

مثال‌های طراحی کاربردی دیافراگم‌ها

تیرتیغه‌ها و جمع‌کننده‌های بار در سازه‌های بتنی و فولادی

مسائل حل شده

Guid to the Design of Diaphragms, Chords and collectors

Based on the IBC & ASCE 7 codes

Timothy W.Mays . P.E

Bardy K.prasad.S.E

Rafael Sabelli. S.E

مهندس علیرضا صالحین

مهندس نیما اصغری

به نام خدا

تقدیم نامه

با کمال احترام به اساتید گرانقدر مهربانی و اخلاق
جناب آقای حیدر همایونی و سرکار خانم شهبازی
(مهندس علیرضا صالحین)

تقدیم به روح پاک مادر عزیزتر از جانم که آفتاب مهر و
عشقش در قلبم همواره پابرجاست و هرگز غروب نخواهد کرد.
پدر ایثارگرم که همواره پشتیبانی محکم و مطمئن برای من در
زندگی بوده، و برادر مهربانم که همدم و همراه همیشگی من در
زندگی بوده است.
(مهندس نیما اصغری)

مقدمه

سه عضو بسیار مهم در سیستم مقاوم در برابر بار جانبی (**LLRS**) عبارتند از: دیافراگم، وتر دیافراگم که متحمل کشش و فشار ناشی از لنگر خمشی است و تیرهای جمع کننده و انتقال دهنده بار که نیروهای جانبی را از دیافراگم به اعضای مقاوم قائم (دیواربرشی، قاب و غیره) منتقل می کنند. بدون طراحی صحیح دیافراگم، نیروهای جانبی به اندازه کافی در اعضای عمودی مقاوم توزیع نمی شود. از آنجا که وتر و اتصالات، نقش مهمی در برابر بارهای جانبی اعمال شده در طول یک رویداد لرزه ای و در انتقال به میزان کافی در اعضای عمودی ساختمان **LLRS** ایفاء می کنند، بسیار مهم است که وتر و اتصالات به درستی طراحی شود. طراحی صحیح و دقیق دیافراگم و اتصالات به ویژه در سطوح بالاتر طراحی لرزه ای که نیروهای بزرگتر هستند بسیار ضروری می باشد. شناخت این موضوع و آیین نامه های ساختمانی مورد نیاز در طراحی لرزه ای دسته ای خاص از اعضا مانند اتصالات، برای نیروهای طراحی تقویت شده، طراحی می شود. در موارد پیچیده، بسیاری از ساختمان ها دارای بازشو در سقف و کف دیافراگم می باشند که به طور قابل توجهی می تواند روی توزیع نیروی برشی برای تعیین نیروهای وتر و اتصالات تاثیر گذارد. علاوه بر موارد فوق، در نظر گرفتن اثر پیچشی، که در آن دیافراگم انعطاف پذیر نیست، بر پیچیدگی خواهد افزود و در نتیجه تجزیه و تحلیل و طراحی وتر و اتصالات را دشوارتر می کند.

مراجع بسیاری (کتاب، مقاله و راهنما) که در زمینه طراحی سیستم های مقاوم باربر جانبی چاپ شده اند، به جزئیات دقیق نحوه طراحی دیافراگم ها، وتر ها و تیرهای جمع کننده بار اشاره نکرده اند، بلکه فقط حاوی مباحث توضیحی درباره دیافراگم ها بدون هیچگونه جزئیاتی در چگونگی طرح این اعضا می باشند. در این راهنما با پرداختن به نقش دیافراگم، وتر و اتصالات در ساختمان و ارائه نمونه دقیق از چگونگی تعیین نیروهای لرزه ای و نحوه طراحی اعضای مختلفی از سازه واقع در سطح طراحی لرزه ای **B** و **D**، این عیوب را پر کرده است. در این راهنما نیز به موضوع طراحی دیافراگم با دهانه های بزرگ در دیافراگم پرداخته شده است. جزئیات پوشش ها در تمام جنبه های رفتاری دیافراگم، مانند سختی دیافراگم، انعطاف پذیری دیافراگم، توزیع نیرو و غیره بیان شده است. نمونه های طراحی ارائه شده در اینجا در اثر بار لرزه ای، نیروهای جانبی ناشی از باد، بارهای مشابه ای را در دیافراگم، وتر و اتصالات ایجاد می کنند. اگر چه تعیین نیروهای جانبی زمین لرزه و باد متفاوت هستند، اصول اساسی در طراحی دیافراگم، وتر و اتصالات اساساً یکسان هستند.

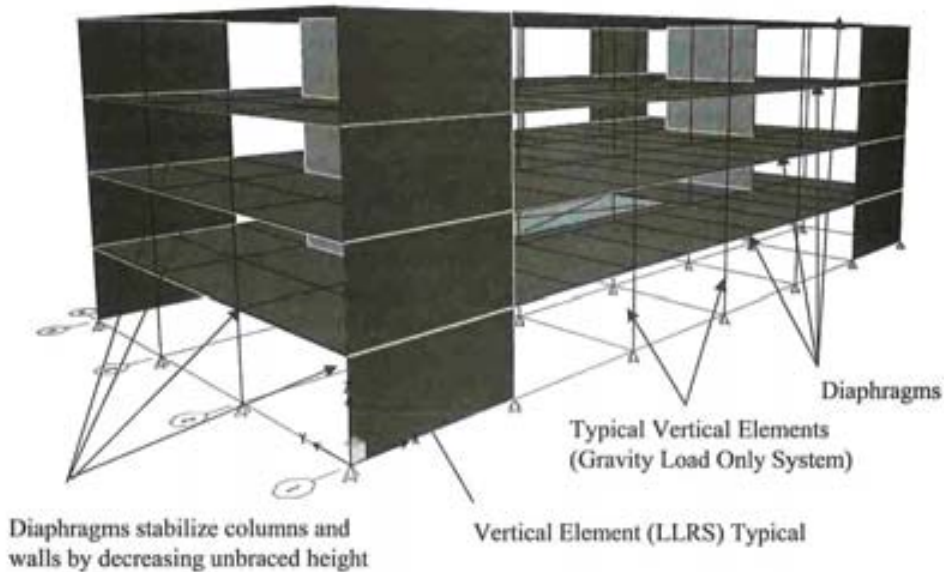
مباحث و نمونه ها در این راهنما بر اساس مفاد استاندارد بین المللی ساختمان ۲۰۰۶ (*IBC*) و حداقل بارهای طراحی برای ساختمان ها توسط انجمن مهندسان عمران آمریکا و دیگر سازه استاندارد (*ASCE / SEI 7-05*) می باشد. با اینکه ۲۰۰۹ *IBC* بر اساس نسخه ۲۰۰۸ استاندارد *ACI 318* می باشد تغییرات جزئی در *ACI 318-05* در رابطه با طراحی ، بتن دیافراگم، وترها و اتصالات وجود دارد. از آنجا مرجع ۲۰۰۹ *IBC*، *ASCE / SEI 7-05* می باشد، نمونه طراحی در این نشریه به خوبی در ۲۰۰۹ *IBC* قابل اجرا هستند. جزییات نمونه های طراحی به صورت زیر ارائه شده است :

ساختمان اداری چهار طبقه بتنی با دیافراگم بتنی، ساختمان چهار طبقه فولادی با تیرها و ستون ها و عرشه فولادی، ساختمان چهار طبقه فولادی مهاربندی شده با تیرها و ستون ها و عرشه فولادی و دیافراگم کف بتنی.

هر نمونه طراحی شامل تجزیه و تحلیل و طراحی دیافراگم، تعیین نیروهای وتر، تعیین نیروهای اتصالات و طراحی برای مقاومت در برابر بارهای ترکیبی محوری و خمشی می باشد. یک نمونه، که جهت طراحی اتصالات می باشد، با استفاده از روش های جایگزین برای طراحی ساختمان های با دیافراگم و تیرهای بتنی، توسط کمیته لرزه ای بتن *SEAONC* توسعه یافته ، در این راهنمای ارائه شده است. افراد زیر در درجه اول در این راهنما، مسئول بوده اند:

مقدمه ای بر دیافراگم ها

نیروهای افقی تولید شده توسط بارهای لرزه ای توسط سیستم کف و سقف ساختمان به اعضای عمودی مقاوم در سیستم (*LLRS*) منتقل می شوند. این عناصر افقی، به صورت لایه ای، نیز جهت مقاومت در برابر نیروی گرانش و بارهای خارج از سطح به کار گرفته می شوند، تا ساختمان قادر به رفتار واحد باشد. دیافراگم در ۲۰۰۶ *IBC* بخش ۱۶۰۲،۱ به عنوان یک بخش افقی و یا سیستم شیب دار برای انتقال نیروهای جانبی به اعضای عمودی مقاوم تعریف شده است. هنگامی که کلمه دیافراگم استفاده می شود، باید شامل سیستم افقی مهاربندی شده باشد. دیافراگم سبب ایجاد سازه ای مقاوم در برابر فروپاشی با توجه به بارهای جانبی اعمال شده توسط زلزله یا باد می شود.

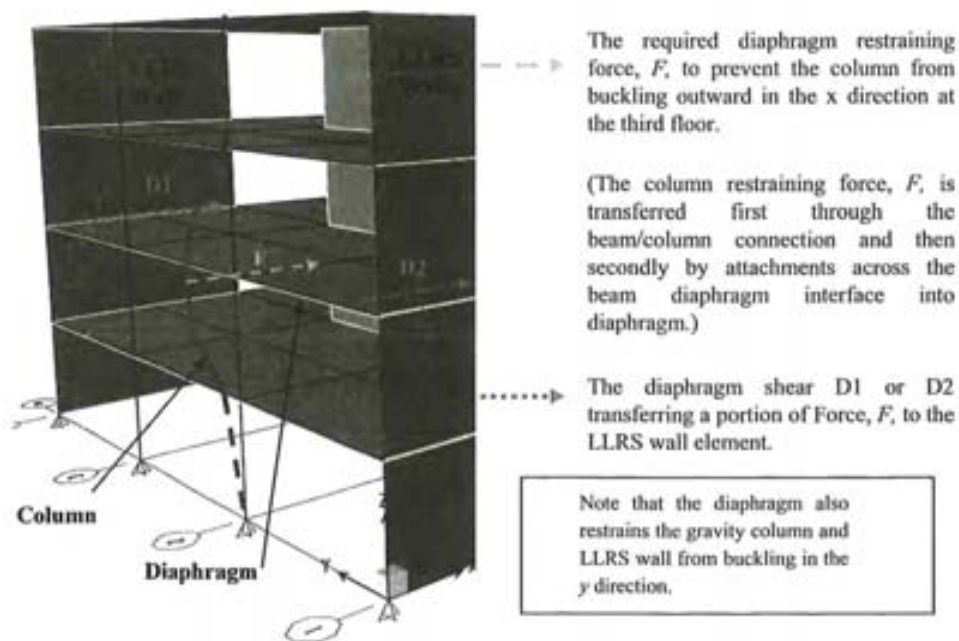


شکل ۱. مثال ساختمان دارای دیوار برشی

این اعضای عمودی، بخشی از سیستم جانبی مقاوم نیست، (تنها بار گرانشی) در اعضای عمودی، متصل به دیافراگم در هر تراز ارتفاعی سازه موجود می باشد (شکل I و II را مشاهده نمایید). (تنها بار گرانشی) در اعضای عمودی مانند ستون ها، می تواند شامل دیوارهایی باشد که بخشی از **LLRS** نیست. همه نیروی گرانشی و **LLRS** اعضای عمودی را دچار کمانش خواهند کرد زمانی که بار محوری به اندازه کافی زیاد باشد. اعضای عمودی که در کل ارتفاع سازه گسترش یافته اند از طریق دیافراگم در سطح پیوسته می باشند. طول کمانش اعضای عمودی از بالای سازه تا فاصله ی بین نقاط اتصال دیافراگم هنگامی که دیافراگم های متعددی بین پای سازه و بالای آن وجود دارد، کاهش می یابد. کاهش طول کمانش در اعضای پیوسته عمودی که تحت بارهای محوری بزرگتر می باشند، افزایش می یابد.

دیافراگم سبب ثبات، مهار نیروی افقی (F) در اعضای عمودی جهت جلوگیری از کمانش وتری در ارتفاع می شود، که در غیر این صورت سبب کمانش می شود، اگر دیافراگم وجود نداشته باشد. اساساً، اعضای عمودی توسط دیافراگم پشتیبانی شده و دیافراگم به نوبه خود به عنوان یک تیر عمل می کند و پوشش جانبی بین اعضای عمودی **LLRS** را برای ثبات کلی در سازه فراهم می کند. دیافراگم و **LLRS** به

جهت کنترل جانبی اعضاء و جلوگیری از کمائش و فروپاشی در طول ارتفاع سازه در برابر نیروی گرانشی، باید هر یک قوی و به اندازه کافی سخت باشند.



شکل ۲. دیافراگم طبقه مهارکننده یک عضو قائم پیوسته از کمائش

دیافراگم چندین عملکرد برای سازه فراهم می کند:

۱. دیافراگم به عنوان یک عضو خمشی سبب انتقال بارهای گرانش (بارهای عمود بر سطح دیافراگم) به اعضاء قاب در هر طبقه / سقف مانند تیرچه ها، تیرها، تیرهای یا ستون می شود.
۲. دیافراگم، هنگامی که به درستی به سطح بالای کف / سقف قاب متصل شود، سبب افزایش پایداری جانبی خمشی تیرچه، تیرها در برابر بارهای گرانشی وارده می شود.
۳. دیافراگم سبب ایجاد ثبات هم در اعضاء عمودی و هم اعضاء **LLRS** زمانی که آنها به لایه کف / سقف متصل هستند، در برابر کمائش میکند.

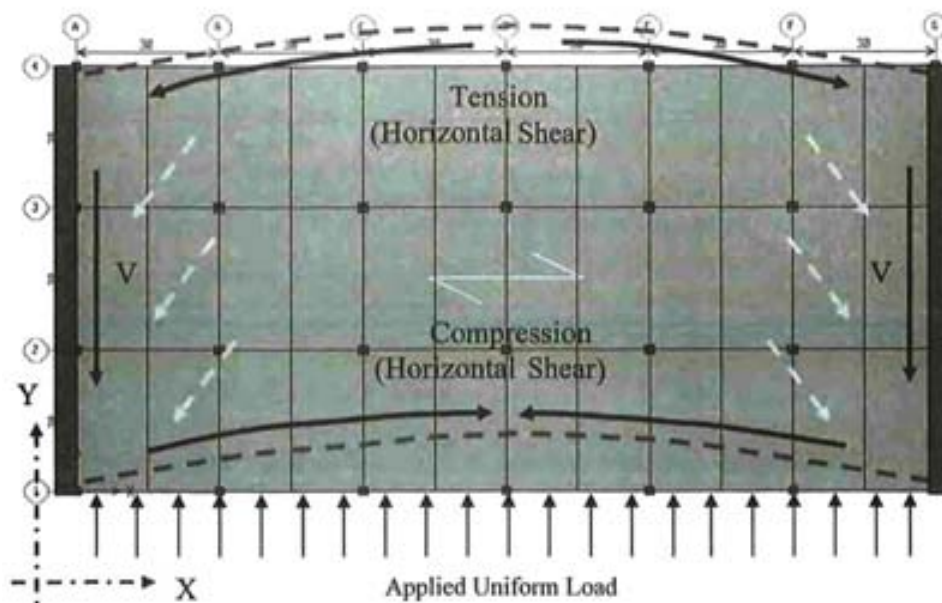
۴. در سازه های سبک ساخته شده از چوب و یا فولاد، دیافراگم حمایت های جانبی در برابر بارهای خارج از سطح را فراهم می کند.

۵. دیافراگم سبب انتقال نیروهای جانبی ناشی از بارهای گرانشی، نیروهای لرزه ای یا باد به ساختار **LLRS** می شود.

سختی دیافراگم

همانطور که قبلاً اشاره شد، دیافراگم، هنگامی که به درستی متصل شود، سبب تقویت ظرفیت خمشی کف / سقف قاب خواهد شد. دیافراگم در مقایسه با سایر عناصر مانند تیرها، ستون ها و غیره نسبتاً نازکتر است. کف / سقف قاب به مقاومت دیافراگم برای مقابله با کمانش خارج از صفحه به دلیل نیروی محوری و نیروهای برشی جانبی وارده به سازه **LLRS** کمک می کند. نمونه هایی از قاب هایی با اعضای سخت با فاصله نزدیک بهم که ممکن است به صورت دهانه بتنی با فاصله ۳۰ اینچ در مرکز سختی دال بتنی یا تیرچه چوبی با فاصله ۱۲ اینچ در مرکز سختی دیافراگم چوبی باشد. به عنوان دیافراگم ضخیم تر (به عنوان مثال دال بتنی دو طرفه)، دهانه معمول بین سقف و کف ، این اعضای پیوسته قاب، سختی کلی دیافراگم را افزایش می دهند.

در شکل **III** ، میزان انحراف دیافراگم بین تکیه گاه ها به علت بارهای جانبی ایجاد شده از نیروهای برشی (به موازات محور **X**) در سطح دیافراگم نشان داده شده است. اغلب بهترین تصور در نظر گرفتن، قاب تک دهانه ، تکیه گاه ساده، لایه چوبی، چسب، انحراف تیر تحت بار اعمال شده و لایه ها تحت نیروی لغزشی به سمت جلو و عقب (برش لغزشی افقی) می باشد، که چسب بین لایه ها مقاومت ایجاد می کند. یک لبه از دیافراگم به علت نیروهای کششی در حال کشش است در حالی که لبه دیگر به دلیل نیروهای فشاری در حال کوچک شدن می باشد. نیروهای خارج از صفحه به وسیله برش به دیافراگم انتهای تکیه گاه، منتقل شده است. اگر دیافراگم از تعداد زیادی اعضای منفرد ساخته شده باشد، نقاط اتصال زیادی برای به وجود آمدن نیروی برشی بین اعضای دیافراگم وجود دارد. به دلیل نیروهای فشاری درون صفحه، پتانسیل کمانش خارج از صفحه اعضای دیافراگم وجود دارد.



شکل ۳. تغییر شکل دیافراگم تحت بار یکنواخت - کشش (برش افقی) - فشار (برش افقی) - بار یکنواخت اعمالی

دیافراگم نازک در برابر کمانش خارج از صفحه ناشی از سختی عضو و تعداد اتصالات دیافراگم (به عنوان مثال: پیچ، پین، جوش) به قاب، مقاومتر می باشد. اندازه کف/ سقف قاب، فاصله و تعداد اتصال دهنده بین دیافراگم و قاب سبب ایجاد سختی درون صفحه ای با کنترل نیروهای خارج از صفحه ناشی از کمانش احتمالی دیافراگم بین اعضای قاب، می شود. در برخی از موارد خاص، کدهای ساختمانی حداکثر فاصله کف / سقف قاب برای انواع خاصی از دیافراگم را جهت کمک به کنترل تغییر شکل داخلی ارائه می دهند، که می تواند منجر به خرابی دیافراگم شود.

ساخت دیافراگم

دیافراگم برای تحمل بارهای تحمیلی به صورت عمود بر سطح (بارهای گرانش) دیافراگم، و همچنین بارهای جانبی وارده به دیافراگم با استفاده از مواد مختلف، طراحی و ساخته می شود. مواد مرسوم مورد استفاده در ساخت و ساز دیافراگم عبارتند از: پوشش چوب، عرشه فلزی، عرشه فلزی پر شده با بتن، دال بتنی (*slab*) پیش ساخته یا دال بتنی ساخته شده در محل. در برخی موارد، یک خرپا افقی می تواند مورد استفاده قرار

گیرد، مانند دیافراگم، برای انتقال نیروهای جانبی به سازه **LLRS** است. دیافراگم (کف / سقف قاب) مورد استفاده در ساختمان، معمولاً بیشترین جرم کلی ساختمان است که در محاسبه نیروهای لرزه ای سازه مورد استفاده قرار می گیرد.

رفتار دیافراگم ها

رفتار دیافراگم می تواند به صورت عضو خمشی مانند یک تیر پیوسته باشد. مقاومت برشی اعضای دیافراگم از طریق سیستم کف و یا سقف فراهم می شود؛ رفتار وترها، به عنوان اعضای مقاوم در برابر تنش محوری یا فشاری ناشی از رفتار خمشی عمل میکند. همانطور که در تفسیر کتاب ۱۹۹۹ **SEAOC** اشاره شد، دیافراگم ها دارای خواص ویژه ای در مقایسه با تیر می باشند: (الف) نسبت دهانه به عمق معمولاً کم است؛ بنابراین، بخش سطحی آن به احتمال زیاد به صورت سطح باقی نمی ماند؛ (ب) نسبت دهانه به عمق کاهش می یابد، مشخصات تغییر شکل دیافراگم متناسب با عمق تیراست که در آن انحراف در درجه اول توسط کرنش برشی رخ می دهد، نه توسط خمش. تغییر شکل دیافراگم دارای پیامدهای مهم در طراحی است.

بخش ۱۲،۳،۱ از **ASCE / SEI 7-05** الزامات تجزیه و تحلیل زمانی که سختی دیافراگم واقعی (دیافراگم نیمه سخت) باشد و اگر دیافراگم نتواند مشخصات انعطاف پذیری یا سختی مطابق با بخش ۱۲،۳،۱،۱ یا ۱۲،۳،۱،۲ ارائه شده است. بخش ۱۲،۳،۱،۳ و شکل ۱۲،۳،۱-۱ روشی برای دیافراگم انعطاف پذیر که شامل مقایسه انحراف درون صفحه ای دیافراگم با متوسط دریافت طبقات اعضای **LLRS** می باشد، ارائه می دهد. سختی دیافراگم باید با توجه به نوع **LLRS** در نظر گرفته شود. به عنوان مثال، اگر **LLRS** متشکل از یک سیستم انعطاف پذیر مانند قاب های خمشی باشد، رفتار دیافراگم ممکن است به صورت عضو سخت باشد. از سوی دیگر، اگر **LLRS** (سخت) سیستم سخت تری مانند دیوار برشی بتن باشد، پس از آن رفتار دیافراگم به صورت یک عضو انعطاف پذیر می باشد.

بخش ۱۲،۱۲،۲ از **ASCE / SEI 7-05** نشان می دهد که انحراف دیافراگم نباید از حد مجاز انحراف اعضای متصل به دیافراگم، تجاوز کند. جنبه دیگری که باید به خاطر داشت، این است که میزان انحراف دیافراگم تاثیر مستقیمی بر ظرفیت انحراف خارج از صفحه دیوار عمود دارد. برای سطح لرزه ای **D** تا **F**، مطابق با بخش ۱۲،۳،۳،۴، نیروهای طراحی باید به میزان ۲۵ درصد برای طراحی اتصالات **LLRS** عمودی و اتصال بین اعضاء افقی و اعضای عمودی، اگر سازه دارای بی نظمی افقی از نوع **LA**، ۲، ۳ و ۴ یا ۴ همانطور که در جدول ۱-۱۲،۳ یا در نوع بی نظمی عمودی نوع ۴ در جدول ۲-۱۲،۳ باشد، افزایش یابد. یکی

دیگر از کدهای مورد نیاز (بخش ۱، ۲، ۳، ۱۱، ۱۲) که مربوط به رفتار دیافراگم به عنوان یک واحد یکپارچه است از طریق ایجاد اتصالات پیوسته یا اتصال بین وترهای دیافراگم به منظور توزیع نیروهای خمشی در دیافراگم ارائه شده است.

الزامات بخش ۳، ۲، ۱۱، ۱۲ برای دیافراگم چوبی از طریق اتصالات پیوسته علاوه بر پوشش دیافراگم می باشد. همانطور که در تفسیر ۲۰۰۰ **NEHRP** (۳۶۹) **FEMA** توضیح داده شده، در زمان وقوع زلزله سان فرناندو و جدایی دیوار از دیافراگم سقف در بسیاری از ساختمان های صنعتی ناشی از گسترش لنگر در اتصالات دیافراگم بوده است. برای مقاومت در برابر لنگر خارج از صفحه دیوارها در اتصالات از ایجاد مقطع خمشی و کششی باید اجتناب کرد. حداکثر نسبت طول به عرض دیافراگم مطابق با بخش ۱، ۲، ۳، ۱۱، ۱۲ نباید بزرگتر از ۱ تا ۲٫۵ باشد.

توزیع نیروی دیافراگم

توزیع نیروهای درون صفحه ای دیافراگم موضوع بسیار پیچیده ای است، که از اطلاعاتی که قبلاً ارائه شده، می توان دریافت. دیافراگم اغلب از تعداد زیادی قطعات جداگانه، متصل شده بهم تشکیل شده است، که دارای رفتاری متفاوت از دیافراگم بتنی اجرا شده در محل، که رفتاری شبیه به اعضای جداگانه دارد، خواهد داشت. بخش ۱۶۰۲ از ۲۰۰۶ **IBC** "وتر دیافراگم" به عنوان "عضو مرزی دیافراگم، عمود بر بار محوری اعمال شده، ناشی از لنگر وارده به دیافراگم تعریف می شود."

در امتداد لبه های خمشی دیافراگم، کف / سقف قاب به عنوان المان وتر دیافراگم، در برابر خمش ناشی از نیروهای فشاری و کششی که می تواند سبب جدا شدن قطعات دیافراگم در اثر تغییر شکل بیش از حد مقاومت می کند. در تعریف وتر دیافراگم باید توجه کرد که می گوید که وتر است "المانی مرزی است." اصطلاح المان مرزی " و "عضو مرزی" در بخش ۱۱، ۲ از ۷-۰۵ **ASCE / SEI** به شرح زیر تعریف می شود:

"اجزای مرزی: اعضای مرزی دیافراگم و دیوار برشی، سبب انتقال نیروهای دیافراگم می شود. اعضای مرز شامل وترها و ضربه گیر در دیافراگم و دیوار برشی محیطی، بازشوهای داخلی، ناپیوستگی، و گوشه ها می باشد." "اعضای مرزی: بخش هایی در امتداد دیوار و لبه دیافراگم تقویت شده توسط آرماتورهای طولی و

عرضی می باشد. اعضای مرزی عبارتند از وتر و ضربه گیر دیافراگم و دیوار برشی محیطی، باز شوهای داخلی، ناپیوستگی و گوشه ها می باشد. "

بخش ۱۶۰۲ از ۲۰۰۶ IBC، مرز دیافراگم را در سازه سبک به عنوان: "قاب سبک، که در آن برش به داخل یا خارج از پوشش دیافراگم منتقل می شود. انتقال می تواند به المان مرزی و یا به عضو مقاوم دیگر باشد. مرزهای معمول دیافراگم در محیط ساختمان رخ می دهد. مرزها همچنین در فضای داخلی خطوط دیوار برشی و اطراف باز شو ها در دیافراگم رخ می دهد. باز شو های دیافراگم، بسته به اندازه باز شو، تاثیر قابل توجهی بر رفتار دیافراگم می گذارد. لنگر ثانویه علاوه بر تنش های اضافی و نیروهای فشاری در دیافراگم، تعریف می شود. این نیروها باید به وسیله وترهای دیافراگم مقاومت کنند و باید به اندازه کافی در دیافراگم توسعه یابد. دهانه های بزرگ در دیافراگم سبب تغییر ناگهانی سختی در دیافراگم می شود. این به عنوان یک دیافراگم افقی ناپیوسته بر اساس جدول ۱۲-۳، نوع ۳ تعیین می شود. اگر دیافراگم این بی نظمی افقی را دارد، دال بتنی و دال بتنی روی عرشه فلزی مطابق با بخش ۱۲-۳، ۱، ۲ نمی تواند به عنوان دیافراگم صلب در نظر گرفته شود. دلیل آن وجود نیروهای بزرگ در اطراف دهانه ها و کاهش قابل توجه سختی دیافراگم می باشد. به منظور بدست آوردن نیروهای طراحی اتصالات، یک رویکرد منطقی برای طراحی دیافراگم بنا گذاشته شد. یکی از روش های قابل قبول مورد استفاده توسط بسیاری از مهندسان این است که فرض کنیم، دیافراگم یک تیر ساده با توزیع یکنواخت نیروی برشی در راستای طولی تا دهانه آخر و با افزایش نیروهای محوری در تراز وسط به وسیله ی نیروی عمودی اعضای مقاوم ساختمان می باشد. این روش هر توزیع تنش و یا فشرده سازی در جهت نیروهای جانبی را نادیده می گیرد. رویکرد دیگر در طراحی دیافراگم با بهره گیری از ضربه گیر را اتصالات مناسب برای دیافراگم طبق ۳۱۸-۰۵ ACI ارائه شده است. استفاده از برنامه های نرم افزاری که دیافراگم را می تواند به صورت عضو صفحه ای، جهت نمایش رفتار دیافراگم، یک رویکرد قابل قبول می باشد. هر دو مکانیسم انتقال نیرو را می توان در طراحی اتصالات و مقاومت برشی، و همچنین مقاومت خمشی مورد نیاز، استفاده کرد.

شرح متصل کننده ها (جمع کننده و انتقال دهنده های بار)

اعضای متصل کننده : الف) وظیفه جمع آوری و انتقال نیروهای برشی دیافراگم به عناصر جانبی عمودی مقاوم ب) توزیع نیروهای درون دیافراگم. که عبارتند از ارتباط بین کف و یا سقف دیافراگم و نیروی جانبی عناصر مقاوم. برای SDC از C تا F، لازم است که اعضای متصل کننده، قطعات و اتصالات ها طوری

طراحی شوند تا توانایی مقاومت در برابر بار امگا صفر طرح لرزه ای مطابق با بخش ۱۲,۱۰,۲,۱ را داشته باشد. هدف از این شرط این است که اطمینان حاصل شود که اتلاف انرژی غیرخطی در عناصر مقاوم و انعطاف پذیر جانبی رخ می دهد. نکته قابل ذکر در اینجا، این است که ضریب شکل پذیری کل سیستم، R ، که برای کاهش پاسخ الاستیک طیف پاسخ در **LLRS** استفاده می شود، مقاومت کافی در دیافراگم و اتصالات را برای اطمینان از باقی ماندن در محدوده الاستیک، تامین می کند. بنابراین ضروری است که این اعضاء تسلیم نشوند، و تسلیم و انرژی تلف شده غیرخطی ابتدا در **LLRS**، مطابق با ضریب کاهش برش پایه الاستیک با استفاده از " R "، رخ دهد. مهم این است که اتصالات طراحی شده از گسیختگی لغزشی محلی، از طریق اتلاف انرژی غیرخطی سیستم مقاوم جانبی جلوگیری کند. باید به شدت توجه کرد که این مسئله برای دال پیش تنیده متصل به دیوار برشی و کف و یا پنل دیوار بتنی پیش ساخته لازم است. خرابی ناگهانی خاموت های متصل کننده بدون فاصله کافی ممکن است سبب گسترش گسیختگی موضعی و کاهش مقاومت شود. در سال ۱۹۹۴ زلزله نورث ریج، شکست اعضای متصل کننده که شامل میلگردهای تقویتی ناکافی و محدود بودند، در بیش از یک سازه از پیش ساخته مشاهده شد. تسلیم سریع اعضای متصل کننده، باعث می شود که قادر به انتقال نیروی جانبی برشی به دیوارها نباشد. ضعف بالقوه سازه های پیش ساخته مودم، انعطاف پذیری سطح نازک دال که به شکل افقی کف و سقف دیافراگم و وتر و متصل کننده ها می باشد. استفاده از طراحی کامپوزیت دال همراه با اعضای پیش دیافراگم به ارجح می باشد.

مثال طراحی ۱

طراحی دیافراگم بتنی، سازه چهار طبقه

بررسی اجمالی

این مثال طراحی دیافراگم های بتنی، وترها و متصل کننده ها برای یک ساختمان چهار طبقه اداری، مطابق با مفاد از کد ۲۰۰۶ بین المللی ساختمان (IBC ۲۰۰۶) برای طراحی لرزه ای گروه ب را نشان می دهد. سیستم مقاوم بار ثقلی متشکل از تیرهای بتنی و شاه تیرها در داخل و خارج می باشد، که توسط ستون های بتنی نگه داشته می شوند. بارهای جانبی به اعضای عمودی از طریق دال بتنی با ضخامت ۱۶ اینچ در سطح سقف و کف توزیع می شود. دیافراگم-طبقه دوم شامل یک بازو مستطیل شکل بزرگ در مرکز آن است. مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوار برشی بتنی با ضخامت ۱۲- اینچ در هر دو جهت می باشد. پلان

های مشابه طبقات و برش هایی از سازه در شکل ۱-۲ تا ۱-۵ نشان داده شده است. نمایی سه بعدی از سازه در شکل ۱-۶ نشان داده شده است. جزییات در شکل ۱-۷ تا ۱-۹ نشان داده شده است. مراحل زیر را جهت تجزیه و تحلیل دقیق برخی از موارد مهم لرزه ای برای دیافراگم، وتر و طراحی جمع کننده ها مطابق با **IBC ۲۰۰۶** می باشد. دیافراگم برای تجزیه و تحلیل، صلب و سخت فرض می شود. مدل سازی و تجزیه و تحلیل سازه از طریق مدلسازی سه بعدی ساختمان انجام می شود. این مثال طراحی کامل ساختمان نیست. بسیاری از جنبه ها گنجانده نشده و تنها مراحل طراحی لرزه ای نشان داده شده است.

طرح کلی

در این مثال بخش های روند طراحی را نشان می دهد:

تعیین دیافراگم مورد نیاز در طرح لرزه ای گروه ب

طراحی دیافراگم بدون بازشو در طرح لرزه ای گروه ب

طراحی دیافراگم همراه با بازشو در طرح لرزه ای گروه ب

طراحی جمع کننده هادر طرح لرزه ای گروه ب

بحث مختصری از طراحی لرزه ای دسته بندی **C** تا **F**.

تعیین دیافراگم مورد نیاز در طرح لرزه ای دسته **D**.

طراحی دیافراگم بدون بازشو در طرح لرزه ای دسته **D**.

طراحی دیافراگم همراه با بازشو در طرح لرزه ای دسته **D**.

طراحی جمع کننده ها در طرح لرزه ای دسته **D**.

طراحی دال بتنی به عنوان اعضای جمع کننده برای طرح لرزه ای دسته **D** (روش جایگزین برای طراحی جمع کننده)

اطلاعات داده شده

اطلاعات محل: نوع **D** (خاک سفت)، به طور پیش فرض

اطلاعات ساختمان:

مثال طراحی ۱

ساختمان مثال زده شده مطابق با جدول ۱-۱ از **ASCE ۷-۰۵** سطح دوم را دارد.

برنامه ای کامپیوتری برای محاسبه وزن دال، تیرها، شاه تیرها، ستون ها و دیوارهای برشی استفاده شده است. تمام اندازه های اعضای در نظر گرفته شده در تجزیه و تحلیل در شکل ۱-۲ نشان داده شده است. در ادامه مفروضات گنجانیده شده در تجزیه و تحلیل کامپیوتری مدل ارائه شده است:

سختی دیوارهای برشی بتنی در خواص بخش ترک خورده مدل برابر ۰,۳۵ در نظر گرفته شده است، تا خصوصیات مقطع ترک خورده رعایت گردد.

سختی همه ستون های ساختمان در برابر نیروی جانبی برابر ۰,۰۰۰۰۰۰۱ در نظر گرفته شده است، تا مقاومتی در برابر نیروی جانبی نشان ندهند.

همه گره ها در پای سازه برای ستون ها مفصلی در نظر گرفته شده است.

همه گره ها در پای سازه برای دیوارهای برشی، گیردار در نظر گرفته شده است.

بارهای کف طبقات (لرزه ای)

روکش، پارتیشن ها، **MEP**، کف سازی، سایر موارد

بارهای کف بام (لرزه ای)

روکش، پارتیشن ها، **MEP**، سطح بام، دستگاه های مکانیکی، سایر موارد

Floor loads (seismic):	ext. cladding	10 psf
	partitions	10 psf
	MEP	4 psf
	flooring	2 psf
	<u>misc</u>	<u>3 psf</u>
		29 psf

Roof loads (seismic):	ext. cladding	5 psf
	partitions	5 psf
	MEP	4 psf
	roofing	3 psf
	mechanical	10 psf
	<u>misc</u>	<u>3 psf</u>
		30 psf

بار روکش فلزی نمای خارجی برابر **۲۰ PSF** (پوند بر فوت مربع) ، در طول محیطی کف و سقف، در بارهای لرزه ای استفاده شد. ارتفاع طبقات مشابه ۱۵ فوت است. در ادامه کل وزن لرزه ای در هر سطح، توسط برنامه کامپیوتری محاسبه شده است.

$$\begin{aligned}
 W_{\text{roof}} &= 3,149 \text{ k} \\
 W_{\text{4th floor}} &= 3,442 \text{ k} \\
 W_{\text{3rd floor}} &= 3,442 \text{ k} \\
 W_{\text{2nd floor}} &= 3,271 \text{ k} \\
 \Sigma W &= \overline{13,304 \text{ k}}
 \end{aligned}$$

توجه: وزن لرزه ای هر دو جهت، شمال به جنوب و شرق و غرب برابر هستند.

برای این مثال ، خواص مصالح به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

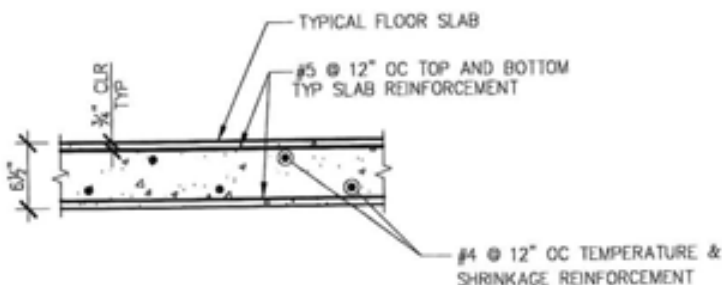
$$\begin{aligned}
 f'_c &= 4,000 \text{ psi} \\
 f_y &= 60,000 \text{ psi}
 \end{aligned}$$

دال نمونه: ۶/۱۲ اینچ با ضخامت با #۵ @ ۱۲ O.C. اینچ ، بالا و پایین در جهت شرق و غرب. دما و انقباض میلگردها برابر: #۴ @ ۱۲ اینچ در جهت شمال به جنوب است. شکل ۱-۱ را مشاهده نمایید.

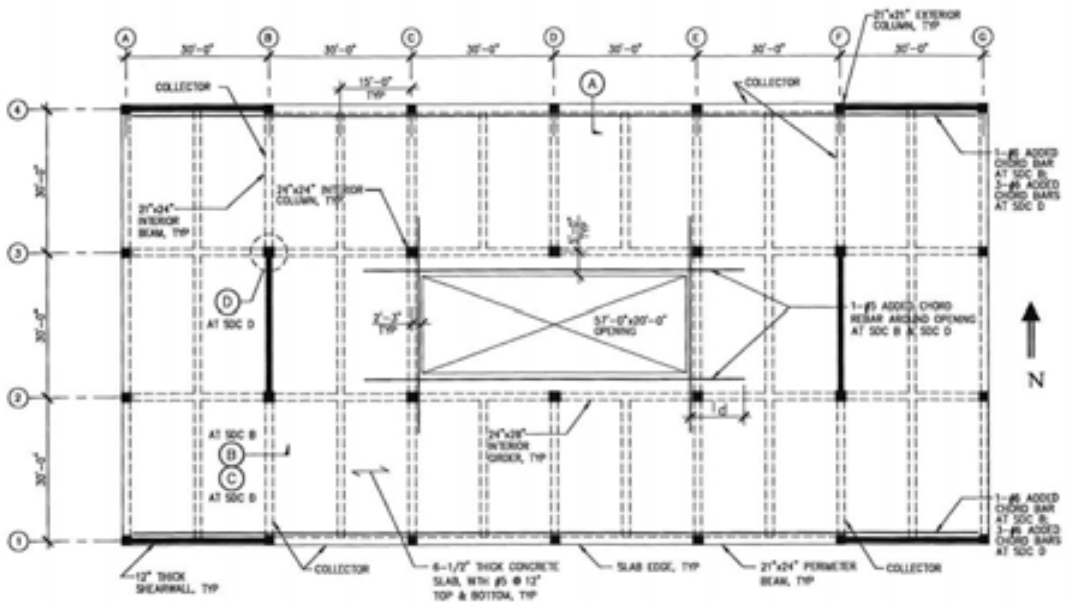
اندازه قاب بتنی نمونه عبارتند از:

Interior beams	21 x 24
Perimeter beams	21 x 24
Interior girders	24 x 28
Exterior columns	21 x 21
Interior columns	24 x 24

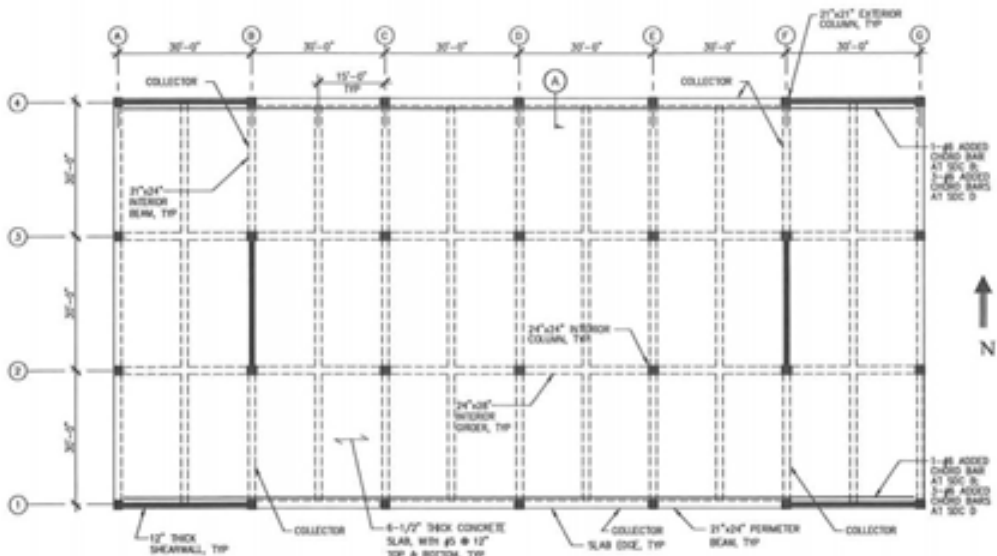
تیرهای داخلی، تیرهای کناری (محیطی)، شبکه های داخلی، ستون های خارجی، ستون های داخلی.



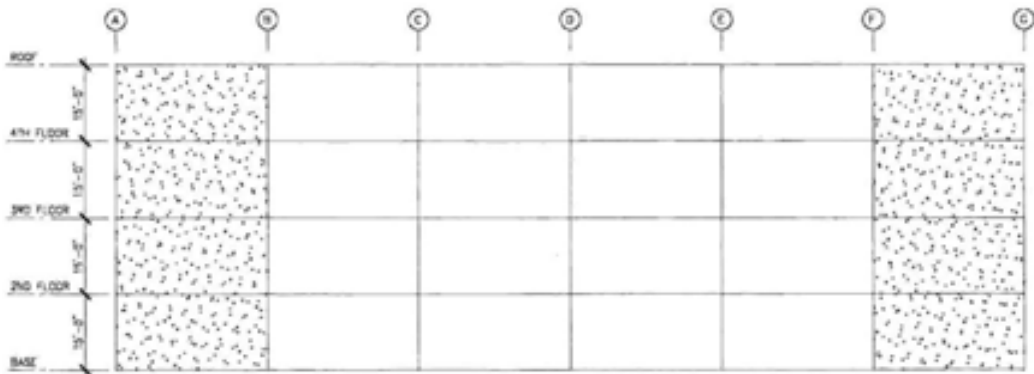
شکل ۱،۱. نمایی از مقطع دال بتنی (جهت E-W)



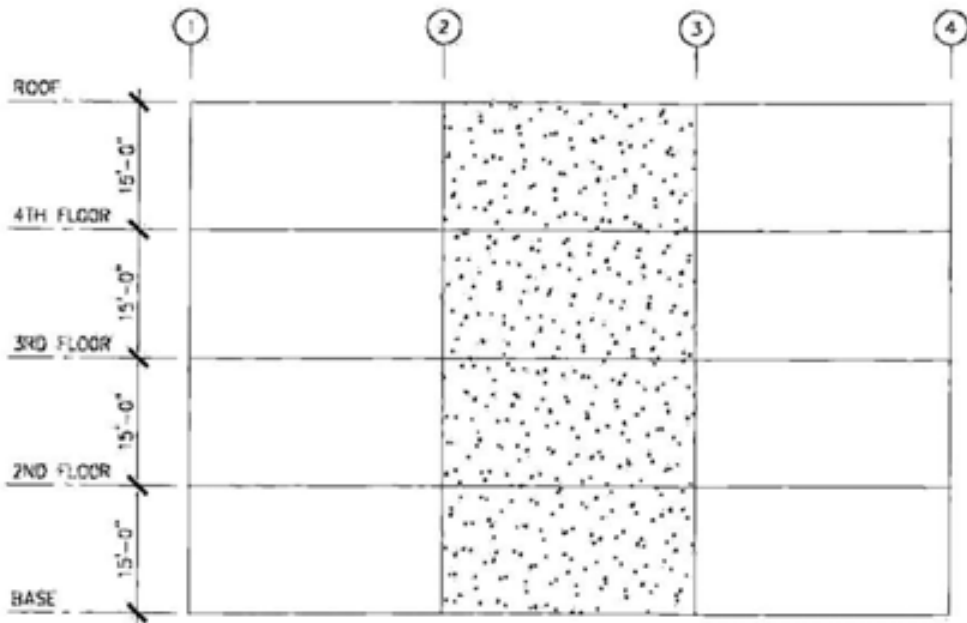
شکل ۱،۲. پلان طبقه دوم



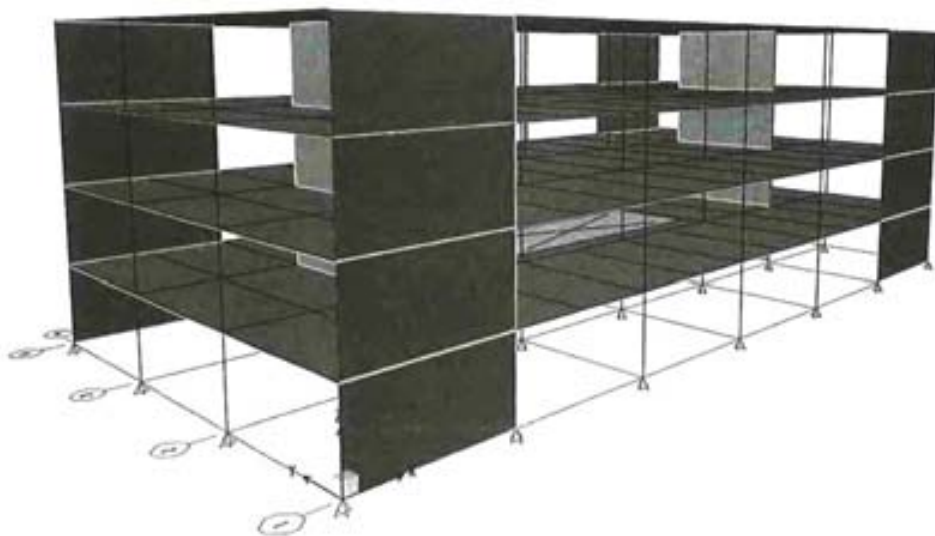
شکل ۱،۳. پلان طبقات سوم و چهارم (مشابه با پلان بام)



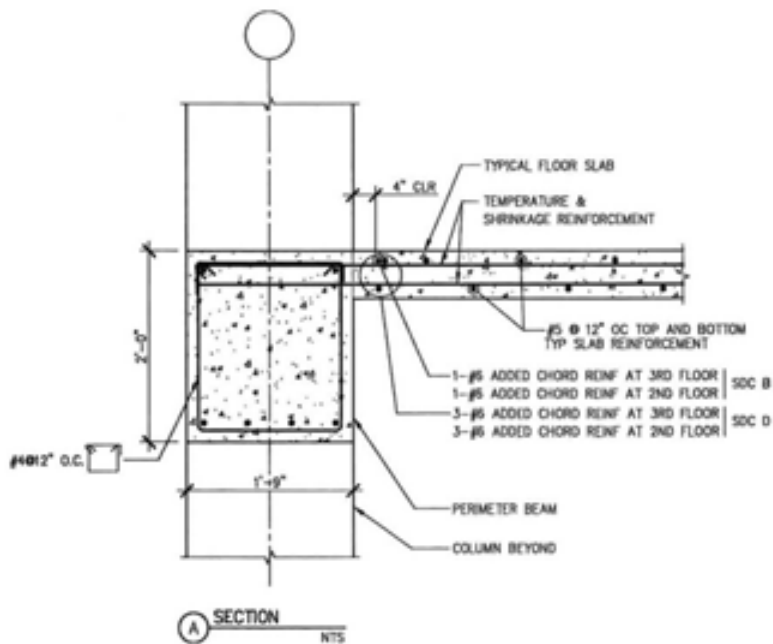
شکل ۱,۴. نمایی از جهت $E-W$ (خط شبکه ۱: مشابه با خط شبکه ۴)



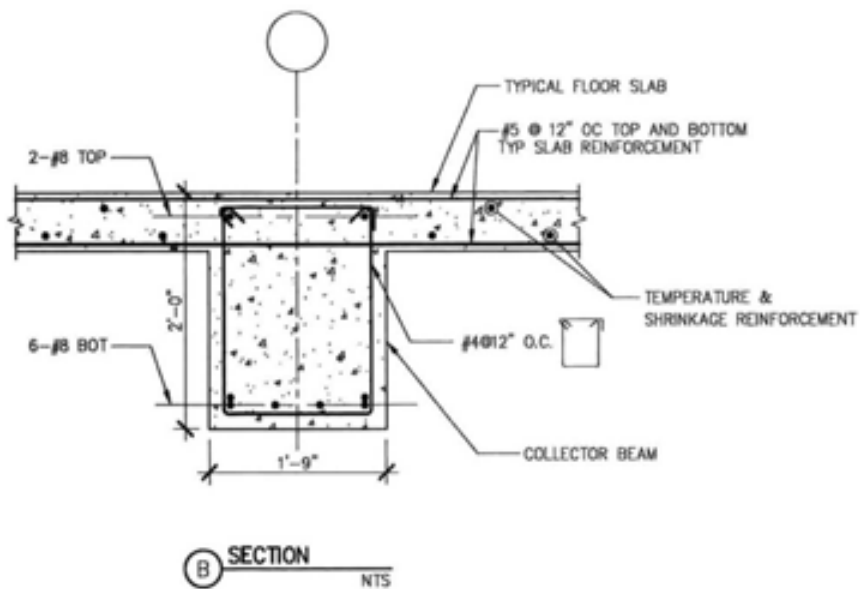
شکل ۱,۵. نمایی از جهت $N-S$ (خط شبکه B ، مشابه با خط شبکه F)



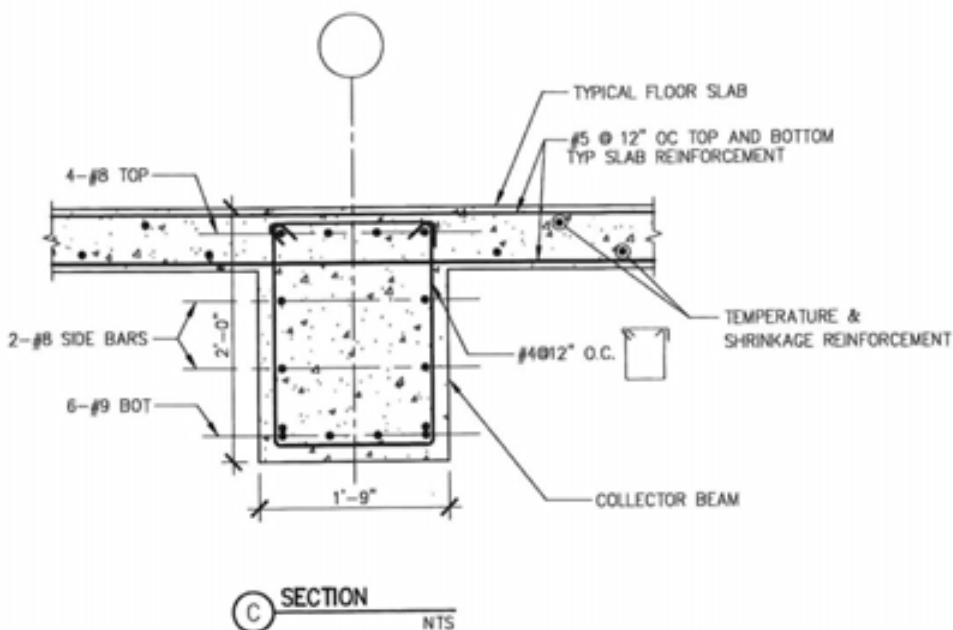
شکل ۱,۶. نمای ۳ بعدی جنوب غربی سازه



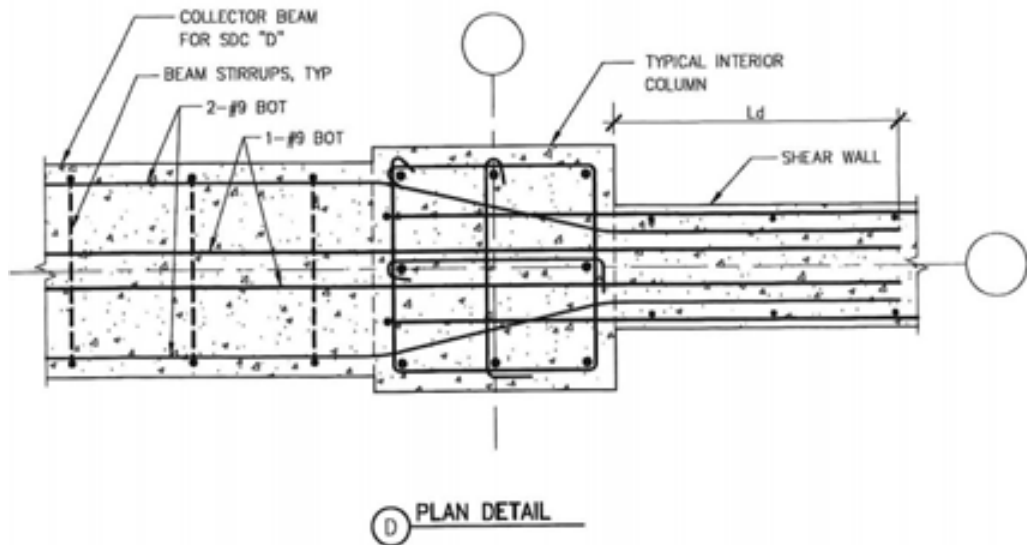
شکل ۱,۷. مقطع A، جزئیات تیر کناری (محیطی) نشان دهنده تقویت وترها



شکل ۸، ۱. مقطع B، جزئیات تیر/جمع کننده داخلی برای SDC B



شکل ۸-۱ الف - مقطع C، دیتیل تیر/جمع کننده داخلی برای SDC D



شکل ۱-۹- دیتیل پلان در حدفاصل جمع کننده/دیوار برشی

محاسبات و بحثهای مرتبط

تعیین تقاضای دیافراگم مورد نظر برای طرح لرزه ای دسته ب

برش پایه طراحی

تعیین پریود ساختمان تقریبی ساختمان (شکل ۱-۴ و ۱-۵ برای ارتفاعات معمول، نگاه کنید):

$$T_a = C_t (h_n)^x = 0.020(60)^{3/4} = 0.43 \text{ s}$$

در راستای شمالی جنوبی:

$$T = \underline{0.51 \text{ s}} \quad (\text{از مدل کامپیوتری})$$

در راستای غربی شرقی:

$$T = \underline{0.38 \text{ s}} \quad (\text{از مدل کامپیوتری})$$

از جدول 12-8-1, for $S_{D1} = 0.128$, $C_u = 1.6$

$$(C_u)(T_a) = (1.6)(0.43) \quad \text{نخواهد رسید به } \S 12.8.2, T \text{ بر اساس} \\ = 0.69 \text{ s} \quad \text{مقدار}$$

جهت شمالی جنوبی - جهت شرقی غربی (از مدل کامپیوتری)

مطابق ۱۲,۸,۲، مقدار $(Cu) (Ta) = (۱,۶) (۰,۴۳)$ افزایش نمی یابد. برای مثال، پریود ساختمان محاسبه شده در تجزیه و تحلیل کامپیوتری، مطابق با حد مجاز ۱۲,۸,۲ می باشد. با این حال، طراح می تواند از زمان تناوبی تقریبی، T_0 ، به عنوان جایگزین استفاده کند.
داده های لرزه ای:

طراحی لرزه ای دسته $(B) SDC$

مقادیر S_s و S_1 را می توان از نقشه های موجود در $ASCE 7-05$ و یا از وب سایت $USGS$ تعیین کرد، که مقادیر توسط کدها و یا طول و عرض جغرافیایی محاسبه شده است.

$$S_s = 0.28$$

Figure 22-1

$$S_1 = 0.08$$

Figure 22-2

$$F_o = 1.6$$

Table 11.4-1

$$F_v = 2.4$$

Table 11.4-2

$$S_{MS} = F_o S_s = 1.6(0.28) = 0.45$$

(11.4-1)

$$S_{M1} = F_v S_1 = 2.4(0.08) = 0.192$$

(11.4-2)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3}(0.45) = 0.30$$

(11.4-3)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3}(0.192) = 0.128$$

(11.4-4)

$$T_L = 4s$$

Figure 22-15

$$I = 1.0$$

برای دیوارهای برشی بتن مسلح (سیستم دیوار حمال):

$$R = 4.0$$

Table 12.14-1

برش پایه طراحی معادل روش نیروی جانبی می باشد:

$$V = C_s W \quad (12.8-1)$$

که در آن

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.30}{\left(\frac{4.0}{1.0}\right)} = 0.075 \text{ (governs in east-west direction)} \quad (12.8-2)$$

جهت شرقی غربی حاکم است.

ضریب رفتار لرزه ای مورد نیاز ، نباید بیشتر از:

جهت شمال به جنوب:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.128}{0.51\left(\frac{4.0}{1.0}\right)} = 0.063 \text{ (governs in north-south direction)} \quad (12.8-3)$$

جهت شمالی جنوبی حاکم است.

جهت شرق به غرب:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.128}{0.38\left(\frac{4.0}{1.0}\right)} = 0.084$$

for $T \leq T_L$

ضریب رفتار لرزه ای نباید کمتر از:

$$C_s = 0.01 \quad (12.8-5)$$

برای جهت شمال به جنوب نیروها:

$$\therefore V = 0.063(13,304 \text{ k}) = \underline{\underline{838 \text{ k}}}$$

برای جهت شرق به غرب نیروها:

$$\therefore V = 0.075(13,304 \text{ k}) = \underline{\underline{998 \text{ k}}}$$

توزیع قائم (عمودی) نیروها

برش پایه طرح باید مطابق زیر در هر سطح توزیع شود:

$$F_x = C_{vx}V \quad (12.8-11)$$

که در آن

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (12.8-12)$$

و

$$\begin{aligned} k &= 1.0 \text{ for } T \leq 0.5 \text{ s} \\ &= 2.0 \text{ for } T \geq 2.5 \text{ s} \\ &= \text{interpolated value between 1.0 and 2.0 for } 0.5 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k &= 1.005 \text{ for } T = 0.51 \text{ s (north-south direction)} \\ k &= 1 \text{ for } T \leq 0.50 \text{ s (east-west direction)} \\ h_x &\text{ is the average height at level } x \text{ of the concrete diaphragm in feet} \\ &\text{above the base.} \end{aligned}$$

Hx متوسط ارتفاع در سطح **X** دیافراگم بتنی از پایه ساختمان

مقدار **F** در جداول ۱-۱ و ۲-۱ نشان داده شده است.

جدول ۱,۱ توزیع قائم نیروهای لرزه ای برای جهت شمالی جنوبی (**SDC B**)

Level	$w_x (k)$	$h_x (ft)$	$w_x h_x^k (k-ft)$	$\frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} (\%)$	$F_x (k)$	$F_{tot} (k)$
Roof	3149	60	192848	38.1	319.1	319.1
4 th Floor	3442	45	157866	31.2	261.7	580.8
3 rd Floor	3442	30	105031	20.8	174.5	755.3
2 nd Floor	3271	15	49734	9.9	82.9	838.2
Σ	13304		505479		838.2	

جدول ۱،۲. توزیع قائم نیروهای لرزه ای برای جهت غربی شرقی (SDC B)

Level	w_x (k)	h_x (ft)	$w_x h_x^k$ (k-ft)	$\frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k}$ (%)	F_x (k)	F_{tot} (k)
Roof	3149	60	188940	38.1	380.0	380.0
4 th Floor	3442	45	154890	31.2	311.5	691.5
3 rd Floor	3442	30	103260	20.8	207.7	899.2
2 nd Floor	3271	15	49065	9.9	98.6	997.8
Σ	13304		496155		997.8	

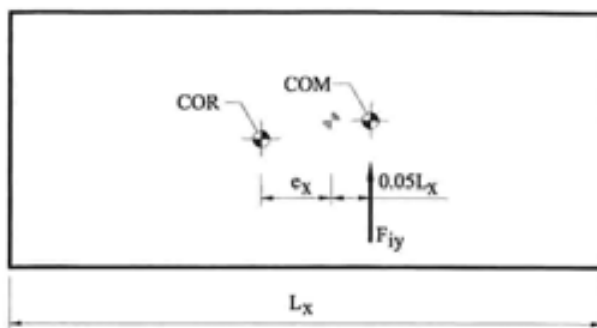
نکته: طراحان باید اثر باد را نیز کنترل کنند.

ضریب تشدید، P ، برابر ۱،۰ مطابق با ۱،۲،۳،۴،۱ است.

طراحی لرزه ای رده B یا C

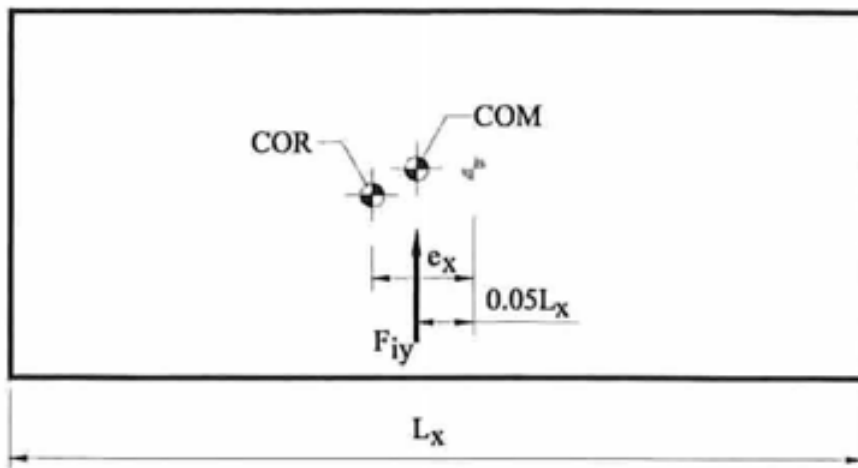
در اینجا باید اشاره کرد که اگر دیافراگم صلب باشد، دوران تصادفی باید طبق ۱،۲،۳،۴،۸،۱۲ برای هر دو جهت در تجزیه و تحلیل در نظر گرفته شود. علاوه بر این لنگر پیچشی ذاتی ناشی از خروج از مرکزیت (e) از مرکز جرم (COM) تا مرکز سختی (COR)، باید بیش از ۵ درصد بعد عمود بر جهت بارگذاری سازه به صورت نشان داده شده در شکل ۱-۱۰ باشد. پیچش تصادفی در تجزیه و تحلیل کامپیوتری برای این مثال در نظر گرفته شده است. توجه داریم که در این مثال COR و COM هردو به دلیل ماهیت متقارن بودن سازه می باشند.

مورد یک: مرکز جرم در جهت مثبت X و نیرو در جهت مثبت Y قرار دارد.



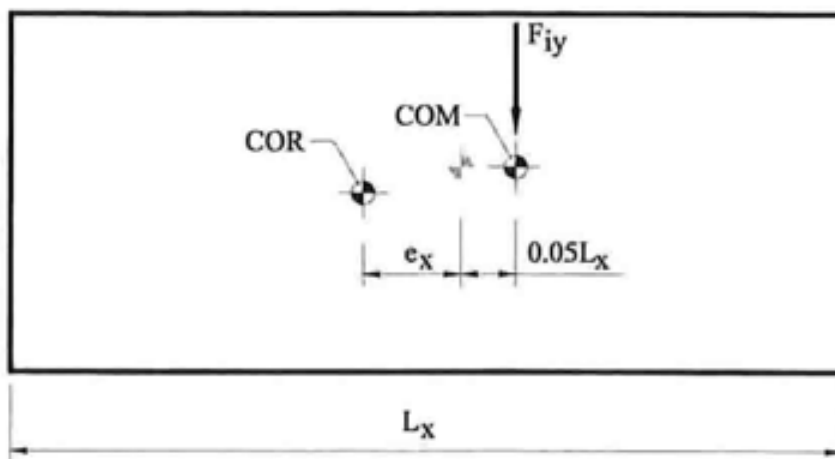
Case 1 - COM displaced in positive x-direction; force in positive y-direction

مورد دو: مرکز جرم در جهت منفی X و نیرو در جهت مثبت Y قرار دارد.



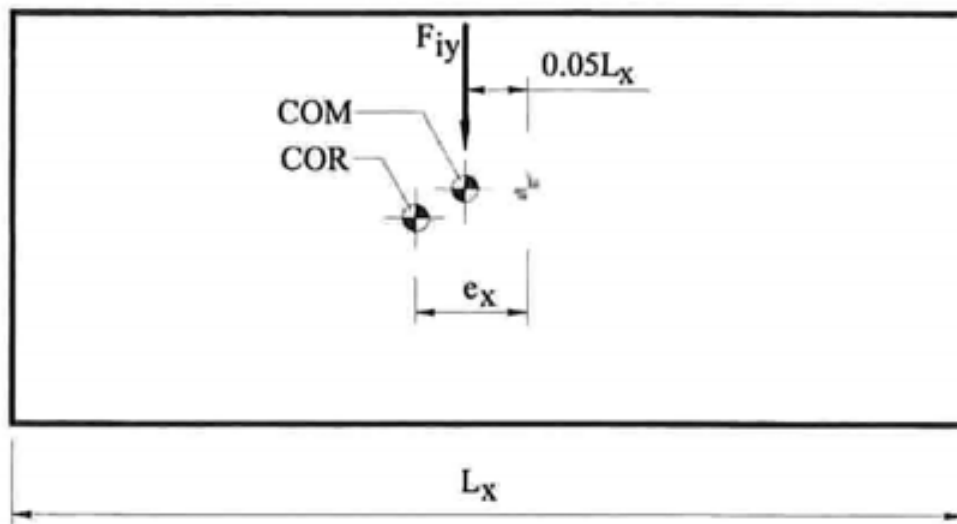
Case II - COM displaced in negative x-direction; force in positive y-direction

مورد سه: مرکز جرم در جهت مثبت X و نیرو در جهت منفی Y قرار دارد.



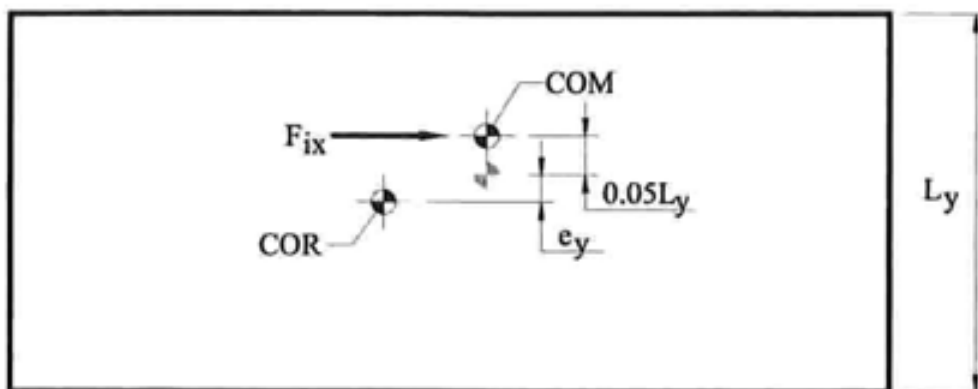
Case III - COM displaced in positive x-direction; force in negative y-direction

مورد چهارم: مرکز جرم در جهت منفی X و نیرو در جهت منفی Y قرار دارد.



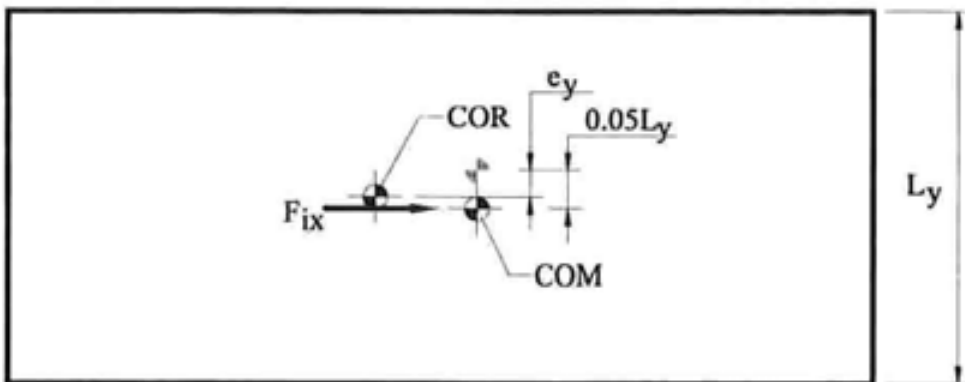
Case IV - COM displaced in negative x-direction; force in negative y-direction

مورد پنجم: مرکز جرم در جهت مثبت Y و نیرو در جهت مثبت X قرار دارد.



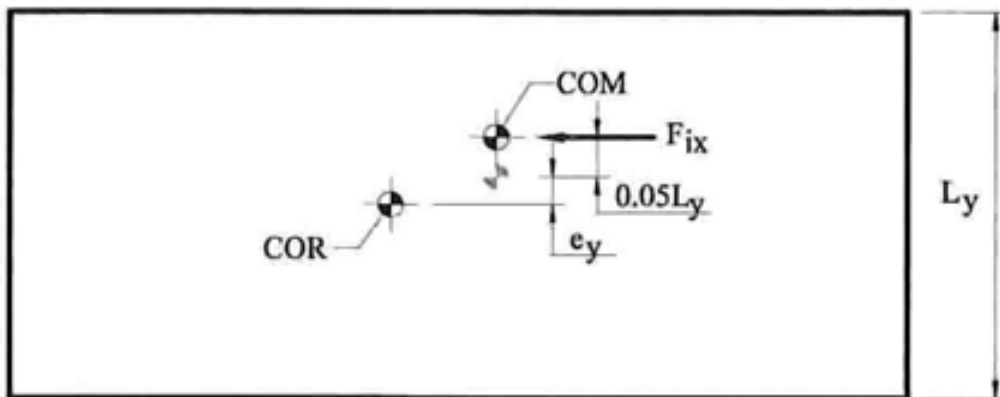
Case V - COM displaced in positive y-direction; force in positive x-direction

مورد شش: مرکز جرم در جهت منفی Y و نیرو در جهت مثبت X قرار دارد.



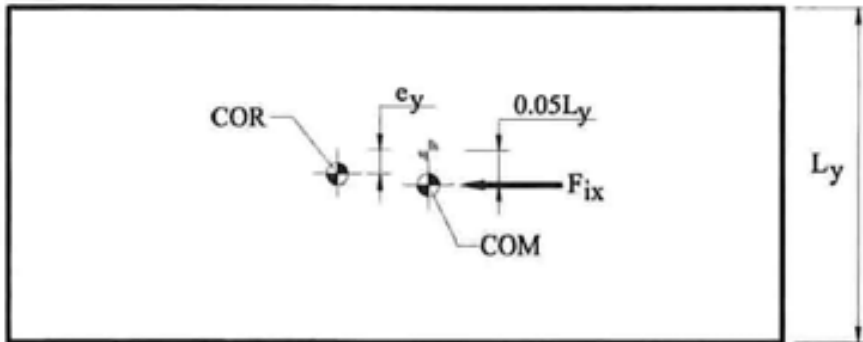
Case VI - COM displaced in negative y-direction; force in positive x-direction

مورد هفت: مرکز جرم در جهت مثبت Y و نیرو در جهت منفی X قرار دارد.



Case VII - COM displaced in positive y-direction; force in negative x-direction

مورد هشت: مرکز جرم در جهت منفی Y و نیرو در جهت منفی X قرار دارد.



Case VIII - COM displaced in negative y-direction; force in negative x-direction

اشکال ۱۰، ۱۱. شرح پیش تصادفی برای هر مورد تحلیل

نکته: مکان مرکز جرم و سختی برای نشان دادن بهتر اغراق شده است.

نیروهای طراحی دیافراگم.

نیروهای طراحی دیافراگم باید در هر سطح به صورت زیر محاسبه شود:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (12.10-1)$$

نیروی طراحی دیافراگم در هر سطح نباید بیش از:

$$F_{px} = 0.4 S_{DS} I w_{px} = 0.4(0.30)(1.0) w_{px} = 0.120 w_{px}$$

نیروی طراحی دیافراگم در هر سطح نباید کمتر از

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I w_{px} = 0.2(0.30)(1.0) w_{px} = 0.060 w_{px}$$

مقادیر F_p در جدول ۱-۳ نشان داده شده است.

جدول ۱،۳. نیروهای طراحی دیافراگم برای جهت شمالی جنوبی (SDC B)

Level	w_{px} (k)	$\sum W_i$ (k)	F_x (k)	$\sum F_i$ (k)	Maximum code diaphragm force		
					$\frac{\sum F_x}{\sum w_{px}}$	F_{px} (k)	$\gamma = \frac{F_{px}}{F_x}$
Roof	3149	3149	319.1	319.1	0.101	319.1	1.00
4 th Floor	3442	6591	261.7	580.8	0.088	303.3	1.16
3 rd Floor	3442	10033	174.5	755.3	0.075	259.1	1.49
2 nd Floor	3271	13304	82.9	838.2	0.063	206.0	2.49
Σ	13304		838.2				

نیروهای طراحی دیافراگم بدون بازشو (طبقه سوم).

توضیح روش تجزیه و تحلیل.

تعیین نیروی برشی دیافراگم:

بر اساس ۱،۲،۳،۱۲، دیافراگم سخت در نظر گرفته شده است، نسبت دهانه به عمق دیافراگم باید کمتر از ۳ باشد و هیچ بی نظمی افقی وجود نداشته باشد. نسبت ابعاد دیافراگم مثال کمتر از ۳ می باشد. همچنین، هیچ یک از بی نظمی افقی ذکر شده در جدول ۱۲،۳-۱ در ساختمان مثال زده شده، رخ نمی دهد. توجه داریم که بی نظمی ناپیوسته دیافراگم ناشی از وجود بازشو به میزان بیش از ۵۰ درصد از سطح دیافراگم و یا ایجاد تفاوت در سختی دیافراگم به میزان بیش از ۵۰ درصد در یک طبقه نسبت به طبقه بعدی در دسته بندی های **B** و **C** صدق نمی کند. بنابراین در این مثال، دیافراگم به صورت سخت در تجزیه و تحلیل در نظر گرفته شده است.

در تجزیه و تحلیل دیافراگم سخت فرض شده که هیچ جابجایی افقی نسبی در دیافراگم وجود ندارد، بنابراین هیچ کرنش داخلی، و هیچ تنشی وجود ندارد. در نتیجه، توزیع نیروهای داخلی دیافراگم در تجزیه و تحلیل دیافراگم صلب توسط برنامه های کامپیوتری نمی تواند رخ دهد. روش بررسی مدل واقعی دیافراگم به عنوان عضو یک طبقه؛ می تواند منجر به یک مدل بسیار بزرگ شود و کاهش اطلاعات می تواند چالش ایجاد کند.

روش دیگر، که در این مثال استفاده شده است، به شرح زیر است. از تجزیه و تحلیل کامپیوتر، برای محاسبه نیروی دیافراگم در کف طبقه سوم برای دیوارها، روی خطوط B و F ، تفاضل نیروی برش تجمعی در هر دیوار در طبقه سوم از نیروی برشی تجمعی در دیوارهای طبقه چهارم (شکل ۱۱-۱ و ۱۲-۱ را مشاهده نمایید) استفاده می شود.

$$F_{3rd \text{ diaphragm (Line B)}} = \Sigma V_{3rd \text{ (wall at Line B)}} - \Sigma V_{4th \text{ (wall at Line B)}} \quad (1d-1)$$

$$F_{3rd \text{ diaphragm (Line F)}} = \Sigma V_{3rd \text{ (wall at Line F)}} - \Sigma V_{4th \text{ (wall at Line F)}} \quad (1d-2)$$

$$F_{3rd \text{ diaphragm (total)}} = F_{3rd \text{ diaphragm (Line B)}} + F_{3rd \text{ diaphragm (Line F)}} \quad (1d-3)$$

در موارد خاص که سیستم جانبی یکسان و پلان طبقات متقارن مرکزی بوده و سختی دیوار یکسان است، نیروی محاسبه شده از معادلات $LD-1$ و $LD-2$ در امتداد خطوط B و F برای تجزیه و تحلیل مرکز جرم برابر خواهد شد. این نشان می دهد که نیروی دیافراگم در طبقه دوم ثابت، توزیع بار در کل طول دیافراگم، یکنواخت خواهد شد. شکل های ۱-۱۳ تا ۱-۱۶ نشان دهنده برش و لنگر محاسبه شده برای طبقه ۳ می باشد. از آنجا که پیچش تصادفی مطابق با ۲,۴,۸,۱۲ باید در نظر گرفته شود، نیروهای بدست آمده در خطوط B و F نابرابر خواهد بود و نیروی دیافراگم بدست آمده از معادله $LD-3$ که در امتداد طول دیافراگم توزیع خواهد شد به صورت دوزنقه شکل در شکل ۱۷-۱ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که همه بارها باید در هنگام محاسبه دیوار برشی و دیافراگم مورد نظر، در نظر گرفته شود. در نهایت، دیافراگم توصیف شده در بالا باید توسط ضریب γ ، برابر با ۱,۴۹ در طبقه سوم این مثال، که از جدول ۱-۳ بدست آمده، تقویت شود. به عبارت دیگر، توزیع دوزنقه ای بار دیافراگم باید توسط ضریب γ همانطور که در شکل ۱۷, ۱ نشان داده شده، باید مقیاس سازی شود.

$$F_{px} = \gamma F_{3rd \text{ diaphragm (total)}} \quad (1d-4)$$

where

$$\gamma \geq 1.0$$

هنگامی که ضریب بار دیافراگم محاسبه شده است، دیافراگم را می توان به عنوان یک تیر پیوسته با تکیه گاه مفصلی تحت دیوار برشی مورد تجزیه و تحلیل قرار داد. در نتیجه نمودار برشی داخلی محاسبه شده تیر را می توان برای تعیین برشی کل دیافراگم در هر مکان در امتداد طول دیافراگم، مورد استفاده قرار داد.

تعیین نیروهای وتر:

رفتار مقاومت خمشی دیافراگم در برابر بارهای جانبی سبب گسترش نیروهای فشاری و کششی در وتر دیافراگم میشود (شکل ۱،۱۸). با استفاده از مدل تیر که قبلاً شرح داده شد، نمودار لنگر داخلی همانطور که در شکل ۱،۱۶ نشان داده شده، ایجاد می شود. نیروهای وتر در هر نقطه از طول دیافراگم می تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$T = C = \frac{M}{D} \quad (1d-5)$$

where

$D =$ diaphragm dimension parallel to the direction of load

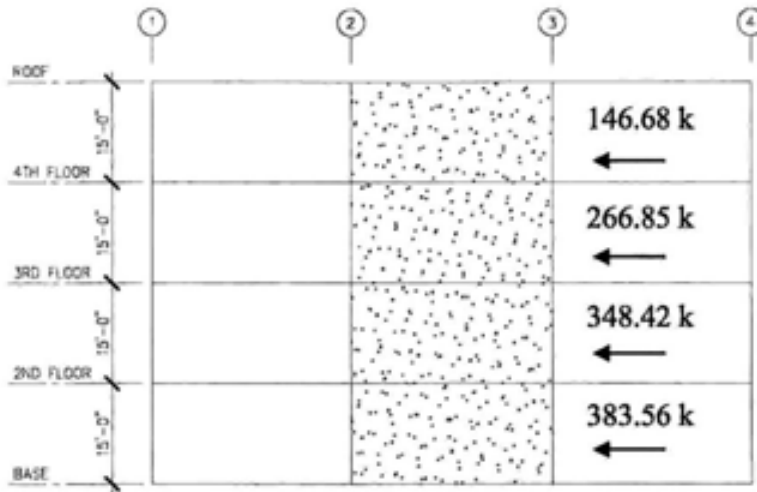
$D =$ دیافراگم با ابعاد موازی با جهت بار

توجه داریم که بعد عمق دیافراگم، D ، باید از مرکز تا مرکز وتر اندازه گیری شود.

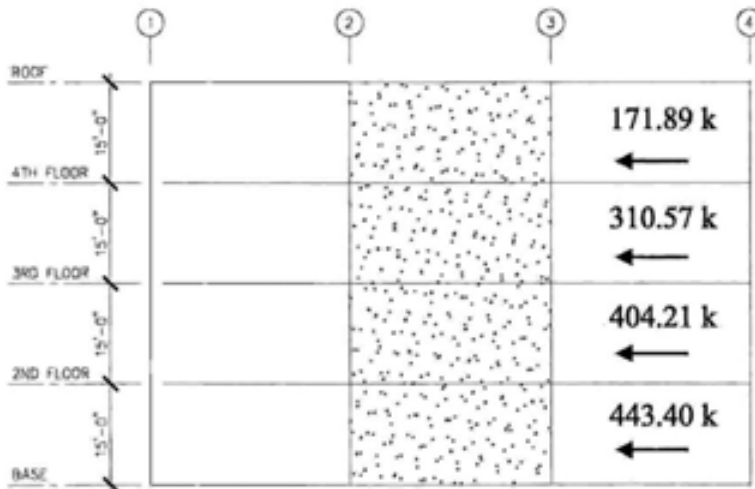
برش دیافراگم (یا برش در دیافراگم):

کل دیوارهای برشی بتنی در هر طبقه در جهت شمال به جنوب به صورت زیر است:

بر اساس این نیروها، توزیع بار دوزنقه ای محاسبه شده و همانطور که در شکل ۱-۱۳ نشان داده شده، اعمال شده است.



شکل ۱-۱۱. نیروی برشی دیوار برشی بتنی در هر طبقه، دیوار در خط شبکه B.

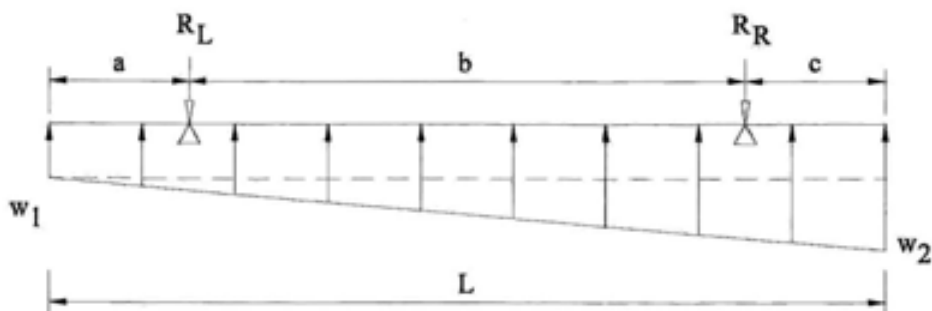


شکل ۱-۱۲. نیروی برشی دیوار برشی بتنی در هر طبقه، دیوار در خط شبکه F.

$$F_{3\text{rd diaphragm (Line B)}} = 348.42 \text{ k} - 266.85 \text{ k} = 81.57 \text{ k}$$

$$F_{3\text{rd diaphragm (Line F)}} = 404.21 \text{ k} - 310.57 \text{ k} = 93.64 \text{ k}$$

دیافراگم بتنی به صورت یک تیر پیوسته با تکیه گاه در محل دیوار برشی، همانطور که در شکل ۱۷-۱ نشان داده شده، می باشد. با توجه به شکل ۱۳-۱، بار دوزنقه ای با توجه به W_1 و W_2 به عنوان مجهول و فرض اینکه نیروهای دیافراگم محاسبه شده در بالا با توجه به عکس العمل تیر می باشد. سپس برای حل دو مجهول (W_1 و W_2) در تیر نامعین ایستایی از استاتیک ساده به شرح زیر استفاده می شود:



$$R_L = F_{3rd \text{ diaphragm (Line B)}} = 81.57 \text{ k}$$

$$R_R = F_{3rd \text{ diaphragm (Line F)}} = 93.64 \text{ k}$$

$$a = \text{left cantilever} = 30 \text{ ft}$$

$$b = \text{center span} = 120 \text{ ft}$$

$$c = \text{right cantilever} = 30 \text{ ft}$$

$$L = \text{total diaphragm length} = a + b + c = 180 \text{ ft}$$

شکل ۱۳-۱. علائم مورد استفاده در محاسبات بارگذاری دوزنقه ای

مجموع نیروها در جهت بارگذاری و مجموع لنگرها در سمت چپ نقطه تکیه گاهی، RL (دو معادله و دو مجهول):

$$(1) \quad \left(\frac{w_1 + w_2}{2} \right) L = R_L + R_R$$

$$(2) \quad w_1 L \left(\frac{L}{2} - a \right) + \frac{1}{2} (w_2 - w_1) L \left(\frac{2}{3} L - a \right) = R_R b$$

برای W_1 و W_2 حل شود.

استفاده از ضریب Y برای توزیع بار (شکل $A-14L$) ، بار دیافراگم در سطح نیروی FPX (شکل $1-14b$) بدست می آید. تجزیه و تحلیل عکس العمل تیر، نشان دهنده نیروهای دیوار برشی نشان داده شده در بالا، ضرب در ضریب Y می باشد. جهت کنترل دقت محاسبات و صحت مدل تیر با تقسیم کردن "ضریب Y و مقایسه واکنش تیریه دیوار برشی در شکل $1,11$ و $1,12$ نشان داده شده است. بر اساس شکل $1,15$ ، حداکثر برش دیافراگم محاسبه شده در شبکه خط B برابر $K 83,0$ است. برش نهایی دیافراگم بر اساس هر پا می تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$v_{ndB} = \frac{V_{ndB}}{L_{dB}} = \frac{83.0k}{90ft} = 0.92 \text{ klf}$$

به طور مشابه، برشی نهایی در شبکه خط F می تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$v_{ndF} = \frac{V_{ndF}}{L_{dF}} = \frac{91.0k}{90ft} = \underline{\underline{1.01 \text{ klf}}}$$

بنابراین، برشی نهایی دیافراگم در طبقه سوم در جهت شمال-جنوب در شبکه خط F هنگامی که جرم در شرق COR است، رخ می دهد.

نیروهای وتر:

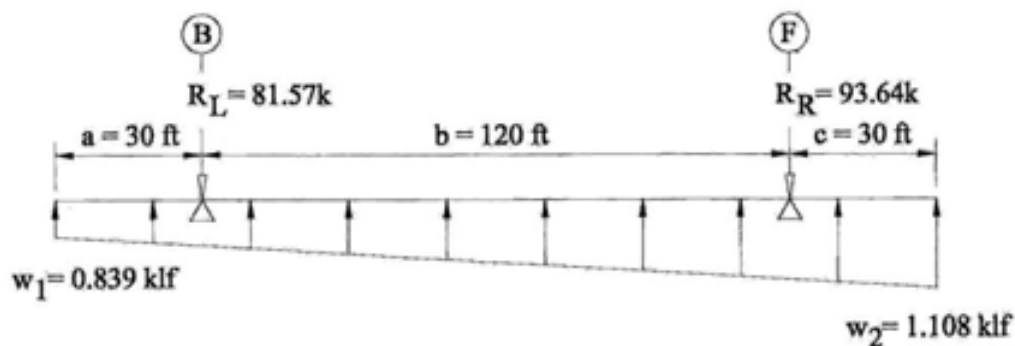
حداکثر نیروهای وتر در محل حداکثر لنگر رخ می دهد. بر اساس نمودار لنگر نشان داده شده در شکل $1-16$ ، حداکثر لنگر در نقطه صفر برشی، که در این مورد در نزدیکی نقطه میانی دهانه مرکزی است، رخ می دهد. با فرض فاصله تقریبی مرکز به مرکز بین اعضای وتر از 95 درصد عمق دیافراگم ، نیروهای وتر به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_u = 1958.2 \text{ k-ft}$$

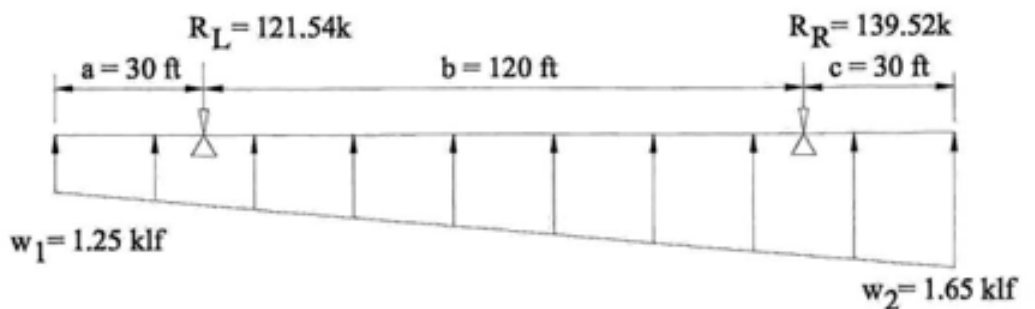
$$D = 0.95(90ft) = 85.5 \text{ ft}$$

$$T_u = \frac{M_u}{D} = \frac{1,958.2 \text{ k-ft}}{85.5 \text{ ft}} = \underline{\underline{22.9 \text{ k}}}$$

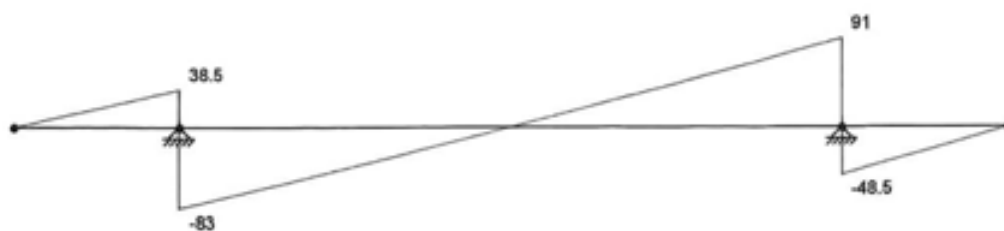
در اینجا باید اشاره کرد که می توان از فاصله مرکز تا مرکز بین تیرهای محیطی در D استفاده کرد. در این صورت، وتر در بالای تیر محیطی ، باید تقویت شود.



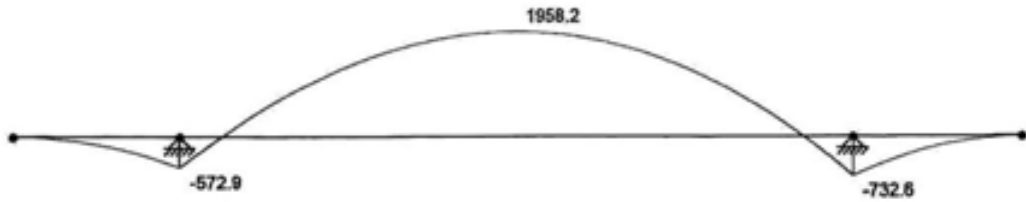
شکل ۱۴-۱ الف. مدل تیر دیافراگم طبقه سوم با بار اعمالی f_x



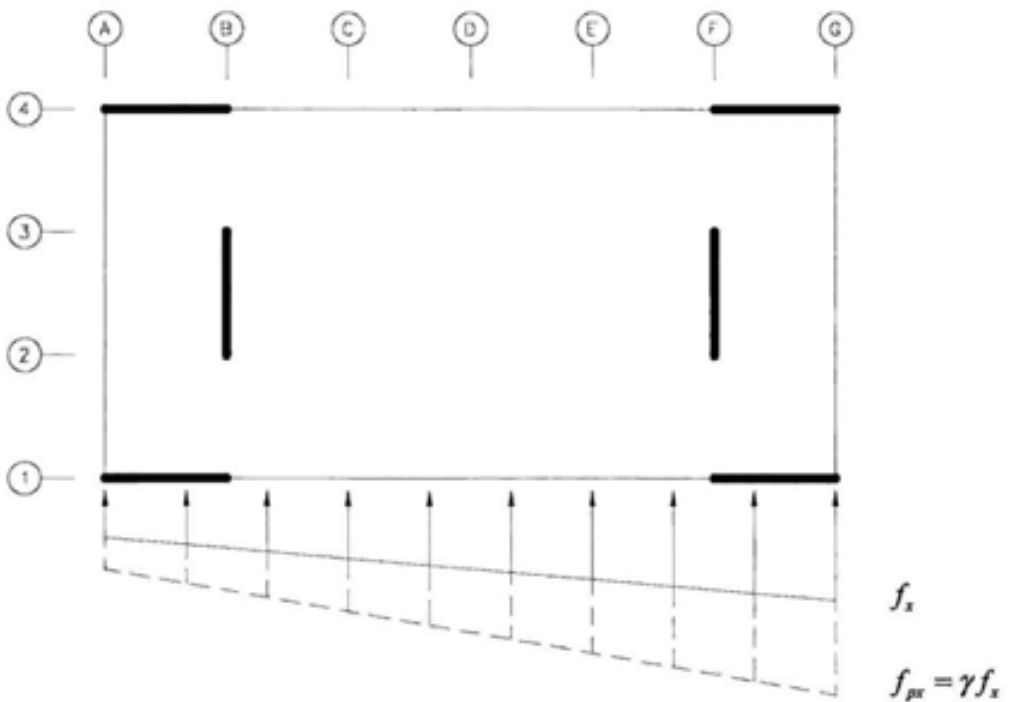
شکل ۱۴-۱ ب. مدل تیر دیافراگم طبقه سوم با بار اعمالی f_{px}



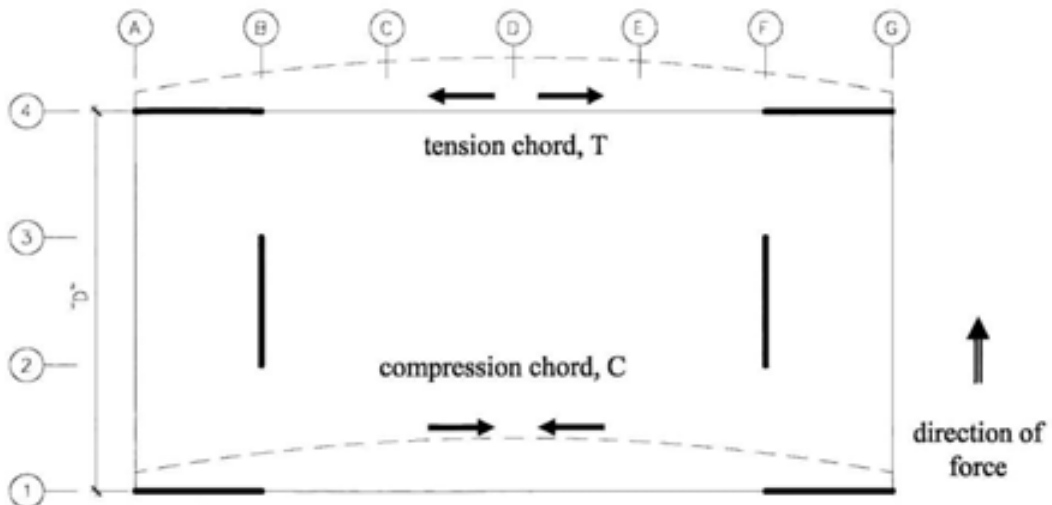
شکل ۱۵-۱. دیاگرام برش (غیرخطی) برای مدل تیر طبقه سوم، نیرو مساوی با f_{px}



شکل ۱-۱۶. دیاگرام لنگر خمشی برای تیر مدل طبقه سوم، نیرو مساوی با f_{px}



شکل ۱-۱۷. نمای پلان دیافراگم طبقه سوم که نشان دهنده بارگذاری در برش پایه (f_x) و مقادیر نیروی دیافراگم می باشند.



شکل ۱-۱۸. نمای پلان دیافراگم طبقه سوم که نشان دهنده رفتار خمشی و نیروهای نهایی تیرهای کناری می باشند.

نیروهای طراحی برای دیافراگم با بازشو (طبقه دوم):

توضیح روش تجزیه و تحلیل.

تعیین برش دیافراگم:

روش تحلیل با استفاده از روش قسمت D ۱ برای تحلیل دیافراگم بدون بازشو را می توان برای دیافراگم همراه با بازشو استفاده کرد (شکل ۱، ۱۹ تا ۱، ۲۴ را مشاهده نمایید). با این حال به منظور محاسبه دقیق ، نیروهای واقعی دیافراگم، تجزیه و تحلیل دقیق تری برای محاسبه توزیع غیر یکنواخت جرم لرزه ای در سراسر دیافراگم کف با توجه به وجود بازشو بزرگ ، مورد نیاز است. در نتیجه اثبات می شود که محاسبه با دست دشوار بوده و برای این مثال ، روش طراحی مورد استفاده در قسمت d ۱ استفاده خواهد شد.

تعیین نیروهای وتر:

همانطور که در قسمت D ۱ گفته شد، نیروهای وتر اولیه (C ۱، T ۱) به عنوان تابع لنگر خمشی در دیافراگم و عمق عمود بر جهت بارگذاری دیافراگم ، می باشد. با این مقدمه از دیافراگم با بازشو، نیروهای ثانویه وتر

(T_2 ، C_2) باید مانند آنچه در شکل ۱-۲۵ نشان داده شده، در تجزیه و تحلیل اختصاص یابد. نیروهای ثانویه وتر به خمش محلی دیافراگم در دو طرف باز شو رخ می دهد (در این مورد بالا و پایین). این بخش های دیافراگم به عنوان تیرهایی به اندازه طول باز شو با انتهای گیردار می باشد. باید توجه کرد که اگر چه در این مثال این محل ها به طور کامل، ثابت فرض شده است، در واقعیت اینطور نیست و در بعضی مکان ها گیردار و برخی دیگر اتصال مفصلی می باشد. بارگذاری در این بخش بر اساس جرم نسبی دو بخش محاسبه شده است. نیروهای اولیه و ثانویه وتر با استفاده از عمق مربوطه دیافراگم، D_1 و D_2 ، به ترتیب حاصل می شوند.

برش دیافراگم:

با استفاده از روش مشخص شده در بخش d_1 ، نیروی کل دیافراگم در هر خط از شبکه محاسبه شده است:

$$F_{2nd\ diaphragm\ (Line\ B)} = 383.56\ k - 348.42\ k = 35.14\ k$$

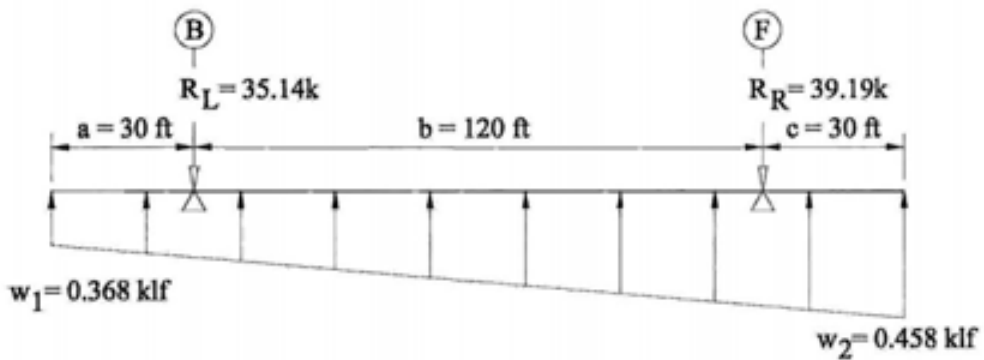
$$F_{2nd\ diaphragm\ (Line\ F)} = 443.40\ k - 404.21\ k = 39.19\ k$$

دیافراگم در دو محل، بررسی می شود: (۱) خط دیوار برشی با بیشترین برش مورد نیاز دیافراگم (۲) در کنار باز شو با بیشترین برش مورد نیاز (خط مشبک E). با توجه به شکل ۱-۲۰، حداکثر مقدار دیافراگم در هر پا، به صورت زیر محاسبه می شود:

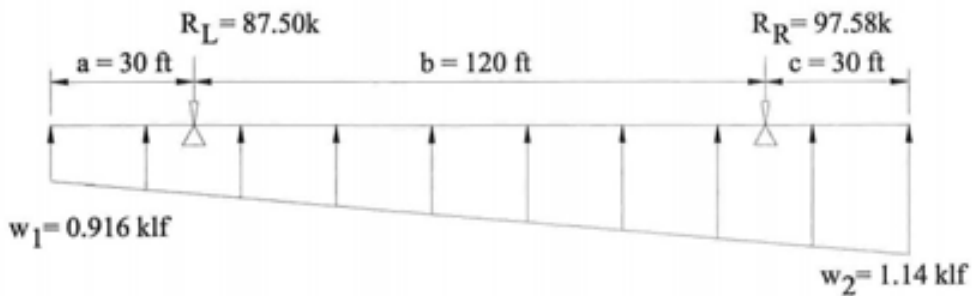
$$(1) v_{ndF} = \frac{V_{ndF}}{L_{dF}} = \frac{63.9\ k}{90\ ft} = \underline{0.71\ klf}$$

$$(2) v_{ndE} = \frac{V_{ndE}}{L_{dE}} = \frac{31.5\ k}{(90\ ft - 20\ ft)} = 0.45\ klf$$

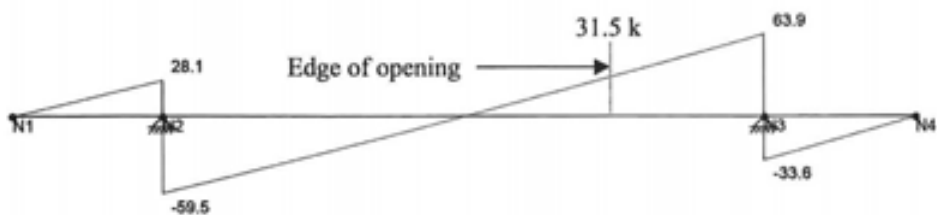
بنابراین، حداکثر برشی نهایی در دیافراگم طبقه دوم در جهت شمال به جنوب در خط شبکه F رخ می دهد.



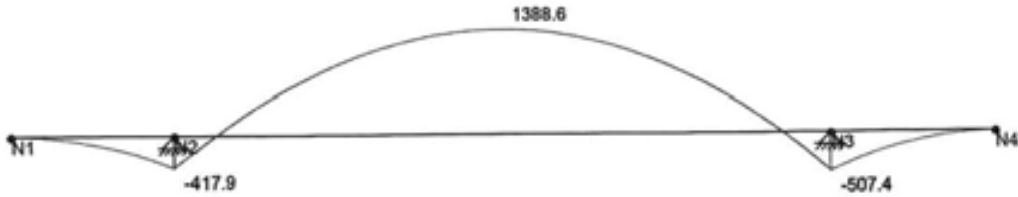
شکل ۱-۱۹ الف. مدل تیر دیافراگم طبقه دوم با بار اعمالی f_x



شکل ۱-۱۹ ب. مدل تیر دیافراگم طبقه دوم با بار اعمالی f_{px}



شکل ۱-۲۰. دیاگرام برش (غیرخطی) برای مدل تیر طبقه دوم، نیرو مساوی با f_{px}



شکل ۱-۲۱. دیاگرام لنگر خمشی برای تیر مدل طبقه دوم، نیرو مساوی با f_{px}

نیروهای وتر:

نیروهای اولیه وتر در وسط دهانه دیافراگم به شیوه ای که در قسمت **d۱** توصیف شد، به صورت زیر

محاسبه می شود:

$$M_{nl} = 1,388.6 \text{ k-ft}$$

$$D_1 = 0.95(90 \text{ ft}) = 85.5 \text{ ft}$$

$$T_{nl} = \frac{M_{nl}}{D_1} = \frac{1,388.6 \text{ k-ft}}{85.5 \text{ ft}} = \underline{\underline{16.2 \text{ k}}}$$

نیروهای ثانویه وتر بر اساس لنگر داخلی در بخش دیافراگم مجاور بازشو، محاسبه شده است. در بخش بالای بازشو تیر با انتهای ثابت، بارگذاری به صورت جرم نسبی تقریبی در هر یک از بخش ها، اعمال می شود. از آنجا که ساختمان متقارن و همراه با بازشو در مرکز است، بارگذاری بر روی هر بخش به صورت نشان داده شده در شکل ۱-۲۲ معادل با نیمی از بار دوزنقه ای وارده در بیش این بخش از دیافراگم که در شکل ۱-۲۳ نشان داده شده، محاسبه خواهد شد. نمودار لنگر به صورت نشان داده شده در شکل ۱-۲۴ ترسیم می شود.

بار دوزنقه ای در بخش بالا دیافراگم با بازشو به شرح زیر محاسبه می شود:

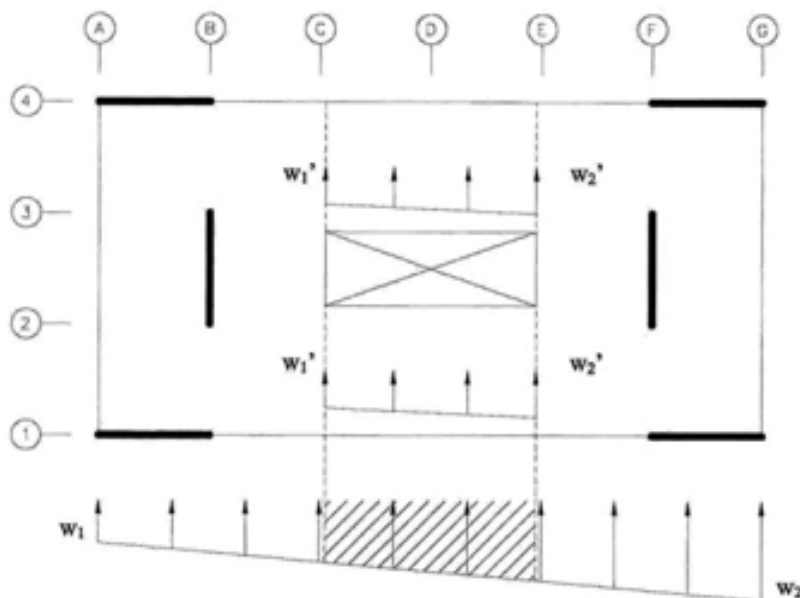
بر اساس شکل داریم

$$w_1 = 0.916 \text{ klf}$$

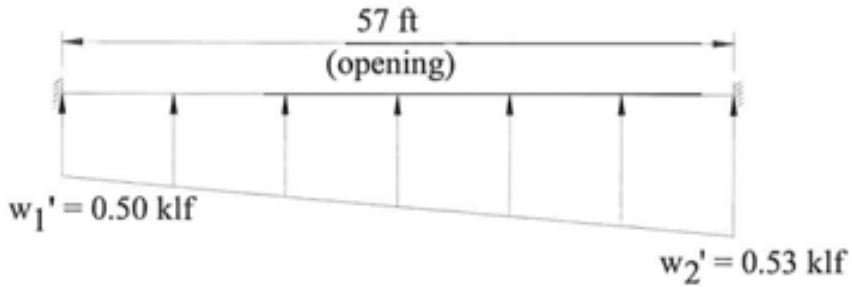
$$w_2 = 1.14 \text{ klf}$$

$$w_1' = \frac{1}{2} \left[0.916 \text{ klf} + (1.14 \text{ klf} - 0.916 \text{ klf}) \left(\frac{\left(\frac{180 \text{ ft} - 57 \text{ ft}}{2} \right)}{180 \text{ ft}} \right) \right] = 0.50 \text{ klf}$$

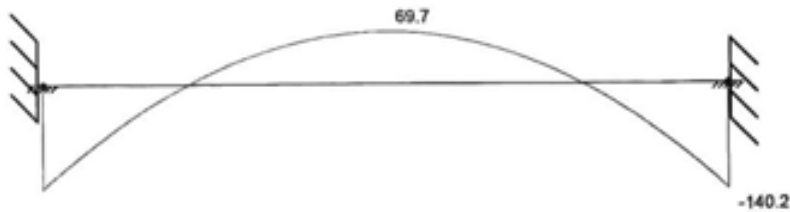
$$w_2' = \frac{1}{2} \left[1.14 \text{ klf} - (1.14 \text{ klf} - 0.916 \text{ klf}) \left(\frac{\left(\frac{180 \text{ ft} - 57 \text{ ft}}{2} \right)}{180 \text{ ft}} \right) \right] = 0.53 \text{ klf}$$



شکل ۱-۲۲. نمای پلان دیافراگم طبقه دوم که نشان دهنده توزیع کل بار دوزنقه ای اعمال شده به قطعات دیافراگم نزدیک به بازشومی باشند.



شکل ۱-۲۳. مدل تیر قطعه دیافراگم طبقه دوم بالای باز شو بار اعمالی f_{px}



شکل ۱-۲۴. دیاگرام خمشی برای قطعه دیافراگم طبقه دوم بالای باز شو

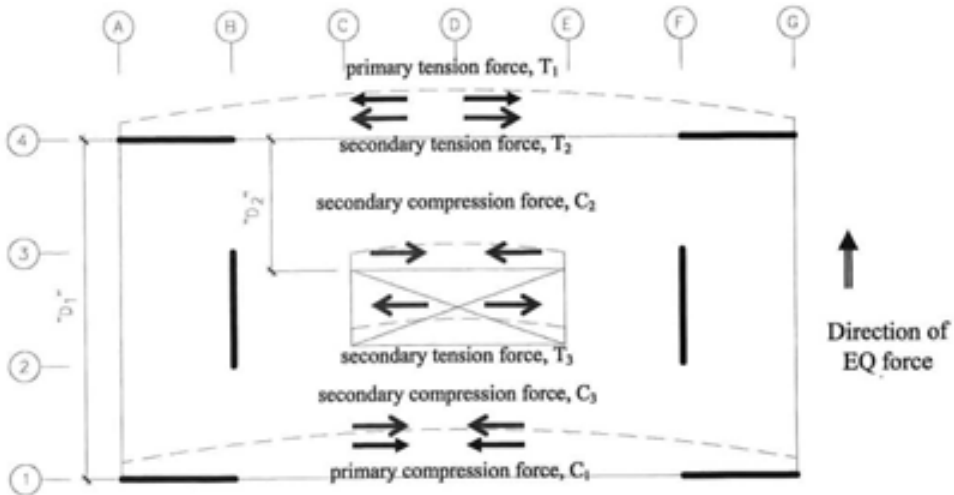
نیروهای ثانویه (T_v) و مجموع نیروهای وتر نزدیک به وسط دهانه بر اساس حداکثر لنگر مثبت به صورت سپس زیر محاسبه می شود:

$$M_{u2} = 69.7 \text{ k} \cdot \text{ft} \text{ (max. positive secondary moment near segment midspan)}$$

$$D_2 = 0.95(35\text{ft}) = 33.3 \text{ ft}$$

$$T_{u2} = \frac{M_{u2}}{D_2} = \frac{69.7 \text{ k} \cdot \text{ft}}{33.3 \text{ ft}} = 2.09 \text{ k}$$

$$T_{\text{tot}} = T_{u1} + T_{u2} = 16.2 \text{ k} + 2.09 \text{ k} = \underline{\underline{18.3 \text{ k}}}$$



شکل ۱-۲۵. نمای پلان دیافراگم طبقه دوم که نشان دهنده رفتار خمشی و نیروهای اصلی و فرعی نهایی المان های کناری برای قطعات دیافراگم مجاور با وسط دهانه می باشد.

از آنجا که بخش مجاور به بازشو در دیافراگم، به صورت تیر گیردار فرض می شود، نیروهای کششی وتر ناشی از لنگر منفی در نزدیکی گوشه های بازشو، توسعه می یابند. در نتیجه نیروی ثانویه وتر بر اساس حداکثر لنگر منفی، به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_{u3} = 140.2 \text{ k-ft} \quad \text{ممان ثانویه مثبت ماکزیمم نزدیکی میان دهانه سگمنت}$$

$$D_2 = 0.95(35 \text{ ft}) = 33.3 \text{ ft}$$

$$T_{u3} = \frac{M_{u3}}{D_2} = \frac{140.2 \text{ k-ft}}{33.3 \text{ ft}} = \underline{\underline{4.21 \text{ k}}}$$

توجه داریم که این نیرو در طراحی نزدیکترین وتر به بازشو حاکم خواهد شد. بر اساس نمودار لنگر نشان داده شده در شکل ۱-۲۴، وقتی که حداکثر لنگر منفی نزدیک وسط دهانه دیافراگم معادل ۶۹٫۷ فوت که کمتر از حداکثر لنگر مثبت معادل ۱۴۰٫۲ فوت در انتهاست، شود، نیروی لرزه ای معکوس خواهد شد. بنابراین، وتر دیافراگم طراحی شده بر اساس حداکثر لنگر ۱۴۰٫۲ فوت در طول دیافراگم ثابت است. با این حال، میلگردهای تقویتی اضافه شده، ممکن است به صورت محلی در بخشی از دیافراگم مقدار قابل توجه داشته

باشد. توجه داریم که، اگر چه در اینجا نشان داده نشده، رویکرد فوق باید برای طراحی وتر در جهت شرق به غرب استفاده شود.

طراحی دیافراگم بدون بازشو (طبقه سوم) برای طرح لرزه ای گروه ب

طراحی طبقه سوم دیافراگم در خط شبکه F.

مقاومت برشی طرح ۲/۶۱-اینچ - ضخامت، دال بتنی کف، به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\phi V_c = \phi 2\sqrt{f'_c} bd \quad \text{ACI 318-05 (11-4)}$$

که در آن

$$\phi = 0.75 \quad \text{برای اعضای در مواجه با برش} \quad \text{ACI 318-05 §9.3}$$

برای دال بتنی با ضخامت ۶/۵ اینچ

$$\phi V_c = (0.75) 2\sqrt{4,000 \text{psi}} (6.5 \text{ in.}) \left(\frac{12 \text{ in.}}{1 \text{ ft}} \right) \left(\frac{1 \text{ k}}{1000 \text{ lbs}} \right) = 7.4 \text{ klf}$$

$$\phi V_c \geq v_{\text{min}} = 1.01 \text{ klf} \quad \therefore \text{ دال برای نیازهای دیافراگم درست می باشد}$$

دال برای تقاضای دیافراگم مشکلی ندارد.

طراحی وتر طبقه سوم دیافراگم (بدون بازشو).

دال تقویت شده مورد نیاز برای نیروهای وتر باید محاسبه شود. مقاومت کششی میلگردها باید محاسبه شود:

$$\phi T_n = \phi A_s f_y \geq T_n$$

که در آن

$$\phi = 0.90 \quad \text{برای کشش در فولاد بتن مسلح}$$

به صورتی که محاسبه شده است در بخش ۱d

$$T_n = 22.9 \text{ k}$$

میزان آرماتور تقویتی دال مورد نیاز در تیرهای خمشی کناری مطابق زیر محاسبه می شود:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{22.9k}{(0.9)(60 \text{ ksi})} = 0.42 \text{ in.}^2$$

∴ در لبه دال یک میلگرد نمره ۶ مهیا کنید ($A_s = 0.44 \text{ in.}^2$)

یک میلگرد نمره ۶ در لبه دال بکار گرفته شود.

در روش دیگر، تقویت بالای تیر، برای پاسخگویی به تقاضای نیروهای وتر می تواند مورد استفاده قرار گیرد. با این حال، تقویت ارائه شده تنها برای تقاضای گرانشی، برای مقاومت در برابر بارهای جانبی مورد استفاده قرار گیرد. توجه داریم که اعضایی که در یک جهت خاص ممکن است در برابر نیروهای وتری ناشی از بارگذاری لرزه ای مقاومت می کنند و در جهت عمود بر آن به عنوان اعضای جمع کننده نیروهای لرزه ای عمل می کنند. در چنین مواردی، این اعضا باید برای بیشترین نیروهای ناشی از بارگذاری لرزه ای در هر دو جهت طراحی شوند. سطح **B** برای همه وترها و جمع کننده های تقویت شده فراهم می شود.

طراحی دیافراگم با بازشو (طبقه دوم) برای طراحی لرزه ای دسته ب

طراحی طبقه دوم دیافراگم در شبکه خط F.

ضخامت دال و میلگردها در طبقه سوم یکسان است. بنابراین، مقاومت برشی طراحی دیافراگم برابر است با:

$$\phi V_c = 7.4 \text{ klf} \geq v_{mf} = 0.71 \text{ klf} \quad \therefore \text{ دال برای تقاضاهای دیافراگم اوکی است}$$

طراحی وتر برای طبقه دوم دیافراگم (با بازشو).

میلگردهای اضافی دال مورد نیاز برای مقاومت در برابر نیروهای وتر با استفاده از همان روش مشخص شده در قسمت **B2** محاسبه شده است. نیروهای اولیه و ثانویه وتر مورد نیاز برای کل میلگردها برابر:

$$T_{tot} = 18.3 \text{ k} \quad \text{در راستای محور ۱ و ۴}$$

$$A_s = \frac{T_{tot}}{\phi f_y} = \frac{18.3 \text{ k}}{(0.9)(60 \text{ ksi})} = 0.34 \text{ in.}^2$$

$$\text{برای لبه دال یک میلگرد نمره ۶ مهیا نمایید} \quad (A_s = 0.44 \text{ in.}^2)$$

توجه داریم که میلگرد #۶ هم برای وتر اولیه و هم نیروهای نزدیک وسط دهانه بازشو مورد نیاز است، این میلگردها باید به طور پیوسته در طول دیافراگم استفاده شود. اگر میلگرد اضافی در لبه های باز برای حمل بار اضافی ناشی از نیروی ثانویه وتر لازم بود، این میلگردها باید در طول دیافراگم مجاور به بازشو و با فاصله یکسان در طول، انتهای بازشو گسترش یابد. میلگردهای ثانویه وتر مورد نیاز برای لنگر منفی در مجاور بازشو:

$$T_{u3} = 4.21 \text{ k} \quad \text{نزدیک به خطوط محورهای ۲ و ۳}$$

$$A_s = \frac{T_{u3}}{\phi f_y} = \frac{4.21 \text{ k}}{(0.9)(60 \text{ ksi})} = 0.08 \text{ in.}^2$$

میلگرد #۵ در داخل لبه دال مجاور به بازشو

روش دیگر، میلگردهای بالای تیر ممکن است برای مقاومت در برابر نیروهای وتر بحث شده در قسمت **B** مورد استفاده قرار گیرد.

طراحی تیر جمع کننده برای سطح لرزه ای ب

نیروهای طراحی برای اتصالات طبقه سوم، خط ب

از آنجا که ساختمان متقارن است، اتصالات خط **B** باید برای نیروی دیافراگم برابر 93.64 k طراحی شود، که اگر پیچش تصادفی ناشی از جابجایی بار به سمت غرب **COM** اعمال شود، رخ می دهد.

$$F_{3rd \text{ diaphragm (Line B)}} = 93.64 \text{ k}$$

$$F_{px} = \gamma F_{3rd \text{ diaphragm (Line B)}} = (1.49)(93.64 \text{ k}) = 139.52 \text{ k}$$