مختصر فنی شماره ۳ طراحی لرزه ای NEHRP

طراحی لرزه ای دیافراگم های بتنی درجا ریز، یال ها و کلکتور ها

راهنمایی برای مهندسین (ویرایش دوم)

Jack P. Moehle

John D. Hooper

Thomas R. Meyer

مترجم مهندس کتایون کرمی

طراحی لرزه ای دیافراگم های بتنی درجا ریز، یال ها و کلکتورها

ترجمه: مهندس کتایون (کاترین) کرمی

انتشارات کرمیت پارس

۸۸۰۵۷۵۲۲-۴

سرشناسه : موله، جک پی.
Moehle, Jack P.
عنوان و نام پدیدآور : طرح لرزه‌ای دیافراگم‌های بتنی درجاریز، یال و کلکتورها/ [جک. پی موله، جان. دی هوپر، توماس. آر میر] ؛ مترجم کاترین کرمی ؛ وبراستار دفتر تحقیق و توسعه شرکت کرمیت پارس.
مشخصات نشر : تهران : شرکت کرمیت پارس، ۱۳۹۹.
مشخصات ظاهری : ۸۹ ص.: مصور.
شابک : 978-964-823924-9
وضعیت فهرست نویسی : فیپا
یادداشت : عنوان اصلی: Seisemic Design of Cast in Place Diaphragms ,chords and collectors..., 2ed , 2016 .
موضوع : دیافراگم (سازه) -- طراحی و ساخت
موضوع : Diaphragms (Structural engineering) -- Design and construction
موضوع : ساختمان‌های ضد زلزله
موضوع : Earthquake resistant design
شناسه افزوده : هوپر، جان دی.
شناسه افزوده : Hooper, John D.
شناسه افزوده : مایر، تامس آر.
شناسه افزوده : Meyer, Thomas R.
شناسه افزوده : کرمی، کاترین، ۱۳۶۱ -، مترجم
رده بندی کنگره : TA۶۶۰
رده بندی دیویی : ۶۲۴/۲۱
شماره کتابشناسی ملی : ۷۵۰۱۱۷۱
وضعیت رکورد : فیپا

تاریخ درخواست : ۱۳۹۹/۱۱/۰۱
تاریخ پاسخگویی :
کد پیگیری : 7500895

اسم کتاب: طراحی لرزهای دیافراگم های بتنی درجاریز،یال و کلکتورها

مترجم: کاترین کُرمی

چاپ دوم: بهار ۱۴۰۲

شابک: ۹۷۸۹۶۴۸۲۳۹۲۴۹
ASBN: 9789648239249

تیراژ: ۵۰۰ نسخه

قیمت: ۳۰۰۰۰۰ ریال

وبراستار: دفتر تحقیق و توسعه شرکت کُرمیت پارس

حروف چینی و صفحه آرایی: انتشارات کُرمیت پارس

انتشارت: کُرمیت پارس

چاپ و صحافی: دیبا

مرکز پخش: تهران، خیابان ملاصدرا، خیابان شیراز جنوبی، خیابان سامان، شماره ۵۹

تلفن: ۴-۸۸۰۵۷۵۲۲

Email:kormitpars@gmail. Com Web: WWW.kormitpars.ir

کلیه حقوق برای ناشر محفوظ می باشد.

Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors

A Guide for Practicing Engineers

SECOND EDITION

Prepared for
U.S. Department of Commerce
Engineering Laboratory
National Institute of Standards and Technology
Gaithersburg, MD 20899-8600

By
Applied Technology Council

And
Jack P. Moehle
John D. Hooper
Thomas R. Meyer

This publication is available free of charge from:
https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-42

October 2016
With references to ASCE 7-16 and ACI 318-14

U.S. Department of Commerce
Penny Pritzker, Secretary

National Institute of Standards and Technology
Willie E. May, Under Secretary of Commerce for Standards and Technology and Director

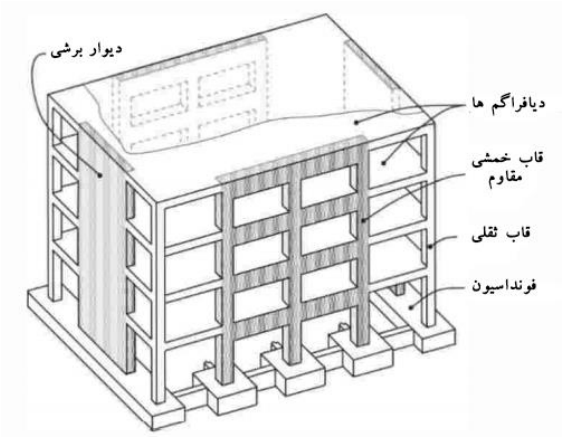
فهرست

1. مقدمه..... ۱
2. نقش دیافراگم..... ۵
3. اجزای دیافراگم..... ۸
4. رفتار دیافراگم و اصول طراحی..... ۱۱
5. راهنمای تحلیل ساختمان..... ۲۱
6. راهنمای آنالیز دیافراگم..... ۳۱
7. راهنمای طراحی..... ۴۷
8. الزامات اضافی..... ۶۴
9. مشکلات مربوط به جزئیات و ساخت..... ۷۰
10. مراجع..... ۷۸
11. نکات و اختصارات..... ۸۰
12. امتیازات..... ۸۴

1. مقدمه

سازه های ساختمان اغلب از یک بدنهٔ سه بعدی المان های سازه ای تشکیل شده که برای تحمل بارهای ثقلی و جانبی شکل گرفته اند. با اینکه سیستم کامل سه بعدی برای مقاومت با بارها به صورت یک پارچه عمل می کند، مهندسین سازه معمولاً سیستم مقاوم- لرزه ای را متشکل از المان های عمودی، المان های افقی، و فونداسیون تصویر می کنند (شکل 1-1).

المان های عمودی بین فونداسیون و طبقات قرار گرفته و یک مسیر بار پیوسته برای انتقال نیروهای ثقلی، باد، و زلزله از طبقات بالا به فونداسیون را فراهم می کنند. المان های افقی به طور معمول متشکل از دیافراگم ها، که خود شامل یال ها و کلکتور ها است، می باشد. دیافراگم ها نیروهای جانبی را از سیستم کف به المان های عمودی سیستم سازه ای منتقل می کنند. آن ها همچنین المان های عمودی را به هم بسته و از این طریق این المان ها را تثبیت کرده و نیروها را از درون آنها انتقال می دهند. بنابراین ، دیافراگم ها بخش مهمی ازسیستم سازه ای هستند و نیاز به توجه مهندس سازه برای اطمینان از مقاومت لازم سیستم سازه ای تحت بار طراحی را خواهد داشت.



شکل 1-1. نمای ایزومتریک از سیستم سازه ساختمان متشکل از المان های افقی(دیافراگم ها)، المان های عمودی (دیوار ها و قاب ها)، و فونداسیون

دیافراگم ها می بایست به عنوان بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه برای هر ساختمان جدید اختصاص داده شده به طبقه بندی طراحی لرزه ای B، C، D، E، و یا F (Seismic Design Category یا SDC) در ایالات متحده امریکا طراحی شوند (این طبقه بندی مربوط به رعایت شرائط آئین نامه آمریکا است.م). اگرچه المان های افقی می توانند شامل عناصر خرپائی یا بادبندی های مورب افقی باشند، در بیشتر موارد دیافراگم ها اساساً المان های توپر و سطحی(planar) ، ساخته شده از چوب، فولاد، بتن، و یا ترکیبی از این ها می باشند. دیافراگم های بتنی بطور معمول می توانند بتن آرمه غیر پیش تنیده یا پیش تنیده باشند یا بتن درجا ریز، دال های رویهٔ بتنی بر روی عرشه فولادی یا قطعات پیش ساختهٔ بتنی، و یا قطعاتی پیش ساخته بتنی بهم پیوسته بدون ریختن بتن رویه باشد. اگرچه آخرین سیستم نام برده، بندرت درسازه های اختصاص داده شده به طراحی لرزه ای طبقه بندی D، E ،یا F به کار می رود. محدوده توجه این راهنما به دیافراگم های بتنی درجا ریز، یا به صورت بتن آرمه معمولی یا پیش تنیده است. با این حال، بسیاری از اصولی که در اینجا ارائه می شود، به طور یکسان در انواع دیگر دیافراگم اعمال می شود.

الزامات طراحی برای دیافراگم ها با بتن درجا ریز در ACI 318، مقررات کد ساختمان برای سازه های بتنی(ACI 2014) ارائه شده است. الزامات به مصالح ، مقاومت ، جزئیات، و بازرسی ساخت برای دیافراگم در هر ساختمان، به علاوه الزامات بیشتر برای ساختمان هایی که به طبقه بندی D، E یا F طراحی لرزه ای اختصاص داده شده مربوط می شوند.

این راهنما الزامات نسخه 2014 از ACI 318 ، همراه با الزامات مرتبط از کد بین المللی ساختمان (IBC) (ICC 2015) را دنبال می کند. IBC الزامات بار لرزه ای تعیین شده در انتشارات انجمن مهندسان عمران آمریکا ASCE/SEI 7-10 ، حداقل بارهای طراحی برای ساختمان ها و سایر سازه ها مطابق با متمم 1 (ASCE 2010) را پذیرفته است. با این حال، این راهنما مقررات ASCE/SEI 7-16، حداقل بارهای طراحی و ضوابط مرتبط برای ساختمان ها و سایر سازه ها با ضمیمه 1 (ASCE 2016) را شامل می شود. در مجموع، ACI 318-14، IBC 2015، و ASCE 7-16 حاوی جدیدترین ها اطلاعات بر طراحی دیافراگم های با بتن درجا ریز در زمان این نوشتار می باشند. به علت این که این نسخه ها ممکن است هنوز در بسیاری از حوزه های

قضایی پذیرفته نشده باشند، ، همه مفاد شرح داده شده در اینجا لزوماً در هر حوزه قضائی قابل اعمال نخواهد بود.

این راهنما برای کمک به مهندسین سازه در استفاده از الزامات ACI 318 برای دیافراگم های بتنی درجا ریز نوشته شده است . بسیاری از الزامات کُد ها به طریقی نوشته شده است که برای تفسیر و قضاوت مهندسی در استفاده از آن آزاد باشند. نویسندگان این راهنما برای شناسایی طیف خوبی از روش های کاربردی معمول از وضعیت طراحی دیافراگم های بتنی درجا ریز، بطور گسترده با نویسنده های کد ها و مهندسین اجرایی مشورت داشته اند. اگرچه این راهنما برای مهندسین سازه در نظر گرفته شده، برای مسئولین ساختمان، مربیان و دانشجویان نیز قابل استفاده خواهد بود.

بدنه اصلی متن در این راهنما برالزامات کدها و رویکردهای طراحی پذیرفته شده جهت اجرای آن ها، و شامل اطلاعات پیش زمینه و رسم های توضیحی برای کمک به مهندسین سازه در درک الزامات طراحی تکیه دارد. نوارهای جانبی تعبیه شده در متن اصلی راهنمائی بیشتری را ارائه می دهد. این راهنما به بخش های زیر تقسیم می شود:

- بخش 2، بخش 3، و بخش 4 نقش دیافراگم های افقی در سیستم سازه ای ساختمان ها و اصول طراحی دیافراگم را معرفی می کند.
- بخش 5 و بخش 6 راهنمای تحلیل را ارائه می کند.
- بخش 7، بخش 8 ، و بخش 9 توضیح گر تناسبات مهم ، الزامات بیشتر، و جزئیات و مشکلات ساخت برای دیافراگم های بتنی در جا ریز است.
- بخش 10، بخش 11 و بخش 12 منابع ، یادداشت ها و اختصارات و امتیازات (credits) را ارائه می کند.

نوارهای جانبی در این راهنما

نوارهای جانبی در این راهنما برای نشان دادن نکات کلیدی ، پر رنگ کردن مشکلات ساخت، و ارائهٔ راهنمایی بیشتر بر شیوه های خوب طراحی و موضوعات باز در تجزیه و تحلیل، طراحی، و ساخت استفاده می شود.

کد ها ی ساختمانی و نسخه های استاندارد

کد ها و استانداردهای ساختمان در ایالات متحده هر چند سال یکبار تجدید نظرمی شود و ممکن است جدیدترین نسخه کد ساختمانی هنوز توسط مقامات عهده دار ساخت و ساز پذیرفته نشده باشد. به منظور گنجاندن جدیدترین تحولات، این راهنما بر اساس جدیدترین نسخه ها تهیه شده است. در زمان نوشتن این راهنما، بیشتر حوزه های قضائی ایالات متحده مقررات ACI 318-11، الزامات کد ساختمانی برای سازه های بتنی (ACI 2011) و ASCE 7-10، حداقل بارهای طراحی برای ساختمان ها و سایر سازه ها با ضمیمهٔ 1 را پذیرفته اند. اگرچه، این راهنما مبتنی بر ACI 318-14 است، الزامات کد ساختمانی برای سازه های بتنی (ACI 2014) وASCE 7-16، حداقل بارهای طراحی و ضوابط مربوطه برای ساختمان ها و سایر سازه ها با ضمیمهٔ 1 می باشد. هر جا از متن که ACI 318 ، یا ASCE 7 بدون ذکر تاریخ آمده، منظور از آن در این راهنما ACI 318-14 و ASCE 7-16 به ترتیب می باشد.

فصل 12 از ACI 318-14 الزامات کلی برای دیافراگم هایی که در نسخه های قبلی ACI 318 به آن پرداخته نشده را معرفی می کند. فصل 18 از ACI 318-14 شامل الزامات بیشتری برای دیافراگم ها در ساختمان هایی است که در طبقه بندی طراحی لرزه ای D، E، و یا F اختصاص داده شده اند. مفاد فصل 18 با آنچه در نسخه های قبلی ACI 318 آمده یکسان است.

اکثر الزامات لرزه ای ASCE 7-10 و ASCE 7-16 مشابه هستند. برخی از تفاوت های فنی قابل ذکر که طراحی دیافراگم را تحت تاثیر قرار می دهد شامل: (1) طیف بازتاب مودال پایهٔ برشی به جای 85درصد، 100 درصدِ نیروی جانبی پایهٔ برشی معادل مقیاس بندی شده؛ (2) نیروهای انتقالی درسازه های نوع 4، که از نامنظمی افقی سازه ای(در پلان) (خارج از صفحه گی، بیرون زدگی نامنظم) مطابق با جدول 12.3-1 از ASCE 7-16، با فاکتور Ω_o افزایش داده شده؛ و (3) مقررات طراحی جایگزین برای دیافراگم ها در نوار کناری بخش 4.3 این راهنما آمده است.

2. نقش دیافراگم ها

دیافراگم ها چندین نقش برای مقاومت در برابر نیروهای ثقلی و جانبی در ساختمان ها ایفا می کنند. شکل 2-1 چند مورد از این نقش ها را برای ساختمان با طبقهٔ تراس(podium) در سطح زمین (همکف) و زیر زمین نشان می دهد. نقش های اصلی ذکر شده در ACI 318-14 شامل موارد زیر است:

نیروهای درون صفحه ای دیافراگم Diaphragm in-plane forces

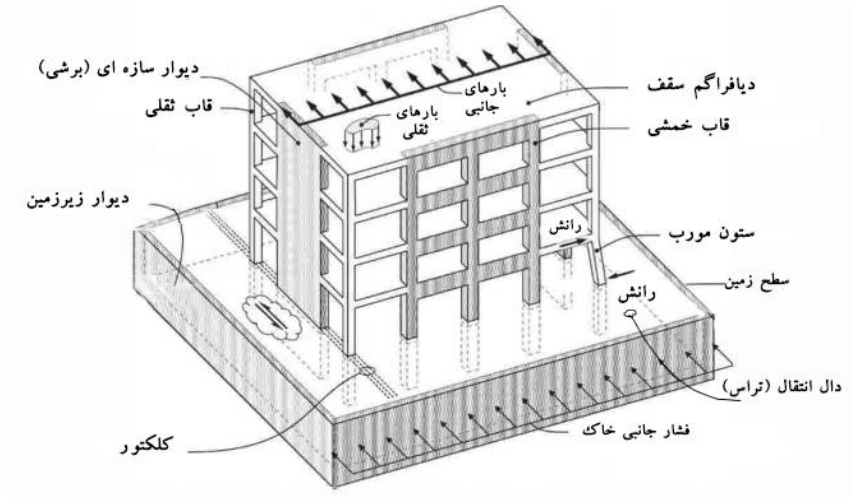
نیروهای جانبی ناشی از باد ،زمین لرزه ، و فشارافقی مایعات یا خاک، ایجاد برش ، نیروی محوری و ممان خمشی درون صفحه ای در دیافراگم می کنند، به این علت که دیا فراگم بین تکیه گاه های بوجود آمده از عناصر باربر سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی قرار گرفته و نیروهای درون خود را به این عناصر منتقل می نماید. در بارگذاری زلزله ، درون دیافراگم و بخش های منشعب شده از دیوار، ستون، و المان های دیگر نیروها ی اینرسی تولید می شود. این نیروها سپس از طریق دیافراگم به المان های عمودی منتقل می شوند. برای ساختمان های دارای طبقه زیر زمین ، فشار خاک نیروهای خارج از صفحه در دیوارهای زیرزمین ایجاد می کنند ، که توسط دیافراگم ها نگهداری می شوند.

انتقال نیروهای دیافراگم

المان های عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی، ممکن است در امتداد طول خود مشخصات متفاوتی داشته باشند یا سطوح مقاومتی آنها ممکن است از یک طبقه به طبقه دیگر تغییر کند که موجب انتقال نیرو بین المان های عمودی گردد. مکان معمول که سطوح مقاومت تغییر می کند، در طبقهٔ همکف ساختمان با پلان زیر زمین بزرگ است (شکل 2-1)؛ در این مکان، نیرو ها ممکن است از بخش باریک تر ساختمان اصلی به دیواره های زیر زمین از طریق دیافراگم تراس انتقال یابند. بالای تراس همیشه در سطح زمین قرار نگرفته، و در این موارد، ممکن است انتقال نیروی بزرگی هم بالای تراس و هم در سطح زمین رخ دهد.

نیروهای مهاری Anchorage forces

فشار باد و لرزش زلزله می تواند باعث ایجاد نیروهای جانبی در قاب بندی عمودی و عناصر غیر سازه ای، مانند پوشش های جانبی ساختمان شود. این نیروها ازنقطه ای که درون عناصر شکل می گیرند، از طریق اتصالات، به دیافراگم هایی که نگهداری جانبی صورت می دهند انتقال می یابند.



شکل 1-2. نقش دیافراگم ها

نیروهای مهاربندی ستون Column bracing forces

دیافراگم ها در هر یک از طبقات سیستم سازه ای، به المان های عمودی متصل هستند، در نتیجه نگهداری جانبی جهت مقاومت در برابر کمانش و همچنین نیروهای مرتبه دوم مرتبط با نیروهای محوری عمودی که از طریق جابجایی های جانبی بوجود می آید را فراهم می کنند. طرح های معماری گاهی نیازمند ستون های مورب است، که می تواند منجر به نیروی رانش افقی (thrust) بزرگی شود که به دلیل کنش های ثقلی و واژگونی، درون صفحهٔ دیافراگم ها عمل می کند (شکل 1-2). رانش های افقی بسته به جهت ستون، و اینکه در کشش و یا فشار باشد می توانند در جهات مختلف عمل کنند. جائی که این رانش های افقی توسط المان های دیگر موضعی در تعادل

قرار نگیرند، می بایست به داخل دیافراگم منتقل، و به المان های دیگرِ سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی رسانده شوند.

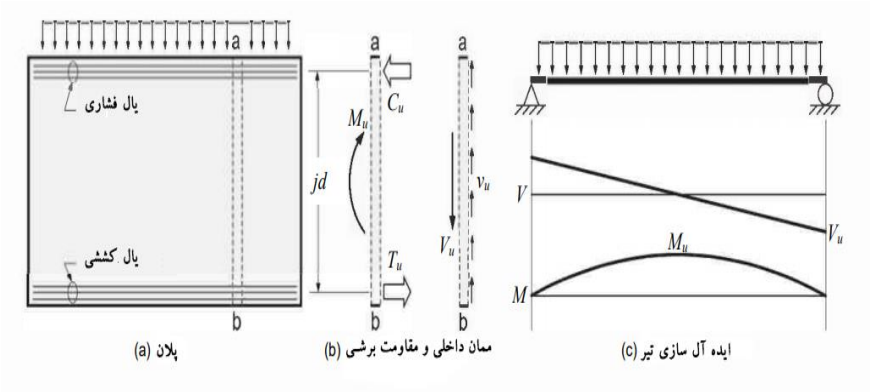
نیروهای خارج از صفحهٔ دیافراگم Diaphragm out-of-plane forces

بیشتر دیافراگم ها بخشی از قاب بندی کف و سقف هستند، و از این رو، نیروهای ثقلی و نیروهای خارج از صفحهٔ ناشی از نیروی بالابرندهٔ فشار باد (مکش.م) بر روی دال سقف و شتاب عمودی ناشی از اثرات زلزله را نگهداری می کنند.

3. اجزای دیافراگم (Diaphragm Components)

دیافراگم ها معمولاً از اجزای مختلفی تشکیل شده اند، شامل دال دیافراگم(diaphragm slab)، یال های (chord) فشاری و کششی، کلکتورها (collectors) و اتصالات به المان های عمودی.

شکل 3-1 مدل ساده شده ای از چگونگی مقاومت دیافراگم در برابر بارهای درون صفحه ای را نشان می دهد. برای مدل های بیشتری از دیافراگم به بخش 6 مراجعه شود. در شکل 3-1a، یک دیافراگم توپُر مستطیلی بین دو دیوار انتهایی، با بارگذاری اینرسیایی جانبی که توسط بار توزیع شده در بالای شکل به صورت شماتیک مشخص شده قرار دارد. دیافراگم می تواند به عنوان یک تیر که مابین دو تکیه گاه قرار گرفته، با نمودارهای عکس العمل ها، برش و ممان همان گونه که در شکل 3-1c نشان داده شده، مدل شود.



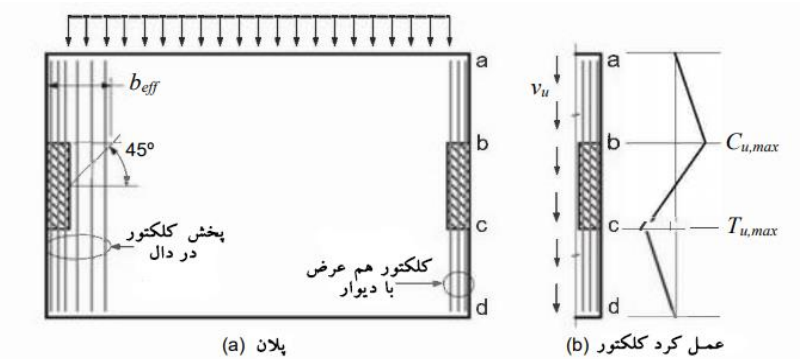
شکل 3-1. ممان و برش در برش مقطع

شکل 3-1b دو طرح از نواربریده شده ab از دیافراگم را نشان می دهد. در طرح سمت چپ، ممان خمشی داخل صفحه ای (M_u) توسط یک کوپل کشش(T_u) و فشار(C_u) که از طریق بازوی داخلی ممان jd عمل می کند، مقابله می شود. المان هایی که برای مقاومت در برابر این نیروهای کششی و فشاری در مرز دیافراگم طراحی شده اند، به ترتیب، یال کششی و یال فشاری شناخته می شوند.

همان گونه که در شکل 3-1a نشان داده شده، اگر ممان خمشی دیافراگم کاملاً توسط یال های کششی و فشاری قرار گرفته در مرز دیافراگم تحمل شوند، بنابر این، لازمهٔ تعادل توزیع یکنواخت برش درون صفحه ای دیافراگم در امتداد عمق دیافراگم می باشد. این نکته در طرح سمت راست از نوار بریده شده ab در شکل 3-1b نشان داده شده است. المان های کششی و فشاری که به آنها کلکتور (جمع کننده.م) می گویند، می بایست این برش توزیع شده را "جمع" و به دیوار ها منتقل کنند.

همان گونه که در شکل 3-2a نشان داده شده، یک کلکتور می تواند تمامی نیروهای خود را به انتهای دیوارها برساند، یا اگر نیروها و تراکم ناشی از آن فراتر از حد ممکن باشد، همان طور که در شکل 3-2a به تصویر آمده، کلکتور را می توان در دال کناری پخش کرد. بخش 6.2.2 عرض موثر پخش کلکتور در دال را به بحث می گذارد.

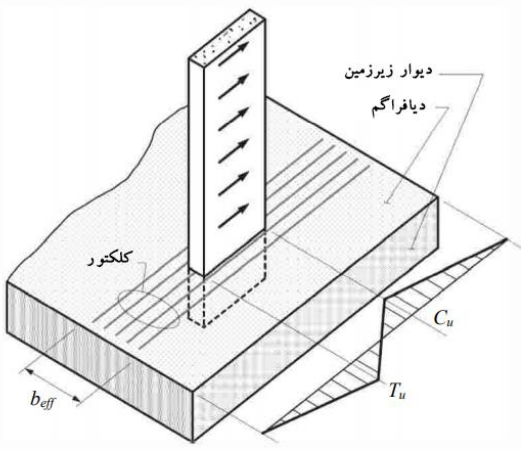
شکل 3-2b چگونگی تعیین نیروهای کششی و فشاری در کلکتور، برای نمونه ای که در آن عرض کلکتور برابر با عرض دیوار است را نشان می دهد. با شروع از یک لبهٔ آزاد، هم چنان که برش به کلکتور منتقل می شود، ، نیروی کششی یا فشاری به صورت خطی بالا می رود.



شکل 2-3. کلکتور ها

اگر نیروهای اینرسیایی حاصل از پوشش جانبی ساختمان (cladding) یا هر عناصر محیطی ساختمان می بایست جمع گردد، نیروی کلکتور در لبه ها، دیگر صفر نخواهد بود. نیروهای کلکتور می بایست به داخل المان های عمودیِ سیستم مقاوم در برابر زلزله منتقل گردد. این نکته به صورت انتقال تدریجی در نیروی کلکتور در امتداد طول bc نشان داده شده است. بخش 6 این انتقال نیرو و ملاحظات بیشتر را در جائی که کلکتور عریض تر از دیوار باشد مورد بحث قرار می دهد. دیافراگم ها همچنین نیرو را در بین المان های عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله انتقال می دهند. یک مثال بسیار متداول جائی است که دیوار، دال تراس را در ساختمان قطع می کند.

در این حالت، برش از دیوار به داخل دیافراگم، و از آنجا به المان های دیگر، مانند دیوارهای زیرزمین منتقل می شود (شکل 1-2). این المانی که نیرو را از دیوار به دیافراگم منتقل می کند، یک کلکتور است (شکل 3-3). در نسخهٔ اول این راهنما، کلکتوری که نیرو را از المان عمودی جمع، و به داخل دیافراگم توزیع می کند، به عنوان توزیع کننده (distributer) یاد شده بود، اما در این نسخه از راهنما، از این تمایز استفاده نمی شود.

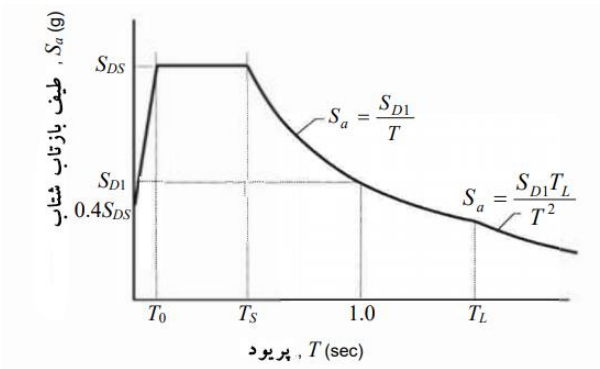


شکل 3-3. کلکتور برش را از دیوار به داخل دیافراگم پودیوم منتقل می کند

4. رفتار دیافراگم و اصول طراحی Diaphragm Behavior and Design Principles

4.1 بازتاب دینامیکی ساختمان ها و دیافراگم ها
Dynamic Response of Buildings and Diaphragms

مطالعات بنیادی دینامیک سازه ای (برای مثال، Chopra 2005) نشان می دهد که شتاب بازتاب دینامیکی نوسان گر (سازه ای با یک درجه آزادی) در معرض حرکت زمین لرزه، با زمان تغییر می کند و اینکه مقدار پیک تابعی از پریود لرزشِ نوسان گر خواهد بود.طراحی طیف بازتاب نرم شده از ASCE 7 (شکل 1-4) این وابستگی به پریود را نشان می دهد.



شکل 1-4. طیف یازتاب طرح ASCE 7 که طیف بازتاب شتاب را به عنوان تابعی از پریود لرزش نشان میدهد

در شکل 1-4 ، اصطلاح S_{DS} معرف طیف بازتاب شتاب طرح برای سازه های با پریود کوتاه است. شتاب پیک زمین، که طیف شتاب در T = 0 است ، دارای مقدار معین $0.4S_{DS}$ می باشد. نسبت پیک شتاب بازتاب به پیک شتاب زمین را بزرگنمایی بازتاب شتاب گویند. در این طیف طراحی، مقدار آن برای سازه های با پریود کوتاه 2.5 است.

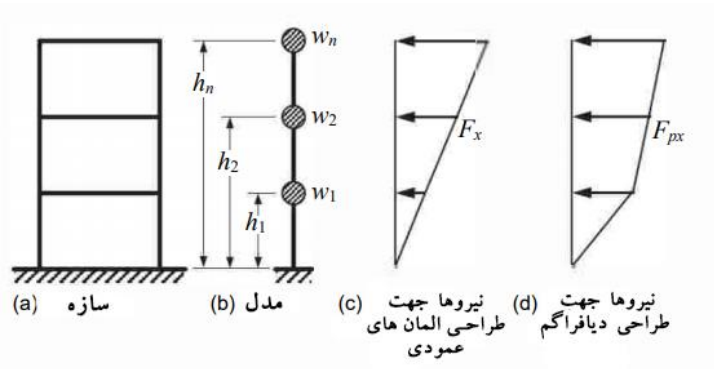
ساختمان های چند طبقه، مودهای لرزش زیادی دارند، هرکدام با یک پریود لرزه ای منحصر به فرد. شتاب بازتاب کل، مجموع بازتاب های هر مود لرزش است. مطالعات بازتاب های ساختمان (به عنوان مثال: Shakal et al.1995؛Rodriguez et al. 2007) نشان می دهد بزرگنمایی

بازتاب شتاب برای ساختمان هایی که ذاتاً دارای بازتابی الاستیکی هستند، در حدود 2.5 است. برای ساختمان هایی که با رفتار غیر الاستیک بیشتری بازتاب دارند، به طور کلی بزرگنمایی بازتاب شتاب کمتری بدست می آید.

یکی از مشاهدات مهم در مورد ساختمان های چندین طبقه این است که ، به دلیل اثرات مود های بالاتر، طبقات مختلف تاریخچه شتاب های مختلفی را می نگارند. هر یک از طبقات می بایست به طریقی طراحی شوند که در برابر نیروی(حاصل از.م) اینرسی متناظر با پیک بازتاب شتاب آن طبقه مقاومت کنند. طراحی عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله برای مجموع تمامی پیک های مجزا، بیش از حد محافظه کارانه خواهد بود، چراکه هر طبقه در زمان های متفاوتی در طول دوره باز تاب دینامیکی به نقطه پیک خود می رسد. مدل سازی ساده از یک ساختمان سه طبقه ، که در آن n برابر است با 3 ، با مجموع وزن W_i ، که بر هر طبقه در فاصله h_i از سطح زمین اعمال می شود، دو مجموعه از نیروهای طراحی که معمولاً برای طراحی مشخص شده اند به وجود می آورد (شکل 2-4):

a) یک مجموعه از نیروهای طراحی ، F_x، که برای طراحی عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله اعمال می شود.

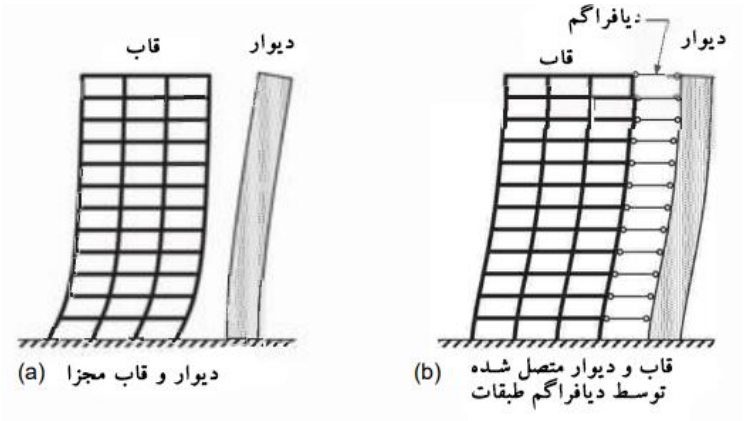
b) یک مجموعهٔ دوم از نیروهای طراحی، F_{px}، که برای طراحی دیافراگم اعمال می شود.



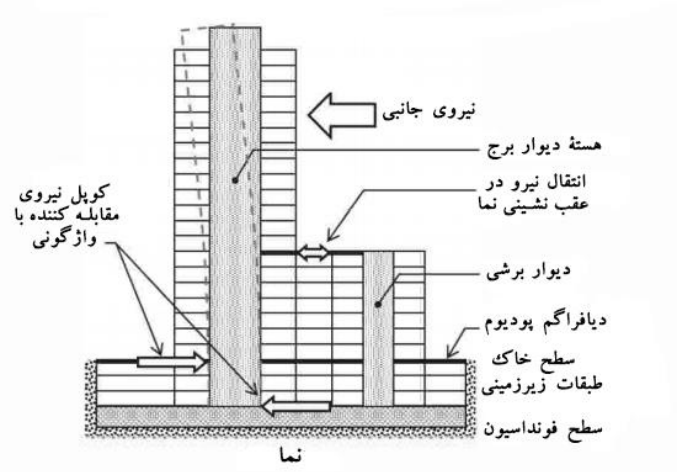
شکل 2-4 . نیروهای طراحی برای المان های عمودی و دیافراگم

دیافراگم ها علاوه بر مقاومت در برابر نیروهای اینرسی (شتاب طبقه ضرب در مجموع وزن)، هم چنین می بایست قادر به انتقال نیرو بین عناصر مختلف عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله باشند. به عنوان مثال ، قاب ها و دیوارهایی که به طور مستقل عمل می کنند، تحت بارهای جانبی، نمودارهای جابجایی متفاوتی دارند؛ در صورتی که اگر توسط دیافراگم به هم متصل شوند، با اعمال جابجایی هماهنگ، دیافراگم نیروهای داخلی ایجاد می کند (شکل 3-4).

تقریباً در کلیه ساختمان ها انتقال نیرو از این نوع وجود دارد که می بایست در طراحی درنظر گرفته شده و مورد بررسی قرار گیرد. در کل، تنها در نظر گرفتن اثر F_{px} در تعیین کنش های دیافراگم کافی نیست. بعضی مواقع بزرگترین نیروهای انتقالی دیافراگم در نا پیوستگی ها یا offset های عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله قرار دارند.شکل 4-4 یک مثال معمول شامل ناپیوستگی های عمودی در (a) یک عقب نشینی در نمای ساختمان، و (b) تراس قرار گرفته در سطح زمین را نشان می دهد.



شکل 3-4. دیافراگم ها با اعمال جابجایی هماهنگ بین عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله، نیروهای انتقالی ایجاد می کنند.



شکل 4-4. دیافراگم نیروها را در نامنظمی ها در عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله منتقل می کند.

یک وضعیت معمول در سازهٔ پارکینگ ها، استفاده از دیافراگم به عنوان سطح پارگینگ و رمپ می باشد، با یک خط تقسیم طولی و شیبدار در دیافراگم در بعضی محل ها صورت می گیرد. شکل های دیگر معمولاً منجر به فاصله طولانی بین عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله می شوند. در نتیجه ، بخش های دیافراگم می توانند نسبتاً بلند و باریک باشند. تغییر شکل های جانبی در این دیافراگم های منعطف به بازتاب دینامیکی کمک کرده و می تواند منجر به جابجایی دیافراگم شده که به طورقابل توجهی جابجایی عناصر عمودی را افزایش می دهد(Fleischman et al. 2002).

طراحی ستون های باربر قائم می بایست تغییر مکان های افزایش یافته را جواب گو باشد. علاوه بر این ، رمپ های شیب دار می توانند به صورت مهار بندهای مورب ناخواسته ای که عمل کرد مورد نظر قاب را مختل، و منجر به نیروی محوری قابل توجهی در دیافراگم شده عمل کنند. در صورت ارائه درزهای انبساط در هر طبقه می توان این مشکل را کاهش دهد. برای اطلاعات بیشتر ، به نشریه انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا (SEAOC) ، کتاب آبیSEAOC :پیشنها دات طراحی لرزه ای (SEAOC 2009) مراجعه شود. برای نسخه خلاصه این سند، به طرح لرزه ای رمپ های سازه پارکینگ بتنی (SEAOC 2010) مراجعه شود.

4.2 رفتار مشاهده شده و مورد نظر

یکی از اصول طراحی مقاوم در برابر زلزله ، ایجاد دیافراگم های نسبتاً سخت و بدون آسیب است که قادر به اتصال عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند. بنابراین ، دیافراگم ها تحت بارگذاری طراحی زلزله، برای رفتار ذاتاً خطی طراحی می شوند؛ این بدان معنی است که غیرخطی بودن جزئی ممکن است قابل قبول باشد ، اما بازتاب غیر الاستیک قابل توجه ، اگر اصولاً رخ دهد، محدود به عناصر عمودی خواهد بود. برای دستیابی به این هدف ، طراحی لرزه ای دیافراگم باید به طور واضح مسیرهای بار را به عناصر عمودی مشخص کند و باید هدف آن استحکام دیافراگم در طول مسیر بار، حداقل برابر با حداکثر نیرویی که توسط عناصر عمودی می تواند بوجود می آید باشد.

رویکردهای طراحی برای دیافراگم های درجا ریز در محدود کردن آسیب دیافراگم نسبتاً مؤثر بوده است، با تنها موارد اندکی از خسارت مشاهده شده پس از زلزله. برخی موارد مشاهدهٔ ترک در اتصالات دیافراگم به دیوارهای برشی بوده (Corley et al. 1996)، که منجر به تغییرات کُد در طراحی کلکتور شده است. انواع دیگر دیافراگم های بتنی، به ویژه دال های دیافراگم های پیش ساخته همراه با بتن رویه یا بدون آن، برای رسیدن به هدف رفتار ذاتاً الاستیک ، نیاز به توجه بیشتری به نسبت ها و جزئیات دارند.

4.3 مقررات کد ساختمان

طراحی لرزه ای دیافراگم ها برای کلیه ساختمان های در طبقه بندی طراحی لرزه ای B تا F ضروری است. ASCE 7 §12.10 شامل مقررات اصلی برای طراحی دیافراگم است. طراحی می بایست نیروهای لرزه ای جانبی F_x، نیروهای طراحی دیافراگم F_{px} ، و سایر نیروهای انتقال مرتبط با بازتاب، تحت بارگذاری لرزه ای را در نظر داشته باشد.

نیروهای لرزه ای جانبی F_x در تحلیل عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای تعیین می شوند (شکل 2c-4). این نیروها معمولاً از روش نیروی جانبی معادل (ASCE 7 §12.8) یا تحلیل طیف بازتاب مودال (ASCE 7 §12.9.1) تعیین می شوند، اگرچه از تحلیل تاریخچه بازتاب خطی (ASCE 7 §12.9.2) یا روش تاریخچه بازتاب غیرخطی در فصل 16 از ASCE 7 نیز می توان

استفاده کرد. این نیروهای لرزه ای جانبی، توزیع نیروی جانبی کلی طراحی ساختمان، که مجموع آن منجر به برش پایهٔ طراحی V می شود را نشان می دهد.

همان طور که در بخش 4.1 بحث شد، نیروهای لرزه ای جانبی F_x لزوماً حداکثر نیروی القایی تخمین زده شده در یک سطح بخصوص از دیافراگم را نشان نمی دهند. بنابراین، ASCE 7 §12.10.1.1 طراحی دیافراگم، برای نیروی طراحی دیافراگم F_{px} را نیز لازم می داند (شکل 4-2d). الزامات طراحی مرتبط، به طور معمول با اعمال F_{px} در یک طبقه، نه همه طبقه ها به طور هم زمان، با استفاده از مدل های ساده شده (بخش 6.1) یا مدل کلی ساختمان ارزیابی می شود. رویکردها به تحلیل دیافراگم که شامل استفاده ازمدل کلی ساختمان است، توسط (Sabeli et al 2009a,2009b) بحث شده است.

دیافراگم ها همچنین باید برای مقاومت در برابر نیروهای انتقالی که به دلیل تعامل (interaction) قاب بندی در بین عناصر عمودی مختلف ایجاد می شوند ، طراحی شوند. بزرگترین نیروهای انتقال معمولاً در، یا نزدیک طبقات با آفست های(پس رفتگی- پیش آمدگی .م) افقی یا تغییر در جرم و سختی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای عمودی دارند رخ می دهد. طرح همچنین می بایست سایر نیروها ، مانند نیروهایی که توسط فشارهای هیدرواستاتیک و ستون های مورب القاء شده اند، همان گونه که در بخش 2 توضیح داده شده را در نظر بگیرد. این اثرات معمولاً با استفاده از مدل کلی ساختمان به جای مدل های دیافراگم مجزا شناسایی می شوند.

برای سازه هایی که دارای بی نظمی سازه ای افقی نوع 4 (نامنظمی خارج از صفحه) هستند، طبق جدول 12.3-1 از ASCE، نیروهای انتقال از المان های عمودی مقاوم در برابر نیروی لرزه در بالای دیافراگم، به سایر سیستم های عمودی مقاوم در برابر نیروی لرزه ای در زیردیافراگم، لازم است که در ضریب مقاومت- مازاد Ω_o (over-strength factor) ضرب شده و به نیروهای اینرسی دیافراگم F_{px} اضافه شوند. ASCE 7 صحبتی از تشدید نیروهای انتقال در دیافراگم هایی که دارای آفست درون صفحه هستند، مانند آنچه در شکل 4-4 عقب نشینی ساختمان نشان داده شده، نکرده است. توصیهٔ این راهنما اعمال روش مشابه در این شرایط است.

شکست دربرخی اتصالات بین دیافراگم ها و دیوار ها در زلزله نورتریج 1994 منجر به تغییر کُد برای کلکتورها گردید. بر اساس ASCE 7§ 12.10.2 ، کلکتورها می بایست قادر به انتقال نیروهای زلزله که منشأ آن دربخش های دیگر سازه است به المانی که ایجاد مقاومت در برابر آن نیروها را دارد، باشند. برای سازه های اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای C، D، E، یا F ، کلکتورها، همچنین وصله ها(splice) و اتصالات به المان های عمودی می بایست در برابر ترکیبات بار از جمله ضریب مقاومت-مازاد Ω_0 مقاومت داشته باشند. در ترکیبات بار، اثر بار جانبی لرزه ای $\Omega_0 F_x$ یا $\Omega_0 F_{px}$ ، هر کدام اثر بزرگتری را تولید کنند می باشد. نیروهای انتقال به آن هایی که با استفاده از ASCE 7 §12.10.2 محاسبه شده اند اضافه شده، و بسته به شرایط خاصی که مورد ارزیابی قرار گرفته اند(بخش 5.1.2) ، مشمول ضرب در ضریب مقاومت-مازاد یا ضریب نامعینی (Redundancy Factor)خواهند بود.

مفاد طراحی جایگزین در ASCE 7-16

ASCE 7-16 روشی جایگزین برای تعیین نیروهای اینرسی لازم در طراحی دیافراگم F_{px} ، ارائه می دهد. اجرای مفاد طراحی جایگزین برای دیافراگم های بتنی پیش ساخته اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای C ، D، E ، یا F الزامی است. استفاده از مفاد طراحی جایگزین برای دیافراگم های پیش ساختهٔ بتنی در ساختمان های اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای B، و ساختمان های با دیافراگم های بتنی در جا ریز و یا دیافراگم های با روکش چوبی که توسط دیافراگم با قاب بندی چوبی نگه داری شده ، در هر یک از طبقه بندی طراحی لرزه ای، اختیاری است.

ضرایب شتاب دیافراگم در پایه سازه، در ارتفاع معادل 80 درصد از کل ارتفاع سازه و در بالای سازه محاسبه می شود. ضرایب شتاب در طبقات میانی به طور خطی بین این نقاط درون یابی می شوند. نیروی طراحی، ضریب شتاب ضرب در جرم لرزه ای مرتبط با طبقهٔ مربوطه، وتقسیم بر ضریب کاهش دیافراگمR_s گرفته می شود. ضرایب کاهش مختص به مصالح هستند و شکل پذیری(ductility) سیستم و نیز مقاومت مازاد (.over-strength) را در نظر می گیرد.

مقادیرضرائب کاهش نیروی طراحی دیافراگم برای دیافراگم های بتنی در جا ریز، در دیافراگم برش-کنترل شده[1] $R_S = 1.5$ و در دیافراگم خمش –کنترل[2] شده $Rs = 2.0$ تعیین شده است. دیافراگم خمش-کنترل شده ظرفیت برشی کافی در همه مکان ها را برای ایجاد حداکثر مقاومت خمشی احتمالی فراهم می کند. دیافراگم هایی که خمش کنترل شده نیستند ، برش کنترل شده در نظر گرفته می شوند.

برای بسیاری از سازه ها با دیافراگم های بتنی درجا ریز، میزان نیروی طراحی تعیین شده با استفاده از مفاد روش جایگزین ، مشابه آن هایی است که با استفاده از روش خط پایه تعیین شده اند. استثناء آن در 20 درصد بالاییِ ارتفاع بعضی از سازه ها است، در جائیکه روش جایگزین مقاومت بیشتری را برای دیافراگم لازم می سازد.

هنگامی که نیروها با استفاده از مفاد ASCE 7 تعیین شدند، دیافراگم های بتن مسلح و اتصالات می بایست برای مقابله با تمامی برش ها، ممان ها، و نیروهای محوری، شامل اثرات بازشوها و ناپیوستگی ها طراحی شوند. فصل 12 از ACI 318 الزامات عمومی برای طراحی دیافراگم را ارائه می دهد. ACI 318 §18.12 الزامات بیشتری، قابل اجرا برای ساختمان های اختصاص داده شده به طبقه بندی D، E، یا F را ارائه می کند.

برای کاهش احتمال آنکه مقاومت برشی دیافراگم کمتر از مقاومت برشی عناصر عمودی که نیروهای خود را به آن می رساند نباشد، ACI 318 §21.2.4.2 لازم می سازد که ضریب کاهش مقاومت ϕ برای برش دیافراگم از حداقل ϕ بکار رفته برای طراحی برشی عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله تجاوز نکند. به عنوان مثال ، اگر تمامی عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای دیوارهای برشی هستند که از مقدار $\phi = 0.75$ برای برش استفاده می کنند، مقدار

---

۱. دیافراگم برش- کنترل شده: دیافراگمی که الزامات دیافراگم خمش کنترل شده را ندارد.

۲. دیافراگم خمش –کنترل شده: دیافراگمی با مکانیزم جاری شدن خمشی، که حداکثر نیرویی که در دیافراگم می تواند ایجاد شود را محدود می کند، و مقاومت برشی طراحی آن یا ظرفیت برشی اسمی فاکتور شده اش بیشتر از برش متناظر با مقاومت اسمی خمشی باشد.م

ϕ برای طراحی برش دیافراگم نیز 0.75 گرفته می شود. اگر دیوارهای برشی از مقدار $\phi = 0.6$ برای برش استفاده می کنند، چنان که اگر برش طراحی دیوار بر اساس مقاومت خمشی ایجاد شده توسط دیوار تنظیم نشده باشد،لازم خواهد بود، در این صورت مقدار ϕ برای طراحی برش دیافراگم نیز 0.6 خواهد بود. جهت الزامات بیشتر برای فاکتورϕ دیافراگم به بخش 7.1 مراجعه شود.
بخش 5 ، بخش 6 ، بخش 7 ، بخش 8 و بخش 9 این راهنما قوانین کُد را شرح، و راهنمایی جهت اجرای آن ها ارائه می دهد.

4.4 سایر رویکرد ها

روش های جایگزینی برای تعیین نیروهای طراحی در دیافراگم ها و کلکتورها وجود دارد. در طراحی لرزه ای مبتنی بر عملکرد ، به طور معمول یک آنالیز تاریخچه بازتاب غیر خطی بکار می رود. برای این منظور حرکات زمینی انتخاب شده و مقیاس بندی می شوند تا خطرات لرزه ای سایت را نشان دهد. نیروهای طراحی دیافراگم ممکن است ناشی از شتاب دیافراگم، نیروهای انتقال یا هر دو باشد. در نتیجه، انتخاب حرکت زمین و نحوهٔ مقیاس بندی می بایست دامنه دوره تناوب ارتعاش را که بر این باز تاب ها تأثیر می گذارد، در نظر بگیرد. شتاب های دیافراگم و نیروهای حاصل از آن می تواند به طور مستقیم از تحلیل تعیین شود. اگر دیافراگم ها به صورت اجزای محدود مدل شوند ، می توان از برش های مقطع برای ردیابی نیروهای دیافراگم در هر مرحله زمان استفاده کرد. اگر دیافراگم ها به شکل عناصر صلب مدل شوند ، از برش مقطع از میان عناصر عمودی در بالا و پایین دیافراگم می توان برای شناسایی نیروهای انتقال استفاده کرد.

طراحی بر اساس ظرفیت راه دیگری برای تعیین نیروهای طراحی دیافراگم است . این رویکرد از حداکثر نیرویی که توسط سیستم قاب به دیافراگم می تواند منتقل شود را به عنوان نیروی طرح و توسط مقاومت قابل اطمینان منتقل شده را به عنوان مقاومت طرح استفاده می کند. این روش ممکن است برای طبقات دارای انتقالات (نیرو.م) نسبتا بزرگ مناسب باشد(مانند دال های تراس)، اما برای طبقات دیگر بسیار محافظه کارانه است. در جایی که از طراحی بر اساس ظرفیت استفاده می شود، مهندسین سازه می بایست خواص مواد مورد نظر، چندین مکانیسم شکست، چندین الگوی بار، و روش های مناسب محاسبه مقاومت را در نظر بگیرند تا تقاضاها و ظرفیت های حاصله با اطمینان دامنهٔ ترکیب هایی که می تواند قابل انتظار باشد را پوشش دهد.

راهنمای تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل تاریخچه بازتاب غیر خطی گاهی اوقات به عنوان جایگزینی در استفادهΩ_0 برای نیروهای تشدید شده F_x و F_{px} ، برای تعیین نیروها در کلکتورها و اتصالات آن ها استفاده می گردد. این رویکرد می تواند قابل قبول باشد اگر رویکرد تحلیل و طراحی برای دستیابی به هدفی که کُد ساختمانی دارد که این هدف چیزی نیست جز اینکه کلکتور لینک ضعیف در مسیر بار نباشد. نیازهای کلکتور می بایست با استفاده از برآوردهای مناسب از مشخصات مصالح (به عنوان مثال، مشخصات مصالح مورد انتظار) تعیین شود و می بایست تغییر پذیری در نیازهایی که ناشی از حرکات مختلف زمین لرزه است را در نظر گرفت. به همین ترتیب ، نقاط قوت طراحی کلکتور باید با استفاده از یک برآورد محافظه کارانه (به عنوان مثال ، مقاومت طراحی با استفاده از مشخصات اسمی مصالح و ضریب کاهش مقاومت درکُد) تعیین شود. با انتخاب مناسب نیاز ها و نقاط قوت طراحی ، احتمال کم و قابل قبولی از شکست را می توان انتظار داشت.

به خلاصه فنی طراحی لرزه ای شماره 4 از NEHRP (Deierlein et al. 2010) نیز مراجعه شود.

5. راهنمای تحلیل ساختمان

5.1 طراحی نیروهای جانبی

5.1.1 نیروهای طراحی دیافراگم

ASCE 7 §12.10 لازم می داند دیافراگم ها برای نیروهای اینرسی که به عنوان حداکثر مقدار(a) و (b) به شرح زیر تعیین می شود، طراحی شوند:

(a) نیروی طراحی لرزه ای از تحلیل سازه ای سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای. این نیرو معمولاً به عنوان نیروی F_x از روش نیروی جانبی معادل به دست می آید، در جائیکه:

$$F_x = C_{vx}V \qquad \textit{(ASCE 7 Eq. 12.8-11)}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \qquad \textit{(ASCE 7 Eq. 12.8-12)}$$

(b) نیروی طراحی دیافراگم F_{px}، که در آن:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} w_i} w_{px} \qquad \textit{(ASCE 7 Eq. 12.10-1)}$$

ولی نه کمتر از:

$$F_{px,min} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \qquad \textit{(ASCE 7 Eq. 12.10-2)}$$

و نیازی نیست که بیشتر از رابطه زیر گرفته شود:

$$F_{px,max} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \qquad \textit{(ASCE 7 Eq. 12.10-3)}$$

نیروی جانبی F_iکه در معادله ASCE 7 12.10-1 استفاده شده است غالباً بر اساس روش نیروی جانبی معادل تعریف شده در بالا است. با این حال ،F_i می تواند نیروی در تراز i از تحلیل طیف بازتاب مودال باشد.

در جایی که لازم است دیافراگم نیروی لرزه ای طراحی را از عناصر مقاوم عمودی بالای دیافراگم به سایر عناصر مقاوم عمودی زیر دیافراگم به دلیل آفست ها (پس نشین ها) یا اختلاف در سختی جانبی نسبی در عناصر عمودی انتقال دهد، این نیروهای انتقال به آن هایی که از ASCE 7 معادله12.10-1تعیین شده اند اضافه می شوند. همانطور که در بخش 4.3 مورد بحث قرار گرفت،

نیروهای انتقال به دلیل نا منظمی افقی سازه ای نوع 4 لازم است با ضریب مقاومت-مازاد Ω_o افزایش یابند. برای سازه های اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای D، E ، یا F ، ضریب نامعینی ρ در طراحی دیافراگم اعمال می شود. برای نیروهای اینرسی که مطابق با ASCE 7 معادله 12.10-1 محاسبه می شود ، ρ برابر با 1.0 گرفته شده است. برای نیروهای انتقال ، ρ همان مقداری است که برای عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابرنیروی لرزه ای استفاده می شود. با این حال ، در جایی که ضریب Ω_o اعمال می شود ، ρ برابر با 1.0 گرفته می شود.

برای سازه های اختصاص داده شده به طراحی لرزه ای C، D، E یا F ، نیروهای طراحی کلکتور، حداکثرِ مقدار (a)، (b)، و یا (c) به شرح زیر هستند:

(a) نیروهای حاصل از کاربرد F_x با استفاده از چهار ترکیب بار با ضریب مقاومت مازاد Ω_o از ASCE 7 §12.4.3.2.

(b) نیروهای حاصل از کاربرد F_{px} با استفاده از چهار ترکیب بار با ضریب مقاومت مازاد Ω_o از ASCE 7 §12.4.3.2

(c) نیروهای حاصل از کاربرد $F_{px,min}$ ، در ترکیبات بار اصلی ASCE 7 §12.4.2.3

در مورد(a)، نیروهای F_x به طور همزمان به هرطبقه از مدل کلی تحلیل ساختمان اعمال می شوند.

در (b) و (c) ، نیروهای F_{px} و $F_{px,min}$، به طور معمول هر بار به یک طبقه از دیافراگم مورد نظر، با استفاده از مدل تحلیل کلی ساختمان یا یک مدل مستقل از دیافراگم مجزا شده، اعمال می شوند.

مقررات مربوط به نیروهای طراحی کلکتور

نیروهای طراحی دیافراگم ارائه شده در این راهنما مطابق با نسخه 2016 از ASCE 7 هستند. اگرچه فلسفه طراحی کلی از ارائه بازتاب ذاتاً الاستیک دیافراگم ها در طول سال ها تغییر نکرده است ، الزامات تفصیلی ASCE 7 با گذشت زمان تکامل یافته است. کاربر این راهنما برای تعیین الزامات خاصی که برای یک پروژه اعمال می شود ، باید به کُدهای تصویب شده مراجعه کند.

نیروهای انتقال در طراحی کلکتورها باید مورد توجه قرار گیرند. همانطور که در بخش 4.3 و بخش5.1.1 بحث شد، نیروهای انتقال به دلیل نا منظمی افقی سازه ای نوع 4 می بایست توسط ضریب مقاومت- مازاد Ω_o افزایش یابند. نامنظمی های دیگر ، مانند نامنظمی عمودی سازه ای نوع 4 ، ممکن است افزایش نیروهای انتقال توسط ضریب مقاومت مازاد Ω_o در طراحی کلکتورها را تضمین کند. برای تمامی موارد دیگر ، ضریب نامعینی ρ به نیروهای انتقال برای طراحی کلکتور اعمال می شود. برای نیروهای انتقالی ، ρ همان مقداری است که برای عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای استفاده می شود. با این حال ، در جایی که ضریب Ω_o اعمال می شود ، ρ برابر با 1.0 گرفته می شود.

5.1.3 سیستم های سازه های نا منظم

برای سازه های اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای D، E، یا F، در ASCE 7§ 12.3.3.4 برای سیستم هایی که دارای نا منظمی های افقی یا عمودی خاص هستند، الزامات بیشتری دارد. این مطلب شامل سیستم هائی با نامنظمی های افقی در زیرآمده می شود: پیچشی، پیچشی شدید، گوشهٔ فرو رفته به داخل(re-entrant corner)، عدم پیوستگی دیافراگم، و یا آفست خارج از صفحه. این موضوع همچنین شامل سیستم هایی با نامنظمی های قائم آمده در زیرمی شود: ناپیوستگی درون صفحه در عنصر عمودی مقاوم در برابر نیروی جانبی. برای این سیستم ها، نیروهای طراحی برای (1) اتصالات دیافراگم به عناصر عمودی و کلکتور ها و (2) کلکتور و اتصالات آن ، از جمله اتصالات به عناصر عمودی، می بایست 25 درصد افزایش یابد. نیازی به اعمال این افزایش 25 درصدی به نیروهایی که با استفاده از ضریب مقاومت-مازاد محاسبه می شوند، نمی باشد. با توجه به این استثنا ، طراحی کلکتورها و اتصالات برای دیافراگم بتنی، به ندرت با این افزایش 25 درصدی کنترل می شوند.

5.1.4 استفاده از تحلیل دینامیکی

هنگامی که طراحی با استفاده از تحلیل طیف بازتاب مودال صورت می گیرد، شتاب های ترکیبی مناسب دیافراگم، به دست آمده از تحلیل می تواند جهت محاسبه نیروی دیافراگم F_{px} استفاده شوند. شتاب ها باید توسط I_e/R مقیاس بندی شوند. اگر نیروها به طور مستقیم از طریق برش

های مقطع اجزاء محدود گرفته شوند، چگونگی مقیاس بندی نتایج همیشه مشخص نخواهد بود، چرا که امکان جداسازی نیروهای انتقال از نیروهای اینرسی با اشکال مواجه خواهد شد.

مقیاس بندی **(scaling)** نیروهای طراحی توسط I_e/R

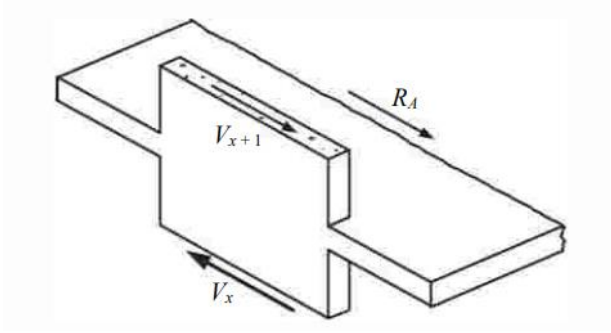
مطالعات عددی و آزمایشگاهی (Rodriguez et al.2007) نشان می دهد که مقادیرشتاب کف و عمل های دیافراگمی مرتبط، در صورتیکه مقادیر بازتاب خطی الاستیک توسط I_e/R مقیاس بندی شده باشند، تخمین کمتری را نشان خواهند داد. با استفاده از ترکیبات بازتاب طیفی مودال همبستگی بهتری به دست خواهد آمد که در آن با استفاده از ضریب مقیاس بندی I_e/R_M، تنها اولین مود بازتاب ها مقیاس بندی می شود، که در آن R_M معرف ضریب موثر شکل پذیری برای سیستم است. این رویکرد، همانطور که در نوار کناری بخش 4.3 شرح داده شده مبناء جایگزین طراحی سطح نیروی دیافراگم در ASCE 7-16 §12.10.3 است. برخی از نرم افزارهای موجود در حال حاضر استفاده از ضرایب مختلف مقیاس بندی را برای مود های مختلف مجاز نمی دانند، و اجرای این روش را مشکل ساز می کنند.

اگر از روش تاریخچه بازتاب لرزه ای خطی استفاده شود ، نیروهای دیافراگم می توانند مستقیماً بر اساس لحاظ کردن شتاب های اوج (peak) از چندین داده (input) از حرکات زمین، با نیروهای حاصل مقیاس بندی شده توسط I_e/R باشد. مقادیر میانگین برای برخی از عملیات طراحی ممکن است مناسب باشد، در حالی که برای برخی ازعملیات دیگر طراحی، ممکن است یک مقدار تشدید یافته (amplified) مناسب باشد. شورای طراحی سازه ای ساختمان های بلند لس آنجلس (LATBSDC 2014) و (PEER 2010) برخی مباحث و روش های استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در طراحی کلکتورها را ارائه می دهند.

حداقل نیروی طراحی دیافراگم $F_{px,min}$، محاسبه شده با استفاده از رابطهٔ 12.10-2 از ASCE 7، در صورتیکه نیروهای تعیین شده از هر یک از روش های فوق جواب کمتری را بدهند، همچنان قابل اعمال است.

5.2 نیروهای انتقالی

نیروهایی که بین دیافراگم و عنصرعمودی سیستم مقاوم در برابرنیروی لرزه ای عمل می کنند، معمولاً می توانند از برنامه های تحلیل اجزاء محدود بدست آیند. در جائیکه دیافراگم به صورت نیمه صلب مدل می شود، می توان با بر ش مقطع از میان گروهی از عناصر، نیروهایی که بر آن گروه وارد می شوند را تعیین نمود. در جایی که دیافراگم به عنوان صلب مدل می شود، نمی توان از برش مقطع از میان دیافراگم استفاده کرد. بجای آن، برش مقطع از عنصر عمودی بالا و پائین دیافراگم زده می شود، و نیروی دیافراگمی که به عنصر عمودی منتقل می شود ، نیرویی است که برای تعادل نیروهای عنصر عمودی لازم است (شکل 1-5). این روش برای دیافراگم های نیمه صلب نیز کاربرد دارد، اگرچه برش های مقطع از میان عناصر دیافراگم و گره های مورد نظر معمولاً سریع تر به نتیجه می رسد. نیروهای حاصل از این روش ها، مجموع نیروهای انتقال و نیروهای اینرسی را شامل می شود. مقادیر جداگانهٔ نیروها ی انتقال و نیروهای اینرسی در بسیاری از موارد، فقط می تواند تخمین زده شود.



شکل 1-5. نیروی منتقل شده بین دیافراگم و دیوار می تواند توسط برش مقطع از میان دیوار تعیین گردد.

روش های آمده در بالا بطور مستقیم برای روش نیروی جانبی معادل و روش تاریخچه بازتاب عمل می کند. هنگامی که از تحلیل طیف بازتاب مودال استفاده شده است، نیروی انتقال برای هر مود لرزش باید با روش فوق تعیین شود و سپس مقدار طراحی با ترکیب مقادیر تکی مودال با استفاده از جذر مجموع مجذورات(SRSS)، یا روش ترکیب درجه دو (CQC) بدست می آید.

نیروهای انتقالی

این راهنما تأکید بر لحاظ داشتن نیروهای انتقال در مکان هائی که بیشتر قابل توجه هستند، مانند سطح تراس ها (podium) و عقب نشینی ها (setbacks) در عناصر عمودی را دارد. نیروهای انتقال همچنین در ساختمان های به ظاهر معمول، شبیه سازه قاب- دیوار(دیواربرشی.م) همان طور که در شکل 3-4 آمده رخ می دهد. مهندسان می بایست انتقالات احتمالی را به عنوان یک روال معمول در روش خود مورد بررسی قرار دهند و در صورت لزوم اقدامات مناسبِ طراحی صورت دهند.

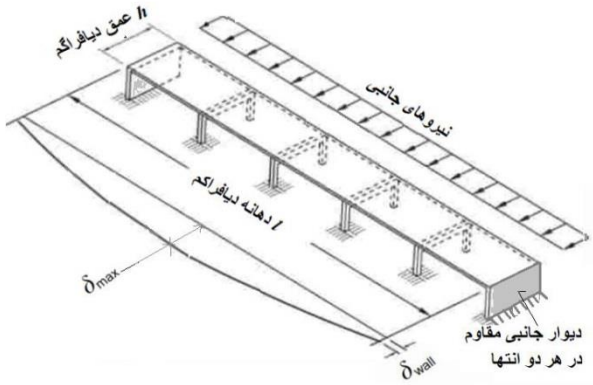
5.3 مدل سازی سختی دیافراگم

ACI 318 استفاده از هر مجموعه ای از فرضیات منطقی و نا متناقض را برای سختی اعضای سازه ای مجاز می داند. برای دیافراگم های بتنی درجا ریز، یک روش معمول، مدل کردن دیافراگم با فرض صلبیت نامحدود درون صفحه ای است. ASCE 7 این فرض مدل سازی صلب را به شرط آنکه نسبت دهانه به عمق دیافراگم 3 یا کمتر باشد، و به شرط عدم وجود نا منظمی های افقی آنطور که در جدول 12.3-1 در ASCE 7 تعریف شده است، مجاز می داند. در تمامی موارد دیگر، ASCE 7 لازم می داند تحلیل سازه به صراحت انعطاف پذیری دیافراگم را مدل سازد.

دیافراگم های با نسبت دهانه به عمق بزرگ می توانند تغییرشکل های درون صفحه ای ایجاد کنند که در جابجایی های طرح (displacement) و توزیع نیروی های داخلی تأثیر بگذارد(شکل 5-2). چنین اثراتی معمولاً در سازه های پارکینگ، جائیکه ممکن است دیافراگم ها جهت ایجاد رمپ جدا (split)شده باشند که منجر به نسبت های دهانه به عمق بزرگی می شود، مهم است.

ساختمان هایی که دارای آفست یا ناپیوستگی های عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای هستند، ممکن است نیروهای انتقالی بزرگی را در سطح این ناپیوستگی ها ایجاد کنند (شکل 4-4). اگر دیافراگم ساختمان در تحلیل کامپیوتری به صورت صلب مدل شده باشد، ممکن است نیروهای انتقال بزرگِ نامعقولی در سطوح ناپیوستگی برآورد شود. در چنین مکان

هایی و بعضاً برای یک یا چند طبقهٔ مجاور ناپیوستگی، مدل کردن انعطاف پذیری دیافراگم می تواند تخمین های واقعی تری از نیروهای طراحی در دیافراگم ها و عناصر عمودی به دست دهد.



شکل 2-5. تاثیر تغییر شکل دیافراگم بر توزیع جابجایی و نیروها

کاهش سختی مرتبط با ترک خوردگی دیافراگم معمولاً با اعمال یک ضریب اصلاح کنندهٔ سختی، به مشخصات سختی مقطع ناخالص درون صفحه ای دیافراگم تخمین زده می شود. هنگام تحلیل ساختمان برای نیازهای لرزه ای (earthquake demands) در سطح طراحی، ضریب اصلاح سختی برای دیافراگم های بتن آرمه معمولاً در محدوده 0.15 تا 0.50 قرار می گیرد (Nakaki 2000). در مواردی که نتایج تحلیل به فرضیات سختی دیافراگم حساس است، شاید معقول تر باشدتحلیل سازه با استفاده از هر دو محدودهٔ پایینی و بالایی سختی دیافراگم، جواب را مقید، و نیروهای بزرگتر از دو تحلیل را به عنوان مقادیر طراحی انتخاب کند.

5.4 شرایط ویژه

5.4.1 دیافراگم های همراه با بازشو

برای دیافراگم با بازشوهای کوچک (برای دیافراگم های معمول، تقریباً برابر چند ضخامت دیافراگم)، روش متداول قرار دادن آرماتورتقویتی در طرفین بازشو، با مساحت فولادی برابر با مساحت آرماتورتوزیع نشده ای که می بایست در بازشو بکار می رفت باشد. نیاز به هیچ تحلیل خاص دیگری نیست. برای بازشوهای بزرگتر، دیافراگم می بایست طوری طراحی شود که نیروها

را در اطراف بازشو ها منتقل کند. گسترهٔ دامنهٔ روش های مورد استفاده جهت تعیین این نیروها، از محاسبات دستی ساده شده که در بخش 6 معرفی شده، تا مدل سازی دقیق اجزاء محدود می باشد.
در برخی موارد، به علت رفتار عمومی یا به علت کنش های موضعی که اطراف بازشو ها رخ می دهد بخش هایی از دیافراگم تنش های محوری را تجربه می کنند. اگر تنش های محوری بزرگی ایجاد شود، ممکن است خاموت های محصور کننده (confinement reinforcement) همانطور که در بخش 7 مورد بحث قرار گرفته مورد نیاز باشند.

5.4.2 رمپ ها

رمپ ها و دیافراگم های شیب دار می توانند چالش های منحصر به فردی در طراحی ایجاد کنند، به خصوص در مواردی که بین طبقات مختلف یک سازه ارتباط برقرار می کنند. در بعضی موارد، نیروی برشی طبقه می تواند از عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله، از طریق رمپ به شکل نیروهای برشی یا محوری ، منتقل شود. این نیروی اضافی در رمپ می بایست در طراحی دیافراگم های شیب دار در نظر گرفته شود. رویکرد مهندسی با توجه به نحوهٔ برخورد با این شرایط، در یک مدل تحلیلی متفاوت است. ایده آل کردن یک دیافراگم شیب دار به عنوان یک عنصر مسطح و یکپارچه ممکن است چنین نیروهایی را به درستی تشخیص ندهد و ممکن است به بیش از حد نشان دادن سختی دیافراگم در یک مکان خاص منجر شود. پیامدهای احتمالی فرضیات مدل سازی رمپ ها باید هنگام تعیین اینکه آیا در یک مدل تحلیل، صریحاً شامل دیافراگم های شیب دار می شوند یا خیر، در نظر گرفته شود. برای راهنمایی اضافی، به SEAOC (2009) مراجعه کنید.

رمپ ها

رمپ هایی که به چندین سطح یک سازه متصل می شوند، نیروهای جانبی را بین سطوح متصل به هم منتقل می کنند و می توانند مشکلات طراحی منحصر به فردی از جمله موارد زیر را ایجاد کنند:

- برای نیروهای لرزه ای به موازات یک رمپ، رمپ به عنوان یک قطعه فشاری (strut) بین سطوح عمل می کند. برای نیروهای لرزه ای عمود بر یک رمپ، به عنوان یک دیوار برشی شیب دار عمل می کند. در هر دو مورد، می تواند تاثیر نامناسبی بر توزیع نیرو به عناصر عمودی داشته باشد.

- در امتداد لبه های رمپ ستون های کوتاه می تواند شکل گیرد که منجر به نیروهای برشی بزرگی در ستون ها شود که باید به آنها توجه کرد.
- رمپ ها ممکن است یک دیافراگم را تقسیم کنند، که ممکن است منجر به یک دیافراگم با نسبت ابعادی (aspect ratio) بزرگ گردد.
- در صورت خاتمه رمپ ها به یک فونداسیون صلب، نیروهای جانبی می توانند از طریق رمپ به فونداسیون منتقل شود و به موجب آن، سیستم جانبی عمودی در نظر گرفته شده را دور بزنند.
- شکل بندی رمپ مارپیچ نوک تیز(Corkscrew) بعضا باعث یک واکنش کلی پیچشی(torsional) نامطلوب در سازه می شود.

5.5 سازگاری جابجایی برای دیافراگم های انعطاف پذیر

دیافراگم های انعطاف پذیر، به دلیل بارگذاری اینرسیایی، به علاوهٔ تغییر مکان جانبی(drift) که توسط عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای متحمل می شوند، جابجایی درون صفحه ای را تجربه خواهند کرد (شکل 2-5). این موضوع در ASCE 7 §12.3 آمده است. بخش هائی که به عنوان بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای تعیین نشده اند، مانند تیرها و ستون های باربر قائم، دیوارهای با خمش خارج از صفحه، اتصالات دال به ستون و دال به دیوار، و اتصالات دیوارهای پوششی (cladding)، می بایست برای سازگاری جابجایی بر اساس جابجایی اضافی دیافراگم ارزیابی شوند. در برخی موارد، ممکن است بهتر باشد عناصر بحرانیِ سیستم ثقلی در مدل جانبی ساختمان جهت ارزیابی صریح نیروهای ایجاد شده به دلیل سازگاری جابجایی گنجانده شوند.

چشم انداز تاریخی بر طراحی دیافراگم

پیش از نرم افزار تحلیل سازه که تحلیل اجزاء محدود دیافراگم را به راحتی در دسترس قرار دهد، طراحی دیافراگم بر اساس فرضیه ساده سازی شده بود که دیافراگم یا کاملاً انعطاف پذیر، یا بی نهایت صلب بود.

فرض بر این بود که دیافراگم های انعطاف پذیر به شکل تیرهایی با تکیه گاه ساده عمل می کنند که به صورت افقی بین عناصر عمودیِ سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای، بدون در نظر گرفتن پیوستگی در سرتاسر خطوط داخلی عناصر مقاوم قرار گرفته اند. نیروهای یال دیافراگم (chord) با تقسیم ممان دهانهٔ ساده بر عمق دیافراگم محاسبه می شدند. نیروهای "انشعابی" به عناصرعمودی، به صورت مجموع نیروهای عکس العمل تیر دهانهٔ ساده به آن عناصر محاسبه می شدند.

با فرض دیافراگم صلب، توزیع نیروهای جانبی به عناصر عمودی بر اساس سختی نسبی آنها صورت می گرفت. این فرضیه در نسل ابتدائی برنامه های تحلیل سازه به منظور کاهش نیاز محاسباتی بر حافظه و سرعت پردازنده، پذیرفته شده بود. سپس، نیروهای جانبی محاسبه شده برای عناصر عمودی در هر مسیر، به نیروهای برشی که می بایست در امتداد دیافراگم در هر خط توزیع شود می توانست تبدیل گردد.

در برخی موارد، بسته به جنس مصالح دیافراگم، مشخصات کلی و سختی نسبی عناصر عمودی و افقی، مشخص نبود که آیا می توان رفتار انعطاف پذیر یا صلب را فرض کرد. در چنین مواردی، با توجه به نتایج بدست آمده از دو تحلیل انعطاف پذیری و صلب، طراحان اغلب از "پوش" envelope تحلیل استفاده می کردند.

با استفاده از نرم افزار تحلیل سازه ای موجود، انعطاف پذیری دیافراگم را می توان به طور مستقیم در هر جایی که انعطاف پذیری دیافراگم مورد سوال باشد، مدل سازی کرد. تحلیل های محدوده ای(bounding) هنوز هم برای درک اثرات سختی های نامشخص در مقادیر طراحی ارزشمند است.

6. راهنمای آنالیز دیافراگم

6.1 مدل سازی دیافراگم و رویکردهای آنالیز

نیروهای داخلی در دیافراگم با استفاده از رویکردهایی که از ایده آل سازی های ساده تا آنالیزهای کامپیوتری پیچیده متغیر هستند محاسبه می شوند. این آنالیزها تنها به مقداری که لازم است، برای نشان دادن اینکه نیروهای جانبی به چه شکل داخل ساختمان، از جمله دیافراگم ها، گردش می کنند می بایست پیچیدگی داشته باشند. برای ساختمان های منظم که در آن مقاومت جانبی توسط عناصر عمودیِ مشابه در پلان توزیع شده، اغلب مدل های ساده برای تعیین نیروهای دیافراگم کفایت می کند. برای ساختمان های با بی نظمی در پلان یا با عناصر غیر مشابه، مدلهای پیچیده تری برای تعیین نیروهای طراحی دیافراگم ممکن است لازم گردد. صرف نظر از ایده آل سازی انتخاب شده، روش آنالیز می بایست الزامات تعادل را برقرار سازد، و طراحی می بایست مقاومت طراحی معادل حداقل مقاومت های لازم برای تمامی عناصری که در مسیر بار هستند را فراهم سازد.

مدل های سنتی در مقابل آنالیز کامپیوتری

مدل های سنتی تیر معادل، تیر معادل بر روی فنرها، و تیر معادل تصحیح شده (در بخش 6.2 بحث خواهد شد) برخوردهای تقریبی هستند که همچنان در طراحی دیافراگم های بتنی به طور گسترده از آنها استفاده می شود. این روش ها برای دیافراگم ها به ویژه در مناطق با لرزه نگاری کم و یا متوسط مناسب هستند، چرا که معمولاً مقادیر نیرو به نسبت مقاومت اصلی (ذاتی) کم هستند، به گونه ای که ضرورتی بر محاسبات دقیق تر نمی باشد . در مناطق با لرزه نگاری بالا، در جائی که اغلب تقاضای لرزه ای فرا تر از مقاومت اصلی (ذاتی) است، آنالیز کامپیوتری برای تعیین نیازهای دیافراگم بسیار متداول است.

در ACI 318 §12.5.1.3 چهار برخورد قابل قبول برای مدل سازی و آنالیز دیافراگم مشخص کرده است:

1. مدل تیر. دیافراگم به عنوان یک تیر که عمقی برابر با عمق کل دیافراگم دارد، با استفاده از روش هایی همانند آنچه در بخش 6.2 آمده است مدل می شود.

2. مدل استرات و تای (strut-and-tie).(مدل خرپائی.م) دیافراگم یا بخشی از دیافراگم به شکل سیستم استرات و تای، همانگونه که در بخش 6.3 آمده مدل می شود.

3. مدل اجزاء محدود. یک دیافراگم را با مدل اجزاء محدود، همانگونه که در بخش 6.4 آمده می توان ایده آل سازی کرد.

4. مدل های جایگزین. یک دیافراگم با هر روش جایگزین می تواند طراحی شود، مشروط بر این که الزامات تعادلی را فراهم، و مقاومت طراحی برابر با حداقل مقاومت لازم برای تمامی عناصری که در مسیر بار هستند ایجاد کند. بخش های 6.5 و6.6 طراحی بازشو های بزرگ و طراحی با استفاده از کلکتورهای (partial-depth) را مطرح، و نمونه هایی از مدل های جایگزین ارائه کرده است.

6.2 مدل های تیر

مدل ها ی تیر، دیافراگم را به شکل یک تیر بر روی تکیه گاه های صلب و یا منعطف نشان می دهد. آنالیز شامل تعیین 1) ممان های داخلی، برش های داخلی و عکس العمل های داخلی؛ و 2) تعیین نیروهای داخلی حاصل می باشد. این مدل ها در بخش های 6.2.1 و6.2.2 به ترتیب مورد بحث خواهد بود.

6.2.1 آنالیز برای ممان ها، برش ها، و عکس العمل ها

سه صورت از مدل تیر، به خصوص مدل تیر معادل پایه ای، مدل تیر معادل بر روی فنر، و مدل تیر معادل تصحیح شده به طور گسترده ای استفاده می شوند. مدل های شرح شده در پاراگراف های زیر برای سطوحی که سطوح اصلی انتقال نیستند، مانند دیافراگم که تقش اصلی آن انتقال بارهای جانبی اینرسیایی در بین عناصر عمودی در یک سطح است، مناسب است. در یک سطح انتقال اصلی، مانندتراس (podium)که در آن نیروها از یک دسته عنصر عمودی به دستهٔ دیگر، از طریق دیافراگم انتقال می یابند، مدل های تیر می بایست برای نشان دادن این رفتار تنظیم شوند.

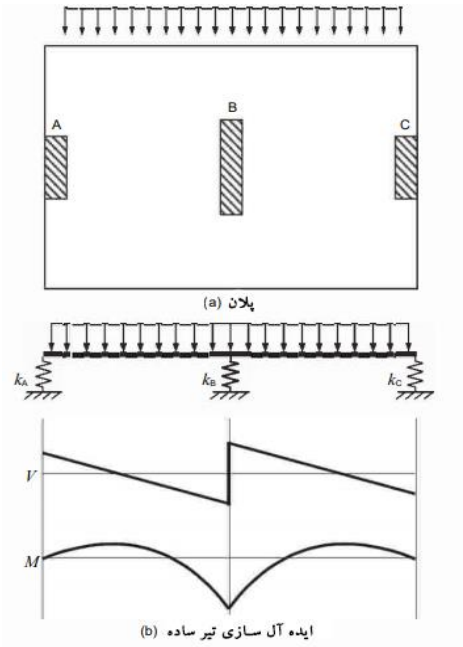
مدل تیر معادل پایه ای. این مدل دیافراگم را به عنوان یک تیر افقی که ما بین تکیه گاه های صلب ایده آل شده، همان گونه که در شکل 1-3 نشان داده شده، تلقی می کند. تکیه گاه های صلب، نمایندهٔ عناصر عمودی، مانند دیوارهای برشی هستند. برای نمونهٔ نشان داده شده، تیر با تکیه گاه

ساده است چرا که دیوارها در انتهای دیافراگم قرار گرفته اند. این روش را با دیوارهایی که در داخل لبه های دیافرگم قرار گرفته، که در این موردتیر معادل، بعد از تکیه گاه ها به صورت طره خواهد بود، نیز می توان استفاده کرد. دیاگرام های برش و خمش با در نظر گرفتن دیافراگم به عنوان یک تیر، صورت گرفته است. شکل 3-1b دیاگرام های برش و خمش برای نمونه ای که دیوارها در انتهای دیافراگم هستند را نشان می دهد.

مدل تیر معادل بر روی فنر. مدل تیر معادل بر روی فنر دیافراگم را به عنوان یک تیر که توسط تکیه گاه های منعطف نگهداری شده تجسم می کند (شکل 1-6). بیشتر در ساختمان های یک طبقه جایی که سختی فنر به راحتی قابل تعیین است مناسب است. در ساختمان های چند طبقه، جایی که احتمال انتقال نیروها بیشتر و سختی های فنر نا معین است، این روش را می توان توسط اعمال نیروهای طراحی به مدل کامپیوتری از کل ساختمان استفاده کرد.

یک روش، اعمال نیروی طراحی دیافراگم (شکل 4-2d) به یک طبقهٔ مجزای تحت طراحی است درضمنی که نیروهای جانبی برای طراحی عناصر عمودی (شکل 4-2c) را به طبقات دیگر اعمال می کنیم. می توان دیافراگم را به عنوان یک تیر صلب، یک تیر با مشخصات سختی برشی و خمشی، و یا به عنوان یک عنصر صفحه ای با مشخصات سختی درون- صفحه ای در نظر گرفت.

مدل تیر معادل تصحیح شده. مدل تصحیح شده تیر معادل می تواند در تخمین عملکرد دیافراگم، در جائی که فعل و انفعالات قوی در بین عناصر عمودی سیستم مقاوم در در برابر نیروی لرزه ای است واقع شود. این گونه تاثیرات ممکن است در جائی که عناصر عمودی با سختی های متفاوت با هم برخورد داشته، و یا در جائی که پیچش ساختمان یا نامنظمی عمودی رخ دهد ایجاد گردد. رویکرد اساسی شناخت نیروهای منتقل شده بین دیافراگم و هر یک از عناصر عمودی، تعریف یک بارگذاری جانبی دیافراگم که با این نیروها در تعادل باشد، و سپس آنالیز دیافراگم برای این بارگذاری جانبی است. در جائی که نرمی دیافراگم از طریق آنالیز کامپیوتری مدل سازی شده، نیروهای انتقال یافته به دیافراگم در یک عنصر عمودی را می توان از طریق مقطع زدن از میان دیافراگم به دُور عنصر عمودی صورت داد. در جائی که دیافراگم به صورت صلب مدل شده باشد، نیروهای منتقل شده به دیافراگم را می توان با تفاضل نیروها در عناصر عمودی بالایی و پائینی دیافراگم محاسبه کرد (شکل 1-5).



شکل 6-1. مدل تیر معادل بر روی فنر

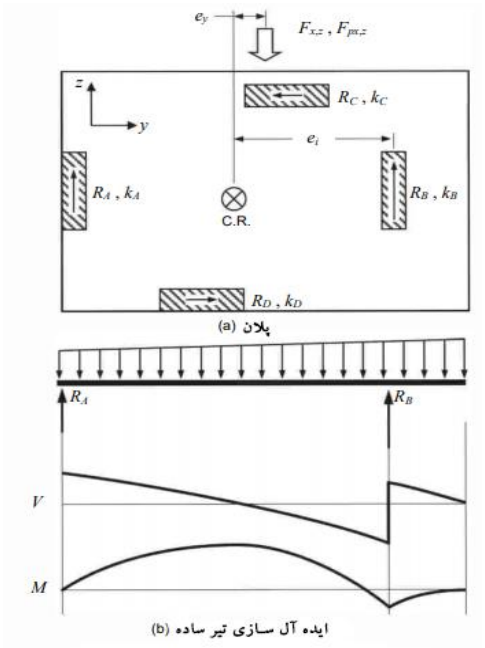
برای ساختمان های کوچک تر بدون نا منظمی و با دیافراگم های صلب موثر، عکس العمل ها را با استفاده از نیروی اینرسی مستقیم F_x (یا F_{px}) که درمرکز جرم عمل می کند و محاسبه پیچش حاصل از تفاوت در مرکز صلبیت و مرکز جرم مربوطه، می تواند صورت گیرد. با مراجعه به شکل 6-2، محاسبهٔ نیروهای دیافراگم به عناصر عمودی به شرح زیر است:

$$R_i = F_z \frac{k_{iz}}{\sum k_{iz}} \pm F_z e_y \frac{e_i k_i}{J_r}$$

در جائیکه R_i نیرویی است که بین دیافراگم و عنصر عمودی عمل می کند؛ F_z نیروی طبقه، F_x و یا F_{px} که موازی با محور z عمل می کنند؛ k_{iz} سختی عنصرعمودی i در جهت z برای عناصری که سختی در جهت z دارند؛ e_y فاصله بین مرکز صلبیت و مرکز جرم که در راستای y اندازه گیری شده، e_i فاصلهٔ عمود بین مرکز صلبیت و سختی k_i عنصر عمودی i، و J_r ممان اینرسی قطبی محاسبه شده به ترتیب زیر است:

$$J_r = \sum e_i^2 k_i$$

برای تخمین کنش های درون دیافراگم، در جهت مورد نظر نیروهای R_i که بین دیافراگم و عناصر عمودی عمل می کنند را جمع (در شکل 2-6، که خواهد بود $R_A + R_B = F_x$) و نقطهٔ مرکزی آنها تعیین می گردد. سپس، برای یک دیافراگم مستطیلی با جرم یکسان، یک توزیع نیروی ذوزنقه ای با مجموع نیرو و نقطه مرکزی یکسان، به دیافراگم اعمال می شود. ممان و برش های حاصل (شکل 6-2b) برای طراحی دیافراگم قابل قبول است. این روش هر لحظه به دلیل اینکه RC و RD قابل حل نیست ، کنار خواهد رفت؛ گاهی این مسئله نا دیده گرفته می شود یا، در عوض می توان آن را در بارگذاری ذوزنقه ای نیز جای داد.



شکل 2-6. مدل تیر معادل تصحیح شده

6.2.2 نیروهای داخلی در مدل های تیر

در جائی که مدل های تیر استفاده می شوند، نیروهای داخلی دیافراگم به لحاظ ممان درون- صفحه ای، برش درون- صفحه ای، و پیچش و فشار در کلکتورها، ایده آل سازی

می شوند. شکل 3-1 و 3-2 یک ایده آل سازی برای دیافراگم تو پُر را نشان می دهد. همان گونه که در شکل 3-1 نشان داده شده، ممان درون- صفحه ای دیافراگم از طریق یک کوپل پیچشی- فشاری ایجاد شده توسط یال های پیچشی و فشاری که در امتداد جهت مخالف لبهٔ بیرونی دیافراگم هستند، مقاومت می شود. نیروهای یال پیچشی و فشاری، T_u و C_u به ترتیب به صورت آمده در زیر محاسبه می شوند:

$$T_u = C_u = M_u/jd$$

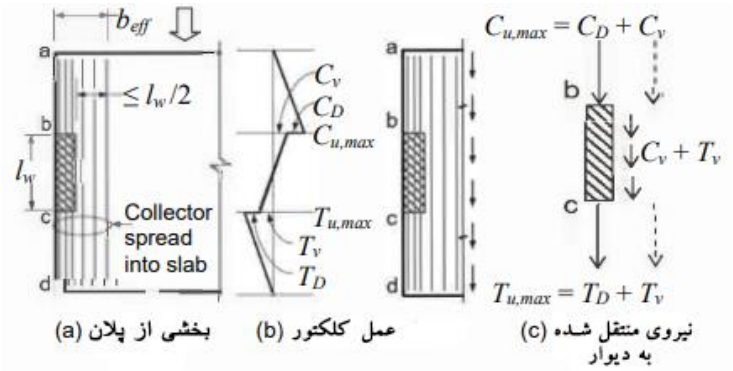
در جائی که یال ها نزدیک لبهٔ دیافراگم قرار دارند، فرض $jd = d$ و یا $jd \approx h$ غیر معمول نیست. معمولاً برای مقاومت در برابر نیروی T_u نزدیک لبهٔ خارجی دیافراگم تقویت می شود، اگر چه گاهی همان گونه که در بخش 7 نشان داده شده گزینه های دیگری دنبال می گردد.

در جائی که یال ها در لبهٔ بیرونی دیافراگم طراحی شده اند، لازمهٔ تعادل این است که تنش برشی درون- صفحه ای درسرتاسر عمق دیافراگم یکنواخت باشد (شکل 3-1). ACI 318 مقاومت برشی دیافراگم را با توجه به A_{cv} نوشته که مجموع ضخامت دال دیافراگم t و ضخامت کل دیافراگم h می باشد. بنابراین، نوشتن تنش برشی به شکل زیر منطقی است:

$$v_u = V_u/A_{cv}$$

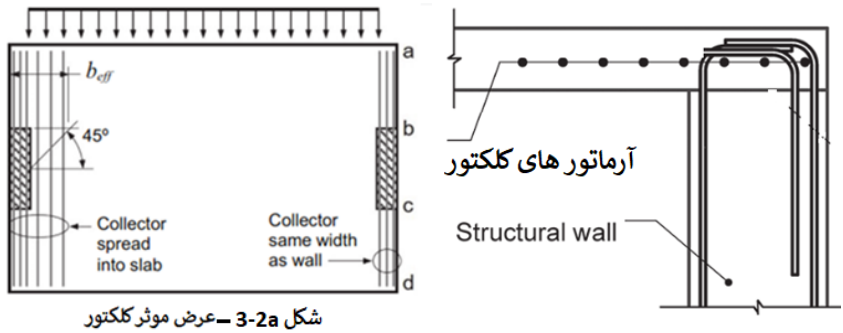
وجود تنش برشی در طول عمق دیافراگم، ایجاد کلکتورها در طول کل عمق دیافراگم را برای "جمع" کردن تنش های برشی لازم می دارد. برای مشاهدهٔ تصویر کلکتورها با عرضی برابر با عرض عنصر عمودی، به شکل 3-2 مراجعه شود.

همچنین برای کلکتور مجاز است که عرضی بیشتر از عرض عنصر عمودی داشته باشد، به طوری که تنها بخشی از نیروی کلکتور مستقیم به مرز عنصر عمودی منتقل شود، و مابقی از طریق برش اصطکاکی در امتداد طول عنصر عمودی منتقل گردد(شکل 3-6). در این نمونه، کلکتور تعریف شده ، بخش فشاری (نقطهٔ a به b)، بخش کششی (نقطهٔ c به d)، و بخشی انتقال دهندهٔ برش در امتداد طول دیوار (نقطهٔ b به c) را شامل می شود. در این مثال، بخشی از فشار کلکتور(C_D) مستقیماً به مرز(کلکتور.م) منتقل می شود، و ما بقی (C_v) از طریق برش در امتداد طول عنصر عمودی منتقل می شود. شرایط مشابه در مورد نیروهای کششی صدق می کند.



شکل 3-6. انتقال نیرو در جائیکه کلکتور عریض تر از عنصر عمودی که برش های دیافراگم را به آن منتقل می کند باشد

هیچ ضوابط کد ساختمانی برای عرض موثر کلکتور b_{eff} وجود ندارد (شکل 3-6). در(SEAOC 2005) در استفاده از دال بتنی به عنوان کلکتور لرزه ای پیشنهاد می کند، b_{eff} برای کلکتور از عرض عنصر عمودی به علاوهٔ عرض یکی از طرفین عنصر عمودی که برابر با نصف طول تماسی بین دیافراگم و عنصر عمودی است، بیشتر نباشد. کلکتورهای خارج از مرکز موجب ممان حول عنصر عمودی می شوند که می بایست در طراحی در نظر گرفته شود. (در ACI318-14 عرض موثر به این شرح زیر مشخص شده: R12.5.4 کلکتور بخشی از دیافراگم است که نیروی دیافراگم را به المان قائمی از سیستم مقاوم باربری جانبی منتقل می کند. کلکتور می تواند به صورت افقی داخل دیافراگم گسترده گردد تا تنش اسمی کاهش یافته و از متراکم شدن آرماتور جلوگیری شود.آنطور که در شکل بالا آمده .زمانیکه بدین طریق عرض کلکتور زیاد می شود این عرض در هر طرف نباید تقریبا ازیکدوم طول تماس کلکتور و المان عمودی سیستم باربری قائم زیاد تر شود. در تصویرزیر نیزاین موضوع بهترمشخص است.م)



شکل 3-2a ــ عرض موثر کلکتور

6.3 مدل های استرات و تای(Strut-and-Tie) (مدل خرپائی)

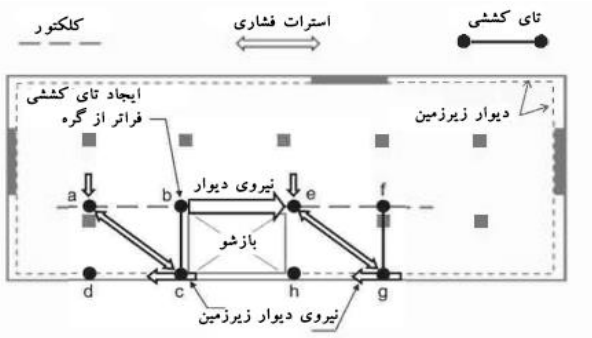
جهت ایده آل سازی جریان نیرو از طریق دیافراگم، از مدل های استرات و تای به گونه ای که تعادل برقرار باشد، می توان استفاده کرد. چنین مدل هایی برای طراحی کلی دیافراگم به طور گسترده از آن استفاده نمی شود، با اینکه گاهی ممکن است به همین منظور مفید واقع شوند. مدل های استرات و تای بیشتر مواقع در شناسایی مسیرهای نیرو و چیدمان آرماتورها اطراف نا پیوستگی ها مورد استفاده هستند. در جایی که استفاده شود، این راهنما پیشنهاد می کند برای کنترل ترک خوردگی، آرماتوری با حداقل 0.0025 برابر مساحت خالص دال در تمامی جهات استفاده شود.

شکل 4-6 برای درک چیدمان آرمانور لازم، چگونگی استفاده مدل های استرات و تای را نشان می دهد. در این مثال، نیرو از دیوار سازه ای از طریق کلکتور به اطراف بازشو، به دیافراگم، و به دیوارهای زیرزمین مجاور منتقل شده است. انتقال نیرو در دیافراگم را می توان به این شکل که از طریق استرات های فشاری که در زاویه ای حدوداً ما بین 30° و 60° نسبت به نیروی دیوار عمل می کند تجسم کرد. با در نظر گرفتن منطقه محدود شده توسط نقطهٔ a، نقطهٔ b، نقطهٔ c، و نقطهٔ d به عنوان دیاگرام جسم آزاد، تعادل ممان حول نقطهٔ d نیازمند تای کششی بین نقطهٔ b و نقطهٔ c است که می بایست در بخش دیافراگم مجاور ایجاد شود. تعادل ممان حول نقطهٔ c نمی تواند توسط تای کششی از نقطهٔ a به نقطهٔ d صورت گیرد چرا که تای کششی می بایست به دیوار زیرزمین مهار شود، که معمولاً برای نیروی خارج از صفحه ای که توسط تای کششی ایجاد می شود طراحی نشده است. در عوض، تعادل ممان حول نقطهٔ c توسط نیروی فشاری از بخش دیافراگم مجاور در نقطهٔ a ایجاد شده است. نیروی معکوس همان گونه که حین زلزله رخ می دهد، استرات های فشاری

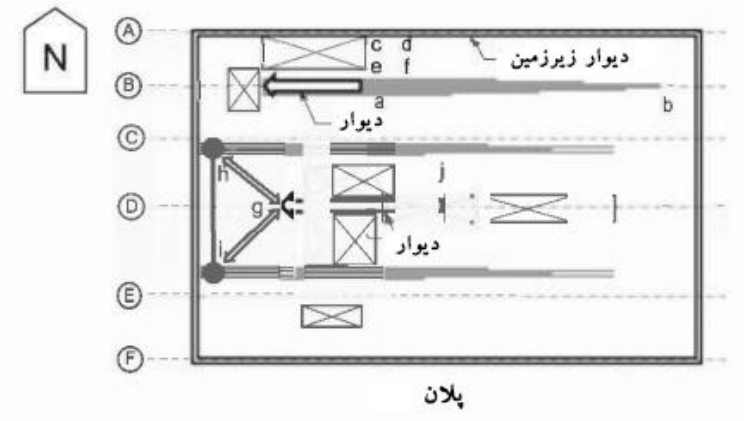
قطری را برگشت می دهد و نیاز به تای کششی مابین نقطهٔ a و نقطهٔ d، تای کششی مابین نقطهٔ e و نقطهٔ h می باشد(نشان داده نشده). بخش 7 چگونگی جزئیات آرماتور لازم را بیشتر مورد بحث قرار می دهد.

بازشوهای خیلی بزرگ در دیافراگم های تراس می تواند شرایط چالش بر انگیزی در طراحی ایجاد کند. مثال ایده آل شده در شکل 5-6 را در نظر بگیرید. اگر دیوار در امتداد محور B می بایست یک نیروی بزرگ را از طریق دیافراگم تراس به دیوار زیرزمین منتقل کند، تنها مسیر مناسب ممکن است از طریق یک کلکتور طویل مابین نقطهٔ a و نقطهٔ b باشد.

اگر میله های کلکتور زمانی که نیروی کلکتور در امتداد طول کاهش می یابد کوتاه می شوند، ازدیاد طول کلکتور حدوداً برابر کرنش تسلیم ضربدر طول ما بین نقطهٔ a و نقطهٔ b خواهد بود. اگر کلکتور در نقطهٔ b ثابت شود، نقطهٔ a می بایست به مقداری برابر با طول ازدیاد شده حرکت داده شود، که احتمالاً موجب تغییر شکل برشی در صفحاتی که گوشه هایی در نقاط c، d، f و e دارند می شود. از سوی دیگر، اگر دیافراگم به علت یک کلکتور بلند دچار تغییر شکل بیش از اندازه شود، احتمالاً نیروی برشی دیوار مسیر بار دیگری از طریق دیوار برشی به تراس طبقهٔ زیرین پیدا خواهد کرد. مثال دیگر برای دیوار در امتداد محور D صورت می گیرد. راه حل استرات و تای شرایط استاتیکی را برآورده می کند، اما مسیر طولانی بار حرکت دیوار را به دنبال خواهد داشت که با اتصال در نقطهٔ j سازگار نیست. ترجیح بر بازشوهای کمتر در دال تراس است و در ابتدای طراحی می بایست دیده شود.



شکل 4-6. مدل استرات و تای در انتقال نیرو به دیوار زیر زمین

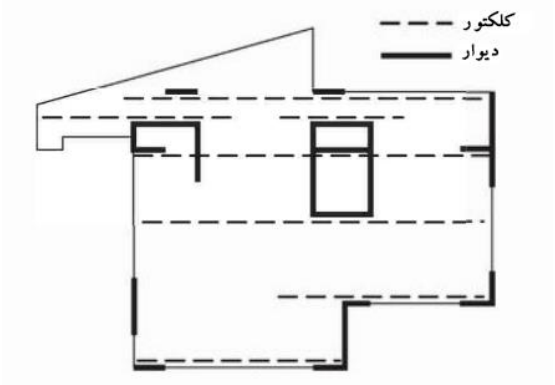


شکل 5-6. شرایط چالش برانگیز طراحی

6.4 مدل های اجزاء محدود

مدل سازی اجزاء محدود دیافراگم برای شناسایی مسیر بار در دیافراگم با بازشو های بزرگ یا نامنظمی های دیگر، مدل سازی سختی رمپ ها در گاراژهای پارکینگ، و تخمین نیروی منتقل شده در میان عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر زلزله، می تواند مفید واقع شود. شکل 6-6 نمونه ای از یک دیافراگم نا منظم-در شکل را که می تواند ضمانتی برای استفاده از مدل سازی اجزاء محدود باشد نشان می دهد. شکل 4-4 ساختمانی با بی نظمی در ارتفاع را به تصویر کشیده، به دلیل شکست ها و انتقال نیروهای داخل تراس، این موضوع احتمالاً لزومی بر مدل سازی انعطاف دیافراگم برای طبقات مجاور به بی نظمی ها خواهد بود.

برای مدل سازی مناسب از انعطاف دیافراگم، به طور معمول مش های اجزاء محدود می بایست از $1/5$ تا $1/3$ طول دهانه یا طول دیوار باشند، اگرچه مش ریز تر شاید مطلوب تر باشد. اگر برای تعیین توزیع برش در داخل دیافراگم، برش مقطع از میان مدل دیافراگم زده شده، مش اجزاء محدود در، و نزدیکی برش مقطع می بایست قدری ظریفتر باشد.

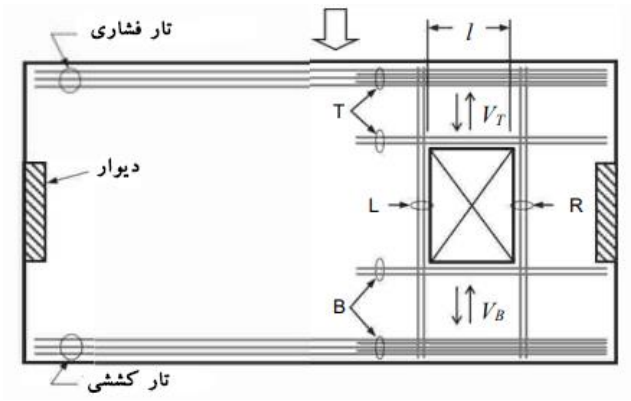


شکل 6-6. دیافراگم نا منظم در شکل

در طبقات زیرزمینی بزرگ، نیروهای دیافراگم می توانند از دیافراگم به دیوارهای زیرزمین منتقل شوند، همان گونه که ممکن است به عنوان مثال، در جائی که دیوارهای زیرزمین به عنوان بال (لبه ها .م flanges) برای مقابله با ممان مقاوم درون- صفحه ای دیافراگم عمل کنند، رخ دهد. در چنین مواردی، گستردگی برش مقطع می بایست تا میان دیوار زیرزمین باشد به طوری که نیروهای دیوار زیرزمین در طراحی سیستم سازه ای نا دیده گرفته نشوند.

6.5 دیافراگم ها با بازشوی بزرگ

طراحی دیافراگم با بازشوی بزرگ مشابه به طراحی تیر با بازشو است. بازشوهای آمده در شکل 6-7 را در نظر بگیرید. یک رویکرد فرض بر آن است که آرماتورهای با علامت L ، برش یکنواخت دیافراگم که بر سمت چپ بازشو عمل می کند را جمع، و به آن بخش هایی از دیافراگم بالا و پائین بازشو به نسبت سختی آنها، می کشاند. سپس آرماتورهای با علامت R برش را از بالا و پائین بازشو جمع، و به آن بخش دیافراگم که در سمت راست بازشو قرار دارد منتقل می کند. آرماتورهای با علامت T و B در برابر ممان داخلی درون مقطع بالا و پائین بازشو مقاومت می کنند. این ممان گاهی به صورت $V_T\left(l/2\right)$ و $V_B\left(l/2\right)$ تخمین زده می شود، که اگر نقطهٔ عطف در مرکز طول بازشو باشد صحت دارد. نقطهٔ عطف ممکن است متغیر باشد، که باعث افزایش ممان می شود. اگر از آنالیز اجزاء محدود استفاده می شود، می توان از برش مقطعی برای تعیین نیروها، و یک روش آنالیز دستی مانند آنچه در اینجا شرح داده شده به عنوان ابزاری برای بررسی نتایج استفاده برد.



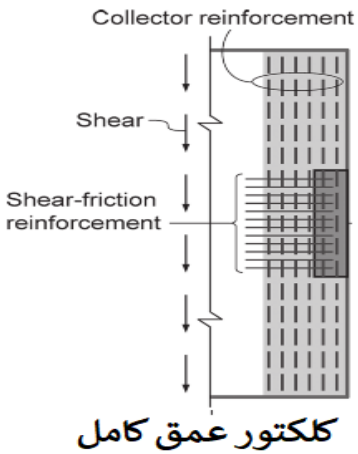
شکل 7-6. دیافراگم با بازشوی بزرگ

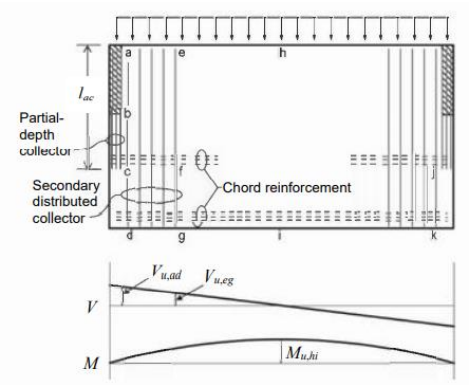
6.6 کلکتورهای partial-depth

یک روش جایگزین عبارتست از تعیین حداقل طول عنصر عمودی به علاوهٔ کلکتور مورد نیاز برای انتقال برش به عنصر عمودی، و سپس در صورت لزوم ایجاد یک کلکتور در امتداد این طول است. برای مثال، در شکل 8-6، با در نظر گرفتن مقاومت برشی دیافراگم، طول لازمl_{ac} است، و کلکتورهای partial-depth متناظر با آن در امتداد طول ادامه دارد(برای درک مفهوم اصطلاحpartial depth به شکل زیر و طول l_{ac}مراجعه شود.م). در جائی که از حد بالای مقاومت برشی دیافراگم استفاده شده، این رویکرد هم مساحت و هم طول کلکتور را به حداقل می رساند. در برخی موارد، از نظر تئوری ممکن است تمامی نیرو مستقیما به عنصر عمودی بدون کلکتور انتقال یابد، اما ما پیشنهاد می کنیم برای کنترل ترک خوردگی نزدیک انتهای دیوار، کلکتور حداقل به میزان عرض یک دهنه یا 25 فوت (7.6 m)، هر کدام بیشتر است، به داخل دیافراگم امتداد داده شود. نیروی طراحی در کلکتور می بایست از صفر در انتهای کلکتور، به حداکثر در رویهٔ بیرونی عنصر عمودی به صورت خطی تغییر کند.

طراحی کلکتورهای partial-depth نیازمند ملاحظات بیشتری است. برای نیروهای اینرسی می بایست یک مسیر بار در تمامی سطوح دیافراگم، جهت رسیدن به ناحیهٔ متمرکز با برش بالاتر مجاور عنصر عمودی و کلکتورهای partial-depth ایجاد شود. در این رابطه، مسیر بار مشابه با تیر notch یاdap(شکاف خورده) شده است که در آن نیاز به آرماتورتقویتی متمرکز شده در لبهٔ عمق کلی مقطع که برش را جمع آوری و به مقطع با عمق کاهش داده شده در انتهای تیر انتقال

می دهد می باشد. برای دیافراگم، مسیر بار مستلزم به یک توزیع از کلکتور ثانویه مجاور به کلکتور partial-depth می باشد. توزیع معمول آرماتورتقویتی دال، موازی با عنصر عمودی همانند این کلکتور ثانویه عمل می کنتد. در جایی که لازم است، مساحت آرماتور تقویتی دال به صورت ناحیه ای افزایش داده می شود تا نیروهای برشی را از بخش با برش کمتر به ناحیهٔ با برش بیشتر انتقال دهد. همچنین، کلکتور ثانویه نیروهای اینرسی داخلی را از سطحی که در نقطهٔ c، نقطهٔ d، نقطهٔ g، و نقطهٔ f گوشه دارد و از سطح کوچک سمت چپ آن جمع آوری می کند.





شکل 8-6. کلکتور partial-depth

ملاحظات طراحی زیر برای کلکتورهای partial-depth آمده در شکل 8-6 اعمال می شود. نزدیک وسط دهانه، کل عمق دیافراگم برای مقاومت در برابر ممان و برش دیافراگم استفاده می شود. بنابراین، در وسط دهانه نیروی یال کششی لازم برابر با $T_u = M_{u,hi}/jd$ خواهد بود، در جائی که jd به عمق دیافراگم ما بین نقطهٔ h و نقطهٔ i اشاره دارد. در امتداد خط از نقطهٔ e به نقطهٔ g، عمق کلی دیافراگم برای انتقال یک تنش برشی یکنواخت $v = V_{u,eg}/A_{cv}$ می بایست کافی باشد. آرماتور تقویتی کلکتور ثانویه می بایست برای انتقال کشش، برشی که در امتداد خط از نقطهٔ f به نقطهٔ g عمل می کند، به علاوهٔ نیروهای اینرسی مضاعف در ناحیه ای که توسط نقطهٔ c، نقطهٔ d، نقطهٔ g، و نقطهٔ f احاطه شده، کافی باشد. در امتداد خط از نقطهٔ a به نقطهٔ c، آرماتور تقویت برای انتقال $V_{u,ac}$ مانند برش یکنواخت توزیع شده، می بایست کافی باشد.

آرماتور تقویتی کلکتور partial-depth در امتداد خط از نقطهٔ b به نقطهٔ c برای حمل برش جمع شده در امتداد خط از نقطهٔ b به نقطهٔ c می بایست کافی باشد. و در نهایت، تقویت یال در امتداد خط از نقطهٔ c به نقطهٔ f می بایست قادر به مقاومت در برابر ممان های دیافراگم در امتداد طول باشد، با فرض اینکه عمق موثر دیافراگم به طول خط مابین نقطهٔ e و نقطهٔ f کاهش داده شده است.
در صورتی که کلکتور ثانویهٔ توزیع شده در طراحی قید نشده باشد، در تمامی محاسبات ممان، عمق موثر دیافراگم به طول خط مابین نقطهٔ e و نقطهٔ f کاهش می یابد، که مستلزم قرار دادن سطح بیشتری از یال تقویت شده (chord reinforcement) در سرتاسر امتداد خط از نقطهٔ c به نقطهٔ j ، و توزیع فولاد در ناحیه ای که در میان نقاط c، d ، g، و f قرار دارد برای انتقال نیروهای اینرسی ایجاد شده در این ناحیه به بخشی که عمق موثر تیر کم تر است، از نقطهٔ e به نقطهٔ f، نیز همچنان لازم خواهد بود تلقی کردن دیافراگم به شکل تیری با عمق کم تر، از نقطهٔ e به نقطهٔ f نیز می تواند موجب شکل گرفتن ترک هایی بزرگ در لبهٔ کششیِ انتهایی دیافراگم گردد، چراکه تحت بار جانبی دچار خمش می شود. برای بحث بیشتر بر کلکتورهای partial-depth، مراجعه گردد به Savelli et al (2009a; 2009b).

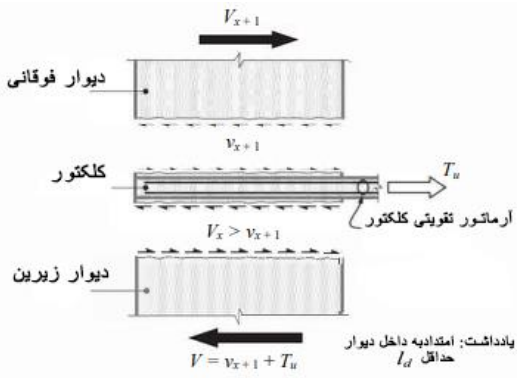
6.7 توزیع برش دیافراگم

یک طراحی می بایست از اینکه توزیع تنش برشی در دیافراگم با ممان مقاوم داخلی در تعادل است اطمینان حاصل کند. برای مثال، در جائی که ممان درون صفحه ای توسط یال های واقع در لبه های بیرونی دیافراگم مقاومت می شود، مفاهیم جریان برش مستلزم آن است که توزیع تنش برشی از میان عمق(نه ضخامت.م) دیافراگم ثابت باشد(شکل 1-3). طراحی یک کلکتور partial-depth، همان طور که در شکل 8-6 نشان داده شده، تنش برشی غیر یکنواخت را از طریق ترکیبی از کلکتورهای ثانویه و یال هایی که یک میسر کامل بار را ایجاد کرده مقاومت می کند. طراحی ای که ممان را از طریق آرماتور تقویتی که به طور یکنواخت درون عمق دیافراگم پخش شده مقاومت می کند، با برش دیافراگم که دروجه کششی بیرونی صفر، و به صورت خطی به مقدار حداکثر تقریبی $2V_u/A_{cv}$ نزدیک سمت فشاری افزایش دارد مقاومت خواهد کرد.

6.8 انتقال نیروی دیافراگم به عنصر عمودی

برش دیافراگم به عناصر عمودی از طریق کلکتورها و اصطکاک برشی بین دیافراگم و عنصر عمودی منتقل می شود. در جائی که آرماتور های کلکتور به داخل عنصر عمودی ، مانند دیوار وارد می شوند، نیرو مستقیماً به دیوار منتقل می شود. با این حال ممکن است نیاز باشد طولی که کلکتور به داخل عنصر عمودی دارد، بسیار بیشتر از طول مهاری میلگرد کلکتور باشد. شکل 6-9 نمونه ای از یک کلکتور کششی که از یک سمت دیوار وارد شده است را نشان می دهد.

معمولاً در نظر گرفته می شود برش V_{x+1} در بخش دیوار بالای دیافراگم، جریان برشی v_{x+1} یکنواختی را در عرض دیوار ایجاد می کند. برش V_x در بخش دیوار پائین دیافراگم، با نیروی T_u منتقل شده از کلکتور، افزایش می یابد. برای دستیابی به جریان برشی یکنواخت v_x در سرتاسر بخش دیوار پائینی، حداقل تعدادی از کلکتورهای فولادی می بایست در امتداد کل طول دیوار امتداد یابند. از سوی دیگر، می توان آرماتور تقویتی کلکتور را با آرماتور تقویتی اضافه شدهٔ دیوار که نیرو را به سمت دیگر دیوار می کشاند، هم پوشانی(lap-splice) داد. در مواردی که کلکتور فشاری در سمت چپ دیوار، همراه با یک کلکتور کششی در سمت راست دیوار جا داده شده، نیازی به امتداد دادن طول کامل آرماتور تقویتی کلکتور کششی نمی باشد، چراکه تنها بخشی از نیرویی که به دیوار منتقل می شود توسط کلکتور کششی تامین می شود. کلکتورهایی که در تمامی طول عنصر عمودی امتداد دارند، انتقال نیرو از کلکتور به عنصر عمودی را بدون نیاز به ملاحظات بیشتر ضمانت می کنند.



شکل 6-9. انتقال نیروی کلکتور مستقیماً به دیوار برشی

6.9 دال های دیافراگم بر روی زمین

اگرچه دال های تکیه داده شده بر روی زمین نیروهای اینرسی ایجاد می کنند، روش مرسوم فرض بر آن است که این نیروها توسط زمین مقاومت شده و در نتیجه می توان از آن چشم پوشانی کرد. با این حال، در برخی سازه ها، از دال های تکیه شده بر روی زمین به عنوان دیافراگم جهت گره دادن، وتوزیع نیروها بین عناصر عمودی و عناصر فونداسیون متصل به هم استفاده می شود. این در جایی صورت می گیرد که فونداسیونی که عنصر عمودی را نگه می دارد، اصطکاک خاک و مقاومت باربری غیر فعال (passive) کافی برای مقاومت در برابر بار افقی طراحی را به تنهایی ندارد. دیافراگم دال بر روی زمین، مقداری از بار افقی را به نقاطی که مقاومت بیشتری در برابر لغزش فراهم می کنند باز- توزیع می کند. اصطکاک زیر دیافراگم دال – بر روی- زمین و زیر سایر عناصر فونداسیون، همچنین باربری غیر فعال(passive) که بر روی این سایر عناصر فونداسیون عمل می کند، مقاومت بیشتر را در برابر لغزش فراهم می سازد. دال بر روی زمینی که به عنوان دیافراگم عمل می کند، دال های سازه ای محسوب می شوند. دال های سازه ای می بایست مطابق با ACI 318 طراحی شوند. با اینکه این دال ها برای خمش ناشی از بار بر سطح دال معمولاً نیازی به تقویت ندارند، برای برش و ممان داخل صفحه می بایست تقویت شوند. این دال ها می بایست حداقل الزامات آرماتور گذاری دال سازه ای را برآورده کنند.

7. راهنمای طراحی

7.1 ضرایب کاهش بار و مقاومت

روش طراحی مقاومت(Strength Design Method)

در ACI 318، از روش طراحی مقاومت برای تامین سطح ایمنی مورد نظر استفاده می کند. شرط پایه برای طراحی مقاومت را می توان به صورت؛ مقاومت طرح ≤ مقاومت لازم، بیان کرد. مقاومت طرح به فرم کلی ϕS_n نوشته می شود که در آن ϕ ضریب کاهشی مقاومت، و S_n مقاومت اسمی می باشد. مقاومت لازم بر حسب بارهای ضریب دار، یا ممان ها و نیروهای داخلی مربوطه بیان می شود. روش طراحی مقاومت، اساساً همان روش بار و مقاومت ضریب دار (LRFD) مورد استفاده در طراحی برخی از مصالح دیگر است.

فصل 2 از ASCE 7 ترکیبات بار قابل استفاده در طراحی دیافراگم و کلکتور را معرفی می کند. ترکیبات بار می بایست اثرات افقی زلزله، اثرات قائم زلزله، بار مرده، بار زنده، و سایر بارها مانند فشار خاک، برف، سیالات، و سایر بارهای قابل اجرا را در نظر داشته باشد. ASCE 7 §12.4.2 اثرات افقی زلزله را به صورت $E_h = \rho Q_E$ و اثرات قائم زلزله را به صورت $E_v = 0.2 S_{DS} D$ تعریف می کند. در این عبارات ρ ضریب نامعینی، Q_E اثر نیروهای افقی زلزله، S_{DS} پارامتر شتاب بازتاب طیف طرح در دوره تناوب کوتاه، و D اثر بار مرده می باشد. به طور کلی، E_h و E_v می بایست در تمامی ترکیبات در هر دو جهت مثبت و منفی اعمال شوند.

ترکیبات اصلی بار لرزه ای عبارت اند از:

$$1.2D + E_v \pm E_h + L + 0.2S$$

$$0.9D - E_v \pm E_h$$

(ASCE 7-10 § 2.3.6)

در جائی که ضریب مقاومت– مازاد می بایست استفاده شود، ترکیبات اصلی بار لرزه ای عبارت اند از:

$$1.2D + E_v \pm E_{mh} + L + 0.2S$$

$$0.9D - E_v \pm E_{mh}$$

(ASCE 7-10 § 2.3.6)

در این عبارات $E_{mh} = \Omega_o Q_E$، که اثر نیروهای افقی زلزله، همچنین مقاومت –مازاد Ω_o است. ضریب بار درمورد L، برای تمامی مکانهای مسکونی که در آن بار زندهٔ طراحی کمتر و یا مساوی با ($100\ psf(4.79kN/m^2$ است مجاز است به مقدار 0.5 باشد، به استثناء گاراژها یا مناطقی که به عنوان مکان اجتماعات عمومی استفاده می شوند.

به طور کلی، دیافراگم ها و کلکتورها مجاز هستند برای نیروهای لرزه ای وارده، در هر یک از دو جهت متعامد به طور مجزا طراحی شوند. برای سازه های اختصاص داده شده به طبقه بندی لرزه ای C، D، E ، یا F و با سیستم های غیر موازی (نامنظمی در پلان نوع 5 مطابق با جدول 12.3-1 از ASCE 7-16) ، اگرچه، طراحی دیافراگم می بایست اثر متقابل بارگذاری متعامد در یکی از دو جهات در نظر بگیرد. اگر روش نیروی جانبی معادل یا تحلیل طیف بازتاب مودال استفاده شده باشد، 100 درصد از اثرات در یک جهت اصلی با 30 درصد از اثرات در جهت دیگر ترکیب می شوند. اگر تحلیل تاریخچه بازتاب مطابق با ASCE 7 §16.1 یا ASCE 7 §16.2 صورت گرفته باشد، زوج متعامد از تاریخچهٔ حرکت زمین همزمان با هم اعمال می شوند.

ترکیبات بار حاکم

ترکیبات بار مشخص شده در IBC §1605 بر اساس ترکیبات بار فصل 2 از ASCE 7 هستند. هرچند، ضرایب IBC در بار برف از آنچه در ASCE 7 آمده متفاوت است. هنگامی که بین دو سند مغایرت وجود دارد و IBC کُد حاکم است، ترکیبات بار IBC اولویت خواهند داشت.

روش معمول در تمامی طراحی دیافراگم و کلکتور در نظر گرفتن ترکیب متعامد است، هرچند ASCE 7 الزامی بر آن ندارد.

این راهنما همین رویکرد را پذیرفته است. در جائی که از مدل تیر استفاده شده، طراحی برای ممان یا ترکیب ممان همراه با نیروی محوری را می توان با استفاده از کوپل کشش–فشار، همراه با ضریب کاهشی مقاومت $\phi = 0.9$ صورت داد.

برای برش دیافراگم، ضریب اصلی کاهش مقاومت برابر با $\phi = 0.75$ می باشد. هر چند، برای سازه هایی که در برابر اثرات زلزله با استفاده از دیوارهای سازه ای پیش ساختهٔ میانی، در طبقه بندی

طراحی لرزه ای D، E، یا F، یا توسط قاب های خمشی ویژه یا دیوارهای سازه ای ویژه در هرطبقه بندی طراحی لرزه ای مقاومت می کنند، اگر مقاومت برشی اسمی دیافراگم کمتر از برش متناظر با مقاومت خمشی دیافراگم باشد ضریب کاهش مقاومت برای برش دیافراگم برابر با $\phi = 0.6$ خواهد بود. به علاوه، ضریب کاهش مقاومت برای برش دیافراگم ممکن است از حداقل ضریب کاهش مقاومت برای برش استفاده شده برای اجزای عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای تجاوز نکند. متعاقباً، برای اکثر طراحی ها، ضریب کاهش مقاومت برای برش دیافراگم برابر با $\phi = 0.6$ خواهد بود. برای المان های کششی، مانند کلکتورهای در کشش، $\phi = 0.9$ است.

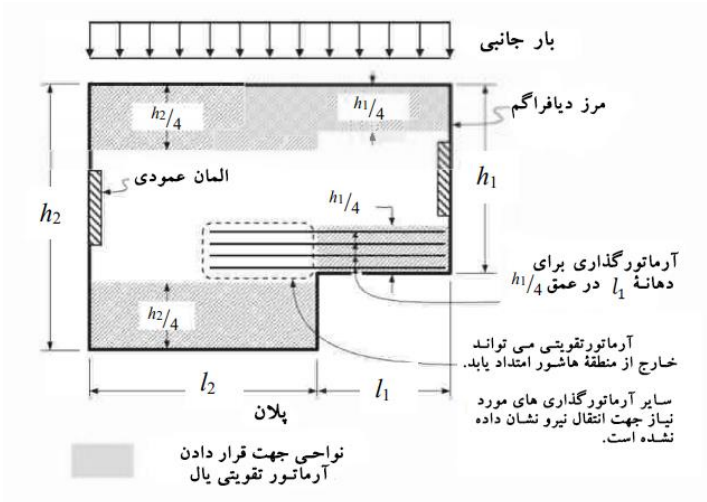
برای المان های فشاری، مانند کلکتورها یا پشت بند های(strut) در فشار دُور بازشو، $\phi = 0.65$ خواهد بود، به جز در مورد غیر معمول که عضو فشاری به شکل ستون با آرماتورتقویت مارپیچی طراحی شده باشد که $\phi = 0.75$ خواهد بود.

7.2 یال های فشاری و کششی

هنگامی که از مدل های تیر ساده استفاده شده، ACI 318 §12.5.2.3 لازم می داند آرماتور تقویتی پیش تنیده نشده که در برابر کشش ناشی از ممان مقاومت می کند در محدودهٔ $h/4$ از لبهٔ کششی دیافراگم صورت گیرد، در جائی که h برابر با عمق دیافراگم اندازه گیری شده در صفحهٔ دیافراگم در آن مکان می باشد. در جائی که عمق دیافراگم در امتداد طول دهنهٔ دیافراگم تغییر می کند، ایجاد آرماتور تقویتی در داخل بخش های دیافراگم مجاور که در محدودهٔ $h/4$ نمی باشد، مجاز است. شکل 7-1 این الزامات را نشان می دهد. بحث بیشتر را در بخش 7.5.2 مشاهده کنید. هیچ محدودیتی در چیدمان آرماتور تقویتی پیش تنیده که جهت مقاومت در برابر ممان از طریق پیش فشردگی ایجاد شده اند، نمی باشد.

بخش 6.2.2 محاسبهٔ نیروهای یال را جهت تخمین نیروهای داخلی دیافراگم هنگامی که از مدل تیر ساده شده استفاده می شود را شرح داد. در جائی که تمرکز آرماتور تقویتی پیش تنیده نشده در نزدیکی لبهٔ دیافراگم است ، رابطهٔ مساحت آرماتور یال کششی، با استفاده از $\phi = 0.9$، خواهد بود:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y}$$



شکل 1-7. محل قرارگیری آرماتور تقویتی پیش تنیده نشده که کشش ناشی از ممان و نیروی محوری را مقاومت می کند

به طور معمول، آرماتور تقویتی یال در یک سوم میانی ضخامت دال یا تیر قرار می گیرد، به طوری که تداخل با آرماتور تقویتی طولی تیر یا دال را به حداقل رسانده و میزان مشارکت در مقاومت خمشی تیر و دال را کاهش دهد.

در جائی که آرماتور تقویتی یال داخل تیر قرار گرفته، یال و تیر معمولاً جهت مقاومت در برابر اثرات متعامد قرار می گیرند، به طوری که همان آرماتورهای تقویتی می توانند خمش برای بارگذاری وارده در یک جهت، و کشش یال برای بارگذاری در جهت عمود بر آن را مقاومت کنند. در جائی که اثرات متعامد با استفاده از قانون ترکیبی 100%-30% مطابق با ASCE 7 §12.5.3(a) باشد، به طوری که آرماتور تقویتی طولی بزرگ تر از آنچه برای مقاومت مورد نیاز است باشد $1.0X + 0.3Y$ (a) و $0.3X + 1.0Y$ (b). در بیشتر موارد، اگر تیر بخشی از قاب خمشی ویژه باشد، آرماتور تقویتی طولی لازم برای الزامات یال کافی خواهد بود.

ازتاندون های چسبیده به عنوان آرماتور تقویت جهت مقاومت در برابر نیروهای کلکتور، برش دیافراگم، یا کشش خمشی دیافراگم می توان استفاده شود، اما تناسب آن می بایست به گونه ای

باشد که تنش ناشی از نیروهای زلزله طرح از 60,000 psi (MPa) فراتر نرود. استفاده از تاندون های نچسبیده(unbounded)، تنیده نشده(unstressed) جهت مقاومت در برابر نیروهای کلکتور، برش، یا خمش به دلیل نگرانی از ایجاد ترک های گسترده و انعطاف پذیری بیش از حد تحت بارگذاری زلزله مجاز نمی باشد. با این وجود، نیروهای پیش فشرده (precompression) از تاندون های نچسبیده، برای مقاومت در برابر نیروهای دیافراگم مجاز هستند مشروط بر اینکه یک مسیر بار لرزه ای کامل وجود داشته باشد.

استفاده از پیش فشردگی بحث بیشتری را به دنبال دارد. در یک دال کف پیش تنیده (prestressed) شدهٔ معمول، پیش تنیدگی جهت مقاومت در برابر ترکیب بار $1.2D + 1.6L_{red}$ متناسب شده است. برای طراحی لرزه ای، بار ثقلی که توسط پیش تنیدگی مقاومت می شود کاهش یافته، چرا که ترکیب بار حاکم برابر با $1.2D + f_1 L_{red} + E$ می باشد. بنابر این، درصد پیش تنیدگی که در اصل جهت مقاومت در برابر بار ثقلی ارائه شده بود، که حالا به عنوان پیش فشردگی جهت مقاومت در برابر بارهای درون صفحه ای موجود است(در هنگام زلزله.م)، خواهد بود:

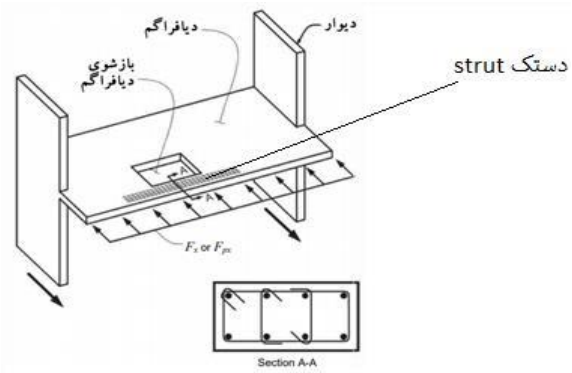
$$\left[1 - \left(1.2 + \frac{f_1}{D/L_{red}}\right) \Big/ \left(1.2 + \frac{1.6}{D/L_{red}}\right)\right] \times 100$$

برای مثال، اگر $D = 120\ psf (5.7\ kN/m^2)$، $L_{red} = 24\ psf (1.1\ kN/m^2)$، و با فرض $L = 40\ psf (1.9\ kN/m^2)$ و اینکه ۴۰ درصد قابل کاهش است، برای بار زندهٔ کف $f_1 = 0.5$ و حداقل پیش تنیدگی مجاز $125\ psi\ (0.86\ MPa)$ ، تنش پیش فشردگی f_{pc} موجود جهت مقاومت در برابر اثرات لرزه ای $14.5\ psi\ (0.10\ MPa)$ خواهد بود. در جائی که از پیش تنیدگی بالاتری استفاده شود، تنش پیش فشردگی بالاتری در دسترس خواهد بود. در مثال قبلی فرض می کند که فقط (بخشی از) پیش تنیدگی ایجاد شده برای مقاومت در برابر بار ثقلی برای مقاومت در برابر ممان درون صفحه دیافراگم استفاده می شود

البته، پیش فشردگی بیشتر به منظور ایجاد مقاومت در برابر خمش دیافراگم می تواند صورت گیرد. خمش درون صفحه ای دیافراگم که می تواند توسط پیش فشردگی مقاومت شود با استفاده از

مشخصات مقطع ناخالص دیافراگم از رابطهٔ $M = f_{pc}S_m$ به دست می آید. ممان اضافی، در صورت وجود، می بایست توسط تقویت کنندهٔ چسبنده (bonded reinforcement)مقاومت شود.

منطقهٔ فشاری ناشی از خمش(flexural compression zone) معمولاً نیازی به توجه مستقیم در طراحی و جزئیات ندارند. استثنای آن در جائی است که نیروی فشار ناشی از خمش درون صفحه ای دیافراگم، C_u، توسط استرات (strut) در امتداد یک بازشو یا ناپیوستگی دیگر مقابله شده باشد (شکل 2-7).



شکل 2-7. محصورشدگی آرماتور تقویتی در استرات های محوری، اطراف بازشو

اگر تنش فشاری محاسبه شده بر استرات از $0.2f'_c$ تجاوز کند ویا در جائی که نیروهای طراحی جهت در نظر گرفتن مقاومت مازاد (over strength) عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای تشدید شده اند $0.5f'_c$ بیشتر شود، محصور شدگی آرماتور تقویت لازم می باشد (ACI 318 §18.12.3.2) (به ACI 18.12.7.5 مراجعه شود.م). محصور شدگی آرماتور مورد نیاز، از جمله خاموت های بسته(hoop) با ابعاد قلاب(hook) لرزه ای مورد نیاز، ممکن است به سختی داخل عمق یک دال معمول جای گیرند و ممکن است افزایش عمق دال نیاز باشد. در جائی که لازم است، محصور شدگی آرماتور می بایست تا به داخل دال، فراتر از استرات، حداقل بلندترین طول مهاری کششیِ آرماتور طولی یا 12 اینچ (300mm) باشد. الزامات یکسان در جائی که برش دیافراگم از طریق استرات ها حمل می شوند، نیز اعمال می گردد.

7.3 برش دیافراگم

هر بخش از دیافراگم به گونه ای طراحی می شود که مقاومت برشی واحد طرح کمتر از برش واحد ضریب دار نباشد. برای دیافراگم هایی که تقویت یال آن ها در نزدیکی لبهٔ انتهایی کشش خمشی(flexural tension) قرار گرفته، برش ضریب دار V_u به صورت یکنواخت توزیع می شود. مقاومت برشی طراحی در این حالت توسط ϕV_n داده می شود، که در آن $\phi = 0.6$ یا $\phi = 0.75$ همان طور که در بخش 7.1 بحث شد خواهد بود، و V_n از رابطهٔ زیر به دست می آید:

$$V_n = A_{cv}\left(2\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right), psi$$

(ACI 318 §18.12.9.1)

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right), MPa$$

که در آن آرماتور تقویتیِ یکنواخت توزیع شده در دال، ρ_t عمود بر آرماتور خمشی دیافراگم است (که موازی با نیروی برشی است) (شکل 3-7). در جائی که تنش برشی ضریب دار در طول عمق (نه ضخامت.م) دیافراگم متغیر است، مقاومت برشی واحد طراحی، که در رابطهٔ بالا با جایگزینی مساحت واحد با A_{cv} محاسبه شده است، می بایست از برش واحد ضریب دار در هر مقطع بیشتر باشد. به علاوه، حداکثر مقدار V_n نمی تواند بیش از مقدار رابطهٔ زیر باشد:

$$8\sqrt{f_c'}A_{cv}, psi$$

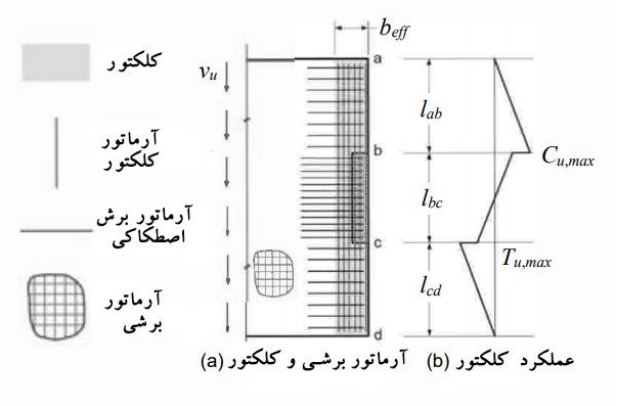
(ACI 318 §18.12.9.1)

$$0.67\sqrt{f_c'}A_{cv}, MPa$$

ACI 318 لازم می داند آرماتوربرشی ρ_t تنها در جهت موازی با برش وارده ایجاد شود. با این حال، بیشتر دیافراگم های معمول، اعضای نسبتاً عمیقی هستند، مشابه به دیوار های برشی کوتاه

(Squat walls[۳])،که در آن مقاومت برشی از آرماتور توزیع شده در دو جهت حاصل می شود. بنابراین، پیشنهاد این راهنما بر آن است که آرماتور توزیع شده برای برش، حداقل در دو جهت برابر با ρ_t باشد.

طبق ACI 318، آرماتورتقویتی ایجاد شده جهت مقاومت در برابر نیروهای درون صفحه ای دیافراگم، می بایست اضافه بر آرماتور تقویتی طراحی شده جهت مقاومت در برابر اثرات بارهای دیگر باشد، به جز آرماتور تقویتی طراحی شده جهت مقابله با اثرات جمع شدگی(shrinkage) و حرارت که برای مقابله با نیروهای درون صفحه ای دیافراگم مجاز هستند. همان طور که در بخش 7.2 بحث شد، ترکیبات بار از جمله اثر زلزله E، ضرایب پائین تری بر روی اثرات بار ثقلی دارند. از آرماتورهای تقویتی اضافی که برای بارهای ثقلی تحت ترکیب بار لرزه ای لازم به استفاده نیستند، می توان جهت مقاومت در برابر نیروهای درون صفحه ای استفاده کرد.



شکل 3-7. آرماتور برشی، آرماتور کلکتور، و آرماتور برش اصطکاکی

۳.دیوارهای برشی با ابعاد نسبی (ارتفاع به طول) کمتر از 2 ، دیوار اسکوات در نظر گرفته می شوند و به دلیل شکل هندسی آنها، رفتاری تحت تاثیر برش دارند و در عین حال کوپل قوی بین واکنش های برشی و خمشی از خود نشان می دهند. تقاضای خمشی دیوارهای اسکوات در مقایسه با ظرفیت خمشی ایجاد شده توسط مقطع، نسبتاً کم است. بنابراین، جلوگیری از شکست برشی با استفاده از تطبیق مقاومت برشی با مقاومت خمشی، می تواند دشوار و از نظر اقتصادی ممکن نباشد (Paulay and Priestley, 1992).

آرماتور برشی را می توان در هر جا درون ضخامت دال، در محدودهٔ پوشش بتن لازم قرار داد. برخی از مهندسین سازه جهت برآورده کردن الزامات برش دیافراگم و خمش دال، یک شبکه (mat)پیوسته از آرماتور تقویتی زیرین(تحتانی) تعیین می کنند. در صورت انجام این کار، مساحت کل آرماتور، مجموع مساحت لازم برای برش و ممان، با در نظر گرفتن ترکیب بار حاکم می باشد.

7.4 انتقال نیرو بین دیافراگم و المان های عمودی

انتقال نیرو بین دیافراگم و عناصر عمودی معمولاً از طریق ترکیبی از کلکتورها (از جمله اتصالات آن ها) و برش اصطکاک(shear friction) صورت می گیرد. نیروهای طراحی لرزه ای (seismic design forces) برای کلکتورها و اتصالات آن ها توسط نیروهای لرزه ای طرح (design seismic forces) و مسیر بار انتخابی تعیین می شوند. برای راهنمایی در مورد نیروهای لرزه ای طراحی ، از جمله استفادهٔ صحیح از ضرایب Ω_O و ρ ، به بخش 5 مراجعه شود. برای راهنمایی در مورد مسیرهای بار به بخش 6 مراجعه شود. شکل 3-7 یک کلکتور معمول و اتصالاتش را نشان می دهد.

حداقل ابعاد سطح مقطع کلکتور را می توان به وسیلهٔ حدکششی یا حد فشاری تعیین کرد. برای حالت فشاری، نیروی فشاری ضریب دار شده می بایست از مقاومت فشاری طراحی عنصر کلکتور بیشتر نباشد، که به صورت زیر تعریف می شود:

$$\phi P_o = \phi\left[0.85 f_c'\left(A_g - A_s\right) + f_y A_s\right]$$

از آنجا که کلکتورها در بارگذاری زلزله در یک جهت به صورت کششی، و برای بارگذاری در جهت دیگر به صورت فشاری عمل می کنند، بارگذاری در فشار به ندرت کنترل کننده خواهد بود. برای سازه های اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای D، E، یا F، در ACI 318 §18.12.7.5 استفاده از آرماتور عرضی محصور کننده را برای عناصر کلکتور، در صورتی که تنش فشاری بر اساس مقطع کل از $0.2f_c'$ برای ترکیبات بار استاندارد و $0.5f_c'$ برای ترکیبات بار همراه با مقاومت- مازاد بیشتر شود، لازم می داند. آرماتور عرضی محصور کننده تا زمانی که تنش های فشاری برای ترکیبات بار استاندارد و ترکیبات بار مقاومت- مازاد به ترتیب کمتر از $0.15f_c'$ و $0.4f_c'$ باشد، لازم است. ابعاد مقطع کلکتور (برای مثال، عرض و ضخامت ناحیهٔ هاشور شده در

شکل 3-7) گاهی جهت جلوگیری از ایجاد این الزامات برای آرماتور های عرضی محصور کننده، سایز(تعیین) می شوند.

برای حالت کشش، کلکتور می بایست به گونه ای سایز شود که آرماتور طولی در نواحی وصله ها(splice) و مهاری (anchorage)، دارای یکی از شرایط (a) یا (b) به شرح زیر باشد:

(a) فاصلهٔ مرکز به مرکز میلگرد حداقل سه برابر قطر میلگرد طولی، اما از $1\,1/2$ اینچ (38mm) کمتر نباشد، و پوشش بتنی معادل حداقل دو و نیم قطر میلگرد طولی، اما از 2 اینچ $(50mm)$کمتر نباشد؛ یا

(b) آرماتور عرضی تا مین کنندهٔ A_v، حداقل بزرگترین مقدار از رابطهٔ زیر را ارائه دهد:

$$0.75\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}} and\ 50\frac{b_w s}{f_{yt}}\ ,psi$$
$$0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}} and\ 0.35\frac{b_w s}{f_{yt}}\ ,MPa$$

این به منظور کاهش احتمال کمانش میلگرد و ایجاد شرایط طول مهاری کافی در میلگرد در مجاورت ناحیهٔ وصله ها و مهاری است. به ACI 318§18.12.7.6 و ACI 318§11.4.6.3 مراجعه گردد.

عامل (triggr) محصور کردن برای کلکتورها

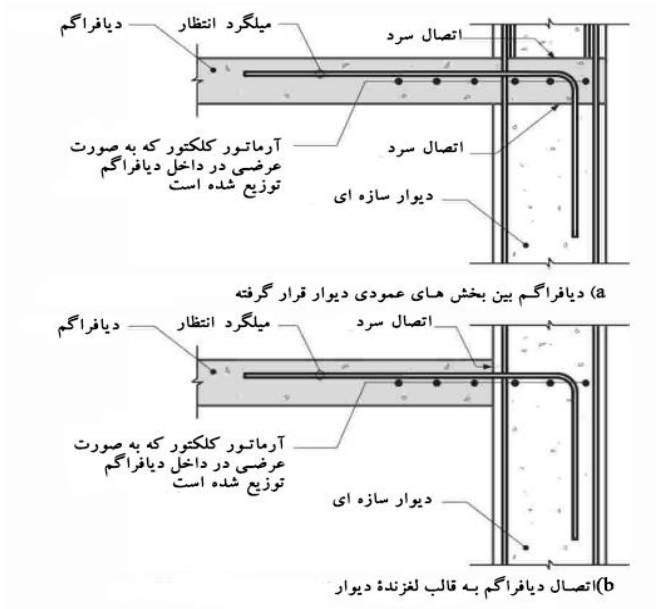
طبق ACI 318، کلکتورها می بایست در هر کجا که تنش فشاری اسمی بیشتر از $0.2f_c'$ یا $(0.5f_c')$ باشد، محصور شوند. وارد کردن $0.2f_c'$ از روش مشابهی که برای دیوارهای برشی به طور مرسوم استفاده می شد گرفته شده است. این ورود بر اساس این ایده بود که اگر دیوار برای R موثر(ضریب رفتار کلی.م) برابر با 5 طراحی شده باشد، اگر تنش فشاری تحت بارهای سطح-طراحی(design-level loads) به $(1/5)f_c'$ برسد، جاری شدن در فشار را خواهیم داشت. تغییر به $0.5f_c'$ با فرض $\Omega_o = 2.5$ است.

انتقال نیروها بین دیافراگم، کلکتور، و عنصر عمودیِ سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای به چیدمان عناصر مختلف بستگی دارد. مثالی که در شکل 3-7 آمده را در نظر بگیرید. نیروی حداکثر

فشاری طراحی در قسمت ab کلکتور $C_{u,max} = \Omega_o v_u t l_{ab}$ و نیروی حداکثر کششی طراحی در قسمت cd کلکتور $T_{u,max} = \Omega_o v_u t l_{cd}$ می باشد. پهنای کلکتور 50 درصد بیش تر از عرض دیواری است که در آن قرار دارد؛ بنابراین، دو سوم نیروی کلکتور مستقیماً به داخل مرز دیوار منتقل شده، و یک سوم آن از طریق برش-اصطکاک مجاور به سمت طویل دیوار منتقل می گردد. آرماتور برش- اصطکاکی در امتداد کل طول کلکتور و دیوار لازم است. در امتداد l_{ab} و l_{cd}، آرماتور تقویت پیوستهٔ زیرین در دیافراگم، در صورت وجود، برای مقابله با کل نیروهای برشی $V_u t l_{ab}$ و $V_u t l_{cd}$ به ترتیب کافی خواهد بود. در امتداد طول l_{bc} ، نیروی برشی کل طرح $v_u t l_{bc} + \frac{(T_{u,max} + C_{u,max})}{3} = v_u t \left(l_{bc} + \Omega_o \frac{(l_{ab} + l_{cd})}{3} \right)$ خواهد بود، و این نیرو برای دستیابی به مقاومت لازم ممکن است بیشتر از یک شبکه (mat) معمول از آرماتور زیرین نیاز داشته باشد. تناقض آشکار در اعمال Ω_o به برخی نیروها و نه تمامی آنها، منجر به برش مقطع هایی می شود که در تعادل نیستند که خود یک تناقض شناخته شده است، اما توسط کد ساختمانی لازم می باشد.

مراحل ساخت، برخی از جزئیات را برای طراحی برش-اصطکاک تعیین می سازد. در جائی که بتن عنصر عمودی در پائین دیافراگم ریخته شده و به دنبال آن ریختن دیافراگم و سپس عنصر عمودی فوقانی ریخته می شود، اتصال سرد (محل قطع بتن.م)cold joint هم در بالا و هم در پائین دیافراگم وجود خواهد داشت(شکل 7-4a). در این حالت، الزامات برش اصطکاکی می بایست از طریق یکپارچه سازی بتن در سطح دیوار، با استفاده از میلگردهای انتظارdowel و از طریق دو انصال سرد با استفاده از ترکیبی از آرماتور تقویتی دیوار و میلگردهای انتظار ، تامین شود. هنگامی که عنصر عمودی قبل از ریختن دیافراگم شکل بگیرد، یک اتصال سرد در سطح دیوار به وجود می آید(شکل 7-4b). در این مورد دوم، طراحی میلگردهای انتظار جهت مقاومت در برابر برش از طریق اصطکاک برشی از میان اتصال سرد بسیار مهم است. ACI 318 §18.12.10.1 لازم می داند تمامی اتصالات سازه ای، تمیز، عاری از شیرهٔ بتن(laitance) ، و همچنین به عمد با دامنه کامل تقریباً $1/4$ اینچ (6 mm) زبر وخشن کاری شوند. از سوی دیگر، بعضی مهندسین کلیدهای برشی تعیین می کنند. هنگام طراحی آرماتور برش اصطکاکی، اثرات خارج از صفحگی (ناشی از بارهای ثقلی) و درون صفحه ای (ناشی از بارهای لرزه ای)، می بایست توسط ترکیب بار مناسب ترکیب شوند. اتصالات بین دیافراگم و عناصر عمودیِ سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای

نیز می بایست قادر به مقاومت در برابر نیروهای مرتبط با بارگذاری خارج از صفحهٔ عناصر عمودی باشند. در جائی که از روش نیروی جانبی معادل یا تحلیل طیف بازتاب مودال استفاده می شود، اثرات متعامد با استفاده از قاعدهٔ 30%-100% ترکیب می شوند، به طوری که تنها 30 درصد از نیروی لرزه ای خارج از صفحه هم زمان با انتقال برش-اصطکاک دیافراگم لحاظ می شود.



شکل 4-7. آرماتور برشی، آرماتور کلکتور، و آرماتور برش اصطکاکی

7.5 موارد خاص

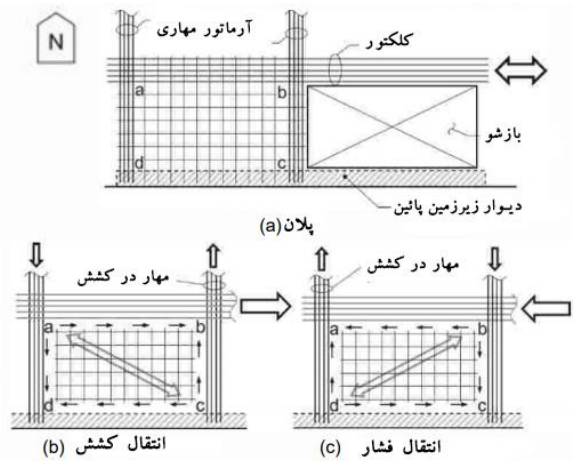
7.5.1 بازشو های مجاور به عناصر عمودی

الزامات معماری گاهی ایجاد بازشوها مجاور به دیوارهایی که بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای هستند را لازم می داند. این موضوع می تواند چالش هایی در انتقال نیرو صورت دهد، به خصوص در سطوح تراس جایی که ممکن است نیاز به انتقال نیروهای بزرگ در آن باشد. رویکرد مطلوب کار با معمار جهت طرح مکان های بازشو به شکلی است که با نیروهای انتقالی بزرگ تداخل نداشته باشند. در جایی که از ایجاد بازشو ها در مکان های بحرانی نمی توان اجتناب کرد، گاهی می توان راه حل های اجرایی طراحی کرد.

شکل 6-4 انتقال نیرو از دیوار برشی به دیوار زیرزمین را نشان می دهد که در آن دو دیوار توسط یک بازشوی بزرگ در دیافراگم از هم جدا شده اند. شکل 7-5 چگونگی جزئیات آرماتورگذاری در بخش دیافراگم سمت چپ بازشو را نشان می دهد.

برای کلکتور در کشش، می توان با فرض جریان برشی یکنواخت بین کلکتور و بخش دیافراگم در امتداد خط از نقطهٔ a به نقطهٔ b ، که منجر به تنش های برشی که بر بخش دیافراگم عمل می کنند می شود، همان گونه که در شکل 7-5b نشان داده شده. تعادل خمشی در این بخش نیازمند تنش های برشی برابر در امتداد وجه از نقطهٔ a به نقطهٔ b، در امتداد وجه از نقطهٔ b به نقطهٔ c، در امتداد وجه از نقطهٔ c به نقطهٔ d، و در امتداد وجه از نقطهٔ c به نقطهٔ d می باشد. جهت مقاومت در برابر این برش وارده، آرماتور برشی که رابطهٔ ACI 318 18.12.9.1 را بر آورده سازد، به طور یکنواخت در دو جهت مورد نیاز است.

دیوار زیرزمین نیز می بایست در امتداد خط از نقطهٔ c به نقطهٔ d برای برش اعمال شده در امتداد آن طول به صورت موضعی آرماتور گذاری و تقویت شود. لبهٔ بخش دیافراگم از نقطهٔ b به نقطهٔ c نیازمند یک مهار کششی (tension tie) جهت بردن یا تحمل تنش های برشی در امتداد لبه می باشد؛ مهار کششی می بایست به داخل دیافراگم مجاور توسعه داده شود. یک واکنش فشاری نزدیک نقطهٔ a شرط تعادل را کامل می کند. عملکردی مشابه امّا معکوس برای کلکتورهای در فشار رخ می دهد (شکل 7-5c).

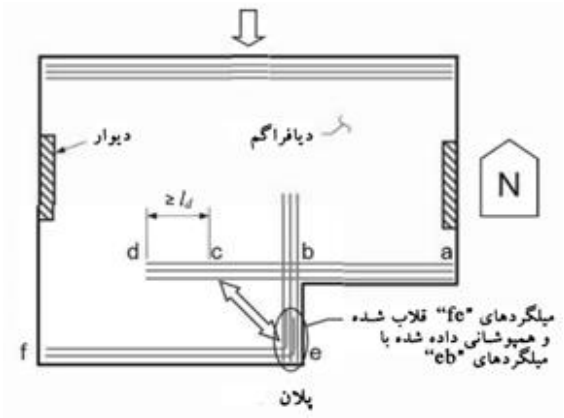


شکل 7-5. تقویت جهت انتقال نیروی کلکتور اطراف بازشو

7.5.2 گوشه های رو به داخل[۴] Re-Entrant Corners

در گوشه های رو به داخل دیافراگم، مانند آنچه در شکل 6-7 نشان داده شده، هم یال کششی(tension chord) از نقطهٔ a به نقطهٔ d در عرض کل دیافراگم می تواند امتداد یابد، یا همان گونه که در شکل آمده، در بخش هایی که در لبهٔ دیافراگم امتداد دارند، می توان یال را ایجاد کرد. مدل خرپائی (strut and tie model) جهت تعریف نیروهای طراحی در ناحیهٔ محدود شده توسط نقطهٔ b، نقطهٔ c، و نقطهٔ e می تواند استفاده شود. همان طور که نشان داده شده است، مولفهٔ افقی نیروی یال در نقطهٔ c از طریق یک پشت بند (strut) فشاری قطری می تواند به نقطهٔ e منتقل شود. میلگردهای یال در نقطهٔ c می بایست طول مهاری فراتر از گره در نقطهٔ c داشته باشند. هر دو آرماتور تقویت شمالی–جنوبی (NS) و شرقی–غربی(EW)، جهت ایجاد مهاری نیروها در گره، می بایست از گره در نقطهٔ e با قلاب های همپوشان امتداد داده شوند. نهایتاً، طراحی یال کششی بین نقطهٔ e و نقطهٔ f می تواند بر اساس ممان متناظر و عمق موثر باشد. مولفهٔ NS پشت بند فشاری قطری در نقطهٔ c ، توسط فشار در دیافراگم مجاور می تواند مقاومت شود. با این وجود ، همان طور که توسط این راهنما توصیه شده، در هر کجا که از مدل های خرپائی (strut-and-tie) استفاده می شود، ، نسبت فولادی NS برابر یا بیشتر از 0.0025 می بایست در این ناحیه تامین شود.

۴.گوشه های رو به داخل، به هر گوشهٔ داخلی که زاویه ۱۸۰ درجه یا کمتر را شکل دهد گفته می شود. در یک جسم صلب که تحت بارهای داخلی و خارجی است، گوشه های رو به داخل ایجاد تمرکز تنش های بزرگی می کند. اگر آن جسم صلب بتن باشد، که در فشار قوی و در کشش ضعیف است، به طور حتم منجر به ترک می شود که تقریبا در ۱۳۵ درجه از گوشه منتشر می شود.م



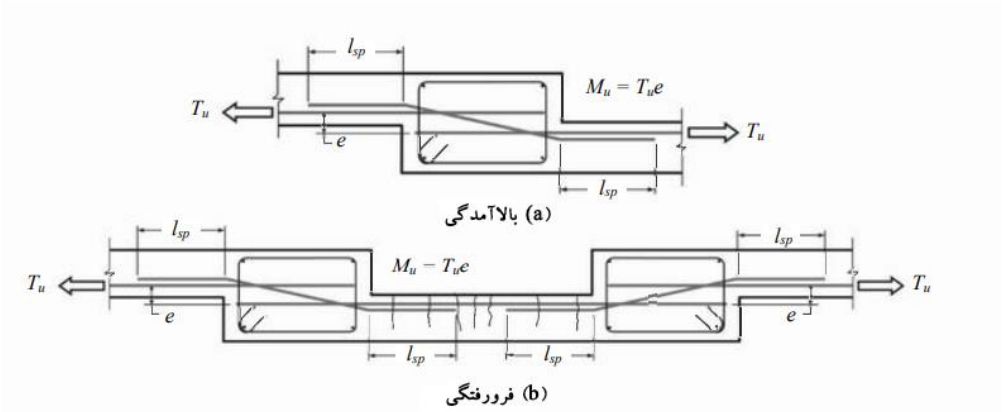
شکل 6-7. آرماتورگذاری مرتبط با گوشه های رو به داخل

7.5.3 بالاآمدگی ها و فرورفتگی ها Steps and Depressions

در جائی که بر آمدگی یا فرورفتگی واقع شده، جهت انتقال نیروهای طراحی از میان آفست، می بایست آرماتور تقویت ارائه شود. شکل 7-7 آرماتور کلکتور را که از میان فرورفتگی و بالاآمدگی عبور می کند نشان می دهد. شکل 7-7b ترک خمشی فرورفتگی که می تواند ناشی از بارگذاری خارج از مرکز باشد را نشان می دهد.

تا جایی که امکان پذیر است، جهت به حداقل رساندن خروج از مرکزیت بر دوطرف مقابل برآمدگی در هنگام کشش، می بایست آرماتور کلکتور قرار داده شود. اگر کلکتور نیز فشار منتقل می کند، خروج از مرکزیت توسط ابعاد ناخالص آفست تعیین می شود. اگر آرماتور کلکتور را نمی توان مستقیم قرار داد، می توان آن را خم کرد یا میلگردهای خم شده را با میلگردهای اصلی اتصال داد. نیروی عمودی ایجاد شده توسط میلگردهای آفست می بایست توسط پایه های خاموت (hoop legs) مقاومت شود. برای مقررات مشابه از میلگردهای آفست ستون به ACI 318§10.7.6.4 مراجعه شود. به علاوه، هر خروج از مرکزیتی در میلگرد کلکتور خمش T_{ue} ایجاد می کند که می بایست در داخل سازه رفع شود. اگر دیواری در این مکان در جهت عمود بر کلکتور باشد، دیوار ممکن است قادر باشد ممان را با خمش خارج از صفحه مقاومت کند.

از سوی دیگر، قسمت همپوشانی شدهٔ بالاآمدگی را جهت انتقال ممان از طریق پیچش به ستون های مجاور، می توان به عنوان یک تیر تقویت کرد، اگرچه به دلیل پیچ خوردگی بزرگی که می تواند مرتبط با پیچش باشد و به دلیل جزئیات آرماتورگذاری دشوار، می تواند مشکل ساز شود. اگر دیافراگم برش را در عرض بالاآمدگی انتقال می دهد، آرماتور خاموت می تواند برش اعمال شده را از طریق برش اصطکاکی در خط اتصال، مقاومت کند. دیافراگم های دندانه ای (sawtooth)، که در آن تمامی دیافراگم پله ای است، در صورتی که یال یا کلکتور می بایست از میان بالاآمدگی عبور کنند، مشکلات آشکاری ایجاد خواهد کرد.



شکل 7-7. آرماتور تقویتی کلکتور، عبور کرده از میان بالاآمدگی و فرورفتگی

7.5.4 امتداد کلکتورها به داخل دیافراگم ها

کلکتورها، بسته به مسیر بار فرض شده، می توانند کل عمق دیافراگم یا بخشی از عمق دیافراگم امتداد داده شوند. برای اطلاعات بیشتر بر تحلیل دیافراگم به بخش 6 مراجعه شود. در جایی که نیروها از یک عنصر عمودی به سطح انتقال، منتقل می شوند، در بعضی مواقع طول کلکتور بر اساس طول مورد نیاز جهت انتقال نیروهایش به داخل دیافراگم انتخاب می شود. در بیشتر موارد، طول مورد نیاز کلکتور برابر است با نیروی انتقال کل، تقسیم شده بر مقاومت برشی در واحد طول دیافراگم. با این رویکرد، کشش در کلکتور به صورت خطی در امتداد طول آن کاهش می یابد.

روش معمول، قطع یکی بعد از دیگری میلگرد در امتداد طول، با ایجاد مقاومت طراحی است که از نیروی کششی در هر مقطع کمتر نباشد. همان طور که در بخش 6.3 بحث شد، کلکتورهای بلند می تواند مشکل ساز شود.

7.5.5 مهار آرماتور تقویت Reinforcement Development

ACI 318 لازم می داند تمامی آرماتورهای استفاده شده جهت مقاومت در برابر نیروهای کلکتور، برش دیافراگم، یا کشش خمشی،برای f_y درکشش مهار یا وصله(splice) شوند. کاهش در طول مهاری یا وصله برای تنش های محاسبه شدهٔ کمتر از f_y مجاز نمی باشد. اگر از وصله های مکانیکی جهت انتقال نیروها بین دیافراگم و عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای استفاده شده، می بایست مطابق با ACI 318 § 18.2.7.1 از نوع 2 باشند.

8. الزامات اضافی

8.1 مشخصات مصالح

در ACI 318 §19.2 حداقل مقاومت فشاری مشخصه f'_c را برای بتن سازه ای شامل دیافراگم ها 2,500 psi (17MPa) لازم می داند، اگر چه در اینجا f'_c حداقل 3,000 psi (21 MPa) پیشنهاد می شود. در جائی که دیافراگم ها با بخش هایی از قاب ویژۀ خمشی یا دیوارهای برشی برای سازۀ اختصاص یافته به طبقه بندی D، E یا F، یکپارچه بتن ریزی می شوند، حداقل f'_c برای آن بخش از دیافراگم 3,000 psi (21 MPa) خواهد بود(ACI 318§19.2). این نکته معمولاً ایرادی ندارد چراکه f'_c از 4,000 تا 6,000 (28 MPa تا 41 MPa) عموماً برای سیستم های کف مشخص شده اند.

برای برخی سازه ها، مقاومت مشخصۀ بتنِ ستون های قاب خمشی یا دیوارهای برشی بیشتر از دیافراگم یا سیستم کف است. در ACI 318 §15.3 که مجاز می داند مقاومت فشاری ستون بتنی 1.4 برابر آنچه برای سیستم کف مشخص شده باشد، تنها برای اعمال در انتقال بار محوری در نظر گرفته شده است و بنابراین به دیوارها یا ستون های سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای نمی بایست اعمال شود. بیشتر دیوارها یا ستون های قاب خمشی در امتداد لبه های دال ساختمان یا در امتداد بازشوها قرار دارند، جائی که بتن در تمامی جهات با بتن مجاور محصور نشده است. علاوه بر این، این عناصر تنش برشی بالایی دارند که می بایست از طریق کف انتقال یابد، و نیازمند مقاومت بالاتری است.

برای دیوارهای برشی، مقاومت بیشتر دیوار را می توان با استفاده از سیستم قالب لغزان (flying form) یا سیستم قالب جهنده (jump form)، برای ساخت دیوار ، قبل از ساخت کف ایجاد کرد. در جائی که بتن برای بخش دیوار یا قاب خمشی از طریق ضخامت سیستم کف، با بتن سیستم کف ریخته شده است تامین می شود، در آنجا می بایست بتن با مقاومت بالاتر ریخته شود(puddle) و همان گونه که برای ستون ها در ACI 318 §15.3.1 و در بخش تفسیر R15.3 شرح داده شده، به مقدار 2 فوت (0.6m) به داخل دال امتداد داده شود.

در جائی که از بتن سبک استفاده شده، اگر بتن دیافراگم نیز بخشی از قاب خمشی ویژه یا دیوار برشی ویژه باشد، مفاد ACI 318 §19.2 اعمال می شود.

طبق ACI 318 §20.2.2.4، مقادیر f_y و f_{yt} استفاده شده در طراحی آرماتور مقاوم در برابر برش، از 60,000 psi (420MPa)، نمی بایست تجاوز کند، به جز برای شبکه آرماتور آجدار جوش شده که نمی بایست از مقدار 80,000 psi (550MPa) تجاوز داشته باشد. هدف الزام کُد، محدود کردن عرض ترک های برشی است.

آرماتور گذاری برای یال ها و کلکتورها توسط الزامات عمومی برای آرماتورهای چسبنده (bonded reinforcement) از ACI 318 فصل 20، به استثناء دو مورد محدود شده اند.

a) در جائی که آرماتور یال یا کلکتور، درون تیر، از جمله بال موثر قاب های خمشی ویژه قرار گرفته باشد، که در نتیجه به صورت آرماتور خمشی تیر عمل خواهد کرد، آرماتور یال یا کلکتور می بایست با ASTM A706، مشخصات استاندارد برای میلگردهای فولادی آجدار و میلگردهای فولادی ساده با آلیاژ پائین برای بتن مسلح (ASTM 2016) ، یا معادل آن، مطابقت داشته باشد.

b) در ACI 318 §12.5.1.5 ، تنش آمده از نیروهای زمین لرزه را به 60,000 psi (420 MPa) برای تاندون های چسبنده محدود می کند. اگرچه تنش در آرماتورهای دیگر کلکتور و یال محدود نشده است، باید به سازگاری تغییر شکلی ما بین یال های کششی، کلکتورها، و دال کف توجه داشت. تنش وکرنش های کششی بالا در کلکتورها و یال ها می تواند منجر به ترک خوردگی بیش از اندازه شود که به داخل دال انتقال یابد. این به نوبهٔ خود می تواند بر مقاومت برشی اثر منفی بگذارد. بنابراین، این راهنما توصیه می کند تنش طراحی مفید برای تقویت به 80,000 psi (550 MPa) محدود شود.

8.2 بازرسی ویژه

دیافراگم های بتن مسلح و یال ها و کلکتورهای آن ، بخشی از سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای هستند. ساخت مناسب دیافراگم ها و عناصر آن برای اطمینان از عملکرد مناسب سازه در حین یک زلزلهٔ بزرگ، از اهمیت بالایی برخوردار است.

در IBC (International Building Code کد بین المللی ساختمان.م) لازم می داند تا متخصص طراحی ساختمان شرحی از بازرسی های ویژه جهت شناسایی بازرسی های مورد نیاز برای ساخت ساختمان تهیه سازد. این راهنما پیشنهاد می کند که بازرسی دیافراگم ها شامل آرماتور گذاری کلکتور و فواصل آرماتور کلکتور، زبری سطح در محل اتصال دیافراگم به دیوار، آرماتور گذاری و فواصل آرماتور در محل اتصال دیافراگم به دیوار، و اتصالات (splices) انجام شود.

بازرس ویژه موظف است کار را برای انطباق با نقشه های طراحی و مشخصات تصویب شده بازرسی کند. طبق IBC§1704، مهندس مسئول پروژه Engineer of Record[۵] می بایست بازرسی های خاص و تست هایی که می بایست صورت گیرد را در شرح بازرسی ویژه تعیین، و به عنوان بخشی از درخواست مجوز ارائه دهد. مستندات قرارداد می بایست مشخص کند که بازرس ویژه گزارشات بازرسی را به مسئولین ساختمان، مهندس مسئول پروژه ، مالک، و پیمانکار ارائه دهد. عدم مطابقت ها می بایست بلافاصله جهت تصحیح به پیمانکار رسانده شده، سپس، در صورت عدم اصلاح، به مرجع طراحی مناسب و مسئول ساختمان رسانده شود. یک گزارش امضاء شدهٔ نهایی مبتنی بر اینکه کارهایی از نظر کارشناس، نیازمند بازرسی ویژه هستند مطابق با نقشه ها و مشخصات تصویب شده و مفاد مرتبط با ساخت از IBC و استانداردهای ارجاع داده توسط آن، تکمیل شده باشد.

8.3 مهار ستون ها به دیافراگم

دیافراگم ها در محل اتصال به ستون، ستون را مهار می کنند. به بخش نیروهای مهاری از بخش 2 مراجعه شود. نیروی مورد نیاز جهت مهار ستون در ACI 318 تعریف نشده است، اما نیروی معادل 2 تا 4 درصد از بار محوری ستون، به طور کل کافی در نظر گرفته می شود. برای ساختمان های بتن درجا ریز با ارتفاع کم و متوسط، این بررسی کمتر صورت می گیرد چرا که مقاومت ذاتی اتصالات دیافراگم به ستون به سهولت این مقاومت را ایجاد می کند. برای ساختمان های بلند با ستون های بزرگ سنگین بارگذاری شده ، این بررسی باید صورت گیرد. برای این ستون ها، بررسی

۵. اصطلاح Engineer of Record (EoR) به طور معمول در امریکای شمالی برای تعریف فرد مسئول جهت فاز های طراحی و ساخت (معماری، طراحی، سیستم برق و تاسیسات و اجرا) یک پروژه استفاده می شود.

دیافراگم باید تنش های اتکائی bearing stress در سطح رویهٔ ستون (سطح محیطی ستون که درون سقف یا دیافراگم قرار گرفته.م)، کافی بودن آرماتور دیافراگم مهار شده به داخل ستون در شرایط لبه ستون، و کفایت مقاومت کمانش دیافراگم جهت مقابله با نیروی مهاربندی را شامل گردد. این الزامات و پیشنهادات همچنین در مورد ساختمان های پیش ساخته با دیافراگم های درجا ریز نیز اعمال می شود.

ستون های مورب نیاز به بررسی دقیق تری از نیروها در محل اتصال دیافراگم به ستون دارند. در بالا و پائین بخش مورب ستون، یک مولفهٔ افقی از نیروی وارده به دیافراگم می باشد که دیافراگم می بایست در برابر آن مقاومت کند و آنرا به عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای انتقال دهد (شکل 1-2). بزرگی این مولفهٔ افقی به زاویهٔ شیب ستون بستگی دارد. در جائی که از نظر معماری امکان پذیر است، زاویهٔ شیب ستون از راستای عمود نباید از 15^o بیشتر باشد(نسبت یک به چهار، افق به عمود $\frac{1}{4}$.م). به طور کلی، زوایای شیب بزرگتر توسط کُد ساختمان منع نشده اند، اما رانش های بزرگ دیافراگم، چالش هایی که در تقویت مناسب ستون، دیافراگم، و انصال دیافراگم–ستون وجود دارد می بایست پیش بینی شود. در مواردی که بارهای محوری ستون کم است و زاویهٔ شیب نزدیک به قائم می شود، دال ممکن است قادر باشد در برابر مولفهٔ افقی مقاومت کند. همچنین ممکن است در طبقات میانی جائی که ستون مورب بدون تغییر در جهت از میان طبقات عبور می کند، دال کافی باشد. در این طبقات میانی، تنها نیروی عمودی افزایشیِ اضافه شده به ستون در همان طبقه ایجاد رانش افقی می کند که برای آن می بایست طراحی اتصال صورت گیرد. برای ستون های مورب با بارگذاری زیاد و ستون های با شیب بیشتر از 15^o از محور قائم، ممکن است لازم باشد ضخامت دال را بیشتر کرد یا تیری جهت انتقال رانش از ستون مورب تامین کرد.

8.4 اندرکنش آرماتور دیافراگم با عناصر عمودی

آرماتور یال و کلکتورِ دیافراگم غالباً داخل تیر که بخشی از قاب خمشی ویژه هستند یا داخل دال مجاور به آن تیرها قرار گرفته اند. این آرماتور احتمالاً از نیروهای کلکتور یا یال به حد مقاومت تسلیم خود در حین زمین لرزه نخواهد رسید، در حالیکه در همین زمان تیر قاب خمشی کاملاً در حال جاری شدن است. با این حال، سازگاری تغییر شکل به طور خاص اشاره به جاری شدن

آرماتور یال یا کلکتور همراه با تیر را دارد (با خمش تیر، آرماتور کرنش خواهد داشت). بنابراین، این آرماتور یال یا کلکتور، مقاومت خمشی تیر را اضافه خواهد کرد. این مقاومت خمشی اضافه شده به عنوان بخشی از مقاومت تیر، هنگام تناسب بندی تیر و ستون برای رسیدن به الزامات ستون قوی- تیر ضعیف ACI 318§18.7.3 می بایست در نظر گرفته شود. اگر آرماتور یال یا کلکتور در داخل تیر قرار داده شده، مقاومت خمشی اضافه شده، هنگام تعیین مقاومت خمشی احتمالی به کار رفته جهت محاسبهٔ نیروی برشی طرح برای تیر، چنانکه الزام ACI 318 §18.6.4 است و هنگام تعیین الزامات مقاومت مفصل تیر–ستون، باید گنجانده شود.(یک تفسیر محدود از مفاد ACI 318 این است که اگر این آرماتور به جای داخل جان تیر، در عرض موثر بال تیر قرار گرفته باشد نیازی به اضافه کردن این آرماتور در محاسبات مفصل برشی تیر و تیر- ستون نمی باشد ؛ با این حال، رویکرد ارجح این است که در تمامی موارد جائی که در داخل عرض موثر تیر قرار داده شده، گنجانده شود.) هنگام طراحی تیرهای همبند(کوپله) برای دیوارهای برشی مطابق با ACI 318 §18.10.7.1 ، ملاحظات مشابهی را باید در نظر داشت.

نیروهای فشاری یال یا کلکتور نیز می تواند مقاومت خمشی تیرها را افزایش دهد چرا که نیروی محوری احتمالاً زیر نقطهٔ تعادل است. در تعیین نیروی فشاری یال جهت اضافه کردن به تیر، احتمالاً تنها 30 درصد از نیروی یال مورد نیاز است چرا که نیروی یال معمولاً توسط نیروهای زمین لرزه متعامد بر نیروهای بار گذاری شده بر قاب خمشی ایجاد می شود. نیروهای کلکتور که بر تیر ها عمل می کند احتمالاً توسط همان نیروی زمین لرزه که قاب خمشی را بارگذاری می کند ایجاد می شوند. بنابراین، هنگام طراحی تیر، احتمالاً 100 درصد از نیروی کلکتور لازم است در نظر گرفته شود. ملاحظات مشابه به نیروهای کششی کلکتور و یال اعمال می شود. این نیروهای محوری می بایست هنگام ارزیابی الزامات ستون قوی- تیر ضعیف و هنگام تعیین نیروی برشی طراحی تیر و نیروی برشی طرح در نظر گرفته شوند. ملاحظات مشابه به طراحی قاب های خمشی میانی نیز اعمال می شود.

کلکتورها و یال ها به گونه ای طراحی می شوند که تحت کشش و فشار محوری واکنشی خطی داشته باشند، اما هنگامی که این عناصر به مرز دیوارهای برشی وارد می شوند، در حین زمین لرزه هنگامی که دیوار ها به عقب و جلو حرکت گهواره ای دارند ممکن است در معرض خمش قابل

توجهی قرار گیرند. در صورت امکان، جهت به حداقل رساندن تسلیم خمشی محل قرار گرفتن آرماتور تقویت این عناصر می بایست مشخص شود. این کار ممکن است با استفاده از عضوهای کم عمق تر یا با قرار دادن آرماتورهای تقویت اصلی کلکتور یا یال در نزدیکی عمق- میانی صورت گیرد. برای سازه های اختصاص داده شده به طبقه بندی طراحی لرزه ای D، E، یا F ، جهت بهبود ظرفیت فشاری بتن و مقاومت کمانش آرماتور، استفاده از آرماتورهای عرضی محصور کننده در این مکان ها توصیه می شود.

9. مشکلات مربوط به جزئیات و ساخت

9.1 آرماتورگذاری دیافراگم

بسیاری از دال های بتنی به گونه ای طراحی شده اند که دارای یک شبکه (mat) زیرین پیوسته از آرماتور به طور یکنواخت توزیع شده هستند. به همین دلیل، آرماتور عرضی ارائه شده جهت مقاومت برشی دیافراگم معمولاً در mat زیرین گنجانده شده است. در دیافراگم هایی که به شدت آرماتور بندی شده اند ،که دال های ضخیمی هستند، اغلب یک شبکه پیوسته از آرماتور در زیر و بالا ایجاد شده است. طراحان می بایست وصلهٔ پوششی(lap splice) و طول مهاری مورد نیاز آرماتور را در اسناد ساخت مشخص سازند، چرا که ممکن است الزامات پوشش و مهار آرماتور دیافراگم بیشتر از آنچه مورد نیاز دال هایی که تنها بار های ثقلی را نگه داری میکنند باشد.

در دال های پس تنیده شده (post tension)، موقعیت آرماتورهای دیافراگم می بایست با موقعیت کابل های پس تنیده ه و مهار بندهای مرتبط هماهنگ شود. تعیین لایه هایی درون عمق دال برای آرماتور دیافراگم و کابل های پس تنیده شده یک روش موثر جهت به حداقل رساندن این تداخل است. در صورت استفاده از این رویکرد، طراحی دال می بایست موقعیت اصلی لایه های آرماتور را در نظر داشته باشد

. به طور معمول شبکه های جوش شده از مفتول(welded wire fabric)در تقویت دیافراگم دال های در جا ریز مورد استفاده نیستند، چرا که در تقویت ایجاد شده برای بارهای ثقلی از آرماتورهای تقویتی استاندارد استفاده می شود. معمولاً استفاده از شبکه های جوش شده از مفتول برای تقویت دیافراگم، محدود به دال های لایهٔ رویه (topping) بر روی سیستم های بتنی پیش ساخته یا بر روی عرشهٔ فولادی است.

9.2 جزئیات کلکتور و یال

آرماتور کلکتور و یال اغلب در میانهٔ عمق دال قرار می گیرد. در سازه های اختصاص یافته به طبقه بندی طراحی لرزه ای D، E یا F، ACI 318 فاصلهٔ مرکز به مرکز حداقل $3d_b$، ، و نه کمتر از 1.5

اینچ (38 mm)، و پوشش کامل بتن رویه حداقل $2.5d_b$، و نه کمتر از 2 اینچ (50 mm) را لازم می داند. در غیر این صورت آرماتور عرضی لازم است.

اتصالات آرماتور کلکتور به عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای اغلب نواحی متراکمی هستند. در بسیاری از موارد، لازم است آرماتورهای متعدد با قطر بزرگ، به داخل نواحی مرزی محصور شدهٔ دیوارهای برشی، همان طور که در شکل 9-1a نشان داده شده، توسعه یابند. طراحان برای اطمینان از وجود فضای کافی می بایست این اتصالات را به طور دقیق مطالعه کنند. در بسیاری از موارد، نیاز به ازدیاد ضخامت دال یا تیر برای جا دادن جزئیات آرماتوربندی در این اتصالات است. شکل 9-1b تیری را نشان می دهد که جهت جا دادن آرماتور کلکتور ایجاد شده، اما همچنان ممکن است تراکم آرماتور مانع بتن ریزی و عملکرد نهایی گردد. طراحان همچنین عمق دال ایجاد شده را در محل تلاقی کلکتورهای بزرگ باید در نظر داشته باشند. چندین لایه از آرماتورهای تقویت قطر بزرگ می تواند منجر به تراکم بیش از حد شود. همچنین، طراحان باید از مکان های تلاقی کلکتور با آرماتور طولی تیر بتنی آگاه باشند.

(a) اتصال کلکتور به ناحیهٔ مرزی دیوار برشی

(b) تیر برای کلکتور بزرگ

شکل 1-9. جزئیات کلکتور

کلکتورهای بلند، مانند آنچه در شکل 2-9 نشان داده شده، می تواند با سر جمع کردن کرنش ها در طول خود، موجب جابجایی شود که با فرضیات مدل سازی یا ظرفیت تغییر شکل پذیری اجزای همجوار سازگار نباشد. طراحان جهت کاهش کرنش و ازدیاد طول مرتبط با کلکتور، می توانند آرماتور کلکتور اضافی در نظر بگیرند. علاوه بر این، ایجاد آرماتور محصور کننده نیز می تواند شکل پذیری بتن را موضعی افزایش دهد، اما مشکلات احتمالی مرتبط با هر گونه تغییر شکل ناسازگار را بر طرف نخواهد کرد. طراحی مجدد سیستم انتقال نیرو نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

در مواردی که آرماتورکلکتور (یا یال) در محلی که با تیرتلاقی دارد الزامی است، آرماتور یال می تواند داخل تیر قرار داده شود. آرماتور عرضی تیر، اگر به درستی جزئیات بندی شده باشد، می تواند به شکل کلکتور (یا یال) محصور کننده نیز عمل کند. اگر آرماتور یال کاملاً داخل عرض تیر قرار نگیرد، در اینصورت عمق موثر دیافراگم باید بر اساس توزیع و مکان واقعی آرماتور یال باشد.

شکل 2-9. کلکتور بلند با آرماتور محصور کننده

9.3 محصور شدگی confinement

در کلکتورها یا عناصر دیگر انتقال دهندهٔ نیروهای محوری اطراف بازشو ها یا دیگر نا پیوستگی ها، ممکن است نیاز به آرماتور عرضی (محصورکننده) باشد. ابعاد قلاب لرزه ایseismic hook مورد نیاز گاهی می تواند جزئیات آرماتور بندی را در عمق های معمول دال مشکل سازد. اگر در مورد تراکم آرماتور نگرانی وجود دارد، طراحان می توانند با ازدیاد عرض کلکتور درون دال یا ازدیاد ضخامت دال تا جایی که تنش های فشاری به اندازه ای پائین باشد که نیازی به محصور شدگی نباشد. متناوباً، جهت سهولت جزئیات محصور شدگی مورد نیاز، می توان تیرهایی با ابعاد کافی اضافه نمود. در جائی که محصور شدگی توسط کُد ضروری نیست، طراح همچنان ممکن است تعدادی آرماتور عرضی را جهت بهبود چقرمگی (toughness) اتصال در نقاط بحرانی اضافه کند. شکل 2-9 و شکل 3-9 نمونه هایی از آرماتور عرضی اضافه شده را نشان می دهند که به شکل قلاب های بسته نیستند، با این حال باعث بهبود رفتار کلکتور می شوند.

9.4 انتقال برش

انتقال برش بین دیافراگم ها و عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای را به روش های مختلف می توان صورت داد. برای انتقال نیروها در امتداد طول عنصر عمودی می توان آرماتور برش- اصطکاکی ایجاد کرد. در مواردی که عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای قبل از دال ، جا گذاری شده اند، یا بالعکس، برای دستیابی به ضریب اصطکاک μ معادل با 1.0، استفاده از کلیدهای برشی می بایست در نظر گرفته شود. هیچ روش استانداردی برای استفاده از کلیدهای برشی وجود ندارد. به عنوان مثال، برای دالی با ضخامت (200 mm) 8 inch، کلیدهای برشی ممکن است(20 mm) $\frac{3}{4}$ $inch$ عمق x (90 mm) $3\frac{1}{2}$ $inch$ ارتفاع x 8 inch عرض، و با فواصل(300 mm) 12 inch در مرکز، درون ضخامت دال قرار گرفته باشند.

آرماتور برش – اصطکاکی می بایست در هر یک از صفحات بحرانی خرابی نصب شود، و طراح باید موقعیت درز اجرایی (construction joint) را هنگام انتخاب μ در حین طراحی در نظر داشته باشد. نیروهای فشاری کلکتور، از طریق تماس مستقیم در انتهای دیوار ها می تواند انتقال یابد. یک مساحت مؤثر مناسب از باربری دال باید در نظر گرفته شود، و تنش های فشاری در دال می بایست جهت تعیین اینکه آیا محصور شدگی لازم است یا خیر مورد ارزیابی قرار گیرند.

نیروهای کششی می توانند از طریق آرماتور کلکتور که در هر دوی دیافراگم و عنصر عمودی مهار شده است، منتقل شوند. طول کلکتورهای کششی داخل دیافراگم، باید توزیع تنش برشی فرض شده و همچنین مقاومت برشی دیافراگم را در نظر بگیرد. طول آرماتور داخل عنصر عمودی، باید جهت انتقال کامل نیرو به عنصر عمودی کافی باشد.جهت اطلاعات بیشتر بر انتقال نیرو از دیافراگم به عنصر عمودی به بخش 6.8 مراجعه کنید.

9.5 وصله های مکانیکی Mechanical Splices

آرماتورهای تقویتی دیافراگم و کلکتور با قطر بزرگ، معمولاً با استفاده از کوپلرهای(اتصال دهنده) (coupler) مکانیکی وصله می شوند. از آنجا که وصله های پوششی میلگردهای No.14 (میلگرد 43mm.م) و بزرگترتوسط ACI 318 منع شده است، کوپلرهای مکانیکی الزامی است. برای میلگردهای با قطر کوچکتر، جهت کاهش تراکم آرماتور درون دال، می توان وصله های

مکانیکی به کار برده شود. وصله های مکانیکی استفاده شده جهت انتقال نیروها بین دیافراگم و عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای، طبق ACI 318 §18.2.7.1 باید از نوع 2 باشد. کوپلرهای مکانیکی در نظر گرفته شده برای یک پروژه، می بایست دارای تائیدیهٔ فعلی ICC باشند. جزئیات و قرارگیری، می بایست پوشش مورد نیاز بر روی بدنهٔ کوپلر که قطری بزرگتر از قطر میلگردهایی که کوپل می شوند را دارد، مشخص کند.

بسیاری از پیمانکاران ترجیح می دهند عناصر عمودی سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه ای پیش از دال ها تصب شود. وصلهٔ مکانیکی و ابزارهای مهاری، این روش های ساخت را سهولت می بخشند. کوپلرهای form-face مورد تائید معمولاً جهت مهار آرماتور کلکتور و آرماتور برش- اصطکاکی استفاده می شوند. طراحان باید به سایز کوپلرها توجه داشته باشند چرا که معمولاً نسبت به میلگردی که مهار می شود بزرگتر هستند. شکل 4-9 اتصالات آرماتور برش- اصطکاکی به دیوار برشی، با استفاده از کوپلرهای مورد تائید form-face را نشان می دهد.

شکل 4-9. کوپلر form-face جهت مهار میلگرد انتظار

9.6 لوله ها و سرویس های مدفون در بتن

جاسازی لوله های برقی، غلاف لوله کشی، و سایر لوازم داخل دال بتن مسلح یک روش معمول است. شکل 5-9 نمونه ای از لولهٔ جاساز شده درون دیافراگم بتن مسلح درجا ریز را نشان می دهد. این نمونه افراطی به نظر می رسد، اما شرایط مشابه اغلب وجود دارد.

شکل 5-9. لولهٔ جاساز شده

طراحان می بایست این اقلام و اقلام مشابهی که می تواند موجب کاهش مقاومت و سختی دیافراگم شود را در نظر بگیرند. جزئیات معمول که محدودیت ها در قرارگیری لوله ها و سرویس های جاسازی شده و آرماتورهای مکمل مرتبط را نشان می دهد می تواند کمک کننده باشد، اما اغلب جهت پوشش بسیاری از شرایط که در پروژه رخ می دهد کافی نیست. مشخصات یا یادداشت های عمومی می بایست محدودیت های الزامی خاص را شناسایی کند؛ برای مثال، در ساخت پس تنیدگی، اینکه لوله ها یا اقلام جاسازی شده دیگر نباید پروفایل عمودی تاندون ها را جابه جا کنند می تواند الزامی باشد. اسناد قرارداد باید پیمانکار را ملزم به ارائهٔ نقشه های دقیق از لوله ها و سرویس های جاساز شدهٔ دیگر، پیش از بتن ریزی کند. این به طراح اجازه می دهد تا زمان لازم جهت بررسی تاثیر بر دیافراگم و ارائهٔ دستورالعمل های جایگزین، از جمله آرماتورهای بیشتر را در صورت لزوم بدهد. جلسات پیش از شروع ساخت می تواند این فرصت را برای طراح فراهم سازد تا قبل از شروع کار، قرارگیری و الزامات آرماتور ها را با جزئیات مورد بررسی قرار دهد.

محل اقلام غیر سازه ای جاسازی شده درون دال نیز باید با توجه به چیدمان کلکتور صورت گیرد. در بسیاری از موارد تداخل بین اقلام سازه ای و غیرسازه ای می تواند مشکل ساز باشد. شکل 6-9 تداخل در یک جز غیرسازه ای جاسازی شده در مسیر آرماتور کلکتور را نشان می دهد.

شکل 6-9. تداخل بین موقعیت آرماتور کلکتور و جزء غیر سازه ای

9.7 محل درزهای اجرایی

درزهای اجرایی موجب ایجاد صفحات تضعیف شده ای درون دیافراگم می شوند. همچنین می توانند بر مهاری و وصله های آرماتور تاثیر بگذارند. در صورت لزوم، جهت حفظ پیوستگی دیافراگم در برش، می توان در درزهای اجرایی، آرماتور برش – اصطکاکی استفاده کرد. تاثیرات پیوستگی و مهاری آرماتور یال و کلکتور بر درزهای اجرایی نیز باید درک شود. همانند آنچه برای لوله ها صدق می کرد، جزئیات نمونه، محدودیت ها، و دستورالعمل باید به وضوح در اسناد قرارداد ذکر شوند، و اینکه همچنین پیمانکار را موظف به ارائهٔ جزئیات نقشهٔ چیدمان درزهای اجرایی قبل از بتن ریزی بکند.

10. مراجع

ACI (2011). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R14), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI (2014). Building code requirements for structural concrete, (ACI 318-14), and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R14), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ASCE (2010). Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2016). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASTM (2016). Standard specification for deformed and plain low-alloy steel bars for concrete reinforcement, ASTM A706 / A706M-16, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Chopra, A.K. (2005). Earthquake dynamics of structures: A primer, Second Edition, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

Corley, W.G., Cluff, L., Hilmy, S., Holmes, W., and Wight, J. (1996). Concrete parking structures, Earthquake Spectra, Vol. 12, No. S1, pp. 75-98.

Deierlein, G., Reinhorn, A.M., and Willford, M. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design, NIST GCR 10-917-5, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Fleischman, R.B., Farrow, K.T., and Eastman, K. (2002). Seismic performance of perimeter lateral system structures with highly flexible diaphragms, Earthquake Spectra, Vol. 18, No. 2, pp. 251-286.

ICC (2015). International Building Code, International Code Council, Washington, DC.

LATBSDC (2014). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.

Nakaki, S.D. (2000). Design guidelines for precast and cast-in-place concrete diaphragms, EERI professional fellowship report, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

PEER (2010). Guidelines for performance-based seismic design of

tall buildings, PEER Report 2010/05, prepared by the TBI guidelines working group, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.

Rodriguez, M.E., Restrepo, J.I., and Blandón, J.J. (2007). Seismic design forces for rigid floor diaphragms in precast concrete building structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 11, pp. 1604-1615.

Sabelli, R., Pottebaum, W., and Dean, B. (2009a). Diaphragms for seismic loading, Part 1, Structural Engineer, January, pp. 24-29.

Sabelli, R., Pottebaum, W., and Dean, B. (2009b). Diaphragms for seismic loading, Part 2, Structural Engineer, February, pp. 22-23.

SEAOC (2005). Using a concrete slab as a seismic collector, Seismology and Structural Standards Committee, Structural Engineers Association of California, April, Sacramento, CA.

SEAOC (2009). Concrete parking structures, The SEAOC blue book: Seismic design recommendations, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.

SEAOC (2010). Seismic design of concrete parking structure ramps, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, STRUCTURE, July, pp. 8-10.

Shakal, A.F., Huang, M.J., Darragh, R.B., Brady, A.G., Trifunac, M.D., Lindvall, C.E., Wald, D.J., Heaton, T.H., and Mori, J.J. (1995). Recorded ground and structure motions, Earthquake Spectra, Vol. 11, No. S2, pp. 13-96.

11. نکات و اختصارات

A_{cv} مساحت ناخالص مقطع بتن، محدود شده توسط ضخامت دال t و عمق کل h اندازه گیری شده در جهت نیروی برشی مورد نظر

A_g مساحت ناخالص مقطع بتن

A_s مساحت آرماتور کششی طولی پیش تنیده نشده

A_v مساحت آرماتور عرضی برای برش

b_{eff} عرض موثر کلکتور

b_w عرض جان

C_D نیروی فشاری ضریبدار کلکتور که مستقیماً به لبهٔ عنصر عمودی منتقل می شود

C_u نیروی فشاری ضریبدار در مقطع

$C_{u,max}$ حداکثر مقدار C_u

C_v نیروی فشاری ضریبدار کلکتور که از طریق برش – اصطکاک به عنصر عمودی انتقال یافته

C_{vx} فاکتور توزیع عمودی جهت طراحی نیروهای لرزه ای

d فاصله از فیبر انتهایی فشاری به مرکز آرماتور کششی طولی

D اثر بار مرده

d_b قطر اسمی میلگرد

e خروج از مرکزیت ایجاد شده توسط بالا آمدگی و فرورفتگی ها

E اثر نیروهای زلزله

E_h اثر نیروهای افقی زلزله

e_i فاصلهٔ عمود بین سختی k_i عنصر عمودی i ، نسبت به مرکز صلبیت

E_{mh} اثر نیروهای افقی زلزله شامل فاکتور مازاد مقاومت Ω_o

E_v اثر عمودی زلزله

e_y خروج از مرکزیت نیروی جانبی طرح دیافراگم، نسبت به مرکز صلبیت

f'_c مقاومت مشخصهٔ فشاری بتن

f_{pc} تنش پیش فشردگی موجود جهت مقاومت در برابر اثرات زلزله

f_y مقاومت مشخصهٔ تسلیم آرماتور

f_{yt} مقاومت تسلیم مشخصه f_y آرماتور عرضی

f_t ضریب بار زنده، 0.5 در نظر گرفته شده، به جز برای گاراژها، مکان های اجتماعات عمومی، و تمامی مکانهایی که L بزرگتر از 100 psf باشدکه 1.0 گرفته می شود

F_{px} نیروی طراحی دیافراگم

$F_{px,max}$ حد بالای نیروی طراحی دیافراگم

$F_{px,min}$ حد پائین نیروی طراحی دیافراگم

F_x بخشی از برش پایهٔ لرزه ای ، V، القا شده در سطح x

F_z نیروی دیافراگم در جهت z

h_x ارتفاع بالای پایه تا سطح x

I_e ضریب اهمیت

j ضریب تعریف کنندهٔ بازوی ممان داخلی در عضو مقاوم در برابر گشتاور

J_r ممان اینرسی قطبی سختی عناصر عمودی دیوار

k توان(قوه، نما) توزیع جهت طراحی نیروهای لرزه ای

k_i سختی عنصر عمودی i

k_{iz} سختی عنصر عمودی i در جهت z

l دهانهٔ دیافراگم یا قطعهٔ دیافراگم

l_d طول مهاری در کشش

l_{sp} طول وصله پوششی مورد نیاز در کشش

l_w طول دیوار، یا عنصر عمودی دیگر که در تماس با دیافراگم است

L اثر بار زنده

L_{req} اثر بار زنده کاهش یافته بر اساس سطح بارگیری

M ممان مقطع

M_u ممان ضریبدار مقطع

n شاخص برای سطحی که بالاترین سطح از بخش اصلی ساختمان است

P_o مقاومت اسمی محوری در خروج از مرکزیت صفر

Q_E اثر نیروهای افقی لرزه ای (القا شده بر اثر زلزله)

R ضریب اصلاح بازتاب

R_i نیروی عکس العمل در دیافراگم در عنصر عمودی i

R_i ضریب شکل پذیری موثر برای سیستم

R_s ضریب کاهش نیروی طراح دیافراگم

s فاصلهٔ مرکز به مرکز آرماتور

S اثر بار برف

S_a شتاب pseudo طیف بازتاب، g

S_m مدول مقطع الاستیک

S_n مقاومت اسمی

S_{D1} طرح، 5 درصد میرا شده، پارامتر شتاب طیف بازتاب در پریود 1 ثانیه

S_{DS} طرح، 5 درصد میرا شده، پارامتر شتاب طیف بازتاب در پریودهای کوتاه

t ضخامت دال دیافراگم

T پریود (دوره تناوب) اصلی ساختمان

T_D نیروی کششی ضریبدار کلکتور که مستقیماً به لبهٔ عنصر عمودی منتقل می شود

T_L پریود (دوره تناوب) انتقالی با پریود بلند

T_u نیروی کششی ضریبدار در مقطع

$T_{u,max}$ حداکثر مقدار T_u

T_v نیروی کششی ضریبدار کلکتور، منتقل از طریق برش- اصطکاک به عنصر عمودی

v_u تنش برشی یا نیروی برشی ضریبدار در واحد طول

V نیروی برشی بر مقطع؛ همچنین نیروی جانبی طراحی کل یا برش در پایه

V_n مقاومت برشی اسمی

V_u نیروی برشی ضریبدار در مقطع

V_x برش در سطح x

w_{px} وزن منشعب شده به دیافراگم در سطح X

w_x بخش موثر وزن لرزه ای ساختمان که در سطح x قرار دارد یا به سطح x اختصاص یافته

x سطح مورد بررسی

X یکی از دو جهت متعامد که نیروهای لرزه ای به آن اعمال می شوند، جهت دیگر جهت Y خواهد بود

Y یکی از دو جهت متعامد که نیروهای لرزه ای به آن اعمال می شوند، جهت دیگر جهت X خواهد بود

δ_{max} حداکثر نیروی تغییر مکان جانبی دیافراگم

δ_{wall} تغییر مکان جانبی دیوار

λ ضریب تصحیح جهت منعکس کردن مشخصات مکانیکی کاهش یافتهٔ بتن سبک، نسبت به بتن با وزن معمول، با همان مقاومت فشاری

μ ضریب اصطکاک

ϕ ضریب کاهندهٔ مقاومت

ρ ضریب نامعینی بر اساس میزان نامعینی سازه ای موجود در یک ساختمان

ρ_t نسبت مساحت آرماتور عرضی توزیع شده به مساحت ناخالص بتن، عمود بر آن آرماتور

Ω_o ضریب مقاومت مازاد

12. امتیازات

شکل جلد	با مجوز از فرزاد نعیم
شکل 2-5	با مجوز از Jack Moehle، طراحی لرزه ای ساختمانهای بتن مسلح، ©2014 McGrawHill Education
شکل 3-6	با مجوز از Dominic Kelly
شکل 6-6	با مجوز از .Stephen Harris, Simpson Gumpertz & Heger, Inc
شکل 7-6	با مجوز از Dominic Kelly
شکل 9-1a	با مجوز از Magnusson Klemencic Associates
شکل 9-2	با مجوز از .Stephen Harris, Simpson Gumpertz & Heger, Inc
شکل 9-3	با مجوز از .Stephen Harris, Simpson Gumpertz & Heger, Inc
شکل 9-4	با مجوز از .Magnusson Klemencic Associates
شکل 9-5	با مجوز از .Magnusson Klemencic Associates
شکل 9-6	با مجوز از .Magnusson Klemencic Associates

تصاویری که در اینجا دارای امتیاز نیستند توسط نویسندگان ارائه شده است.