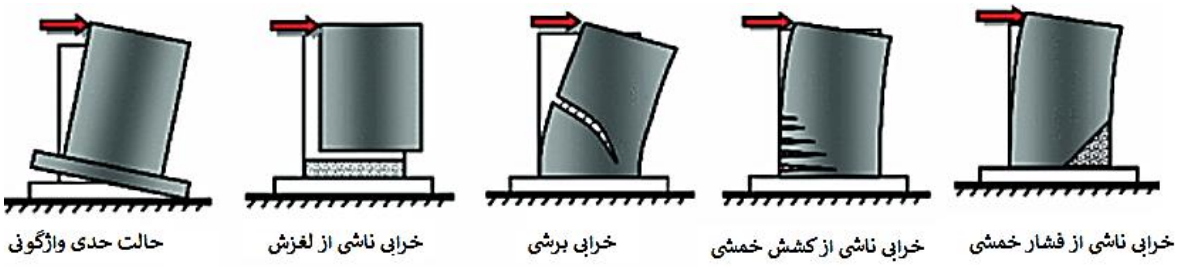
محل قرارگیری دیوارها در پلان سازه ای نیز حائز اهمیت است. در صورتی که محدودیت های معماری اجازه دهد، بهتر است دیوارهای سازه ای به نحوی در پلان جانمایی شوند که پیچش پلانی به حداقل برسد (تقارن مناسب محل قرارگیری). علاوه بر این، اتصال کافی دیوارها به دال دیافراگم نیز فراهم شود تا کلکتور (جمع کننده) به خوبی رفتار کند. توجه نمایید که جانمایی نامناسب دیوار که گاه به دلیل ملاحظات معماری اجتناب ناپذیر است، ضمن ایجاد عدم اطمینان در رفتار سازه‌ای دیوار باعث می‌شود نیروهای طرح لرزه‌ای نیز به به دلیل جرائم آیین نامه‌ای مختلف افزایش یابد. علاوه بر موارد فوق به هنگام ارزیابی دیوارهای سازه‌ای توجه به ضریب نامعینی نیز ضروری است. در بیشتر موارد اعمال ضریب نامعینی در این سیستم‌ها ضرورت دارد.



شکل ۸۰. محل قرارگیری دیوارها در پلان سازه ای

استفاده از دیوارهای سازه ای بالدار در بسیاری از پلان ها به دلیل امکانات در دسترس پلانی اجتناب ناپذیر است. رفتار خمشی این دیوارها یکی از نکات مورد توجه آیین نامه ساختمانی بوده است. در این دیوارها باید، اثر بال بر رفتار دیوار با در نظر گرفتن عرض موثری از بال دیوار در هر راستا به نحو مناسب منظور شود. مطابق بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ در صورتی که از انالیز دقیق استفاده نشود، عرض موثر بال باید به میزان *(۱) فاصله تا جان دیوار مجاور یا (۲) ۲۵ درصد ارتفاع کلی دیوار نسبت به مقطع در نظر گرفته شده برای تحلیل -هرکدام کمتر باشد* – در نظر گرفته شود. در حال حاضر با توجه به توانایی نرم افزار در منظور کردن تحلیل و طراحی سه بعدی مقطع، به نظر می‌رسد منظور آیین نامه از این بند تامین می‌شود و نیازی به مدلسازی براساس عرض موثر بال دیوار در طرح خمشی به صورت مستقل نمی‌باشد.

شکل ۶۹ انواع مودهای خرابی محتمل در یک دیوار سازه‌ای نشان داده شده است:



شکل ۸۱. انواع مودهای خرابی محتمل در یک دیوار سازه ای

روابط آیین نامه رفتار خمشی و برشی دیوار را مدنظر قرار داده است. رفتار مطلوب، مودهای خرابی خمشی است که عمدتا در دیوارهای لاغر ($\frac{h_w}{l_w} \geq 2$) حاصل می شود. در مقابل دیوارهای چاق ($\frac{h_w}{l_w} < 2$)، به ندرت دچار خرابی خمشی می شوند (به عبارت دیگر رسیدن به سازوکار تسلیم خمشی در آنها دشوار می باشد) وگرچه رفتار شکل پذیر ندارند لیکن دارای سختی ذاتی قابل توجهی هستند. آیین نامه های طرح لرزه ای، به شکل پذیری کمتر دیوارهای چاق که مودهای حاکم بر رفتار آنها برشی است از طریق اعمال ضریب نامعینی بالاتر توجه کرده است. در دیوارهای لاغر، طراحی با طرح خمشی آغاز و طرح برای

برش کنترل می شود. لیکن در دیوارهای چاق طرح با ملاحظات برشی آغاز و برای خمش کنترل می شود. عمدتا دیوارهای چاق از نظر خمشی پاسخگو می باشند.

کنترلهای مربوط به سایر مودهای خرابی به ندرت در طراحی های مرسوم انجام می شود. بیشتر حالات خصوصا در صورتی به دلیل طول کم دیوارها در یک راستا، ضخامت نسبی کم فونداسیون یا وجود نیروهای خاص ممکن است نیاز به کنترل برش در فصل مشترک دیوار-فونداسیون وجود داشته باشد.

طراحی خمشی/محوری دیوارهای سازه‌ای مشابه ستون‌ها با در نظر گرفتن اثرات اندرکنشی بین نیروی محوری و لنگر خمشی انجام می‌شود. طراحی خمشی/محوری یک روند همراه با سعی و خطا می‌باشد. برای ترکیب فرض شده برای میلگردگذاری طولی مقطع که شامل تمام میلگردهای طولی مقطع می‌شود، منحنی اندرکنش تولید شده، سپس کفایت مقطع با مقایسه نقطه های نیرویی متناظر با هر ترکیب بارگذاری با منحنی اندرکنش بررسی می‌شود. منحنی اندرکنش مطلوب منحنی است که در آن، تمام نقاط نیروی محوری-لنگر خمشی درون منحنی قرار گیرند. پس از تایید مقطع، جزییات میلگردگذاری طولی با توجه به ملاحظات آیین نامه ای انجام می‌شود. انتظار می‌رود با استفاده از این روش در دیوارهای بالدار، ملاحظات بند ۹-۲۰-۳-۲-۷ آیین نامه در مورد تحلیل جامع‌تر مقطع تامین می گردد. عموما دیوارها برای یک مقطع بحرانی خمشی/محوری طراحی می‌شوند مگر اینکه مودهای حاکم لرزه‌ای یا ناپیوستگی‌های ارتفاعی دیوار بررسی چند مقطع بحرانی را ضروری نماید. این مقطع بحرانی در بیشتر مواقع در پای دیوار و محل اتصال دیوار به فونداسیون یا دیوار حائل بتنی می‌باشد.

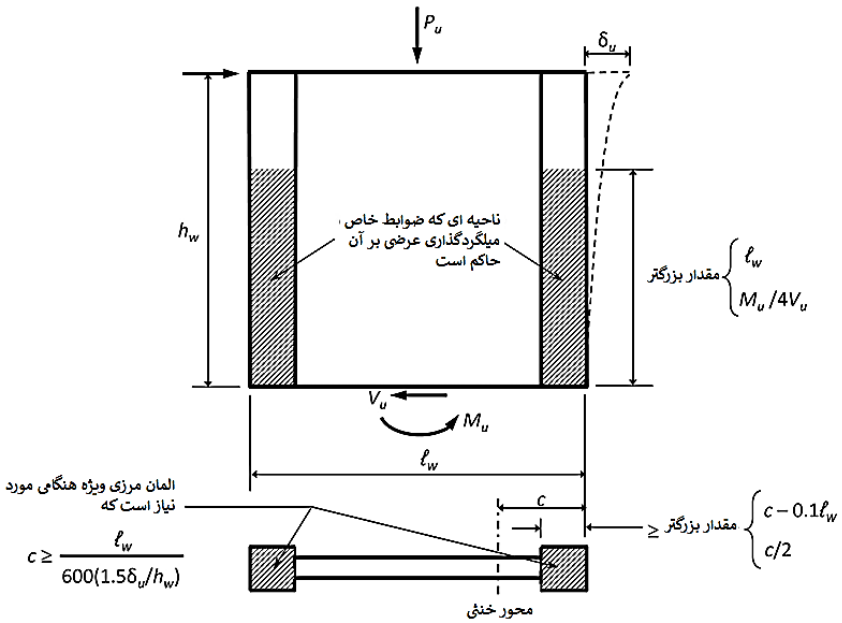
لبه‌های یک دیوار برشی تنش‌های فشاری قابل توجهی را تجربه می‌کنند. به همین علت آیین‌نامه در بخش ۹-۲۰-۷-۴ مقرر داشته است که این لبه‌ها که معمولا تحت عنوان جزء مرزی یا المان مرزی خوانده می‌شوند، با خاموت گذاری عرضی کافی به خوبی محصور شوند تا ضمن تامین پایداری لبه‌های دیوار از کمانش میلگردهای طولی در این ناحیه نیز جلوگیری شود. تهیه تناسبات المان‌های مرزی، نیازمند مشخص شدن معیاری برای تشخیص نیاز به محصور کردن این نواحی و نیز تعیین حدود این ناحیه در مقطع و ارتفاع دیوار می‌باشد. آیین‌نامه دو روش برای تشخیص نیاز یا عدم نیاز به پیش بینی المان مرزی در اختیار قرار داده است.

روش نخست، که مبتنی بر بررسی جابجایی دیوار تحت بارهای لرزه ای طرح می‌باشد در بخش ۹-۲۰-۷-۴-۲بیان شده است. این روش در مورد دیوارها یا دیوارهای پایه‌ای که در آنها $\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2$ است و از مقطع بحرانی تا روی دیوار بدون انقطاع، پیوسته می‌باشند، کاربرد دارد. مطابق این روش، ناحیه فشاری دیوار باید مطابق ضوابط المان مرزی ویژه میلگردگذاری شود اگر:

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$

h_{wcs} ازمقطع بحرانی تا روی دیوار اندازه‌گیری می‌شود، که بیشتر مواقع با ارتفاع دیوار یکسان می‌باشد. مقدار h_{wcs} در حالاتی مثل دیوارهای دارای بازشو نامنظم یا دیوارهایی که در آنها مدهای لرزه‌ای بالاتری حاکم باشد، یا در صورت دیوار حائل بتنی با سختی کافی در مقطعی غیر از پای دیوار نیز اندازه‌گیری شود. در صورت حاکم بودن رابطه فوق، میزان *امتداد این ناحیه در ارتفاع دیوار* نسبت به تراز مقطع بحرانی باید از مقدار بیشتر l_w (طول دیوار) و $\frac{M_u}{4V_u}$، کمتر نباشد. علاوه بر این، *حداقل عرض المان مرزی*، b نباید از $\sqrt{0.025cl_w}$ کمتر در نظر گرفته شود. جز این، ضوابط دیگری بر حداقل عرض المان مرزی حاکم است که در بخش ب، بیان شده است. c عمق محور خنثی دیوار، در ترکیب بار حاکم بر تعیین المان مرزی می‌باشد. به هنگام محاسبه المان مرزی به روش جابجایی مقدار $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نمی توان کمتر از ۰.۰۰۵ در نظر گرفت. حداقل طول

المان مرزی ویژه در مقطع دیوار نیز مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ آیین‌نامه نباید از مقدار بیشتر دو عبارت $c-0.1l_w$ ،$\frac{c}{2}$ کمتر انتخاب شود.

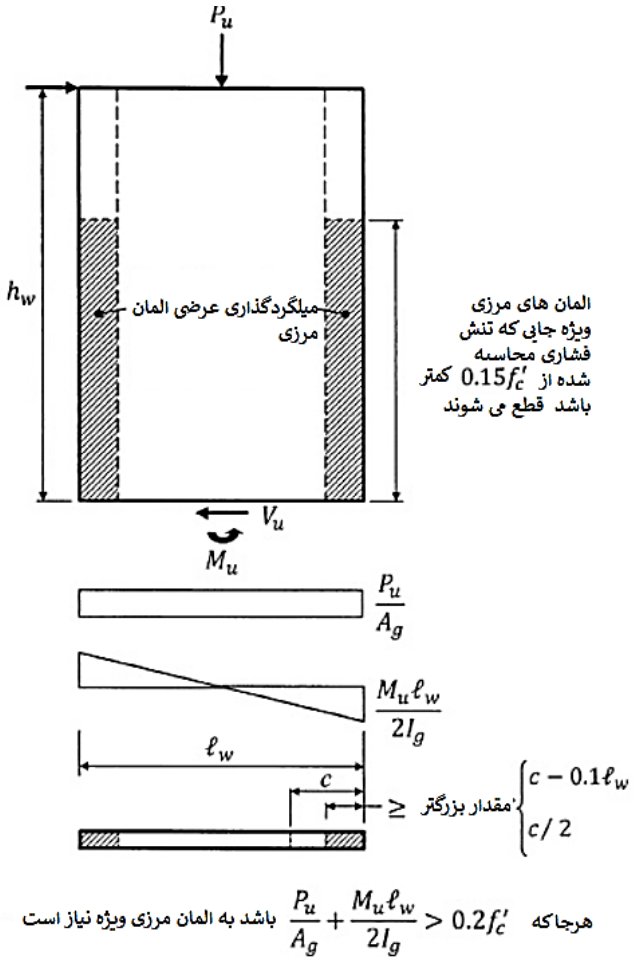


شکل ۸۲. ضوابط طراحی ناحیه المان مرزی ویژه مطابق روش جابجایی

روش دوم پیشنهادی آیین نامه که به روش نیرویی موسوم است، مبتنی بر محاسبه توزیع تنش فشاری لبه‌های دیوار می‌باشد. مطابق این روش که در بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ بیان شده‌است، نواحی لبه بازشوها و مرزهای دیوار باید مطابق ضوابط میلگردگذاری المان‌های مرزی جزییات‌بندی شوند اگر، حداکثر تنش فشاری دورترین تار مقطع دیوار، از $0.2f'_c$ تجاوز نماید. هرجا که میزان تنش فشاری محاسبه شده از $0.15f'_c$ کمتر باشد، می‌توان المان مرزی ویژه را قطع کرد. توزیع تنش در مقطع از همان رابطه آشنای مقاومت مصالح با فرض مدل الاستیک خطی محاسبه می‌شود:

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u l_w}{2I_g}$$

با توجه به اینکه روش اول برای دیوارهای ناپیوسته، دیوارهای دارای بازشو و دیوارهایی که در آنها $\frac{h_{wcs}}{l_w} < 2$، کاربردی ندارد، روش اخیر کاربردهای بیشتری دارد. در این روش نیز، حداقل طول المان مرزی ویژه در مقطع دیوار نیز مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ نباید از مقدار بیشتر دو عبارت $c-0.1l_w$ ،$\frac{c}{2}$ کمتر انتخاب شود.



شکل۸۳. ضوابط طراحی ناحیه المان مرزی ویژه مطابق روش جابجایی

ضوابط طرح برشی دیوارهای سازه‌ای در ویرایش ۲۰۱۹ آیین‌نامه ***aci*** و طبعا در ویرایش پنجم مبحث نهم نسبت به گذشته تغییرات قابل توجهی داشته است. این تغییر نحوه محاسبه نیروی برشی نهایی دیوار را پوشش می‌دهد. عمده ضوابط مشابه آنچه در آیین نامه نیوزلند وجود دارد، می‌باشد و حدود دهه‌ها پیش توسط ***Pauley*** و همکاران در کتب طرح لرزه‌ای کلاسیک بیان شده است که خود براساس مقاله ***Blakeley*** و همکاران بوده است. این ضابطه به منظور ایجاد اطمینان از اینکه برش، رفتار شکل‌پذیر ناشی از خمش سیستم دیوار را تحت الشعاع قرار نمی‌دهد و اثرات ناشی از برش، ظرفیت استهلاک انرژی ورودی لرزه‌ای را در خلال پاسخ هیسترتیک را کاهش نمی‌دهد، توسعه داده شده است. به این ترتیب، برش کنترل کننده مقاومت مقطع نخواهد بود و هدف طراحی براساس ظرفیت تامین می‌گردد.

برای رسیدن به این هدف باید تخمینی از حداکثر نیروی برشی که انتظار می‌رود توسط دیوار برشی تحمل شود، بدست آید. رویکردی که به این منظور مورد استفاده قرار گرفته است از فلسفه طرح براساس ظرفیت تبعیت کرده، با روش توسعه داده شده برای اعضای قاب خمشی ویژه مشابهت دارد.

افزایش تقاضای نیروی برشی دیوار براثر دو عامل امکان‌پذیر است: (۱) اضافه مقاومت خمشی در مقطع بحرانی که در آن تسلیم میلگردهای طولی دیوار محتمل است که به این ترتیب اطمینان حاصل می‌شود شکست برشی حاکم نخواهد شد و (۲)

بزرگنمایی ناشی از اثرات دینامیکی مودهای لرزه‌ای بالاتر با اعمال ضرایبی به نیروی برشی نهایی دیوار، مورد بازبینی قرار گرفته است. مطابق بند ۹-۲۰-۷-۹ نیروی برشی طرح از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_e = \Omega_v . \omega_v . V_u \leq 3V_u$$

ضریب بزرگنمایی دینامیکی ω_v برای دیوارهای چاق ($\frac{h_{wcs}}{l_w} < 2$) که در آنها اثرات دینامیکی تاثیرگذار نمی باشد(با توجه به تعریف h_{wcs} - که h_{wcs} ازمقطع بحرانی تا روی دیوار اندازه‌گیری می‌شود، که بیشتر مواقع با ارتفاع دیوار یکسان می‌باشد- مقدار h_{wcs} در حالاتی مثل دیوارهای دارای بازشو نامنظم یا دیوارهایی که در آنها مدهای لرزه‌ای بالاتری حاکم باشد در مقطعی غیر از پای دیوار نیز اندازه‌گیری شود. - به ندرت چنین دیوارهایی در عمل وجود دارد.. در صورت وجود دیوار حائل بتنی با سختی کافی این ارتفاع از روی دیوار حائل اندازه گیری می‌شود)، همواره برابر ۱ می‌باشد. در مورد سایر دیوارها با توجه به تعداد طبقات با استفاده از روابط زیر این ضریب محاسبه می شود:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$$

برای ساختمان های با طبقات ۶ یا کمتر و

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$$

برای سایر ساختمان‌ها می‌باشد. مقدار n_s همواره باید بیش از $0.00028h_{wcs}$ در نظر گرفته شود. این عبارت برای در نظر گرفتن ساختمایی که ارتفاع طبقاتی بلندتر از معمول دارند، بیان شده است. در صورت استفاده از تحلیل دینامیکی خطی رابطه دیگری نیز توسط ویرایش پنجم مبحث نهم پیشنهاد شده است که در اینصورت:

$$\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.8$$

ضریب اضافه مقاومت Ω_v نیز با استفاده از جدول ۹-۲۰-۴ محاسبه می شود. برای محاسبه M_{pr} (لنگر خمشی محتمل براساس $1.25f_y$) و M_u طبق این جدول باید اثرات نیروی محوری (اندرکنش) در نظر گرفته شود.

نسبت ابعادی دیوار	Ω_v	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	مقدار بزرگتر از	M_{pr}/M_u[1]
		1.5[2]
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

(1) ترکیب بارگذاری که بزرگترین مقدار Ω_v را بدست دهد.

(2) در صورت انجام محاسبات دقیق می توان از مقادیر کمتر استفاده کرد مشروط بر اینکه کمتر 1 نشود

پیاده سازی دقیق این ضوابط در برنامه *ETABS* در حال حاضر امکان پذیر نمی‌باشد. به عنوان یک راه میان‌بر، مقدار ضریب کاهش مقاومت برشی دیوار بر حاصاضرب $\Omega_v . \omega_v$ تقسیم و طرح برشی دیوار انجام می‌شود. زیرا آرماتور برشی در برنامه *ETABS* از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{k.V_u - \emptyset_v V_c}{\emptyset_v f_{ys} d}$$

در حالت عادی $k=1$ می‌باشد در صورتی که بخواهیم مطابق این بند آیین نامه نیروی برشی طرح دیوار را k برابر نماییم خواهیم داشت:

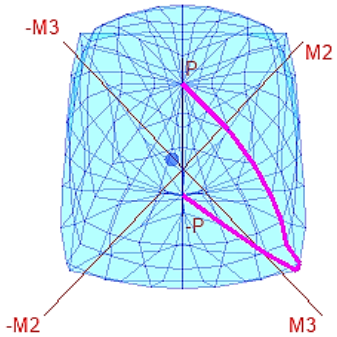
$$\frac{A_v}{s}=\frac{k.V_u-\emptyset_v V_c}{\emptyset_v f_{ys} d}=\frac{k(V_u-\frac{\emptyset_v}{k}.V_c)}{\emptyset_v f_{ys} d}=\frac{(V_u-\frac{\emptyset_v}{k}.V_c)}{\frac{\emptyset_v}{k}.f_{ys} d}$$

که $k=\Omega_v.\omega_v$ می‌باشد. بنابراین پس از محاسبه k می‌توان در تنظیمات دیوار برشی *ETABS* مقدار $\emptyset_v$ را بر k تقسیم کرد و طرح برشی را تکمیل نمود. محاسبه ω_v با استفاده از روابط آیین‌نامه سرراست می‌باشد لیکن، محاسبه Ω_v دشواراست. گرچه در صورت عدم انجام هیچ محاسبه‌ای می‌توان نوشت:

$$V_e=\Omega_v.\omega_v.V_u\leq 3V_u\rightarrow V_e=3V_u=\varphi V_n\rightarrow V_u=\frac{\varphi}{3}V_n\ (\varphi=0.75)\rightarrow V_u=0.25V_n$$

مطابق این توصیه برای سهولت ضریب $\emptyset_v$ یک سوم شده، طرح برشی دیوار انجام می‌گردد[۳۶]. برای محاسبه Ω_v برای هر دیوار برشی باید مراحل زیر انجام شود (دیوارهای دوبعدی و سه بعدی)

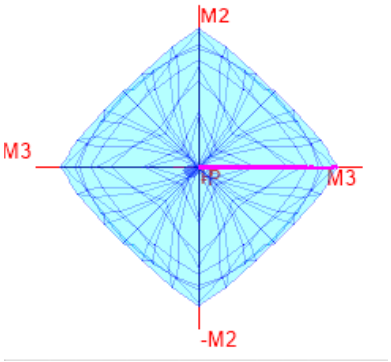
- برای مقطع بحرانی منحنی اندرکنش دیوار براساس *1.25Fy* و با فرض $\emptyset_b$ (خمشی) برابر ۱ تهیه شود (منحنی اندرکنش لنگرخمشی محتمل)
- برای ترکیب بارگذاری بحرانی (مطابق نظر آیین نامه باید برای تمامی ترکیبات شامل بارجانبی کنترل انجام شود لیکن می‌توان بنابه نظر طراح این ترکیبات را محدود به ترکیبات حاکم برش و خمش دیوار کرد. دقت شود که برای دیوارهای سه بعدی *ETABS* ممکن است برای هر پایه یک ترکیب بار خاص را کنترل نماید که به همین دلیل باید تمام ترکیبات بارگذاری محتمل بررسی و بیشترین مقدار حاصل مدنظر قرار گیرد) نیروی محوری P_u، خمشی محور ۲ M_{2u}و خمشی محور ۳ M_{3u} مربوط به *Pier* از برنامه استخراج شود[37]



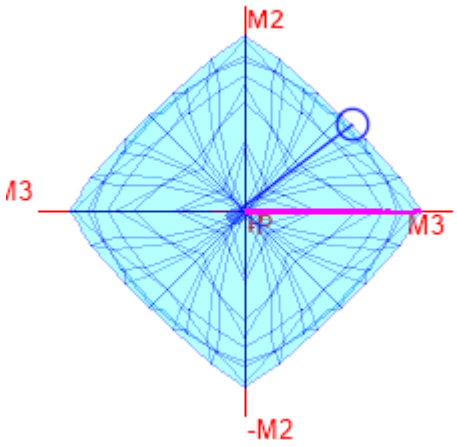
- برای منحنی اندرکنش سطحی از منحنی که معادل صفحه گذرنده از نیروی محوری طراحی است استخراج شود.

[36] یک برنامه کمکی برای محاسبه $\Omega_v.\omega_v$ توسط نویسنده تهیه و به پیوست این کتاب قرار داده شده است.

[37] هنگام استخراج نیروی محوری در جداول خروجی ایتبز دقت نمایید که نیروی فشاری منفی می‌باشد.



- حال با توجه به خمش حول محور ۲ M_{2pr}و محور ۳ M_{3pr} مقدار لنگر خمشی محتمل از منحنی استخراج شده از بند قبل بدست آورده می شود.



- نسبت M_{pr}/M_u از تقسیم جذر مجموع مربعات گام های قبل محاسبه می شود

انجام این مراحل به صورت دستی دشوار می‌باشد. می‌توان از برنامه کمکی پیوست این کتاب به این منظور استفاده کرد.

حاصاضرب $\Omega_v.\omega_v$ در پای دیوار محاسبه می‌شود (یا هر مقطع دیگری که در آن تشکیل مفصل پلاستیک در دیوار محتمل است از جمله تغییر ناگهانی مقاطع دیوار) ولی برای طرح برشیِ کل ارتفاع دیوار مورد استفاده قرار می‌گیرد *[Pauley, 1996].*

۶-۲- جزییات بندی دیوارهای سازه‌ای

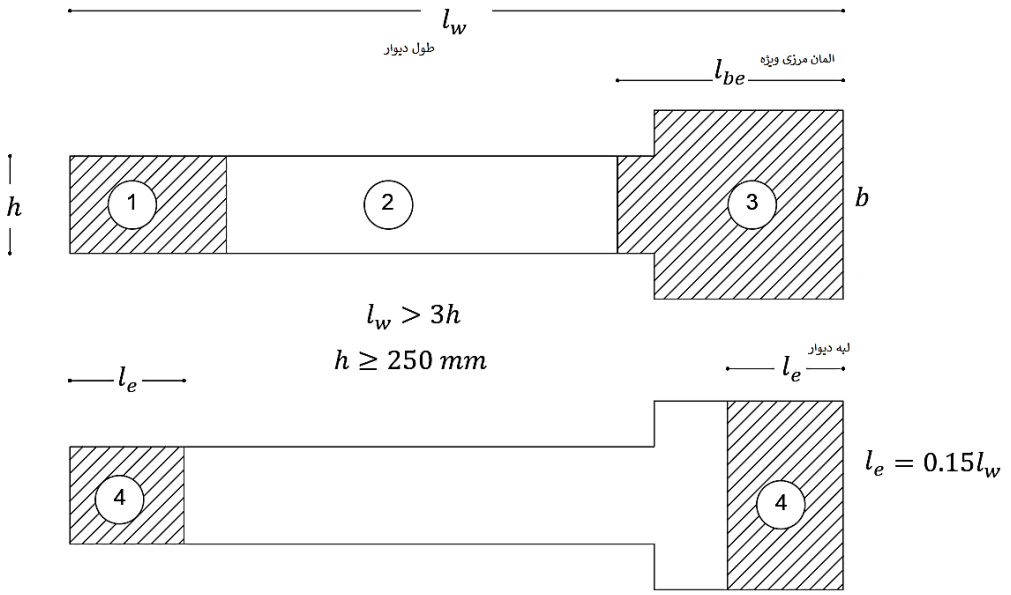
آیین نامه جزییات زیادی برای دیوارهای سازه ای بیان کرده است که باید به دقت توسط طراح کنترل و رعایت شوند. در این بخش به مرور این ضوابط خواهیم پرداخت. سعی شده است با دسته‌بندی مناسب امکان رجوع طراح به هر قسمت به سهولت میسر شود. جزییات اجرایی در سه بخش بررسی می‌شود:

- ملاحظات ابعادی
- میلگردهای عمودی و افقی
- تنگ‌ها، خاموت‌ها و رکابی‌ها

در ادامه به هریک از این بخش‌ها می‌پردازیم.

۶-۲-۱-۱.ملاحظات ابعادی

مطابق تعریف aci، دیوار، یک عضو سازه‌ای عمودی است که برای تحمل بارهای محوری، بار جانبی یا هر دو طراحی می‌شود. نسبت طول افقی دیوار به ضخامت آن بزرگتر از سه می باشد. تناسبات یک دیوار سازه‌ای برای تحمل ترکیب نیروهای محوری، خمشی و برشی تنظیم شده است. دیواری که نسبت طول افقی به ضخامت آن سه یا کمتر باشد یک دیوار تیغه‌ای با ملاحظات رفتاری مشابه ستون می‌باشد (شکل ۷۲ را ببینید)

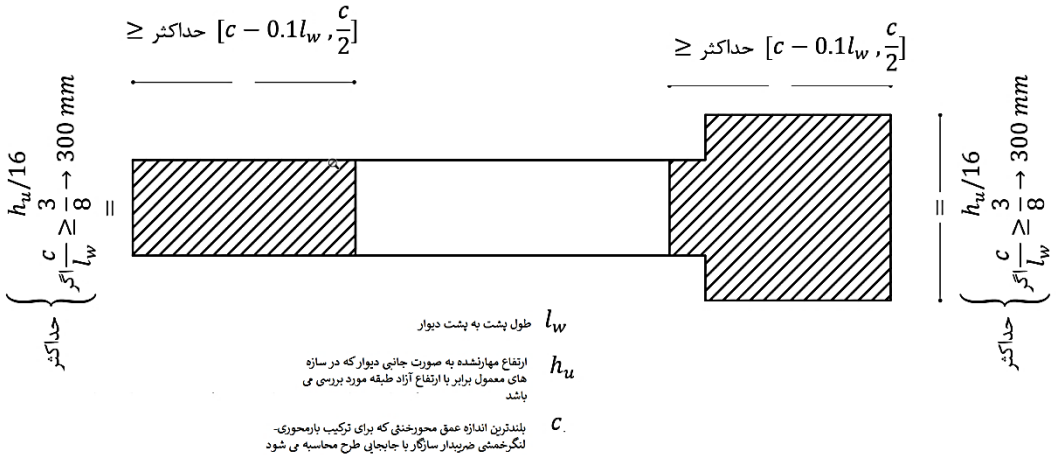


شکل ۸۴. مشخصات ابعادی دیوار

در شکل حداقل ضخامت دیوار برابر ۲۵۰ میلی متر پیشنهاد شده است که عددی اجرایی است. مبحث نهم این عدد را ۱۵۰ میلی متر ذکر کرده است که در بیشتر موارد اجرایی نمی باشد. دیوارها ممکن است دارای المان مرزی ویژه (نواحی ۱ و ۳) باشند یا نباشند، با این حال همواره قسمتی از لبه های دیوار باید به عنوان عضو لبه ای (ناحیه ۴) در نظر گرفته و برای جلوگیری از گسیختگی محوری دارای حداقل میلگردگذاری طولی باشد که در قسمت ۲ به میزان آن اشاره شده است. مجددا تاکید می گردد عضو لبه ای مفهومی جدا از المان مرزی می‌باشد. حداقل بعد المان لبه ای، $l_e = 0.15l_w$ می باشد. دیوار ممکن است یک سر یا دو سر دمبلی شکل باشد[۳۸]، این اعضای ستون مانند دو سر دیوار، جزء دیوار می باشد و از نقطه نظر اجرایی (به دلیل فراهم آوردن امکان جایگذاری مناسب میلگردگذاری فشرده المان مرزی ویژه) هرجا امکان استفاده از آنها فراهم باشد بهتر است در طراحی دیده شود. علاوه بر این به هنگام مدلسازی اجزاء محدود وجود این عناصر ضمن بازتوزیع بهتر بار بعضی کنترل ها در سیستم دوگانه را آسانتر خواهد کرد.

در صورتی که مطابق محاسبات دیوار نیازمند المان مرزی باشد، حداقل طول و ضخامت المان مرزی ویژه مطابق شکل می باشد (بند ۹-۲۰-۷-۴-۴).

[38] به عناصر دمبلی ستون سرکله نیز گفته اند. در این راهنما از این لفظ استفاده نشده است.



شکل ۸۵. میزان طول و ضخامت المان مرزی ویژه

در محدوده المان مرزی ویژه، نیاز به جزییات جامعی برای خاموت گذاری است که در قسمت مربوطه به آنها اشاره خواهد شد.

۶-۲-۲- میلگردهای عمودی و افقی

میلگردهای عمودی و افقی مورد استفاده در دیوارهای سازه ای به شرح زیر می‌باشد:

-میلگردهای عمودی مورد استفاده جهت پاسخ خمشی-محوری

-میلگردهای لبه‌ای موضوع بند R18.10.2.4

- میلگردهای افقی برشی

- میلگردهای کمکی جهت اجرای دیوار

میلگردهای عمودی موردنیاز برای حصول اطمینان از پاسخ خمشی-محوری دیوار با استفاده از تحلیل اندرکنشی دیوار مشابه آنچه در ستونها انجام می‌شود، بدست می‌آید. میلگردهای لبه‌ای در دیوارهایی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ و برای یک مقطع بحرانی خمشی-محوری طراحی شده‌اند در محدوده $0.15l_w$ لبه دیوار مورد استفاده قرار می‌گیرد.

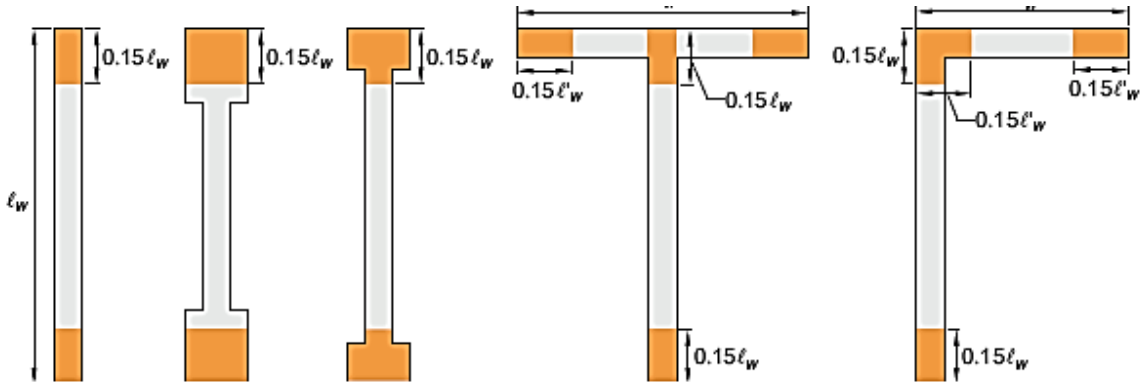
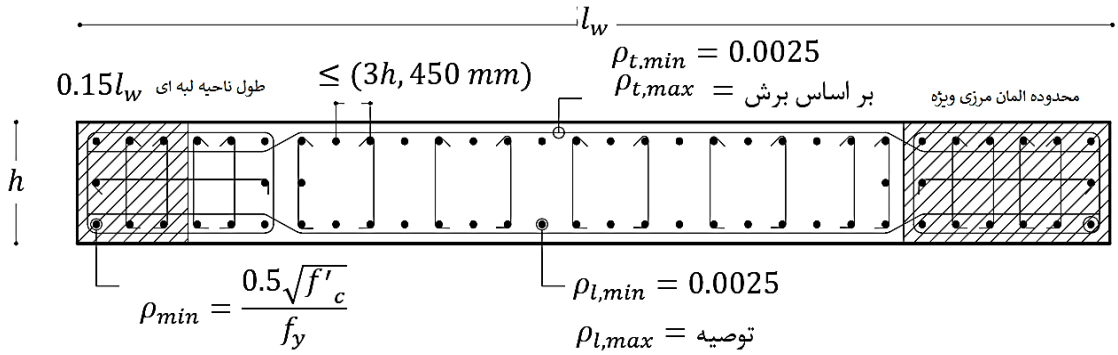


Fig. R18.10.2.4—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.

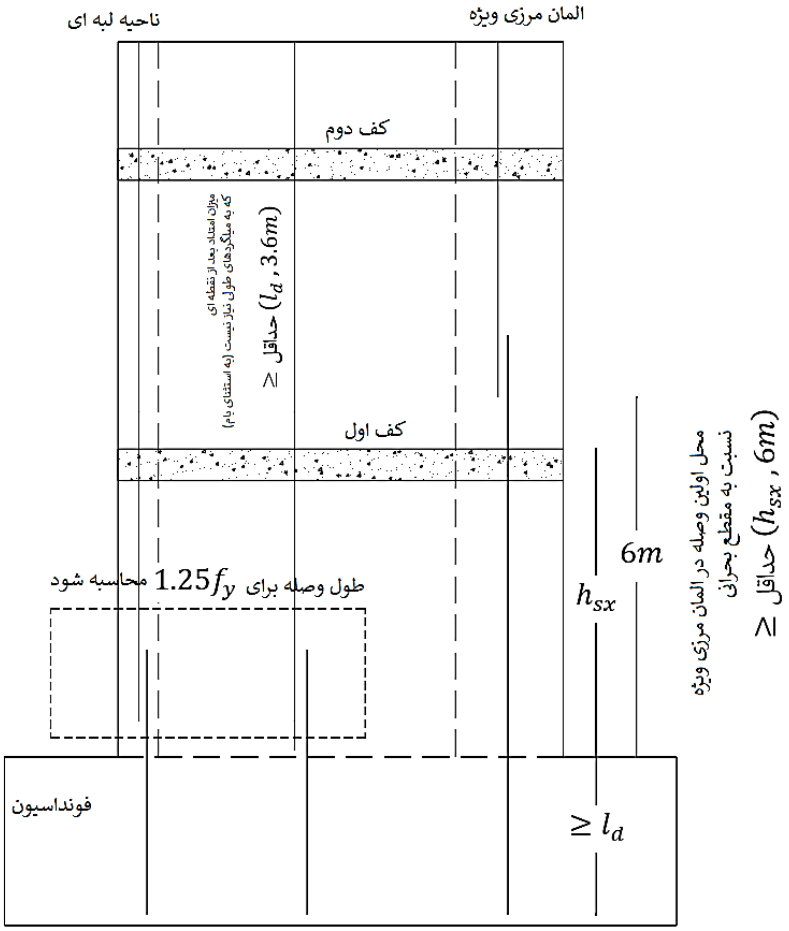
شکل ۸۶. محل استقرار میلگردهای طولی (عمودی) لبه ای (شکل از آیین نامه aci 318).

حداقل مقدار این میلگردها، برابر با $0.5\sqrt{f'_c}/f_y$ می باشد. این دسته میلگردها باید حداقل به اندازه l_w (طول دیوار) یا $M_u/(3V_u)$ از بالا و پایین مقطع بحرانی (معمولا پای دیوار یا محل اتصال به دیوار حائل بتنی) به صورت عمودی امتداد داده شود. در شکل ۷۵ خلاصه‌ای از ضوابطی که برای میلگردهای طولی باید رعایت شود بیان شده است.



شکل ۸۷. ضوابط میلگردگذاری طولی (عمودی) دیوار سازه ای

آیین نامه در مورد میزان امتداد یا استفاده از وصله برای میلگردهای طولی نیز ضوابطی دارد. در شکل این ضوابط آمده است.



شکل ۸۸ . ضوابط طول وصله، محل وصله و میزان امتداد میلگردهای طولی (عمودی) دیوار

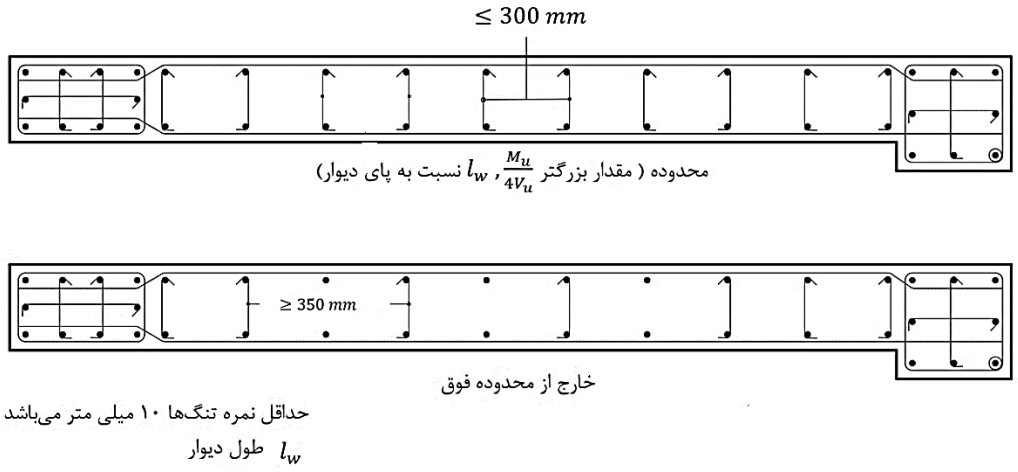
مطابق آیین نامه، طول وصله در ناحیه بحرانی که طراحی خمشی-محوری دیوار برای آن انجام می شود (مقطع بحرانی که معمولا پای دیوار می باشد[۳۹]) باید براساس $1.25f_y$ انجام شود. انجام وصله در المان مرزی ویژه محدوده $\geq (h_{sx}\ ,\ 6m)$ حداقل، نسبت به مقطع بحرانی ممنوع می باشد (h_{sx} ارتفاع طبقه مورد مطالعه می‌باشد). میلگردهای طولی المان مرزی باید حداقل به میزان l_d زیر ناحیه بحرانی امتداد داده شوند. در نهایت، میلگردهای طولی بعد از محلی که از نظر محاسباتی که آنها نیازی نمی باشد (محل قطع) حداقل به میزان $(l_d\ ,\ 3.6m)$ $\geq$ ادامه داده شوند. با توجه به ضوابط فوق پیشنهاد می شود از *وصله کردن میلگردها در طبقه همکف خودداری شود*. وصله پوششی میلگردهای عرضی (برشی) در هرحال مجاز نمی باشد.

۶-۲-۳- تنگ‌ها، رکابی‌ها و خاموت‌ها

تنگ‌ها، رکابی‌ها و خاموت‌های مورد استفاده در دیوارهای سازه‌ای را می‌توان به سه دسته تقسیم کرد:

- تنگ‌های جان
- خاموت‌ها و رکابی‌های المان مرزی ویژه
- تنگ‌های ناحیه لبه‌ای دیوار که در آنها به المان مرزی ویژه نیاز نباشد

این موارد در ادامه مورد بررسی قرار می‌گیرد. تنگهای جان برای مهار جانبی میلگردهای طولی جان مورد استفاده قرار می گیرد. گرچه آیین نامه بیان کرده است در صورتی که نسبت آرماتور طولی دیوار (خارج از نواحی مرزی) یک درصد یا بیشتر باشد و جان دیوار در تحمل بار محوری مشارکت کند باید این تنگ ها اجرا شود، میزان و ترتیب اجرای آن مبهم است. با توجه به اینکه عملا جان دیوار در تحمل بارهای محوری نقش دارد، اجرای این تنگ ها ضرورت دارد. در ناحیه محتمل تشکیل مفصل پلاستیک (مقدار بزرگتر $l_w\ ,\ \frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار) در پای دیوار *تمام میلگردهای* طولی باید دارای تنگ جانبی باشند، در خارج از این محدوده می توان مشابه ستون ها، یک در میان از تنگ استفاده کرد مشروط بر آنکه فاصله آزاد بین میلگردهای دارای مهارجانبی ۳۵۰ میلی متر تجاوز نکند(دراینصورت باید تمام میلگردها مهار شوند).



شکل ۸۹. ضوابط تنگ‌های جان دیوار سازه‌ای

[39] مگر آنکه مودهای بالاتر ارتعاش باعث شود مقاطع دیگری در ارتفاع دیوار نیز بحرانی شوند. در اینصورت این ضوابط برای تمام مقاطع بحرانی برقرار می باشد.

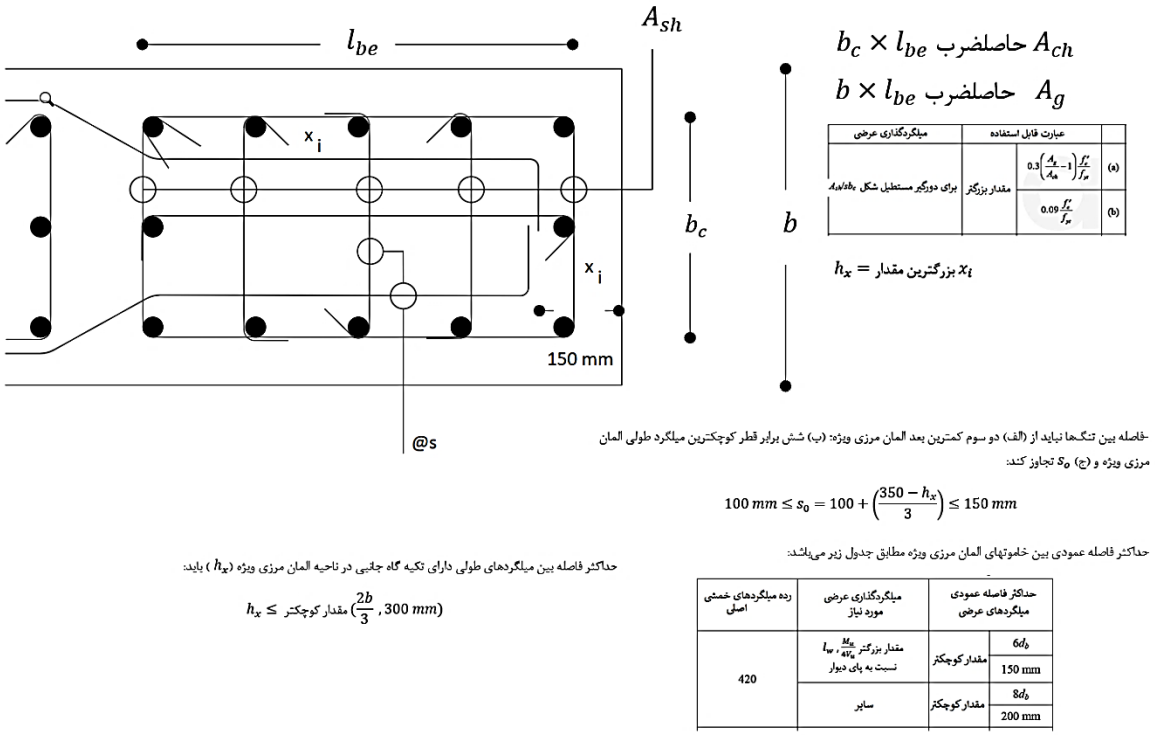
در مورد خاموت‌های المان مرزی ویژه، آیین نامه ضوابط مفصلی به شرح زیر دارد:

-خاموتهای المان مرزی ویژه می‌تواند از نوع دورپیچ‌های مستطیل شکل تک یا همپوشانی شده باشد. استفاده از رکابی نیز مجاز می‌باشد.

-خم دورگیرها یا رکابی‌ها باید میلگردهای محیطی المان مرزی را دربر بگیرد.

-حداقل قطر خاموتها میلگردهای نمره ۳۲ یا کمتر، ۱۰ میلی متر و بیش از آن ۱۲ میلی متر باشد.

- جهت خم انتهایی تنگها در محیط مقطع المان مرزی و در ارتفاع دیوار به صورت متناوب جابجا شوند.



میلگردگذاری عرضی	عبارت قابل استفاده		
برای دورگیر مستطیل شکل A_{sh}/sb_c	مقدار بزرگتر	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)

حداکثر فاصله عمودی میلگردهای عرضی		ردیف میلگردهای خمشی اصلی	میلگردگذاری عرضی مورد نیاز
$6d_b$	مقدار کوچکتر	420	مقدار بزرگتر l_w ، $\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار
150 mm			
$8d_b$	مقدار کوچکتر		سایر
200 mm			

-فاصله بین تنگ‌ها نباید از (الف) دو سوم کمترین بعد المان مرزی ویژه؛ (ب) شش برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی المان مرزی ویژه و (ج) s_0 تجاوز کند:

حداکثر فاصله عمودی بین خاموتهای المان مرزی ویژه مطابق جدول زیر می‌باشد:

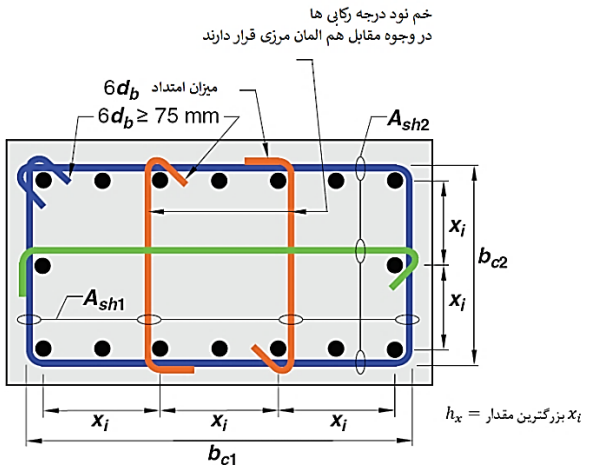
حداکثر فاصله بین میلگردهای طولی دارای تکیه گاه جانبی در ناحیه المان مرزی ویژه (h_x) باید:

شکل ۹۰ . ضوابط مربوط به خاموت گذاری المان مرزی ویژه

- هریک از میلگردهای طولی گوشه و سایر میلگردهای طولی ناحیه المان مرزی ویژه به صورت یک در میان باید دارای تکیه گاه جانبی در گوشه یک تنگ باشند، زاویه داخلی خم ها نباید از ۱۳۵ درجه تجاوز کند. فاصله آزاد میلگردهای فاقد تکیه گاه جانبی و دارای تکیه گاه جانبی، نباید از ۱۵۰ میلی متر تجاوز کند.

-فاصله بین تنگ‌ها نباید از (الف) دو سوم کمترین بعد المان مرزی ویژه؛ (ب) شش برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی المان مرزی ویژه و (ج) s_o تجاوز کند:

$$100\ mm \le s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \le 150\ mm$$



شکل ۹۱ . محاسبه h_x و A_{sh} المان مرزی ویژه (در مورد المان مرزی ویژه محاسبه A_{sh} در راستای دیوار انجام شود)

- حداکثر فاصله عمودی بین خاموتهای المان مرزی ویژه مطابق جدول زیر می‌باشد:

رده میلگردهای خمشی اصلی	میلگردگذاری عرضی مورد نیاز	حداکثر فاصله عمودی میلگردهای عرضی	
420	مقدار بزرگتر l_w , $\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار	مقدار کوچکتر	$6d_b$
			150 mm
	سایر	مقدار کوچکتر	$8d_b$
			200 mm
550	مقدار بزرگتر l_w , $\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار	مقدار کوچکتر	$5d_b$
			150 mm
	سایر	مقدار کوچکتر	$6d_b$
			150 mm
690	مقدار بزرگتر l_w , $\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار	مقدار کوچکتر	$4d_b$
			150 mm
	سایر	مقدار کوچکتر	$6d_b$
			150 mm

-حداکثر فاصله بین میلگردهای طولی دارای تکیه گاه جانبی در ناحیه المان مرزی ویژه (h_x) باید:

$$h_x \leq \text{مقدار کوچکتر } (\frac{2b}{3} , 300\ mm)$$

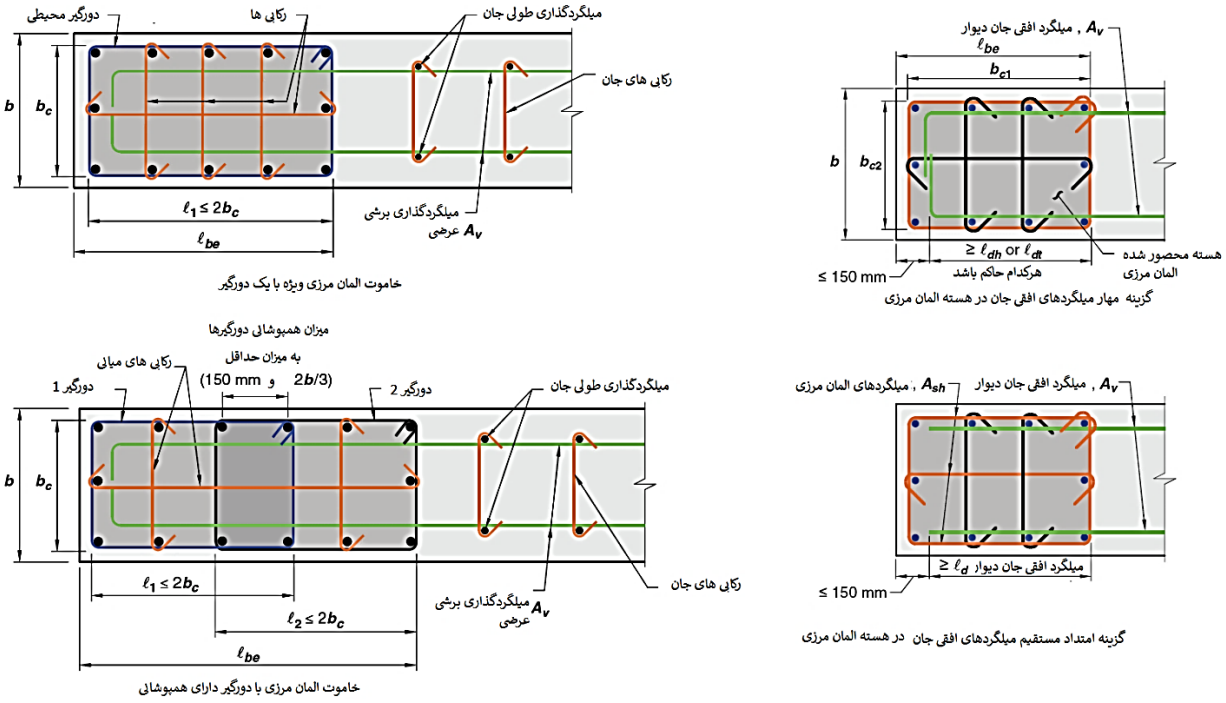
که b عرض (ضخامت) المان مرزی می باشد.

-طول هر ضلع دورگیر نباید از دوبرابر عرض المان مرزی ویژه بدون احتساب پوشش بتنی، بیشتر باشد، در غیر اینصورت باید از دورگیر همپوشانی شونده با دورگیر دیگر استفاده شود که در اینصورت میزان همپوشانی دو دورگیر نباید از ۱۵۰ میلی متر یا $\frac{2b}{3}$ بیشتر در نظر گرفته شود.

- حداقل میزان آرماتورگذاری به صورت خاموت یا تنگ در ناحیه المان مرزی ویژه مطابق جدول زیر می باشد:

	عبارت قابل استفاده		میلگردگذاری عرضی
(a)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	مقدار بزرگتر	برای دورگیر مستطیل شکل A_{sh}/sb_c
(b)	$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$		

که b_c عرض المان مرزی ویژه بدون احتساب پوشش بتنی می باشد. s نیز فاصله عمودی بین خاموت ها، و A_{sh} مجموع مساحت ساق خاموت ها المان مرزی ویژه در راستای دیوار می باشد. A_{ch} حاصلضرب $b_c \times l_{be}$ می باشد و A_g نیز حاصلضرب $b \times l_{be}$ است.



شکل ۹۲. خلاصه ضوابط دورگیرها و مهار میلگرد افقی جان در هسته المان مرزی

- میلگردهای طولی المان مرزی باید به اندازه l_d مربوط به بزرگترین میلگرد طولی، داخل فونداسیون ادامه داده شوند. خاموت های المان مرزی نیز حداقل به اندازه ۳۰۰ میلی متر داخل فونداسیون ادامه می یابند.

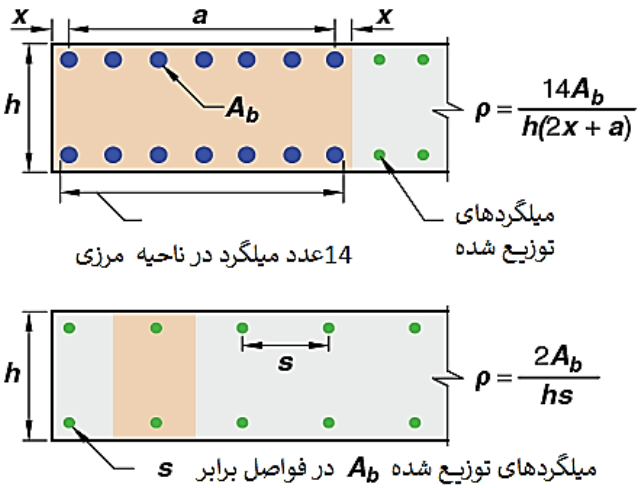
-میلگردهای افقی جان دیوار باید حداکثر تا ۱۵۰ میلیمتری انتهای دیوار ادامه یابند. این میلگردهای برای انتقال f_y در هسته المان مرزی بوسیله قلاب استاندارد مهار می شوند. در صورتی که المان مرزی دارای طول کافی باشد و $A_s f_y/s$ میلگردهای افقی جان از $A_s f_{yt}/s$ المان مرزی بیشتری نباشد با رعایت فاصله ۱۵۰ میلیمتری انتهای دیوار می توان میلگردهای افقی جان را بدون قلاب انتهایی قطع کرد.

- در مورد نواحی که مطابق محاسبات به المان مرزی نیازی نیست، در صورتی که برش داخل صفحه دیوار سازه ای، برابر یا بیشتر از $0.083\sqrt{f'_c}A_{cv}$ باشد، باید میلگردهای افقی جان باید میلگردهای عمودی لبه دیوار را در بر بگیرند؛ برای این منظور می توان از میلگردهای U شکل هم مساحت و هم فاصله با میلگردهای افقی جان نیز استفاده کرد (معمولا صرفنظر از برش رعایت می شود).

- در صورتی که نسبت میلگردهای عمودی لبه ای دیوار از $2.8/f_y$ بیشتر باشد، باید در طولی حداقل برابر با مقدار بزرگتر $c/2$,$c-0.1l_w$ خاموت گذاری شوند. حداکثر فاصله عمودی بین این خاموت ها مطابق جدول زیر می باشد:

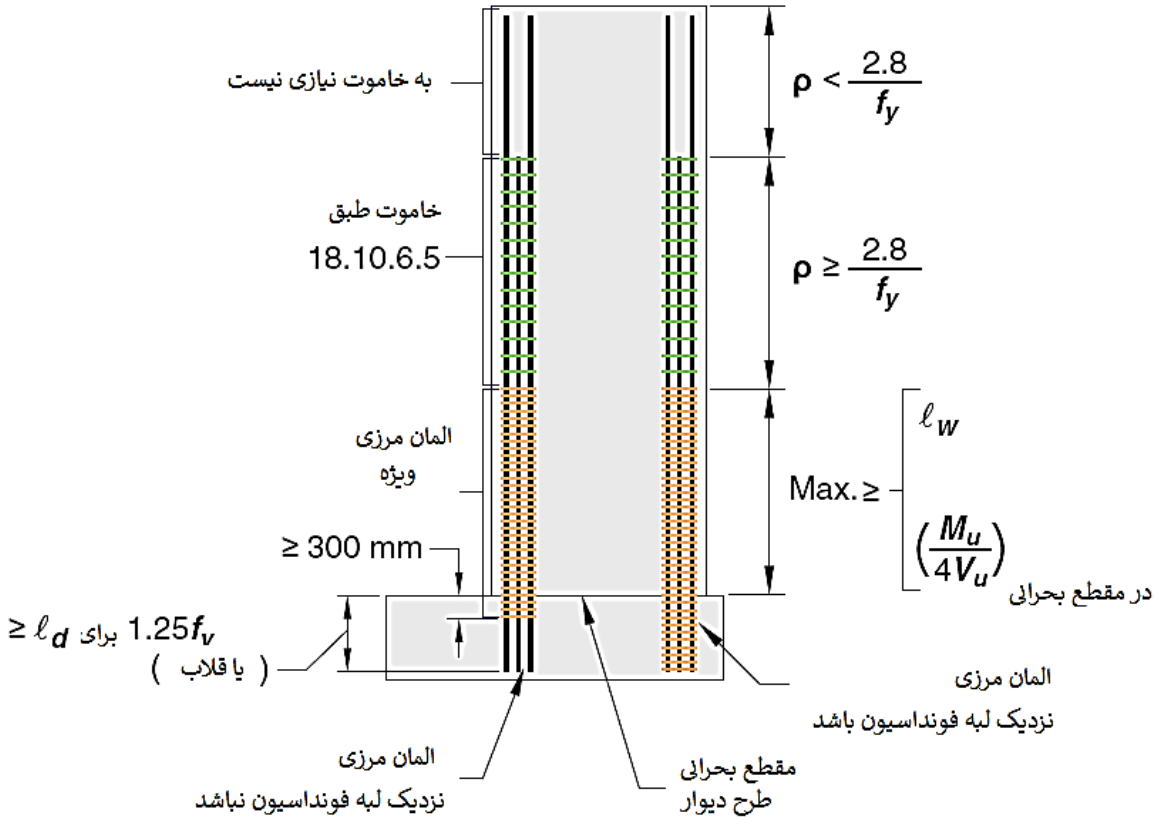
رده میلگردهای خمشی اصلی	میلگردگذاری عرضی مورد نیاز	حداکثر فاصله عمودی میلگردهای عرضی	
420	مقدار بزرگتر l_w ,$\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار	مقدار کوچکتر	$6d_b$
			150 mm
	سایر	مقدار کوچکتر	$8d_b$
			200 mm
550	مقدار بزرگتر l_w ,$\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار	مقدار کوچکتر	$5d_b$
			150 mm
	سایر	مقدار کوچکتر	$6d_b$
			150 mm
690	مقدار بزرگتر l_w ,$\frac{M_u}{4V_u}$ نسبت به پای دیوار	مقدار کوچکتر	$4d_b$
			150 mm
	سایر	مقدار کوچکتر	$6d_b$
			150 mm

این خاموت ها باید، از نوع دورپیچ‌های مستطیل شکل تک یا همپوشانی شده باشد. استفاده از رکابی نیز مجاز می‌باشد. خم دورگیرها یا رکابی‌ها باید میلگردهای محیطی در طول ناحیه مرزی را دربر بگیرد. حداقل قطر خاموتها میلگردهای نمره ۳۲ یا کمتر، ۱۰ میلی متر و بیش از آن ۱۲ میلی متر باشد. جهت خم انتهایی تنگها در محیط مقطع ناحیه مرزی و در ارتفاع دیوار به صورت متناوب جابجا شوند. فاصله بین میلگردهای طولی دارای تکیه گاه جانبی در این ناحیه نباید از ۳۵۰ میلی متر تجاوز کند. برای محاسبه نسبت میلگردهای طولی ناحیه مرزی می توان از شکل R18.10.6.5 آیین نامه aci به عنوان راهنما استفاده کرد.



شکل ۹۳ . محاسبه نسبت میلگرد برای ناحیه مرزی دیوار وقتی به المان مرزی ویژه نیازی نباشد.

در شکل R18.10.6.4c آیین نامه aci خلاصه ای نواحی خاموت گذاری المان مرزی ویژه و بیرون آن آمده است.



شکل ۹۴ .جزییات توزیع خاموت گذاری المان مرزی ویژه و لبه دیوار در ارتفاع دیوار سازه ای

بخش دوم

کاربرد نرم افزار

فصل دوم. نگاهی به مدلسازی در نرم افزارهای ETABS و SAFE

۱. دال وافل در انواع قابهای خمشی (تیر–دال)

در این فصل، توضیحات ضروری درباره مواردی که به هنگام استفاده از نرم‌افزارهای ETABS یا SAFE برای مدلسازی، تحلیل و طراحی دالهای وافل در اصطلاحا سیستم‌های دال-تیر کاربرد دارد بیان شده است. فرض شده است که خواننده این کتاب با مدلسازی سازه‌های بتنی ساختمانی معمول (به طور مشخص سازه‌های قاب خمشی یا دوگانه با سقف تیرچه بلوک) آشناست، لذا از تکرار این موارد خودداری شده است.

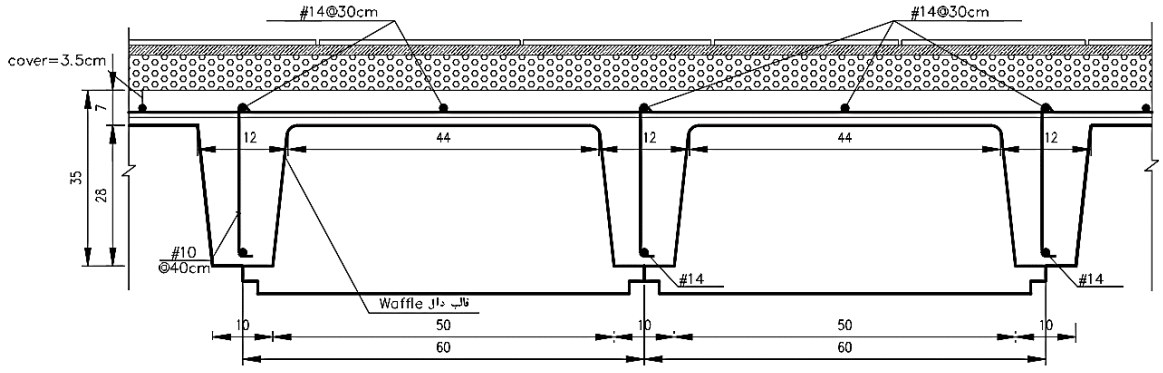
در جدول ۱ خلاصه‌ای از کنترل‌های مورد نیاز برای طراحی یک سازه دال – تیر که در آن از قاب خمشی (متوسط، ویژه یا دوگانه) به عنوان سیستم باربر لرزه‌ای استفاده شده است، بیان شده است.

قبل از پرداختن به جزییات موارد فوق، لازم است عناوین زیر را مورد بررسی قرار دهیم:

- انتخاب، تعریف و چیدمان قالب‌های وافل و ترسیم با استفاده از اتوکد
- انتخاب حداقل ضخامت تیرها برای اطمینان از انتقال یک‌جهته برش

۱-۱. مشخصات بلوک وافل مورد استفاده و چیدمان اولیه.

از میان قالبهایی که در دسترس طراح وجود دارد، قالبی که منجر به کمترین مصرف بتن (کمترین وزن)، مناسب‌ترین خیز و دارای کفایت برشی در ناپیوستگی‌ها باشد، انتخابی مناسب به شمار می‌رود. نمونه‌ای از برش سقف و در نتیجه قالب مورد استفاده مشابه شکل ۱ می‌باشد:



- شکل ۱. برش سقف و مشخصات قالب وافل مورد استفاده

جدول ۱. خلاصه ای از کنترلهای مورد نیاز در یک سیستم قاب خمشی یا دوگانه دارای دال-تیر

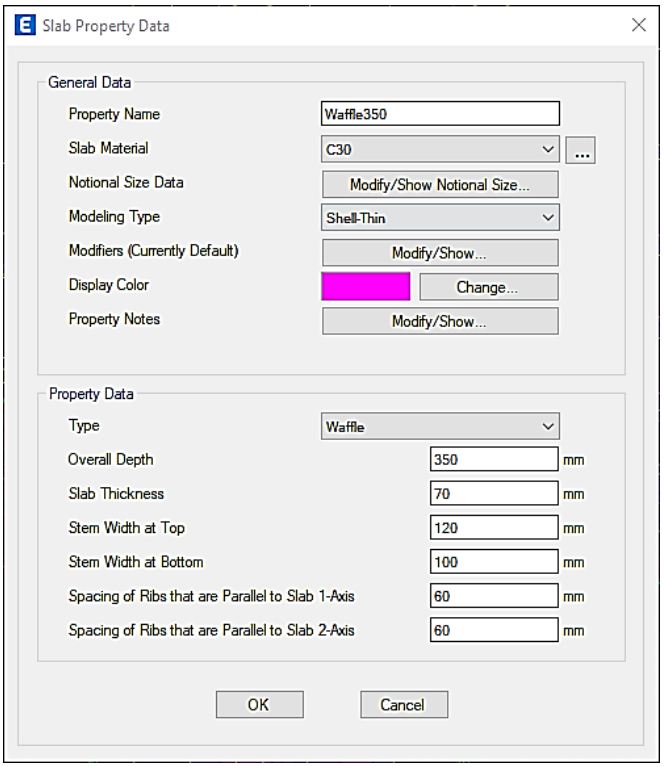
بارگذاری: ثقلی + لرزه‌ای			
عنوان	نرم افزار	توضیحات	نامگذاری برای مراجعه
کنترل سیستم باربر لرزه‌ای	ETABS	- با کاهش سختی خمشی دال از مشارکت آن در سیستم باربر لرزه‌ای صرفنظر می‌شود. - اثر نواحی توپر مجاور تیر در سختی خمشی تیرها در بررسی برش چشمه اتصال مدنظر قرار گیرد. - در صورت استفاده از سیستم دوگانه، کنترل‌های ۲۵ درصد، و ۵۰ درصد در همین مرحله انجام می‌شود - وضعیت پیچش و ضریب نامعینی در همین مرحله ارزیابی می شود. - دریفت سازه در این مرحله ارزیابی می‌شود - برش چشمه اتصال در تمام شکل‌پذیری‌ها و سایر کنترلهای مربوط به قاب خمشی ویژه در این مرحله ارزیابی می شود.	LRFS LRFS_JS LRFS_Drift
طرح میلگرد پیچشی تیرها	ETABS	- روی فایل تکمیل شده کنترل سیستم باربر لرزه‌ای، سختی خمشی دالها به صورت واقعی (برابر ۰.۲۵) تعریف می‌شود	LRFS_Btor
کنترل برش دوطرفه در اتصالات	ETABS	- روی فایل تکمیل شده کنترل سیستم باربر لرزه‌ای، سختی خمشی دالها به صورت واقعی تعریف می‌شود - در صورتی که سختی نسبی دال به تیر ۱ یا بیشتر باشد می‌توان از این مرحله صرفنظر کرد.	LRFS_PS
کنترل برش یکطرفه و تعیین / کنترل نواحی توپر مجاور تیرها	ETABS	- روی فایل تکمیل شده کنترل سیستم باربر لرزه‌ای، سختی خمشی دالها به صورت واقعی (برابر ۰.۲۵) تعریف می‌شود	LRFS_OS
بارگذاری: ثقلی			
عنوان	نرم افزار	توضیحات	نامگذاری برای مراجعه
بررسی اولیه کفایت قالب مورد استفاده	ETABS یا SAFE	- کفایت قالب مورد استفاده با بررسی ضخامت سقف برای پاسخگویی خیز (عمدتا) و ارتعاش بررسی می‌شود. - سختی خمشی دالها در تحلیل ترک خوردگی در محاسبه خیز ۱ منظور می شود. در مورد ارتعاش به توضیحات مربوطه مراجعه شود.	Def Vib
طراحی میلگرد طولی تیرچه ها	ETABS یا SAFE	- سختی خمشی دالها به صورت واقعی تعریف می‌شود.	Slab_DES
طراحی برشی تیرچه‌ها	ETABS یا SAFE	- سختی خمشی دالها به صورت واقعی تعریف می‌شود	Slab_DES
کنترل نهایی خیز و ارتعاش		- سختی خمشی دالها در تحلیل ترک خوردگی در محاسبه خیز ۱ منظور می شود. در مورد ارتعاش به توضیحات مربوطه مراجعه شود.	Def Vib

تناسبات قالب مورد استفاده باید الزامات بند ۹-۱۰-۸ مبحث نهم مقررات ملی را تامین نماید. مطابق خواسته‌های این بند: ضخامت دال روی قالب باید برابر مقدار بزرگتر یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌های (۹-۱۰-۸-۲) یا ۵۰ میلی‌متر باشد، که

در شکل ۱، با توجه به ضخامت ۷۰ میلی‌متری دال رویه این محدودیت تامین شده است. علاوه بر این، حداقل عرض پاشنه تیرچه در کل ارتفاع مقطع نباید از ۱۰۰ میلی‌متر کمتر باشد و ارتفاع کل تیرچه نیز از ۳.۵ برابر حداقل عرض پاشنه بیشتر نشود. در نهایت لازم است حداکثر فاصله آزاد بین تیرچه حداکثر ۷۵۰ میلی‌متر باشد.

علاوه بر اینکه در پاشنه هر تیرچه باید یک میلگرد سراسری پیوسته که در تیر تکیه‌گاهی مهار می‌شود وجود داشته باشد، سایر میلگردهای عبوری از دال رویه و عمود بر آن نیز حداقل مربوط به افت و حرارت را تامین نماید (۹-۱۰-۸-۱-۷). حداقل میلگرد پاشنه براساس ضوابط حداقل میلگردهای طولی تیر بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ (در اینجا تیر T شکل) انتخاب می‌شود. سایر میلگردهای تقویتی و برشی مورد نیاز براساس محاسبات نهایی و سایر ملاحظاتی که بیان خواهد شد به این مقادیر ثابت اضافه می‌گردد.

شکل ۲. تعریف دال شکل ۱ را در برنامه ETABS نشان می‌دهد. نوع مدلسازی از نوع shell انتخاب شده است. سایر پارامترها مطابق برش قالب مورد استفاده وارد می‌شود.



شکل ۲. تعریف دال وافل در برنامه ETABS

چیدمات اولیه قالب‌های وافل براساس قواعد زیر انجام می‌شود:

۱.توصیه شده است به فاصله d از بر تیرها دال توپر اجرا می‌شود. d عمق موثر تیر تکیه‌گاهی است. رعایت این مورد در دهانه‌های بلندتر که به حداکثر دهانه قابل پوشش برای یک قالب خاص نزدیک می‌شویم مناسب است. در هر حال می‌توان با ارزیابی میزان برش یکطرفه این میزان را کنترل کرد. هرچند باید توجه داشت دقت محاسبات نرم افزارهای اجزا محدود در نزدیکی ناپیوستگی‌ها کاهش می‌یابد. توجه شود که در صورت تعریف ناحیه توپر در مجاور تیر برش یکطرفه باید در فاصله d از این ناپیوستگی نیز کنترل شود.

۲. در فاصله بعد از بند ۱ و در هر پانل چیدمان قالب‌ها با در نظر گرفتن ملاحظات اجرایی از قبیل هم راستا بودن و در نظر گرفتن انحنای تکیه‌گاهی انجام می‌شود

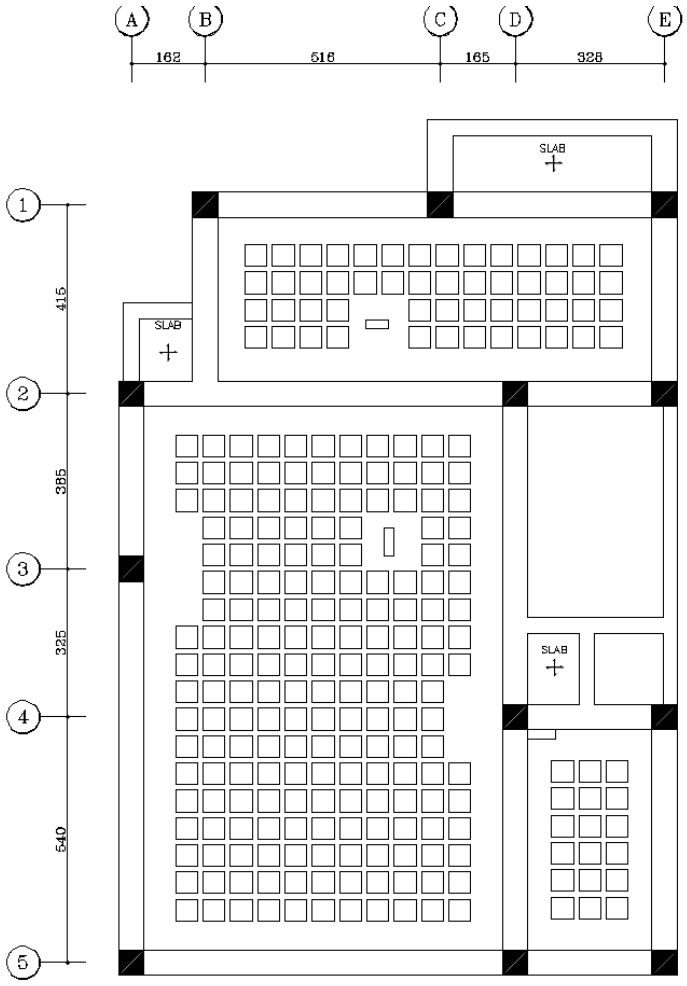
۳. اطراف داکت‌های تاسیساتی که اجرای آنها مستلزم قطع آرماتورهاست حتی الامکان دال توپر ترسیم می‌شود

۴. بهتر اطراف ستونها و در راستای فاقد تیر نیز برای جلوگیری از پانچ یا پارگی محتمل تا 4h دال توپر ترسیم شود. این بند را می‌توان در محاسبات نهایی کنترل کرد لیکن اجرای آن توصیه می‌شود. h بسته به نظر طراح می‌تواند ضخامت دال توپر یا دال تخت معادل وافل باشد. بند ۹-۲۰-۱۰-۴ مبحث نهم مقررات ملی در این مهم ملاحظه نمایید.

۵. هرجا که میزان برش یکطرفه از میزان قابل تحمل دال وافل بیشتر باشد باید دال توپر منظور شود.

۶. حتی‌الامکان از قرار دادن بلوک نیمه در چیدمان ها خودداری شود مگر آنکه با هماهنگی مجری از وجود آن اطمینان پیدا کنید.

۷. دالهای کم مساحت و پیش آمدگی‌های معمولی را می‌توان از دال توپر با ضخامت مناسب در نظر گرفت (شکل ۳)



شکل ۳. چیدمان بلوک‌ها و نواحی توپر

برای ترسیم دقیق هندسه دال‌های وافل مطابق توضیحات فوق، بهتر است از قابلیت ارتباط برنامه ETABS با اتوکد استفاده کرد (این روند خصوصا در چیدمانهای پیچیده تر مفید است). به این منظور پس از ترسیم دقیق هندسه دال وافل، قسمت

توپر، تیرها و ستون‌ها در برنامه اتوکد (مشابه شکل ۳)، از روش زیر برای وارد کردن این هندسه ترسیم شده در اتوکد به برنامه ETABS استفاده می‌کنیم:

۱. در صورتی که در فایل الگوی ETABS مورد استفاده، تعاریف خطوط راهنما gridline ها انجام شده است تمامی آنها را حذف نمایید. علاوه بر این ترسیمات گذشته احتمالی موجود در فایل الگوی خود را نیز حذف کنید. تعداد طبقات، ارتفاع و سایر تنظیمات مرتبط با آن را انجام دهید. برای حذف خطوط راهنما روی پنجره ترسیمات کلیک راست کرده، پس از انتخاب add/Modify grid... و انتخاب نام سیستم خطوط راهنما از پنجره مربوطه، خطوط هر دو جهت را حذف کنید.

۲. در برنامه اتوکد، پلان تیریزی پیشنهادی معمار یا غیر آن را که بلوکهای وافل و قسمت های توپر آن مطابق قواعد ذکر شده ترسیم شده است را انتخاب و به صفحه جدیدی منتقل کنید

۳. یک لایه جدید تعریف کنید این لایه برای ترسیم دالها مورد استفاده قرار می دهیم.

۴. لایه بند ۳ را انتخاب کنید.

۵. با استفاده از دستور Rectangle دالهای منظم مربع یا مستطیل و Polyline برای دالهای نامنظم یا چندضلعی استفاده کنید. دالهای محدوده وافل و محدوده توپر را جداگانه ترسیم کنید.

۶. یک خط دلخواه که مبدا آن را 0,0 وارد می کنید و انتهای آن دلخواه است با استفاده از دستور Line ترسیم کنید سپس با استفاده از دستور move یکی از ستونها را به عنوان مبدا مختصات انتخاب به ابتدای خط مذکور منتقل کنید. خط ترسیم شده را حذف کنید.

۷. ترسیمات انجام شده را به نام دلخواه و به فرمت Autocad 2013 dxf (در صفحه Save as انتخاب می‌کنید) در محل مورد نظر ذخیره کنید. فایل اتوکد را ببندید.

۸. در برنامه ETABS ترتیب File > Import > DXF of Floor Plan را انتخاب کنید.

۹. پس از انتخاب فایل ذخیره شده در بند ۷، طبقه مورد نظر را انتخاب کنید. پس از کنترل واحدهای ترسیم و انطباق آن بر فایل اتوکد، لایه بند ۳ مربوط به ترسیمات دال را از قسمت Area انتخاب و Ok کنید.

۱۰. پس از وارد کردن هندسه دال سایر ترسیمات را تکمیل کنید و نوع المانهای اولیه را اختصاص دهید.

۱۱. با انتخاب ستونهای مورد نظر در راستای X و Y به صورت جداگانه خطوط راهنما را با انجام ترتیب Edit > Add Gridline at selected point... اضافه نمایید و سپس در صورت نیاز روی پنجره ترسیمات کلیک راست کرده، پس از انتخاب add/Modify grid... آنها را ویرایش نمایید.

دقت کنید که در صورت تغییر ابعاد نواحی توپر باید ویرایشهای لازم در ادامه انجام شود.

۱-۲. حداقل ضخامت تیرها براساس اطمینان از انتقال برش به صورت یک‌جهته.

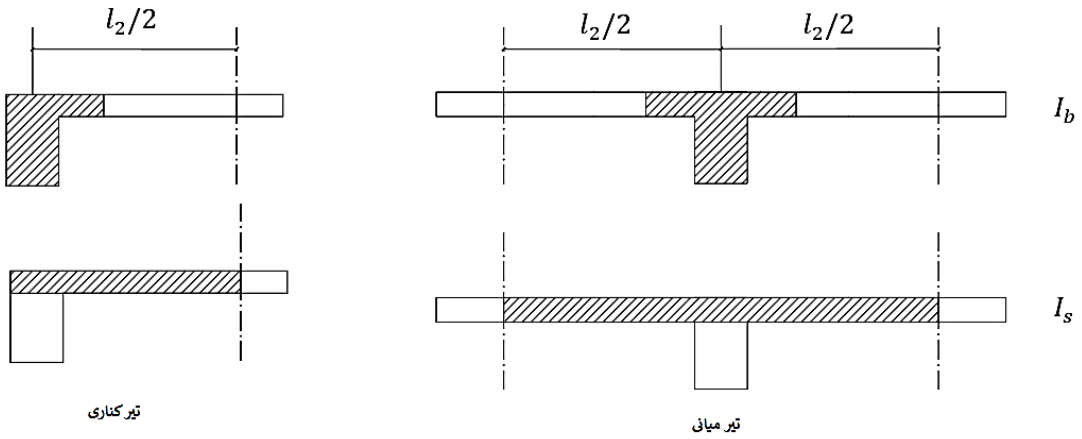
همانطور که در فصل اول بیان شد، یکی از معیارهای ضخامت تیر، اطمینان از رفتار برشی یکطرفه آن در حضور دال وافل است. ضخامت تیر به نحوی انتخاب می‌شود که برش به ستون تکیه‌گاهی از طریق رفتار تیری منتقل شود. به این منظور باید:

$$\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \geq 1$$

که

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

و

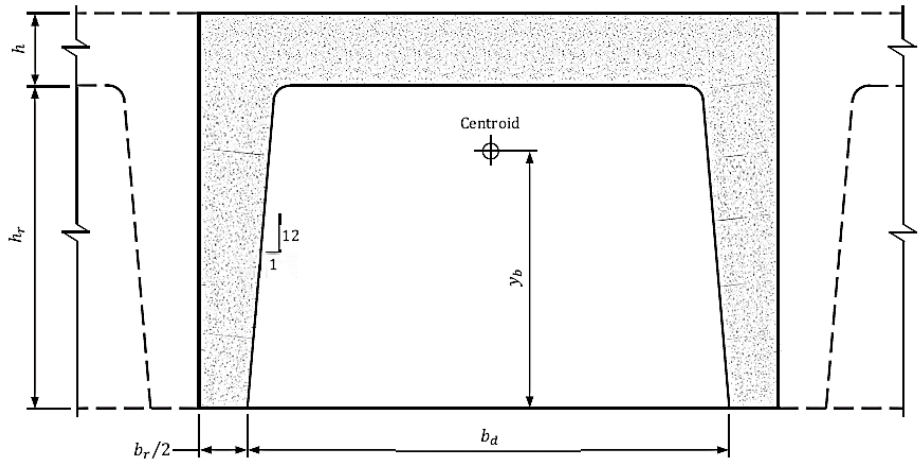


شکل ۴. مقاطع تیر و دال برای محاسبه α_f

l_1 راستایی از پانل که محاسبات خمشی برای آن انجام می شود و l_2 راستای عمود بر آن است[۴۰].

محاسبه I_s براساس ضخامت دال وافل معادل شده با دال تخت محاسبه می‌شود. برای محاسبه ضخامت معادل، به محاسبه I_g نیاز است که I_g ممان اینرسی مقطع وافل حول مرکز سطح آن است. b_r ضخامت پاشنه و b_d فاصله آزاد بین پاشنه‌هاست (شکل ۵)

[40] در در مورد پانل‌های نامنظم قدری مسئله پیچیده می‌شود. در غیاب یک روش مدون برای این حالات می‌توان به صورت تقریبی از متوسط ابعاد برای مشابه سازی با یک پانل مربع مستطیل استفاده کرد.



شکل ۵. مقاطع وافل برای محاسبه I_g

روابط تحلیلی مورد نیاز برای محاسبه Ig در جدول ۲ آمده است:

جدول ۲. روابط مورد نیاز برای محاسبه I_g براساس پارامترهای شکل ۵

y_b	I_g
$\frac{\frac{b_r(h_r+h)^2}{2}+\frac{h_r^3}{18}+b_d h\left(h_r+\frac{h}{2}\right)}{b_r(h_r+h)+\frac{h_r^2}{12}+b_d h}$	$\frac{b_d h^3}{12}+b_d h\left(h_r+\frac{h}{2}-y_b\right)^2+\frac{b_r(h_r+h)^3}{12}+b_r(h_r+h)\left(y_b-\frac{h_r+h}{2}\right)^2+\frac{h_r^4}{216}+\frac{h_r^2}{12}\left(\frac{2h_r}{3}-y_b\right)^2$

برای محاسبه I_g مستقیما می‌توان از برنامه اتوکد و دو دستور region و massprop هم استفاده کرد. پس از محاسبه I_g، t_e از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$t_e = \left(\frac{12I_g}{b_r + b_d}\right)^{1/3}$$

بنابراین:

$$I_s = (\frac{1}{12})(l_2/2){t_e}^3$$

توجه نمایید که رابطه فوق برای تیر کناری است و برای تیر میانی عبارت $l_2/2$ با l_2 جایگزین می‌شود.

در صورتی که از مشارکت بال در محاسبه I_b صرفنظر نماییم، به رابطه زیر برای محاسبه ضخامت مناسب برای اطمینان از رفتار برشی یکطرفه تیر می‌رسیم:

$$h_r = \left(\frac{12}{b}\frac{l_1}{l_2}I_s\right)^{1/3}$$

برای مقطع وافل این مثال و با استفاده از برنامه اتوکد به شرح زیر محاسبات لازم را انجام می‌دهیم:

الف. با توجه شکل ۵، قسمت سایه زده شده از مقطع وافل را در نرم افزار اتوکد ترسیم می کنیم (به شکل یه چند ضلعی بسته)

ب. کل شکل را انتخاب می‌کنیم.

ج. دستور ***Region*** را تایپ می‌کنیم. تمام شکل ترسیم شده را انتخاب و کلید ***Enter*** را می‌زنیم.

د. دستور ***massprop*** را تایپ می‌کنیم، روی یکی از اضلاع شکل ترسیم شده کلیک می‌کنیم.

ه. کلیک راست کرده، مقدار ***I*** محور اصلی را برداشت می‌کنیم[۴۱]. (نمونه خروجی زیر را ببینید)

```
1 Region created.
Command: MASSPROP
Select objects: 1 found
Select objects:
 ----------------   REGIONS   ----------------
Area:                    724.9200
Perimeter:               243.2125
Bounding box:          X: 15.9623  --  75.9623
                       Y: 6.4196  --  41.4188
Centroid:              X: 45.9371
                       Y: 30.7702
Moments of inertia:    X: 758655.1260
                       Y: 1881722.7262
Product of inertia:   XY: -1025751.4254
Radii of gyration:     X: 32.3502
                       Y: 50.9487
Principal moments and X-Y directions about centroid:
                       I: 72292.2297 along [1.0000 0.0039]
                       J: 351986.4172 along [-0.0039 1.0000]
```

به عنوان مثال برای یک دال وافل فرضی:

$$t_e = \left(\frac{12I_g}{b_r + b_d}\right)^{1/3} = \left(\frac{12 \times 72292.23}{5 + 50}\right)^{1/3} = 23\ cm$$

[41] این مقدار اندکی کمتر از Ix افقی است. برای مقدار دقیق می‌توانید با دستور UCS مرکز جهانی را به مرکز سطح منتقل کنید، البته برای اهداف طراحی به این میزان دقت نیازی نیست و خروجی اصلی کافی است.

$$I_s = \left(\frac{1}{12}\right)\left(\frac{l_2}{2}\right){t_e}^3 = \left(\frac{1}{12}\right)\left(\frac{843}{2}\right)(23)^3 = 427366\ cm^4 \rightarrow h_r = \left(\frac{12}{b}\frac{l_1}{l_2}I_s\right)^{1/3}$$
$$= \left(\frac{12}{55}.\frac{865}{843}.427366\right)^{1/3} = 45\ cm$$

بنابراین برای این دهانه و قالب وافل این مثال، حداقل ضخامت لازم برای رفتار برشی یکطرفه، ۴۵ سانتی‌متر می‌باشد. لازم است سایر مسائل موثر برای ضخامت تیر (خیز و کفایت فایل سیستم لرزه‌ای) در ادامه بررسی شود.

۱-۳. مروری بر مراحل کلی مدلسازی یک سیستم سازه‌ای مبتنی بر قاب خمشی

شروع مدلسازی عمدتا با ایجاد یک فایل الگو آغاز می‌شود. سایر فایل‌های مورد نیاز بعدها با استفاده از این فایل الگو تهیه می‌شود. می‌توان به جای ایجاد از ابتدای یک فایل الگو از فایل‌های آماده موجود استفاده کرد[۴۲]. به هرحال تهیه این فایل چندان دشوار نیست و بهتر است توسط خود طراح این فایل تهیه شود. کلیات آماده سازی این فایل به شرح زیر می‌باشد:

۱. ایجاد یک فایل خالی در برنامه *ETABS*

۲. تعریف مشخصات مکانیکی بتن و میلگرد

۳. تعریف مقاطع

۴. تعریف مقاطع دال توپر، و دال وافل

۵. تعریف الگوهای بارگذاری

۶. تعریف تابع طیف ۲۸۰۰

۷. تعریف حالات بارگذاری

۸. تعریف ترکیبات بارگذاری

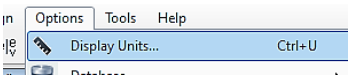
۹. تنظیم *Mass Source*

۱۰. تنظیم پی – دلتا

۱۱. تعریف هندسه سازه، ترسیم هندسه سازه و بارگذاری ثقلی

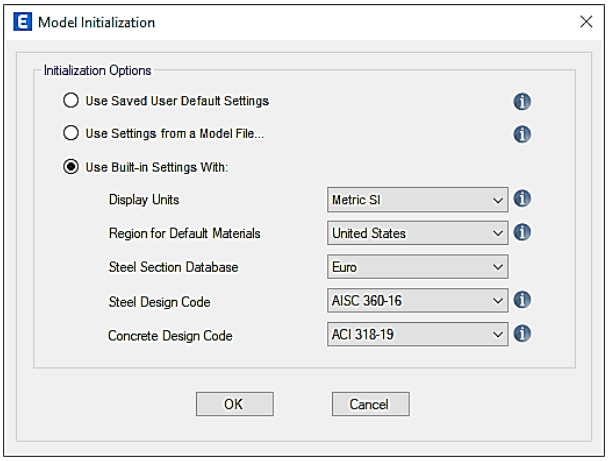
۱۲. تنظیمات مربوط به تحلیل (نواحی صلب، تحلیل مودال، مرکزسختی و دیافراگم)

در ادامه جزییات هر یک مراحل فوق شرح داده شده است.

۱. *ایجاد یک فایل خالی در برنامه* ETABS: عمدتا تنظیمات پیش فرض براساس سیستم *SI* و آیین نامه *ACI 318-19* انتخاب می‌شود (شکل ۶). سپس می‌توان از طریق 

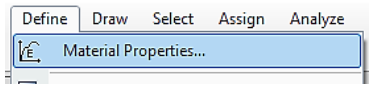
واحدهای موردنظر را برای هریک از آیتم‌ها تغییر داد.

[42] از جمله فایل‌های آماده شده توسط آقای دکتر حسین زاده اصل که در کانال و سایت ایشان در دسترس می‌باشد.



شکل ۶. تنظیمات اولیه فایل الگو

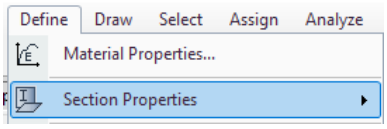
۲. *تعریف مشخصات مکانیکی بتن و میلگرد:* مشخصات مکانیکی بتن و فولاد از فصول سوم و چهارم مبحث نهم به برنامه معرفی می‌شود. علاوه بر این برای مقاومت مشخصه بتن باید ملاحظات دوام بیان شده در پیوست ۱ مبحث نهم نیز مورد توجه قرار گیرد. برنامه به صورت پیش فرض از *4000Psi* برای بتن و *A615Gr60* برای تعریف مشخصات میلگردها استفاده می‌کند. در این مرحله مرحله ضمن ویرایش این اسامی یک دسته میلگرد برای میلگردهای برشی نیز (در صورت نیاز) اضافه می‌شود. برای بتن مقادیر مربوط به ضریب الاستیسیته (*E*)، وزن و جرم مخصوص، ضریب پوآسون، ضریب انتقال حرارتی و مقاومت مشخصه وارد می‌شود. برای فولاد میلگردها نیز، نیز ضریب الاستیسیته، ضریب انتقال حرارتی، مقاومت تسلیم *Fy*و مقاومت نهایی *Fu* بسته به رده میلگرد انتخابی تعریف می‌شود. گزینه‌های مذکور از طریق



شکل ۷. تعریف مصالح

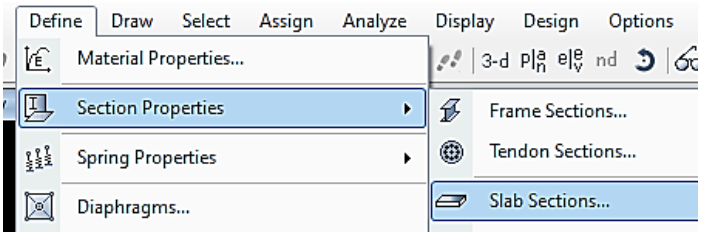
در دردسترس قرار دارند.

۳. *تعریف مقاطع:* مقاطع بتنی مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها تعریف می‌شود. با توجه به اینکه در فایل الگو هنوز وضعیت نهایی مقاطع مشخص نمی‌باشد معمولا تعدادی مقاطع رایج به عنوان نمونه تعریف می‌شود. بعدها و طی پروژه‌های گوناگون به تعداد این مقاطع افزوده خواهد شد که بعد از مدت زمانی کتابخانه کاملی از مقاطع در اختیار طراح قرار خواهد گرفت. در این مرحله و برای نخستین بار معمولا مقاطع خود برنامه حذف شده و طراح تعدادی تیر و ستون بتنی تعریف می‌کند. در تعریف مقاطع، به میزان کاور (توجه به شرایط محیطی بیان شده در پیوست ۱ مبحث نهم علاوه بر جدول ۹-۴-۶ آیین‌نامه ضروری است)، نوع مصالح میلگردها و بتن (با توجه به بند ۲ بیان شده در بالا) توجه شود. نامگذاری مقاطع به نحوی انجام شود که بعد مراجعه به آنها با سهولت انجام پذیرد. مقاطع از طریق



انجام می‌شود.

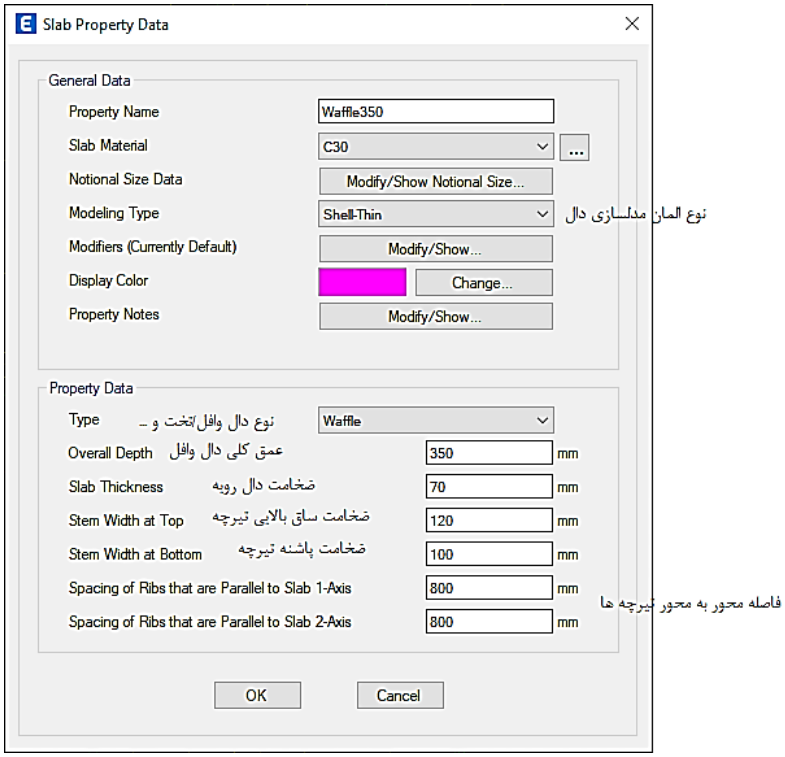
۴. *تعریف مقاطع دال توپر، و دال وافل:* ابعاد نهایی دال وافل باید شرایط بیان شده در بند ۹-۱۰-۸-۱-۱ را تامین نماید در اینصورت ابعاد قالب مورد استفاده مناسب است. در صورتی که این شرایط برقرار نباشد لازم است مطابق بند ۹-۱۰-۸-۱-۸ سیستم به صورت دال-تیر مدلسازی و طراحی شود. برای تعریف مقاطع دال از مسیر:



شکل ۸. تعریف مقاطع دال

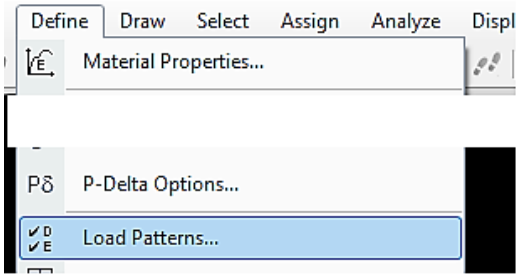
در صفحه تعریف دال، دال وافل و دالهای توپر جداگانه تعریف می‌شود. ضرایب ترک خوردگی در این تعاریف همان مقادیر پیش فرض (واحد) باقی می‌مانند. این ضرایب بعدا بر حسب نوع کنترل در فایل مربوطه اصلاح خواهد شد. نوع المان دال‌های کف *Shell-Thin* و نوع مصالح بتن نیز برحسب آنچه در بند ۲ تعریف شده است، انتخاب می‌شود.

ضخامت دال توپر مجاور تیرها معمولا مشابه ضخامت کلی مقطع وافل می‌باشد تا امکان قالب بندی با سهولت بیشتری فراهم شود. دالهای توپر در ناحیه‌هایی که مساحت کمتری دارند (مثل اطراف چاله آسانسور، یا بعضی از پیش آمدگی‌ها) ممکن است از ضخامت‌های خیلی کمتری اجرا شود (مثلا ۱۵ یا ۲۰ سانتی‌متر). برای این نواحی نیز مقطع دال دیگری تعریف می‌شود.



شکل ۹. تعریف دال وافل

۵. *تعریف الگوهای بارگذاری:* الگوهای بارگذاری (*Load Patterns*) در این قسمت تعریف می‌شود:



شکل ۱۰. چیدمان بلوک‌ها و نواحی توپر

الگوهای معمول بارگذاری در ساده ترین شکل خود مطابق فصل ۷ مبحث نهم و مبحث ششم مقررات ملی به قرار زیر است:

جدول ۳- الگوهای بارگذاری

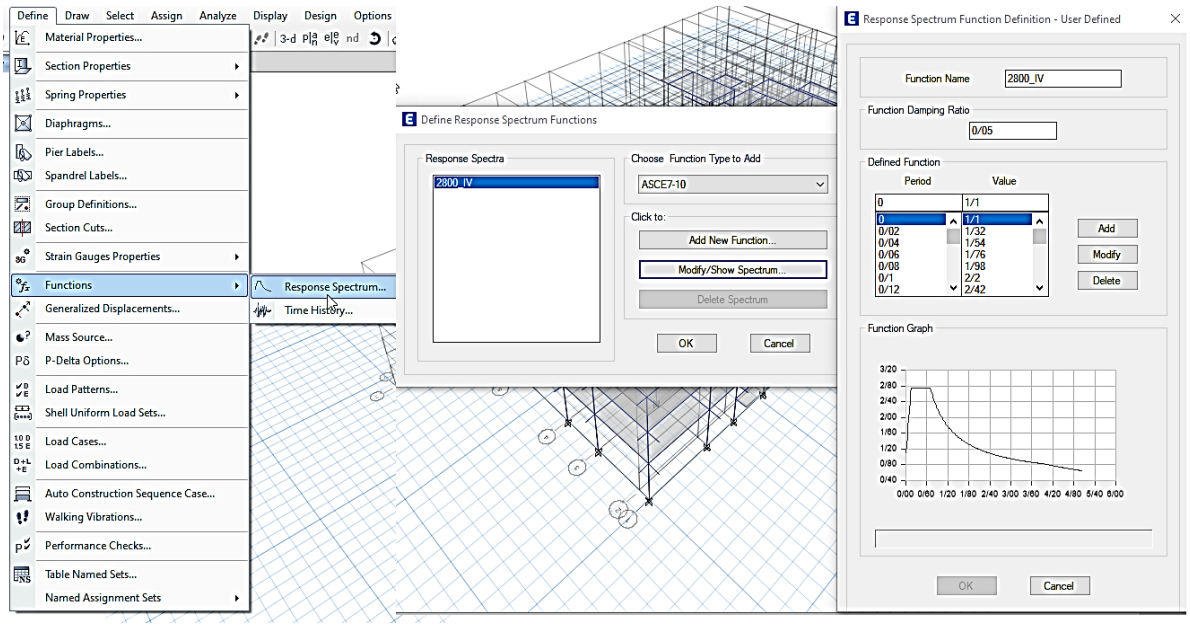
نام الگوی بارگذاری	نام اختصاص داده شده	توضیح
بار مرده اسکلت	*DEAD*	*Self Weight Mulitplier* برابر ۱ وارد شود.
بار مرده نازک کاری و کفسازی	*SDEAD*	-
بار زنده بام	*LIVER*	از نوع *Roof Live* انتخاب شود.
بار زنده کف طبقات و پیش آمدگی‌ها	*LIVEF*	می‌توان از نوع *Reductve Live* انتخاب کرد (در صورت داشتن شرایط مطابق مبحث ششم)
بار زنده راه پله	*LIVES*	-
بار پارتیشن‌ها	*LIVEP*	بار پارتیشن‌ها بسته به مقدار و نوع اعمال زنده یا مرده در نظر گرفته می‌شود. توضیحات لازم در مبحث ششم بیان شده است.
بار زلزله رفت و برگشتی	*Qx,Qy,QXn,QXp,QYn,QYp*	حالتهای مختلف بارهای لرزه‌ای با یا بدون خروج از مرکزیت اتفاقی پوشش داده شده است. نوع بار *Seismic* و *Auto Lateral Load* آن از نوع *User Coeficients* می‌باشد.
بار قائم نیروی زلزله	*Qz*	در مناطقی که بار قائم به تمام سازه اعمال می‌شود باید اثر آن در ترکیب بار و در بار مرده دیده شود.
بار معادل سازی جرم لرزه‌ای	*Mass*	-

ممکن است بسته به نوع سازه به الگوهای بارگذاری دیگری نظیر بار باد (در سازه‌های بلند)، بار فشار خاک (برای دیوارهای حائل طبقات زیر زمین و بارهای حرارتی) نیز نیاز باشد. حسب مورد، توضیحات لازم در مبحث ششم مقررات ملی بیان شده است. بارهای زنده می‌تواند از نوع کاهش یابنده (*Reductive Live*) تعریف شوند. علاوه بر این در صورتی که مقدار بار زنده از میزان تعریف شده در مبحث ششم کمتر باشد می‌توان مقدار آن را ۵۰ درصد کاهش داد که این کار با اعمال ضریب مناسب در *تعریف حالات بارگذاری* انجام می‌شود. برای تعریف بار مرده اسکلت نیز ضریب مربوط به جرم خود اسکلت برابر ۱ فعال می‌شود(*Self Weight Mulitplier*). مقدار ضریب زلزله (*C*) و توزیع زلزله (*k*) در این مرحله مقادیر فرضی بوده که در

ادامه در طراحی فایل سیستم مقاوم لرزه‌ای این مقادیر نهایی خواهند شد. مقادیر خروج از مرکزیت اتفاقی نیز در این مرحله همان ۵ درصد لحاظ می‌شود.

بارهای لرزه‌ای دارای خروج از مرکزیت را می‌توان برای هر راستا با استفاده از قابلیت‌های نرم افزار در صفحه تعریف بار یک‌جا نیز تعریف کرد.

۶. تعریف تابع طیف ۲۸۰۰:

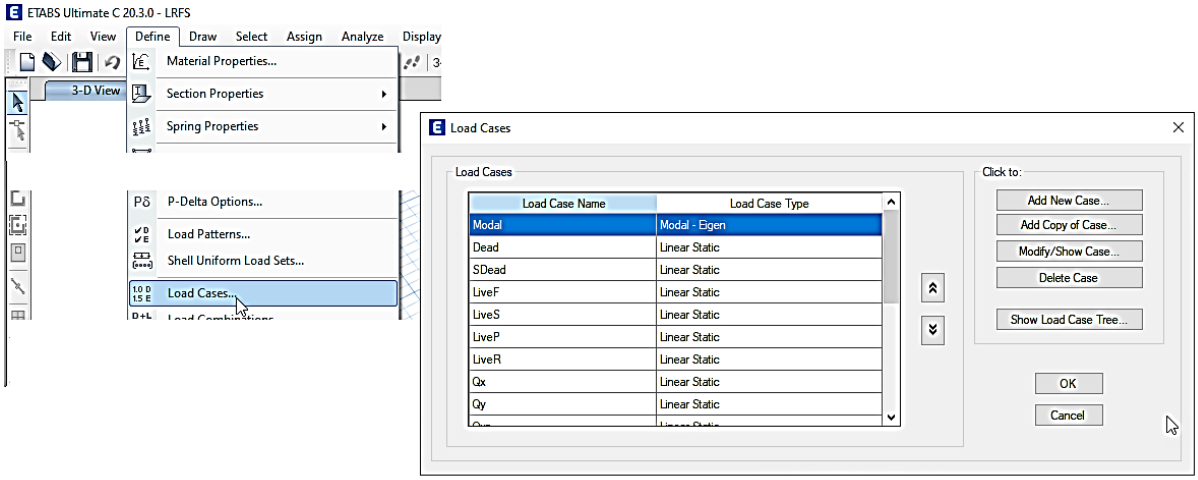


شکل ۱۱. تعریف طیف ۲۸۰۰

تعریف طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ در قسمت *Functions* برای سازه‌هایی که لازم است در آنها تحلیل طیفی (شبه دینامیکی) انجام شود، انجام می‌شود. در ساختمان‌های که ارتفاع آنها از تراز پایه بیش از ۵۰ متر است، ساختمان‌های دارای نامنظمی زیاد و شدید پیچشی پلانی یا نامنظمی ارتفاعی جرمی یا نامنظمی طبقه نرم یا خیلی نرم در ارتفاع انجام تحلیل طیفی (شبه دینامیکی) ضروری است.

پس از انتخاب گزینه *User* از قسمت *Choose Function Type to Add* مقادیر طیفی (*B*) بر حسب پریود (*T*) از بند ۲-۳ آیین نامه ۲۸۰۰ محاسبه و در این قسمت وارد می‌شود. مقادیر وابسته به نوع زمین سایت احداث با توجه گزارش ژئوتکنیک انتخاب می‌شود. در صورت عدم وجود گزارش، با توجه به شرایط بند ۲-۴-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ می‌توان نوع زمین را تیپ *III* در نظر گرفت و پارامترهای مربوطه از جدول ۲-۲ آیین‌نامه استخراج کرد.

۷. تعریف حالات بارگذاری:



شکل ۱۱. چیدمان بلوک‌ها و نواحی توپر

حالات بارگذاری براساس الگوهای بارگذاری تعریف می‌شوند. حالات بارگذاری مشخص کننده نوع تحلیل هریک از الگوهای بارگذاری و پارامترهای مرتبط با آن است. ضمن آنکه امکان تعریف چندین حالت یا ترکیبی از حالت‌ها برای هر الگو از این طریق وجود دارد. امکان تعریف حالات بارگذاری مستقل از الگوهای بارگذاری نیز وجود دارد. ترکیبات بارگذاری براساس حالات بارگذاری تعریف می‌شود.

به طور معمول حالات بارگذاری تحلیل طیفی، مودال و ترک خوردگی مستقل از الگوهای بارگذاری در این قسمت اضافه می‌شود. لزومی ندارد اسامی حالات بارگذاری با الگوهای بارگذاری یکسان باشد[۴۳].

جدول ۴- حالات بارگذاری

نام اختصاص داده شده	نوع
Modal	*Modal-Eigen*
DEAD	*Linear Static*
SDEAD	*Linear Static*
LIVER	*Linear Static*
LIVEF	*Linear Static*
LIVES	*Linear Static*
LIVEP	*Linear Static*
Qx,Qy,QXn,QXp,QYn,QYp	*Linear Static*
Qz	*Linear Static*
Mass	*Linear Static*
SX	*Response Spectrum*
SY	*Response Spectrum*

در قسمت‌های بعد راجع به تنظیم حالات طیفی، همچین حالات مربوط به تحلیل ترک خوردگی در بخش‌های مربوطه توضیحاتی داده می‌شود.

[43] در صورتی که از ETABS برای کنترل خیز استفاده شود، پیشنهاد می‌شود در این مرحله حالات ترک خوردگی مربوطه نیز تعریف شود.

۸. تعریف ترکیبات بارگذاری:

در جدول ۹-۷-۱ مبحث نهم ترکیبات بارگذاری پایه سازه*های بتنی بیان شده است:*

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره‌ی رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
(۹-۷-۱)	D	1) $U = 1.4D$
(۹-۷-۲)	L	2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۳)	L_r or S or R	3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5(1.6W))$
(۹-۷-۴)	W	4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.6W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۵)	E	5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
(۹-۷-۶)	W	6) $U = 0.9D + 1.6W$
(۹-۷-۷)	E	7) $U = 0.9D + 1.0E$

در سازه‌های معمول ساختمانی و با توجه به ضوابط طرح لرزه‌ای این ترکیبات برای:

الف. اثرات متعامد نیروی لرزه‌ای یا همان قاعده ترکیب ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در یک راستا با ۳۰ درصد نیروی زلزله بدون خروج از مرکزیت در راستای دیگر

ب. اثرات پیچش تصادفی

ج. اثرات نامعینی و اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای در صورت نیاز

د. اثرات افزایشی زلزله قائم

ه. سایر بارهای وارده حسب مورد (باد، باران، خاک، هیدرواستاتیک، تغییرات دما و ...)

علاوه بر این ترکیبات بارگذاری مربوط به بهره برداری که نیز مطابق مبحث ششم تعریف می‌شوند:

۱) D

۲) D + L

۳) D + (L$_r$ یا S یا R)

۴) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵(L$_r$ یا S یا R)

۵) D + W

۶) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵W + ۰/۷۵(L$_r$ یا S یا R)

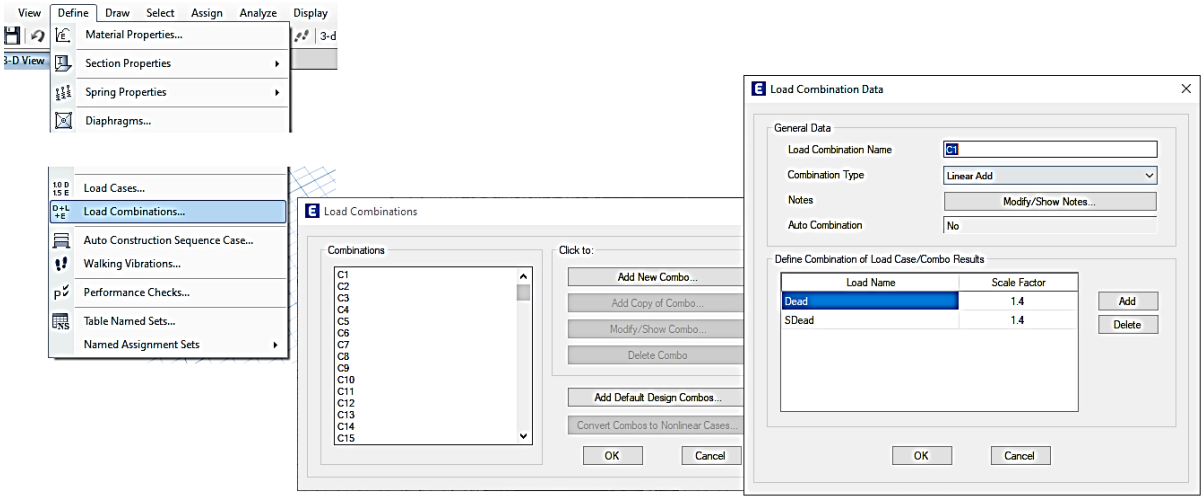
۷) D + ۰/۷E

۸) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵(۰/۷E) + ۰/۷۵S

۹) ۰/۶D + W

۱۰) ۰/۶D + ۰/۷E

علاوه بر موارد فوق ممکن است به منظور تامین مقاصد خاص طراحی (نظیر بررسی ترک خوردگی دیوارهای برشی) ترکیبات بار مربوط به حداکثر تعدادی ترکیب دیگر نیز تعریف شود (اصطلاحا ترکیبات بارگذاری پوش یا *Envelope*)



شکل ۱۲. چیدمان بلوک‌ها و نواحی توپر

در فایل الگوی پیوست تهیه شده سه دسته ترکیب بارگذاری اصلی تعریف شده است:

- ترکیب‌های بارگذاری *C1* تا *C68* مربوط به ترکیبات بارگذاری پایه مبحث نهم برای بارگذاری زلزله به روش استاتیکی معادل

- ترکیبات بارگذاری *SER1* تا *SER12* مربوط به ترکیبات بارگذاری بهره برداری

- ترکیبات بارگذاری *S1* تا *S12* مربوط به ترکیبات بارگذاری پایه مبحث نهم برای بارگذاری لرزه‌ای به روش طیفی

همانطور که ذکر شد در مراحل مختلف تحلیل یا طراحی بنا به نیاز ممکن است ترکیبات بارگذاری دیگری تعریف شود که در جای خود بیان خواهد شد.

۹. *تنظیم* Mass Source:

برنامه *ETABS* از منابع جرمی تنظیم شده در این قسمت برای محاسبه وزن لرزه‌ای استفاده می‌کند. مطابق تعریف آیین نامه ۲۸۰۰ وزن لرزه‌ای:

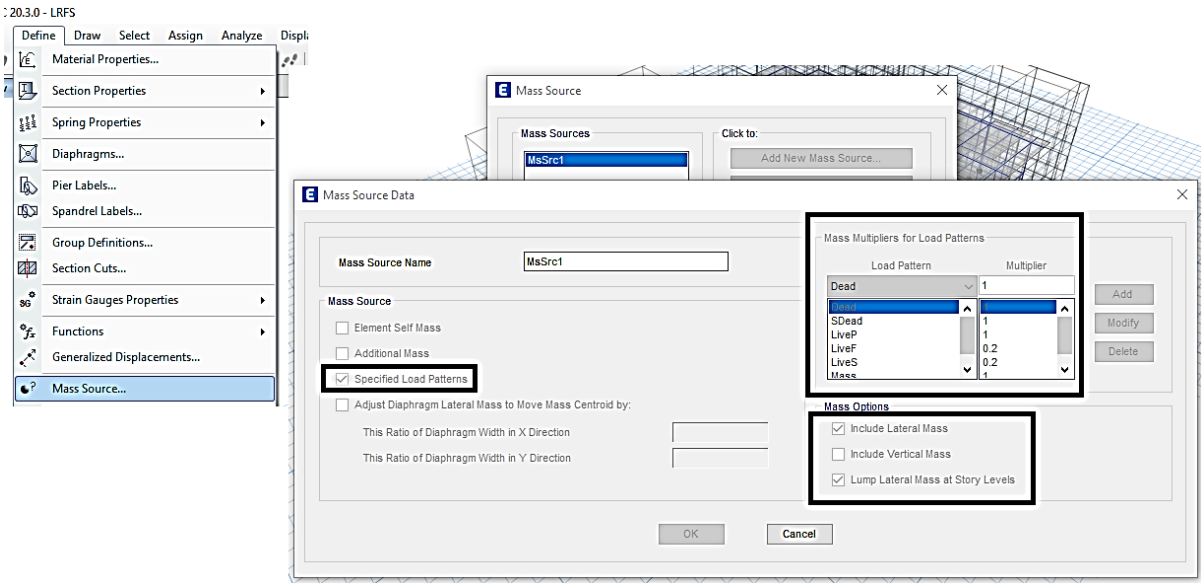
> W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

که جدول ۳-۱:

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

مطابق الگوهای بار تعریف شده در گام ۵ ضرایب مربوطه به شرح زیر تعریف می‌شوند:



شکل ۱۳. چیدمان بلوک‌ها و نواحی توپر

جدول ۵- تعریف ضرایب مربوط به تعریف جرم لرزه‌ای

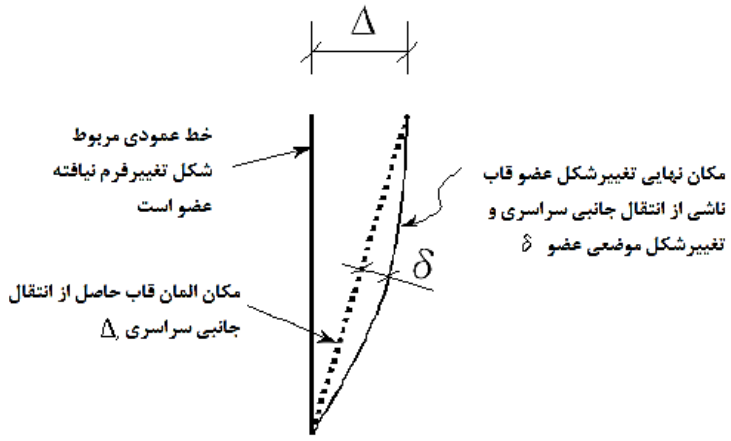
الگوی بار	ضریب بار
Dead	۱
SDead	۱
LiveP	۱
LiveS	۰.۲۰
LiveF	۰.۲۰
Mass	۱

گزینه‌های مورد نیاز که باید در این صفحه فعال شوند در شکل مشخص شده است. توجه شود که با توجه به اینکه در تعریف الگوی بارگذاری *Dead* ضریب وزن مربوط به خود عضو برابر ۱ فعال شده است، در اینجا گزینه *Element Self Mass*

غیرفعال شده است تا برنامه با توجه به فعال بودن گزینه *Specified Load Patterns* به الگوها مراجعه نماید. از آنجا که در تحلیل‌های دینامیکی رایج از تحلیل دینامیکی عمودی استفاده نمی شود گزینه *Include Vertical Mass* از حالت انتخاب خارج شده است. در نهایت *Include Lateral Mass* جرم سازه‌ای را در تحلیل دینامیکی برای جرم انتقالی راستای *X*، *Y* و دوران حول *Z* فعال می‌کند و گزینه *Lump Lateral Mass at Story Level* در صورت وجود جرم در بین طبقات ان را به نزدیک ترین طبقه منتقل می‌کند. مجموعا این گزینه‌ها تنظیمات برنامه را به روش‌های رایج تحلیل دینامیکی نزدیک می‌کند.

۱۰. تنظیم پی – دلتا:

برنامه *ETABS* برای محاسبه اثرات لاغری در ستون‌ها از تحلیل پی-دلتا استفاده می‌کند. به طور کلی دو دوسته تحلیل پی-دلتا که در نوشتار فنی به تحلیل غیرخطی هندسی موسوم است قابل انجام است:

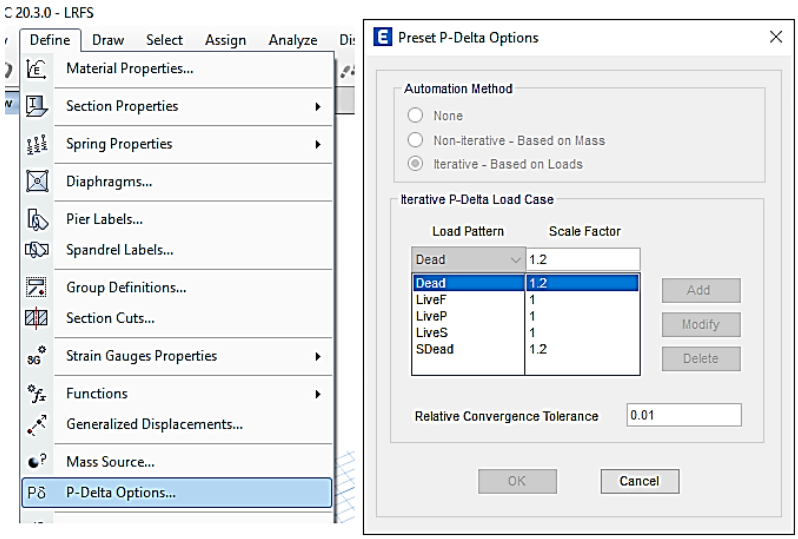


شکل ۱۴. اثر پی دلتا

الف. اثرات پی دلتا در طول عضو $(P-\delta)$

ب. اثرات پی دلتا ناشی از تغییر شکل های سراسری سازه $(P-\Delta)$

برناه *ETABS* قادر است به صورت عادی تحلیل‌های قسمت ب را انجام دهد. لیکن به هنگام طرح بتنی برای محاسبه مجموع اثرات الف وب از روابط آیین‌نامه‌ای یا روش غیرمستقیم استفاده می‌کند. بنابراین برای اطمینان از صحت طراحی، باید تنظیمات مربوط به بخش ب در نرم افزار انجام شود.



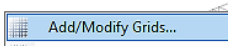
شکل ۱۵. تعریف اثر پی-دلتا در نرم افزار

ترکیب بار مربوط به بار لرزه‌ای که از قسمت ثقلی آن به عنوان ترکیب بار پی – دلتا استفاده می‌شود عبارتست از:

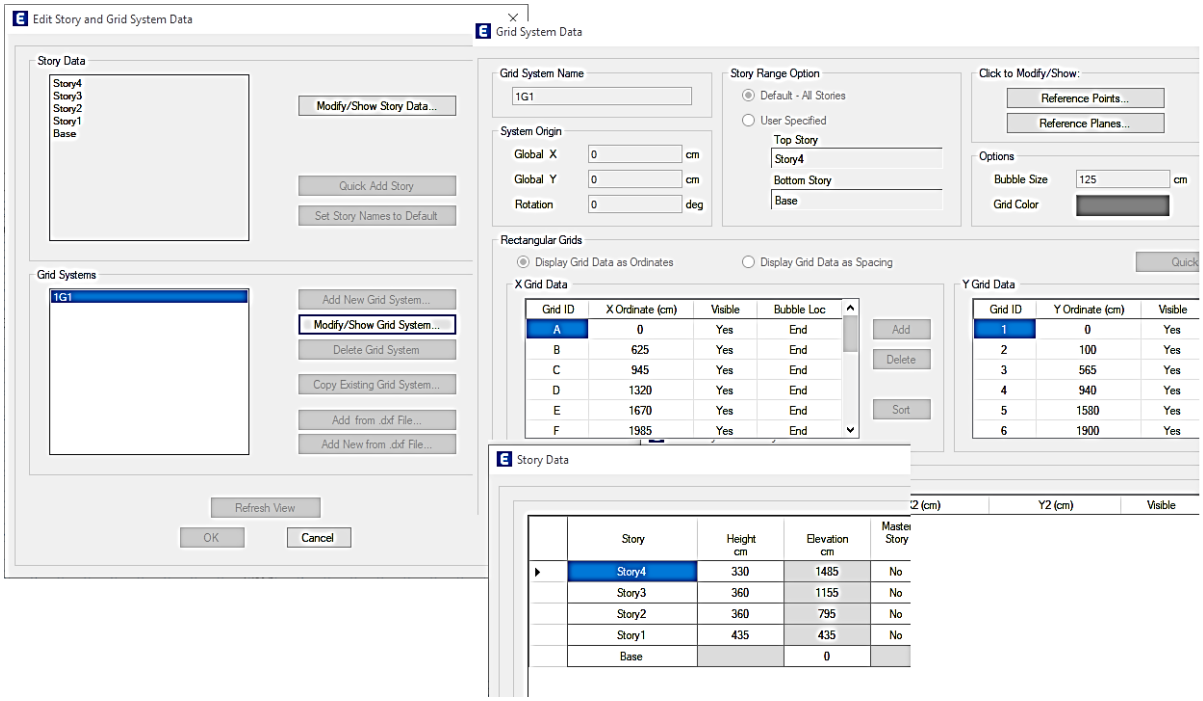
$$1.2D + 1.0L + 0.50L_r \pm E$$

که با توجه به الگوهای بار تعریف شده، پنجره مربوطه مطابق شکل تکمیل می‌شود.

۱۱. تعریف هندسه سازه، ترسیم هندسه سازه و بارگذاری ثقلی:

به طور معمول ترسیم هندسه سازه شامل مراحل تعریف خطوط راهنما (*Grid Lines*)، ترازهای میانی مربوط به پاگردها (*Reference Planes*) و تعریف تعداد و ارتفاع طبقات می‌باشد. همانطور که در ابتدای این بخش بیان شد برای ترسیم سازه می‌توان از برنامه اتوکد و انتقال آن به سازه استفاده کرد. با کلیک راست روی محیط ترسیم و انتخاب 

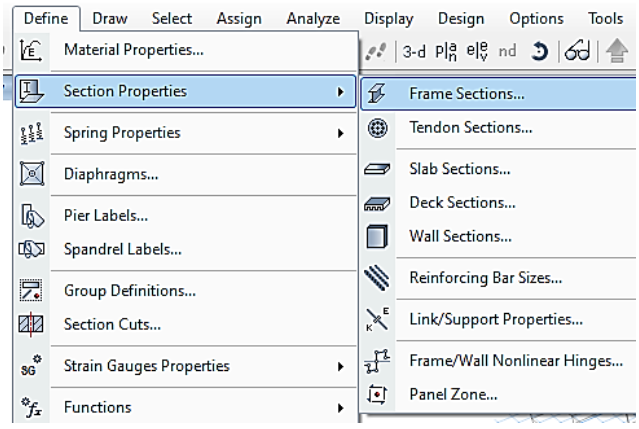
می‌توان اقدام به تعریف یا اصلاح موارد فوق نمود.



شکل ۱۶. تعریف طبقات و خطوط راهنما

می‌توان به جهت سهولت بیشتر در بارگذاری از تعاریف *Master Story* و *Similar To* برای تعریف طبقات مشابه استفاده کرد.

پس از تعریف خطوط راهنما و طبقات، مقاطع تیر، ستون، دیوار سازه‌ای(در صورت وجود) و دال برای استفاده در ترسیم المان‌های سازه‌ای تعریف می‌گردد. در تعریف ابعاد مقاطع تیر ستون عموما به تجربیات گذشته مراجعه می‌شود. گرچه معیارهایی مثل نسبت‌های عمق به طول که در مورد کنترل افتادگی (خیز) وجود دارند را می‌توان برای انتخاب ضخامت تیرها یا دالها استفاده کرد ولی در عمل و خصوصا در دهانه‌های بلند و برای تحلیل لرزه‌ای این نسبت‌ها کافی و کاربردی نیستند. برای کاهش تعداد سعی و خطاها می‌توان نمونه‌های موفق گذشته را دید و مورد ارزیابی قرار داد.



شکل ۱۷. تعریف مقاطع تیرها و ستون‌ها

در مورد تعریف مقاطع ستون و تیر به تنظیم صحیح مقادیر *Clear Cover for Confinement Bars* در ستون‌ها و *Cover to Longitudinal Rebars Group Centroids* در تیرها که مربوط به پوشش میلگردها می‌باشد، دقت شود. مقادیر پوشش میلگردها در جدول ۹-۴-۶ مبحث نهم بیان شده است:

جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

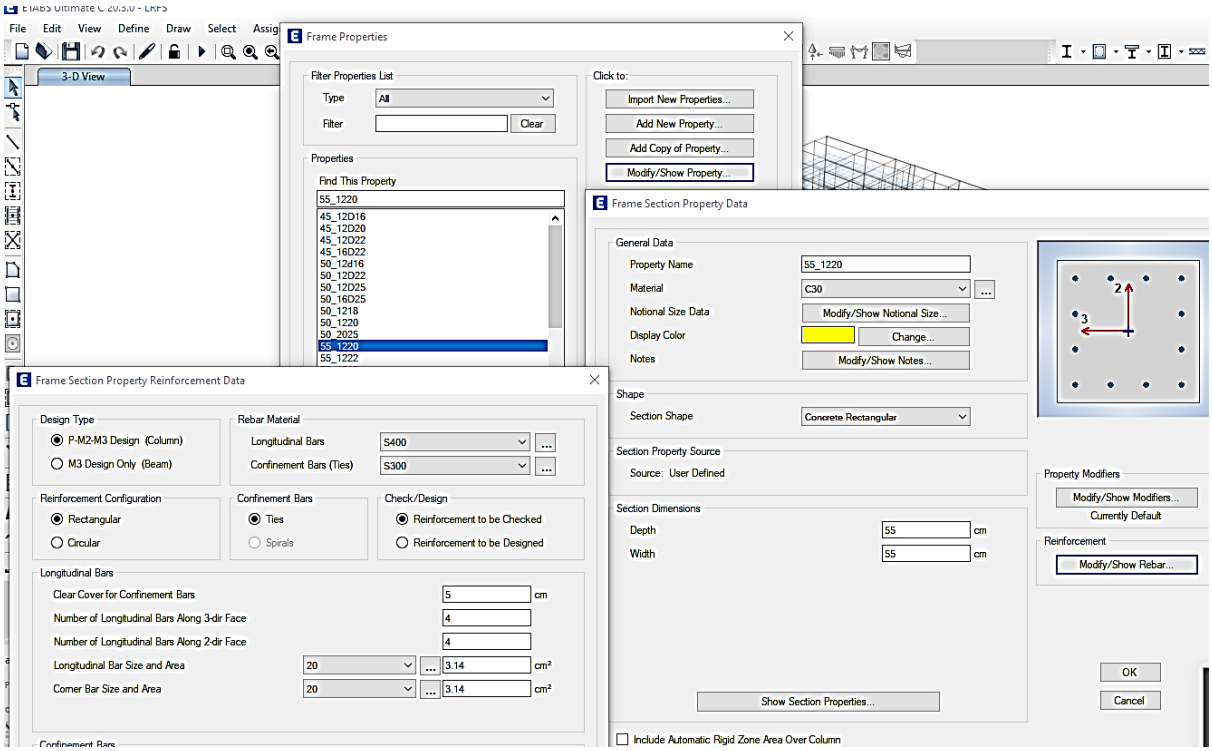
شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی متر و کم‌تر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

این مقادیر باید با ملاحظات دوام بیان شده در پیوست ۱ مبحث نهم تطبیق داده شود. به عنوان مثال در جدول ۹-پ۱-۵ مقادیر کاور در مناطقی که یون کلر دارای غلظت قابل توجهی است بیان شده است (مثل سواحل و بنادر خلیج فارس)

جدول ۹-پ۱-۵ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها در شرایط محیطی خورنده کلریدی به میلیمتر

نوع عضو	نوع شرایط محیطی			
	(۱) XCS1 و XCD1	(۲) XCS2 و XCD2 و XCD3	(۳) XCS3 و XCD4	(۴) XCS4
تیرهای اصلی و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۶۰	۷۵
دال‌ها و تیر فرعی و تیرچه	۳۵	۴۰	۵۰	۶۰
دیوارها	۴۵	۵۰	۶۰	۷۵
پوسته‌ها	۳۰	۳۵	۴۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۷۵	۹۰

ضرایب ترک‌خوردگی با توجه به نوع مدل مورد مطالعه متفاوت می‌باشد. بنابراین در مرحله تعریف مقاطع، این ضرایب اعمال نشده است.



شکل ۱۸. تعریف مقطع تیر و ستون

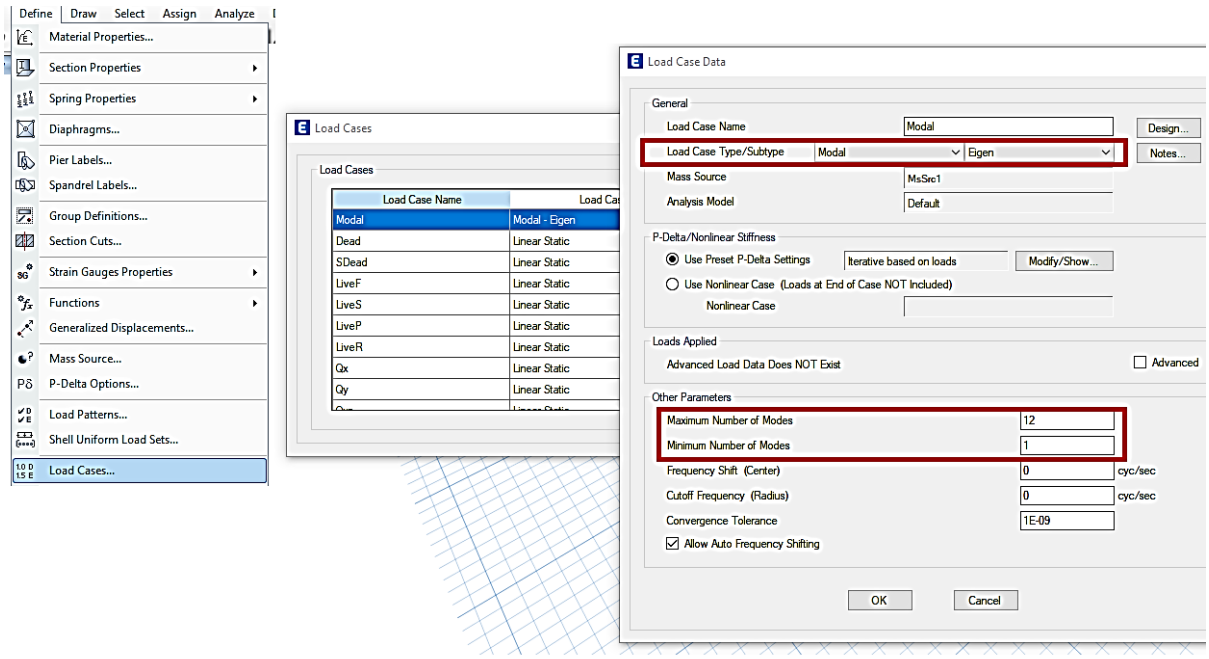
۱۲. تنظیمات مربوط به تحلیل (نواحی صلب، تحلیل مودال، مرکزسختی و دیافراگم) :

مطابق بند ۳-۴-۱-۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ تعداد مودهای ارتعاش باید به نحوی انتخاب شود که مجموع جرم موثر آنها از ۹۰ درصد جرم ساختمان بیشتر شود.

۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

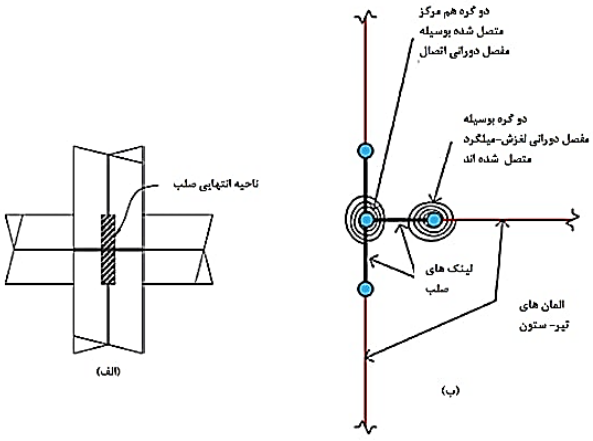
در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

معمولا به عنوان شروع، تعداد مودهای ارتعاش سه برابر تعداد طبقات منظور می‌شود (هر طبقه دو مولفه انتقالی و یک مولفه پیچشی). معیار فوق در هنگام ارزیابی نتایج تحلیل طیفی بررسی می‌شود.



شکل ۱۹. تعریف حالت تحلیل مودال

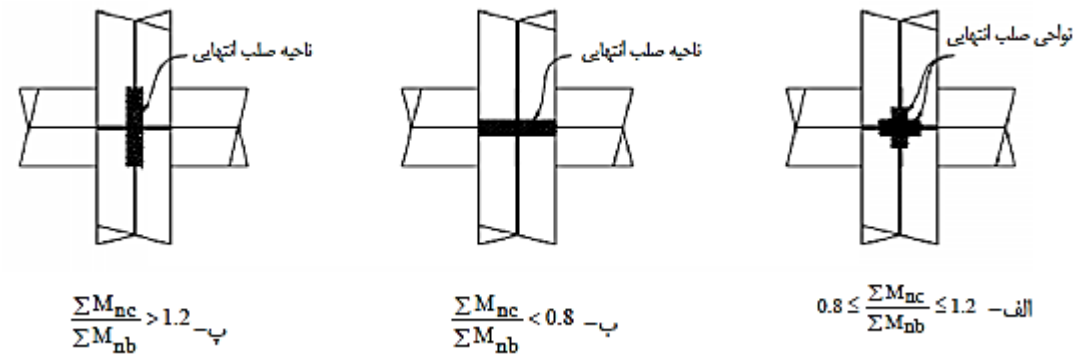
نواحی صلب به منظور در نظر گرفتن عواملی مثل دوران اتصال در میزان تغییر شکل سازه تعریف می‌شود. دو رویکرد برای مدلسازی اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتنی وجود دارد: (۱) تنظیم سختی در قسمت های افست شده تیر و ستون در ناحیه اتصال که رایج می‌باشد (۲) روش تعبیه فنر دورانی و لینک‌های صلب در محل اتصال که البته دقیق‌تر می‌باشد ولی به دلیل دشواری پیاده سازی -جز در مطالعات پژوهشی- کمتر رایج است.



شکل ۲۰. مدلسازی نواحی اتصال

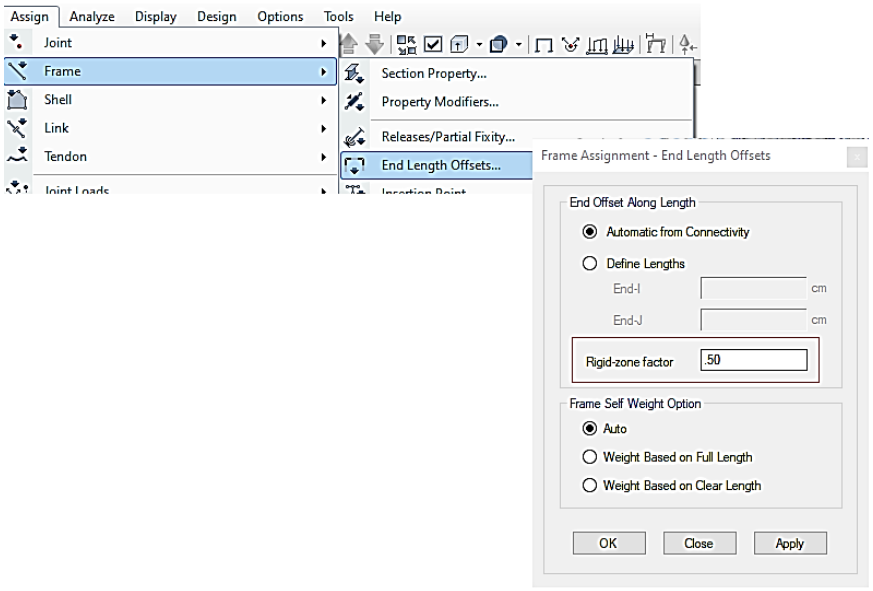
روش اول در نرم افزار از طریق تنظیمات *End Length Offsets* برای عضو قابی انتخاب شده و تنظیم مقدار *Rigid Zone Factor* انجام می‌شود. آنچه در ادامه بیان می‌شود بحث درباره مقدار *Rigid Zone Factor* براساس مقالات و مدارک فنی است. آیین‌نامه *aci* در قسمت ۳-۲-۶-۶ (قسمت ۳-۲-۵-۶-۹ مبحث نهم) اجازه داده است کل چشمه اتصال صلب در نظر گرفته شود. این ضابطه را برای بارهای جانبی ناشی از زلزله مورد بررسی قرار خواهیم داد. درحین بارگذاری زلزله، معمولا جهت لنگرهای خمشی تیرها و ستون ها در اتصال تیر-ستون معکوس می شود که این امر، باعث نرم شدن اتصال و افزایش

انعطاف پذیری قاب می‌شود. ضوابط طرح لرزه‌ای جدید به منظور حداقل کردن آسیب به اتصالات پیش بینی شده است و بر وقوع تسلیم در تیرها درست در وجه چشمه اتصال به همراه وقوع تسلیم شدگی محدود در ستون ها تمرکز دارد گرچه، ممکن است که ستون ها نیز پاسخ غیرارتجاعی قابل ملاحظه در وجه چشمه اتصال از خود نشان دهند. بیشتر انعطاف پذیری اتصالی که با توجه به ضوابط طرح لرزه ای طراحی شده است، از لغزش میلگردهای طولی در ناحیه چشمه اتصال سرچشمه می گیرد و به میزان کمتری ناشی از تغییرشکل برشی داخل ناحیه چشمه اتصال می باشد. با توجه به اینکه از اتصالاتی که با در نظر گرفتن ملاحظات لرزه ای طرح شده است، انتظار نمی‌رود آسیب یا زوال قابل توجهی را تجربه نمایند، مدلسازی آنها می تواند تنها به ثبت رفتار سختی سکانتی تا اولین نقطه تسلیم شدگیِ اعضای قاب متصل به آن، تقلیل یابد. در *Birely et al* (۲۰۱۲) میزان دقت توصیه های موجود درباره سختی قسمت عقب نشسته اتصال را ارزیابی کرده اند. این توصیه ها، موارد اشاره شده در *ASCE/SEI 41-13* را نیز شامل می شود. پژوهش معتبر مذکور نشان می‌دهد که اتصالاتی که سختی آنها مطابق روش *ASCE/SEI 41-13* تنظیم شده بود، از دقت مناسبی برخوردارند. مطابق تصریح *ASCE/SEI 41-13* در مورد قاب خمشی ویژه، هنگامی که سختی خمشی ستون در محل اتصال، حداقل ۲۰ درصد بیشتر از سختی تیر باشد، لازم است قسمت عقب نشسته ستون در ناحیه چشمه اتصال، ضرورتا به صورت صلب مدلسازی شده و بخش های عقب نشسته مربوط به تیر، سختی ارتجاعی یکسانی با مابقی طول تیر داشته باشد در صورتی که سختی خمشی ستون در محل اتصال نسبت به سختی تیرها در صفحه مورد بررسی از ۰.۸ کمتر باشد در اینصورت لازم است قسمت عقب نشسته ستون در ناحیه چشمه اتصال، سختی مشابه مابقی طول ستون داشته باشته باشد و بخش های عقب نشسته تیر به صورت صلب مدلسازی شود. برای حالات بینابین سختی خمشی نسبی ستون به تیر، عدد ۰.۵ برای هر دو ناحیه اتصال تیر و ستون توصیه شده است که در اینجا نیز از همین مقدار استفاده می‌شود. جهت تکمیل بحث اشاره می‌شود که در نشریه ۳۶۰ نیز به طور مشابه این ناحیه مطابق شکل تعریف شده است:



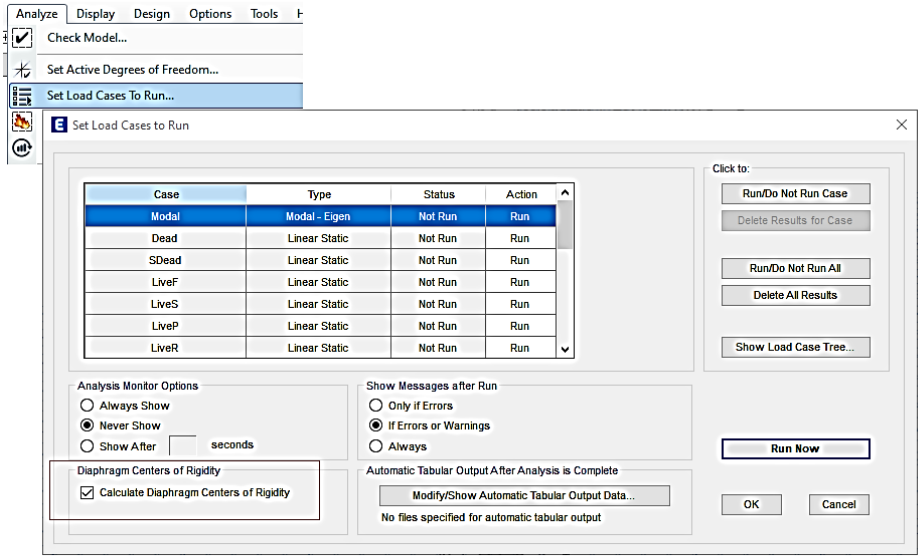
شکل ۲۱. نواحی صلب در نشریه ۳۶۰

برای تعریف این ناحیه پس از انتخاب تمام اعضای قابی (تیر و ستونها) مطابق شکل عمل می‌کنیم:



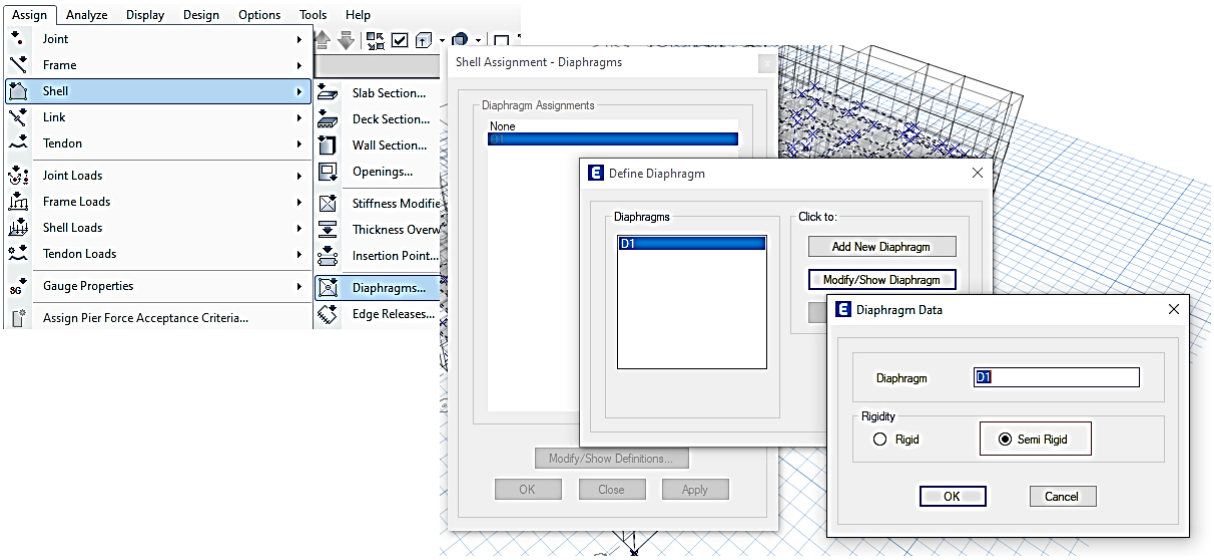
شکل ۲۲. تعریف نواحی صلب در نرم افزار

با توجه به اینکه برنامه برای تعدادی از کنترل‌های خود به محاسبه مرکز سختی نیاز دارد، لازم است انجام محاسبه آن فعال شود.



شکل ۲۳. محاسبه مرکز جرم در نرم افزار

هنگامی که سختی دال‌ها به صورت کامل مدلسازی شده باشد، دیافراگم‌ها به صورت *SemiRigid* تعریف می‌شوند. بعد از انتخاب کف‌ها به آنها دیافراگم نیمه صلب اختصاص داده می‌شود.



شکل ۲۴. تعریف دیافراگم در نرم افزار

لازم به یادآوری است که اگر بین طبقات سطوحی وجود دارد، ضروری است تعریف دیافراگم هرکدام جداگانه انجام شود. علاوه بر این ناپیوستگی سطوح در طبقات ممکن است نیاز به تعریف دیافراگم به صورت جداگانه را ایجاد نماید.

۱-۴. کنترل مقدماتی کفایت خدمت‌پذیری قالب وافل مورد استفاده

قبل از ادامه فرایند مدلسازی، لازم است مناسب بودن قالب مورد استفاده در نتیجه ضخامت کف، و ابعاد تیرها برای ملاحظات خدمت پذیری بررسی شود. به این منظور ضمن رجوع به تجارب موجود می‌توان از یک مدلسازی اولیه در برنامه ETABS یا SAFE استفاده کرد. در این مدلسازی وضعیت افتادگی (خیز) سقف بررسی می‌شود. تاکید می‌شود اگر تجارت گذشته نشان می‌دهد اندازه قالب در دهانه‌های مشابه به خوبی پاسخ داده است می‌توان از این مرحله صرفنظر نمود.

الزامات بهره‌برداری در فصل ۱۹ مبحث نهم بیان شده است. محدودیت تغییر مکان در دالها و تیرها در جدول ۹-۱۹-۲-۴-۱ بیان شده است:

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{\ell}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{\ell}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{\ell}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{\ell}{240}$	تبصره ۲

علاوه بر این مقدار تغییر مکان مجاز نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز نماید. توجه به این حدود برای مصالح سنتی نظیر آجرهای سفالی اهمیت دارد. مطابق جدول فوق دو دسته تغییر مکان کنترل می‌شود:

الف. تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده.

ب. مجموع تغییر مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده.

تغییر مکان‌ها در برنامه با در نظر گرفتن اثرات ترک خوردگی محاسبه می‌شود. برای محاسبه هر دسته از تغییر شکل‌ها تعدادی حالات بارگذاری ترک خوردگی تعریف می‌شود. ادامه توضیحات با استفاده از برنامه ETABS می‌باشد. با استفاده از یک کپی از فایل الگوی تهیه شده در مرحله قبل، تنظیمات و مراحل لازم به شرح زیر می‌باشد:

۱. تعریف حالات بارگذاری برای تحلیل ترک خوردگی.

۲. تعریف ترکیبات بارگذاری تغییرفرم.

۳.اصلاح ضرایب ترک خوردگی المان‌های سازه‌ای.

۴. تعریف نوارهای طراحی.

۵. تنظیمات طراحی دال و سازه (ترکیبات بارگذاری و سایر تنظیمات).

۶. طراحی المان‌های سازه‌ای.

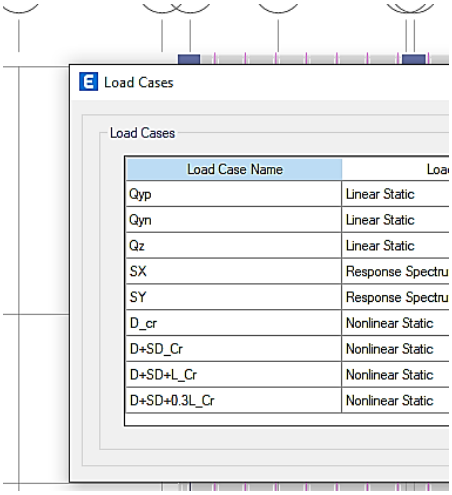
۷. تنظیم مجدد ضرایب ترک خوردگی برای خدمت‌پذیری و تعریف ناحیه صلب سرستون.

۸. تنظیمات تحلیل ترک‌خوردگی و انجام تحلیل.

۹. بررسی نتایج.

در ادامه هرکدام از مراحل فوق به تفصیل تشریح می‌شود:

۱. تعریف حالات بارگذاری برای تحلیل ترک خوردگی



شکل ۲۵. حالات بارگذاری برای تحلیل ترک خوردگی

حالات بارگذاری تعریف شده برای تحلیل ترک‌خوردگی طبقات (تغییرشکل آنی) به قرار زیر است:

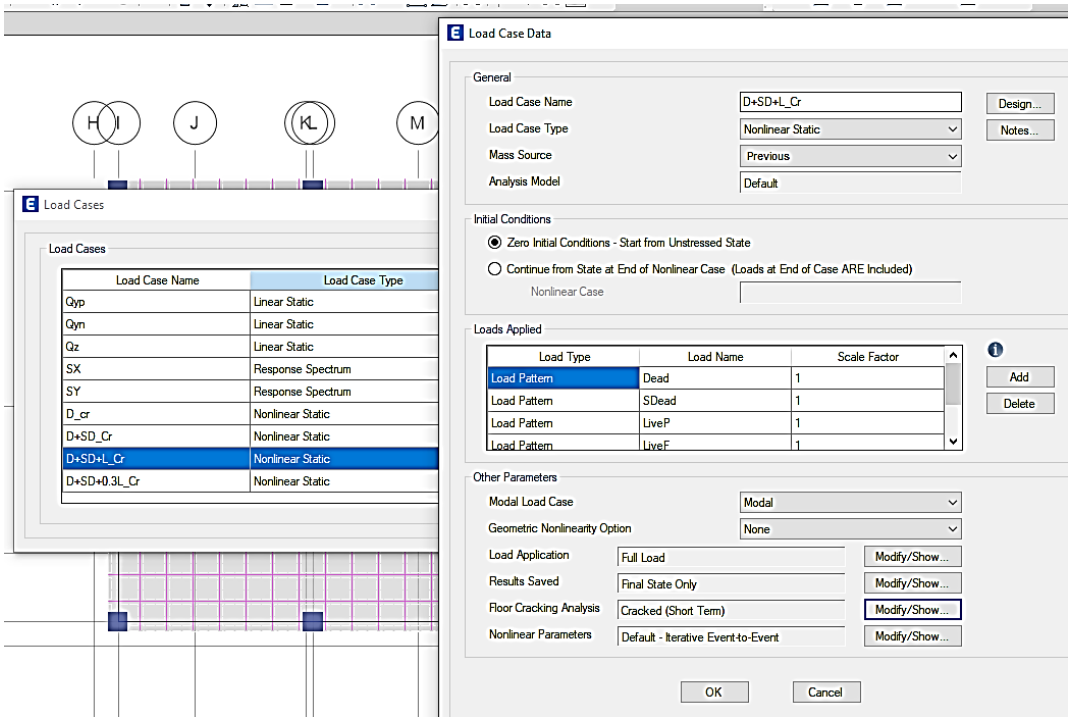
D_cr: تحلیل ترک خوردگی مربوط به وزن اسکلت به تنهایی (الگوی بارگذاری Dead)

D+SD_cr: تحلیل ترک‌خوردگی مربوط به وزن اسکلت و وزن بارگذاری نازک کاری و پارتیشن ها (الگوی بارگذاری Dead + SDead+Lp)

D+SD+L_cr: تحلیل ترک‌خوردگی مربوط به مجموع تمام بارمرده و بار زنده (الگوی بارگذاری Dead,SDead,Lp,Lf,Ls)

D+SD+0.3L_cr: تحلیل ترک‌خوردگی مربوط به مجموع تمام بارمرده و سی درصد بار زنده (الگوی بارگذاری Dead,SDead,Lp,Lf,Ls)

سی درصد تخمینی از میزان ماندگار بار زنده می‌باشد. در شکل زیر به عنوان نمونه تعاریف و تنظیمات مربوط به یکی از حالات بارگذاری بالا نشان داده شده است:

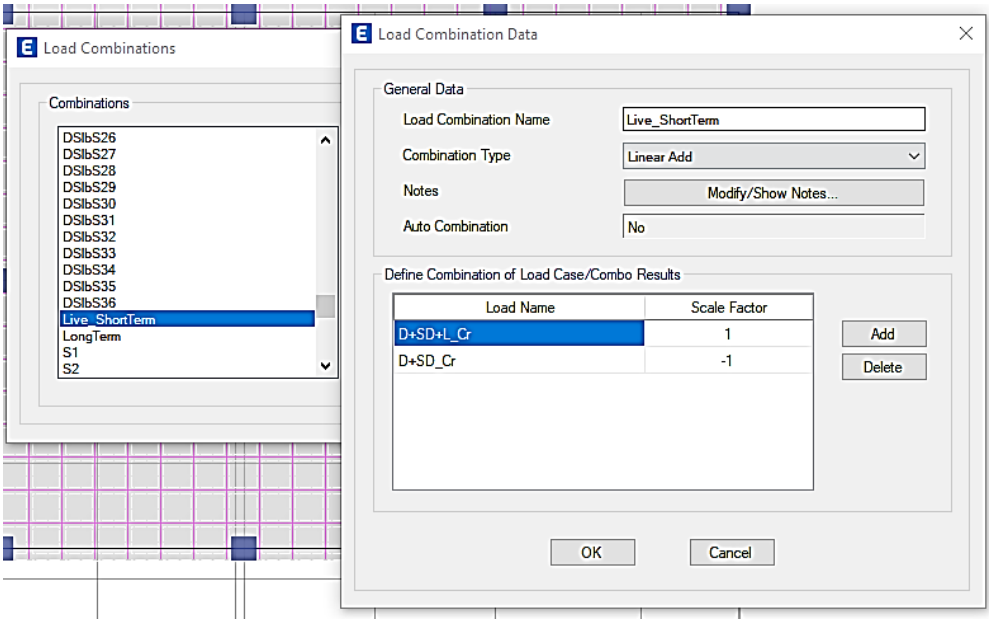


شکل ۲۶. تنظیمات تحلیل ترک خوردگی

۲. تعریف ترکیبات بارگذاری تغییرفرم: تغییرشکل کوتاه مدت بارزنده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{short\ time,L} = \Delta_{D+SD+L} - \Delta_{D+SD}$$

بنابراین یک ترکیب بارگذاری با استفاده از حالات بارگذاری بند ۱ تعریف می‌شود:



شکل ۲۷. ترکیب بارگذاری خیز آنی بارهای زنده

مطابق جدول ۹-۱۹-۳ ترکیب بارگذاری مربوط به تغییرفرم دراز مدت کف به شرح زیر می باشد:

$$\Delta_{Long\ Term} = \Delta_{short\ time,L} + \Delta_{longterm\ add}$$

قسمت اول عبارت فوق همات ترکیب بارگذاری کوتاه مدت بار زنده می‌باشد که در ابتدای این قسمت تعریف شد (Live_ShortTerm)

قسمت دوم عبارت مربوط تغییر مکان درازمدتی است که بعد از اتصال اجزای غیرسازه ای (مثل پارتیشن و کف سازی) ایجاد می‌شود. این تغییرفرم دراز مدت بر اثر پدیده‌های خزش و افت در بتن ایجاد می‌گردد. مطابق بند ۹-۱۹-۲-۲-۵:

۹-۱۹-۲-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی (افت یا انقباض) بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان دراز مدت نامیده میشود، در صورت عدم استفاده از روش های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل ضرب تغییر مکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ که از رابطه‌ی (۹-۱۹-۳) تعیین می‌شود، به دست آورد.

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (۹-۱۹-۳)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:

جدول ۹-۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

زمان	ضریب ξ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲
۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیش‌تر	۲/۰

بنابراین:

$$\Delta_{longterm\ add} = (\lambda_{60} - \lambda_{t0})\Delta_D + \lambda_{60}\Delta_{Sustained}$$

قسمت اول عبارت فوق بخشی از تغییرشکل اسکلت را که بعد از اجرای نازک کاری (پارتیشن و کفسازی) اتفاق افتاده است منظور می‌کند و بخش دوم تغییرشکل دراز مدت مربوط به بارهای ماندگار است که:

$$\Delta_{Sustained} = \Delta_{D+SD+0.3L} - \Delta_D$$

می‌باشد. برای محاسبه λ_{60} و λ_{t0} به میزان آرماتور فشاری مقطع نیاز است. در صورتی که فرض کنیم که نسبت آرماتور فشاری مقطع همان ۰.۰۰۱۸ است و نیز زمان شروع اجرای نازک کاری را سه ماه بعد از اتمام سازه در نظر بگیریم خواهیم داشت:

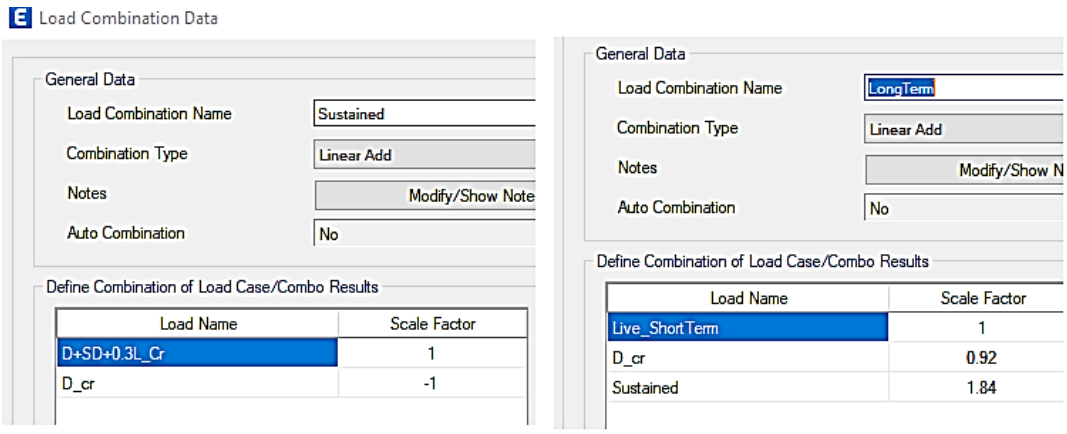
$$\lambda_{t0} = \frac{1}{1 + 50(0.0018)} = 0.92$$

$$\lambda_{60} = \frac{2}{1 + 50(0.0018)} = 1.84$$

در صورتی که از عملکرد میلگردهای فشاری در مدت خدمت پذیری سازه مطمئن نباشیم (خصوصا در مواقعی که میزان کاور میلگردها قابل توجه باشد یا دهانه‌ها نسبتا کوتاه باشد) مقادیر فوق به ۱ و ۲ افزایش می‌یابد. در نهایت:

$$\Delta_{Long\ Term} = \Delta_{short\ time,L} + \Delta_{longterm\ add} = \Delta_{short\ time,L} + (1.84 - 0.92)\Delta_{Dead} + 1.84\Delta_{Sustained}$$

بنابراین نیاز به تعریف دو ترکیب بارگذاری وجود دارد یکی برای $\Delta_{Sustained}$ و دیگری $\Delta_{Long\ Term}$:



شکل ۲۸. ترکیبات بارگذاری ماندگار و دراز مدت

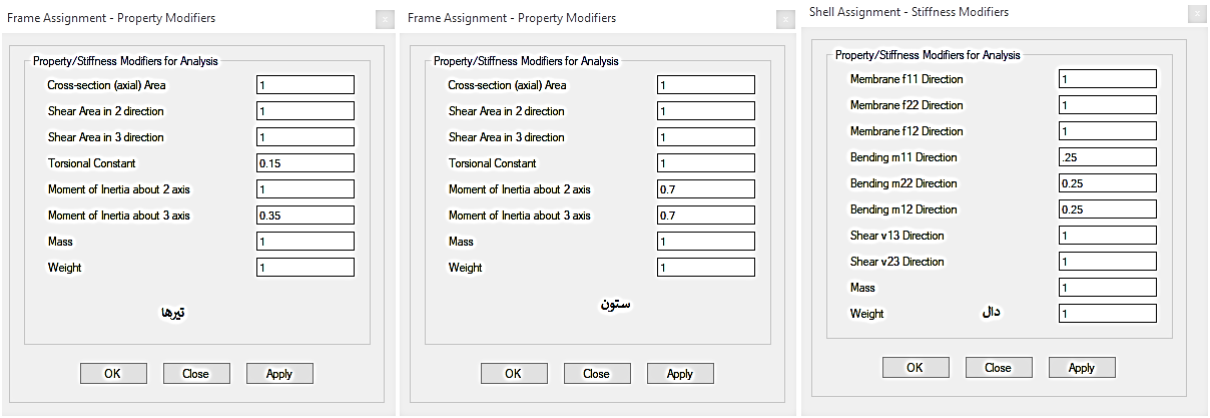
۳. اصلاح ضرایب ترک خوردگی المان‌های سازه‌ای[44]: با توجه به اینکه برای کنترل تغییرشکل دال به نتایج اولیه طراحی نیازمندیم لازم است ابتدا ضرایب ترک خوردگی عناصر سازه‌ای طبق جدول ۹-۶-۲-الف مبحث نهم تنظیم شود.

[44] می‌توان بدون اصلاح ضریب اصلاح مشخصات المان‌های سازه‌ای از قسمت ۴ مراحل را ادامه داد. این روند، از دقت مورد انتظار در محاسبه خیز نمی‌کاهد. لیکن در سیستم‌های دال-دیوار یا بدون تیر باید اصلاح این ضرایب انجام شود.

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضربیدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

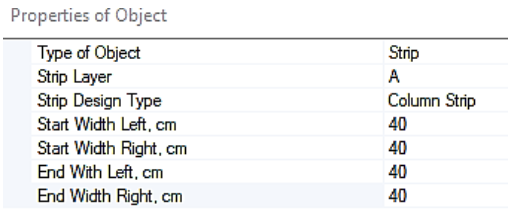
این ضرایب برای طراحی دالها تحت بارهای ثقلی معتبر می‌باشد. برای کنترل تغییرشکل دال دسترسی به نتایج طراحی برای ترکیب بارهای ثقلی کفایت می‌کند. ضریب ترک خوردگی پس از انتخاب هر یک از المان‌های سازه‌ای به مولفه‌های موثر اعمال می‌شود:



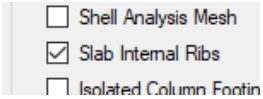
شکل ۲۹. ضرایب ترک خوردگی المان‌های سازه‌ای

در مورد ضریب ترک‌خوردگی پیچشی تیرها لازم به توضیح است که برای محاسبه خیز استفاده از ضریب تقریبی *0.15* کافی‌ست، با این حال محاسبه دقیق آن در بخش ۱-۵ توضیح داده شده است که می‌توان با استفاده از توضیحات بخش مذکور از مقدار دقیق آن در این مرحله استفاده کرد.

۴. تعریف نوارهای طراحی: برنامه *ETABS* برای طراحی دال از نوارهای طراحی استفاده می‌کند. هنگام ترسیم نوار طراحی دقت شود که عرض نوار برابر فاصله محور به محور بین تیرچه‌ها تعریف شده باشد. به عنوان مثال برای فاصله محور به محور ۸۰ سانتی‌متری:



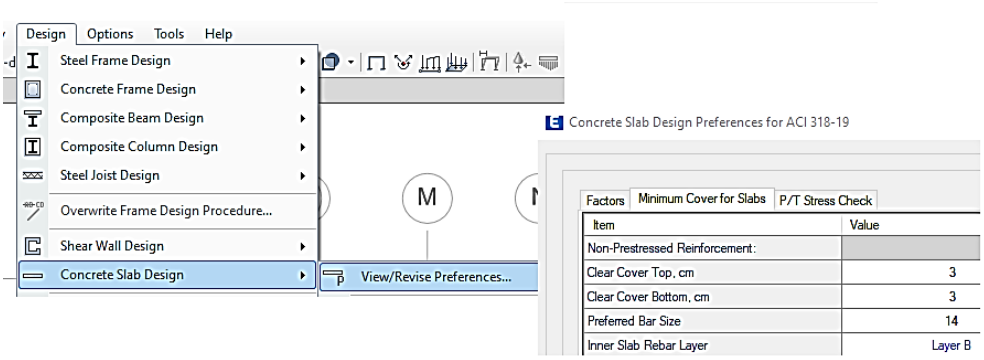
لازم است در هر دو جهت نوارهای طراحی ترسیم شود. به جهت سهولت ترسیم می‌توان از قسمت *Set Display Option* گزینه



از سربرگ *General* انتخاب کرد، سپس نوارهای طراحی را طوری تنظیم کرد که روی تیرچه‌ها (*rib*ها) قرار گیرد. در نهایت برای کنترل پوشش کامل دال از همان صفحه و سربرگ *Other Assignment* گزینه

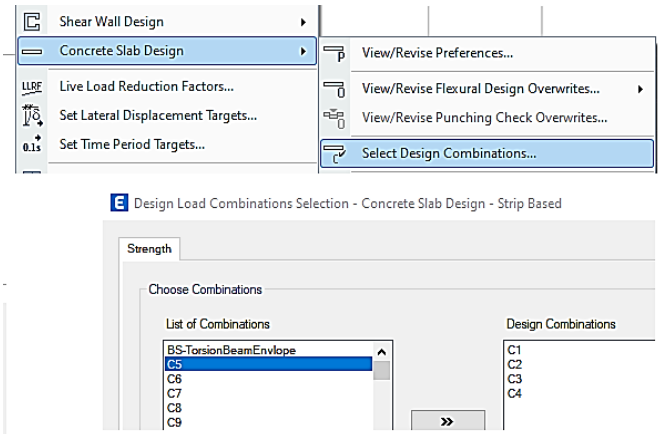
فعال نمایید. ممکن است برای سهولت بیشتر ترسیمات از انواع المان‌های خطی کمکی و سایر ابزارها از جمله *Replicate* استفاده کرد.

۵. تنظیمات طراحی دال و سازه (ترکیبات بارگذاری و سایر تنظیمات): لازم است میزان پوشش میلگردها به برنامه معرفی شود:



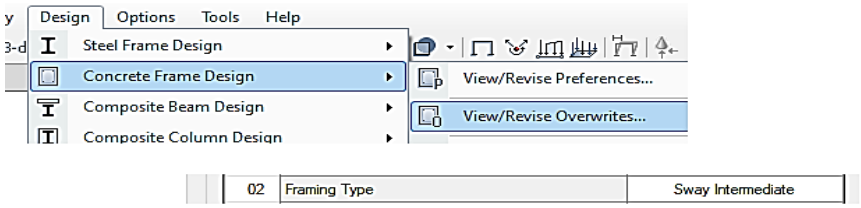
شکل ۳۰. تنظیمات طراحی دال

آیین‌نامه طراحی *ACI 318-19* انتخاب شده است. برای طراحی دال از ترکیبات بارگذاری ثقلی استفاده می‌کنیم (در سیستم کف دال-تیر) بنابراین انتخاب ترکیب‌بارهای *C1* تا *C4* کافی می‌*باشد*:



شکل ۳۱. ترکیبات بارگذاری ثقلی برای طراحی دال

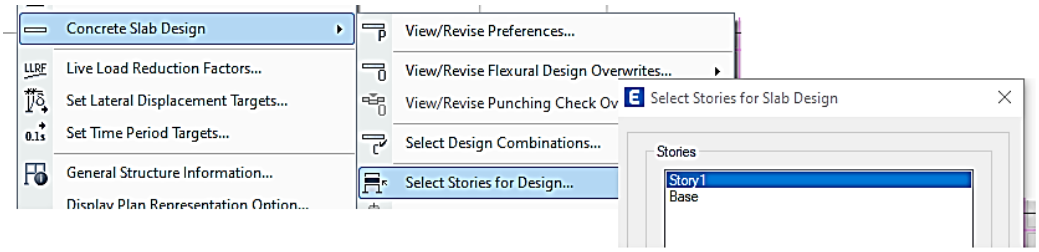
همین ترکیبات بارگذاری برای طراحی تیرها و ستون‌ها نیز انتخاب خواهیم کرد. برای تنظیمات مربوط به نوع المان‌های سازه‌ای نیز پس از انتخاب تیرها و ستون‌ها از :



شکل ۳۲. تنظیم نوع شکل‌پذیری المان

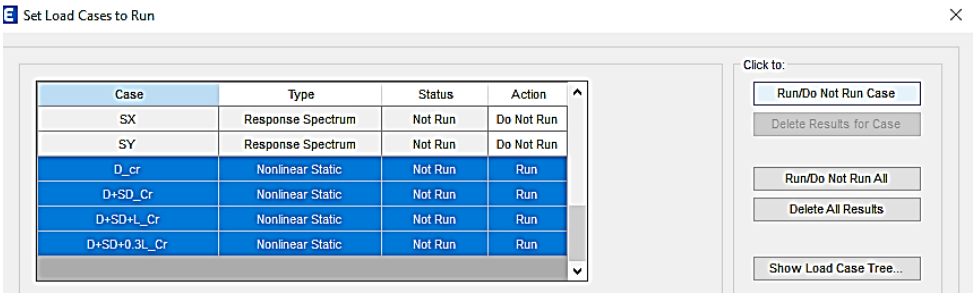
نوع المان‌های قاب را به شکل پذیری متوسط اصلاح می‌کنیم.

۶. طراحی المان‌های سازه‌ای: پس از انتخاب ترکیبات بارگذاری، طبقاتی که قصد طراحی آنها را داریم انتخاب می‌کنیم. جهت تسریع می‌توان در این مرحله تنها طبقه‌ای که در حال کنترل تغییرشکل آن هستیم را انتخاب نماییم:



شکل ۳۳. انتخاب طبقه موردنظر برای طراحی

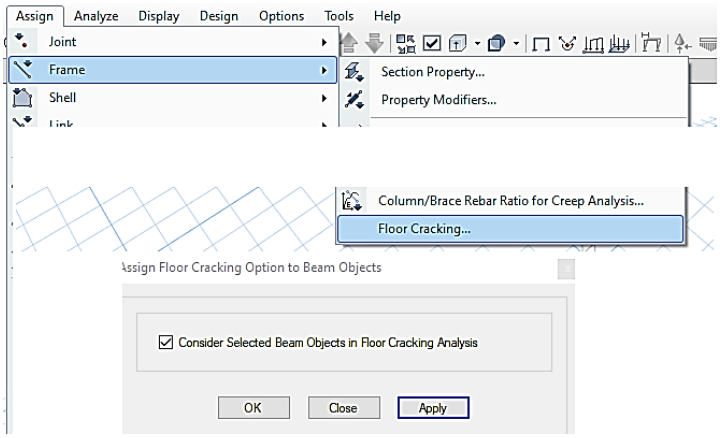
از منوی *Analysis* گزینه *Set Load Cases to Run...* را انتخاب کرده و پس از انتخاب حالات بارگذاری مربوط به ترک خوردگی روی دکمه *Run/Do Not Run Case* کلیک کرده تا از عدم اجرای آنها در این مرحله اطمینان حاصل شود.



شکل ۳۴. خارج کردن حالات تحلیل ترک خوردگی از فهرست تحلیل‌ها

حال سازه آماده تحلیل و طراحی است. پس از تحلیل، ابتدا المان‌های سازه‌ای را با کلیک روی و در ادامه با کلیک روی دالهای را طراحی خواهیم کرد.

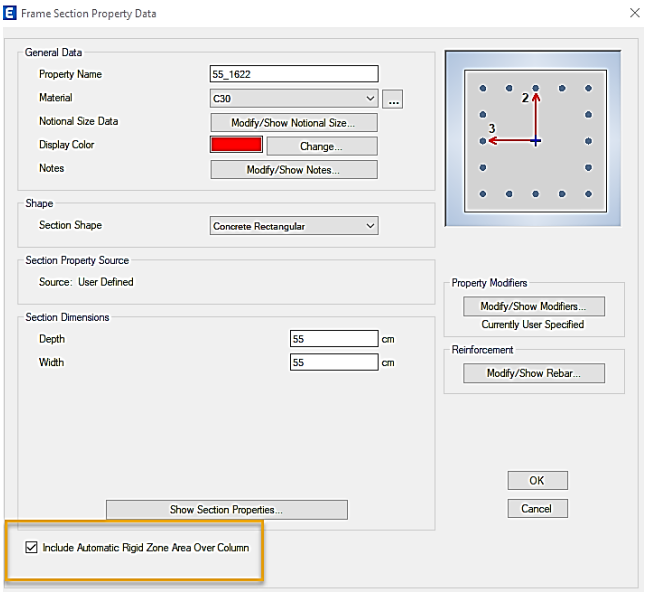
۷. تنظیم مجدد ضرایب ترک خوردگی برای خدمت‌پذیری و تعریف ناحیه صلب سرستون: بعد از انجام تحلیل و طراحی قفل مدل را باز کرده ابتدا ضرایب ترک خوردگی تیرها، ستون ها و دال را به ۱ تغییر دهید[۴۵]. با توجه به اینکه در این مرحله تحلیل ترک خوردگی انجام می‌شود، نیازی به اعمال ضرایب ترک خوردگی به تیرها و دالها نیست. سپس ابتدا تمام تیرهای کف مورد نظر را انتخاب و انجام تحلیل ترک خوردگی برای آنها را فعال کنید[۴۶]:



شکل ۳۵. فعال کردن تحلیل ترک خوردگی المان سازه‌ای

همین روند را برای دال کف نیز تکرار کنید (انتخاب کف و اعمال گزینه فوق از منوی ***Shell***).

پس از این مرحله، از صفحه تعریف مقاطع ستون گزینه فعالسازی ناحیه صلب روی ستونها را فعال نمایید



شکل ۳۶. فعالسازی ناحیه صلب اتصال دال به ستون

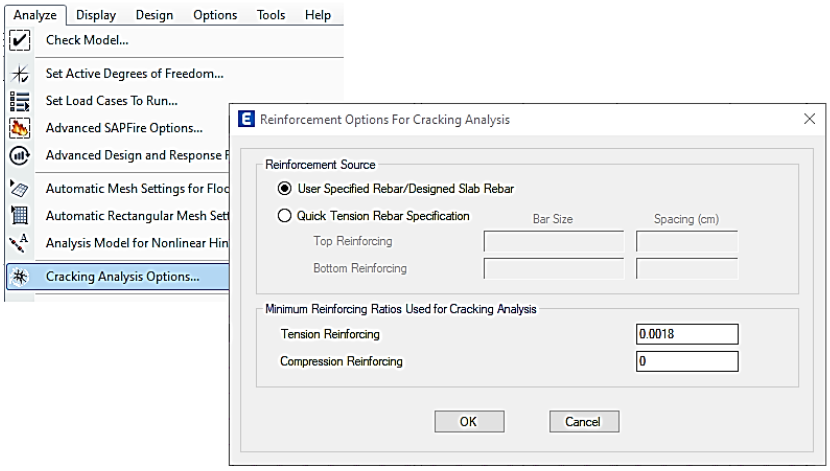
[45] در صورت محاسبه دقیق ضریب ترک خوردگی پیچشی تیرها در مرحله طراحی، در این بخش می‌توانید این ضریب را ۱.۴ برابر نمایید (تبدیل از حالت نهایی به سرویس). برای حذف تغییرشکل‌های محوری ستون یا دیوارهای برشی، می‌توان سختی محوری ستون Cross Section (Axial) Area به مقدار زیادی افزایش داد (مثلا ۱۰۰).

[46] برای رسیدن به دقت بیشتر می‌توان گزینه مش بندی تیرها به همراه دالها را نیز فعال نمود(از پنجره Frame Floor Meshing Options... گزینه Include Selected Frame Objects in Mesh را برای تیرهای انتخاب شده فعال کنید)

این مرحله برای تمام مقاطع ستون استفاده شده در مدل که دال مورد نظر را به آنها اتصال دارد باید انجام شود. این تنظیم باعث دقت بیشتر محاسبه تغییرشکل می‌گردد.

۸. تنظیمات تحلیل ترک‌خوردگی و انجام تحلیل: اینبار از منوی ***Analysis*** گزینه ***Set Load Cases to Run...*** را انتخاب کرده و پس از انتخاب حالات بارگذاری مربوط به ترک خوردگی روی دکمه ***Run/Do Not Run Case*** کلیک کرده تا از اجرای آنها در این مرحله اطمینان حاصل شود.

مرحله بعد تنظیم نحوه محاسبه و استفاده از نتایج طراحی میلگردهای خمشی است. به این منظور:



شکل ۳۷. تعریف میلگردگذاری برای تحلیل ترک‌خوردگی

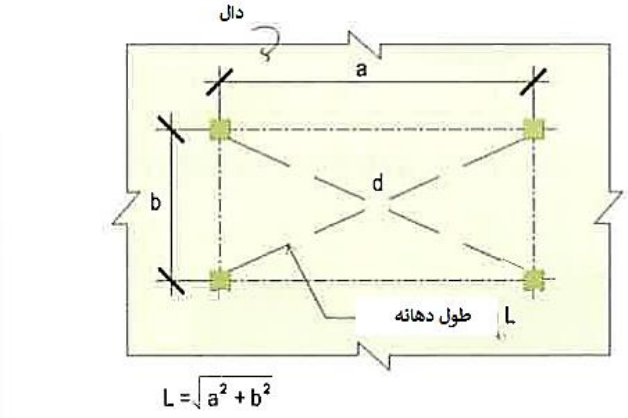
برنامه براساس گزینه اول از نتایج طراحی برای محاسبات ترک خوردگی استفاده می‌کند. نسبت حداقل میلگردهای دال برای ترک خوردگی براساس بند ۹-۱۹-۴-۳ برابر ۰.۰۰۱۸ می‌باشد[۴۷]. در نهایت پس از تنظیمات فوق مدل را تحلیل کنید[۴۸].

۹. بررسی نتایج: از منوی ***Assign*** گزینه ***Set Load Case to Run...*** ملاحظه و از فعال بودن حالات بارگذاری مربوط به ترک خوردگی اطمینان حاصل کنید. پس از انجام تحلیل، با کلیک روی و انتخاب ترکیب بار ***Live_ShortTerm*** و مقایسه با ردیف ۱ (بام) و ردیف ۲ (طبقات) جدول ۹-۱۹-۳ و ترکیب بار ***LongTerm*** و مقایسه با ردیف ۳ برای مصالح سنتی استفاده شده در نازک کاری یا دیوارچینی که به مقادیر تغییرشکل‌های کم حساس هستند به بررسی نتایج پرداخته می‌شود.

[47] با توجه به اینکه برنامه ETABS برای محاسبات خود از دال معادل استفاده می‌کنند، مطابق یک دیدگاه در این قسمت باید نسبت مساحت میلگردها براساس دال توپر به ضخامت دال وافل تعریف شود. با توجه به تقریب‌های موجود در این قسمت از این روش استفاده نشده است.

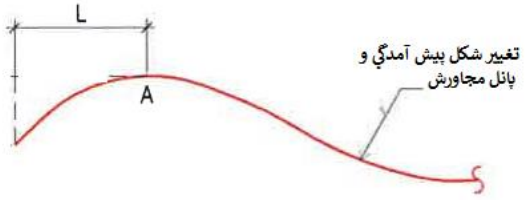
[48] می‌توان در صفحه تعریف مشخصات بتن مقدار fr را مطابق بند ۹-۳-۵-۱ باز تعریف کرد. گرچه این رویکرد توسط اینجانب توصیه نمی‌شود.

انتخاب دهانه (مقدار l) جهت بررسی تغییر شکل نیازمند توضیح بیشتری است. در هر پانل از نقطه عطف منحنی تغییرشکل تا نقطه با شیب صفر، نصف طول دهانه محسوب می‌شود علاوه بر این، مطابق بعضی دیدگاه ها این فاصله می‌تواند روی قطر پانل اندازه گیری شده، مقدار $l/360$ یا $l/480$ با مقدار حداکثر محاسبه شده برای پانل مقایسه شود.



شکل ۳۸. تعریف طول دهانه برای بررسی خیز کف [Aalami, 2017]

در مورد پیش آمدگی‌ها نیز توجه به نقطه عطف منحنی تغییرشکل برای محاسبه طول دهانه ضروری است:



شکل ۳۹. کنترل خیز پیش‌آمدگی‌ها [Aalami, 2017]

در مورد پیش آمدگی فرض می‌شود که منحنی تغییر شکل پیش آمدگی نصف یک پانل فرضی است بنابراین برای مقایسه از مقدار $2l$ به جای l برای مقایسه با ردیف‌های جدول ۹-۱۹-۳ استفاده می‌شود.

۱-۵. طراحی سیستم باربر لرزه‌ای

در صورتی که قالب وافل انتخابی ملاحظات اولیه مربوط به تغییرشکل بیان شده در بخش ۱-۴ را تامین کرده باشد، نوبت به طراحی سیستم باربرجانبی می‌رسد. در این قسمت تاکید بر سیستم قاب خمشی متوسط می‌باشد؛ با این حال در انتها کنترل‌های مربوط به قاب خمشی ویژه نیز به تفصیل مورد بررسی قرار خواهیم داد. خلاصه مراحل طراحی و کنترل سیستم باربر لرزه‌ای که در این قسمت بررسی می‌شود به قرار زیر است:

۱. بارگذاری لرزه ای و تکمیل مدلسازی (ضرایب ترک خوردگی، و...)

۲. کنترل انواع نامنظمی، ضریب نامعینی و نهایی کردن بارگذاری لرزه‌ای

۳. کنترل دریفت

۴. تنظیمات اولیه برای طراحی

۵. کنترل برش چشمه اتصال

۶. طرح تیرها برای پیچش

۷. کنترل‌های مربوط به قاب خمشی ویژه

در ادامه هر یک از عناوین فوق تشریح می‌شود:

ا. بارگذاری لرزه ای و تکمیل مدلسازی (ضرایب ترک خوردگی، و...)

پس از تهیه فایل اولیه، ابتدا کنترلهای لازم بسته به نوع سیستم لرزه‌ای انجام می‌شود. به عبارت دیگر در این مرحله طراحی سیستم لرزه‌ای تکمیل خواهد شد. بنابر روند رایج طراحی در این مرحله از مشارکت نداشتن دال در پاسخ لرزه‌ای از طریق اصلاح سختی خمشی آنها اطمینان حاصل خواهد شد. گرچه خصوصا در سیستم‌های قاب خمشی هنگامی که تیرها از سختی نسبی مناسبی برخوردار هستند لازم با مدلسازی دو مرحله ای سازه برای بدترین حالت حاصل از مشارکت و عدم مشارکت دال طراحی شود[۴۹]. تاکید این قسمت بر قاب‌های خمشی می‌باشد.

الف. تنظیم سختی خمشی تیرها و ستونها

برای به دست آوردن تخمین مناسبی از تغییرشکل سازه و بعضی جابجایی‌های ناشی از کاهش سختی اتصالات، از ضرایب ترک خوردگی برای مولفه‌های خمشی عناصر قاب‌های خمشی استفاده می‌شود. طبیعت غیرخطی پیچیده سازه‌های بتنی به طور خاص، در کنار عدم قطعیت‌های موجود در ورودی و پاسخ لرزه‌ای سازه به طور کلی، انتخاب مقادیر دقیق برای این ضرایب را ناممکن می‌کند.

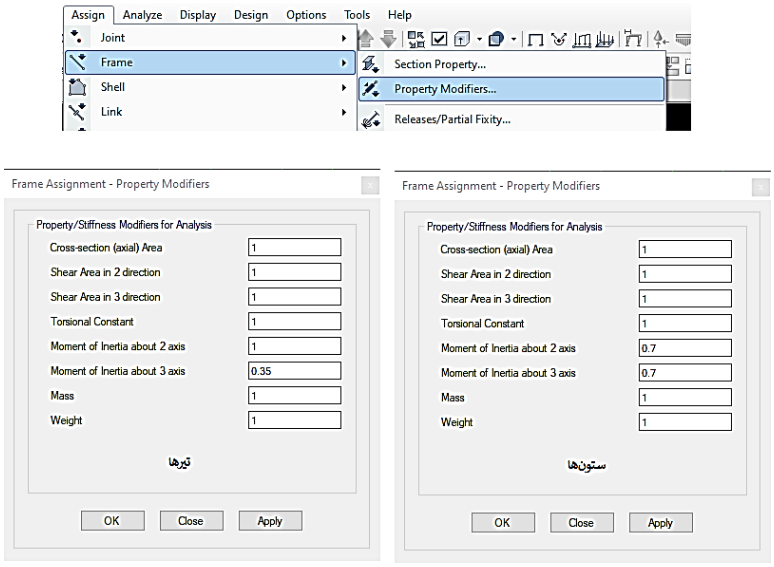
مبحث نهم مقررات ملی در جدول ۹-۶-۲-الف مقادیر ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستون‌ها را پیشنهاد کرده است:

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

گرچه این مقادیر عمدتا برای تحلیل‌های غیرلرزه‌ای کاربرد دارد ولی مطابق رویکرد فعلی از همین مقادیر برای تیرها و ستون‌های انواع قاب خمشی متوسط و ویژه نیز استفاده می‌شود. بنابراین در مدلسازی سختی خمشی ستونها برابر ۰.۷ برای I22,I33 و ۰.۳۵ برای I33 منظور می‌شود.

[49] در دال-تیرها که تیرها از سختی مناسبی برخوردار هستند، استفاده از ضریب ترک خوردگی ۰.۲۵ برای دالها به رفتار مورد انتظار نزدیک می‌باشد.



شکل ۴۰. ضرایب ترک‌خوردگی تیرها و ستون‌ها

برنامه ایتبز این امکان را فراهم کرده است که این ضرایب هم در مرحله تعریف مقاطع و هم بعدا به صورت انتخاب عضو و اعمال آن‌ها تعریف شود. باید دقت شود که برنامه از حاصل ضریب ضرایب تعریف شده در این دو قسمت به عنوان ضریب نهایی اصلاح سختی عضو استفاده خواهد کرد.

در شکل ضرایب اصلاح جرم و وزن تعریف نشده است. این ضرایب برای کاهش وزن ناشی از فصل مشترک دال و تیرهای کف که توسط برنامه به صورت محور به محور منظور شده است استفاده می‌شود. عدم اعمال آن محافظه کارانه است.

ب. تنظیم سختی پیچشی تیرها

مبحث نهم مقررات ملی دو دسته پیچش در عناصر سازه‌ای مورد توجه قرار داده است:

- پیچش تعادلی: که نتیجه رفتار تعادلی عضو سازه‌ای است. به عبارت دیگر، پیچش ایجاد شده در این عضو برای حفظ تعادل سازه لازم است.

- پیچش همسازی: این مولفه پیچشی یک مولفه تحلیلی ناشی از حل معادلات همسازی است. به بیان دیگر سازه بدون این مولفه پیچشی نیز تعادل خواهد داشت مشروط بر آنکه حذف آن به صورت سایر تلاش‌ها در بقیه اعضای سازه بازتوزیع شود. بازتوزیع مرتبط با میزان نامعینی سازه است. هرچه سازه‌ای نامعینی بیشتری داشته باشد امکان بازتوزیع بیشتری در نیروهای داخلی دارد. خوشبختانه سازه‌های بتنی نامعینی بالایی دارند و به همین علت آیین‌نامه در ضوابط خود در موارد متعددی بر این اساس ضوابطی را تنظیم نموده است. بنابراین مبحث نهم مقرارت ملی بیان کرده است که:

۹-۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

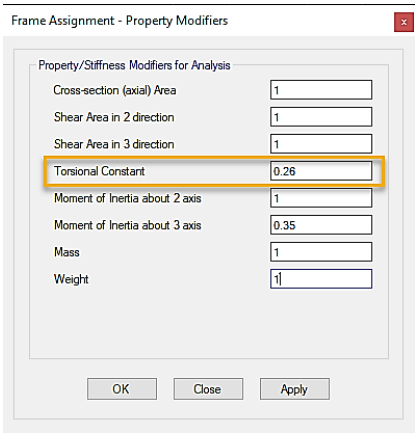
۹-۸-۶-۱-۵ اگر مقدار T_u مطابق با بند قبل باز توزیع شده باشد، مقادیر برش و لنگر ضریب‌دار مورد استفاده در طراحی اعضای مجاور متصل به عضو، باید با پیچش کاهش یافته در تعادل باشند.

بیشتر تیرها در سیستم دال-تیر پیچش همسازی را تجربه می‌کنند. به عنوان نمونه‌ای از پیچش تعادلی می‌توان به تیرهای مجاور پیش آمدگی‌های سازه‌ای اشاره کرد.

به هنگام مدلسازی سازه‌ای ضوابط این بند از طریق اعمال ضرایب ترک خوردگی به مشخصات پیچشی مقطع عضوی که در آن پیچش همسازی وجود دارد تامین می‌شود. ضرایب به صورت سعی و خطا آنقدر تغییر داده می‌شود که در تمام اعضا و برای ترکیب باری که بیشترین T_u دارد رابطه:

$$T_u \sim \emptyset T_{cr}$$

حاکم شود که T_{cr} لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع است که مطابق بند ۹-۸-۶-۲-۲ مبحث نهم محاسبه می‌شود.



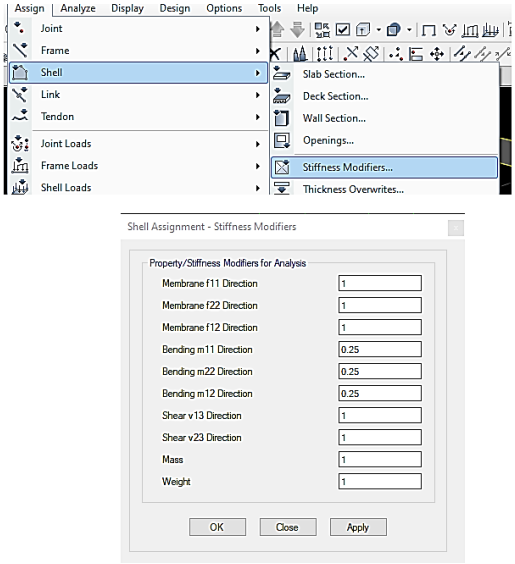
شکل ۴۱. ضرایب ترک‌خوردگی پیچشی

از آنجا که این فرایندی طولانی می‌باشد عمدتا به این منظور از پلاگین‌ها یا برنامه‌های جانبی که به این منظور تهیه شده است استفاده می‌شود. *نکته دیگری که اشاره به آن ضروری است اینست که۱. تنظیم ضریب اصلاح مشخصات پیچشی بعد از محاسبه نهایی ضریب زلزله انجام می‌شود و ۲. برای طرح پیچشی تیرها، ضریب اصلاح سختی خمشی دال براساس آنچه در بند ج بیان شد، ۰.۲۵ منظور شده باشد.*

ه. تنظیم سختی دالهای کف

همان‌طور که در قسمت الف بیان شد آیین‌نامه در جدول ۹-۶-۲-الف، ضریب اصلاح سختی دالها را ۰.۲۵ پیشنهاد کرده است. با توجه به روند فعلی طراحی، برای ارزیابی درست از مقاومت سیستم لرزه‌ای، پیشنهاد شده است که سیستم لرزه‌ای براساس

مقدار بیشتر حاصل از دو مدل یکی با سختی دال خیلی کم (مثلا مقدار ۰.۱) و دیگری ضریب اصلاح سختی دال ۰.۲۵ طراحی شود. این ضرایب به مولفه‌های m11,m22,m12 دال اعمال می‌شود.



شکل ۴۲. ضرایب ترک‌خوردگی دال

در عمل برای طرح اولیه سازه پس از انجام سایر تنظیمات از ضریب اصلاح سختی ۰.۱ برای دال استفاده می‌شود. سپس برای طرح میلگردهای پیچشی تیرها(بند ۶) در یک فایل دیگر این ضریب به ۰.۲۵ اصلاح می‌شود و پس از محاسبه مجدد بند ب، سازه مجددا طراحی می‌شود و جزییات نهایی براساس این دو فایل تهیه می‌گردد.

د. محاسبه پریود تحلیلی

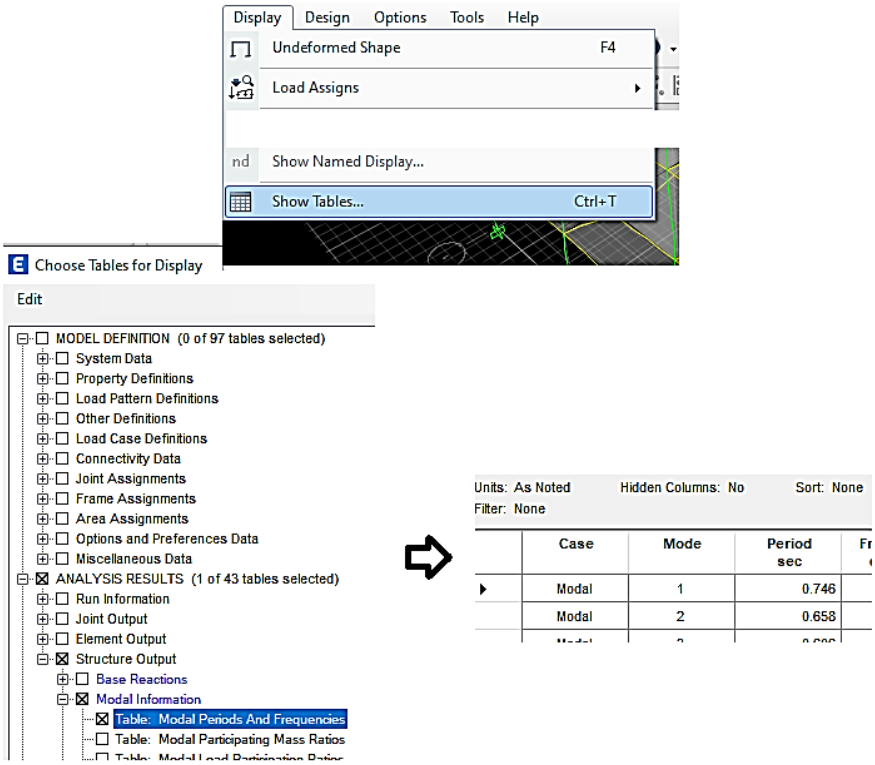
محاسبه پریود تحلیلی برای محاسبه ضریب لرزه‌ای لازم است. برای اینکار در یک فایل جدید و مطابق بند ۳-۳-۳-۳ ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ سختی عناصر سازه‌ای به نحو زیر اصلاح می‌شود:

۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن‌آرمه

در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن‌آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

- در تیرها $I_e = 0.5I_g$
- درستون‌ها و دیوارها $I_e = I_g$

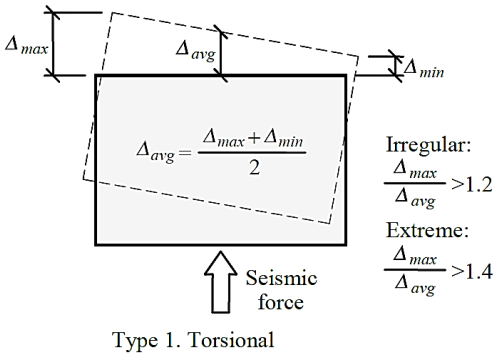
سختی دالها موضوع بند ج توضیحات این قسمت همان ۰.۲۵ منظور می‌شود. علاوه بر این معمولا در این مرحله نیازی به اصلاح سختی پیچشی نیست. با توجه به برداشت مقدار پریود تحلیلی متناظر با مودهای انتقالی که معمولا مودهای اول و دوم ارتعاشی است نیازی به تنظیمات بیشتری نمی باشد.



شکل ۴۳. کنترل پریودهای اصلی سازه

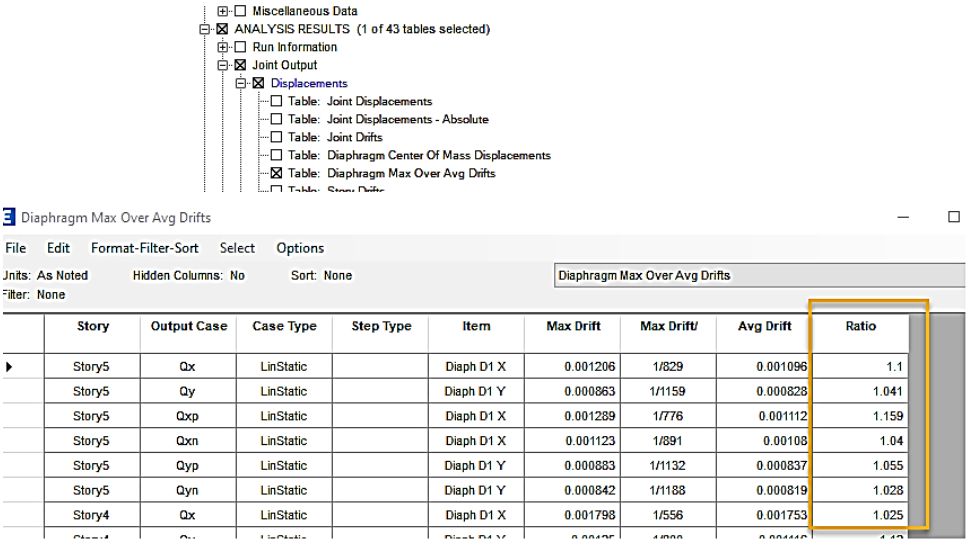
۴. کنترل انواع نامنظمی، ضریب نامعینی و نهایی کردن بارگذاری لرزه‌ای

بررسی انواع نامنظمی‌ها (نامنظمی‌های پلانی و ارتفاعی) برای انتخاب روش تحلیل، روش کنترل دریفت، ضریب نامعینی و حدود کاربرد سیستم انتخابی ضروری است. در این میان بررسی وضعیت نامنظمی پیچشی اهمیت زیادی دارد. در هر طبقه نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی (دریفت) یکی از گوشه‌ها به متوسط تغییرمکان‌های نسبی دو گوشه آن طبقه محاسبه می‌شود. در صورتی که این نسبت بین ۱.۲ تا ۱.۴ باشد، سازه دارای نامنظمی پیچشی زیاد و بیش از آن نامنظمی شدید است.



شکل ۴۴. نامنظمی پیچشی [ASCE 7]

پس از محاسبه اولیه ضریب زلزله، در صورتی که سازه دارای نامنظمی شدید باشد، ضریب نامعینی سازه برابر ۱.۲ خواهد شد ضمنا مقدار خروج از مرکزیت اتفاقی به مقدار A_j بیان شده در بند ۳-۳-۷-۳ بزرگنمایی می‌شود. برای نامنظمی پیچشی حالات لرزه‌ای دارای خروج از مرکزیت هم بررسی می‌شود.



Story	Output Case	Case Type	Step Type	Item	Max Drift	Max Drift/	Avg Drift	Ratio
Story5	Qx	LinStatic		Diaph D1 X	0.001206	1/829	0.001096	1.1
Story5	Qy	LinStatic		Diaph D1 Y	0.000863	1/1159	0.000828	1.041
Story5	Qxp	LinStatic		Diaph D1 X	0.001289	1/776	0.001112	1.159
Story5	Qxn	LinStatic		Diaph D1 X	0.001123	1/891	0.00108	1.04
Story5	Qyp	LinStatic		Diaph D1 Y	0.000883	1/1132	0.000837	1.055
Story5	Qyn	LinStatic		Diaph D1 Y	0.000842	1/1188	0.000819	1.028
Story4	Qx	LinStatic		Diaph D1 X	0.001798	1/556	0.001753	1.025

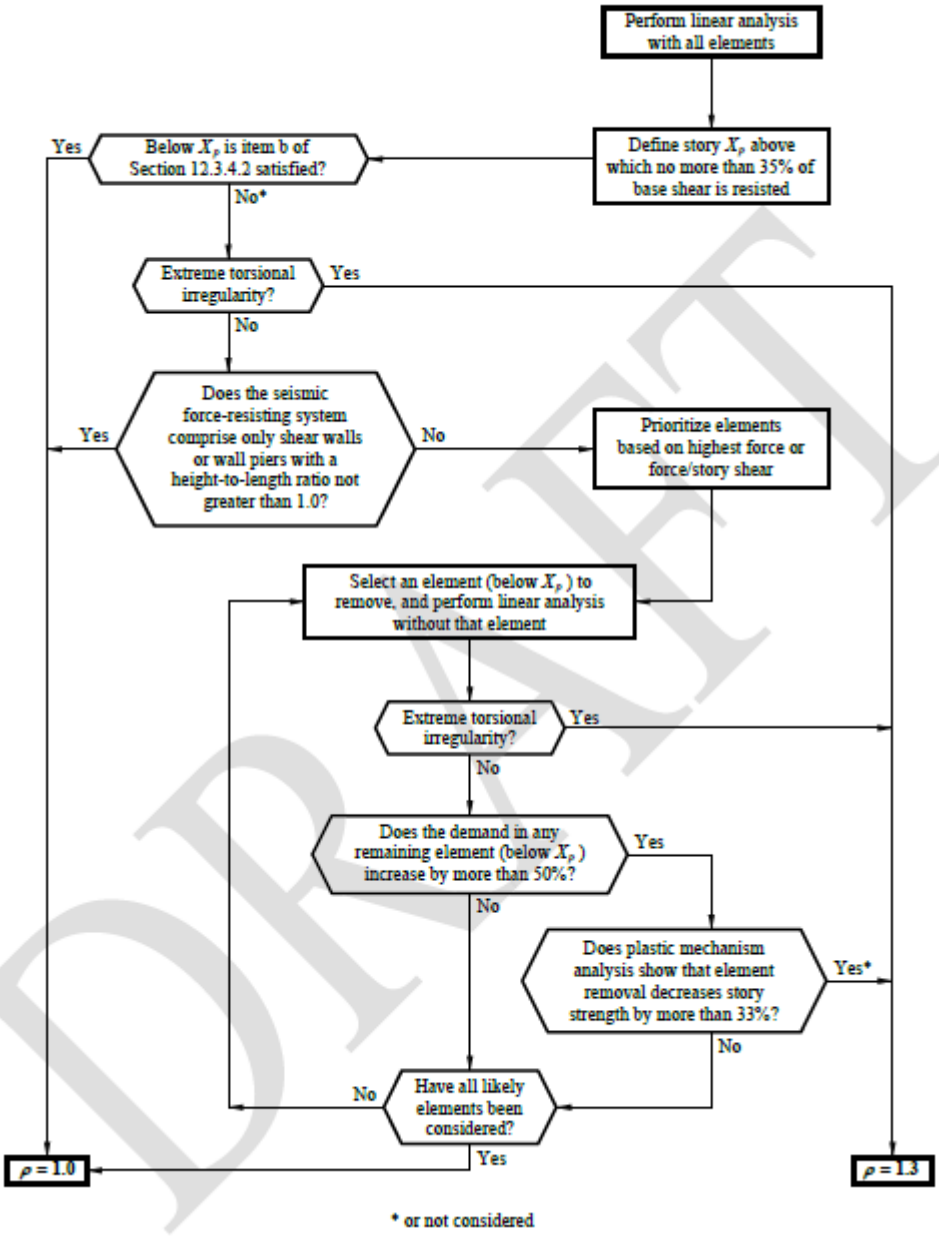
شکل ۴۵. کنترل نامنظمی پیچشی در نرم افزار

در ساختمان‌های نامنظم پیچشی برای کنترل دریفت نیز به جای مرکز جرم، از تغییرشکل‌های محورهای کناری طبقات استفاده می‌شود (بند ۳-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰). علاوه بر این در صورتی که سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، باید از روش طیفی برای تحلیل سازه استفاده شود (بند ۳-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰).

وضعیت نامعینی سازه مطابق ۳-۳-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ بررسی می‌شود. برای بررسی آن عمدتا از روند بیان شده در فلوچارت

asce 7 استفاده می‌شود. گرچه در بعضی موارد بررسی دقیق این ضریب نیازمند انجام تحلیل‌های غیرخطی است. برای

کنترل دریفت، طراحی دیافراگم‌ها، طرح برشی دیوارها و ستونها و اثر پی-دلتا نیازی به منظور کردن این ضریب نیست.



شکل ۴۶. روند تعیین ضریب نامعینی سازه [ASCE 7]

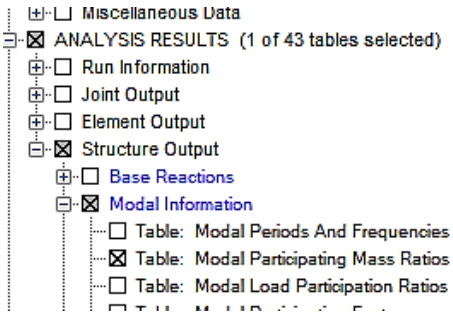
پس از مشخص شدن وضعیت پیچش و محاسبه A_j تعریف الگوی بارگذاری لرزه‌ای و حالات بارگذاری طیفی تکمیل می‌شود. اگر بارگذاری زلزله قائم در مرحله قبل انجام نشده است با توجه به ضوابط بند ۳-۳-۹ در این مرحله باید این بارگذاری نیز کامل گردد.

۳. کنترل دریفت

با توجه به اینکه مطابق بند ۳-۵-۳ آیین نامه ۲۸۰۰ می‌توان از مقادیر پریود تحلیلی بدون محدودیت برای محاسبه ضریب زلزله استفاده کرد (به جز ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد) می‌توان از این امکان برای محاسبه مجدد ضریب زلزله استفاده کرد. ممکن است کاهش احتمالی ضریب زلزله امکان کنترل دریفت را فراهم کند.

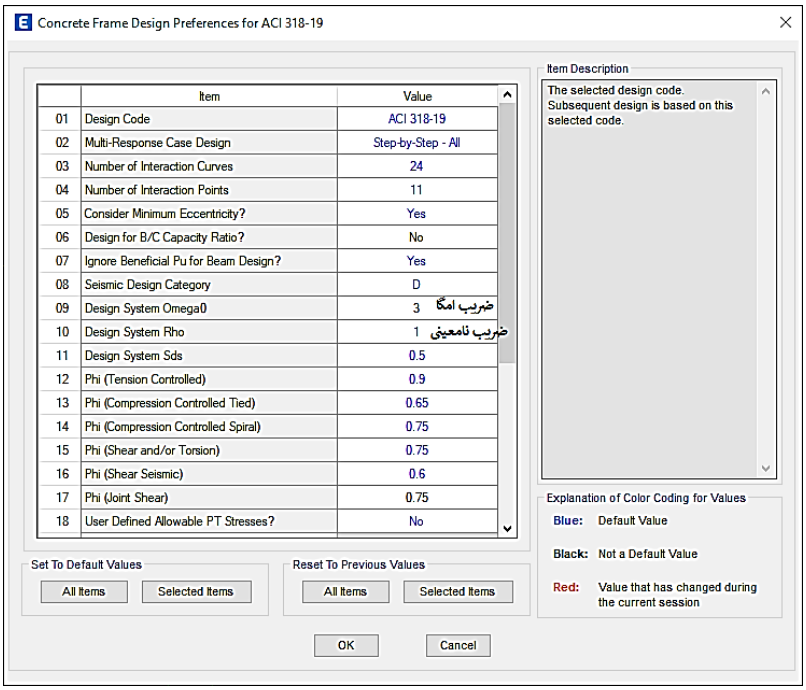
۴. تنظیمات اولیه برای طراحی

پس از محاسبه ضریب زلزله استاتیکی و طیفی و ضریب نامعینی سازه آماده تحلیل خواهد بود. در صورت انجام تحلیل طیفی در این مرحله همپایه سازی برش پایه استاتیکی و طیفی یا اصلاح مقادیر بازتاب مطابق بند ۳-۴-۱-۴ انجام می‌شود. لازم به یادآوری است در تحلیل طیفی عمدتا تعداد مودها برای هر طبقه ۳ (دو انتقالی و یک پیچشی) و در مجموع سه برابر تعداد طبقات در نظر گرفته می‌شود. گرچه این مقدار در بیشتر موارد کاربردی لوازم بند ۳-۴-۱-۲ را تامین می‌کند (در نظر گرفتن تمام مودهایی که مجموع جرم‌های موثر آنها بیش از ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد که این کار به کمک خروجی برنامه و نیز اندکی محاسبات دستی در اکسل) ولی کنترل آن در این مرحله توصیه می‌شود.



شکل ۴۷. بررسی جذب جرمی مودها

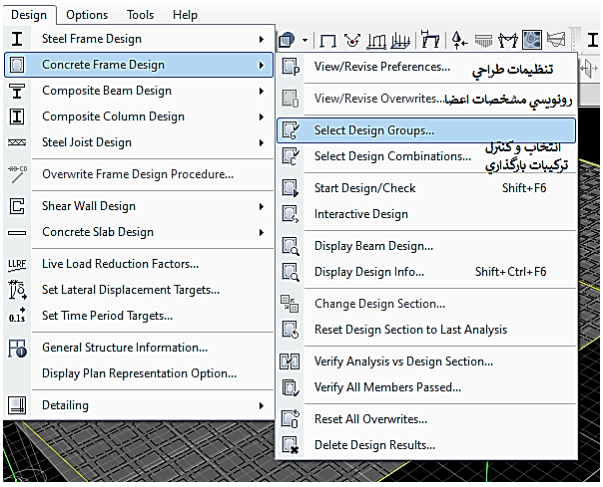
اعمال ضریب نامعینی در صفحه تنظیمات طراحی انجام می‌شود، تا برنامه طراحی اعضای موضوع اعمال این ضریب را برای نیروی لرزه‌ای افزایش داده شده، انجام دهد. تنظیم ضریب اضافه مقاومت سیستم (امگا) نیز در همین صفحه انجام می‌شود.



شکل ۴۸. اعمال ضریب نامعینی و ضریب اضافه مقاومت

پس از انتخاب تمام اعضای سازه‌ای نوع آن براساس شکل پذیری مورد نظر رونویسی می‌شود (intermediate یا special).
کنترل صحت ترکیبات بارگذاری استفاده شده برای طراحی نیز در همین مرحله بررسی می‌شود.

پس از انجام کنترل‌ها و تنظیمات اشاره شده سازه آماده طراحی اولیه برای بار لرزه‌ای است.



شکل ۴۹. تنظیمات مختلف طراحی در نرم افزار

طراحی و تحلیل سازه یک فرایند مبتنی بر سعی و خطاست. بنابراین ممکن است در هر مرحله نیاز به بازبینی مقادیر مفروض اولیه و انجام مجدد مراحل فوق که کلیات آن مورد اشاره قرار گرفت باشد.

۵. کنترل برش چشمه اتصال

پس از انجام طراحی اولیه در فایل مرحله ۴، لازم است برای کنترل برش چشمه اتصال مقاطع ستون‌ها از حالت Design به Check نهایی شود. در صورتی که سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه باشد، به طور مستقیم می‌توان در فایل سیستم لرزه‌بر به کنترل برش چشمه اتصال پرداخت. می‌توان ضریب کاهش مقاومت مربوط به برش اتصال را در صفحه تنظیمات به دو برابر (۱.۷ برای قاب خمشی ویژه و ۱.۵ برای قاب خمشی متوسط) افزایش داد تا بتوان فاصله نسبت D/C برش اتصال از یک را بررسی کرد (برنامه برای نسبت‌های بیشتر از ۱ این مقادیر را گزارش نمی‌کند) .

در مورد قاب خمشی متوسط، برنامه فعلا کنترل برش اتصال را انجام نمی‌دهد. به عنوان یک راه حل می‌توان در یک فایل دیگر نوع شکل پذیری المان‌های ستون را به ویژه تغییر داد. سپس مقدار ضریب کاهش مقاومت مربوط به برش اتصال را به ۰.۷۵ (یا ۱.۵ مطابق توضیحات ذکر شده) اصلاح کرد. در این صورت برنامه قادر به کنترل برش چشمه اتصال قاب خمشی متوسط خواهد بود.

لازم است یادآوری شود که برنامه در مورد محاسبه برش چشمه اتصال در مواضع تغییر مقطع از دقت کافی برخوردار نیست و ممکن است در این موارد نیاز باشد که طراح به صورت دستی کنترل لازم را انجام دهد.

۶. طرح تیرها برای پیچش

برای طراحی پیچشی تیرها براساس سختی خمشی ۰.۲۵ دال انجام می‌شود (m11,m22,m12). اینکار معمولا در یک فایل دیگر انجام می‌شود. همانطور که ذکر شد باید با سعی و خطا ضریب مشخصات پیچشی مقطع به نحوی اصلاح شود که

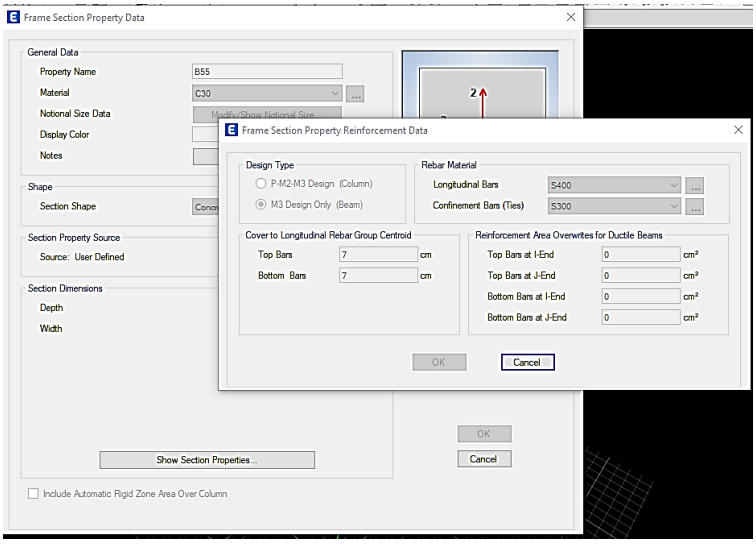
$$T_u \sim \emptyset\, T_{cr}$$

شود. برای اینکار می‌توان از پلاگین‌های مرتبط با موضوع استفاده کرد[50]. در کنترل دستی مقدار T_u از صفحه Envelope طرح تیرها و T_{cr} از صفحه طرح برشی تیرها برداشت می‌شود. توجه نمایید که در نهایت جزییات ترسیمی براساس مقادیر حداکثر از دو فایل با سختی خمشی دال ناچیز و ۰.۲۵ تهیه می‌شود.

۱. کنترل‌های تکمیلی مربوط به قاب خمشی ویژه

در صورت استفاده از قاب خمشی ویژه لازم است بعضی تنظیمات و کنترل‌های مهم دیگر نیز انجام شود که به طور خلاصه در این قسمت به تعدادی از آنها اشاره خواهد شد.

با توجه اینکه کنترل‌های مربوط به *برش چشمه اتصال*، و تیرضعیف – ستون قوی نیازمند تعریف دقیق میلگردهای طولی تیرهاست لازم است در تعاریف مقاطع تیرها براساس جزییات نهایی مدنظر طراح، میلگردهای بخش Reinforcement Area Overwrite for ductile beam دقیقا مطابق جزییات تعریف شود.

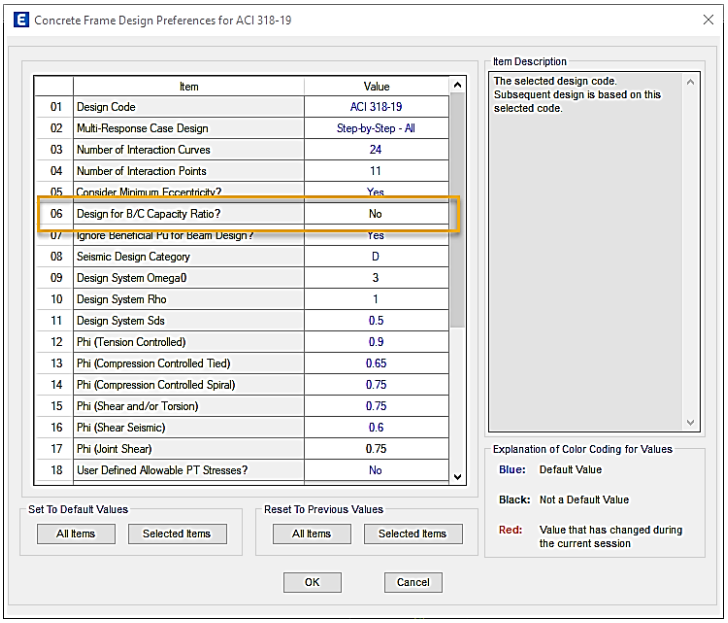


شکل ۵۰. تعریف میلگردهای اصلی دو سر تیر

به این منظور باید هریک از تیرها به حداقل به سه قسمت تقسیم شود و مقاطع ابتدا و انتهایی آن دقیقا مطابق جزییات باز تعریف شود. بدیهی است به این منظور ممکن است به تعداد قابل توجهی مقطع برای پوشش دادن وضعیت تیرهای یک سازه به طور کامل نیازمند باشیم.

کنترل مهم دیگر، مربوط به *تیرضعیف- ستون قوی* یا حداقل مقاومت خمشی ستون است (موضوع بند ۹-۲۰-۶-۴) . مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، در بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۴ و ۹-۲۰-۶-۴-۵ مواردی که می‌توان از این کنترل صرفنظر کرد را مورد اشاره قرار داده است. در صورتی که ستونی نتواند این ضابطه را تامین نماید، باید از مشارکت آن در سیستم لرزه‌ای صرفنظر کرد. در این صورت کلیه کنترل‌های دیگر بدون مشارکت سختی این ستون باید مجددا انجام پذیرد. در هر حال میلگردگذاری عرضی این ستون براساس ضوابط شکل پذیری ویژه در سرتاسر ارتفاع خود انجام می‌شود. برنامه ETABS می‌تواند میلگردهای طولی ستون را طوری طراحی کند که این نسبت پاسخگو شود (قسمت ۶ به Yes تغییر داده شود)

[50] بعضی از همکاران طراح با قرار دادن میلگرد پیچشی حداقل طولی و عرضی برای تمام تیرهای یک سقف وافل از این فرایند چشم پوشی می‌کنند. این روند حداقل برای دالها در جهت اطمینان نیست.



شکل ۵۱. محاسبه خودکار میلگردهای طولی ستون برای پاسخ تیر ضعیف، ستون قوی

اصلاح دیگری که توسط بعضی از طراحان انجام می‌شود، *سختی خمشی تیرها برای در نظر گرفتن اثر حضور دال مجاور تیرها* می‌باشد (ناحیه توپر مجاور تیرها). با توجه به اینکه معمولا مقاطع تیرها به صورت مستطیل شکل تعریف می‌شود، در حضور دال، مقطع عملا به صورت T یا L شکل رفتار خواهد کرد. در این صورت ضریب I33 به جای ۰.۳۵ صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$0.35 \times (\frac{I_T}{I_R})$$

قسمتی از دال که همزمان با تیر رفتار می‌کند براساس بند ۹-۶-۳-۳ تعیین می‌شود.

۹-۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T

۹-۶-۳-۳-۱ در تیرهای T شکل که دارای دال یک‌پارچه و یا مرکب می‌باشند، عرض موثر بال، b_f، باید برابر با عرض جان تیر، b_w، به اضافه‌ی قسمتی از بال در هر طرف تیر مطابق جدول ۹-۶-۱ در نظر گرفته شود. در این جدول h ضخامت دال و s_w فاصله‌ی آزاد بین جان تیر مورد نظر و جان تیر مجاور آن می‌باشد.

جدول ۹-۶-۱ محدودیت ابعاد برای عرض موثر بال از هر جان تیر T شکل

وضعیت	عرض موثر بال، از هر جان تیر	
بال در دو طرف جان	کم‌ترین از:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
بال در یک طرف جان	کم‌ترین از:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

این اصلاح سختی در فایلی اعمال می‌شود که سختی خمشی دال مقدار ناچیزی فرض شده است. زیرا در فایلی که سختی خمشی دال ۰.۲۵ می‌باشد اثر سختی دال مجاور تیر دیده شده است.

به هنگام تهیه جزییات ستونها لازم است، ستونهایی که نیروی فشاری قابل توجهی تحمل می‌کنند مشخص شود (موضوع قسمت ج بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲). تمام میلگردهای طولی این ستون‌ها باید دارای مهار جانبی به واسطه گوشه دورگیرها یا قلاب لرزه‌ای ویژه باشند. ستون‌هایی که برای ترکیبات بارگذاری شامل بار لرزه‌ای، $P_u > 0.3f_c'A_g$ باشند شامل این بند می‌شود. P_u نیروی محوری ستونهاست.

۸. کنترل‌های مربوط به سیستم دوگانه

سیستم دوگانه در سازه‌های ساختمانی بلند کاربرد دارد. با این حال، ضریب رفتار این سیستم جذابیت آن را برای سازه‌های کوتاه‌تر در میان طراحان افزایش داده است. باید توجه داشت که وقوع رفتار دوگانه میان قاب و دیوار در سازه‌های کوتاه مرتبه محل تردید زیادی است، و عمدتا نمی‌توان انتظار تامین شرایط مفروض را در این دسته سازه‌ها داشت، خصوصا در ابعاد محدود که سختی قاب‌ها نسبت به دیوار مقدار ناچیزی است عملا سیستم به سمت دیوار باربر یا قاب ساختمانی میل خواهد داشت. توجه به مبانی رفتاری این سازه‌ها به هنگام تصمیم‌گیری برای انتخاب آنها ضرورت دارد.

مهم‌ترین کنترل مربوط به سیستم دوگانه، کنترل کفایت قاب خمشی برای تحمل حداقل ۲۵ برش پایه در طبقات است. یکی از روش‌های رایج در این زمینه به شرح زیر است[51]:

۱- برای کلیه دیوارها در کلیه طبقات، ضریب اصلاح سختی برشی یا همان گزینه f12 ، برابر صفر معرفی شود. همچنین ضرایب اصلاح سختی خمشی مربوط به گزینه m11 ، m22 و m12 برابر با ۰.۰۱ معرفی شود .ضرایب اصلاح مربوط به f11 و f22 بدون تغییر و برابر همان مقادیر موجود در مدل اصلی باقی می‌مانند.

۲- در خصوص دیوارهای برشی دمبلی شکل که دارای ستونهای مرزی در دو انتهای خود میباشند، ضرایب اصلاح سختی خمشی این ستونهای مرزی I22 و I33 عدد کوچکی نظیر ۰.۰۱ معرفی شود تا میزان مشارکت آنها در باربری جانبی به حداقل برسد.

۳- گره‌های اتصال پای دیوار در تراز شالوده مفصلی شوند.

۴- لازم است نیروهای زلزله وارد بر سازه، به ۲۵ درصد نیروهای زلزله مدل اصلی کاهش یابند لیکن، با توجه به آنکه علیرغم کاهش سختی دیوارها، کماکان بخشی از نیروی جانبی هر طبقه توسط دیوارها جذب میشود، مقتضی است با معلوم بودن سهم دیوارها و قاب از برش هر طبقه، بجای ۲۵ درصد نیروهای زلزله، از مقدار بزرگتری استفاده شود تا اطمینان حاصل گردد سهم قاب، حداقل ۲۵ درصد شده است .همانطور که پیشتر اشاره شد، سهم ستونهای مرزی در دیوارهای دمبلی به عنوان بخشی از سهم دیوار محسوب میگردد و نباید بعنوان سهم قاب در نظر گرفته شود.

نهایتاً، اعضای قاب در *طبقاتی* که ضابطه ۲۵ درصد را اقناع نکرده‌اند تحت نیروهای زلزله افزایش یافته، به شرح بند ۴ ، بررسی و در صورت لزوم طراحی مجدد شوند.

علاوه بر این مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ دیوارهای سازه‌ای باید به تنهایی قادر به تحمل ۵۰ درصد برش پایه باشند. به این منظور می‌توان با کاهش سختی تیرها و ستون‌ها یا مفصلی کردن اتصالات آنها به تحقیق این مهم پرداخت. سیستم دوگانه که در آن قاب خمشی که ضابطه ۲۵ درصد را تامین نکند، باید به صورت دیوار باربر یا قاب ساختمانی طراحی شود. در صورت تامین نشدن ضابطه ۵۰ درصد، سیستم باید به صورت قاب خمشی ویژه طراحی شود.

[51] به نقل از کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی

۱-۶. طراحی و کنترل دال وافل برای خدمت‌پذیری

پس از نهایی شدن طراحی سیستم لرزه‌ای (نهایی شدن ابعاد تیر و ستون) نوبت به کنترل نهایی خدمت پذیری دال وافل می‌رسد. در این مرحله کفایت مشخصات دال انتخابی از نقطه نظر خدمت پذیری از دو منظر خیز (تغییرشکل) و کنترل ارتعاش بررسی خواهد شد. در صورت لزوم ممکن است از ابعاد دیگری برای قالب‌ها استفاده کرد.

ا. کنترل خیز (تغییرشکل) دال

در بخش ۱-۴ به تفصیل مراحل کنترل خیز دال در برنامه ETABS توضیح داده شد که از تکرار آن در این بخش خودداری می‌شود. مبنای روش شرح داده شده در بخش مذکور روش برانسون بوده است. به عنوان یک روش دیگر که در حقیقت روش پیاده شده در برنامه ETABS و SAFE هم می‌باشد، می‌توان براساس مدل افت(جمع شدگی[۵۲]) و خزش بیان شده در نشریه ACI 209 نیز به محاسبه خیز پرداخت. باید توجه داشت با توجه به طبیعت بسیار تقریبی محاسبات خیز، نتایج این روش لزوما دقت بیشتری در اختیار قرار نمی‌دهد لیکن علاقمندانی در بین طراحان سازه دارد. در نشریه ACI 209 مدلهای برای محاسبه ضریب خزش و کرنش افت معرفی شده است. ویرایش پنجم مبحث نهم هم در پیوست چهار خود مدلی برای محاسبه ضریب خزش و کرنش افت (جمع شدگی) معرفی کرده است. با استفاده از مدل ACI 209 کرنش افت (جمع شدگی) برای بتن به سن t که خشک شدگی آن در زمان t_c شروع شده است، با رابطه زیر تعریف شده است:

$$\varepsilon_{sh}(t,t_c) = \frac{(t-t_c)^{\alpha}}{f+(t-t_c)^{\alpha}} \cdot \varepsilon_{shu} \qquad \text{(A-1)}$$

و ضریب خزش در زمان t بر اثر بارگذاری در زمان t_0 با رابطه زیر:

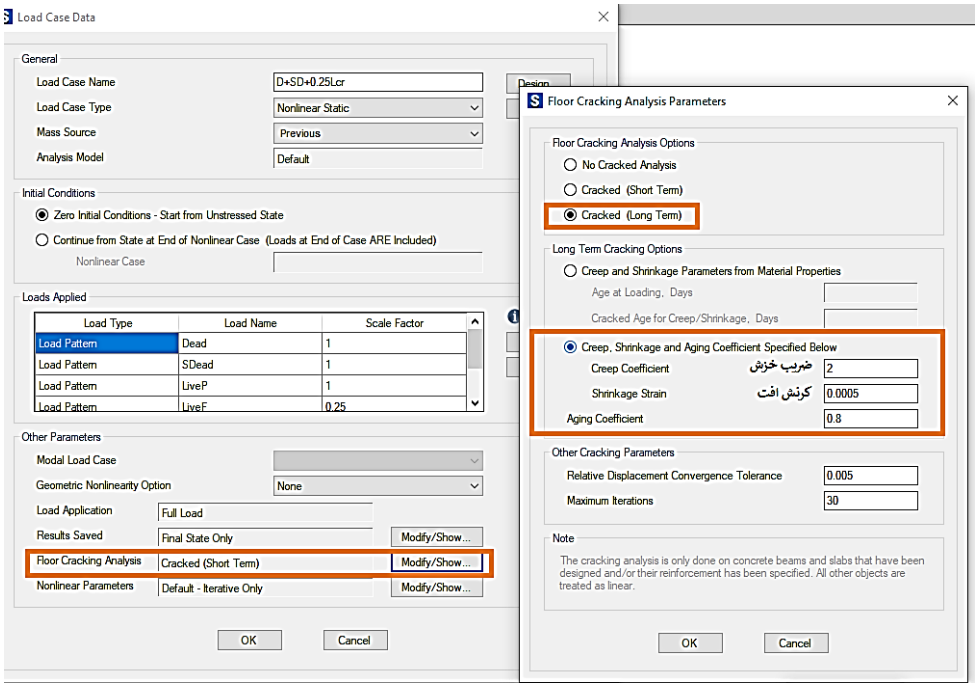
$$\phi(t,t_o) = \frac{(t-t_o)^{\psi}}{d+(t-t_o)^{\psi}}\phi_u \qquad \text{(A-18)}$$

محاسبه می‌شود.

در نهایت پس از محاسبه ضریب خزش و کرنش افت[۵۳] با مدل مذکور یا مدل مبحث نهم این ضرایب به برنامه معرفی می‌شوند:

[52] Shrinkage

[53] جزییات محاسبه این ضرایب در کتاب طراحی دال و فونداسیون مهندس سلطان آبادی، محاسب حرفه‌ای مهندس آقازاده و جزوه دکتر حسین زاده اصل آمده است. جهت سهولت نرم افزارهایی هم این ضرایب را محاسبه می‌کنند.



شکل ۵۲. تعریف ضریب خزش و کرنش افت

راجع به روشهای کنترل خیز اشاره به موارد زیر ضروری است:

✓ برای محاسبه خیز دالهای وافل و سایر دالهای غیرهمگن (کوبیاکس، بابلدک، یوبوت و...) استفاده از روش aci 209 یا سایر مدلهای پیش بینی افت و خزش مناسب نمی‌باشد. لازم به ذکر است که به دلیل هندسه ناهمگن توزیع رطوبت خصوصا در تخمین Shrinkage بسیار با فرضیات مدلهای مذکور فاصله دارد. از آنجا که این مدلها در حالت عادی در حدود ۳۰ درصد خطا دارند. به طور سنتی از مدلهای افت و خزش بیشتر در طرح سازه‌های پیش تنیده استفاده شده است.

✓ روش Aci 209 صرفا برای سیمانهای تیپ ۱ و ۳ و نیز سیمان های غیر پوزولانی کاربرد دارد. در صورت استفاده از غیر این مصالح، طبعا استفاده از این روش چندان معتبر نیست.

✓ در صورت اصرار به استفاده از مدلهای پیش بینی افت و خزش توصیه شده است محاسبات از مدل Bazant-Baweja B3انجام شود. این مدل دقیق ترین مدل پیش بینی افت و خزش می‌باشد. جزییات این مدل در aci 209.2بیان شده است.

✓ استفاده از مدل برانسون برای محاسبه تغییر شکل‌های دراز مدت به خصوص در دالهای غیر تخت کماکان روش مناسبی می‌باشد در این صورت، نیازی به وارد شدن به جزییات پارامترهای مدلهای پیش بینی افت و خزش و احیانا استفاده غیر آگاهانه از آنها نمی‌باشد. در هر حال همانطور که بارها در مراجع گوناگون بیان شده است، محاسبه خیز دراز مدت به صورت دقیق یا حتی نزدیک به دقیق با هر روشی در سازه‌های بتنی، امکان‌پذیر نمی‌باشد.

✓ محاسبات خیز دراز مدت با مدلهای پیش بینی به مش بندی حساس است. لذا در صورت استفاده از این مدلها تحلیل حساسیت مدل نسبت به اندازه مش‌ها ضروری است. برای الگوی محاسبه خزش در این مدلها روش مبتنی بر سری

Dirchletمنجر به همگرایی بهتری می‌شود. در صورت برخورد به مشکل همگرایی می‌توان روش محاسبه خزش را از Full integration به این روش تغییر داد.

✓ برنامه ETABS و SAFE برای محاسبات خیز براساس مدلها از سه پارامتر استفاده می‌کند: کرنش افت، ضریب خزش و ضریب تغییر مدول الاستیسیته با زمان. در برنامه SAFE امکان اعمال تغییر روی پارامتر سوم وجود ندارد ولی در برنامه ETABS از ضریب Aging Coefficient استفاده شده است. مقدار پیش فرض این ضریب در برنامه ETABS, SAFE مقدار ۰.۸ است. توجه نمایید که خزش از زمان t به t' به صورت یکنواخت افزایش نمی‌یابد و این ضریب برای منظور کردن این عدم یکنواختی است. برنامه SAFE و ETABS از رابطه زیر برای به روز آوری مقدار ضریب الاستیسیته بر اثر خزش استفاده می کند.

$$E'(t) = \frac{E(t_0)}{1 + x(t,t_0)\emptyset(t,t_0)}$$

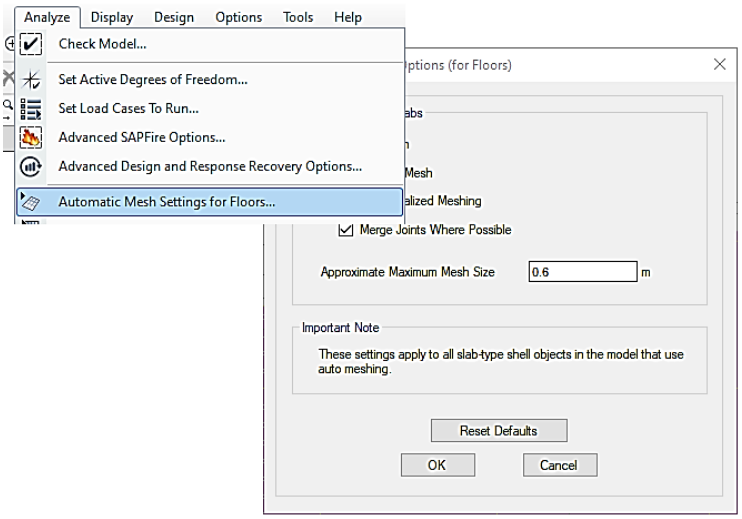
که $x(t,t_0)$ ضریب Aging Coefficient است.

✓ همانطور که ذکر شد مقدار پیش فرض برنامه کاملا مناسب است (هشت دهم) در صورت تمایل به تغییر آن می‌توان به مدل Bazant ، پیش بینی اثرات خزش با استفاده مدول موثر تنظیم شده با سن بتن مراجعه کرد.

پس از توضیحات فوق مراحل استفاده از این روش در برنامه ETABS به صورت خلاصه به قرار زیر است:

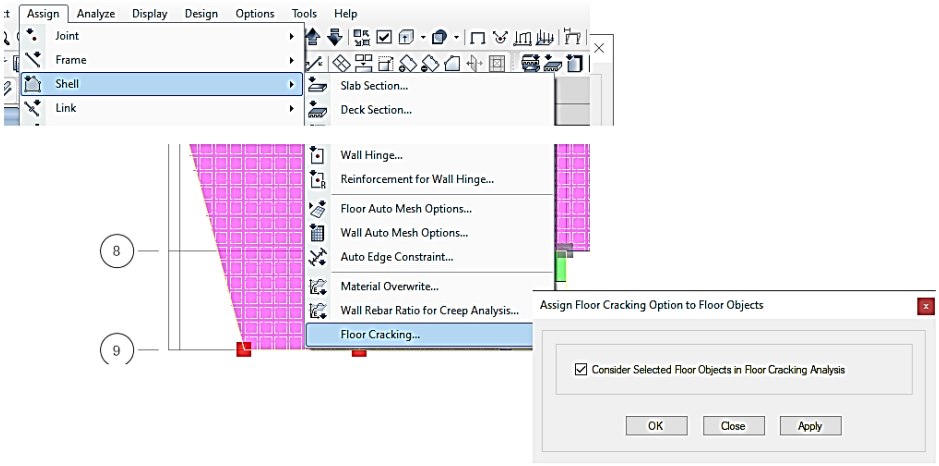
- *از مدل ETABS یک کپی تهیه کرده؛ ضرایب ترک خوردگی تیرها، ستونها و دالها را به مقدار یک اصلاح کنید.* برنامه آنالیز ترک خوردگی را برای دالها و تیرها انجام می‌دهد لذا نیازی به تغییر این ضرایب نیست.

- *اندازه مش بندی کف را کنترل کنید.* پیشنهاد می‌شود مقدار حداکثر آن را به اندازه قالب وافل یا کمتر کاهش دهید.



شکل ۵۳. تنظیم اندازه مش بندی

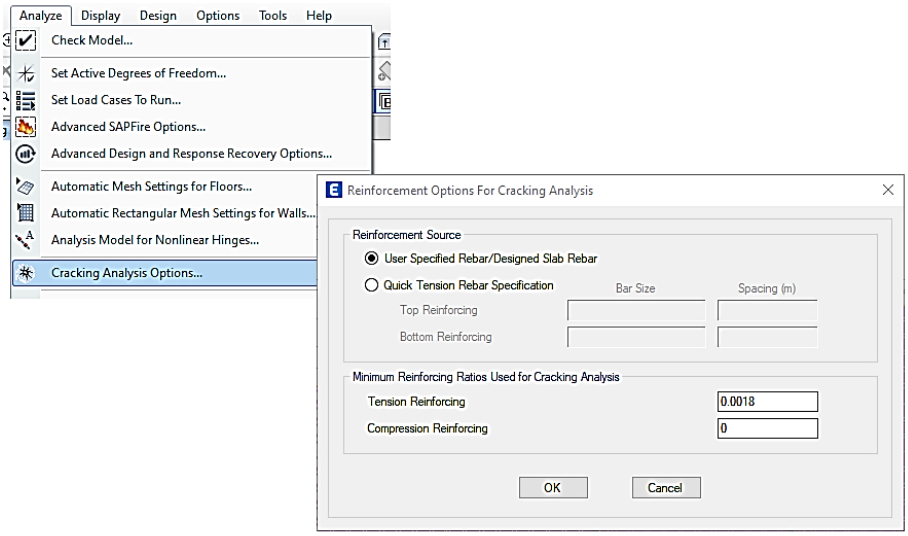
- *تیرها و دالهای کف‌هایی که قصد محاسبه خیز آن را دارید انتخاب کرده، انجام تحلیل ترک خوردگی برای آن فعال کنید* (جداگانه). با توجه به اینکه فرایند تحلیل ترک خوردگی طولانی است فقط کفهایی که مشابه هستند را انتخاب نمایید.



شکل ۵۴. تنظیم انجام تحلیل ترک خوردگی برای کف مورد نظر

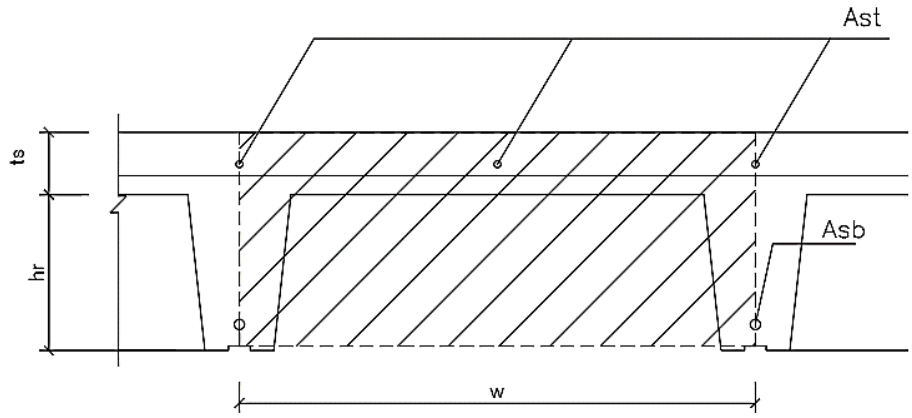
- *نوارهای طراحی مربوط به دالهای وافل در طبقات مورد نظر را در هر دو راستا ترسیم کنید.* عرض این نوارها به اندازه محور به محور وافل منظور کنید.

- *تنظیمات تحلیل ترک خوردگی را بررسی نمایید.*



شکل ۵۵. تنظیم میلگردگذاری طولی برای تحلیل ترک خوردگی

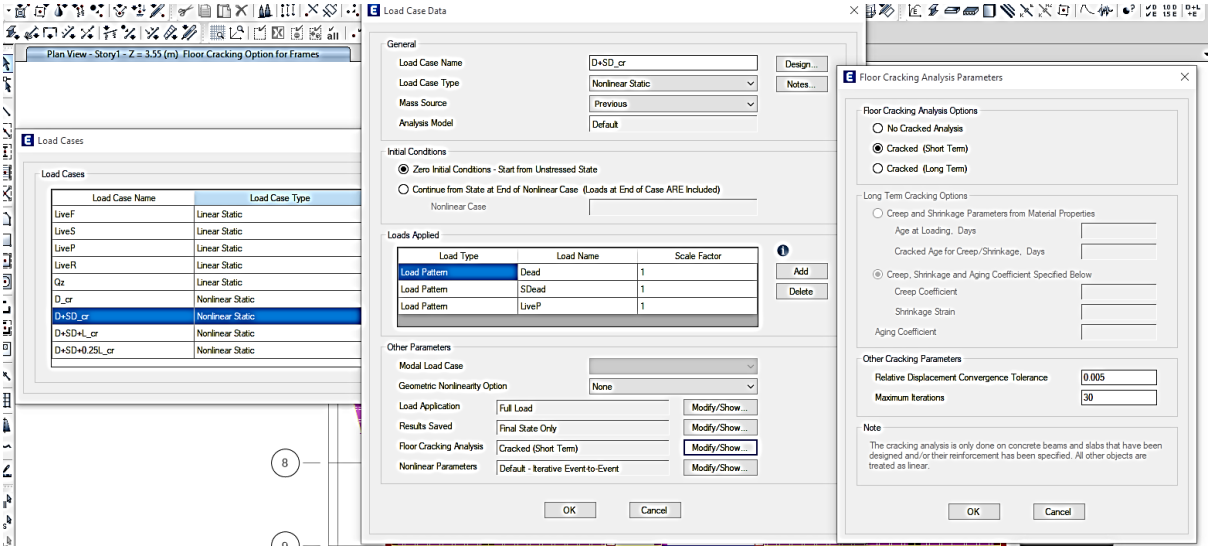
در نسبت میلگرد کششی دال وافل در قسمت Tension Reinforcing توصیه شده است این نسبت براساس میلگردهای واقعی ثابت پاشنه دال وافل اصلاح شود (می‌توان میلگرد پاشنه را طوری در نظر گرفت که این نسبت تامین شود). به این منظور میزان میلگرد پاشنه بر مساحت دال توپر معادل تقسیم شود. مقدار نسبت میلگرد فشاری به دلیل اینکه ممکن است رفتار فشاری آن تحریک نشود، معمولا صفر منظور می‌شود.



شکل ۵۶. محاسبه نسبت میلگردهای طولی

$$\rho_t = \frac{\sum A_{st}}{w.(hr+ts)} \geq 0.0018\,, \rho_b = \frac{A_{sb}}{w.(hr+ts)} \geq 0.0018$$

- *ترکیبات بارگذاری طراحی دال را بررسی نمایید.* معمولا برای سیستم‌های دال-تیر، طراحی برای بارهای ثقلی کافی بوده نیازی به منظور کردن ترکیب بارهای شامل بارهای لرزه‌ای نیست.
- *مشابه مطالب بیان شده در قسمت ۱-۴ حالات بارگذاری مربوط به خیز آنی را تعریف نمایید.*



شکل ۵۷. تعریف حالت بارگذاری خیز آنی

1. $D + SD + Lp : Cracked\ Short\ term$
2. $D + SD + Lp + Live(all) : Cracked\ Short\ term$

- *ترکیب بارگذاری خیز آنی بارهای زنده را تعریف کنید:*

1. $[D + SD + Lp + Live(all)]cracked - [D + SD + Lp]cracked$

- *عبارت خیز دراز مدت به صورت زیر تعریف می‌شود:*

خیز آنی ناشی از بارهای زنده+ خیز دراز مدت بارهای ماندگار از زمان نصب پارتیشن = خیز درازمدت

خیز آنی ناشی از بارهای زنده در قسمت قبل محاسبه شده است

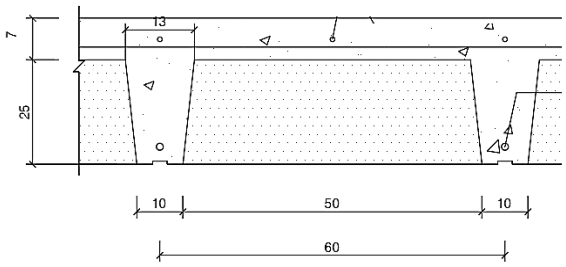
خیز دراز مدت ناشی از بارهای ماندگار (بعد از گذشت ۵ سال) محاسبه می‌شود. معمول است که از این خیز مقدار خیز اولیه ناشی از تغییر شکل اسکلت تا زمان آغاز نسبت پارتیشن و سفت کاری کسر می‌شود. زمان آغاز عملیات سفت کاری سه ماه بعد از پایان اسکلت در نظر گرفته می‌شود. دقت نمایید که محاسبه خیز براساس سناریوی اجرایی هر پروژه متفاوت است، لیکن زمان‌های ذکر شده، بیشتر توسط طراحان مورد استفاده قرار می‌گیرد. نکته مهم دیگر توجه به بارهای حین ساخت خصوصا در سازه‌های بلند است که در اینجا نادیده گرفته شده است ولی ممکن است این مهم حاکم شود. بنابراین

$$1.D + SD + Lp + \alpha.Live(all)]crcaked\ LongTerm - [D + \beta.SD]cracked\ 3\ Months$$

ضریب α تخمینی از درصد ماندگار بارهای زنده در طول زمان سرویس سازه است. این درصد در آیین نامه‌های داخلی مقداری ذکر نشده است لیکن در بعضی آیین نامه های بین المللی پیشنهادهایی وجود دارد. معمولا برای کاربری‌های مسکونی ۲۰ درصد (۰.۲)تا ۳۰ درصد مقداری مناسب است[۵۴]. مقدار ضریب β درصدی از بار مرده کفسازی است که ممکن است قبل از اجرای پارتیشن‌ها اجرا شده باشد. پیشنهاد می‌شود این مقدار برابر صفر منظور شود لیکن بسته به شرایط اجرا مقداری بین ۱۰ تا ۲۰ درصد در نظر گرفته شود.

بنابراین دو حالت بارگذاری ترک خورده دراز مدت یکی برای زمان ۵ ساله (که اصطلاحا خزش و افت مربوط به زمان بی‌نهایت گفته می‌شود) مربوط به جمله اول و دیگری سه ماهه مربوط به جمله دوم تعریف می‌شود. برای هر کدام از این حالات بارگذاری ضریب خزش و کرنش افتادگی با استفاده از مدل *aci 209* یا مبحث نهم محاسبه می‌شود.

به عنوان نمونه، برای در صورتی که متوسط رطوبت محیطی برابر ۶۰ درصد، اسلامپ ۷۰ میلی‌متر، نسبت ریزدانه به مجموع دانه‌بندی ۴۰ درصد، عیار بتن ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، عمل آوری پیوسته به مدت سه روز و برای مقطع T شکل زیر



شکل ۵۸. نمونه مقطع دال وافل برای محاسبه ضریب خزش و کرنش افت

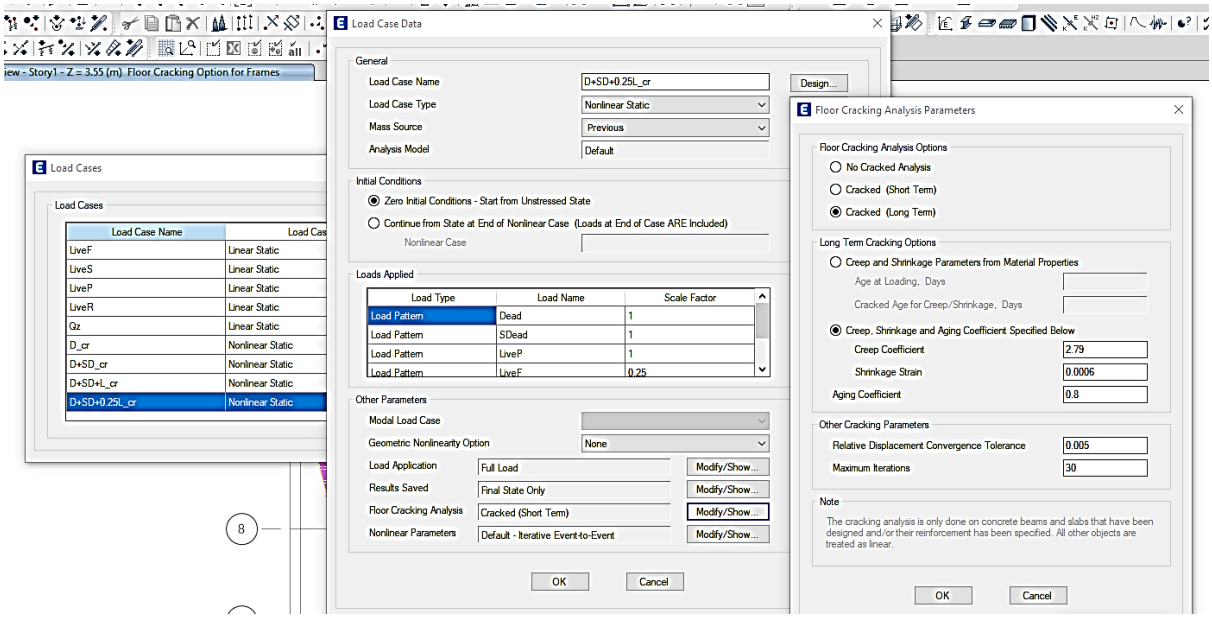
ضریب خزش سه ماهه حدود ۱.۳ و کرنش افتادگی ۰.۰۰۱۶۲۴ محاسبه می‌شود. برای محاسبه مقادیر نهایی همین ضرایب (پنج ساله) می‌توان از جدول ۹-پ۴-۱ و ۹-پ۴-۳ مبحث نهم استفاده کرد. این مقادیر به ترتیب در حدود ۲.۷۹ و حدود 600×10^{-6} محاسبه می‌شود.

حال دو حالت بارگذاری زیر

$$1.D + SD + Lp + 0.20Live(all)] - crcaked\ LongTerm$$

[54] در آیین نامه اروپا مقدار حداقل این ضریب برای کاربری‌های مسکونی ۰.۳ ذکر شده است. برای کاربرهای دیگر این مقدار تا ۰.۶ افزایش می‌یابد.

$2.\ [D + 0.10.SD] - cracked\ 3\ Months$



شکل ۵۹. تعریف حالت بارگذاری درازمدت

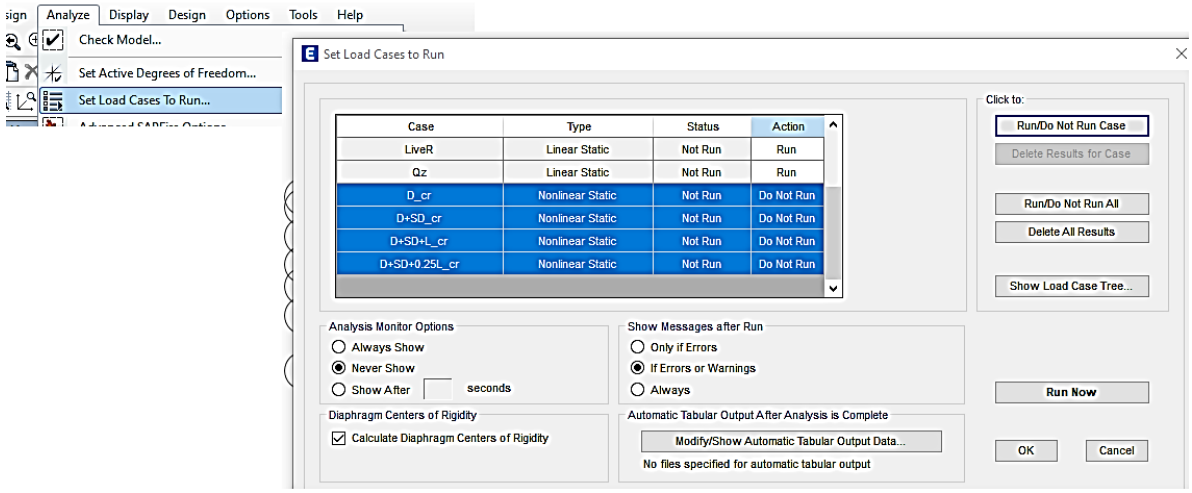
با ضرایب فوق تعریف می‌شود

- *در نهایت ترکیب بارگذاری درازمدت تعریف می‌شود:*

$1.\ D + SD + Lp + 0.25 \times Live(all)]crcaked\ LongTerm - [D + 0.10 \times SD]cracked\ 3\ Months$

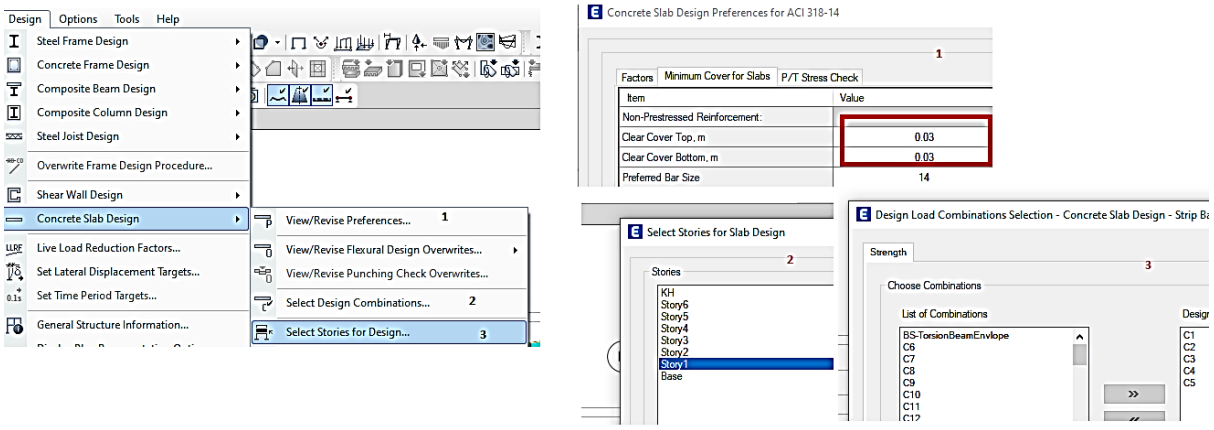
- *حالات بارگذاری مربوط به ترکیب بارهای ترک خوردگی را غیرفعال کنید.* چون در این مرحله هدف طراحی است[۵۵] و سپس استفاده از نتایج آن برای تحلیل ترک خوردگی است.

[55] در نرم افزار SAFE 20 نیازی به این مرحله نیست. برنامه به صورت اتوماتیک طراحی را انجام می‌دهد. در این برنامه صرفا انجام تنظیمات طراحی دال (مثل میزان کاور، آیین نامه و ترکیبات بارگذاری) قبل از تحلیل کافی است. تحلیل را انجام و نتایج را بررسی نمایید



شکل ۶۰. غیرفعال کردن تحلیل‌های ترک‌خوردگی در این مرحله

- *سازه را تحلیل کنید* در ادامه، ابتدا اسکلت برای محاسبه نتایج طراحی تیرها و سپس دالهایی که قصد محاسبه خیز آن را دارید طراحی نمایید. به این منظور ابتدا ترکیبات بارگذاری و میزان کاور دال تنظیم نمایید سپس طبقات مورد نظر جهت طراحی را مشخص کنید.



شکل ۶۱. تنظیمات طراحی دال

- *حالات بارگذاری مربوط به ترکیبات ترک خوردگی را فعال کنید* (حالات بارگذاری که در مرحله قبل تحلیل کردید در این گام غیرفعال کنید). سازه را مجددا تحلیل نمایید. پس از پایان تحلیل می‌توانید مشابه بخش ۱-۴ خیز دراز مدت را کنترل نمایید.

۲. کنترل ارتعاش

در بخش ۴-۵ فصل ۱ روشی برای کنترل ارتعاش کف معرفی شد. در ویرایش پنجم مبحث نهم کنترل ارتعاش با محدود کردن فرکانس کف پیشنهاد شده است. انتظار می‌رود با محدود کردن مقدار فرکانس ارتعاش، برای کاربری‌های مسکونی که فاقد ابزار دقیق حساس می‌باشند، آسایش ساکنین را تامین نمود. در موارد خاص یا نیاز به بررسی دقیق‌تر می‌توان از همان روش فصل ۱ استفاده کرد.

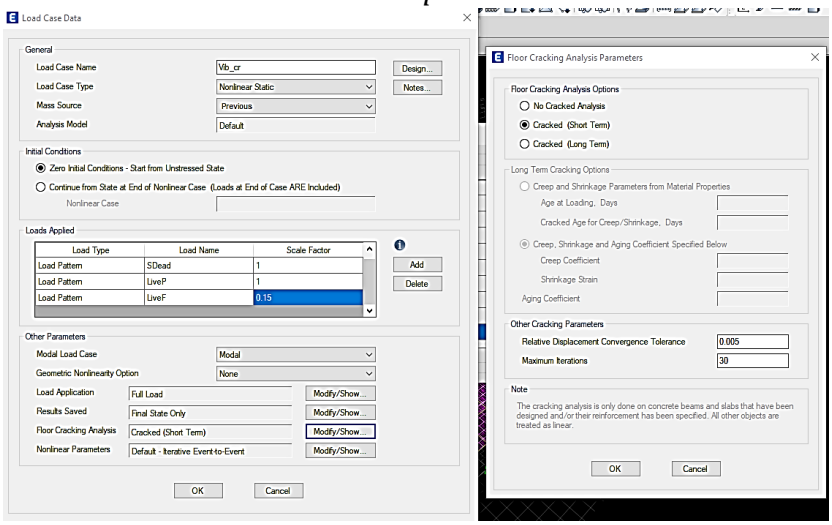
جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

مطابق جدول ۹-۱۹-۴ مبحث نهم برای ساختمان‌های مسکونی و اداری فرکانس دوره‌ای کف به ۵ هرتز محدود شده است. به هنگام محاسبه فرکانس ارتعاش کف، در نظر گرفتن اثرات ترک خوردگی و مشارکت بار زنده ضروری است[۵۶]. توجه نمایید که هرچه جرم سازه کمتر باشد مسئله ارتعاش پیامدهای بیشتری دارد. لازم به ذکر است در محاسبه ارتعاش ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن را می‌توان ۱.۲۵ برابر مقدار E_c منظور کرد. مراحل محاسبه فرکانس کف در برنامه ETABS به قرار زیر است:

- از فایل طراحی یک کپی تهیه نمایید. مقدار Ec مطابق بند ۹-۳-۶-۱ مبحث نهم محاسبه نمایید (با دقت به واحدها). مقدار مدول الاستیسیته بتن در فایل به ۱.۲۵ برابر این مقدار اصلاح کنید.
- ضرایب ترک خوردگی I33 تیرها و m11,m22,m12 دالها را به ۱ اصلاح نمایید (توضیحات پانوشت ۵۲ را ببینید).
- حالت بارگذاری غیر خطی ترک خوردگی زیر را تعریف نمایید.

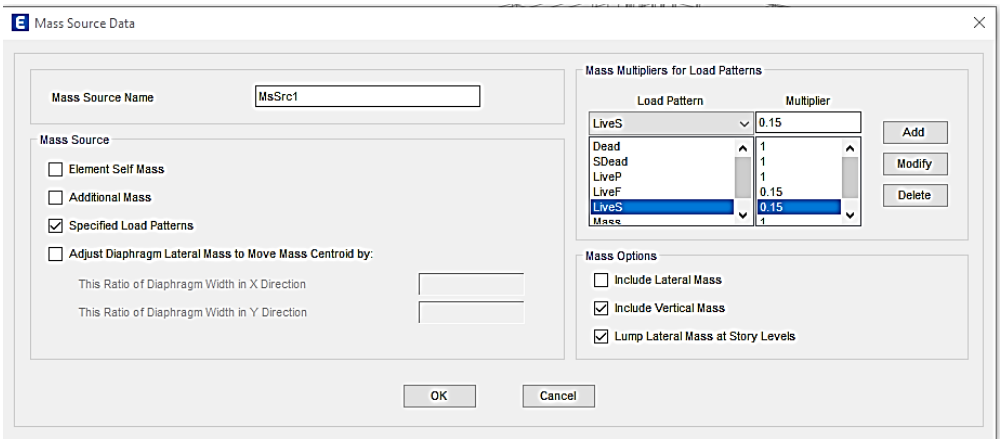
$$1.D + SD + Lp + 0.15 \times L$$



شکل ۶۲. حالت بارگذاری غیرخطی برای کنترل ارتعاش

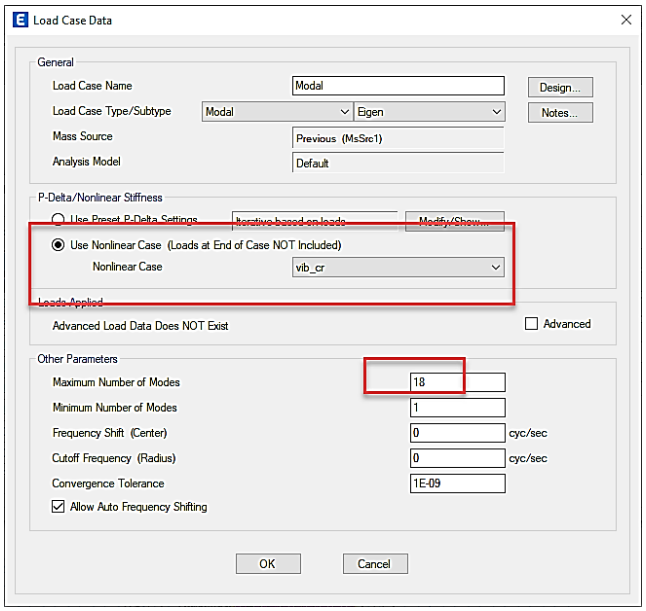
- جرم ارتعاشی را تعریف نمایید. با توجه به اینکه ارتعاش قائم بررسی می‌شود، جرم جانبی غیرفعال شود.

[56] ضریب مشارکت بار زنده به هنگام محاسبه فرکانس تناوبی کف برای کاربری‌های مسکونی ۰.۱۵ منظور شود. برای سایر کاربری مقدار ۰ پیشنهاد شده است.



شکل ۶۳. تعریف جرم ارتعاشی

- انجام تحلیل ترک خوردگی برای کف و تیرها فعال کنید[۵۷].
- تعداد مودها و نیز حالت تحلیل ترک خوردگی را در تحلیل مودال فعال کنید. حالات بارگذاری طیفی را در صورت وجود حذف کنید.



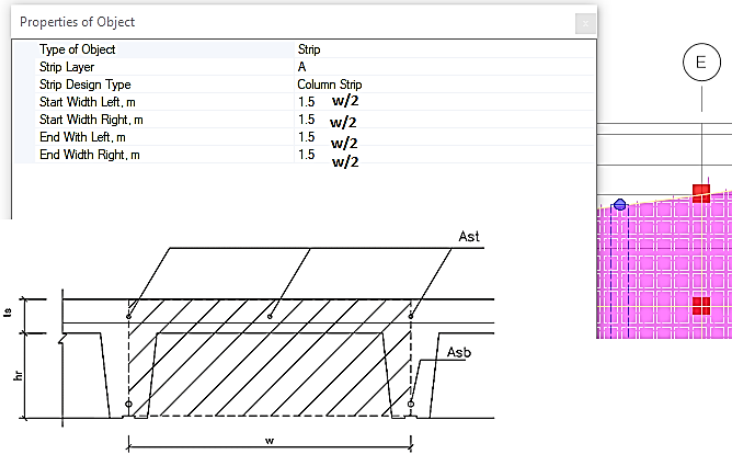
شکل ۶۴. تنظیمات اولیه برای تحلیل ارتعاشی

- سازه را تحلیل کنید.
- با ملاحظه جابجایی ها (یا فشردن کلید F6) پریود مودهای مختلف پنل‌های کف را بررسی نمایید. مقدار پریود مرزی برای کاربری مسکونی ۰.۲ می‌باشد. پریودهای کمتر از این مقدار قابل قبول است.

[57] با توجه به اینکه در برنامه ایتبز همه طبقات حضور دارند برای کوتاه تر شدن زمان انجام تحلیل خصوصا در ساختمان‌های چند طبقه می‌توان با حذف باقی طبقات تحلیل را روی یک طبقه انجام داد. به جای اینکار می‌توان از تحلیل ترک خوردگی صرفنظر کرد و صرفا ضرایب ترک خوردگی سرویس را به اجزای سازه ای اعمال کرد (0.35 برای دالها و ۰.۵ برای تیرها).

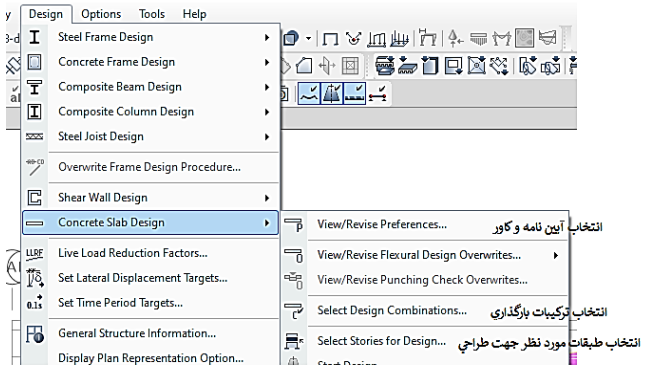
۱-۷. طراحی نهایی دال وافل

طراحی مقاومتی دال در این مرحله و پس از اطمینان از رفتار مناسب خدمت‌پذیری سازه با استفاده از برنامه ETABS انجام می‌شود. ضرایب ترک خوردگی در این حالت مشابه فایل طرح سیستم لرزه‌ای تنظیم می‌شود؛ لیکن ضریب ترک خوردگی دال برابر ۰.۲۵ منظور می‌شود (m11,m22,m12). لازم است در این فایل نوارهای طراحی دال ترسیم شود. فاصله نوارهای طراحی از یکدیگر برابر با محور به محور rib ها تنظیم می‌شود. عرض نوارهای طراحی نیز برابر با همین مقدار می‌باشد.



شکل ۶۵. تعریف نوارهای طراحی

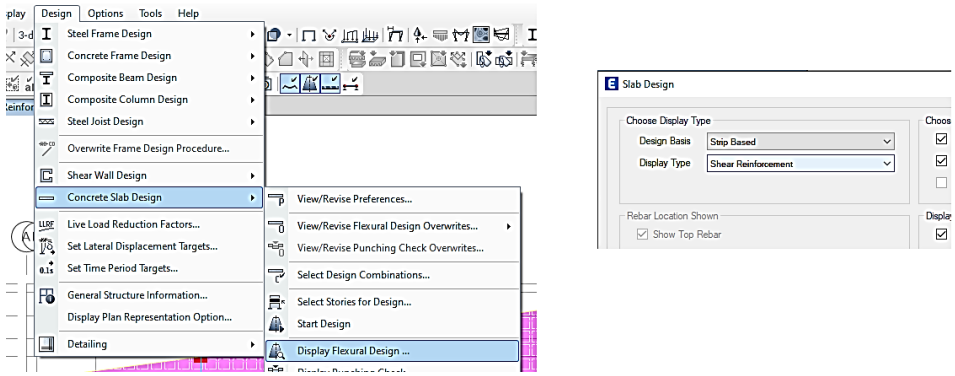
پس از ترسیم نوارهای طراحی، تنظیمات طراحی دال انجام می‌شود. ترکیبات بارگذاری مورد نیاز برای طراحی دال در سیستم دال-تیر شامل ترکیبات بارگذاری ثقلی است مگر آن که سختی نسبی تیر به دال کم باشد در اینصورت شرایط مشابه دال بدون تیر خواهد بود. علاوه براین طبقه یا طبقات مورد نظر برای طراحی مشخص و در نهایت آیین نامه و کاور دال تنظیم نمایید.



شکل ۶۶. تنظیمات طراحی دال

۱. طرح دال وافل برای برش یکطرفه

برنامه ETABS دافل وافل را برای برش طراحی می‌کند.[۵۸] برای ملاحظه نتایج طراحی برشی پاشنه تیرچه‌ها می‌توان از صفحه نتایج خمشی ملاحظه کرد. نتایج ارایه شده به صورت Av/s می‌باشد.



شکل ۶۷. ملاحظه نتایج طراحی برشی دال

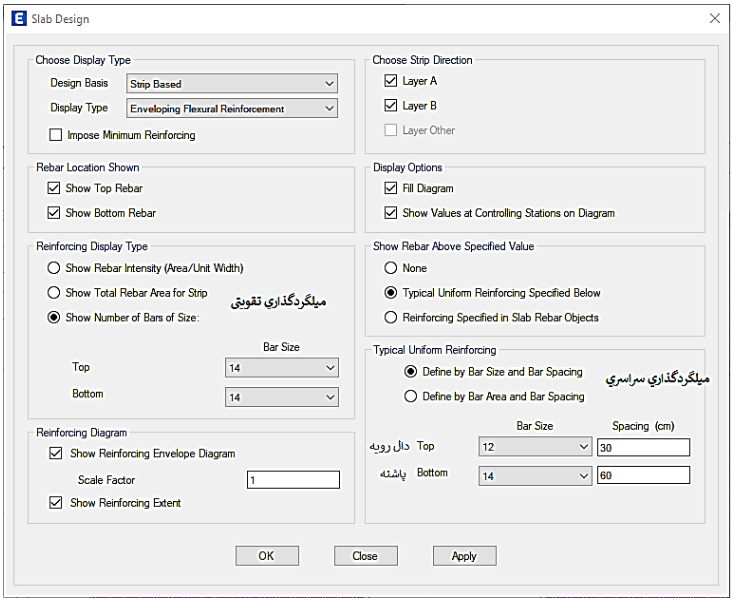
میلگردگذاری برشی پاشنه تیرچه مشابه تیرهاست. در بیشتر موارد پاشنه تیرچه از نظر محاسباتی نیازی به آرماتور برشی ندارد. بنابراین در میلگرد گذاری حداقل عرضی پاشنه، ملاحظات اجرایی حاکم است. در صورتی که طراحی برشی تیرچه‌ها پاسخگو نباشد (عمدتا در تکیه‌گاه‌ها)، می‌توان ناحیه مجاور تیرها توپر در نظر گرفت (معمولا به فاصله d از بر تیر که d عمق موثر تیر می‌باشد) و مجددا طراحی را کنترل نمود. ممکن است در صورت پاسخ ندادن برشی تیرچه، نیاز به استفاده از قالبی با ابعاد متفاوت باشد.

۲. طرح خمشی دال وافل

نتایج طراحی خمشی دال وافل نیز از صفحه نمایش نتایج طرح خمشی قابل ملاحظه است. بهتر است میلگرد حداقل سراسری طولی پاشنه براساس تیر T شکل محاسبه شود[۵۹]؛ در اینصورت ضوابط بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ مبحث نهم رعایت می‌شود.

[58] این راهنما براساس نسخه ۲۰ یا بالاتر برنامه ETBAS تنظیم شده است.

[59] گرچه مطابق بعضی از نظرات همان معیار ۰.۰۰۱۸ براساس سطح دال معادل هم ضخامت نیز قابل استفاده است.



شکل ۶۸. ملاحظه نتایج طراحی خمشی دال

۳. ملاحظات مربوط به برش دوطرفه و شکل پذیری اتصال

یکی از مهم ترین اجزای سیستم کف، اتصالات دال به ستون است. این مهم هم در مورد دالهای بدون تیر و هم دالهایی که ضخامت تیر کمی دارند (سختی تیر به دال کمتر ۱ یا $\alpha_f < 1$) یا در یک راستا بدون تیر هستند اهمیت دارد. علاوه بر این، میزان برش ثقلی موجود در این اتصالات می تواند به میزان قابل توجهی بر شکل پذیری آنها موثر باشد. با افزایش بار ثقلی و میزان دریفت، شکل پذیری این اتصالات کاهش می‌یابد و امکان بروز خرابی به صورت برش منگنه‌ای افزایش می‌یابد. آیین نامه استفاده از حداقل آرماتور برشی در این اتصالات در حالاتی که برش موجود از حد مشخصی با توجه به دریفت موجود- بالاتر باشد را اجباری کرده است. استفاده از آرماتور برشی حداقل در این اتصالات صرفنظر از میزان برش، توصیه می شود. این مهم در کنار ملاحظات مربوط به برش منگنه‌ای این اتصالات می‌باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴ اتصالات دال به ستون

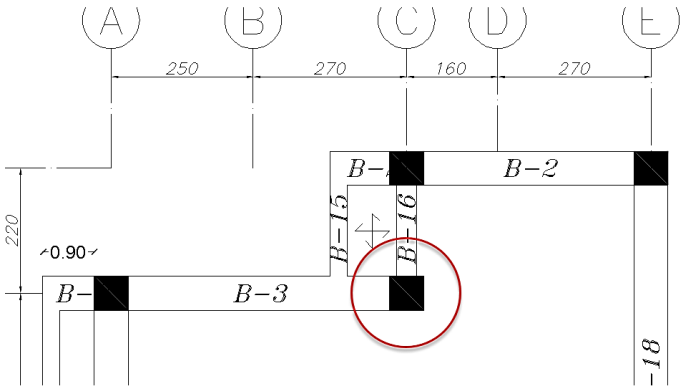
۹-۲۰-۱۰-۴-۱ در اتصالات دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر به ستون، باید در کلیه‌ی مقاطع بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{v_{u\nu}}{\varphi v_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه‌ی $v_{u\nu}$ فقط ترکیب‌های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگ‌ترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه‌ی مورد نظر هستند، محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه‌ی آرماتور برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ نمی‌باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

لازم به یادآوری است این خرابی بیشتر در سیستم‌های بدون تیر اهمیت دارد. مجددا تاکید می‌گردد در صورتی که ضخامت تیر به نسبت دال کم باشد عملا سیستم مشابه یک دال تخت عمل خواهد کرد. علاوه بر این همیشه لازم است هنگامی که در

یک راستا، تیر به اتصال وارد نمی‌شود نیز این بند بررسی شود. اکیدا توصیه میشود در دال تیرها، مقدار α_f کمتر از ۱ اختیار نشود.

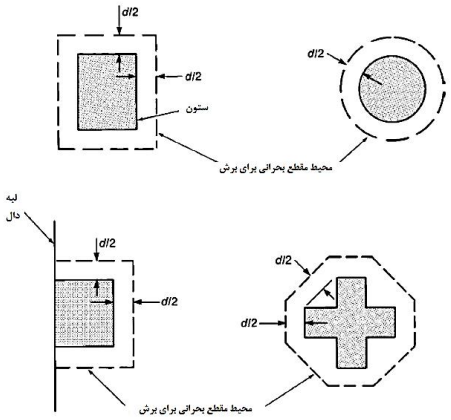


شکل ۶۹. نمونه ستون‌هایی که نیاز به کنترل شکل‌پذیری دارند

در رابطه بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ همان دریفت نسبی طبقه می‌باشد. v_{uv} تنش برشی ناشی از ترکیب بارهای شامل نیروی لرزه‌ای است که روی سطح بحرانی اطراف ستون محاسبه می‌شود که مقداری مشابه سطح بحرانی در برش منگنه‌ای دارد. می‌توان به جای کنترل مستقیم این بند که اندکی دشوار است، مطابق توصیه بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ همواره حداقل میلگردگذاری برشی در این اتصالات انجام داد.

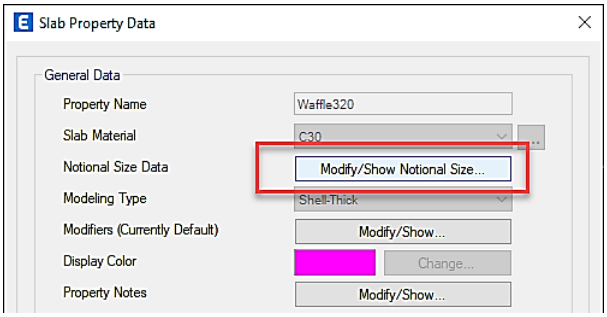
مراحل کلی کنترل این بند در برنامه ETABS به شرح زیر می‌باشد:

- محیط بحرانی برش منگنه‌ای اطراف اتصال مورد نظر را محاسبه کنید(b_0).



شکل ۷۰. محیط بحرانی در برش دوطرفه

مساحت بحرانی (A_v). از حاصلضرب محیط بحرانی در ضخامت دال معادل وافل بدست می‌آید. به جای محاسبه دقیق ضخامت دال معادل می‌تواند از ضخامت اسمی معادل آن که در صفحه تعریف مشخصات دال وافل در برنامه ETABS گزارش می‌شود استفاده کرد.



شکل ۷۱. ضخامت اسمی دال وافل در نرم افزار

- V_{uv} از اختلاف نیروی محوری ستونهای بالا و پایین اتصال برای ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله (می‌توان ترکیب بار Envelope تعریف کرد) محاسبه می‌شود.

$$V_{uv} = P_{uv,t} - P_{uv,b}$$
$$v_{uv} = V_{uv}/A_v$$

- دریفت طبقات بالا و پایین به روش معمولی بدست آورید. بیشترین مقدار دریفت این دو طبقه برای محاسبات استفاده می‌شود. در صورتی که دریفت حداکثر از ۰.۰۰۵ (یا ۱/۲۰۰) کمتر باشد می‌توان این ضابطه را نادیده گرفت.
- مقدار $\emptyset v_c$ از رابطه‌های ۹-۸-۲۰ محاسبه شود:

۹-۸-۵-۳ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

۹-۸-۵-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ی که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-الف)}$$

$$v_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-ب)}$$

$$v_c = 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-پ)}$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. هم‌چنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

مقدار $\emptyset$ برابر ۰.۷۵ منظور می‌شود. مطابق توضیحات قبل، d همان ضخامت دال معادل وافل می‌باشد.

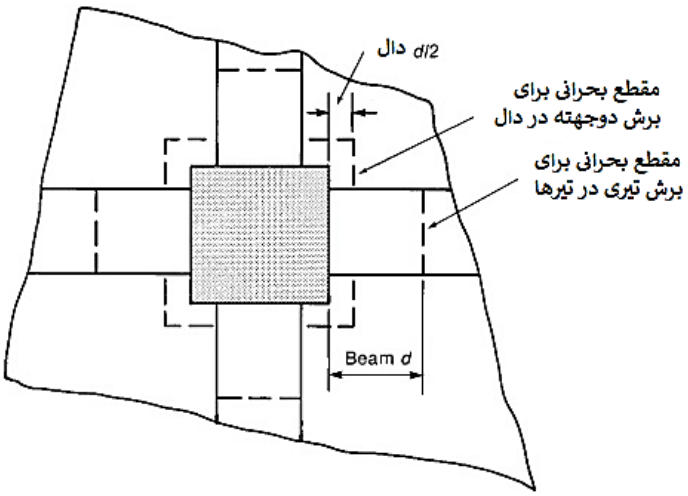
- عبارت $0.035 - \frac{1}{20}\frac{v_{uv}}{\emptyset v_c}$ محاسبه و با دریفت حداکثر طبقات بالا و پایین اتصال مقایسه می‌شود. در صورتی که دریفت از این مقدار بیشتر باشد نیاز به میلگرد گذاری برشی حداقلی در اتصال می‌باشد که تا 4h از بر اتصال در راستای های بدون تیر امتداد می‌یابد. در این ناحیه دال به صورت توپر اجرا خواهد شد. مساحت حداقل میلگرد گذاری برشی (A_{vs}) به نحوی انتخاب شود که :

$$\frac{A_v}{s}.\frac{f_{ys}}{b_0} \geq 0.29\sqrt{f'_c}$$

باشد (که A_{vs} مساحت ساق‌ها، b_0 محیط بحرانی برش دوطرفه و s فاصله بین خاموت‌هاست). جزییات خاموت گذاری مشابه برش دوطرفه است (بخش ۴-۲ فصل ۱ را ببینید).

به هر حال توصیه شده است با توجه به پیچیدگی‌های رفتار دال در محل اتصال، در مواقعی که مقدار دریفت به میزانی است که مطابق این بند به خاموت گذاری برشی نیازی نیست هم، مقدار حداقلی جهت تامین شکل پذیری توسط طراحی در نظر گرفته شود.

در تکمیل این بحث مجددا تاکید می‌گردد که در سیستم دال-تیر، ضخامت تیر به نحوی انتخاب شود که α_f مقدار مناسبی داشته باشد (کمتر از ۱ انتخاب نشود). در غیر اینصورت قسمتی از برش به صورت دوطرفه منتقل خواهد شد. متاسفانه آیین نامه در مورد چگونگی بررسی این حالت توصیه ای ندارد. یک روش مناسب در شکل ۷۲ نشان داده شده است.



شکل ۷۲. سطح بحرانی برای برش دوطرفه (پانچ) در دال-تیر

در این روش برای ترکیب بارهای بحرانی، درصدی از تلاش های اتصال که به صورت دوطرفه منتقل می شود (درصد اختلاف نسبت آلفا-اف با ۱ سهمی از نیروی برشی است که به صورت دوطرفه منتقل خواهد شد) برای سطح بحرانی دال برای برش دوطرفه که *بین تیرهاست*، کنترل می شود. این کنترل باید به صورت دستی انجام شود. یک روش برای محاسبه نیروهای مورد نیاز:

الف. به روش ذکر شده برای شکل پذیری اتصال، محاسبه اختلاف تلاش های ستون بالا و پایین اتصال مورد نظر (P,M1,M2) انجام می‌شود؛

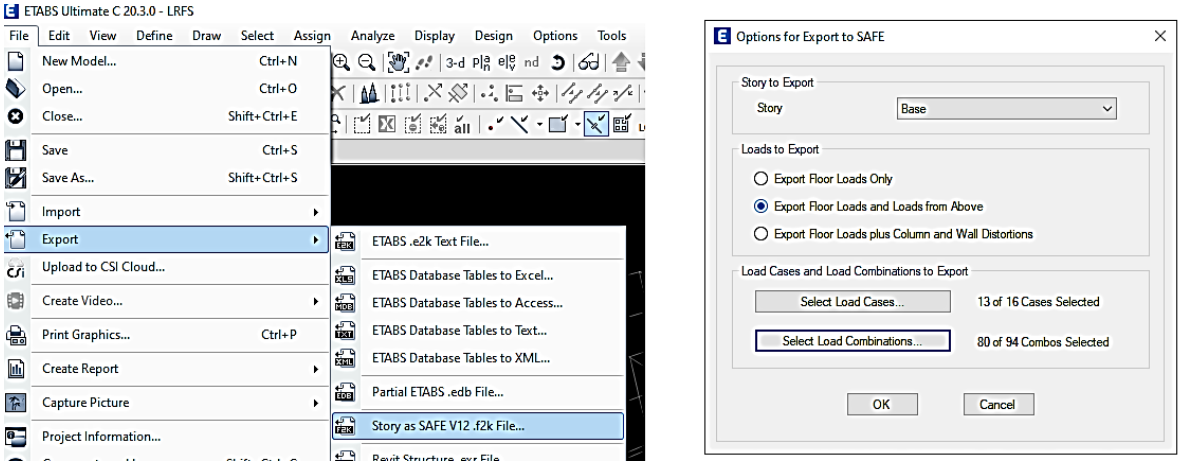
ب. بررسی سطح بحرانی ذکر شده برای ضریبی از نیروهای مذکور ($1-\alpha_f$). روش تقریبی دیگر -که محافظه کارانه است- کنترل برش دوطرفه بدون در نظر گرفتن تیرها برای کل نیروی بحرانی است. این روش در بخش دوم این فصل برای دالهای بدون تیر بیان شده است

۸-۱. طراحی فونداسیون و نقشه‌های اجرایی

در این بخش کلیات روند مدلسازی و طراحی فونداسیون در برنامه SAFE مرور خواهد شد. در ادامه، فهرست نقشه‌های مورد نیاز جهت ارایه به پیمانکار سازنده اسکلت ارایه می‌شود.

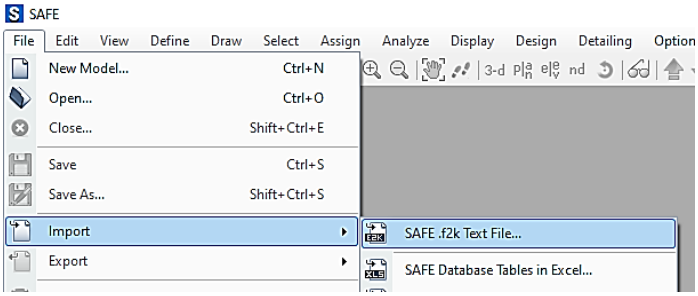
۱. مدلسازی فونداسیون شبکه‌ای

- *تهیه خروجی نیروها با استفاده از برنامه ETABS*. پس از تحلیل سازه در برنامه ETABS خروجی آن به برنامه SAFE تهیه می‌شود. معمولا از همان فایل طراحی سیستم لرزه‌ای برای طراحی فونداسیون استفاده می‌شود. استفاده از حالات و ترکیبات بارگذاری زلزله استاتیکی برای طراحی نهایی سازه پی کافی است.. علاوه بر این بهتر است ترکیبات سرویس هم انتخاب شوند تا روند کنترل‌های سرویس در پی با سرعت و سهولت بیشتری انجام شود. در این صورت نیازی به تعریف مجدد ترکیبات بارگذاری سرویس در برنامه SAFE نخواهد بود.



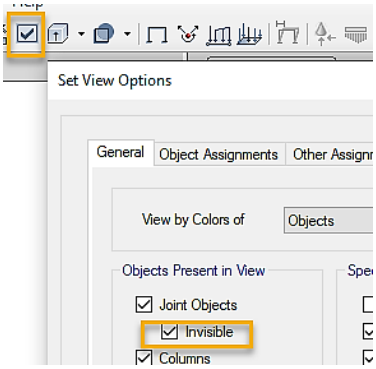
شکل ۷۲. تهیه فایل خروجی برای طراحی فونداسیون

-*وارد کردن فایل ذخیره شده مرحله قبل به برنامه SAFE*: فایل تهیه شده در مرحله قبل به برنامه SAFE وارد می‌شود:



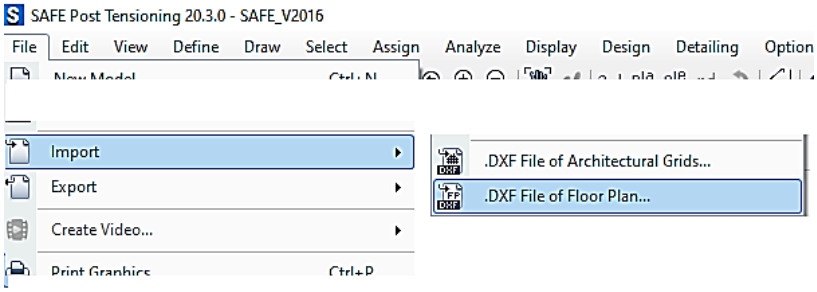
شکل ۷۳. وارد کردن فایل به برنامه SAFE

پس از وارد شدن مدل به برنامه SAFE جهت رویت نقاط گرهی می‌توان آنها را از پیش فرض غیرقابل رویت بودن خارج کرد.



شکل ۷۴. رویت گره‌ها در برنامه SAFE

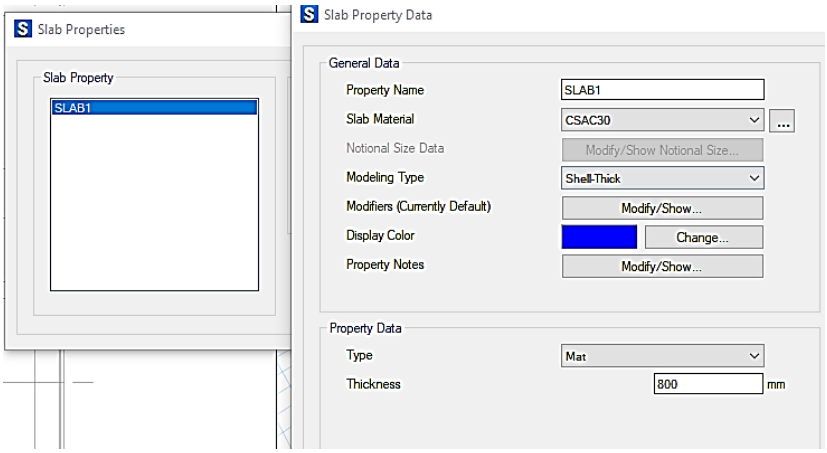
- *ترسیم هندسه دال فونداسیون*. با استفاده از ابزارهای موجود در برنامه SAFE می‌توان به ترسیم دال فونداسیون اقدام کرد. به جای آن بهتر است هندسه دال فونداسیون در برنامه اتوکد ترسیم و به برنامه وارد کرد.



شکل ۷۵. واردکردن فایل dxf فونداسیون به نرم افزار SAFE

به این منظور ابتدا یک لایه مجزا در برنامه اتوکد تعریف می‌شود. ترسیم دال فونداسیون در این لایه انجام خواهد شد. رسیم دال فونداسیون فقط با دستورات Polyline و Rectangle مجاز است. پیشنهاد می‌شود به هنگام ترسیم فونداسیون ابتدا دال اطراف ستون‌ها ترسیم شود سپس نوارهای میانی آنها ترسیم گردد. به این روش در صورت نیاز به درپوش بتنی برای کنترل برش منگنه‌ای با سهولت بیشتری تغییر ضخامت آن امکان‌پذیر خواهد بود. پس از اتمام ترسیم فونداسیون، با در نظر گرفتن یکی از ستون‌ها و با به کارگیری دستور Move اتوکد مختصات ستون‌ها با مختصات آنها در فایل SAFE یکسان شود. در نهایت ترسیمات به صورت یک فایل dxf ذخیره و بسته شود. هنگام وارد کردن این ترسیمات به برنامه SAFE به واحد ترسیمات و انتخاب لایه فونداسیون دقت شود[60].

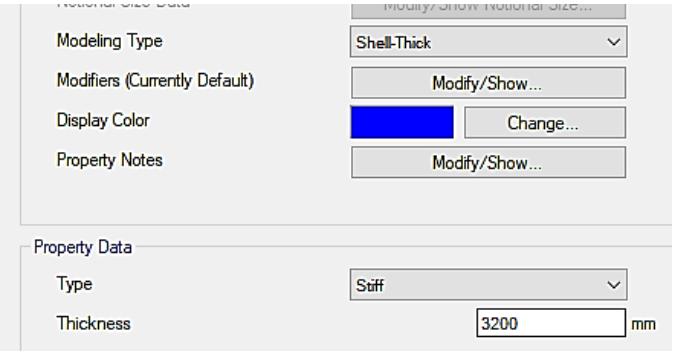
پس از وارد کردن هندسه دال فونداسیون، ضخامت اولیه دالها و ستون‌ها تعریف می‌شود. کنترل مشخصات مصالح وارد شده به برنامه SAFE نیز اقدامی مناسب است.



شکل ۷۶. تعریف ضخامت دال فونداسیون

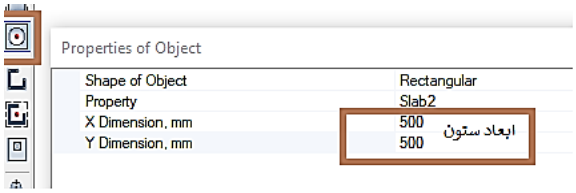
با توجه به اینکه اکثر فونداسیون‌های ساختمان‌های کوتاه مرتبه معمول از نوع شبکه‌ای یا گسترده است نوع دال Mat و مدلسازی آن Shell-Thick توصیه شده است. علاوه بر این، یک دال نیز به صورت Stiff برای مدلسازی ستون‌ها تعریف می‌شود. ضخامت دال Stiff مشابه ارتفاع ستون‌های طبقه اول سازه است. پس از تعریف این در محل ستون ها با استفاده از

[60] با توجه به الزام مبحث هفتم برای تغییرات ks در زیر فونداسیون و ناحیه بندی آن بهتر است در این مرحله ترسیم دال براساس ناحیه بندی مورد نیاز انجام شود. به قسمت تعریف عکس العمل بستر انجام مراجعه شود.



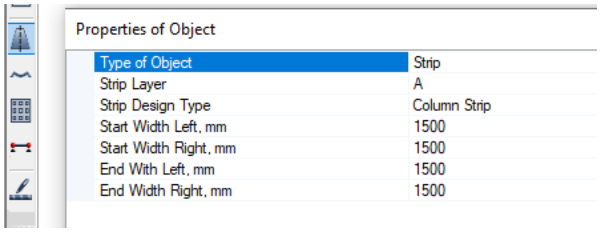
شکل ۷۷. تعریف دال stiff

ابزار نشان داده شده در شکل روی دال ترسیم نمایید:



شکل ۷۸. ترسیم ستون با مشخصات دال stiff

-*ترسیم نوارهای طراحی*. برنامه SAFE از مفهوم نوارهای طراحی برای محاسبه تلاش‌ها و سپس طراحی میلگردهای برشی و خمشی استفاده می‌کند. علاوه بر نوارهای طولی، در صورتی که عرض فونداسیون بیشتر از دو برابر ضخامت آن باشد بهتر است در جهت عرضی نیز نوارهای طراحی ترسیم شود و صرفا به میلگرد گذاری حداقل اکتفا نشود.



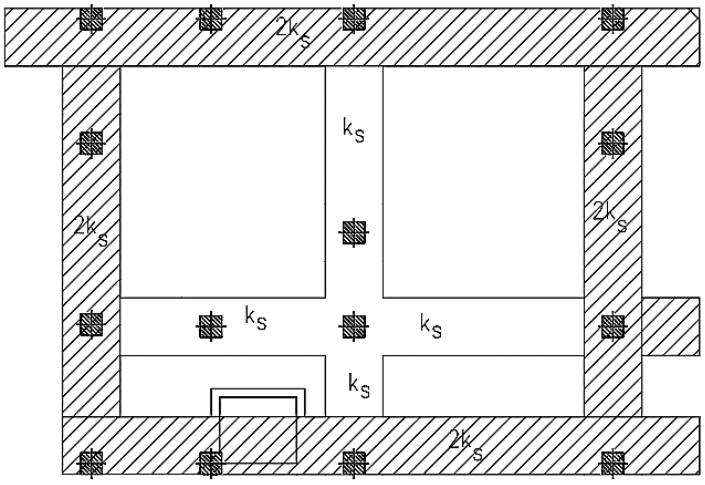
شکل ۷۹. ترسیم نوارهای طراحی

در صورت تمایل می‌توان نوارهای طراحی در سه لایه مختلف ترسیم کرد تا خوانایی طراحی بیشتر شود.

- *تعریف ضریب عکس‌العمل بستر*. پارامتر مورد علاقه مهندسین طراح سازه برای مدلسازی خاک، ضریب عکس العمل بستر است (k_s). علیرغم سهولت استفاده به هنگام مدلسازی، از نقطه نظر ژئوتکنیک پارامتری این‌طور نیست. به هرحال مقدار این پارامتر در گزارش ژئوتکنیک تنظیم و ارایه می‌شود. در بخش ۷-۴-۶ مبحث هفتم مقررات ملی در مورد این پارامتر توضیحاتی داده شده است. از جمله در بخش ۷-۴-۶-۳ بیان شده است:

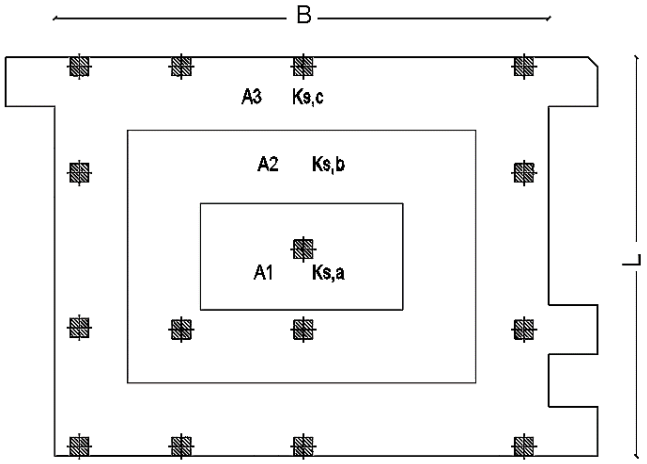
۳-۶-٤-۷: برای پی‌های گسترده انتخاب مقدار یکنواخت (K_s) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست رخداده باید تغییر کند. افزایش سختی در لبه‌ها تا دو برابر توصیه می‌شود. پهنای نوارهای لبه می‌تواند حدود $\frac{1}{10}$ پهنای پی در همان جهت در نظر گرفته شود.

به این منظور لازم است ناحیه بندی در دال فونداسیون انجام شود. و مقدار Ks هر ناحیه براساس مقدار گزارش داده شده توسط آزمایشگاه اعمال شود. به عنوان یک روش ناحیه بندی فونداسیون شبکه‌ای می‌تواند براساس شکل زیر انجام شود.



شکل ۸۰. نمونه ناحیه بندی فونداسیون شبکه‌ای برای اعمال ضریب ks

یا در فونداسیون گسترده:



شکل ۸۱. نمونه ناحیه بندی فونداسیون گسترده برای اعمال ضریب ks

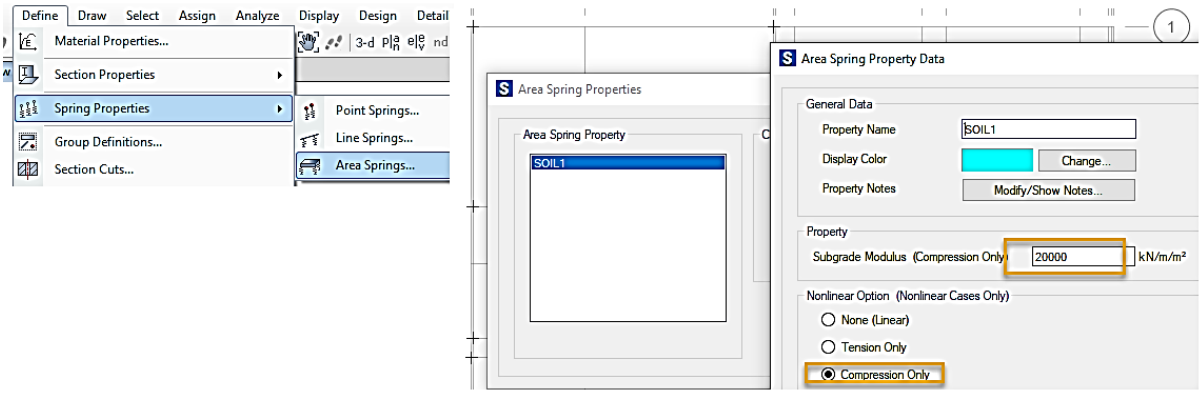
تقسیم فونداسیون به سه بخش یا بیشتر برای کاهش ناپیوستگی در نتایج تحلیل است و تقسیم به سه قسمت حداقل تعداد مناسب برای این مهم است. مقادیر $k_{s,a}$و$k_{s,b}k_{s,c}$ توسط آزمایشگاه ارایه می‌شود، یا با توجه به حداکثر نشست مجاز خاک و حداقل مقاومت مجاز یک k_{av} در دفترچه مطالعات ژئوتکنیک پیشنهاد می‌شود در این صورت مقادیر ضرایب عکس العمل بستر مربوط به هر ناحیه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_1 \times k_{s,a} + A_2 \times k_{s,b} + A_3 \times k_{s,c} = A.k_{avg}$$

$$k_{sc} = 2k_{sa}\,, k_{sb} = 1.5k_{sa}$$

مطابق مبحث هفتم، عرض نوار پیرامونی در هر جهت برابر ۱۰ درصد عرض پی در همان جهت باشد (0.8B,0.8L). مابقی مساحت ۵۰ درصد عرض باقیمانده در نظر گرفت.

برای تعریف ks در نرم افزار از نوع Area Spring استفاده می‌شود.

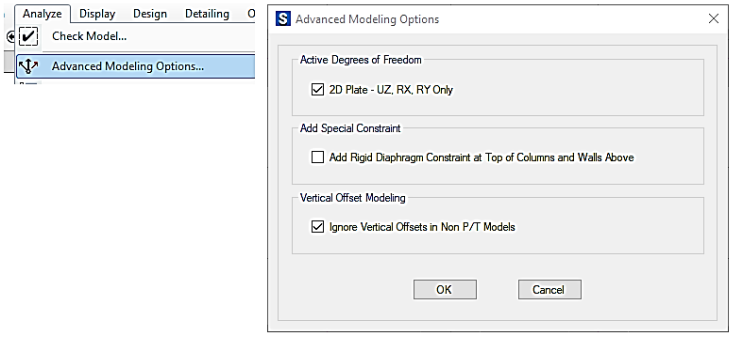


شکل ۸۲. تعریف ضریب ks

پس از تعریف ks، با انتخاب نواحی دال، این مقدار به قسمت‌های مختلف آن اعمال می‌شود.

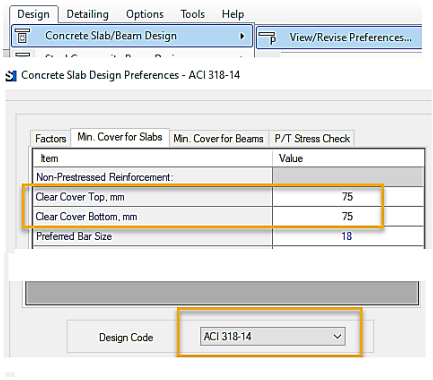
- *اعمال بارهای سطحی به فونداسیون.* بار مرده ناشی از کف سازی و بار زنده مطابق مبحث ششم به صورت گسترده در این مرحله به فونداسیون اعمال می‌شود. بهتر است بار دیوارهای پیرامونی نیز ابتدا با ترسیم المان تیر از نوع none و سپس اعمال آن به این المان در مدل منظور شود.

--*تنظمیات تحلیل و طراحی.* در این مرحله ترکیبات بارگذاری کنترل می‌شود. سپس نوع تحلیل تنظیم خواهد شد.



شکل ۸۳. تنظیمات تحلیل دال

در نهایت میزان پوشش میلگردهای بتنی و آیین‌نامه طراحی انتخاب می‌شود.



شکل ۸۴. تعریف مقدار پوشش میلگردها

نوع میلگرد سراسری فونداسیون نیز برای محاسبه دقیق‌تر d در اینجا تعریف می‌شود (Preferred Bar Size).

- *انجام تحلیل و طراحی*. بعد از تنظیمات فوق، سازه را تحلیل نمایید.

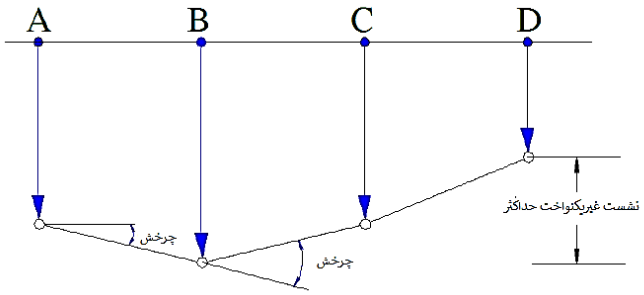
۴. کنترل‌های فونداسیون شبکه‌ای

مهم‌ترین کنترل‌های مورد نیاز قبل از طراحی، مرتبط با خدت پذیری فونداسیون است که به صورت خلاصه به آن اشاره خواهد شد. این کنترل‌ها تحت ترکیبات بارگذاری سرویس انجام می‌شود.

- *کنترل نشست یکنواخت و غیر یکنواخت*. مطابق مبحث هفتم مقررات ملی میزان نشست یکنواخت و غیر یکنواخت فونداسیون گسترده و شبکه‌ای مطابق جدول ۷-۴-۲ می‌باشد:

نوع فونداسیون	نوع خاک غالب	میزان نشست یکنواخت مجاز	میزان نشست غیریکنواخت مجاز
گسترده	ماسه‌ای	۵۰ میلی متر	۲۵۰ میلی متر
گسترده	رسی	۱۰۰ میلی متر	۵۰ میلی متر

نشست غیریکنواخت مطابق شکل زیر بین حداقل و حداکثر نشست پی کنترل می‌شود:



شکل ۸۵. محاسبه نشست تفاضلی و چرخش

این مقادیر برای تمام بارهای سرویس بررسی خواهد شد؛ گرچه بررسی برای ترکیبات بار سرویس ثقلی رایج‌تر است.

-*کنترل دوران نسبی (چرخش مجاز).* چرخش مجاز در دو سطح سرویس و نهایی بررسی می‌شود. مقادیر آن در جدول ۷-۴-۳ آمده است.

جدول ۷-٤-۳ مقادیر مجاز چرخش

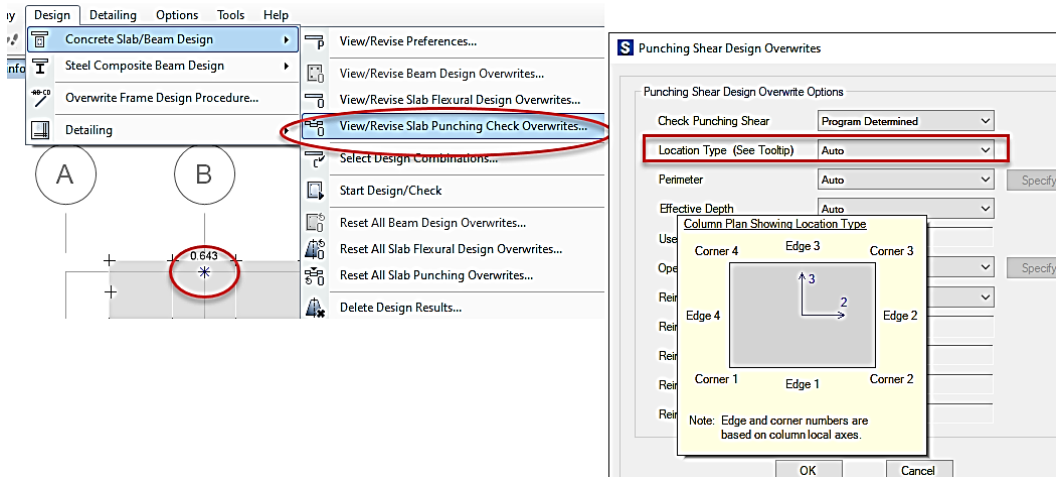
نوع ساختمان	مقدار حداکثر چرخش مجاز R_a
حد خرابی (با اسکلت)	۰/۰۰٦۷
حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای	۰/۰۰۳۳

چرخش مجاز معمولا بین ستون‌های مجاور بررسی و کنترل می‌شود. میزان چرخش بین دو نقطه از فونداسیون برابر با نسبت نشست تفاضلی بین دونقطه مذکور به فاصله بین دو نقطه مورد مطالعه می‌باشد. حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای با استفاده از ترکیب بار سرویس و حد خرابی برای ترکیب بارهای نهایی (مورد استفاده در طراحی سازه پی) کنترل می‌شود.

-*کنترل تنش زیر پی.* در صورتی که دوران نسبی و انواع نشست‌های تفاضلی مقادیر قابل قبولی داشتند، کنترل تنش زیر پی از اهمیت کمتری برخوردار خواهد بود. با این حال، برای کنترل آن، متوسط تنش زیر پی برای ترکیبات بار سرویس با تنش مجاز گزارش شده آزمایشگاه مقایسه می‌شود.

-*کنترل برش منگنه‌ای.*

پس از انجام تحلیل و طراحی برای اطمینان از مناسب بودن ضخامت، برش پانچ کنترل می‌شود. امکان تشخیص نادرست موقعیت ستون توسط نرم افزار خصوصا در لبه‌ها و مجاور ناپیوستگی‌ها وجود دارد. لذا بهتر است در این نواحی با کلیک راست روی برش پانچ نمایش داده شده، موقعیت تشخیص داده شده توسط برنامه کنترل شود. در صورت نادرست بودن موقعیت مذکور، با انتخاب گره آن، نسبت به رونویسی آن اقدام شود.

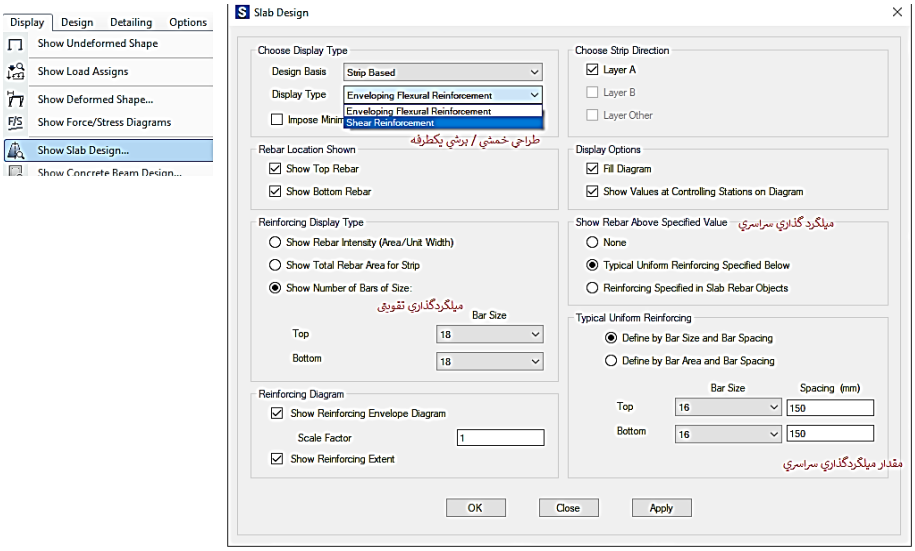


شکل ۸۶. بازنویسی موقعیت ستون در برنامه SAFE

در صورتی که ضخامت فونداسیون برای کنترل برش منگنه‌ای مناسب نباشد، بهتر است با افزایش ضخامت موضعی از طریق درپوش برشی (لفظ پدستال هم رایج است) نسبت به بهبود وضعیت برش منگنه‌ای اقدام کرد.

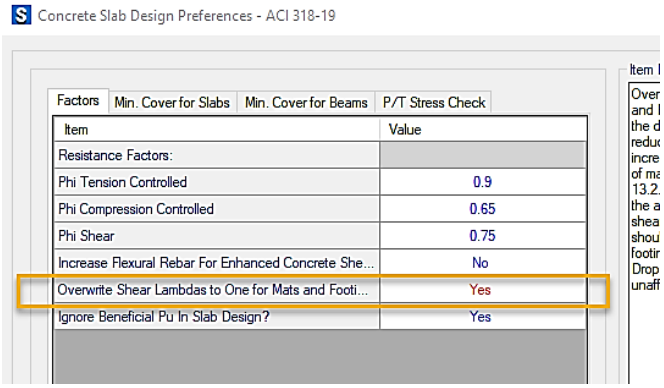
- *طراحی خمشی و برشی فونداسیون.*

در آخرین مرحله میلگردهای خمشی و برشی فونداسیون قرائت می‌شود. حداقل میلگرد خمشی فونداسیون‌های شبکه‌ای مشابه دالهای دوطرفه می‌باشد. ضمنا با انتخاب aci 318-19 طراحی برشی فونداسیون نیز با مبحث نهم مطابقت خواهد داشت.



شکل ۸۷. ملاحظه نتایج طراحی فونداسیون

در صورت استفاده از aci 318-19 دقت شود که اثر ضخامت فونداسیون روی کاهش مقاومت برشی که مطابق مبحث نهم مقررات ملی برای فونداسیون لازم نیست منظور شود، غیر فعال گردد.

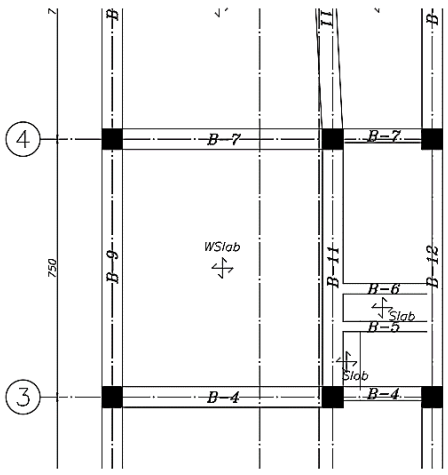


شکل ۸۳. تنظیم ضریب ضخامت در طرح برشی دال فونداسیون

۳. نقشه‌های مورد نیاز

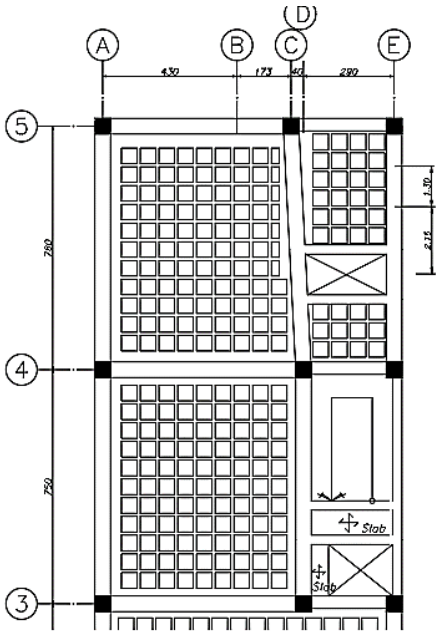
نقشه‌های مورد نیاز برای سازه شامل دال وافل با سازه‌های تیرچه بلوک تفاوت چندانی ندارد. تنها مورد با اهمیت، قراردادن نقشه مرتبط با جزییات دال به نحوی است که اجرای سازه سقف با کمترین ابهام میسر شود. حداقل نقشه‌های مورد نیاز برای سازه سقف عبارتند از:

۱. تیپ بندی دال‌ها. در صورتی که در یک تراز سقف، از دالهای وافل، دالهای توپر با ضخامت‌های مختلف استفاده شده است باید تیپ بندی لازم انجام و جزییات هر یک از دالها به صورت جداگانه نشان داده شود.



شکل ۸۴. تیپ بندی دالها در پلان تیرریزی

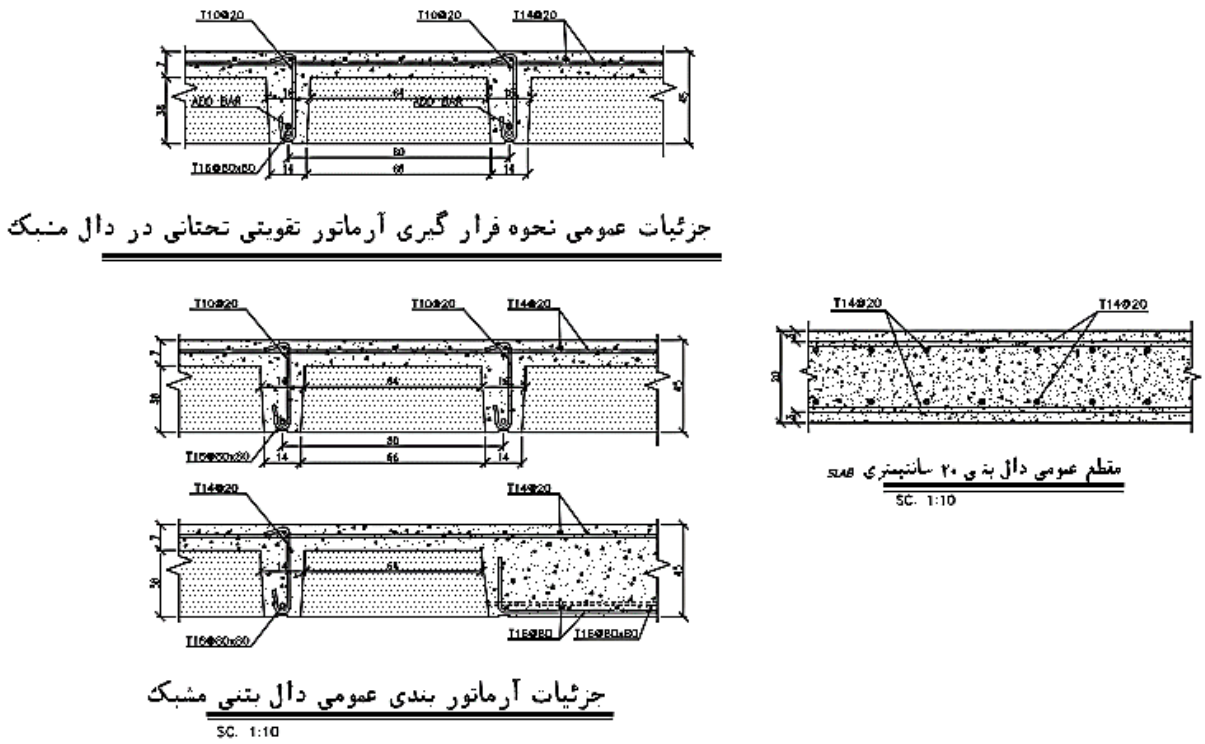
۲. نقشه قالب گذاری. باید وضعیت قالب‌ها روی سقف با اندازه واقعی آنها ترسیم شود. این موضوع خصوصا در دهانه‌های نامنظم اهمیت دارد. اندازه‌گذاری مورد نیاز که امکان اجرا را به سهولت ممکن کند ضروری است. محل بازشوها و داکت‌ها و وضعیت قالب‌گذاری اطراف آنها باید مشخص باشد. نواحی توپر اطراف ستون یا در نامنظمی‌ها و موارد مشابه به روشنی ترسیم شود.



شکل ۸۵. پلان قالب گذاری دال وافل

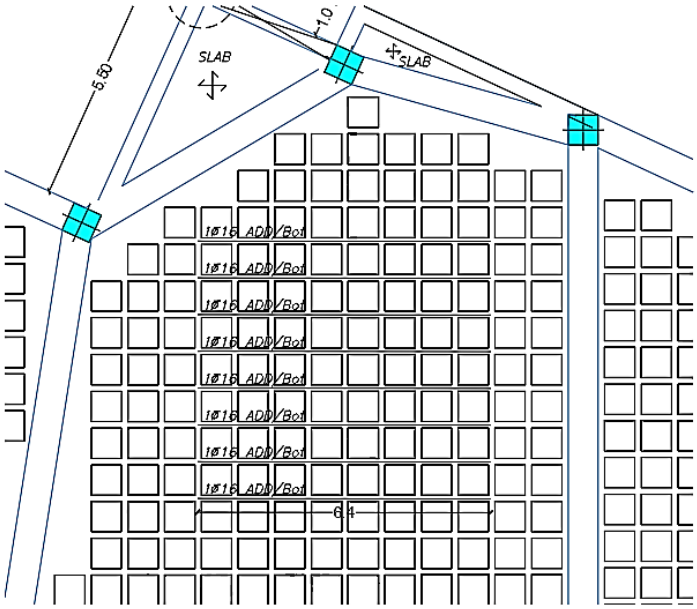
۳. مشخصات قالب‌ها. اندازه دقیق قالب یا قالب‌های مورد استفاده ترسیم شود.

۴. مقطع عرضی از دال وافل. برش عرضی دال یا دالهای وافل با اندازه گذاری لازم که میلگردگذاری ثابت سراسری بالا و پاشنه و نیز عرضی به وضوح بیان شده است ترسیم شود. وضعیت میلگردگذاری سراسری قسمت توپر هم ضخامت نیز در این برش روشن گردد.



شکل ۸۶. ترسیم مقاطع دالهای وافل

۵. نقشه میلگردگذاری تقویتی خمشی. با توجه به خروجی طراحی دال لازم است نقشه میلگرد گذاری تقویتی خمشی بالا و پایین دال و نیز در محل اتصالات به صورت پلان‌ها مجزا و خوانا ترسیم شود. رعایت ضوابط قطع میلگردها، طول مهاری و در صورت لزوم قلاب انتهایی ضروری است.



شکل ۸۷. ترسیم میلگردگذاری تقویتی دالها

۶. جزییات میلگرد گذاری برشی. در صورتی که قسمتی از سقف نیاز به میلگرد گذاری برشی دارد، ضمن مشخص کردن تیرچه‌های مربوطه، مقاطع عرضی لازم ترسیم شود. این مورد خصوصا در دالهایی که بار زنده قابل توجهی دارند اهمیت دارد.

۷. جزییات تقویتی و برش‌های عرضی مورد نیاز اطراف بازشوها یا داکت‌های بزرگ.

۸. جزییات میلگردگذاری برشی در محل اتصالات. در صورتی که در محل اتصالات از میلگردگذاری برشی چه برای کنترل پانچ و چه برای شکل‌پذیری اتصال استفاده شده است لازم است جزییات و اندازه گذاری های لازم ترسیم شود.

۲. دال بدون تیر

۲-۱ مقدمه

طراحی دالهای بدون تیر یا دالهایی که تیرهای آنها از ضخامت نسبی کمی برخوردار هستند ($\alpha_f < 1$) نیاز به ملاحظات طراحی ویژه‌ای دارند. در این سازه‌ها، ممکن است از سیستم‌های مختلف لرزه‌ای استفاده شود. ممکن است از قسمتی از دال سقف متکی به قاب خمشی متوسط یا ویژه باشد و مابقی به صورت دال بدون تیر باشد. استفاده از سیستم دیوار سازه‌ای ویژه با یا بدون قاب ساختمانی -که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد- گزینه رایج‌تری است. در صورت استفاده از سیستم قاب ساختمانی، سختی دیوار باید به نحوی تنظیم شود که نزدیک به تمام برش پایه توسط دیوار جذب شود. علاوه بر این، ملاحظات بیان شده برای اجزایی که قسمتی از سیستم باربر جانبی نیستند نیز باید برای قاب ساختمانی که عمدتا شامل میلگردگذاری عرضی مشابه قاب خمشی ویژه است، بررسی و اعمال شود. در صورت استفاده از سیستم قاب ساختمانی و ضخامت مناسب تیرها، اصولا روند طراحی تفاوت عمده‌ای با مباحث مطرح شده در قسمت ۱ این فصل ندارد.

در مورد دالهایی که اصولا فاقد تیر هستند یا تیرها در آنها از ضخامت کمی برخوردار هستند، کنترل‌های بیشتری علاوه بر روند ذکر شده در قسمت ۱ ضروری است. طراحی دیافراگم برای اطمینان از انتقال مناسب برش درون صفحه‌ای ناشی از بارهای لرزه‌ای به سیستم لرزه‌ای، تعیین وضعیت توزیع نیروی برشی در پلان و برخی از کنترل‌ها جهت پرهیز از وقوع خرابی‌های غیرشکل پذیر اهمیت دارد.

۲-۲. کنترل و طراحی دیافراگم

یکی از مهم‌ترین کنترل‌های سازه‌ای در دالهای بدون تیر، طراحی دیافراگم می‌باشد. طراحی اجزای مختلف دیافراگم، برای اطمینان از انتقال درست نیروی لرزه‌ای به سیستم لرزه‌ای کاملا ضرورت دارد. علاوه بر این کوشش می‌شود این اجزا به گونه‌ای طراحی شود که رفتار خطی آنها در زلزله طرح حفظ شود.

آیین‌نامه ۲۸۰۰ در بند ۳-۸-۳ توزیع بار مورد نیاز برای طراحی دیافراگم را بیان کرده است:

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = (\sum_{j=1}^{n} \frac{F_{uj}}{W_j}) W_i \qquad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

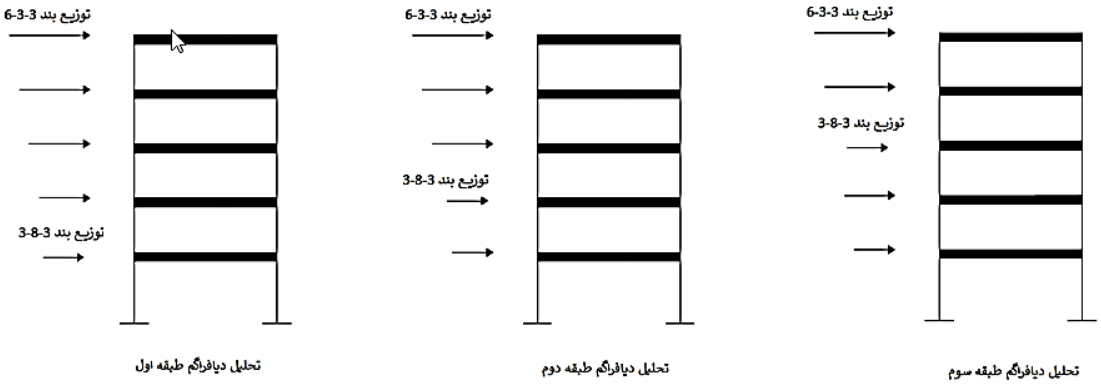
F_{pui}: نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i: وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

F_{uj} و W_j: به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با AIW_i ۰/۵ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

روند معمول در بارگذاری دیافراگم اینست که علاوه توزیع بار بند ۳-۸-۳، توزیع بار معمول نیز در نظر گرفته می‌شود. برای طراحی دیافراگم در طبقه i، نیروی وارده به طبقه حاصل از رابطه بند ۳-۸-۳ و حاصل از توزیع بار مثلثی عادی (بند ۳-۳-۶)، هر کدام بیشتر باشد در نظر گرفته می‌شود. برای سایر طبقات، نیروی وارده به طبقات از همان بند ۳-۳-۶ محاسبه می‌شود.



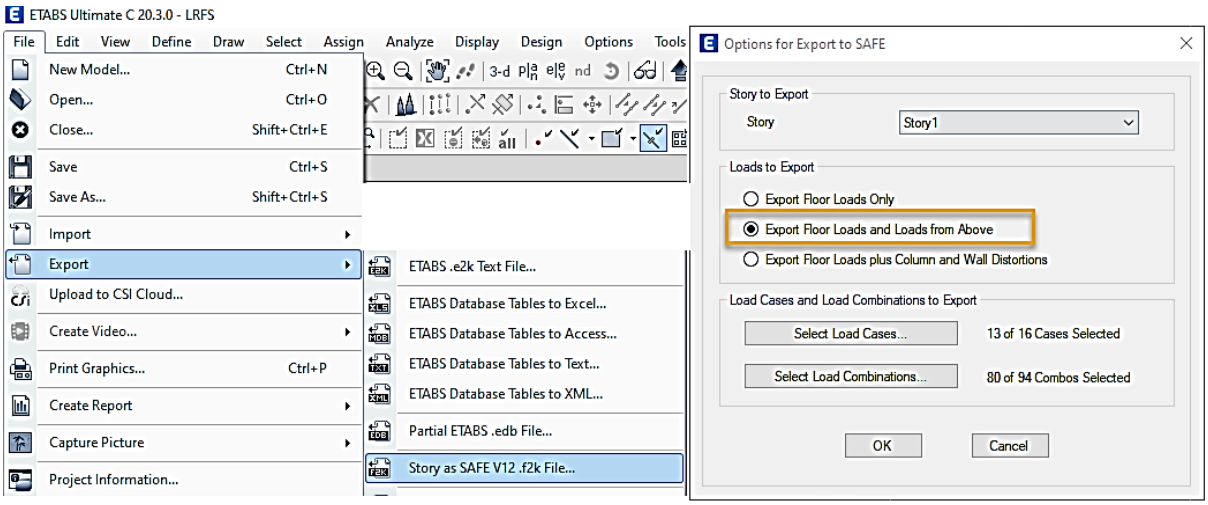
شکل ۸۸. توزیع نیروهای دیافراگمی در ساختمان چندطبقه

بنابراین در طراحی دیافراگم هر بار، یک کف در نظر گرفته شده، طراحی انجام می‌شود. *دقت شود که طراحی سیستم لرزه‌ای کماکان مطابق همان توزیع بار معمول (بند ۳-۳-۶ یا تحلیل طیفی) انجام می‌شود* و روند ذکر شده در این بخش فقط برای طراحی اجزای دیافراگم و دال کف مورد استفاده قرار می‌گیرد. در نهایت اگر در طبقه‌ای نیروی حاصل از بند ۳-۸-۳ از نیروی حاصل از توزیع عادی نیروی لرزه‌ای کمتر باشد همان نیروی معمول برای طراحی اجزای دیافراگم منظور می‌شود.

۱. تنظیم فایل طراحی دیافراگم

الف. تنظیم فایل طراحی دیافراگم در SAFE

برای تنظیم فایل طراحی اجزای مختلف دیافراگم از برنامه SAFE 20 استفاده خواهیم کرد. به این منظور و در برنامه ETABS، پس از انجام بارگذاری، اعمال ضرایب ترک خوردگی، محاسبه پریود و در نهایت محاسبه ضریب زلزله مطابق آنچه در قسمت ۱ این فصل بیان شد، سازه را یکبار تحلیل کرده، خروجی F2k برای برنامه SAFE را برای طبقه مورد نظر تهیه می‌کنیم.



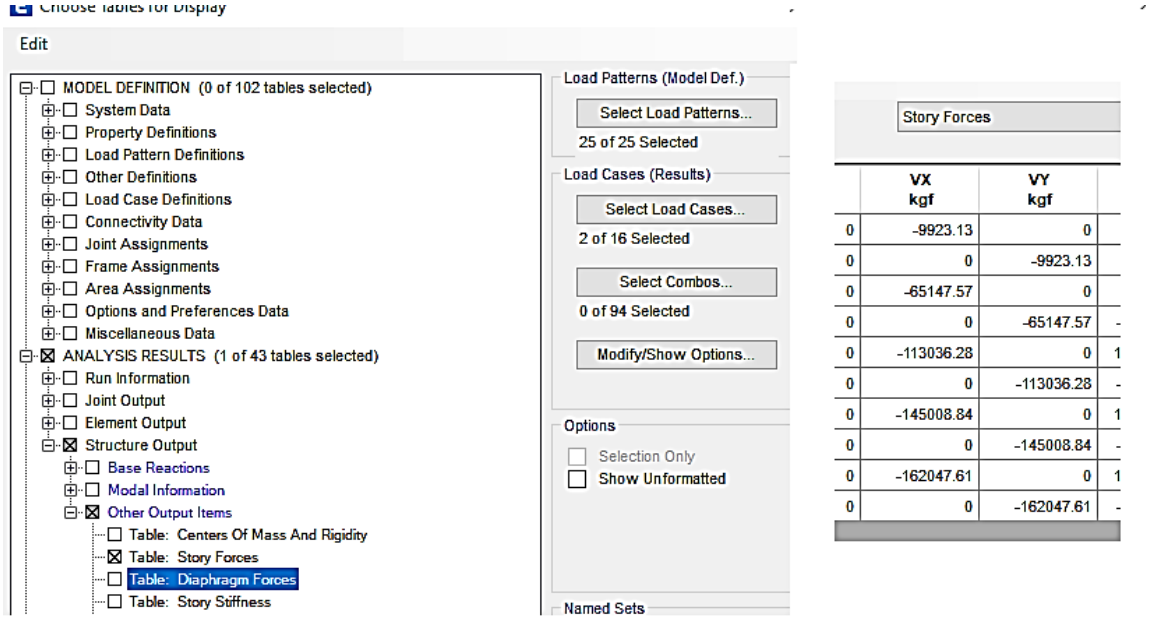
شکل ۸۹. انتقال نیروهای طبقه مورد نظر به SAFE

پس از وارد کردن فایل F2k به برنامه SAFE مراحل زیر را انجام می‌دهیم:

- محاسبه نیروی وارده به طبقه مورد نظر مطابق بند ۳-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰

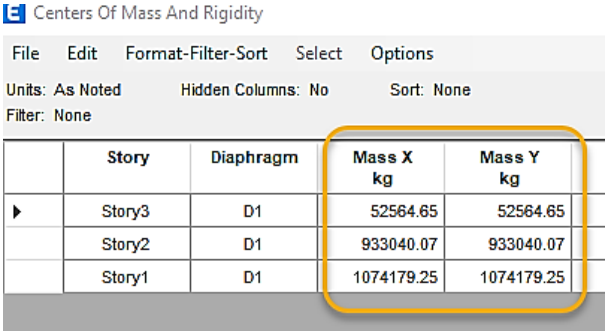
لازم است نیروی وارده به هر طبقه از برنامه ETABS استخراج و در ستون ۳ جدولی مشابه جدول زیر درج شود:

طبقه i	وزن طبقه w_i	نیروی لرزه‌ای وارده به طبقه F_i	نیروی لرزه‌ای وارده به دیافراگم F_{pi}	$\frac{F_{pi}}{F_i} \geq 1$
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)



شکل ۹۰. ملاحظه نیروهای وارده به دیافراگم

دقت شود که در خروجی فوق نیروی وارده به هر طبقه از تفاضل برش پایه طبقات مجاور محاسبه می‌شود. وزن هر طبقه (۲) را هم می‌توان از خروجی برنامه محاسبه کرد:



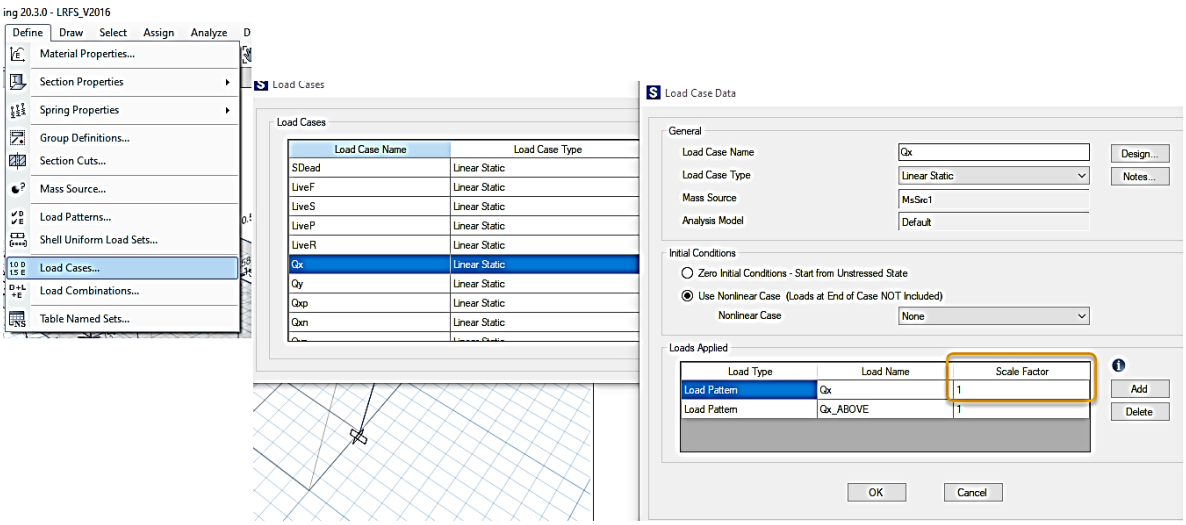
شکل ۹۱. استخراج وزن طبقات

دقت شود که برای استخراج این خروجی باید یک بار در برنامه ETABS دیافراگم را به صورت صلب تعریف و تحلیل انجام شود و واحد برنامه N.m باشد. این جدول برای هر دو راستا تهیه شود.

- محاسبه توزیع بار لرزه‌ای مربوط به دیافراگم مطابق رابطه ۳-۱۵ آیین نامه ۲۸۰۰. با استفاده از نتایج جدول قسمت قبل و رابطه بند ۳-۸-۳ نیروی دیافراگمی هر طبقه محاسبه و در جدول درج می‌شود (ستون ۴). در نهایت ضریب اصلاح نیروی زلزله هر طبقه از نسبت ستون ۴ به ستون ۳ محاسبه می‌شود. نسبت‌های کمتر از ۱ همان مقدار واحد در نظر گرفته می‌شود (ستون ۵).

$$F_{Pui} = (\sum_{j=1}^{n} \frac{F_{uj}}{W_j}) W_i$$

- محاسبه ضریب اصلاح نیروی لرزه‌ای طبقه مورد نظر و اعمال آن در برنامه SAFE. پس از محاسبه ضریب اصلاح نیروی زلزله (ستون ۵)، باید نیروی لرزه‌ای طبقه مورد بررسی اصلاح شود:



شکل ۹۲. اعمال ضریب اصلاحی و سایر ضرایب مورد نیاز به نیروی زلزله طبقه مورد نظر

ضریب اصلاحی فقط به مولفه Q همان طبقه اعمال می‌شود؛ نیروی لرزه‌ای above همان مقادیر وارده شده از ETABS می‌باشد. با قبول مقداری تقریب همین ضریب اصلاح به راستای دارای خروج از مرکزیت نیز اعمال می‌شود. ضریب اصلاحی هر دو راستا به همین روش اعمال می‌شود.

دقت شود که مطابق این روش به تعداد طبقات، فایل جهت طرح دیافراگم تهیه می‌شود. یادآوری می‌شود در طراحی دیافراگم و به هنگام اعمال ضرایب ترک خوردگی، کنترل‌ها یکبار با در نظر گرفتن ضرایب ترک خوردگی کم و بار دیگر با منظور کردن ضریب ترک خوردگی ۰.۲۵ برای دالها انجام شود. ضرایب ترک خوردگی سایر اجزای سازه‌ای مشابه حالت طرح نهایی است (۰.۷ برای ستونها، ۰.۳۵ برای تیرها و برای دیوارها بسته به شرایط ترک خوردگی).

ب. تنظیم فایل طراحی دیافراگم در ETABS

در صورت استفاده از برنامه ETABS برای تنظیم فایل طراحی دیافراگم می‌توان تغییرات زیر را روی فایل تحلیل و طراحی سیستم باربر لرزه‌ای اعمال کرد:

- الگوی بارگذاری لرزه‌ای جدید برای بارهای لرزه‌ای دیافراگمی برای راستای X,Y تعریف کنید (به عنوان مثال QDX,QDY). نوع محاسبه نیروی لرزه‌ای را User Coefficients انتخاب نمایید[۶۱].

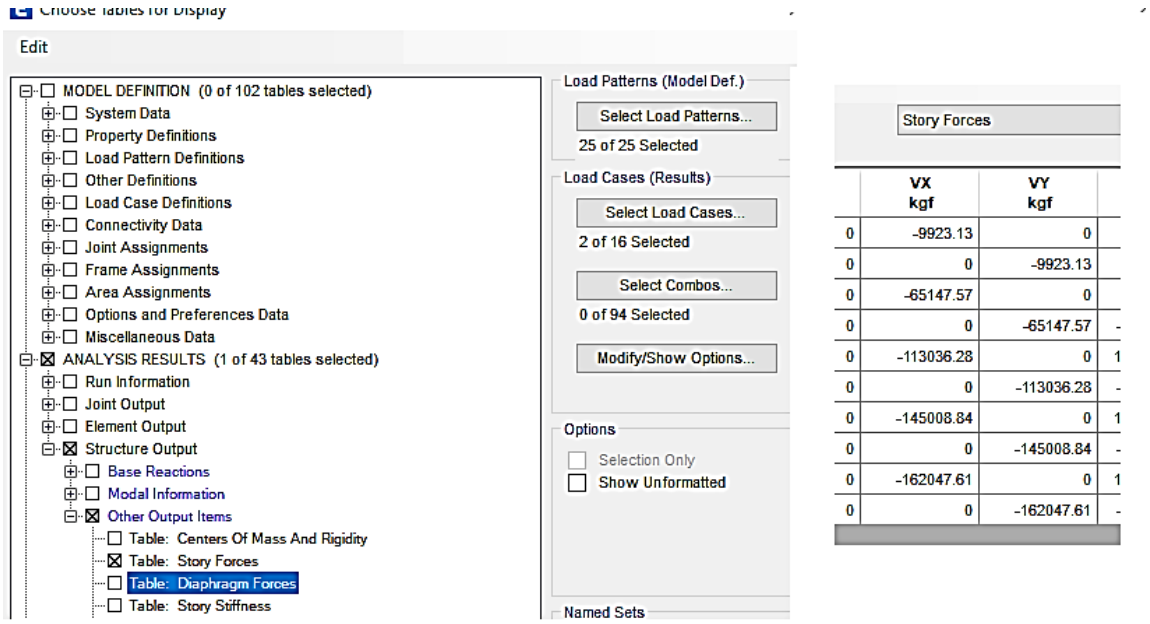
- ترکیبات بارگذاری شامل بارهای لرزه‌ای مطابق جدول زیر برای الگوی بارگذاری لرزه‌ای مربوط به دیافراگم افزوده شود. در صورتی که از فایل الگوی این جزوه استفاده می‌شود، ترکیبات بارگذاری جدید مربوط به دیافراگم با نامگذاری CD1 تا CD68 مشخص شده است (زلزله قائم نیز در صورت وجود در ترکیبات وارد می‌شود):

CD1-CD4	$1.4D$ $1.2D + 1.6L$ $1.2D + 1.6L + 0.5Lr$ $1.2D + 1.0L + 1.6Lr$
CD5-CD12	$1.2D + 1.0L \pm QX \pm QXD$ $1.2D + 1.0L \pm QY \pm QYD$ $0.9D \pm QX \pm QXD$ $0.9D \pm QY \pm QYD$

- لازم است نیروی وارده به هر طبقه از برنامه ETABS استخراج و در ستون ۳ جدولی مشابه جدول زیر درج شود:

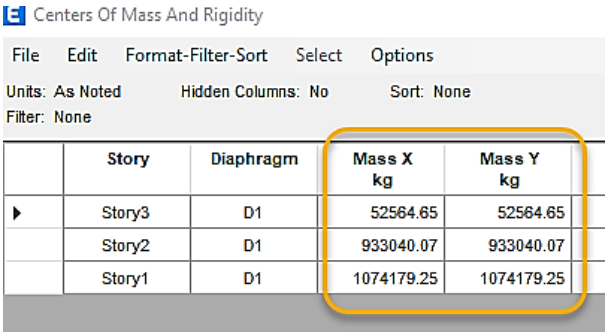
طبقه i	وزن طبقه w_i	نیروی لرزه‌ای وارده به طبقه F_i	نیروی لرزه‌ای وارده به دیافراگم F_{pi}	$\frac{F_{pi}}{F_i} \geq 1$
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)

[61] استفاده از بارهای لرزه‌ای دارای خروج از مرکزیت برای طراحی دیافراگم به عقیده نگارنده ضرورتی ندارد. لیکن در صورتی که طراح تصمیم دارد به بررسی آنها نیز بپردازد به همین روش باید این بارها را نیز تعریف کند.



شکل ۹۰ تکرار- ملاحظه نیروهای وارده به دیافراگم

دقت شود که در خروجی فوق نیروی وارده به هر طبقه از تفاضل برش پایه طبقات مجاور محاسبه می‌شود. وزن هر طبقه (۲) را هم می‌توان از خروجی برنامه محاسبه کرد:



شکل ۹۱ تکرار- استخراج وزن طبقات

برای استخراج این خروجی باید یک بار در برنامه ETABS دیافراگم را به صورت صلب تعریف و تحلیل انجام شود و واحد برنامه N.m باشد.

- حال برای طبقه مورد نظر و برای راستای X و Y به صورت جداگانه ضریب زلزله برای الگوی بارگذاری لرزه‌ای تعریف شده از رابطه زیر محاسبه کنید:

$$c_i = \frac{F_{Pi} - F_i}{w_i} = \frac{F_i \times ([F_{Pi}/F_i] - 1)}{w_i} = \frac{F_i}{w_i}\left(\frac{F_{pi}}{F_i} - 1\right)$$

پس از محاسبه رابطه فوق، مقدار C حاصل را در صفحه تعریف QDX,QDY وارد کنید؛ علاوه بر این در صفحه تعریف QDX,QDY، گزینه Botom Story و Top Story را برابر با طبقه‌ای که قصد طراحی دیافراگم دارید محدود نمایید.

- سختی خمشی دالها را برابر 0.25 اصلاح نمایید (m11,m22, m12).

- سختی محوری دالها با آنالیز ترک خوردگی مطابق توضیحات فصل ۱ اصلاح کنید (F11,F22). سختی تیر، ستون و دیوارها مشابه فایل طراحی سیستم باربر لرزه‌ای تنظیم می‌شود.

توجه به این نکته ضروری است که در این روش برای تحلیل و طراحی هر طبقه باید هر بار ضرایب اصلاحی مربوط به QDX,QDY محاسبه و اعمال شود. علاوه بر این دقت شود که اعمال ضریب نامعینی برای تحلیل و طراحی دیافراگم ضرورتی ندارد. در مورد اجزایی از دیافراگم (توضیح در ادامه) که مطابق آیین نامه نیاز به بزرگنمای نیروی لرزه‌ای با Ω می‌باشد می‌توان این ضریب در قسمت تعریف حالات بارگذاری یا Load Case اعمال کرد.

۲. طراحی اجزای مختلف دیافراگم

مطابق روش فعلی، ابتدا سیستم سازه‌ای، کف‌ها و سایر عناصر به طور کامل طراحی می‌شود و سپس برای تلاش‌های داخل صفحه مربوط به دیافراگم کنترل‌های لازم صورت می‌گیرد. مطابق بند ۹-۱۴-۶-۳ مبحث نهم، میلگردهای مورد نیاز در این مرحله به جزییات تهیه شده در مرحله قبل افزوده می‌شود. ترکیبات بارگذاری مورد استفاده مشابه بوده لیکن نیروی لرزه‌ای طبقه با نیروی مربوط به دیافراگم جایگزین می‌شود (در صورتی که نیروی مربوط به دیافراگم بیشتر باشد). کنترل و طراحی برشی دیافراگم، طراحی اتصالات دیافراگم به دیوارهای سازه‌ای، طراحی کلکتورها و طراحی اجزای لبه‌ای دیافراگم در این مرحله انجام می‌شود.

لازم به ذکر است طراحی دستی بعضی از عناصر سازه‌ای در این مرحله اجتناب ناپذیر است. به همین علت، تسلط کافی بر روشهای استخراج صحیح نیروها از المان‌های مختلف سازه‌ای و جهت محورهای محلی و سراسری بسیار ضروری است. استفاده از ابزارهای کمکی نظیر نوارهای طراحی، امکان Section cut، ملاحظه نیروها و تنش‌های داخلی المان پوسته‌ای، یا استخراج مستقیم عکس العمل های دیافراگمی در محل المان‌های قائم سیستم لرزه‌ای (در برنامه ETABS) امکان‌پذیر است.

۱.طراحی برشی دیافراگم

مبحث نهم مقررات ملی در بند ۹-۲۰-۸-۶ حداقل ضخامت دیافراگم را مشخص کرده است. در بیشتر موارد در دالهای معمول این حدقل تامین می‌شود:

> **۹-۲۰-۸-۶-۱ حداقل ضخامت دیافراگم‌هایی که به طور یک‌پارچه ساخته می‌شوند، ۵۰ میلی متر؛ و حداقل ضخامت دیافراگم‌هایی که بر روی قطعات پیش ساخته ریخته می‌شوند و عملکرد مرکب با آن‌ها ندارند، ۶۵ میلی متر می‌باشد.**

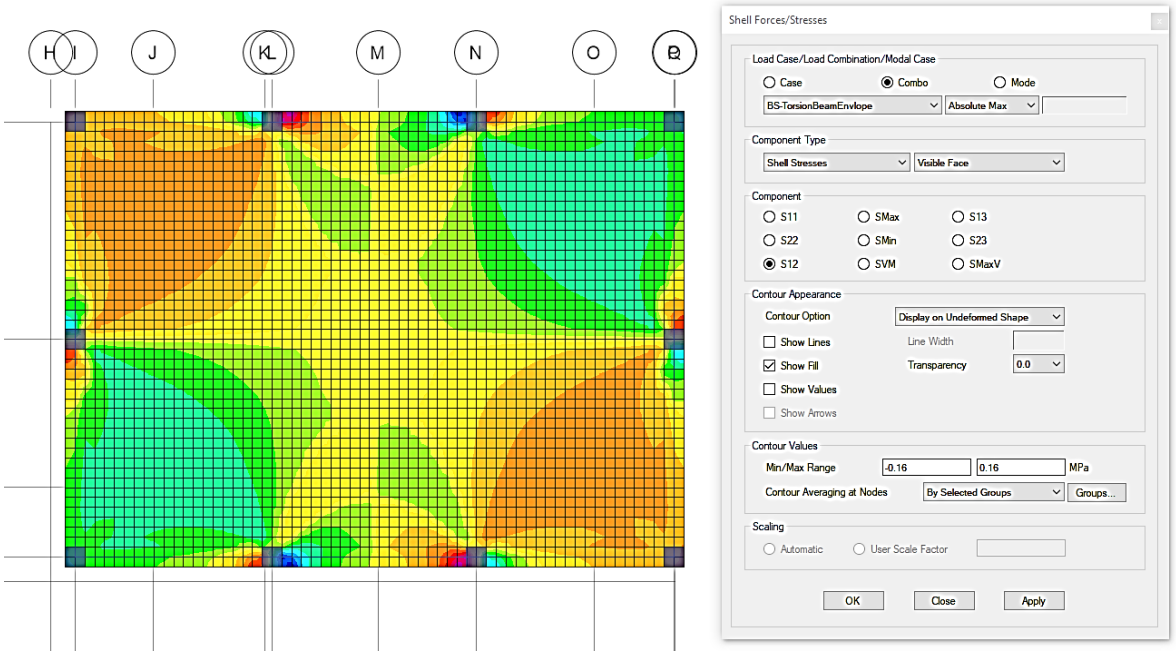
حداقل میلگرد گذاری دیافراگم براساس مفاد بخش ۹-۱۹-۴ مبحث نهم مشخص می‌شود (۰.۰۰۱۸ مقطع ناخالص دال یا بیشتر). فاصله مرکز به مرکز میلگردهای دال دیافراگم نباید از ۳۵۰ میلی متر باشد.

۹-۲۰-۸-۷-۱ حداقل نسبت آرماتور در دیافراگم ها باید بر اساس ضوابط بند ۹-۱۹-۴ تعیین شود. فاصله‌ی مرکز این آرماتورها از یک دیگر در هر جهت نباید از ۳۵۰ میلی متر بیش‌تر باشد. در مواردی که از شبکه‌های سیمی جوش شده به عنوان آرماتور توزیع شده در دال بتنی که بر روی قطعات پیش ساخته‌ی کف و بام ریخته شده است، استفاده می‌شود، فاصله‌ی سیم‌های موازی با درزهای قطعات پیش ساخته از یک دیگر نباید از ۲۵۰ میلی متر کم‌تر باشد. آرماتورهایی که برای تامین مقاومت برشی استفاده می‌شوند، باید پیوسته بوده و به صورت یک‌نواخت در عرض صفحه‌ی برش توزیع گردند.

مطابق رابطه ۹-۲۰-۲۰ حداقل مقاومت برشی اسمی دیافراگم از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$v_n = \frac{V_c}{A_{cv}} = 0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \leq 0.66\sqrt{f'_c}$$

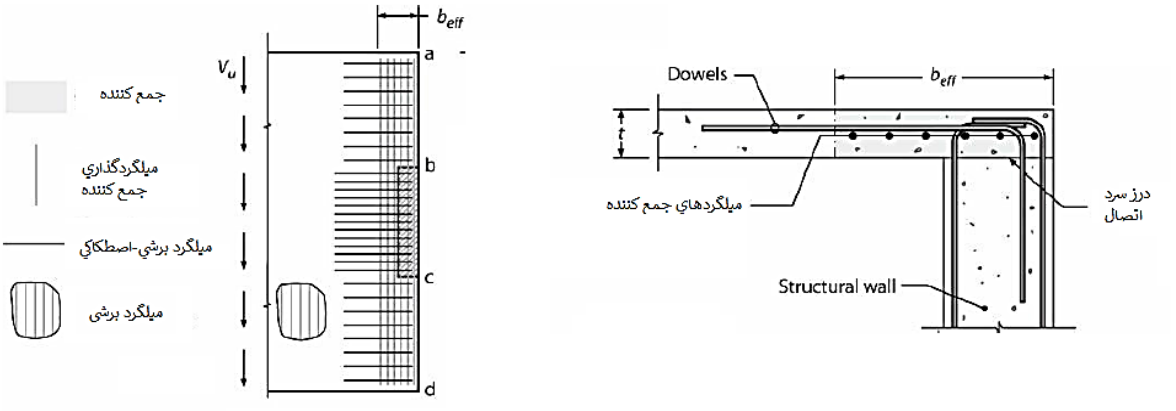
که A_{cv} مساحت مقطع دیافراگم و ρ_t نسبت میگرد کششی آن (۰.۰۰۱۸) می‌باشد. برای بررسی نیروی برشی داخل صفحه دیافراگم مولفه f12 دال (یا S12 برای تنش) المان Shell بررسی شود (کنترل روی ترکیب بار Envelope برای $\emptyset v_n$انجام شود که $\emptyset = 0.6$). ممکن است در صورت ناکافی بودن مقاومت برشی، نیاز به افزایش ضخامت دال دیافراگم ضرورت داشته باشد.



شکل ۹۳. ملاحظه نیروی برش داخل صفحه دیافراگم

۲.طراحی اتصالات دیافراگم به دیوارهای سازه‌ای

در محل اتصال دال به دیوار برشی و درز اجرایی (درز سرد) نیاز به کنترل برش و تعبیه میلگرد برشی اصطکاکی (در صورت نیاز)است.



شکل ۹۴. برش اصطکاکی در محل اتصال دیافراگم به دیوار برشی

میلگردهای برشی اصطکاکی به صورت میلگرد دوخت (Dowel) به هنگام میلگرد گذاری دیواربرشی تعبیه می‌شوند. برای محاسبه میزان تنش برشی در مجاور اتصال دال به دیوار از مولفه f12 دال (یا S12 برای تنش) المان Shell استفاده می‌شود. مطابق بند ۹-۱۴-۸-۳-۵ مبحث نهم:

۹-۱۴-۵-۳-۸ در کلیه‌ی دیافراگم‌ها، در مواردی که برش از دیافراگم به جمع کننده، و یا از دیافراگم یا جمع کننده به یک عضو قائم از سیستم باربر جانبی منتقل می‌شود، باید ضوابط بندهای (الف) یا (ب) برآورده شوند:

الف- در مواردی که انتقال برش از طریق بتن صورت می‌گیرد، باید ضوابط برش- اصطکاک مطابق بند ۹-۸-۸ رعایت شوند.

ب- در مواردی که انتقال برش از طریق اتصال دهنده‌های مکانیکی یا با عمل‌کرد زبانه‌ای آرماتورها صورت می‌گیرد، باید اثرات بلند شدگی و دوران اعضای قائم سیستم باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند.

مبحث نهم مقررات ملی در بخش ۹-۸-۸ ضوابط محاسبه برش-اصطکاک را بیان کرده است. مطابق رابطه ۹-۸-۳۵:

$$A_{vf}=\frac{V_u}{\emptyset \mu f_y}$$

V_u نیروی برشی اصطکاکی است که از مقدار متوسط[۶۲] مقدار مولفه f12 (برای نیرو) یا S12 (ضربدر مساحت مقطع اتصال) در صفحه مورد بررسی، محاسبه می‌شود. علاوه بر این مقدار V_u باید از مقادیر بیان شده در بند ۹-۸-۸-۲-۳ کمتر باشد.

ضریب اصطکاک μ بر اساس شرایط اجرایی مورد انتظار در جدول ۹-۸-۱ مبحث نهم بیان شده است:

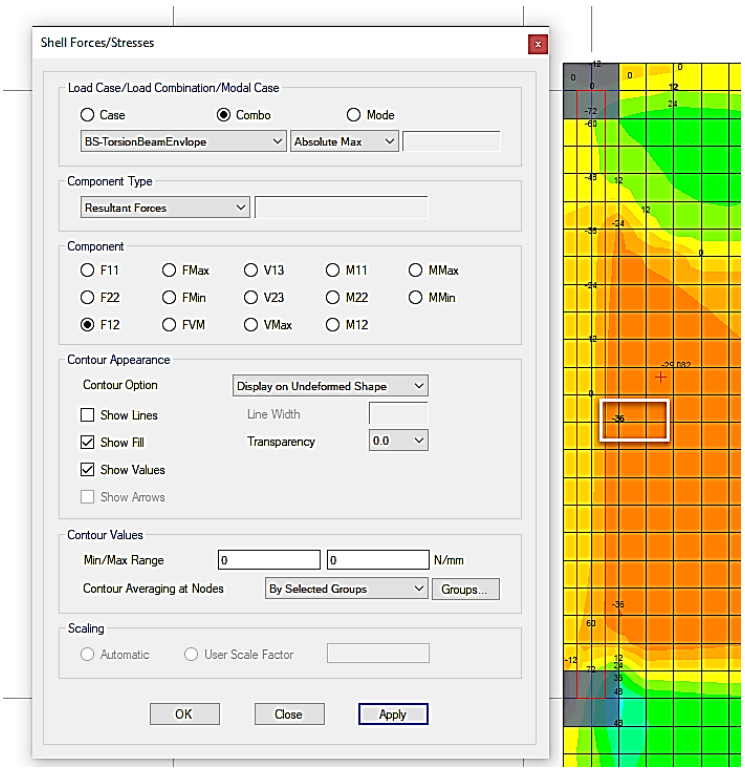
[62] می توان از مقدار حداکثر تنش استفاده کرد ولی با توجه به دقت موجود و مش بندی همان مقدار متوسط مناسب است.

جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک، μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده ، و به صورت عمدی زبر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ

$\lambda = 1.0$ برای بتن معمولی؛ برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۹-۳-۲ تعیین می‌شود؛ ولی نباید از ۰/۸۵ بیش‌تر باشد.

معمولا با توجه به همزمانی بتن ریزی دال و دیوار برشی از شرایط ردیف الف استفاده می شود ($\mu = 1.4$).

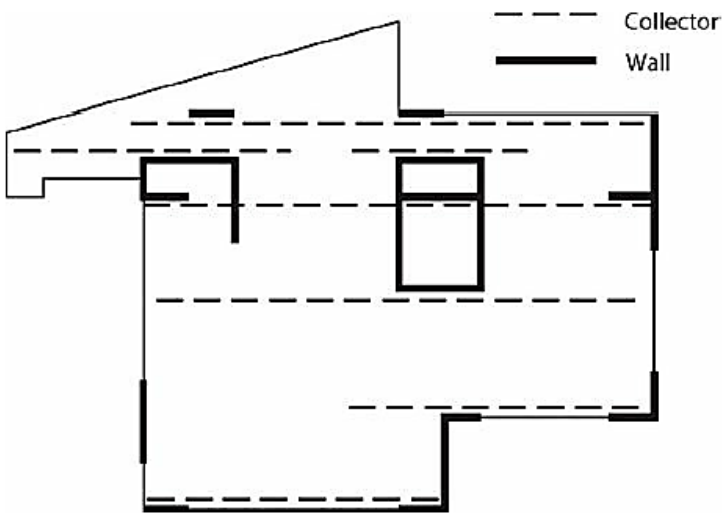


شکل ۹۵. استخراج نیروی برش اصطکاکی

بررسی به طور مشابه با برش دیافراگم، برای ترکیب بار ***Envelope*** انجام می‌شود. توجه شود که واحد گزارش خروجی نیرو، نیرو بر واحد طول می‌باشد. پیشنهاد شده است میلگردهای برش اصطکاکی به فاصله حداکثر ۳۵۰ میلی متر در صفحه برش توزیع شوند.

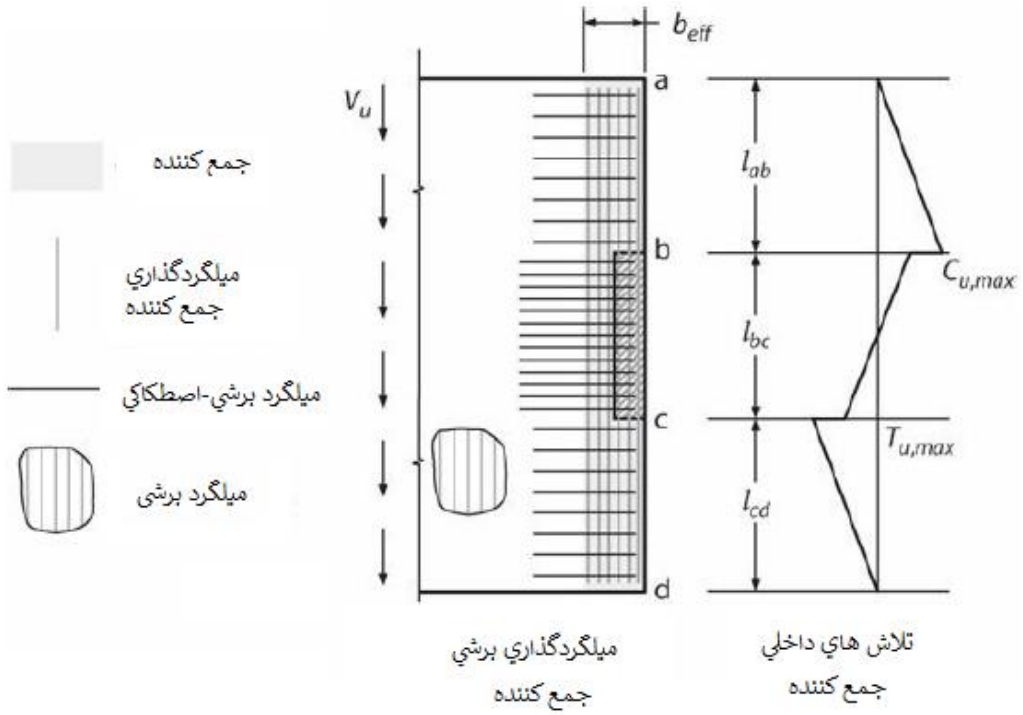
۳.طراحی جمع کننده (کلکتور)

جمع کننده‌ها از اجزای مهم دیافراگم هستند که وظیفه انتقال نیروی برشی داخل صفحه دیافراگم به عضو قائم سیستم لرزه‌ای (دیوار برشی) را بر عهده دارند.



شکل ۹۶. محل جمع کننده‌ها در یک دیافراگم نامنظم [Moehl, 2015]

نیروهای برشی داخل صفحه جمع کننده در محدوده b_{eff} به صورت کشش و فشار دیوار سازه‌ای منتقل می‌شوند:



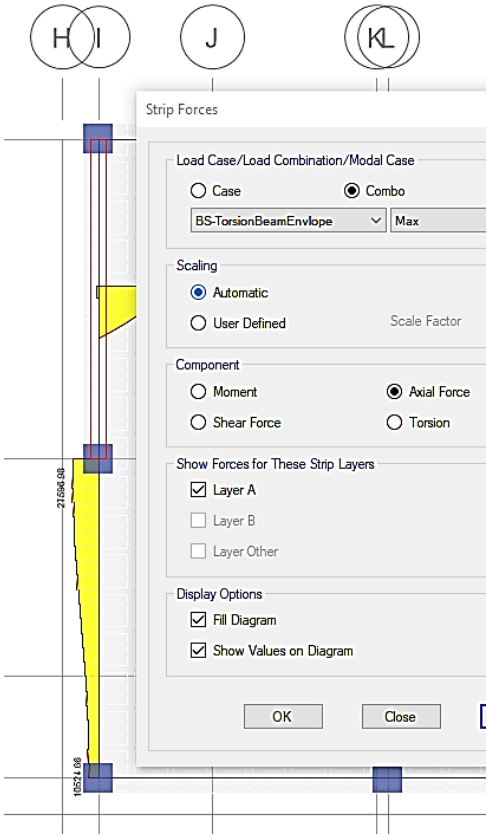
شکل ۹۷. انتقال نیروهای دیافراگمی به دیوار برشی [Moehl, 2015]

مقدار b_{eff} حداکثر برابر نصف طول دیوار در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه نیروهای داخلی جمع کننده که برای طراحی جمع کننده طراحی می‌شود می‌توان از مفهوم نوار طراحی به عرض b_{eff} استفاده کرد. در دالهای وافل این ناحیه به صورت

توپر مدلسازی و ترسیم شود. جمع کننده‌ها به میزان طول مورد نیاز دیاگرام نیروها، طول یک دهانه یا هشت متر هر کدام بیشتر باشد در عمق دیافراگم ادامه داده شود. علاوه بر این به هنگام استخراج نیروهای داخلی جهت طراحی دیافراگم به بندهای ۳-۸-۶ و ۳-۸-۷ آیین نامه ۲۸۰۰ توجه شود:

> ۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.
>
> ۳-۸-۷ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم باربر جانبی بند (۱-۷-۲) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

همانطور که در بخش ۱ این قسمت در تهیه فایل دیافراگم بیان شد این ضرایب اصلاحی فقط به مولفه زلزله همان طبقه اعمال می‌شود؛ نیروی لرزه‌ای above همان مقادیر وارده شده از ETABS می‌باشد.



شکل ۹۸. یک روش برای استخراج نیروهای جمع کننده

دقت شود که پس از استخراج نیروها از طریق نوار طراحی، برای طراحی جمع کننده به صورت ستون و ترکیب بارهای خمشی و محوری باید از روشهای دستی یا سایر برنامه‌های جانبی استفاده کرد. پس از محاسبه میلگردهای طولی و عرضی جمع کننده مطابق تلاش‌های وارده برای تهیه جزییات در محل وصله‌ها باید به مفاد بند ۹-۲۰-۸-۷-۶ توجه شود:

الف- فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها حداقل معادل با ۳ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کم‌تر از ۴۰ میلی متر، و پوشش خالص آرماتور برابر با حداقل ۲/۵ برابر قطر آرماتورهای طولی، ولی نه کم‌تر از ۵۰ میلی متر باشد.

به هنگام تهیه جزییات جمع کننده‌ها (عرض b_{eff} و میلگردهای طولی آن) باید کنترل شود که تنش متوسط کششی میلگردها در تمام طول آن و خصوصا محل اتصال به عضو قائم دیوار برشی، از $\emptyset f_y$ تجاوز نکند (مقدار f_y به ۴۲۰ مگاپاسکال محدود شده است. مقدار $\emptyset$ برابر ۰.۹ می باشد).

بند ۹-۲۰-۸-۷-۵ آیین نامه به منظور اطمینان از محصور شدگی مناسب جمع کننده در تلاشهای فشاری، ضوابطی برای میلگردگذاری عرضی آن بیان نموده است. علاوه بر این پس از طراحی جمع کننده، لازم است در مرز جمع کننده با استفاده از ضوابط مربوط به برش اصطکاکی، از انتقال مناسب برش به جمع کننده اطمینان حاصل شود. به این منظور بررسی مولفه f12 در مجاور جمع کننده ضروری است.

۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود، و محدودیت بند۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچک‌تر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. هم‌چنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کم‌تر است، نمی‌باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیش‌ترین از دو مقدار $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ ضوابط مربوط به فواصل میلگردهای عرضی قاب خمشی ویژه است.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه‌ی بحرانی باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله‌ی سفره‌ی میلگردهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچک‌تر مقطع ستون؛

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچک‌تر، و پنج برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال.

پ- مقدار s_0 که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود. s_0 باید کم‌تر از ۱۵۰ میلی متر باشد؛ ولی نیازی نیست که کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (۹-۲۰-۱)$$

این ضوابط باید در نواحی از جمع کننده که تنش فشاری بیش از $0.2f_c'$ می‌باشد رعایت شود. h_x بزرگترین مقدار فاصله بین میلگردهای طولی در مقطع جمع کننده است. در نهایت میلگردهای طولی جمع کننده‌ها باید به اندازه طول مهاری کششی لازم برای میلگردهای طولی در عضو قائم سیستم باربر لرزه‌ای (دیوار برشی) امتداد داده شود (بند ۹-۱۴-۵-۴-۳)

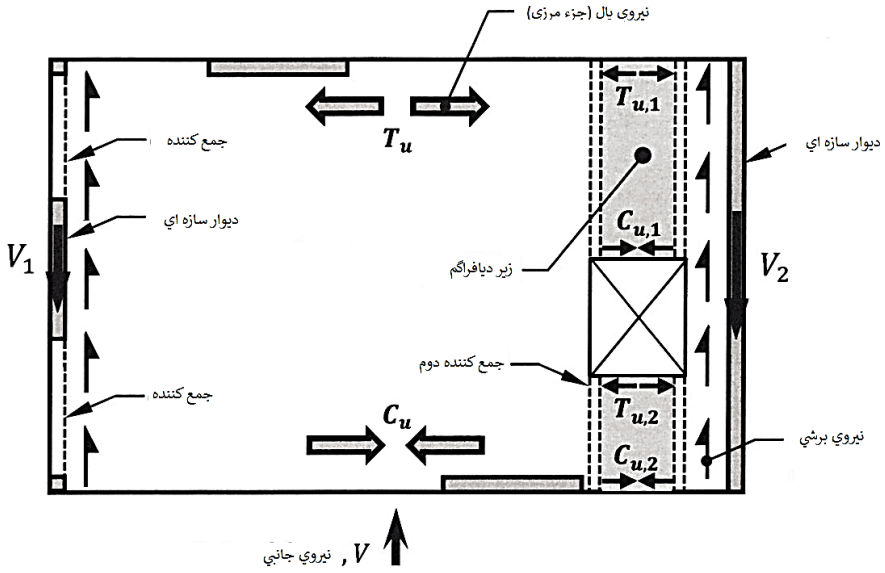
۴.طراحی یالهای کششی یا فشاری (اجزای لبه‌ای[۶۳])

بسته به جهت نیروی جانبی وارده در لبه دیافراگم یا لبه بازشوهای دال، تنش های کششی و فشاری ایجاد می شود.

۹-۱۴-۵-۲-۳ آرماتورها و اتصال دهنده‌های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به کار برده می‌شوند، باید در محدوده‌ی $\frac{h}{4}$ از لبه‌ی کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه‌ی دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه گیری می‌شود. چنان چه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش‌هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته، ولی در محدوده‌ی $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.

مطابق بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ آیین نامه محدوده مورد نظر برای توزیع میلگردهای مورد نیاز حداکثر در عمق h/4 دیافراگم قرار داده می شود. h عمق دیافراگم در جهت مورد نظر است. در مورد نحوه میلگردگذاری اجزای لبه‌ای با توجه به اهمیت اطمینان از رفتار فشاری مناسب، به عنوان یک حداقل باید، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ستونهای قاب خمشی متوسط رعایت شود.

[63] chords



شکل ۹۹. اجزای لبه ای (یالها) در دیافراگم

در عمل، با ترسیم نوارهای طراحی در لبه‌های بازشو[۶۴] و دیافراگم نیروی وارده استخراج و میلگردهای مورد نیاز به صورت دستی یا با استفاده از برنامه های جانبی محاسبه می شوند. جهت اطمینان از رفتار دیافراگمی مناسب در صورت بالا بودن تلاشها، در نواحی لبه ای دال و بازشوها به ضخامت و عرض مناسب به صورت توپر طراحی شود. میلگردهای مورد نیاز در پاشنه تیرچه ها و دال رویه به میلگردهای خمشی مورد نیاز اضافه می شود. نیازهای طراحی عرضه کننده ضخامت مورد نیاز برای اجزای لبه‌ای خواهد بود. به هر حال پیشنهاد می شود. فارغ از نیازهای طراحی، پیشنهاد می شود در دالهای وافل در اجزای لبه‌ای حداقل به ضخامت دال وافل به صورت توپر طراحی و اجرا شود. وضعیت توزیع تنش های کششی و فشاری در اجزای مرزی را همواره می توان با ملاحظه مولفه های f11و f22 (یا s11,s22) المان دال مورد بررسی قرار داد.

۲-۳. کنترل‌های تکمیلی

در دالهای تخت اطمینان از انتقال مناسب نیروی برشی داخل صفحه به سیستم لرزه‌ای -که با توجه به طرح دیافراگم حاصل می‌شود- و جلوگیری از انواع گسیختگی برشی خصوصا در محل اتصالات دارای اهمیت است. کنترل برش یکطرفه و دوطرفه در مجاور ناپیوستگی، اتصالات و المان‌های قائم سیستم لرزه‌ای اهمیت دارد. در این نواحی و در صورت وجود نیروهای برشی قابل توجه، استفاده از دال توپر، درپوش برشی و میلگردگذاری برشی بسته به موقعیت ضرورت می‌یابد. مجددا یادآوری می‌شود این کنترلها هم روی هر دو فایل مدلسازی شده با سختی ناچیز و هم در مدلسازی دال با سختی مناسب[۶۵] انجام شود.

[64] مبحث نهم مقررات ملی در مورد بازشوها توصیه بیشتری ندارد. لیکن مطابق آیین نامه aci لازم است در اطراف بازشو دقیقا جزییات طراحی مشابه جمع کننده ها انجام شود. درمورد بازشوها نیازی به بزرگنمای نیروها با ضریب اضافه مقاومت نیست. برای این مهم اطراف بازشو به صورت توپر طراحی می شود. عرض و ضخامت ناحیه توپر تابع ملاحظات طراحی و نیروهای وارده است. هرچند در هر حال پس از طراحی نواحی اطراف بازشو، باید در صورت لزوم با در نظر گرفتن لوازم برش – اصطکاکی میلگرد مورد نیاز برای انتقال نیروی برشی به این اجزا طراحی شود.

[65] m11=m22=m12=0.25

۱. کنترل برش یک‌جهته و نواحی توپر

هندسه (حدود و ضخامت) نواحی توپر مجاور اتصالات براساس ملاحظه برش یکطرفه و دوطرفه (برش پانچ برای اتصالات دال به ستون) و نیز شکل پذیری اتصال (برای اتصالات دال به ستون) تعیین می‌شود. با توجه به اینکه معمولا مسلح سازی برشی برای دال توپر انجام نمی‌شود مقاومت برشی تامین شده توسط بتن از رابطه ۹-۸-۱۳ محاسبه می‌شود:

۹-۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، V_c از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود. $A_v < A_{v,min}$

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d \qquad (۹-۸-۱۳)$$

که λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

نیروی محوری N_u برابر صفر و $\rho_w = 0.0018$ منظور می‌شود. ضریب اصلاح تاثیر اندازه نیز از رابطه ۹-۸-۱۴ محاسبه خواهد شد:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \le 1.0 \qquad (۹-۸-۱۴)$$

عمق موثر دال براساس ضخامت دال تخت معادل با دال وافل در نظر گرفته می‌شود. حداکثر نیروی برشی یکطرفه قابل اعمال به دال از رابطه ۹-۸-۹ محاسبه می‌شود:

۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}\, b_w d\right) \qquad (۹-۸-۹)$$

بنابراین برای محاسبه هندسه نواحی توپر در برنامه ETABS مراحل زیر دنبال می‌شود:

- ضخامت دال تخت معادل با دال وافل مطابق آنچه در بخش دال های دارای تیر بیان شد محاسبه کنید.

- ضریب اصلاح تاثیر اندازه را محاسبه کنید (عمق موثر دال برابر، پوشش و قطر میلگرد مفروض طولی از ضخامت دال تخت معادل کسر می شود)

- مقادیر v_c و حداکثر v_u به ترتیب از روابط ۹-۸-۱۳ و ۹-۸-۹ محاسبه نمایید (روابط به صورت تنش بدون جمله $b_w d$ محاسبه نمایید)

- ابتدا براساس v_u و برای *تمام ترکیب بارها* (ثقلی و لرزه‌ای) از مقادیر S13 و S23 در صفحه نیروهای Shell کنترل نمایید. در صورت پاسخگو نبودن در هر ناحیه، باید ضخامت دال تا مناسب بودن افزایش یابد.

- براساس v_c و برای تمام ترکیب بارها از مقادیر S13 و S23 در صفحه نیروهای Shell کنترل نمایید. نواحی که مقادیر تنش برشی از v_c بیشتر شود باید به صورت توپر در نظر گرفته شود. در مدل نهایی این نواحی توپر ترسیم خواهد شد.

- تنش پانچ (بخش ۲) و وضعیت شکل پذیری اتصالات دال به ستون را (بخش ۳) بررسی کنید

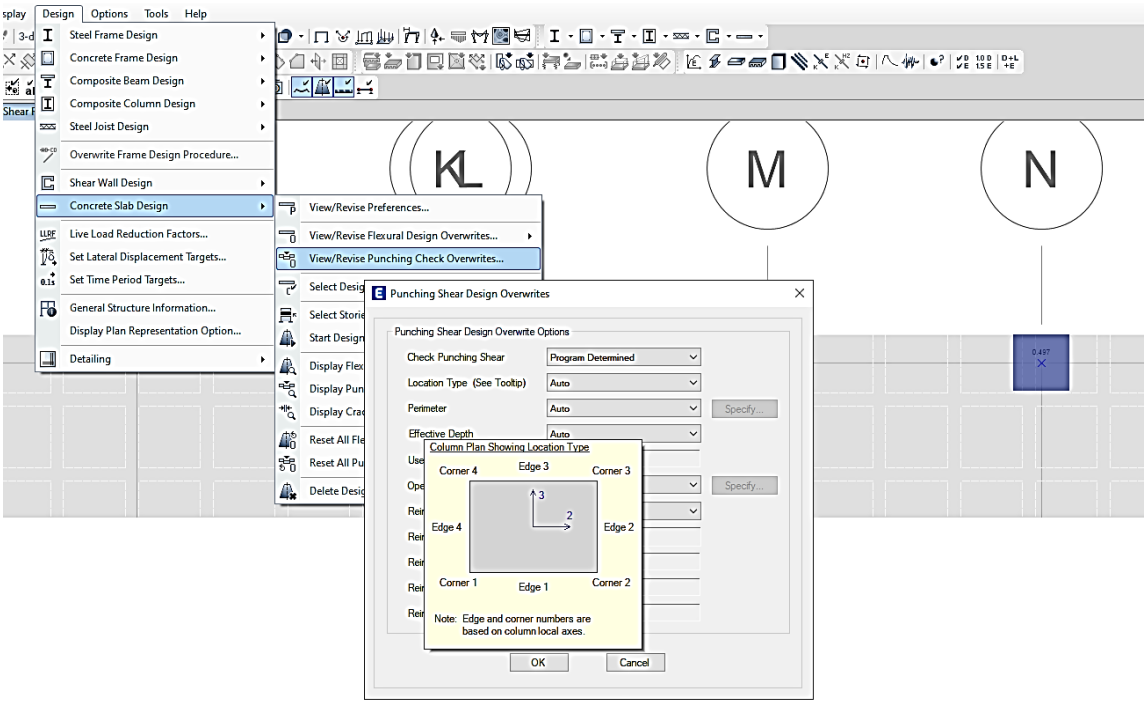
۲. کنترل برش پانچ در محل اتصال دال به ستون

کنترل برش پانچ (دوطرفه یا منگنه‌ای) از جمله کنترل‌هایی است که باید در دالهای بدون تیر در نظر قرار گیرد. دو محدودیت مهم نرم افزار در این زمینه یکی گزارش نکردن وضعیت این برش در صورت وجود تیر در گره اتصال است (حتی اگر تیر هم ضخامت با دال باشد) و دوم موضوع کنترل برش منگنه‌ای در محل دیوارهای برشی است. اگرچه در باقی موارد هم در مواضعی ممکن است نیاز به کنترل این موارد به صورت دستی توسط طراح باشد، که می تواند بسیار زمانبر باشد[۶۶].

در صورت نیاز به محاسبه دستی، هنگام استخراج نیروها باید دقت کافی به عمل آید (توجه به محورهای محلی و جهت‌های لنگر). برای استخراج نیروهای دیوارهای برشی باید از تعریف برچسپ Pier استفاده کرد که -در صورت وجود- ستونهای دو طرف دیوار را هم شامل شود.

یک راه نه چندان آسان و البته تقریبی برای وادار کردن نرم افزار به محاسبه برش منگنه‌ای اتصال دارای تیر (یا تیر هم ضخامت با دال یا تیر مخفی)، استخراج نیروهای عکس العمل تیر و اعمال آن به صورت نقطه ای به گره ستون مورد نظر است(با توجه به علامت نیروها). پس از اینکار تیر را می‌توان از مدل حذف کرد و نسبت به کنترل پانچ اقدام نمود.

در مواردی، چه در برنامه ETABS و چه برنامه SAFE کنترل موضع تشخیص داده شده توسط برنامه، و در صورت نیاز اصلاح آن اهمیت دارد. برای اینکار در صفحه نمایش پانچ با کلیک راست روی ستون مورد نظر قابل بررسی است. سپس با انتخاب ستون می‌توان پارامترهای برش منگنه ای ستون را اصلاح کرد.



شکل ۱۰۰. رونویسی محل ستون در برنامه ETABS

[66] توجه شود که در مورد کنترل برش منگنه‌ای نمی توان از ترکیب بار ENVELOPE استفاده کرد؛ به عبارت دیگر برش پانچ باید برای هر ترکیب بار به صورت جداگانه مورد بررسی و کنترل قرار گیرد.

۳. کنترل وضعیت اتصال دال به ستون (شکل پذیری و کفایت اتصال)

یکی از مهم ترین کنترل‌های کف‌های بدون تیر، اطمینان شکل‌پذیری اتصالات دال به ستون است. با افزایش بار ثقلی و میزان دریفت، شکل پذیری این اتصالات کاهش می‌یابد و امکان بروز خرابی به صورت برش منگنه‌ای افزایش می‌یابد. آیین نامه استفاده از حداقل آرماتور برشی در این اتصالات در حالاتی که برش موجود از حد مشخصی -با توجه به دریفت موجود- بالاتر باشد را اجباری کرده است. استفاده از آرماتور برشی حداقل در این اتصالات صرفنظر از میزان برش، توصیه می شود. این مهم در کنار ملاحظات مربوط به برش منگنه‌ای این اتصالات می‌باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۴ اتصالات دال به ستون

۹-۲۰-۱۰-۴-۱ در اتصالات دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر به ستون، باید در کلیه‌ی مقاطع بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{v_{uv}}{\varphi v_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه‌ی v_{uv} فقط ترکیب‌های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگ‌ترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه‌ی مورد نظر هستند، محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

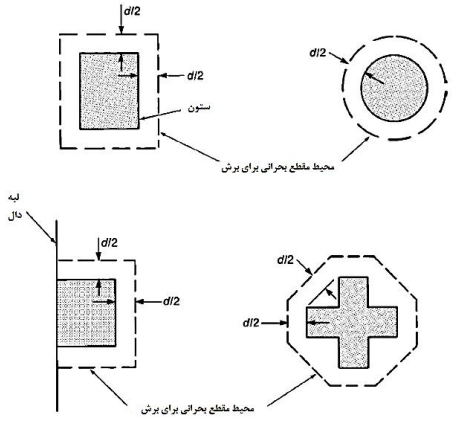
۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه‌ی آرماتور برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ نمی‌باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

در رابطه بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ همان دریفت نسبی طبقه می‌باشد. v_{uv} تنش برشی ناشی از ترکیب بارهای شامل نیروی لرزه‌ای است که روی سطح بحرانی اطراف ستون محاسبه می‌شود که مقداری مشابه سطح بحرانی در برش منگنه‌ای دارد. می‌توان به جای کنترل مستقیم این بند که اندکی دشوار است، مطابق توصیه بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ همواره حداقل میلگردگذاری برشی در این اتصالات انجام داد.

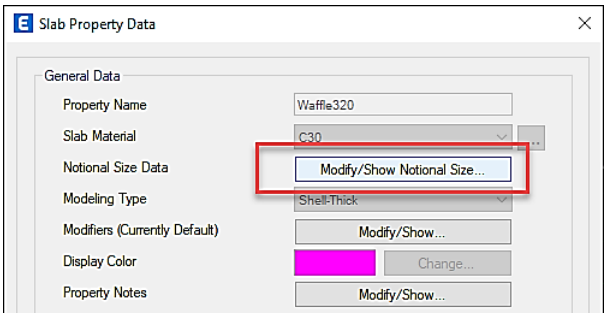
مراحل کلی کنترل این بند در برنامه ETABS به شرح زیر می‌باشد:

- محیط بحرانی برش منگنه‌ای اطراف اتصال مورد نظر را محاسبه کنید(b_0).



شکل ۱۰۱. محیط بحرانی در برش دوطرفه

مساحت بحرانی (A_v). از حاصلضرب محیط بحرانی در ضخامت دال معادل وافل بدست می‌آید. به جای محاسبه دقیق ضخامت دال معادل می‌تواند از ضخامت اسمی معادل آن که در صفحه تعریف مشخصات دال وافل در برنامه ETABS گزارش می‌شود استفاده کرد.



شکل ۱۰۲. ضخامت اسمی دال وافل در نرم افزار

- V_{uv} از اختلاف نیروی محوری ستونهای بالا و پایین اتصال برای ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله (می‌توان ترکیب بار Envelope تعریف کرد) محاسبه می‌شود.

$$V_{uv} = P_{uv,t} - P_{uv,b}$$
$$v_{uv} = V_{uv}/A_v$$

- دریفت طبقات بالا و پایین به روش معمولی بدست آورید. بیشترین مقدار دریفت این دو طبقه برای محاسبات استفاده می‌شود. در صورتی که دریفت حداکثر از ۰.۰۰۵ (یا ۱/۲۰۰) کمتر باشد می‌توان این ضابطه را نادیده گرفت.
- مقدار $\emptyset v_c$ از رابطه‌های ۹-۸-۲۰ محاسبه شود:

۹-۸-۵-۳ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

۹-۸-۵-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ی که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-الف)}$$

$$v_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-ب)}$$

$$v_c = 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-پ)}$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

مقدار $\emptyset$ برابر ۰.۷۵ منظور می‌شود. مطابق توضیحات قبل، d همان ضخامت دال معادل وافل می‌باشد.

- عبارت $0.035 - \frac{1}{20}\frac{v_{uv}}{\emptyset v_c}$ محاسبه و با دریفت حداکثر طبقات بالا و پایین اتصال مقایسه می‌شود. در صورتی که دریفت از این مقدار بیشتر باشد نیاز به میلگرد گذاری برشی حداقلی در اتصال می‌باشد که تا 4h از بر اتصال در راستای های بدون تیر امتداد می‌یابد. در این ناحیه دال به صورت توپر اجرا خواهد شد. مساحت حداقل میلگرد گذاری برشی (A_{vs}) به نحوی انتخاب شود که :

$$\frac{A_v}{s}.\frac{f_{ys}}{b_0} \geq 0.29\sqrt{f'_c}$$

باشد (که A_{vs} مساحت ساق‌ها، b_0 محیط بحرانی برش دوطرفه و s فاصله بین خاموت‌هاست). جزییات خاموت گذاری مشابه برش دوطرفه است (بخش ۴-۲ فصل ۱ را ببینید؛ در صورت محاسبه میلگردگذاری برش منگنه‌ای، مقدار آن معمولا حاکم شده؛ نیازی به میلگرد گذاری بیشتری نیست).

به هر حال توصیه شده است با توجه به پیچیدگی‌های رفتار دال در محل اتصال، در مواقعی که مقدار دریفت به میزانی است که مطابق این بند به خاموت گذاری برشی نیازی نیست هم، مقدار حداقلی جهت تامین شکل پذیری توسط طراحی در نظر گرفته شود.

۴. اعضایی که قسمتی از سیستم باربر لرزه ای نیستند و اعضای سیستم‌های قاب ساختمانی یا دیوار باربر

همانطور که در بخش ۲-۵ فصل اول بیان شد، می‌توان تعدادی از اعضا را به عنوان اعضای ثانویه که قسمتی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند در نظر گرفت:

- اعضایی هستند که تعدادی از ضوابط طرح لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط را تامین نمی‌کنند.

- اعضای باربر ثقلی در سیستم‌های قاب ساختمانی و دیوار باربر

- اجزای دستگاه راه پله یا آسانسور

- تیرهای فرعی خارج از قاب خمشی لرزه‌ای در سیستم‌های قاب خمشی متوسط و ویژه

باید توجه داشت که اولا حضور این اعضا سهم قابل توجهی از برش پایه را جذب ننماید و نیز در نظر گرفتن این اعضا، یک سیستم نامنظم را به یک سیستم منظم تبدیل ننماید. مبحث نهم در بند ۹-۲۰-۱۰-۱ مقرر داشته است:

> **۹-۲۰-۱۰-۱ در سازه‌های با شکل پذیری زیاد یا متوسط می‌توان در صورت لزوم برخی از اعضای سازه‌ای (تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و دیوار پایه‌ها) را به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی منظور ننمود. در چنین حالتی باید از سختی و مقاومت این اعضا در برابر بارهای جانبی صرف نظر شود، ولی این اعضا و اتصالات آن‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند به صورت مناسب بارهای قائم وارده بر آن‌ها که شامل اثرات هم‌زمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شود، را تحت اثر تغییر مکان‌های جانبی ایجاد شده به واسطه‌ی بحرانی‌ترین اثر زلزله تحمل نمایند. در این اعضا باید اثرات ثانویه‌ی ($P-\Delta$) نیز منظور گردند. بند ۹-۲۰-۱۰ ضوابط طراحی این اعضا را مشخص می‌کند.**

در بخش ۵-۲ فصل اول روش‌هایی برای تحلیل سازه‌های دارای چنین اعضایی و محاسبه نیروهای داخلی آنها ارایه شد. با این حال عموما طراحان به دلیل سهولت رویکرد بیان شده در بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ مبحث نهم را مورد استفاده قرار می‌دهند. مطابق این بند توجه به میلگردگذاری عرضی ویژه این اعضا می‌تواند برای اطمینان از رفتار مناسب این اعضا در جابجایی القایی لرزه‌ای δ_u کافی باشد. مطابق این بند برای تیرها:

الف- آرماتورهای طولی در تیرها باید بر طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در نظر گرفته شوند. در سر تا سر طول تیر باید از آرماتورهای عرضی به فاصله‌ی حداکثر 0.5d استفاده شود. در صورتی که نیروی محوری ضریب‌دار در تیر از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، به عنوان آرماتور عرضی باید از دورگیرهایی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ که به فاصله‌ی کم‌ترین دو مقدار برای کوچک‌ترین قطر آرماتورهای طولی و ۱۵۰ میلی متر از یک دیگر قرار دارند، استفاده شود.

مطابق این بند در تیرهایی که قسمتی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند باید در فواصل 0.5d و سراسر طول تیر از میلگردگذاری عرضی استفاده کرد. برای میلگردگذاری عمدتا از دورگیرها استفاده می‌شود. طراحی برشی این تیرها نیز عینا مشابه یک تیر قاب خمشی ویژه انجام می‌شود.

در مورد ستونهایی که قسمتی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، ضوابط حاکم بر جزییات بندی میلگردهای طولی و عرضی عینا مشابه ستون‌های قاب خمشی ویژه می‌باشد. طراحی برشی این ستون‌ها مشابه ستون‌های قاب خمشی ویژه انجام می‌شود.

مطابق توضیحات فوق اگر طراح در نظر دارد عضوی را به عنوان یک عضو ثانویه در نظر بگیرد یا از سیستم دیوار باربر یا قاب ساختمانی استفاده نماید لازم است:

- با خارج کردن عضو از سیستم باربرلرزه‌ای (از طریق دو سر مفصل کردن یا کاهش سختی خمشی)، تمام کنترل‌های مرتبط با نامنظمی را مجددا انجام دهد و الزامات آیین‌نامه ۲۸۰۰ را با در نظر گرفتن وضعیت نامنظمی مرتبط با بدترین حالت (با حضور یا عدم حضور این اعضا) بررسی و اعمال نماید. علاوه بر این با مقایسه این فایل (فایلی که مشارکت این اعضا حذف شده است) با فایل اصلی سیستم باربر لرزه‌ای میزان جذب برش پایه آنها کنترل شود (به حداکثر ۲۵ درصد محدود شود).

- طراحی برشی این اعضا در فایل اصلی سیستم باربر لرزه‌ای و با انتخاب شکل پذیری ویژه انجام شود.

- جزییات بندی این اعضا، مطابق با اعضای قاب خمشی ویژه تهیه شود.