جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزئیات اجرایی

نسخه تدریس

به منظور افزایش بازدهی تدریس و آشنایی مهندسان با روشهای مختلف حل مسائل در سرفصل بهسازی، در برخی مثالها موارد زیر اضافه و در صفحات اصلی نیز مشخص شده است.

- حل مثال به روش ضرایب بار و مقاومت انجام شده و در کنار گامهای حل به روش تنش مجاز (حل نسخه اصلی) قرار گرفته است.
- روندنمای حل، طراحی و در ابتدای مثال، قرار داده شده است .

دکتر محسن گرامی

مردادماه ۱۳۹۹

نشریه شماره ۵۲۴

معاونت نظارت راهبردی

دفتر نظام فنی اجرایی

nezamfanni.ir

۱۳۸۹

بسمه تعالی

ریاست جمهوری

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

شماره: ۱۰۰/۱۰۶۷۱۳

تاریخ: ۸۹/۱۲/۲۵

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران

موضوع: راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزییات اجرایی

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و ماده (۶) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویبنامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۵۲۴ دفتر نظام فنی اجرایی، با عنوان «**راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزئیات اجرایی**» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند و در صورتی که روش‌ها، دستورالعمل‌ها و راهنمای بهتری در اختیار داشته باشند، با ارسال نسخه‌ای از آن به دفتر نظام فنی اجرایی رعایت مفاد این بخشنامه الزامی نیست.

ابراهیم عزیزی

743313

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی موارد را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱- *شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.*

۲- *ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.*

۳- *در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.*

۴- *نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.*

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی‌علی‌شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، دفتر نظام فنی اجرایی

Email: info@nezamfanni.ir **web: nezamfanni.ir**

بسمه تعالی

پیشگفتار

نظام فنی و اجرایی کشور براساس مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ ت ۳۳۴۹۷ هـ ، مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران به کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده طرح‌ها را مورد تاکید جدی قرار داده است.

بهسازی لرزه‌ای از شاخه‌های نوین علم عمران می‌باشد که از چند دهه قبل در کشورهای پیشرفته صنعتی مورد توجه قرار گرفته است و در سالهای اخیر با توجه به خسارات وارده در اثر زلزله‌های گذشته، در کشور ما نیز اهمیت ویژه‌ای به خود اختصاص داده است. در زمینه ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها، نشریه شماره ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور تحت عنوان "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" با اقتباس از مدارک معتبر بین‌المللی و تجربیات داخلی منتشر شده است، ولی آنچه که برای مهندسین مشاور اهمیت دارد این است که پس از ارزیابی و شناسایی ضعف‌های سازه بتوانند با روش‌های صحیح، علمی و در عین حال اقتصادی این ضعف‌ها را مرتفع سازند. از طرفی جزئیات بهسازی تا حدودی به عنوان رازی در دل مهندسین مجرب و باتجربه بوده و لذا تهیه راهنمایی برای انتقال این تجربیات و ارتقای دانش طراحی و اجرایی مهندسین جامعه امری ضروری به نظر می‌رسید.

هدف این راهنما ارائه مجموعه‌ای از تجربیات داخلی و خارجی به منظور بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود می‌باشد که در سه بخش معرفی راهبردهای بهسازی، راهکارهای بهسازی موضعی و بهسازی سیستم سازه‌ای ارائه شده است.

با همه‌ی تلاش انجام‌شده قطعا هنوز کاستی‌هایی در متن موجود است که إنشاءا... کاربرد عملی و در سطح وسیع این نشریه توسط مهندسان موجبات شناسایی و برطرف نمودن آن‌ها را فراهم خواهد نمود.

در پایان، از تلاش و جدیت سرکار خانم مهندس بهناز پورسید و کارشناسان دفتر نظام فنی اجرایی همچنین شرکت تدبیر ساحل پارس مجری محترم طرح تشکر و قدردانی می نماید. امید است شاهد توفیق روزافزون همه‌ی این بزرگواران در خدمت به مردم شریف ایران اسلامی باشیم.

معاون نظارت راهبردی

۱۳۸۹

مجری طرح

شرکت مهندسین مشاور تدبیر ساحل پارس

اعضای کارگروه تنظیم و تدوین به ترتیب حروف الفبا:

آقای مهندس آرش برخوردار

آقای مهندس منصور بیات

آقای مهندس سید محسن شبانکاره

آقای مهندس شاپورطاحونی

آقای مهندس مجید رضائی

آقای مهندس مهدی فضلی

خانم لیلا سلمه

خانم مینا کوشکی

گروه مدیریت وراهبری پروژه به ترتیب حروف الفبا:

خانم مهندس فرزانه آقا رمضانعلی

آقای مهندس رضا اسفندیاری صدق

آقای مهندس فرزاد پارسا

آقای مهندس علی تبار

آقای مهندس حمیدرضا خاشعی

آقای مهندس حامد سرمست

آقای مهندس علیرضا فلسفی

فهرست

بخش اول- معرفی

فصل ۱ - راهبردهای بهسازی

۱-۱ - کلیات ۵

۱-۲- روش ارزیابی براساس نسبت ظرفیت به نیاز سازه ۵

۱ ۲ ۱ منحنی ظرفیت و طیف ظرفیت ۵

۱ ۲ ۲ طیف نیاز ۷

۱ ۲ ۳ نقطه عملکردی و جابجایی هدف سازه ۸

۱ ۲ ۴ رفتار یا عملکرد هدف ۹

۱-۳- بهسازی سازه‌ها ۹

۱-۴- راهبردهای بهسازی ۱۰

۱ ۴ ۱ راهبرد اصلاح موضعی اجزا ۱۲

۱ ۴ ۲ راهبرد افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه ۱۴

۱ ۴ ۳ راهبرد کاهش نیاز ساختمان ۱۵

۱-۴-۳-۱- کاهش جرم ساختمان ۱۶

۱-۴-۳-۲- سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای ۱۶

۱-۴-۳-۳- سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی (میراگرها) ۱۸

بخش دوم- بهسازی موضعی

فصل دوم- راهکارهای اصلاح موضعی اجزا

۲-۱ - کاشت پیچ و میلگرد ۲۵

۲ ۱ ۱ مقدمه ۲۵

۲ ۱ ۲ کاشت با استفاده از پایه سیمانی ۲۵

۲ ۱ ۳ کاشت با استفاده از مواد اپوکسی ۲۵

۲-۱-۳-۱- مقاومت کششی و برشی پیچ یا میلگرد کاشته شده با چسب اپوکسی ۲۸

۲-۱-۳-۲- ضرایب اصلاح ۲۸

۲ ۱ ۴ کاشت به کمک مهار مکانیکی ۳۰

مثال ۲ ۱ ۱ ۳۱

۲-۲- راهکارهای بهسازی شالوده و پی ۳۵

۲ ۲ ۱ معرفی ۳۵

۲ ۲ ۲ مشکلات مقاوم‌سازی شالوده ۳۶

۲ ۲ ۳ انواع راهکارهای رفع عیوب شالوده ۳۶

۲ ۲ ۴ راهکارهای بهسازی شالوده و پی ۳۶

۲-۲-۴-۱- راهکارهای بهسازی شالوده ۳۷

۲-۲-۴-۲- راهکارهای بهسازی پی (بهسازی ژئوتکنیکی) ۴۴

مثال ۲ ۲ ۱ ۴۹

۲-۳- راهکارهای بهسازی دال ۵۳

۲ ۳ ۱ انواع راهکارهای تقویت دال ۵۳

۲-۳-۱-۱- تعمیر موضعی ۵۳

۲-۳-۱-۲- افزایش ضخامت دال ۵۳

۲-۳-۱-۳- اضافه کردن تیرک فولادی ۵۶

۲-۳-۱-۴- اضافه نمودن نوارهای فولادی ۵۷

۲-۳-۱-۵- استفاده از مصالح FRP ۵۸

۲-۳-۱-۶- مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی ۶۳

۲-۳-۱-۷- بهبود عملکرد دیافراگمی دال ۶۵

مثال ۲ ۳ ۱ ۶۶

۲-٤- راهکارهای بهسازی تیر ۷۱

۲ ۴ ۱ تیرهای بتن مسلح ۷۱

۲-۴-۱-۱- روکش بتن مسلح ۷۲

مثال ۲ ۴ ۱ ۷۴

۲-۴-۱-۲- روکش فولادی ۷۹

مثال ۲ ۴ ۲ ۸۰

۲-۴-۱-۳- استفاده از مصالح FRP ۸۴

۲-۴-۱-۳-۱- تقویت خمشی تیر با مصالح FRP ۸۴

۲-۴-۱-۳-۱-۱- فرضیات ۸۵

۲-۴-۱-۳-۱-۲- مقاومت برشی مقطع ۸۵

۲-۴-۱-۳-۱-۳- کرنش لایه زیرین بتن موجود ۸۶

۲-۴-۱-۳-۱-۴- ضرایب جزئی ایمنی ۸۶
۲-۴-۱-۳-۱-۵- بررسی معایب مقاوم‌سازی خمشی تیرها با مصالح FRP ۸۶
۲-۴-۱-۳-۱-۶- کرنش در مصالح FRP ۹۰
۲-۴-۱-۳-۱-۷- تنش در مصالح FRP ۹۰
۲-۴-۱-۳-۱-۸- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی ۹۱
۲-۴-۱-۳-۱-۹- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی دارای فولاد فشاری ۹۲
۲-۴-۱-۳-۱-۱۰- مقاومت نهایی تیرهای T شکل ۹۲
۲-۴-۱-۳-۲- تقویت برشی ۹۳
۲-۴-۱-۳-۲-۱- محدودیت‌های تقویت برشی ۹۷
۲-۴-۱-۳-۲-۲- حداکثر تقویت برشی ۹۷
۲-۴-۱-۳-۲-۳- حداقل تقویت برشی ۹۷
۲-۴-۱-۳-۳- افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ ۹۷
۲-۴-۱-۳-۴- راهکارهای اجرایی برای رفع معایب FRP ۹۷
۲-۴-۱-۳-۴-۱- اعمال سیستم مهاربندی در انتهای لایه FRP ۹۸
۲-۴-۱-۳-۴-۲- اعمال سیستم پیش تنیدگی در لایه FRP ۹۹
مثال ۲ ۴ ۳ ۱۰۱
مثال ۲ ۴ ۴ ۱۰۳
مثال ۲ ۴ ۵ ۱۰۶
۲-۴-۱-۴- استفاده از پیش تنیدگی خارجی در تیر بتنی ۱۰۸
مثال ۲ ۴ ۶ ۱۰۹
۲ ۴ ۲ تیرهای فولادی ۱۱۱
۲-۴-۲-۱- تقویت با روکش فولادی ۱۱۲
۲-۴-۲-۲- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر ۱۱۲
۲-۴-۲-۳- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان ۱۱۳
مثال ۲ ۴ ۷ ۱۱۳
۲-۴-۲-۴- استفاده از روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی ۱۱۵
۲-۴-۲-۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی ۱۱۵
مثال ۲ ۴ ۸ ۱۱۷
۲-۵- راهکارهای بهسازی ستون ۱۱۹
۲ ۵ ۱ بهسازی ستون‌های بتن مسلح ۱۱۹
۲-۵-۱-۱- روش‌های بهسازی ستون‌های مسلح ۱۲۰

۲-۵-۱-۱-۱-۱- استفاده از روکش بتنی ۱۲۱
مثال ۲ ۵ ۱ ۱۲۷
۲-۵-۱-۱-۱-۲- روکش فولادی ۱۳۰
مثال ۲ ۵ ۲ ۱۳۶
۲-۵-۱-۱-۱-۳- استفاده از الیاف مسطح پلاستیکی FRP ۱۳۸
۲-۵-۱-۱-۳-۱- مقاوم‌سازی ستون‌های گرد کوتاه تحت فشار خالص ۱۴۱
۲-۵-۱-۱-۳-۲- ستون‌های مستطیلی کوتاه تحت فشار خالص ۱۴۳
۲-۵-۱-۱-۳-۳- تقویت برشی برای اعضای فشاری ۱۴۵
۲-۵-۱-۱-۳-۴- محدودیت‌های مقاوم‌سازی برای ظرفیت بار محوری ۱۴۹
مثال ۲ ۵ ۳ ۱۵۰
مثال ۲ ۵ ۴ ۱۵۲
مثال ۲ ۵ ۵ ۱۵۳
مثال ۲-۵-۶ ۱۵۵
۲ ۵ ۲ بهسازی ستون‌های فولادی ۱۵۷
۲-۵-۲-۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون ۱۵۸
۲-۵-۲-۲- اضافه کردن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل مقطع به شکل جعبه‌ای ۱۵۹
مثال ۲ ۵ ۷ ۱۵۹
۲-۵-۲-۳- استفاده از روکش بتنی ۱۶۰
۲-۵-۲-۳-۱- محدودیت‌ها ۱۶۱
۲-۵-۲-۳-۲- مقاومت فشاری ۱۶۲
۲-۵-۲-۳-۳- مقاومت کششی ۱۶۳
۲-۵-۲-۳-۴- مقاومت برشی ۱۶۳
۲-۵-۲-۳-۵- انتقال بار ۱۶۴
۲-۵-۲-۳-۶- جزییات آرماتوربندی اعضای محوری محاط در بتن ۱۶۵
۲-۵-۲-۳-۷- مقاومت برشگیرها ۱۶۵
۲-۵-۲-۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن ۱۶۶
۲-۵-۲-۴-۱- محدودیت‌ها ۱۶۶
۲-۵-۲-۴-۲- مقاومت فشاری ۱۶۶
۲-۵-۲-۴-۳- مقاومت کششی ۱۶۷
۲-۵-۲-۴-۴- مقاومت برشی ۱۶۷
۲-۵-۲-۴-۵- انتقال بار ۱۶۷
۲-۵-۲-۵- ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط محاط در بتن و اعضای پر شده با بتن ۱۶۸

۲-۵-۳-۵-۱- محاسبه اندرکنش و ظرفیت خمشی ۱۶۸
مثال ۲ ۵ ۸ ۱۶۹
مثال ۲ ۵ ۹ ۱۷۱
۲-۶- راهکارهای بهسازی اتصال ۱۷۵
۲ ۶ ۱ اتصالات بتنی ۱۷۶
۲-۶-۱-۱- معرفی ۱۷۶
۲-۶-۱-۲- آسیب‌های اتصالات بتنی ۱۷۸
۲-۶-۱-۲-۱- گسیختگی برشی اتصال ۱۷۹
۲-۶-۱-۲-۲- کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال ۱۸۰
۲-۶-۱-۲-۳- کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال ۱۸۱
۲-۶-۱-۲-۴- وجود درز سرد در محل اتصال ۱۸۲
۲-۶-۱-۲-۵- برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون ۱۸۲
۲-۶-۱-۲-۶- کمبود میلگردهای مثبت و منفی ۱۸۲
۲-۶-۱-۳- مبانی نظری رفتار اتصالات بتنی ۱۸۴
۲-۶-۱-۴- مهار میلگرد کششی تیر در محدوده اتصال ۱۸۹
۲-۶-۱-۵- روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات بتنی ۱۹۰
۲-۶-۱-۵-۱- تعمیرات جزئی ۱۹۰
۲-۶-۱-۵-۲- روکش بتنی ۱۹۰
مثال ۲-۶-۱ ۱۹۴
۲-۶-۱-۵-۳- روکش فولادی (ورق فولادی مسلح کننده) ۱۹۸
۲-۶-۱-۵-۴- پوشش FRP ۲۰۱
۲-۶-۱-۵-۵- استفاده از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات ۲۰۵
۲ ۶ ۲ راهکارهای بهسازی اتصالات فولادی ۲۰۶
۲-۶-۲-۱- معرفی ۲۰۶
۲-۶-۲-۲- آسیب‌های اتصالات فلزی ۲۰۶
۲-۶-۲-۳- نارسایی‌های اتصال ۲۱۱
۲-۶-۲-۴- ورق‌های پیوستگی ۲۱۱
۲-۵-۲-۵- چشمه اتصال ۲۱۱
۲-۶-۲-۶- تعیین لنگر محتمل در موقعیت مفصل پلاستیک ۲۱۳
۲-۶-۲-۷- محاسبه نیروهای داخلی در مفصل پلاستیک در وجه ستون ۲۱۳
۲-۶-۲-۸- راهکارهای تقویت اتصال فلزی جوشی ۲۱۴
۲-۶-۲-۸-۱- استفاده از ورق روسری و زیر سری مضاعف ۲۱۴

۲-۶-۲-۸-۲- استفاده از ماهیچه ۲۱۵
۲-۶-۲-۸-۳- لچکی‌های قائم در بال فوقانی و تحتانی ۲۱۵
۲-۶-۲-۸-۴- استفاده از ورق کناری (ورق گونه) ۲۱۶
۲-۶-۲-۸-۵- استفاده از مقطع T شکل ۲۱۶
۲-۶-۲-۸-۶- مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی ۲۱۷
۲-۶-۲-۹- راهکارهای تقویت اتصال فلزی پیچی باگیرداری کامل ۲۱۸
۲-۶-۲-۹-۱- افزایش طول ورق انتهایی و استفاده از سخت کننده در اتصال پیچی با ورق انتهای ۲۱۹
مثال ۲-۶-۲ مقاوم‌سازی اتصال فولادی ۲۲۰

بخش سوم- بهسازی سیستم

فصل ۳- حذف و یا کاهش نامنظمی در سازه

۳-۱- معرفی ۲۳۹

۳-۲- تقسیم‌بندی ساختمان‌ها بر حسب شکل ۲۴۱

۳ ۲ ۱ نامنظمی در پلان ۲۴۱
۳ ۲ ۲ نامنظمی در ارتفاع ۲۴۱

۳-۳- طبقه نرم ۲۴۲

۳-۴- نامنظمی پیچشی ۲۴۵

۳-۵- ستون کوتاه ۲۴۹

۳-۶- گوشه‌های فرورفته ۲۵۲

فصل ۴- افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه

۴-۱- مقدمه ۲۵۷

۴-۲- اضافه نمودن مهاربندها ۲۵۹

۴ ۲ ۱ مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) ۲۶۰
۴-۲-۱-۱- ضوابط طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه ۲۶۳
۴-۲-۱-۱-۱- توزیع نیروهای جانبی ۲۶۳
۴-۲-۱-۱-۲- محدودیت‌های اعضای قطری ۲۶۴
۴-۲-۱-۱-۳- لاغری اعضای قطری ۲۶۴

۴-۲-۱-۱-۴- اتصالات اعضای قطری مهاربندها ۲۶۵
۴-۲-۱-۱-۵- تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸ ۲۶۶
۴-۲-۱-۲- ضوابط طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی ۲۶۷
۴-۲-۱-۲-۱- اعضای قطری مهاربندها ۲۶۷
۴-۲-۱-۲-۲- اتصالات قطری‌های مهاربندها ۲۶۸
۴-۲-۱-۲-۳- تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸ ۲۶۸
۴ ۲ ۲ مهاربندهای فولادی واگرا (EBF) ۲۶۸
۴-۲-۲-۱- مهاربندهای فولادی واگرای ویژه ۲۷۲
۴-۲-۲-۱-۱- طراحی اعضای قطری مهاربند و اتصالات آنها ۲۷۲
۴-۲-۲-۱-۲- نیروهای طراحی مهاربندها ۲۷۲
۴-۲-۲-۱-۳- طراحی اتصالات مهاربندها ۲۷۳
۴-۲-۲-۲- مهاربند واگرای معمولی در داخل قاب ساده ۲۷۳
۴ ۲ ۳ مهاربندهای ضد کمانش (BRBF) ۲۷۴
۴ ۲ ۴ اضافه کردن مهاربندهای خارجی ۲۷۶
۴ ۲ ۵ اضافه کردن مهاربندهای بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته ۲۷۷
۴-۳- اضافه کردن دیوارهای برشی و میانقاب ۲۷۹
۴ ۳ ۱ دیوار برشی بتنی ۲۸۰
۴-۳-۱-۱- عملکرد دیوار برشی بتنی ۲۸۴
۴-۳-۱-۲- انواع شکست دیوار برشی ۲۸۵
۴-۳-۱-۲-۱- شکست خمشی ۲۸۵
۴-۳-۱-۲-۲- شکست برشی ۲۸۶
۴-۳-۱-۳- تقویت دیوار برشی ۲۸۷
۴-۳-۱-۳-۱- تقویت دیوار برشی با مصالح FRP ۲۸۹
۴ ۳ ۲ میان‌قاب‌ها ۲۹۳
۴-۳-۲-۱- میان‌قاب‌های بتنی ۲۹۳
۴ ۳ ۳ دیوارهای برشی فولادی ۲۹۹
۴-۳-۳-۱- دیوار برشی فولادی سخت نشده معمولی ۳۰۰
۴-۳-۳-۱-۱- ورق دیوار ۳۰۱
۴-۳-۳-۱-۲- اتصال ورق به اجزای لبه ۳۰۲
۴-۳-۳-۱-۳- اجزای لبه افقی و قائم ۳۰۲
۴-۳-۳-۲- دیوار برشی فولادی سخت نشده ویژه ۳۰۳
۴-۳-۳-۲-۱- ورق دیوار ۳۰۳

۴-۳-۳-۲-۲- اتصال ورق به اجزای لبه ۳۰۳
۴-۳-۳-۲-۳- اجزای لبه افقی و قائم ۳۰۴
۴-۳-۳-۳- دیوار برشی فولادی سخت شده ویژه ۳۰۵
۴-۳-۳-۳-۱- ورق دیوار ۳۰۵
۴-۳-۳-۳-۲- اتصال ورق به اجزای لبه ۳۰۶
۴-۳-۳-۳-۳- روش تحلیل ۳۰۶
۴-۳-۳-۴- اجزای کامپوزیت دیوار برشی فولادی ۳۰۷
۴ ۳ ۴ دیوارهای پشت بند ۳۰۷
۴-۴- اضافه کردن قاب‌های خمشی ۳۰۸
مثال ۴-۱ (اضافه نمودن بادبند) ۳۱۰
مثال ۴-۲ (بررسی آسیب پذیری ساختمان آتش نشانی با قابهای خمشی بتنی میان‌پر) ۳۳۳

فصل ۵- کاهش جرم

۵-۱- مقدمه ۳۶۷
۵-۲- کاهش جرم ساختمان ۳۶۷
مثال ۵-۱ ۳۶۸

فصل ۶- جداسازی لرزه‌ای در بهسازی سازه‌ها

۶-۱- کلیات ۳۷۳
۶-۱-۱- مقایسه ساختمان با و بدون جدا سازی لرزه‌ای در زلزله‌های گذشته ۳۷۴
۶-۱-۲- معیارهای طراحی جداگرها ۳۷۵
۶-۲- انواع سیستم‌های جداسازی ۳۷۵
۶-۲-۱- سیستمهای الاستومر (لاستیک طبیعی) ۳۷۵
۶-۲-۲- سیستم‌های لاستیکی طبیعی و مصنوعی با میرایی کم به همراه صفحات فولادی ۳۷۶
۶-۲-۳- سیستم جداگر لاستیکی با هسته سربی *(LRB)* ۳۷۷
۶-۲-۴- سیستم‌های لاستیک طبیعی با میرایی زیاد *(HDNR)* ۳۷۷
۶-۲-۵- سیستم ترکیبی *EERC* ۳۷۸

۶-۲-۶- سیستم ترکیبی TASS ۳۷۸
۶-۲-۷- سیستم جداگر اصطکاکی پس جهنده (R-FBI) ۳۷۸
۶-۲-۸- سیستم آونگ اصطکاکی FPS ۳۷۹
۶-۲-۹- سیستم‌های فنری ۳۸۰

۶-۳- تعریف المانهای سازه جداشده ۳۸۰

۶-۴- اثرات بارهای $P-\Delta$ بر سیستم جداسازی ۳۸۱

۶-۵- مراحل نصب جداگر لرزه‌ای ۳۸۲

۶-۶- درز انبساط ۳۸۴

۶-۷- اجزای غیر سازه‌ای ۳۸۵

۶-۸- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با میرایی بالا(HDR) ۳۸۷

۶-۹- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با هسته سربی(LRB) ۳۹۱

۶-۱۰- مثال ۳۹۶

۶-۱۰-۱- توصیف ۳۹۶
۶-۱۰-۲- طراحی قاب خمشی بتنی بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ۳۹۶
۶-۱۰-۳- ارزیابی لرزه‌ای سازه بر اساس نشریه‌ی ۳۶۰ ۴۰۰
۶-۱۰-۴- بهسازی به روش جداسازی لرزه‌ای ۴۰۷

فصل ۷- میراگر در بهسازی سازه‌ها

۷-۱- مقدمه ۴۲۱

۷-۲- اثر میرایی بر پاسخ سازه ۴۲۱

۷-۳- انواع میراگرها ۴۲۴

۷-۳-۱- میراگرهای اصطکاکی ۴۲۴
۷-۳-۲- میراگرهای تسلیمی ۴۲۶
۷-۳-۳- میراگرهای آلیاژی (SMA) ۴۳۰
۷-۳-۴- میراگرهای ویسکوز ۴۳۰

۷-۳-۵- میراگر ویسکوالاستیک ۴۳۲
۷-۳-۶- میراگر جرمی ۴۳۳
۷-۴- روشهای تحلیل سازه با میراگر ۴۳۴
۷-۴-۱- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر غیرخطی*(NS/ND)* ۴۳۴
۷-۴-۲- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر خطی*(NS/LD)* ۴۳۵
۷-۴-۳- روش تحلیل سازه خطی و میراگر غیرخطی*(LS/ND)* ۴۳۵
۷-۴-۴- روش تحلیل سازه خطی و میراگر خطی*(LS/LD)* ۴۳۵
۷-۵- مشخصات کاربردی میراگرها ۴۳۵
۷-۵-۱- میراگرهای وابسته به تغییرمکان (شامل انواع اصطکاکی و تسلیمی) ۴۳۵
۷-۵-۲- میراگر وابسته به سرعت شامل انواع میراگرهای ویسکوز ۴۳۷
۷-۵-۳- میراگرهای ویسکوالاستیک جامد (وابسته به سرعت و تغییرمکان) ۴۳۹
۷-۵-۴- اشکال مختلف نصب میراگر ۴۴۰
۷-۶- سطوح عملکرد ۴۴۲
۷-۷- گام‌های بهسازی سازه با استفاده از میراگر ۴۴۲
۷-۸- مثال ۴۴۳
۷-۸-۱- روش استاتیکی خطی در طراحی میراگر ۴۴۴
۷-۸-۲- ارزیابی سازه با میراگر ۴۵۰
۷-۸-۳- نتیجه‌گیری ۴۵۴

فصل ۸- بهسازی ساختمان‌های بنایی

۸-۱- مقدمه ۴۵۷
۸-۲- انواع خسارات بوجود آمده ناشی از زلزله‌های گذشته ۴۵۷
۸-۲-۱- شکست خارج صفحه ۴۵۸
۸-۲-۲- شکست داخل صفحه ۴۶۰
۸-۳- روش‌های بهسازی سقف (یکپارچه نمودن سقف) ۴۶۲
۸-۴- تقویت ساختمان‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی ۴۶۵

۸ ۴ ۱ سیستم کامپوزیت FRP ۴۶۶
۸-۴-۱-۱- معرفی سیستم ۴۶۶
۸-۴-۱-۲- مزایا ۴۶۶
۸-۴-۱-۳- روش‌های ساخت مواد مرکب FRP ۴۶۷
۸-۴-۱-۴- مشخصات مکانیکی مواد مرکب FRP ۴۶۸
۸-۴-۱-۵- رزین ها ۴۶۹
۸-۴-۱-۶- ضریب کاهش محیطی برای سیستم‌های FRP با شرایط گوناگون ۴۶۹
۸-۴-۱-۷- مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌ها در سازه ۴۶۹
۸-۴-۱-۸- روش و تکنیک مقاوم‌سازی با FRP ۴۷۰
۸-۴-۱-۸-۱- تقویت دیوارهای آجری بدون اعضای بتنی یا فولادی محیطی ۴۷۱
۸-۴-۱-۸-۲- تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی ۴۷۲
۸ ۴ ۲ روکش بتنی ۴۷۴
۸-۴-۲-۱- تقویت پی دیوارهای روکش شده ۴۷۵
۸-۴-۲-۲- اتصال میلگردهای روکش بتنی به دیوار بنایی ۴۷۶
۸ ۴ ۳ تعبیه دیوار برشی ۴۷۶
۸-۴-۳-۱- اتصال دیوارهای برشی در طبقات ۴۷۷
۸-۴-۳-۲- پی دیوارهای برشی ۴۷۷
۸-۴-۳-۳- مقایسه روش تقویت روکش بتن با روش تعبیه دیوار برشی ۴۷۸
۸ ۴ ۴ استقرار دیوارهای جدید ۴۷۸
۸ ۴ ۵ استفاده از پشت بند ۴۷۹
۸ ۴ ۶ تزریق صمغ اپوکسی یا ملات ۴۸۰
۸ ۴ ۷ تعبیه کلافهای قائم ۴۸۰

۸-۵- بهسازی سیستم سازه‌ای ساختمان از طریق کامل نمودن مسیر بار، رفع نامنظمی‌ها در پلان یا ارتفاع **۴۸۲**

۸ ۵ ۱ نامنظمی در پلان ۴۸۲
۸ ۵ ۲ نامنظمی در ارتفاع ۴۸۲
مثال ۸-۱: مقاوم‌سازی ساختمان بنایی ۴۸۳

فصل ۹- بهسازی ساختمان‌های روستایی

۹-۱- مقدمه ۵۳۵

۹-۲-مقاوم‌سازی دیوارها ۵۳۵

۹ ۲ ۱ عناصر همبند در دیوارهای سنگی ۵۳۵

۹-۲-۱-۱- نحوه اجرای عناصر همبند ۵۳۶

۹-۲-۱-۲- جزئیات مناسب میلگرد الیان همبند ۵۳۶

۹-۲-۲- عناصر همبند در دیوارهای آجری ۵۳۷

۹ ۲ ۳ تسمه‌های افقی ۵۳۸

۹-۲-۳-۱- موقعیت تسمه‌های افقی لرزه‌ای ۵۳۸

۹-۲-۳-۲- مشخصات تسمه افقی لرزه‌ای ۵۳۹

۹-۲-۳-۳- نحوهٔ کارگذاری تسمه افقی لرزه‌ای ۵۳۹

۹-۲-۳-۴- جزئیات تسمه افقی در گوشه‌ها ۵۴۲

۹-۲-۳-۵- پیوستگی تسمه در شرایطی که بصورت محیطی کامل اجرا نشده باشد ۵۴۳

۹-۲-۳-۶- پیوستگی تسمه لرزه‌ای اجرا شده بر روی سازه الحاقی متصل به دیوار اصلی ۵۴۴

۹-۲-۴- تسمه‌های قائم ۵۴۴

۹-۲-۴-۱- نحوه اجرای میلگردهای قائم منفرد ۵۴۷

۹-۲-۴-۲- نحوه اجرای تسمه قائم در گوشه‌ها ۵۴۸

۹-۳- ساختمان‌های خشتی و گلی ۵۵۰

۹ ۳ ۱ دیوارهای خشتی و گلی ۵۵۰

۹ ۳ ۲ مقاوم‌سازی طاق‌های قوسی ۵۵۲

۹ ۳ ۳ ساختمان‌های کاه‌گلی توام با چوب ۵۵۳

۹ ۳ ۴ مسلح نمودن دیوارهای گلی ۵۵۴

۹-۴- ساختمان‌های چوبی ۵۵۶

۹ ۴ ۱ علل اصلی خسارات وارد بر ساختمان‌های چوبی بر اثر زلزله ۵۵۶

۹ ۴ ۲ مقاوم‌سازی ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی ۵۵۷

۹-۴-۲-۱- مقاوم‌سازی دیوار ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی در برابر تغییرشکل‌های خارج از صفحه ۵۵۷

۹-۴-۲-۲- مقاوم‌سازی ساختمان‌های چوبی در برابر تغییرشکل‌های داخل صفحه ۵۵۹

فصل ۱۰- بهسازی لرزه‌ای ناسازه‌ها

۱۰-۱- مقدمه ۵۶۵

۱۰-۲- مقاوم‌سازی اجزای معماری ۵۶۷

۱۰-۲-۱- بررسی آسیب‌های وارد به سیستم‌ها و اجزای معماری در زلزله‌های اخیر ۵۶۷

۱۰-۲-۲- راهکارهای کاهش آسیب پذیری در سیستم‌های معماری ۵۶۸

۱۰-۳- مقاوم‌سازی اجزای مکانیکی و الکتریکی ۵۷۳

۱۰-۳-۱- بررسی آسیب‌های وارد شده به سیستم‌های مکانیکی و برقی در زلزله‌های اخیر ۵۷۳

۱۰-۳-۲- راهکارهای کاهش آسیب‌پذیری در سیستمهای مکانیکی و الکتریکی ۵۷۷

مثال ۱۰-۱ ۵۸۲

بخش اول

معرفی

فصل ۱

راهبردهای بهسازی

۱-۱- کلیات

در هنگام وقوع زلزله در اثر تغییرمکان سازه، اجزای سازه نیز تحت تاثیر تغییر شکل‌هایی قرار می‌گیرند. در زلزله‌های خفیف پاسخ سازه و تغییر شکل‌های اجزا در محدوده خطی (الاستیک) باقی می‌ماند، اما در زلزله‌های شدید پاسخ سازه و تغییر شکل‌های اجزاء از محدوده ارتجاعی فراتر خواهد رفت که در نهایت ممکن است باعث خرابی سازه گردد.

سازه‌ها باید توانایی تحمل نیروهای ناشی از زلزله (در سطح عملکرد مورد نظر) را داشته باشند و در این تراز از زلزله تغییر مکان‌ها، دوران‌ها و همچنین میزان خرابی اجزای مختلف آن، در محدوده مورد نظر ضوابط طراحی قرار گیرد. مهمترین پارامترهایی که بر رفتار سازه تحت اثر نیروهای ناشی از زلزله تاثیر می‌گذارند عبارتند از: جرم، سختی، میرایی، پیکربندی و هندسه، مقاومت، شکل‌پذیری اجزای سازه و پارامترهای جنبش زمین. اولین گام در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای آنها می‌باشد. در سال‌های اخیر روش‌های مختلفی برای بررسی میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها ارائه گردیده، که اکثر آنها مبتنی بر ارزیابی‌های کیفی و کمی سازه‌ها می‌باشند.

در روش‌های کیفی با توجه به شرایط لرزه‌خیزی منطقه و بر اساس تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته، فرم‌های ویژه‌ای جهت جمع‌آوری اطلاعات ونواقص موجود در اجزا وسیستم سازه مانند سیستم باربر قائم وجانبی، شکل‌پذیری اجزاء، آسیب‌های فعلی وارد بر سازه، عملکرد اجزاء گوناگون نسبت به شرایط طراحی و... تهیه شده و از آنها جهت برآورد اولیه و تقریبی مقاومت لرزه‌ای سازه استفاده می‌شود.

در روش‌های کمی با توجه به بانک‌های اطلاعاتی که در مرحله ارزیابی کیفی تهیه شده‌اند، مشخصات سازه با دقت و جزئیات بیشتری مورد مطالعه قرار گرفته و مدلسازی سازه با توجه به شرایط فعلی آن و با استفاده از روش‌های متداول و شناخته شده ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها انجام می‌گیرد.

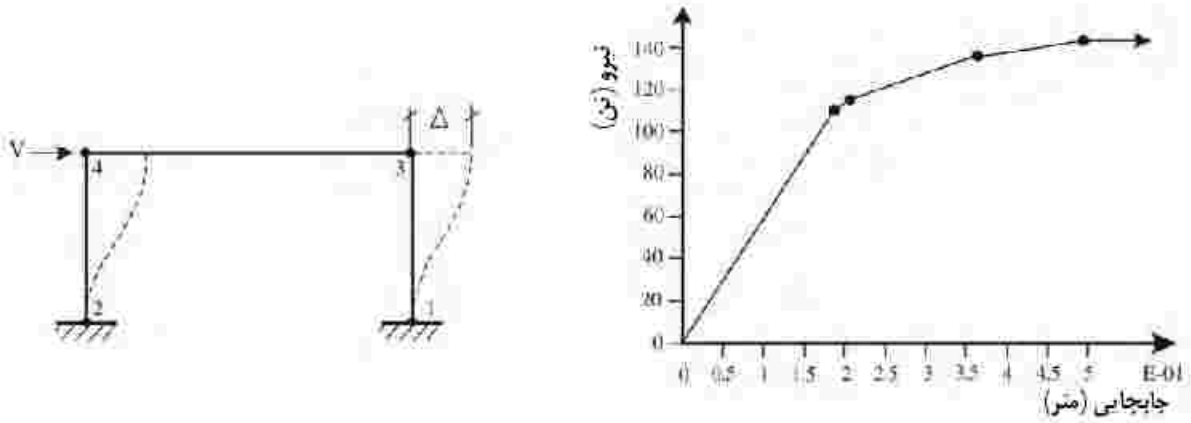
۱-۲- روش ارزیابی براساس نسبت ظرفیت به نیاز سازه

در این روش، عملکرد سازه در وضعیت حداکثر پاسخ آن تحت زلزله طرح، ارزیابی می‌گردد. برای رسیدن به این وضعیت، مقاومت سازه در برابر جابجایی و تغییر مکان جانبی یک نقطه از سازه (در ساختمانها معمولاً بام) تعیین می‌شود. مقاومت مذکور بصورت منحنی‌ای که آن را منحنی ظرفیت می‌نامند، تعیین می‌گردد. بعد از تعیین منحنی ظرفیت، نقطه‌ای بر روی آن تعیین می‌شود که با جابجایی نیاز زلزله طرح سازگار باشد. نقطهٔ مذکور را نقطه عملکرد و جابجایی متناظر با آن را جابجایی نیاز یا هدف می‌نامند.

۱-۲-۱- منحنی ظرفیت و طیف ظرفیت

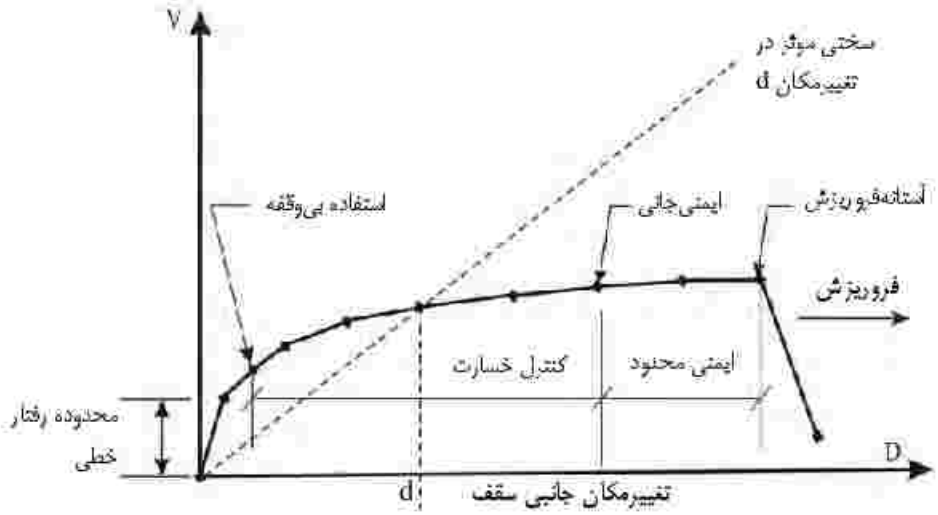
منحنی ظرفیت، نشان دهندهٔ برش پایه قابل تحمل توسط سازه، تحت بارگذاری تدریجی، به ازاء تغییر شکل جانبی تراز معین شده سازه (بام) در برابر بارهای وارد بر آن می‌باشد. در صورتی که ظرفیت خطی (الاستیک) سازه نامحدود باشد، این منحنی بصورت

یک خط ثابت بوده که شیب آن برابر با سختی سازه می‌باشد. اما از آنجایی که ظرفیت خطی سازه محدود می‌باشد، منحنی ظرفیت سازه‌ها بطور عمومی شامل مجموعه‌ای از خطوط مستقیم بوده که با کاهش شیب مواجه هستند. این کاهش شیب نشان دهنده کاهش سختی سازه می‌باشد (شکل ۱-۱).



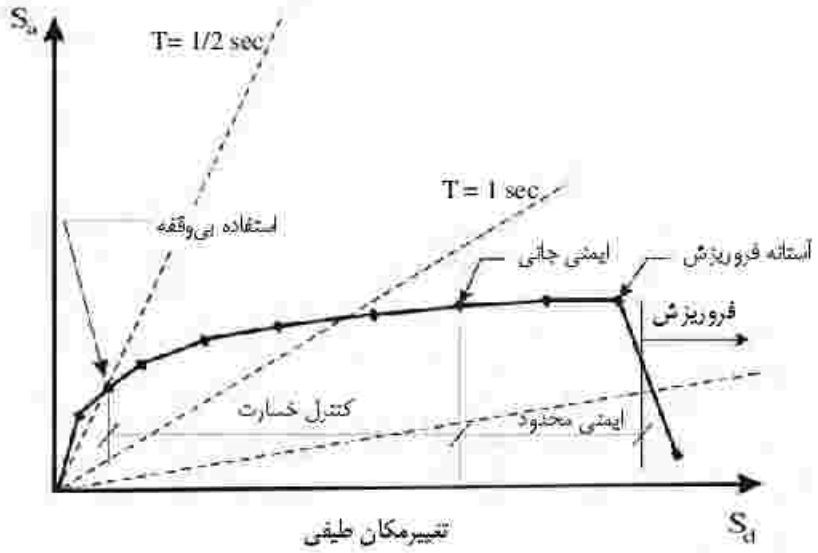
شکل ۱-۱- منحنی ظرفیت (برش پایه در برابر جابجایی بام)

منحنی طیف ظرفیت سازه، منحنی شتاب طیفی قابل تحمل توسط سازه نسبت به تغییر مکان طیفی بام می‌باشد. در شکل‌های (۱-۲) و (۱-۳) نمونه‌ای از منحنی‌های ظرفیت و طیف ظرفیت سازه نمایش داده شده است.



شکل ۱-۲- منحنی ظرفیت نیب

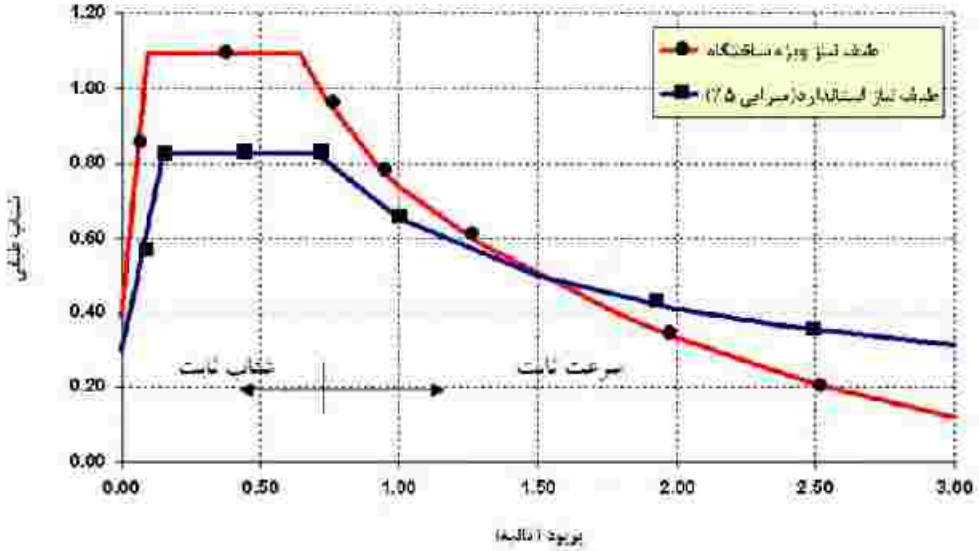
به منظور تعیین منحنی ظرفیت یا طیف ظرفیت سازه، استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی (استاتیکی، دینامیکی) ضروری می‌باشد.



شکل ۱-۳- منحنی طیف ظرفیت نیب

۱-۲-۲- طیف نیاز

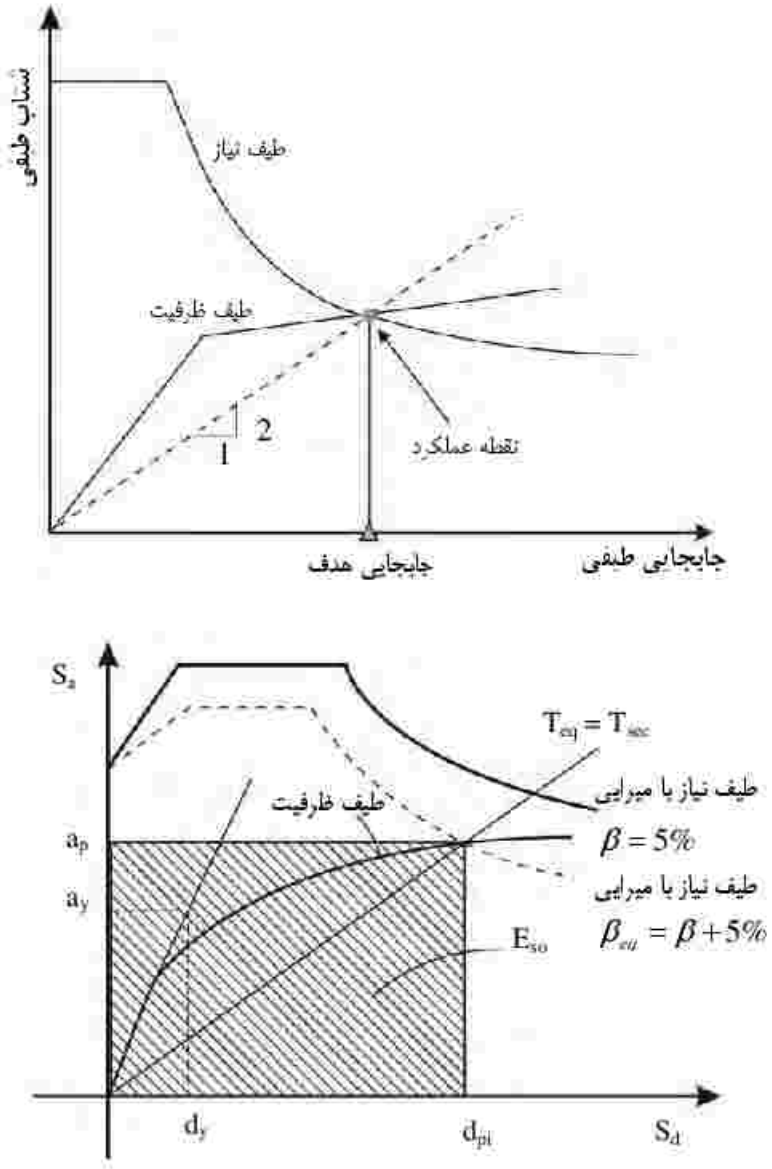
زلزله اعمالی به سازه به صورت شتاب وارد بر سازه تعریف می‌گردد که به آن طیف نیاز سازه می‌گویند. منحنی‌های طیف نیاز به دو دسته طیف نیاز استاندارد و طیف نیاز ویژه ساختگاه طبقه‌بندی می‌شوند، این منحنی‌ها معمولاً دارای دو بخش شتاب ثابت و سرعت ثابت می‌باشند. بطور معمول منحنی‌های طیف نیاز برای میرایی ۵ درصد تهیه می‌شوند که بر اساس آن نیاز با میرایی‌های مختلف قابل ترسیم خواهد بود (شکل۱-۴).



شکل ۱-۴- منحنی طیف نیاز استاندارد و ویژهٔ ساختگاه

۱-۲-۳- نقطه عملکردی و جابجایی هدف سازه

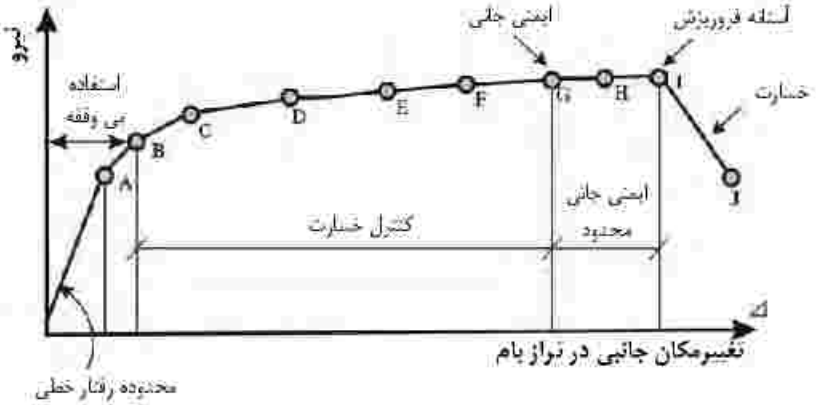
به محل تقاطع منحنی‌های ظرفیت و نیاز سازه که در سیستم مختصات صحیح رسم شده باشند نقطه عملکرد سازه گویند، که در آن نیاز سازه با ظرفیت موجود در آن مساوی است. در واقع نقطه عملکرد، نقطه توقف سازه در طول منحنی ظرفیت سازه است. لازم به ذکر است در صورتی که تقاطع دو منحنی در قسمت خطی اولیه قرار نگیرد باید منحنی نیاز با میرایی متناسب ترسیم گردد. از این رو تعیین دقیق نقطه عملکرد، مستلزم روش سعی و خطایی خواهد بود. همچنین جابجایی نیاز یا هدف، حداکثر جابجایی بام را تحت اثر زلزله طرح یا هر زلزله بکار رفته در تحلیل غیرخطی نشان می‌دهد. در واقع هدف از تحلیل غیرخطی، تعیین پاسخ سازه در نقطه عملکرد و جابجایی هدف می‌باشد (شکل ۱-۵).

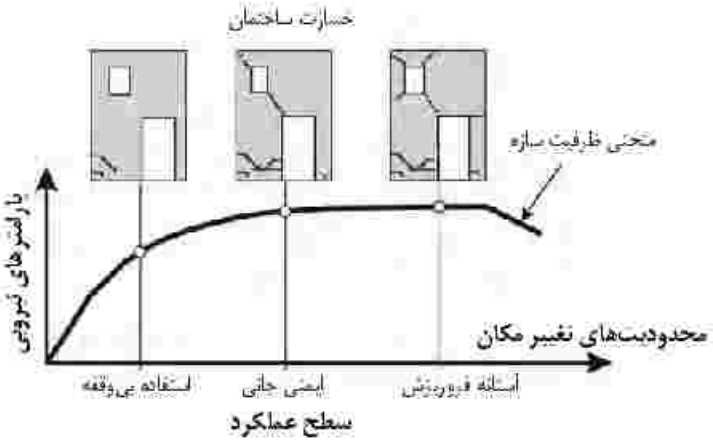


شکل ۱-۵- مشخص کردن نقطه عملکرد و جابجایی هدف

۱-۲-۴- رفتار یا عملکرد هدف

سطح عملکرد لرزه‌ای مورد انتظار از سازه معمولاً با تعیین حداکثر خرابی مجاز اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه‌ای بیان می‌شود. انتخاب ترازهای عملکردی شامل شناسایی تراز خسارت قابل قبول، برای شدت خاصی از زلزله است. تعداد ترازهای زلزله با توجه به معیارهای آیین‌نامه‌ای انتخاب می‌شود که این معیارها تابعی از اهمیت سازه از نظر اقتصادی و اجتماعی می‌باشد. آیین‌نامه‌های مختلف تعاریف متفاوتی از سطوح عملکردی ارائه کرده‌اند که با وجود اختلافات ظاهری مبنای همه آنها یکی است (شکل۱-۶).





شکل ۱-۶- منحنی سطوح عملکرد سازه ای در آیین‌نامه‌های مختلف

۱-۳- بهسازی سازه‌ها

براساس ارزیابی‌هایی که بر روی سازه انجام می‌شود ضعف‌ها و کاستی‌های آن تعیین می‌گردد. به منظور اصلاح این ضعف‌ها و انجام بهسازی، استفاده از روش‌های مناسب ضروری است. در بیشتر اوقات برای تعیین روش‌های بهسازی در ساختمان محدودیت‌هایی وجود دارد که تاثیر عمده‌ای بر روش‌های انتخابی برای بهسازی می‌گذارند.

مجموعه این محدودیت‌ها را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:

الف- اهداف عملکردی ساختمان

ب- محدودیت هزینه‌های اجرایی

پ- محدودیت زمانی در امر بهسازی

ت- محدودیت‌های معماری (پلان و نما)

ث- ضرورت فعال بودن ساختمان در حین بهسازی

ج- پرهیز از ریسک در زمان بهسازی

چ- لزوم حفظ آثار باستانی

به همین دلیل به منظور انجام بهسازی ضروری است با توجه به نیاز سازه در ابتدا راهبرد بهسازی انتخاب و سپس راهکارهای متناسب با راهبردهای انتخاب شده بررسی و مطالعه شوند.

۱-۴- راهبردهای بهسازی

راهبرد بهسازی، روش پایه برای بهبود عملکرد سازه‌ای در برابر زلزله و یا کاهش خطر زلزله تا دستیابی به ترازی معین و قابل قبول از عملکرد و نیاز سازه به طور همزمان می‌باشد. به طور کلی راهبردهای بهسازی شامل دو دسته:

۱- راهبردهای فنی

۲- راهبردهای مدیریتی

می‌باشند، که می‌توان به طور مجزا و یا همزمان از آنها استفاده نمود.

راهبردهای فنی شامل افزایش مقاومت سازه، اصلاح موضعی اجزاء سازه، افزایش سختی سازه، حذف یا کاهش نامنظمی در ساختمان، کاهش نیاز سازه (افزایش استهلاک انرژی زلزله) و.... بوده و راهبردهای مدیریتی شامل تغییرکاربری ساختمان، بهسازی تدریجی، تخریب ساختمان و احداث ساختمان جدید و... می‌باشد.

پس از انتخاب راهبرد بهسازی باید به منظور دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر، راهکار بهسازی مناسب انتخاب گردد. راهکار بهسازی روش مورد استفاده برای دستیابی به راهبرد بهسازی انتخاب شده می‌باشد. برای مثال در صورتی که راهبرد بهسازی برای طبقهٔ نرم در اولین تراز ساختمانی، افزایش مقاومت و سختی سازه باشد، راهکارهایی از قبیل اضافه کردن دیوارهای حائل، اضافه کردن دیوار برشی، ایجاد ستون‌های جدید، اضافه کردن بادبند و ... می‌توانند برای دستیابی به این امر بکار گرفته شوند (شکل۱-۷).

همانطور که اشاره شد، برای کاهش اثرات ناشی از زلزله بر سازه، راهبردهای فنی و مدیریتی متعددی وجود دارد. راهبردهای فنی شامل دو بخش کلی افزایش ظرفیت و کاهش نیاز سازه می‌باشند، این راهبردها عبارتند از:

الف- اصلاح موضعی اجزا

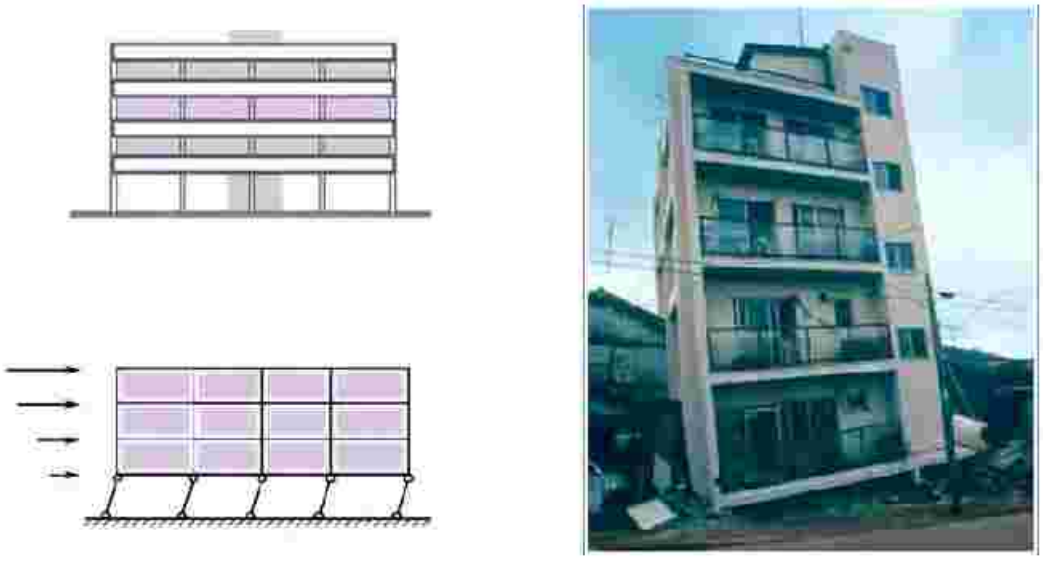
ب- حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

پ- افزایش مقاومت سازه

ت- افزایش سختی جانبی سازه

ث- افزایش شکل‌پذیری سازه

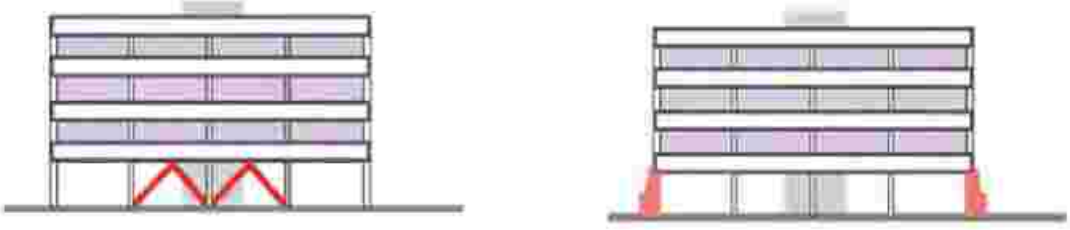
ج- کاهش نیاز سازه



الف- وجود طبقهٔ نرم در اولین تراز ساختمان-انتخاب افزایش مقاومت و سختی سازه به عنوان راهبرد بهسازی

ب- اضافه کردن دیوار برشی

ب- اضافه کردن ستونهای جدید



پ- اضافه کردن دیوار حائل

ت- اضافه کردن بادبندی

شکل ۱-۷- راهکارهای بکار گرفته شده برای دستیابی به راهبرد بهسازی انتخاب شده

علاوه بر راهبردهای فنی، به منظور انجام بهسازی باید راهبردهای مدیریتی نیز مدنظر قرار گیرد. راهبردهای مدیریتی شامل موارد زیر می‌باشند:

الف : استفاده کردن از ساختمان در هنگام بهسازی،

ب : تخلیه ساختمان تا زمان اتمام بهسازی،

پ : پذیرش خطر موجود و عدم بهسازی،

ت : تغییر کاربری ساختمان به منظور کاهش میزان خطر،

ث : تخریب ساختمان موجود و احداث ساختمان جدید،

ج : مقاوم سازی تدریجی در طی چندین سال،

چ : تمرکز بهسازی‌ها فقط در خارج ساختمان یا فقط در داخل ساختمان و ... باشد.

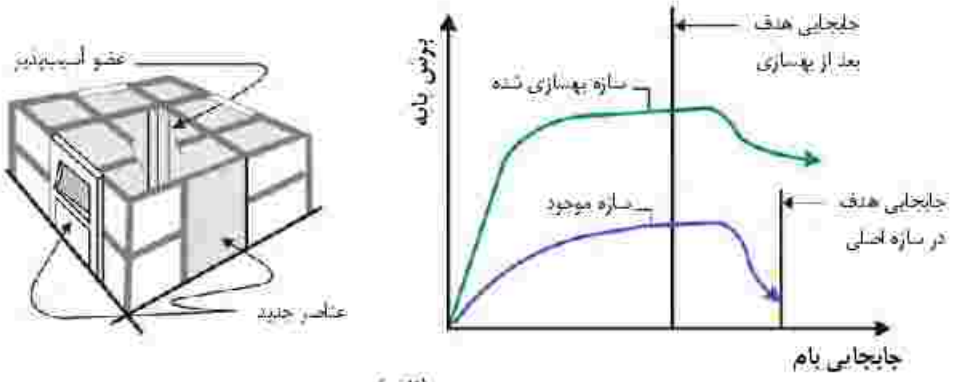
راهبردهای مدیریتی از عوامل اصلی در انتخاب راهبردهای فنی می‌باشند و می‌توانند باعث ایجاد محدودیتهای زیادی در انتخاب راهکار بهسازی گردند. انتخاب بهترین شیوه بهسازی همواره با لحاظ نمودن همزمان راهبردهای مدیریتی و فنی به دست می‌آید.

۱-۴-۱- راهبرد اصلاح موضعی اجزا

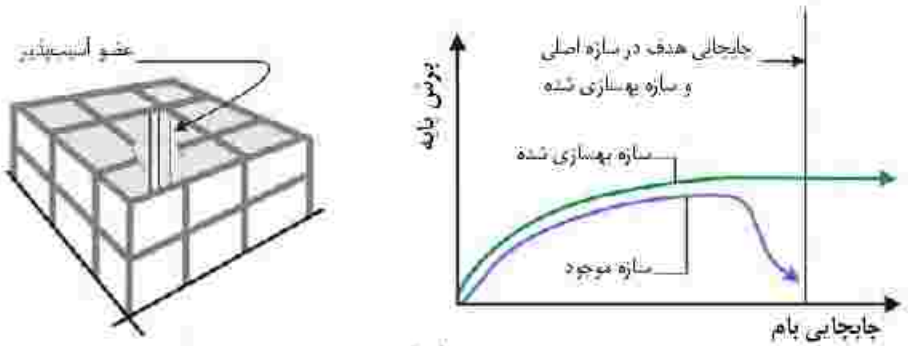
در صورتی که سیستم کلی سازه شامل دیافراگم‌ها، دیوارها، قابها و ... ظرفیت کافی برای تحمل نیروهای جانبی وارد به سازه را دارا باشند ولی به منظور تأمین و تضمین کارایی سیستم نیاز به اصلاح برخی از جزئیات باشد، اصلاح موضعی اجزا سازه ضروری می‌باشد. در این وضعیت، نقطه عملکردی سازه در نقطه قابل قبولی است و خرابی عمده‌ای در سازه رخ نمی‌دهد و فقط به طور موضعی، در نقاط محدودی خرابی ایجاد می‌گردد.

همانطور که در شکل (۱-۸) نشان داده شده است، اصلاح موضعی اجزاء سازه به تنهایی (در مقایسه با اصلاح سیستم توسط سایر راهبردها)، تاثیر چندانی بر روی رفتار کلی سازه نخواهد داشت و منحنی‌های نیاز و ظرفیت سازه قبل و بعد از اصلاح موضعی، تغییر چندانی نمی‌کنند. شکل (۱-۹) نیز نشان می‌دهد که اصلاح موضعی تعداد محدودی از اجزای سازه، نمی‌تواند ماهیت منحنی ظرفیت سازه را تغییر دهد و فقط می‌تواند بطور محدود، باعث توسعه و ادامه پیدا کردن منحنی ظرفیت سازه شود.

در شکل (۱-۹) منحنی A-B-C-D-E نشان‌دهنده منحنی طیف ظرفیت سازه اولیه می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود این منحنی قادر نیست تا منحنی نیاز را در نقطه عملکرد مناسبی قطع کند، زیرا شکست بحرانی در یک عضو مانع از این کار می‌شود. اگر این عضو آسیب‌پذیر تغییر یابد و بطور مثال مقاومت و یا ظرفیت تغییر شکل آن افزایش داده شود، منحنی ظرفیت می‌تواند ادامه یافته و سازه به تغییر شکل‌های بزرگتری دست پیدا کند. منحنی A-B-C-D-F-G-H نشان‌دهنده منحنی ظرفیت سازه بعد از اصلاح موضعی عضو آسیب‌پذیر می‌باشد. در این حالت منحنی طیف ظرفیت می‌تواند منحنی نیاز را در یک نقطه عملکرد متناظر با یک سطح عملکرد تعریف شده، قطع نماید.



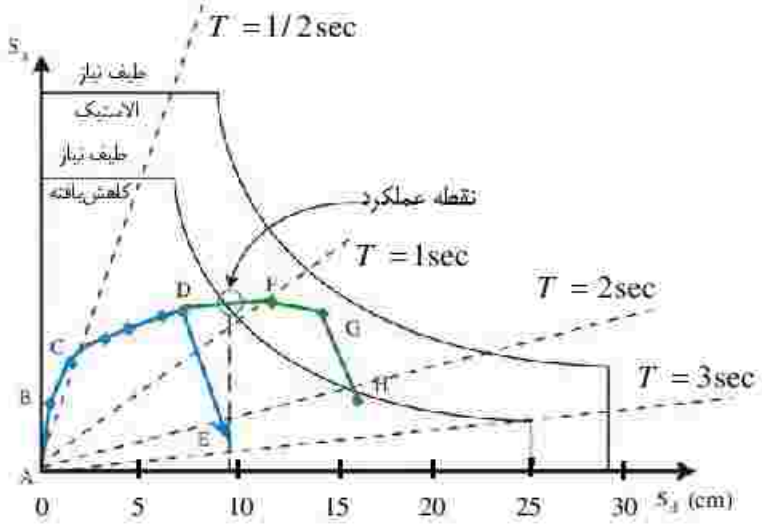
(الف)



(ب)

شکل ۱-۸- الف- تاثیر اصلاح سیستم سازه بر منحنی ظرفیت

ب- تاثیر اصلاح موضعی اجزا سازه بر منحنی ظرفیت



شکل ۱-۹- تاثیر اصلاح موضعی اجزا بر عملکرد لرزه ای سازه

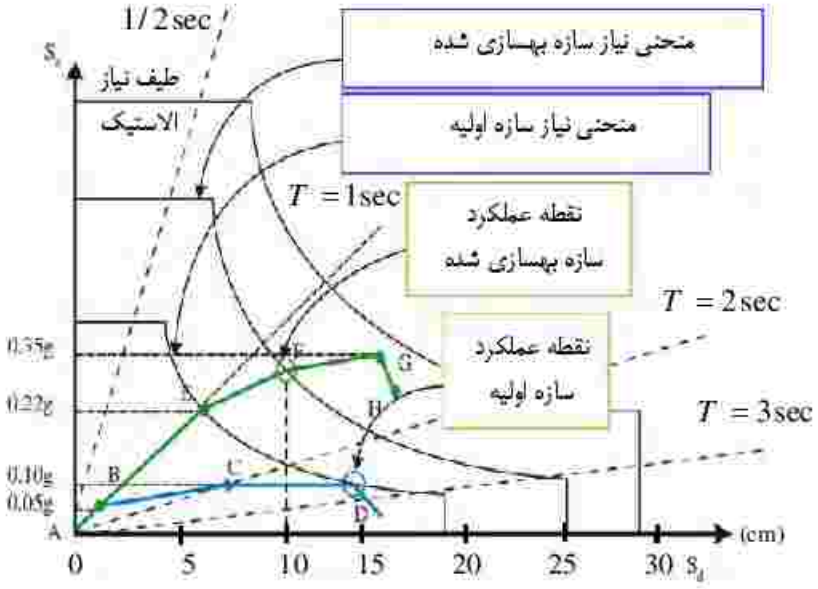
هدف از این روش، افزایش قابلیت تغییر شکل و مقاومت اعضای ناکارآمد می‌باشد، چرا که این اعضاء در شرایط فعلی به وضعیت حدی مورد نیاز سازه نخواهند رسید.

در این راهبرد، اعضای سازه بسته به مقاومت لرزه‌ای مورد نظر، میزان آسیب دیدگی، نوع و کیفیت اتصالات آنها، با راهکارهای مختلفی از قبیل جایگزینی قطعات جدا شدنی، اضافه کردن ورقهای فولادی روی سطوح، استفاده از ژاکتهای بتن مسلح و یا فلزی، تزریق رزین، بتن‌پاشی، بکارگیری سیستم های کامپوزیت FRP، استفاده از پیش تنیدگی خارجی و ... مرمت و تقویت می‌شوند. لازم به ذکر است به منظور دستیابی به ترمیم و بهسازی مناسب، باید بین اعضاء موجود و تقویت های صورت گرفته جدید ، با اعمال روش‌های مختلف، پیوستگی مطلوبی بوجود آید. در فصل دوم (راهکارهای اصلاح موضعی اجزاء سازه) به تفصیل در مورد هر یک از راهکارهای قابل استفاده برای اصلاح موضعی اجزاء سازه بحث می‌گردد.

۱-۴-۲- راهبرد افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه

مقاومت جانبی و شکل‌پذیری، ضروری‌ترین اهداف تاثیر گذار بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشند. افزایش مقاومت جانبی و افزایش سختی سازه مفاهیمی بسیار نزدیک به یکدیگر دارند ولی در عین حال از جهاتی نیز دارای اختلاف می‌باشند.

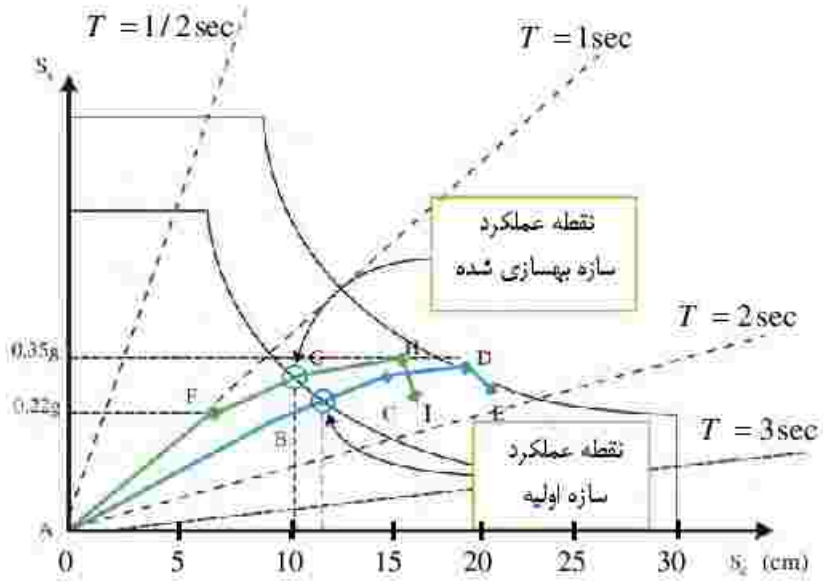
تأثیر افزایش مقاومت سازه بدون افزایش سختی در شکل (۱-۱۰) نشان داده شده است. در این شکل منحنی A-B-C-D، طیف ظرفیت سازه با مقاومت ناکافی است. این سازه دارای مشخصاتی از قبیل زمان تناوب اصلی الاستیک ۱ ثانیه، شتاب طیفی ۰/۰۵g در اولین حد جاری شدن، شتاب طیفی ۰/۱۰g در حد نهایی و جابجایی نهایی برابر ۱۵ سانتیمتر می‌باشد. نقطه عملکرد سازه در نقطه D و طیف نیاز متناظر با آن برای سازه اولیه نشان داده شده است. همچنین در این شکل منحنی A-B-E-F-G-H، منحنی طیف ظرفیت ممکن برای سازه بعد از افزایش مقاومت جانبی می‌باشد. نکته قابل توجه در این شکل زمان تناوب اصلی الاستیک سازه، در همان ۱ ثانیه است که نشان‌دهنده افزایش مقاومت بدون افزایش سختی سازه است. جابجایی طیفی ماکزیمم نیز تغییر چندانی نیافته و این بیانگر ظرفیت تغییر شکل جانبی سازه است. سازه بهسازی شده دارای شتاب طیفی حد جاری شدن ۰/۲۲g، شتاب طیفی حد نهایی ۰/۳۵g و نقطه عملکرد جدیدی در جابجایی ۱۰ سانتیمتر می‌باشد.



شکل ۱-۱۰- تاثیر افزایش مقاومت سیستم در عملکرد لرزه‌ای سازه

به بیان دیگر اگر راهکار انتخابی به منظور بهسازی منجر به افزایش مقاومت سازه بدون افزایش در سختی شود، شیب قسمت اصلی منحنی طیف ظرفیت تغییری نخواهد کرد و یا تغییری در ظرفیت شکل‌پذیری کلی سازه به وجود نخواهد آمد. البته در واقعیت اکثر راهکارهای اجرا شده برای افزایش مقاومت سازه (مانند اضافه کردن دیوار و میانقاب)، به افزایش سختی نیز منجر خواهد شد.

در شکل (۱-۱۱) تاثیر افزایش سختی بر منحنی طیف ظرفیت سازه نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۱- تاثیر افزایش سختی بر عملکرد لرزه‌ای سازه

در این شکل منحنی A-B-C-D-E مربوط به سازه اولیه می‌باشد. این سازه دارای زمان تناوب اصلی الاستیک ۱/۵ ثانیه، شتاب طیفی در حد جاری شدن برابر g ۰/۲۲ و شتاب طیفی نهایی برابر g ۰/۳۵ می‌باشد. منحنی A-F-G-H-I نیز بیانگر منحنی طیف ظرفیت برای سازه با افزایش سختی می‌باشد. زمان تناوب اصلی الاستیک سازه برابر ۱ ثانیه، شتاب طیفی در حد جاری شدن و نهایی نیز بدون تغییر باقی مانده است. تاثیر این افزایش سختی بصورت انتقال نقطه عملکرد سازه از ۱۱/۲۵ سانتیمتر به ۱۰ سانتیمتر می‌باشد و این تغییر زیادی در مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی را به همراه نخواهد داشت.

۱-۴-۳- راهبرد کاهش نیاز ساختمان

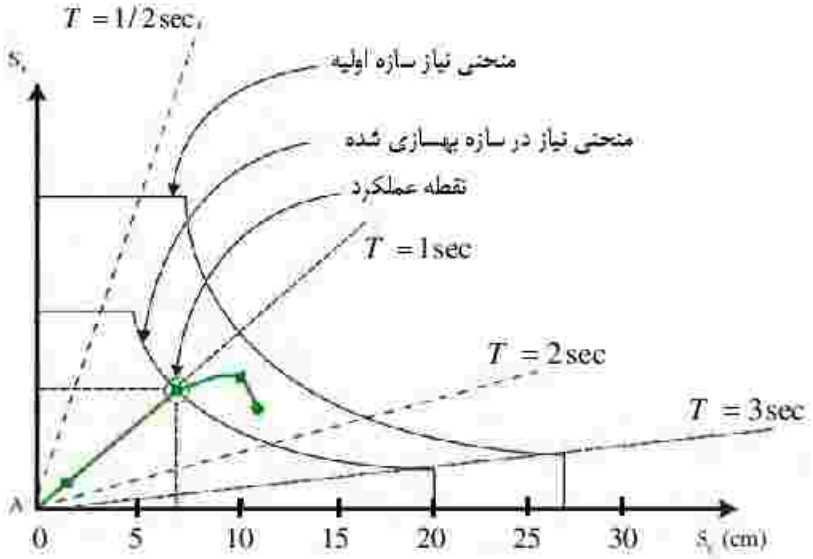
راهبرد دیگری که می‌توان جهت بهسازی سازه ها از آن استفاده کرد، کاهش نیاز سازه، بجای افزایش ظرفیت‌های تحمل در برابر نیروهای وارد بر آن می‌باشد که در این راهبرد با بکارگیری راهکارهایی، پاسخ سازه در برابر نیروهای وارد بر آن با کاهش نیاز سازه اصلاح می‌گردد. یعنی بجای تغییرات در منحنی ظرفیت سازه، تغییرات در طیف نیاز آن صورت می‌گیرد. باید توجه داشت که در کارهای عملی استفاده از این راهبرد باید همراه با افزایش مقاومت و سختی سازه باشد. از راهکارهای شناخته شده برای دستیابی به این راهبرد می‌توان به کاهش جرم ساختمان، نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و یا سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی (میراگرها) اشاره کرد.

۱-۴-۳-۱- کاهش جرم ساختمان

در ساختمان‌هایی که دارای ضعف کلی از نظر سختی جانبی یا ظرفیت باربری هستند یکی از راهبردهای مفید برای بهسازی، کاهش جرم ساختمان می‌باشد. چرا که با کاهش جرم، می‌توان میزان تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضا کاهش داد. برای این منظور می‌توان، با تخریب طبقات فوقانی، تغییر کاربری ساختمان، تغییر مصالح استفاده شده در نمای ساختمان، تغییر مشخصات دیوارهای داخلی و یا انتقال تجهیزات و انبارهای سنگین به نقاط دیگر، جرم ساختمان را تغییر داد. یکی دیگر از موارد موثر در کاهش جرم ساختمان، برداشتن مخازن مختلف از روی بام (و یا سایر طبقات) می‌باشد.

اگر چه کاهش وزن ساختمان روش بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌باشد و این راهبرد، برخورد نسبتاً ریشه‌ای با مسئله آسیب‌پذیری سازه می‌باشد ولی در عمل بدلیل وزن ناچیز اعضای قابل حذف در ساختمان و مشکلاتی که در برابر حذف یک طبقه وجود دارد، استفاده از این راهبرد مشکل می‌باشد.

در شکل (۱-۱۲) تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی طیف نیاز سازه نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۲- تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی نیاز سازه

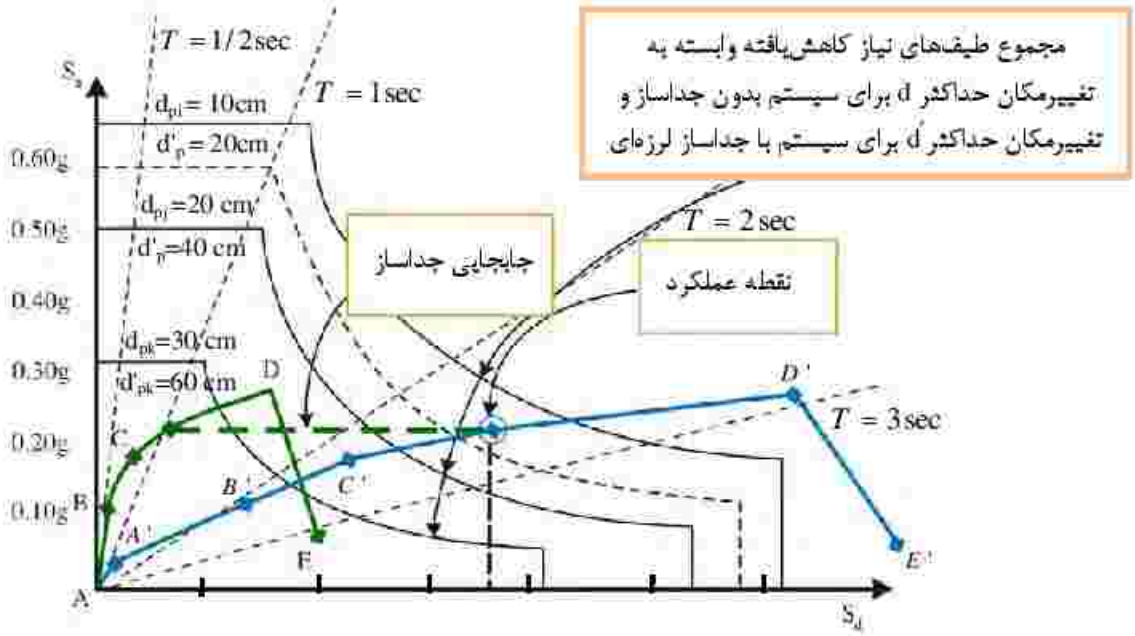
۱-۴-۳-۲- سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای

استفاده از سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای، راهبرد مناسبی برای کاهش اثرات زلزله روی سازه موجود می‌باشد. هنگامی که حفاظت از اعضاء مد نظر باشد و یا تجهیزات مهمی در ساختمان موجود باشد، با بکارگیری جداسازهای لرزه‌ای می‌توان انتقال انرژی موجود در حرکات ارتعاشی زمین را به ساختمان محدود نمود.

در این روش هنگام وقوع زلزله تغییر شکل‌های ساختمان در تکیه‌گاه‌هایی که قابلیت تغییر شکل زیادی دارند متمرکز شده و سازه مانند جسم صلب با تغییر شکل‌های کوچک ارتعاشی عمل می‌کند. روش جداسازی برای ساختمان‌های کوتاه و نسبتاً صلب موثر بوده و برای ساختمانهای بلند و نرم کارایی کمتری دارد.

نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای منجر به افزایش اساسی در زمان تناوب اصلی سازه می‌شود. از این رو سیستم‌های جداساز به نوعی نیاز تغییر شکل‌های لرزه‌ای سازه را در خود متمرکز می‌سازند. در نهایت این اثرات منجر به کاهش نیاز در بخش‌هایی از سازه که جداسازی شده‌اند، می‌شود.

در شکل (۱–۱۳) تاثیر جداساز لرزه‌ای بر منحنی‌های طیف نیاز و طیف ظرفیت سازه نمایش داده شده است.



شکل ۱–۱۳- تأثیرات استفاده از جداسازهای لرزه‌ای بر طیف نیاز و ظرفیت سازه

در این شکل منحنی A-B-C-D-E منحنی طیف ظرفیت برای سازهٔ اصلی (بهسازی نشده) را مشخص می‌کند. این سازه دارای مشخصه‌های زمان تناوب اصلی ۰/۵ ثانیه و ظرفیت نهایی تغییر شکل در حدود ۱۵ سانتیمتر می‌باشد.

شروع تسلیم سازه در نقطهٔ B و حد مقاومت نهایی آن در نقطهٔ D می‌باشد. همانطور که مشخص است منحنی ظرفیت، منحنی طیف نیاز را در حداکثر تغییرمکان سازه قطع نکرده است و سازه در اثر زلزله طرح خراب می‌شود.

منحنی A-A'-B'-C'-D'-E' نشان‌دهنده منحنی ظرفیت سازه بعد از نصب سیستم جداساز لرزه‌ای می‌باشد. اگر چه تغییر مکان در هر کدام از این مقاومت‌ها به دلیل جابجایی در سیستم جداساز، افزایش چشم‌گیری داشته ولی همانطور که ملاحظه می‌شود مقاومت جاری شدن و نهایی سازه بدون تغییر باقی مانده است.

همچنین زمان تناوب اصلی الاستیک سازهٔ جداسازی شده تقریباً به ۲/۵ ثانیه رسیده است. جابجایی متناظر با نقطهٔ تسلیم اولیه (B) در سازهٔ بهسازی نشده برابر ۱/۲۵ سانتیمتر و در سازهٔ جداسازی شده (B') برابر ۱۰ سانتیمتر می‌باشد. بطور مشابه ظرفیت

جابجایی نهایی در سازهٔ اولیه (D) برابر ۱۵ سانتیمتر و در سازهٔ جداسازی شده (D') برابر ۶۰ سانتیمتر می‌باشد. وقتی که در سازه از سیستم جداساز لرزه‌ای استفاده شود، متناسب با تغییراتی که شرح داده شد باید میرایی موثر محاسبه و منحنی نیاز مجدداً ترسیم شود.

همانطور که در شکل (۱–۱۳) نشان داده شده است، نقطهٔ عملکرد در سازهٔ جداسازی شده در جابجایی طیفی برابر ۳۵ سانتیمتر اتفاق می‌افتد و ملاحظه می‌شود که تفاوت جابجایی های طیفی بین نقطهٔ عملکرد در سازهٔ جداسازی شده و نقطهٔ متناظر با آن در سازهٔ اصلی، برابر ۳۰ سانتیمتر می‌باشد.

البته باید توجه داشت که کلیه جابجایی‌های ذکر شده طیفی بوده و برای محاسبه جابجایی‌های واقعی، باید منحنی طیف ظرفیت سازهٔ جداسازی شده را به منحنی ظرفیت تبدیل کرد (منحنی برش پایه در برابر جابجایی بام).

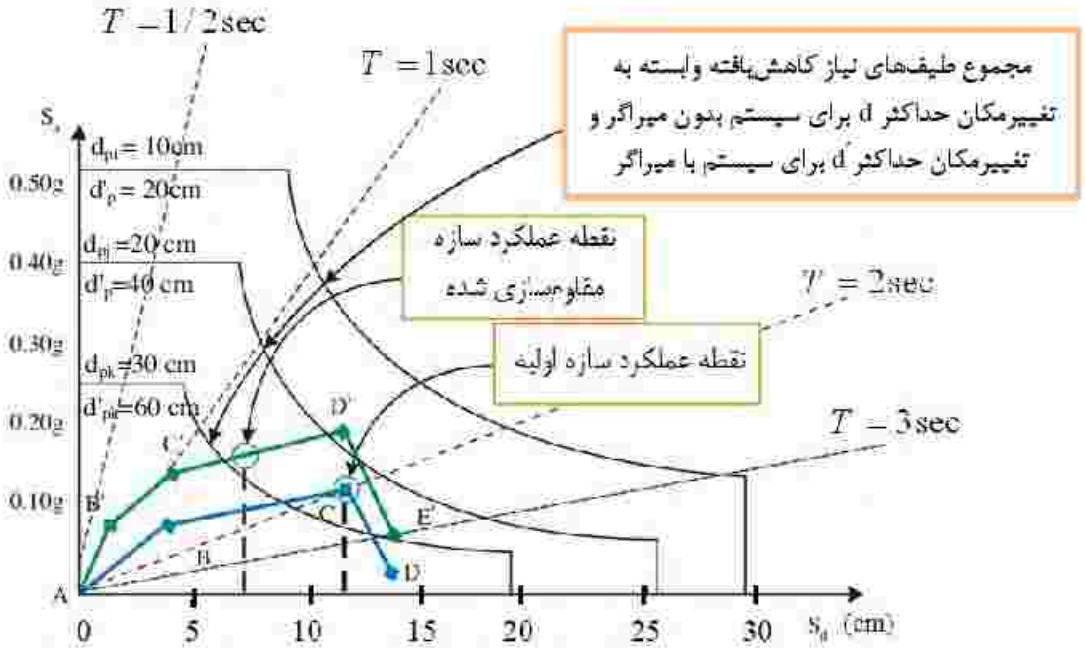
توضیحات کاربردی بیشتر در مورد این سیستم ها در فصل ششم ارائه خواهد شد.

۱-۴-۳-۳- سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی (میراگرها)

بکارگیری سیستم‌های اتلاف انرژی برای کنترل و کاهش تغییر شکل ساختمان یکی از راهکارهای کاهش نیاز سازه و بهسازی آن می‌باشد. در ساختمانهایی که دارای سختی جانبی کافی نیستند با تعبیه اجزاء جاذب انرژی در سازه می‌توان تغییر شکل‌های ساختمان را محدود ساخت. برای این منظور اجزاء خاصی طراحی و ساخته شده‌اند که یا ایجاد اصطکاک یا تغییر شکل‌های خمیری و یا استفاده از خاصیت ویسکوزیته در سیالات، بخشی از انرژی سازه را جذب و مستهلک می‌کنند و به این ترتیب تغییر شکل‌های سازه محدود می‌شود. البته در بکارگیری این سیستم‌ها در بعضی موارد به دلیل افزایش سختی سازه، نیروهای جانبی نیز افزایش می‌یابند.

در شکل (۱–۱۴) تأثیر استفاده از میراگرها روی منحنی‌های نیاز و طیف ظرفیت سازه نمونه، نشان داده شده است. در این شکل منحنی A-B-C-D بیانگر منحنی طیف ظرفیت برای سازه اولیه (بدون تجهیزات میراگر) می‌باشد. نقطهٔ عملکرد در سازهٔ بهسازی نشده در جابجایی طیفی برابر ۱۲/۵ سانتیمتر اتفاق می‌افتد.

منحنی A-B'-C'-D'-E' نیز نشان‌دهندهٔ منحنی طیف ظرفیت سازه بعد از نصب سیستم های میراگر می‌باشد. در سازهٔ مقاوم‌سازی شده، هم سختی اضافه شده است (کاهش زمان تناوب اصلی از ۱/۵ ثانیه به ۰/۷۵ ثانیه) و هم افزایش مقاومت مشاهده می‌شود. تأثیر اصلی استفاده از میراگر در این سازه روی منحنی نیاز بوده است. از نتایج این تأثیرات می‌توان به جابجایی نقطه عملکرد سازه به مقداری کمتر از ۷/۵ سانتیمتر و در نتیجه دستیابی سازه به سطح عملکرد بهتر (ایمنی جانی) اشاره کرد.



شکل ۱-۱۴- تأثیر استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی روی منحنی های نیاز و طیف ظرفیت

بخش دوم

بهسازی موضعی

فصل ۲

راهکارهای اصلاح موضعی اجزا

۲-۱- کاشت پیچ و میلگرد

۲-۱-۱-مقدمه

در مواردی برای تقویت عضو لازم است میلگرد یا پیچ در داخل بتن کاشته شود. در اکثر موارد عمل کاشت باید طوری انجام پذیرد که مقاومت گیرایی بیش از مقاومت کششی میلگرد یا پیچ باشد. به میلگرد یا پیچ کاشته شده در بتن اصطلاحاً میخچه گفته می‌شود.

کاشت پیچ یا میلگرد به سه روش مختلف انجام می‌شود.

۱- کاشت با استفاده از مواد پایه سیمانی

۲- کاشت با استفاده از چسب اپوکسی

۳- کاشت با استفاده از مهار مکانیکی

۲-۱-۲- کاشت با استفاده از پایه سیمانی

در کارهای ساختمانی به علت فراموشی در تعبیه ریشه‌های ستون، اجرای ستون در محل‌هایی غیر از محل استقرار ستون در نقشه، رفع خطا در محل میلگردهای انتظار و بالاخره عملیات بهسازی از این روش استفاده می‌شود.

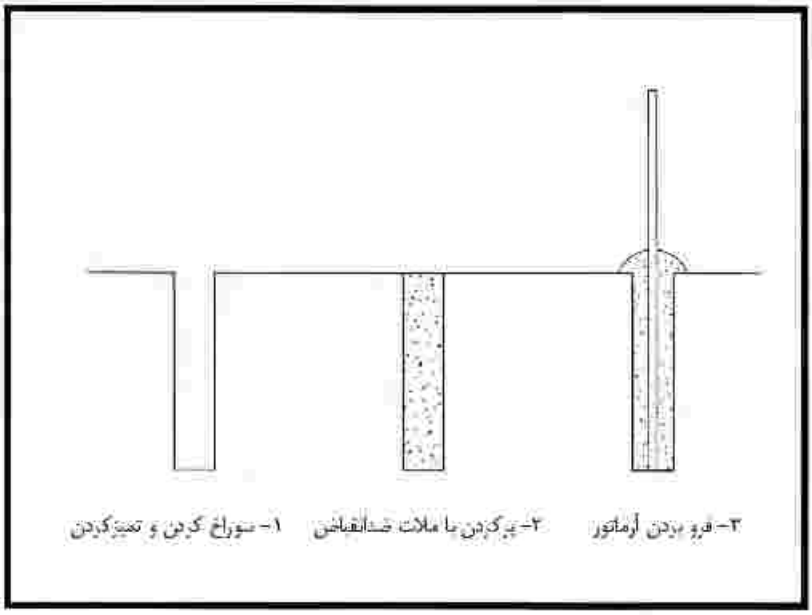
برای کاشت میلگرد ابتدا سوراخی به قطر حدود ۵ میلیمتر بزرگتر از قطر میلگرد و به طول مهاری آن و یا بیشتر به کمک دستگاه مغزه‌گیر، در بتن ایجاد می‌شود و داخل آن با حجم مناسب ملات روان پر می‌گردد. ملات روان ترکیبی از آب، سیمان، ماسه، مواد ضد انقباض و روان‌ساز می‌باشد. پس از پر نمودن نسبی سوراخ با ملات، میلگرد به کمک جک هیدرولیک با فشار به داخل سوراخ رانده شود. بدیهی است مقداری ملات از داخل سوراخ خارج شده و باقیمانده در پیرامون میلگرد در داخل سوراخ متراکم می‌گردد. ملات داخل سوراخ طی مدت زمان لازم عمل‌آوری می‌گردد تا سیمان به مقاومت لازم برسد. بدیهی است اگر میلگرد آجدار بوده و محیط سوراخ مضرس باشد نتیجه رضایت بخش‌تر خواهد بود.

مراحل اجرای میخچه پایه سیمانی در شکل ۲-۱-۱ نشان داده شده است.

۲-۱-۳- کاشت با استفاده از مواد اپوکسی

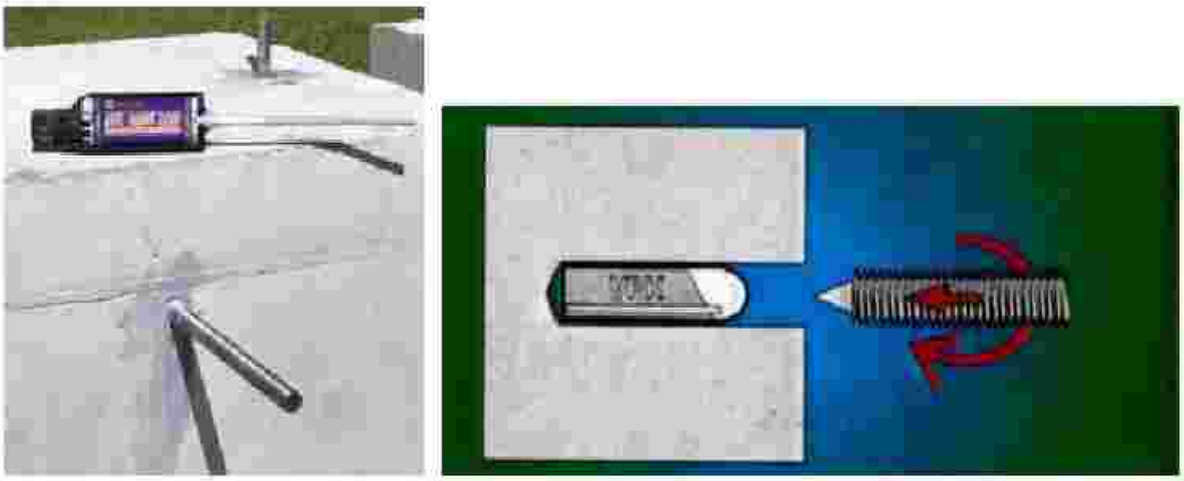
روش کار همانند کاشت با مواد پایه سیمانی است که در آن به جای سیمان از چسب‌های اپوکسی استفاده می‌شود. با توجه به چسبندگی فوق العاده زیاد چسب‌های اپوکسی بدیهی است که قطر سوراخ و طول مهاری کوچکتر خواهد شد، در نتیجه عملیات سوراخ کاری سهل‌تر می‌گردد. اما قیمت مواد اپوکسی گرانتر است.

چسب‌های اپوکسی قدرت گیرش فوق‌العاده زیاد دارند. بنابراین آنها را نمی‌توان به صورت ترکیب کامل بسته‌بندی و حمل نمود، زیرا به سرعت می‌گیرند و فاسد می‌شوند.



شکل ۲-۱-۱- مراحل اجرای میخچه یا به سیمانی

چسب‌های اپوکسی به صورت دو یا سه جزئی حمل می‌گردند. در بعضی حالات این مواد بصورت تفکیک داخل کپسول تعبیه می‌شوند. کپسول را وارد سوراخ کرده و میلگرد را به درون سوراخ می‌کوبند، مواد در همان جا با هم ترکیب شده و چسبندگی به وجود می‌آید. نمونه‌ای از کاشت پیچ به کمک مواد اپوکسی داخل کپسول در شکل ۲-۱-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۱-۲- کاشت پیچ به کمک مواد اپوکسی داخل کپسول

در بعضی موارد اجزاء چسبهای اپوکسی در داخل نازل ترکیب و سپس درون سوراخ تزریق می‌گردند.

مراحل کاشت به شرح زیر است:

۱. محاسبه ابعاد سوراخ برای استقرار پیچ و یا میلگرد مطابق با جدول ۲-۱-۱،
۲. ایجاد سوراخ مورد نیاز با ابزار مناسب،
۳. تمیز نمودن گرد و غبار ناشی از حفاری با استفاده از دستگاه مکنده یا برس موئی،
۴. زدودن هرگونه چربی و مواد روغنی، دانه‌های سست و یا سطوح فاقد استحکام و رطوبت از سطوح داخلی سوراخ،
۵. ترکیب نمودن اجزا چسب اپوکسی درون نازل،
۶. تزریق چسب تا میزان دو سوم حجم حفره،
۷. فرو بردن پیچ یا میلگرد به صورت چرخشی داخل سوراخ،
۸. تمیز نمودن مواد اضافی بیرون ریخته از دهانه سوراخ با کاردک و یا ابزار دیگر،
۹. زمان عمل‌آوری بر اساس درجه حرارت محیط مطابق جدول ۲-۱-۲ می‌باشد که پس از گذشت این زمان، بارگذاری قابل اعمال است.

جدول ۲-۱-۱- محاسبه ابعاد سوراخ برای استقرار پیچ و یا میلگرد

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	قطر سوراخ (mm)	عمق سوراخ (mm)
۸	۱۰	۸۰
۱۰	۱۲	۹۰
۱۲	۱۴	۱۱۰
۱۴	۱۶	۱۳۰
۱۶	۱۸	۱۳۵
۲۰	۲۲	۱۷۰
۲۴	۲۸	۲۱۰
۳۰	۳۵	۲۸۰

➢ توصیه می‌شود عمق سوراخ از اولین سفره آرماتورگذاری عبور کند.

جدول ۲-۱-۲- محاسبه زمان عمل‌آوری بر اساس درجه حرارت محیط

درجه حرارت محیط (°C)	۵- الی ۰	۰ الی ۵	۵ الی ۱۰	۱۰ الی ۲۰	بالای ۲۰
زمان عمل‌آوری بر حسب دقیقه	۳۶۰	۱۸۰	۹۰	۴۰	۲۰

۲-۱-۳-۱- مقاومت کششی و برشی پیچ یا میلگرد کاشته شده با چسب اپوکسی

در جدول ۲-۱-۳ مقاومت کششی و مقاومت برشی توصیه شده برای پیچ یا میلگرد کاشته شده با چسب اپوکسی ارائه شده است. این مقدار باید در ضرایب اصلاح مربوطه ضرب گردد تا مقاومت کششی و برشی اصلاح شده بدست آید.

(مقاومت کششی یا برشی اصلاح شده) = $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \times$ (مقاومت کششی یا برشی توصیه شده) (۲-۱-۱)

جدول ۲-۱-۳- مقاومت برشی و کششی توصیه شده برای میخچه‌های کاشته شده
با چسب اپوکسی بر حسب کیلو نیوتن در بتن بامقاومت $f'_c = 20\,MPa$

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	مقاومت کششی (KN)	مقاومت برشی (KN)
۸	۸	۸
۱۰	۱۳	۱۳
۱۲	۱۹	۱۹
۱۴	۲۹	۲۹
۱۶	۳۶	۳۶
۲۰	۵۷	۵۷
۲۴	۸۳	۸۳
۳۰	۱۳۰	۱۳۰

۲-۱-۳-۲- ضرایب اصلاح

مقاومت‌های ارائه شده در جدول ۲-۱-۳ به مقاومت جداره سوراخ، مقاومت پیچ یا میلگرد، طول سطح تماس میلگرد و یا پیچ با رزین، نوع و نحوه ایجاد حفره و فاصله‌بندی سوراخ‌ها بستگی دارد. برای محاسبه تنش‌های اصلاح شده میخچه باید از سه ضریب اصلاح مقاومت مصالح پایه، ضریب کاهش مقاومت فاصله‌بندی سوراخ‌ها و ضریب کاهش مقاومت فاصله میخچه‌ها از لبه سازه استفاده نمود. سه ضریب اصلاح مقاومت باید به صورت همزمان در مقاومت‌های ارائه شده ضرب گردند.

الف- ضریب اصلاح مقاومت مصالح پایه (α_1):

از آنجا که مقاومت‌های معرفی شده برای کاشت میخچه‌ها در بتن با مقاومت مشخصه ۲۰ MPa می‌باشد، برای مصالح بتنی پای کار با مقاومت‌های مختلف ضریب اصلاح رابطه ۲-۱-۲ معرفی می‌گردد:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{f'_c}{20}} \qquad (۲-۱-۲)$$

که در این رابطه:

f'_c: مقاومت مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

ب- ضریب کاهش مقاومت فاصله میخچه‌ها از یکدیگر (α_2):

بر اساس فاصله‌بندی سوراخ‌ها، ضریب کاهش مقاومت مطابق جدول ۲-۱-۴ محاسبه می‌گردد.

جدول ۲-۱-۴- محاسبه ضریب کاهش مقاومت به علت فاصله‌بندی

قطر بیج یا میلگرد (mm)	فاصله‌بندی سوراخ‌ها (mm)									
	۴۰	۴۵	۵۵	۶۵	۸۰	۹۰	۱۱۰	۱۲۵	۱۷۰	۲۱۰
۸	۰/۷۵	۰/۷۸	۰/۸۴	۰/۹۱	۱/۰۰					
۱۰		۰/۷۵	۰/۸۱	۰/۸۶	۰/۹۴	۱/۰۰				
۱۳			۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۶	۰/۹۱	۱/۰۰			
۱۶				۰/۷۶	۰/۸۳	۰/۸۶	۰/۹۴	۱/۰۰		
۲۰						۰/۷۶	۰/۸۲	۰/۸۷	۱/۰۰	
۲۴							۰/۷۶	۰/۸۰	۰/۹۰	۱/۰۰

➢ لازم به ذکر است فاصله میخچه‌ها از یکدیگر به هیچ عنوان نباید از مقادیر عنوان شده در جدول فوق کمتر اختیار شوند.

ب- ضریب کاهش مقاومت به علت فاصله سوراخ‌ها از لبه (α_3):

بر اساس فاصله میخچه‌ها از لبه ضریب کاهش مقاومت مطابق جدول ۲-۱-۵ محاسبه می‌گردد.

جدول ۲-۱-۵- محاسبه ضریب کاهش مقاومت فاصله سوراخ از لبه

قطر بیج یا میلگرد (mm)	فاصله میخچه‌ها از لبه (mm)									
	۴۰	۴۵	۵۵	۶۵	۸۰	۹۰	۱۱۰	۱۲۵	۱۷۰	۲۱۰
۸	۰/۶۵	۰/۶۹	۰/۷۸	۰/۸۷	۱/۰۰					
۱۰		۰/۶۵	۰/۷۳	۰/۸۱	۰/۹۲	۱/۰۰				
۱۳		۰/۵۹	۰/۶۵	۰/۷۱	۰/۸۱	۰/۸۷	۱/۰۰			
۱۶				۰/۶۶	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۹۲	۱/۰۰		
۲۰						۰/۶۷	۰/۷۵	۰/۸۱	۱/۰۰	
۲۴							۰/۶۷	۰/۷۲	۰/۸۷	۱/۰۰

➢ لازم به ذکر است فاصله میخچه‌ها از لبه به هیچ عنوان نباید از مقادیر عنوان شده در جدول فوق کمتر اختیار شوند.

۲-۱-۴- کاشت به کمک مهار مکانیکی

در این روش همانند روش‌های قبلی ابتدا سوراخی به قطر حدود ۲ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ در بتن ایجاد می‌گردد، سپس پیچ با مهار مکانیکی را داخل سوراخ قرار می‌دهند. این پیچ در انتهای خود دارای پره‌های مخصوصی است که با پیچاندن پیچ باز می‌شوند و به جدار سوراخ می‌چسبند. پیچ آنقدر سفت می‌گردد تا پرها تا جایی که ممکن است به دیوار بچسبند. در این روش نیز طول مهار بسیار کوتاه است. شاید برای بارهای دینامیکی مناسب نباشند، چون پرها می‌توانند بتن محیطی خود را خرد نمایند ولی به هر حال در کارهای استاتیکی بسیار عالی هستند(شکل ۲-۱-۳).

هر نوع پیچ مهاری بر حسب قطر و مقاومت میلگرد دارای نیروی برشی و کششی مجاز می‌باشد که توسط کارخانه سازنده ارائه می‌گردد.

شکل ۲-۱-۳- میخچه‌های مکانیکی

مقاومت برشی و کششی نهایی، مشخصه و طراحی پیچ‌های مکانیکی متداول در جدول‌های ۲-۱-۶ و ۲-۱-۷ ارائه شده است. مقاومت‌های ارائه شده برای شرایطی است که فاصله پیچ‌ها از یکدیگر و از لبه اعضا کافی باشد و برای استفاده از پیچ‌های خاص و همچنین استفاده از پیچ‌های متداول در فواصل کمتر باید از مقاومت‌ها و ضرایب کاهش مقاومت توصیه شده توسط کارخانه سازنده

استفاده نمود. لازم به ذکر است که مقاومتهای ارئه شده بر اساس مقاومت بتن ۲۰ MPa می‌باشد و برای بتن با مقاومت بیشتر می‌توان مقادیر جدول زیر را در ضریب $\sqrt{\frac{f'_c}{20}}$ ضرب نمود. استفاده از این روش در بتن با مقاومت کمتر از ۲۰ MPa توصیه نمی‌شود.

همان گونه که در جداول زیر نشان داده شده است، شکل ظاهری بتن (ترک خورده یا سالم) در مقاومتهای ارائه شده موثر می‌باشد.

جدول ۲-۱-۶- نیروی برشی و کششی نهایی میخچه های مکانیکی بر حسب کیلو نیوتن برای طراحی به روش حدی

	قطر بیج (mm)	۸	۱۰	۱۲	۱۶	۲۰	۲۴
بتن با ظاهری سالم	مقاومت کششی نهایی	۱۸/۱	۲۶/۷	۳۵/۱	۴۹/۸	۷۷/۴	۷۹/۱
	مقاومت برشی نهایی	۲۲/۸	۳۱/۹	۵۰/۳	۸۴/۰	۱۳۶/۰	۱۵۱/۴
بتن با ظاهر ترک خورده	مقاومت کششی نهایی	۱۳/۷	۱۸/۴	۲۰/۱	۳۶/۰	۵۵/۱	۷۰/۵
	مقاومت برشی نهایی	۲۰/۶	۳۱/۹	۴۵/۵	۸۴/۰	۱۰۶/۶	۱۵۱/۴

جدول ۲-۱-۷- نیروی برشی و کششی مجاز میخچه‌های مکانیکی بر حسب کیلو نیوتن برای طراحی به روش تنش مجاز

	قطر بیج (mm)	۸	۱۰	۱۲	۱۶	۲۰	۲۴
بتن با ظاهری سالم	مقاومت کششی مجاز	۶/۰	۱۰/۷	۱۳/۳	۲۳/۳	۳۳/۳	۴۰/۰
	مقاومت برشی مجاز	۱۰/۴	۱۶/۰	۲۴/۰	۳۸/۵	۵۵/۶	۷۹/۹
بتن با ظاهر ترک خورده	مقاومت کششی مجاز	۳/۳	۶/۰	۸/۰	۱۶/۷	۲۰/۰	۲۶/۷
	مقاومت برشی مجاز	۱۰/۴	۱۶/۰	۲۴/۰	۳۸/۵	۵۵/۶	۷۹/۹

مثال ۲-۱-۱:

می‌خواهیم به ستون بتنی مسلح، براکتی برای حمل تیر جرثقیل متصل نماییم. واکنش تکیه‌گاهی حداکثر جرثقیل ۱۲ تن می‌باشد. مطلوبست طراحی اتصال براکت با کاشت میخچه مکانیکی. شکل ظاهری بتن سالم و بدون ترک و مقاومت فشاری آن ۲۰ MPa می‌باشد.

برای اجرای براکت از پیچ با قطر ۲۰ میلیمتر استفاده می‌نماییم. از آنجا که ظاهر بتن سالم می‌باشد از جدول ۲-۱-۷ داریم:

می خواهیم به ستون بتنی مسلح ، براکتی برای حمل تیر جرثقیل متصل کنیم. واکنش تکیه گاهی حداکثر جرثقیل ۱۲ تن می باشد.

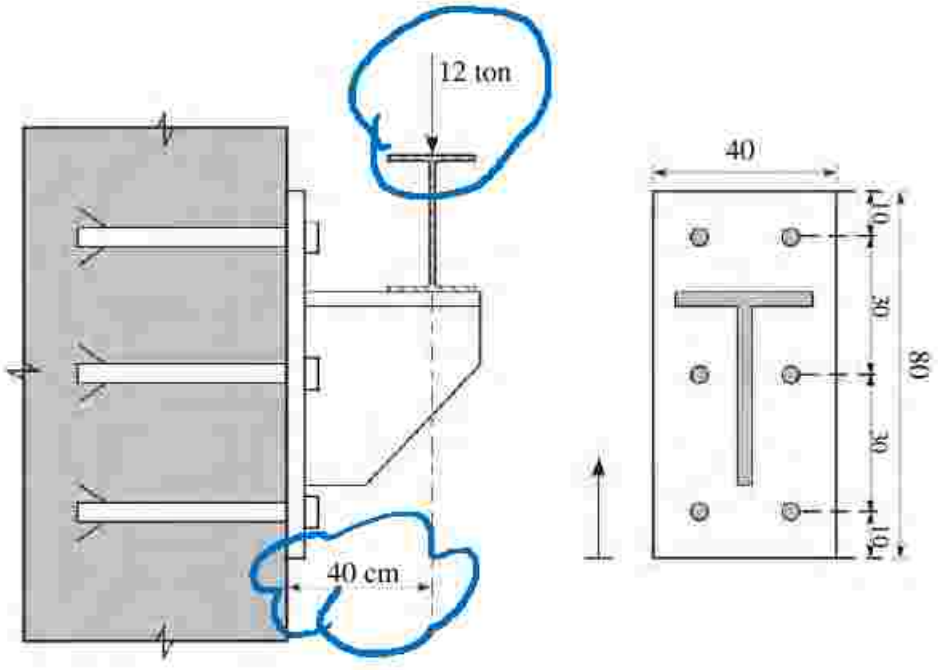
مطلوبست طراحی اتصال براکت با کاشت میخچه مکانیکی. شکل ظاهری بتن سالم و بدون ترک، و مقاومت فشاری بتن ۲۰ مگاپاسکال می باشد.

طراحی براساس روش *LRFD* صورت گیرد و از پیچ های به قطر ۱۸ میلی متر استفاده شود.

۳۳/۳ KN = نیروی مجاز کششی

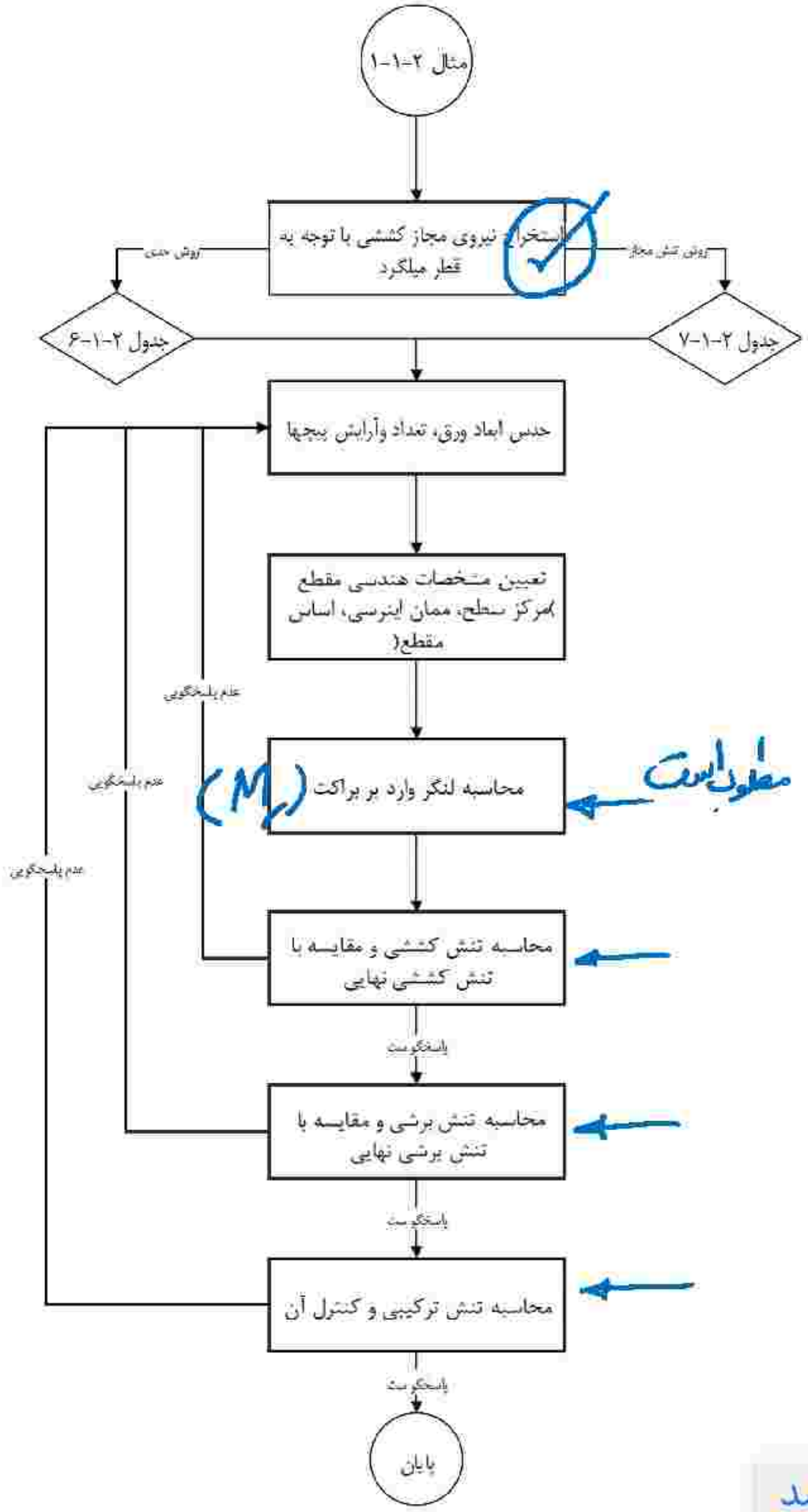
۵۵/۶ KN = نیروی مجاز برشی

ارتفاع کل ورق ۸۰ سانتیمتر و آرایش پیچ ها مطابق شکل اختیار می شود.



شکل مثال ۲-۱-۱-الف

اضافه شد


مثال ۲-۱-۱
استخراج نیروی مجاز کششی با توجه به قطر میلگرد
روش حدی
روش تنش مجاز
جدول ۲-۱-۶
جدول ۲-۱-۷
حدس ابعاد ورق، تعداد وآرایش پیچها
تعیین مشخصات هندسی مقطع (مرکز سطح، ممان اینرسی، اساس مقطع)
عدم پاسخگویی
محاسبه لنگر وارد بر براکت
(M)
مطلوب است
عدم پاسخگویی
عدم پاسخگویی
محاسبه تنش کششی و مقایسه با تنش کششی نهایی
پاسخگو ست
محاسبه تنش برشی و مقایسه با تنش برشی نهایی
پاسخگو ست
محاسبه تنش ترکیبی و کنترل آن
پاسخگو ست
پایان

اضافه شد

حل:

تعیین مشخصات هندسی مقطع:

محل تنش (برش)

$$p_u = 1.6 \times 12 = 19.2 \text{ ton}$$

$$40y \times \frac{y}{2} = 2A(10 - y + 40 - y + 10 - y)$$

$$20y^2 = 1.62\pi(120 - 3y)$$

$$\rightarrow 20y^2 + 4.86\pi y - 194.4\pi = 0$$

$$\rightarrow \bar{y} = 5.16\ cm$$

$$I = 2A\{(10 - \bar{y})^2 + (40 - \bar{y})^2 + (10 - \bar{y})^2\} + 40 \times \frac{\bar{y}^3}{3}$$

$$I = 2 \times 0.81\pi \times (5442.01) + 1829.10$$

$$\rightarrow I = 29525.58$$

$$S = \frac{I}{10 - \bar{y}} = 455.3\ cm^3$$

$$M = P_u \times 0.4 = 7.68\ t.m$$

$$\sigma = \frac{7.68 \times 10^5}{455.3} = 1686.6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_t = \sigma \times A = 4292\ kg = 4.29$$

$$f_v = \frac{p_u}{n} = \frac{19.2}{6} = 3.2\ ton$$

قطر بیج (inch)	1/2	5/8	3/4	7/8	1
مقاومت کششی نهایی (ton)	3.51	4.24	4.98	6.36	7.74
مقاومت برشی نهایی (ton)	5.03	6.715	8.4	11	13.6

$$f_t = 4.29\ ton < 6.36\ t.m$$

$$f_v = 3.2\ ton < 11\ ton$$

$$\left(\frac{4.3}{6.36}\right)^2 + \left(\frac{3.2}{11}\right)^2 = 0.54 < 1$$

می توان قطر بیج ها را کاهش داد

محاسبات برای M16

$$y = 1.6\ cm,\ I = 23653.7\ cm^4,\ S = 361.7\ cm^3$$

$$\sigma = 2122.7 \frac{kg}{cm^2},\ f_t = 4.26\ ton,\ f_v = 3.2\ ton$$

$$\left(\frac{4.3}{4.98}\right)^2 + \left(\frac{3.2}{11}\right)^2 = 0.87 < 1\ \ OK$$

$$40y \frac{y}{2} = 2 \times A(10 - y + 40 - y + 70 - y)$$

$$20y^2 = 2A(120 - 3y)$$

$$10y^2 = A(120 - 3y)$$

$$10y^2 + 3.14 \times 3y - 3.14 \times 120 = 0$$

$$y^2 + 0.942y - 37.68 = 0$$

$$y = 5.69cm$$

$$I = 2 \times 3.14\left[(10 - 56.69)^2 + (40 - 5.69)^2 + (70 - 5.69)^2\right] + 40 \times \frac{5.69^3}{3}$$

$$I = 35938cm^4 \rightarrow S_t = I/(70 - 5.69) = 558\,cm^3$$

محاسبه لنگر وارد بر براکت:

$$M = 12 \times 0.4 = 4.8\ ton.m$$

محاسبه تنش کششی:

$$\sigma = \frac{4.8 \times 10^5}{558} = 860\,kg/cm^2$$

$$f_t = 860 \times 3.14 \times 10^{-3} = 2.7\ ton < F_t = 3.33 ton$$

محاسبه تنش برشی:

$$f_v = \frac{12}{6} = 2 ton < F_v = 5.56 ton$$

محاسبه تنش ترکیبی:

$$\left(\frac{2}{5.56}\right)^2 + \left(\frac{2.7}{3.33}\right)^2 = 0.13 + 0.66 = 0.79 < 1\ \ O.K.$$

$$\left(\frac{\square}{\square}\right)^2 + \left(\frac{\square}{\square}\right)^2 = ?$$

اضافه شد

۲-۲- راهکارهای بهسازی شالوده و پی

۲-۲-۱- معرفی

بارهای ساختمان از طریق شالوده به خاک زیر آن یعنی پی منتقل می‌گردد. از این رو نقش شالوده و پی در ایمنی ساختمان مهم می‌باشد.

معمول‌ترین موارد آسیب‌پذیری شالوده و پی به قرار زیر است:

الف- آسیب‌پذیری شالوده

وجود نیروی کششی بلند کننده

عدم کفایت ظرفیت خمشی یا برشی (برش خمشی یا برش سوراخ‌کننده) مقطع شالوده

تهاجم مواد شیمیایی مضر موجود در خاک و آب زیرزمینی به بتن شالوده

عدم کفایت مقاومت جانبی برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر شالوده

وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت سازه‌ای در شمع‌ها

ب- آسیب‌پذیری پی

وقوع تنش فشاری بیش از ظرفیت باربری پی در زیر شالوده

وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت ژئوتکنیکی سازه‌ای در شمع‌ها

وجود نشست‌های زیاد و غیرقابل قبول در پی

وجود پتانسیل روانگرایی، ماسه سریع و تورم در خاک زیر شالوده

عدم پایداری ساختگاه سازه، مخصوصاً برای ساختمان‌هایی که بر روی زمین‌های شیبدار احداث شده‌اند.

روند مطالعات ارزیابی شرایط پی و شالوده شامل موارد زیر می‌باشد:

تحقیق اسناد و بایگانی مدارک طراحی ساختمان برای گزارش مکانیک خاک

بررسی خاک‌ها در قالب نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های مرتبط، اندازه‌گیری سطح آب زیرزمینی و میزان فشار آب حفره‌ای

برآورد ابعاد شالوده ساختمان و شالوده دیوارها. در صورت لزوم بعضی از شالوده‌ها تحت گمانه‌زنی قرار گرفته و در این گمانه‌ها میزان زوال مصالح را بررسی می‌کنند.

بررسی آثار نشست پی شامل شکل‌گیری ترک‌ها و کج شدن دیوارها، برآمدگی مناطق مجاور و مسیرهای قائم و افقی پی

کسب اطلاعات لازم از هندسه، پیکربندی و نقشه‌های اجرایی ساختمان و شالوده و بارگذاری

مدلسازی و تحلیل

ارزیابی

ارائه طرح تقویت

۲-۲-۲- مشکلات مقاوم‌سازی شالوده

همان‌گونه که قبلاً اشاره‌شد، علاوه بر هزینه بالای بهسازی شالوده‌ها، این کار در زمان بهره‌برداری از ساختمان، بسیار مشکل است.

در هنگام مقاوم‌سازی شالوده، با مشکلات زیر روبرو هستیم:

۱- لزوم تخلیه کلیه و یا قسمتی از فضاهای طبقه همکف یا زیرزمین

۲- تخریب دال کف زمین در داخل ساختمان و سنگ فرش بیرون از آن

۳- فضای بسیار محدود در طول عملیات مقاوم‌سازی به علت وجود پایه‌ها و تکیه‌گاه‌های موقتی

۴- ارتفاع محدود برای تجهیز ساختمان

۵- صدا و لرزش‌های ساختمان

۲-۲-۳- انواع راهکارهای رفع عیوب شالوده

برای رفع موارد عیوب شالوده می‌توان از راهکارهای مختلفی به صورت مجزا و یا در ترکیب با یکدیگر استفاده نمود؛ به طور کلی تعمیر و تقویت شالوده‌ها را می‌توان به کمک یکی از روش‌های زیر انجام داد:

۱- تقویت سازه‌ای شالوده موجود (بهسازی سازه‌ای)

۲- بهبود شرایط پی (بهسازی ژئوتکنیکی)

۳- کاهش بار وارد بر فونداسیون از طریق سبک کردن ساختمان یا افزایش عناصر مقاوم جانبی

مقاوم‌سازی لرزه‌ای شالوده شامل بهسازی سازه‌ای شالوده ضعیف و یا احداث شالوده جدید می‌باشد، ولی در بعضی از موارد لازمست شرایط خاک زیر شالوده (پی) را بهبود بخشید.

۲-۲-۴- راهکارهای بهسازی شالوده و پی

با توجه به نوع ضعف موجود در شالوده و پی، راهکارهای مختلفی برای تقویت آنها وجود دارد که عبارتند از:

الف- بهسازی سازه‌ای شامل:

افزایش ابعاد شالوده

افزودن شناژ به شالوده موجود

تقویت خمشی و برشی شالوده با کابل‌های پیش‌تنیده

افزایش مقاومت شمع‌های موجود

ب- بهسازی ژئوتکنیکی شامل:

تزریق (اختلاط مکانیکی)

ریزشمع

احداث شمع

تقویت از زیر شالوده (پی‌بندی)

۲-۲-۴-۱- راهکارهای بهسازی شالوده

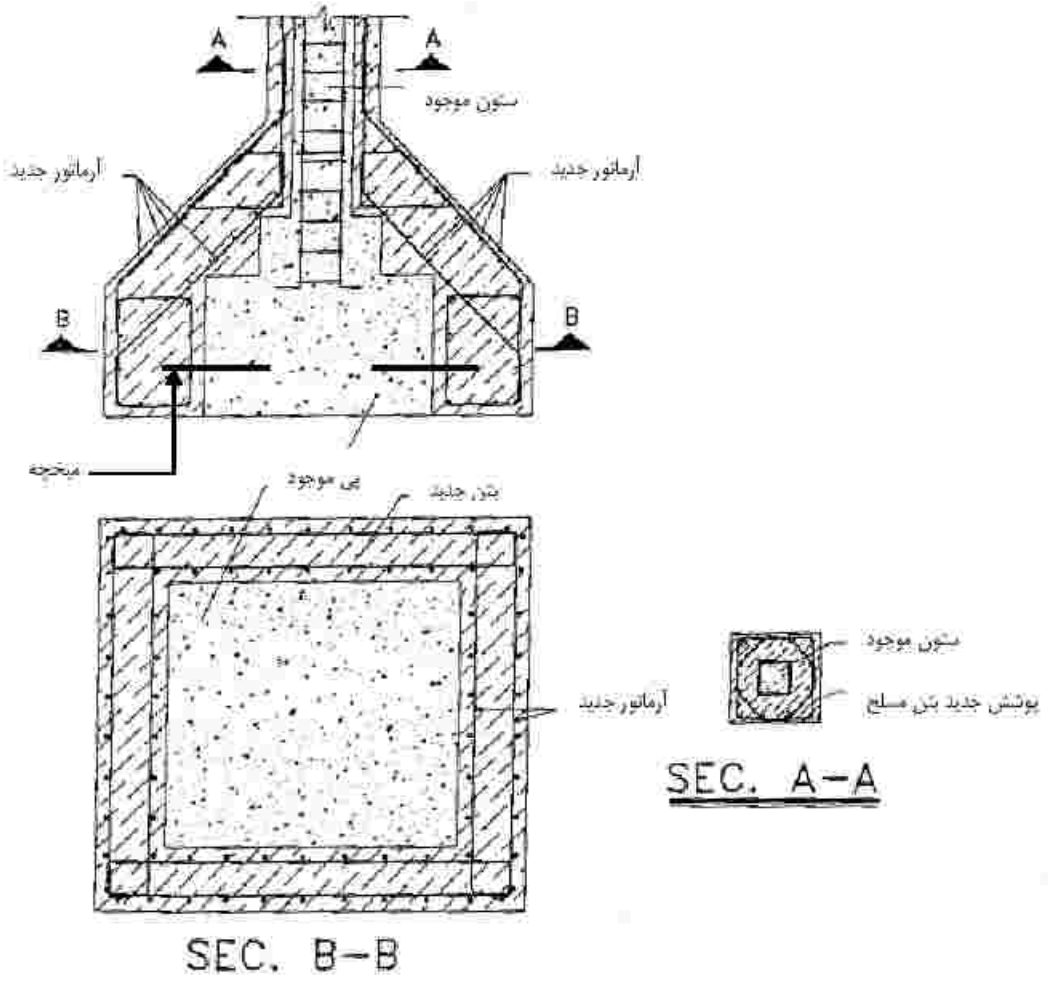
I- افزایش ابعاد شالوده

با افزایش ابعاد شالوده می‌توان سطح تماس بر پی را افزایش داد و از تنش‌های اعمالی بر پی کاست که این اقدام منجر به افزایش ظرفیت باربری شالوده می‌شود. همچنین با افزایش ابعاد شالوده و به دنبال آن کاهش تنش موجود در پی، نشست‌های پی خاک نیز کاهش می‌یابد. در شکل‌های ۲-۲-۱ و ۲-۲-۲ نمونه‌ای از این روش نشان داده شده است.

دو حالت افزایش ابعاد شالوده وجود دارد:

۱- افزایش ابعاد شالوده و ستون متصل به آن (شکل ۲-۲-۱)

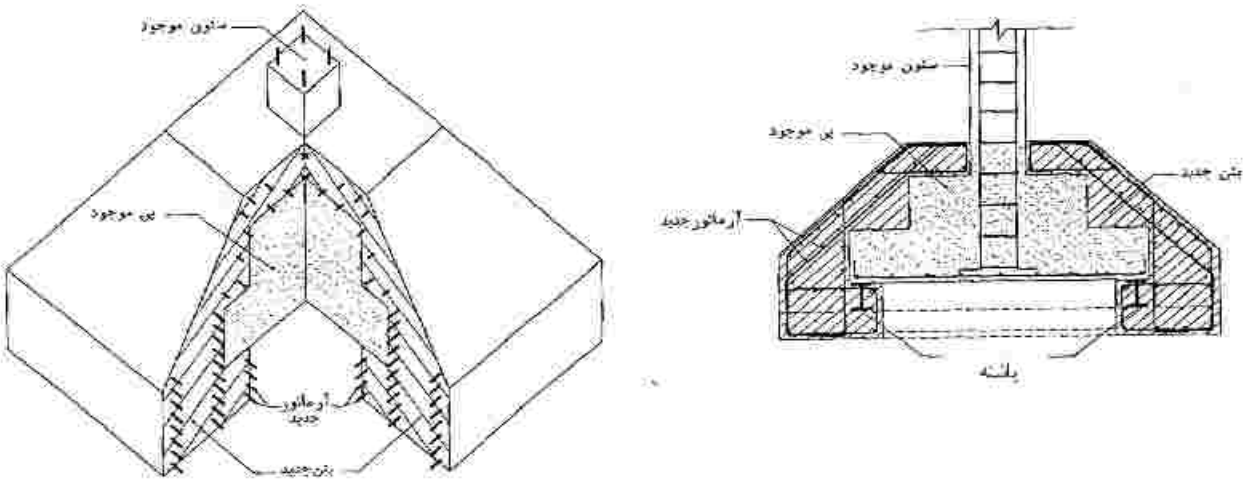
۲- افزایش ابعاد شالوده به تنهایی (شکل ۲-۲-۲)



شکل ۲-۲-۱- افزایش ابعاد شالوده و ستون متصل به آن

در شرایط مقاوم‌سازی شالوده و ستون مطابق شکل ۲-۲-۱، برای افزایش مقاومت شالوده موجود باید ابعاد قسمت زیرین شالوده را افزایش داد. در این روش فشار خاک اضافه شده باید به صورت یکنواخت به شالوده اعمال گردد. کمربند محیطی شالوده باید بار قسمت‌های فوقانی سازه را به خاک زیر آن منتقل نماید. در این حالت باید به دنبال پیوستگی کامل بین روکش بتنی و بتن شالوده باشیم که این امر با تمیز و مضرس کردن سطح بتن قدیم و یا استفاده از اتصالات مکانیکی به صورت میخچه امکان‌پذیر است.

در حالتی که تنها ابعاد شالوده افزایش پیدا کرده و ستون مقاوم‌سازی نشده باشد، بار اعمالی به قسمت‌های تقویت شده باید مستقیماً به شالوده موجود منتقل گردد. این امر با استفاده از پاشنه یکپارچه‌ای که در محیط و زیر شالوده موجود قرار گرفته، محقق می‌گردد. در این راستا از آرماتورگذاری مناسبی باید در پاشنه مورد استفاده قرار گیرد (شکل ۲-۲-۲).



شکل ۲-۲-۲- بهسازی شالوده بوسیله افزایش ابعاد هندسی

مراحل اجرای راهکار افزایش ابعاد شالوده به شرح زیر می‌باشد:

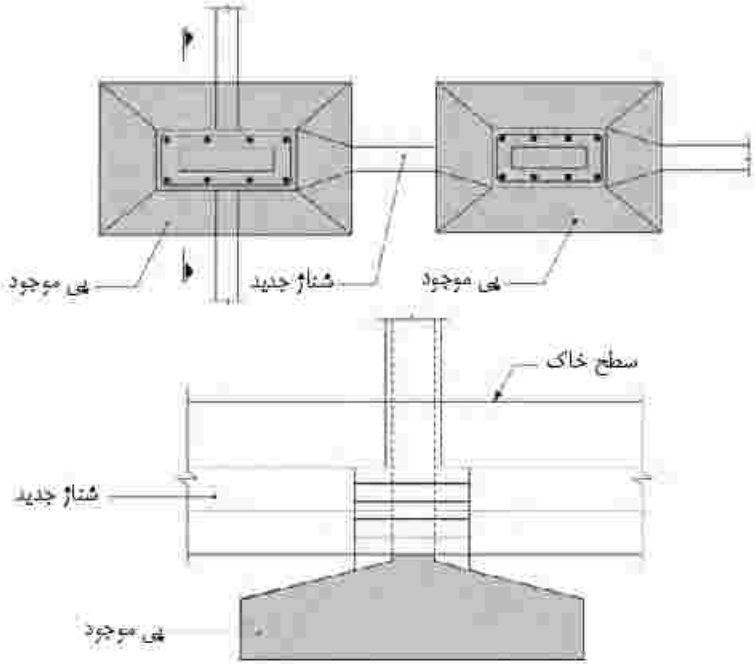
۱- خالی‌کردن اطراف شالوده از تراز روی آن تا تراز زیر بتن مگر به اندازه عرضی بیشتر ازعرض موردنیاز مقاوم‌سازی
۲- مضرس کردن سطح بتن در بالا و وجوه عمودی شالوده
۳- ایجاد سوراخ‌های افقی در اطراف شالوده برای کاشت شاخک (میخچه)، (در صورت لزوم)
۴- اجرای بتن مگر اضافی در ناحیه افزایش ابعاد
۵- تمیز و مضرس کردن سطوح تماس اجرای چسب پلیمری بر روی سطوح نمایان شالوده
۶- اجرای آرماتورهای اضافی برای بتن مسلح جدید مطابق نقشه‌های اجرایی
۷- اجرای بتن جدید
۸- جداکردن قالب‌ها و مراقبت از شالوده با پوشاندن سطح بتن با گونی‌های خیس (هرگز نباید شالوده را مستقیماً با آب خیس نمود، زیرا منجر به شستن لایه‌های زیر آن می‌شود)
۹- مقاوم‌سازی ستون (در صورت لزوم)

۱۰- پرکردن مجدد شالوده ترجیحاً با خاک‌های درشت دانه در لایه‌های مختلفی که کاملاً متراکم شده باشند.

۱۱- کامل کردن کف و سنگ فرش روی شالوده

II- افزودن شناژ به شالوده

یکی از راهکارهای بهسازی شالوده در برابر لغزش، به هم بستن شالوده‌ها و ایجاد مشارکت کلیه شالوده‌ها در تحمل بارهای جانبی می‌باشد. به همین منظور از شناژ برای بستن شالوده‌ها استفاده می‌گردد (شکل ۲-۲-۳ و ۲-۲-۴).

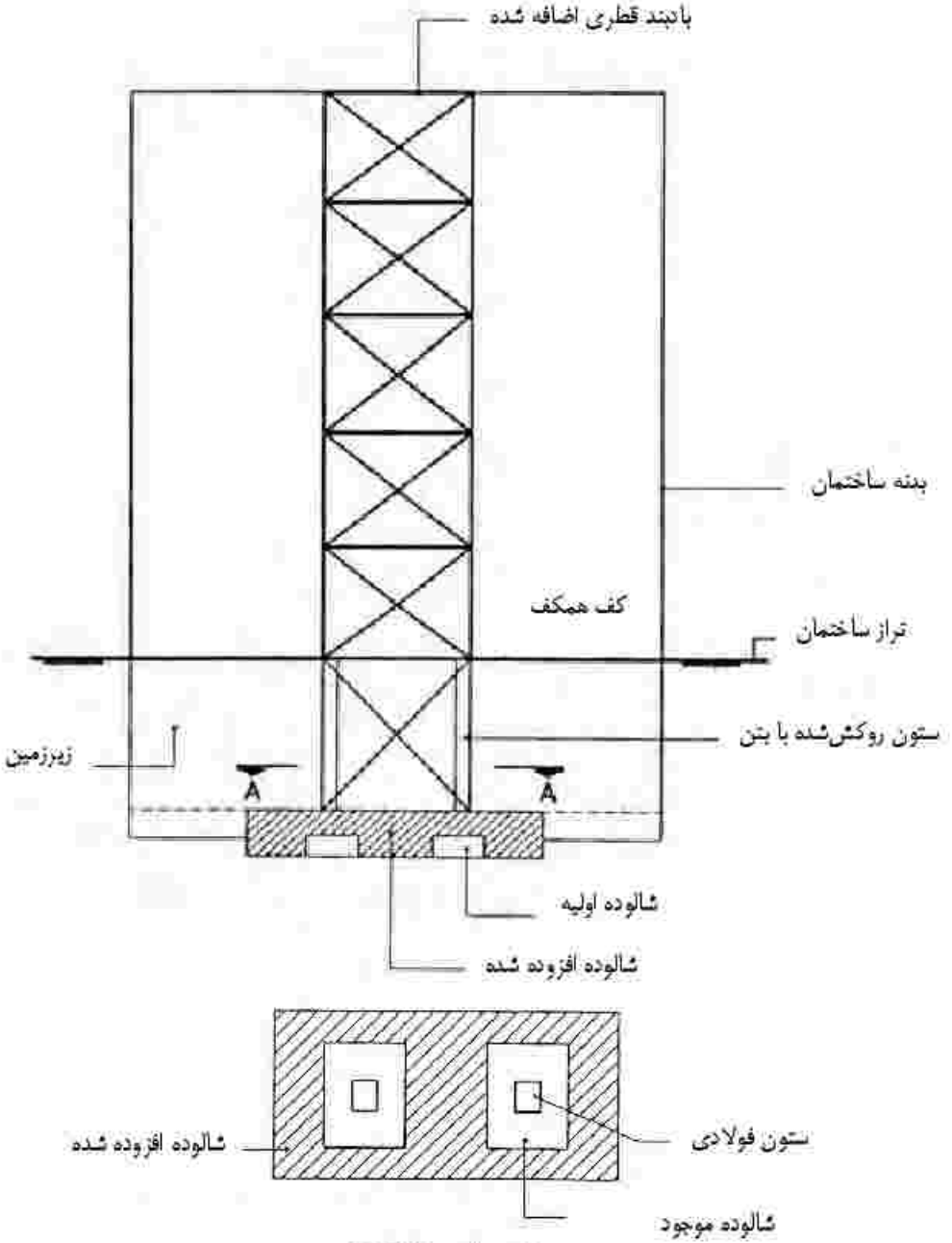


شکل ۲-۲-۳- به هم بستن شالوده‌ها با شناژ

شکل ۲-۲-۴- به هم بستن شالوده‌ها با شناژ

III- یکپارچه‌سازی شالوده

این نوع بهسازی معمولاً در مواردی مورد توجه قرار می‌گیرد که بادبند یا دیوار برشی جدید بین دو ستون احداث شود. در این نوع بهسازی علاوه بر افزایش ظرفیت برشی و خمشی شالوده، مقاومت جانبی برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر شالوده نیز افزایش می‌یابد (شکل ۲-۲-۵)، شکل ۲-۲-۶ نیز نشان‌دهنده تصاویری از مراحل اجرایی یکپارچه کردن شالوده‌هاست.



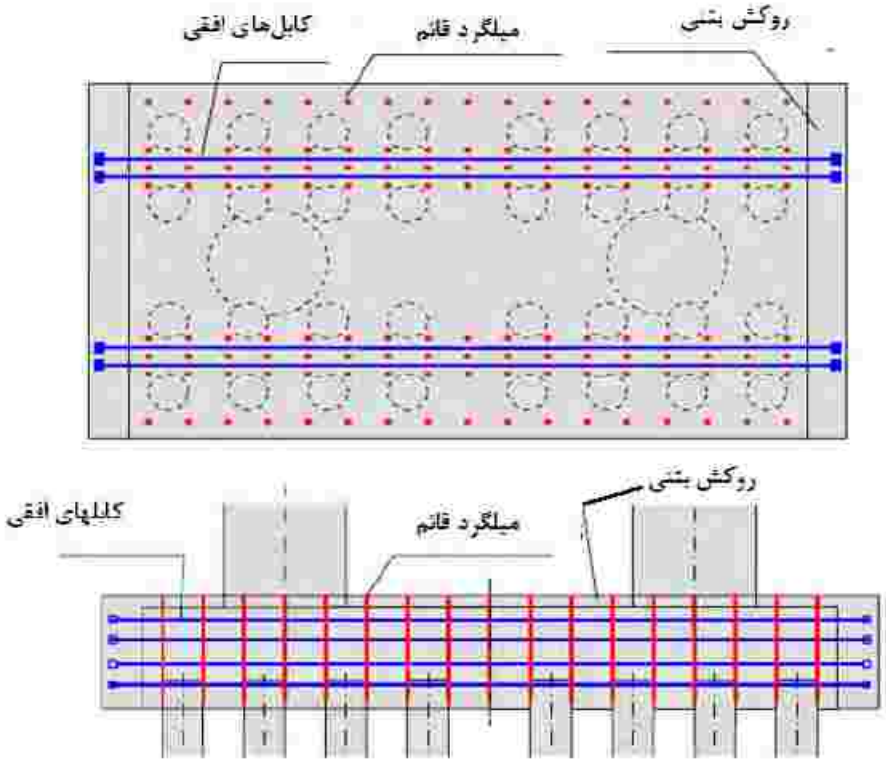
پلان تقویت شالوده برای دهانه بادبندی شده

شکل ۲-۲-۵- یکپارچه‌سازی شالوده

شکل ۲-۲-۶- یکپارچه‌سازی شالوده

IV- بهسازی شالوده با کابلهای پیش‌تنیده

یکی از راهکارهای بهسازی و افزایش ظرفیت خمشی و برشی شالوده، اعمال نیروی پیش‌تنیدگی به مقطع می‌باشد. معمولاً وقتی افزایش عمق شالوده از بالا به دلیل معماری ممکن نباشد، ظرفیت خمشی مثبت و منفی مقطع را می‌توان با عبور کابلهای پیش‌تنیده، در حفره‌های تعبیه شده سراسری در طول شالوده یا در بتن جدید روی وجوه آن و پیش‌تنیده کردن آنها، افزایش داد. نیروهای پیش‌تنیدگی فوق در دو امتداد عمودی و افقی به شالوده اعمال می‌شوند. نیروهای پیش تنیدگی قائم باعث افزایش ظرفیت برشی و نیروهای پیش تنیدگی افقی باعث افزایش ظرفیت برشی و خمشی به طور همزمان می‌شوند. پیش تنیدگی افقی بوسیله کابل‌ها و مفتول‌های متداول و پیش تنیدگی قائم با استفاده از مصالح FRP صورت می‌گیرد (شکل ۲-۲-۷).



شکل ۲-۲-۷- اعمال پس تنیدگی افقی و قائم برای بهسازی شالوده

V- افزایش مقاومت شمع‌های موجود

در ساختمانهای احداث شده برروی شمع، شمع‌ها ممکن است نتوانند به صورت مناسبی در برابر بارهای جانبی مقاومت کنند؛ همچنین شمع ها ممکن است در محل اتصال به سر شمع دچار مشکل شده باشند.

نحوه افزایش مقاومت شمع به شرح زیر است:

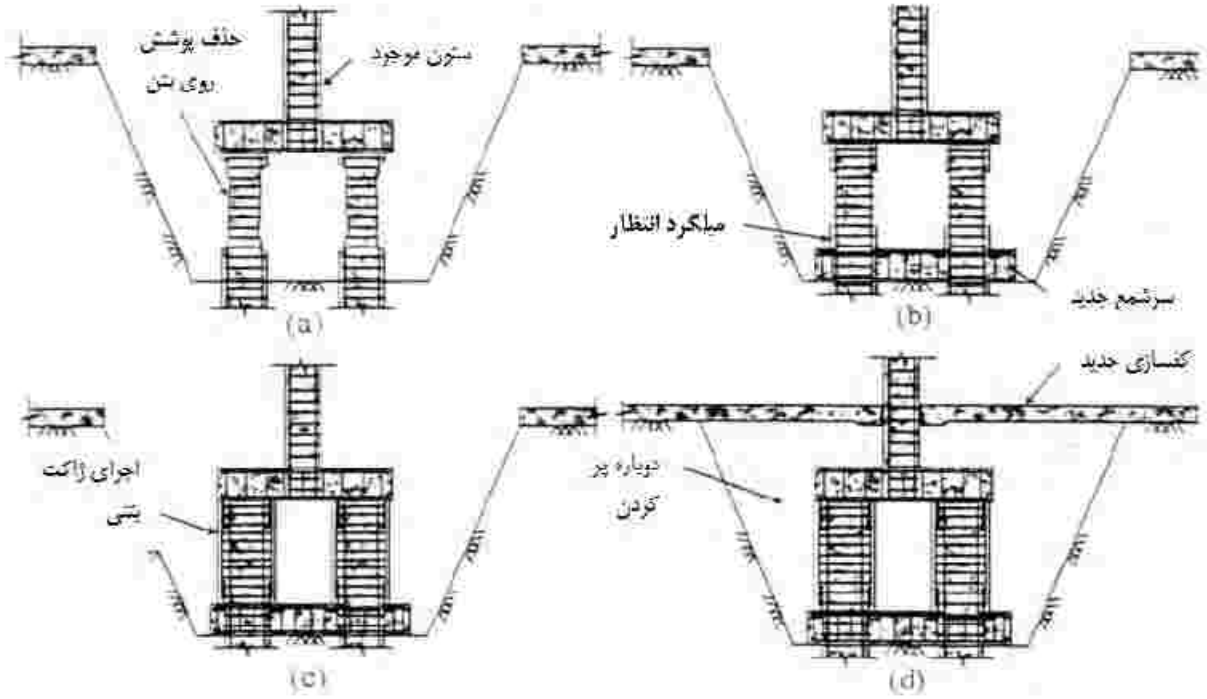
۱- کندن زمین تا سطحی که خرابی شمع مشهود باشد.

۲- لایه‌برداری ازسطح شمع تا قسمت‌های داخلی آن به شکلی که خرابی وخوردگی کاملاً ازسطح شمع برداشته شود. کلاهکی مانند شکل ۲-۲-۸ در زیر آن باید اجرا شود تا از پیوستگی آرماتورهای اضافی با شمع موجود اطمینان حاصل شود.

۳- اجرای آرماتورهای دور شمع و بتن ژاکت دور آن که بر اساس نتایج تحلیل سازه، طراحی شده باشد.

۴- پرکردن مجدد شالوده با خاک دانه‌ای متراکم

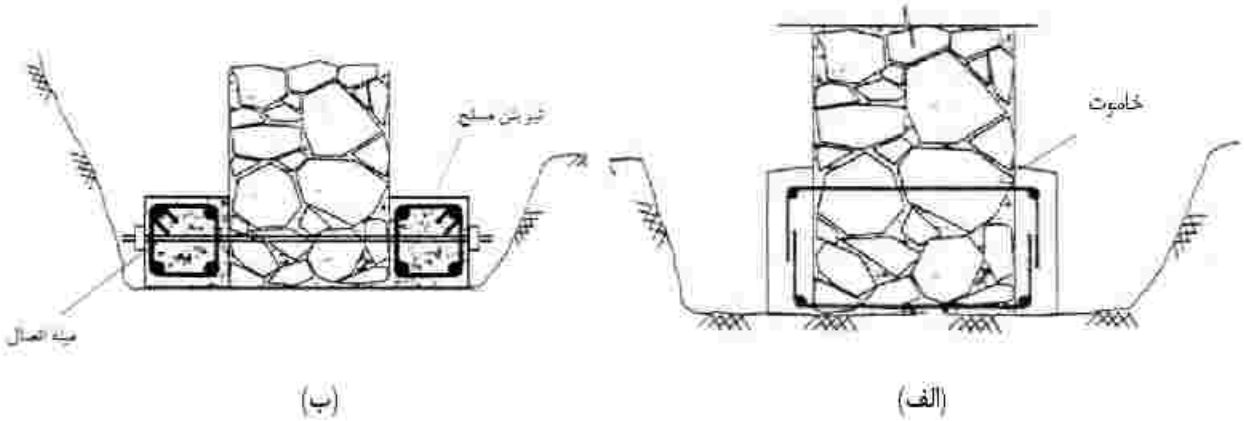
۵- اجرای کف



شکل ۲-۲-۸- افزایش مقاومت شمع‌های موجود

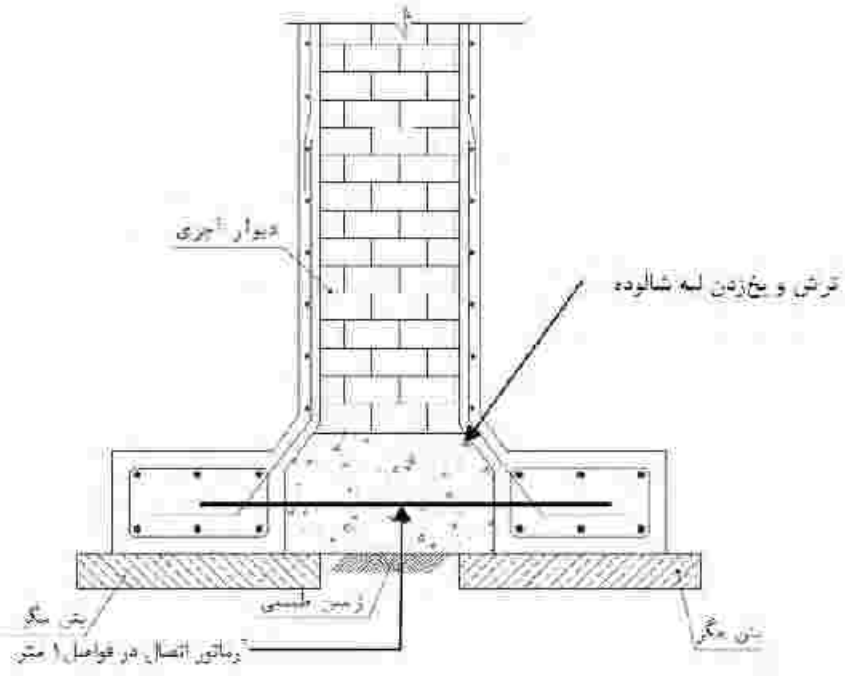
VI- تقویت شالوده‌های بنایی

شالوده‌های بنایی را می‌توان با اضافه نمودن عرض آنها به کمک آرماتور و بتن مانند شکل ۲-۲-۹ مقاوم‌سازی نمود. در ابتدا، با خالی کردن خاک اطراف دیوار، دو سمت آن نمایان می‌گردد. سوراخ‌هایی در فاصله ۰/۵ تا ۱ متر ایجاد می‌شود. داخل سوراخ‌ها آرماتور قرار داده و پس از پاک کردن تمام مصالح ضعیف، رویه دیوار را با بتن می‌پوشانند. بجای بتن معمولی از شاتکریت نیز می‌توان استفاده نمود. پوشش بتن میلگردها نیز باید حداقل ۴۰ میلیمتری باشد تا از خوردگی میلگردها جلوگیری شود (شکل ۲-۲-۹-الف). روش دیگر برای مقاوم‌سازی شالوده‌های سنگ قلوه‌ای استفاده از تیرهای بتن مسلح در دو سمت دیوار می‌باشد (شکل ۲-۲-۹-ب) که در فواصلی معین به یکدیگر بسته می‌شوند.



شکل ۲-۲-۹- افزایش مقاومت شالوده سنگ قلوه‌ای با بتن مسلح

در مواردی که بنا به دلایلی دیوار بنایی با روش بتن‌پاشی تقویت شده باشد و شالوده نیز نیاز به تقویت داشته باشد مطابق شکل ۲-۲-۱۰ می‌توان با همین روش شالوده را تقویت نمود.



شکل ۲-۲-۱۰- افزایش مقاومت شالوده با بتن مسلح

۲-۲-۴-۲- راهکارهای بهسازی پی (بهسازی ژئوتکنیکی)

در روش بهسازی ژئوتکنیکی سعی بر افزایش باربری زمین زیر شالوده به کمک بهبود شرایط خاک و یا انتقال نیرو یا اضافه نیروی شالوده به لایه‌های تحتانی، بدون افزایش ابعاد هندسی شالوده می‌باشد.

I- بهبود شرایط خاک با استفاده از تزریق مواد افزودنی

این روش اختلاط در جای خاک با مواد افزودنی از قبیل سیمان، آهک و... به روش تزریق است. هدف از اختلاط خاک، دست‌یابی به پارامترهای ژئوتکنیکی اصلاح شده از قبیل مقاومت فشاری، مقاومت برشی و یا نفوذپذیری است. اختلاط خاک برای محدود کردن و یا ثابت نمودن مواد شیمیایی مضر در خاک نیز کاربرد دارد.

معمولاً سیمان بصورت دوغاب (ترکیب با آب) با خاک مخلوط می‌شود. هر چند امکان استفاده از سیمان بصورت خشک نیز مقدور است، برحسب نوع خاک حجم دوغاب بین ۲۰ تا ۳۰ درصد حجم خاک انتخاب می‌شود.

افزودنی‌ها شامل مواد زیر می‌شوند:

سیمان، خاکستر آتشفشانی، سرباره کوره، آهک، سایر مواد شیمیایی

ساخت دوغاب طبق مراحل زیر انجام می‌شود:

سیستم اختلاط مرکزی، با میکسرهای دور بالا برای اختلاط

محل ذخیره موقت دوغاب همراه با همزن‌های دور پایین

سیستم پمپاژ

خاکهای غیرچسبنده معمولاً ساده‌تر از خاکهای چسبنده مخلوط می‌شوند. به خاکهای نباتی مقادیر قابل ملاحظه‌ای از مواد افزودنی باید اضافه نمود و قبل از شروع عملیات اجرایی لازم است از عملکرد سیستم اختلاط در آزمایشگاه اطمینان حاصل کرد.

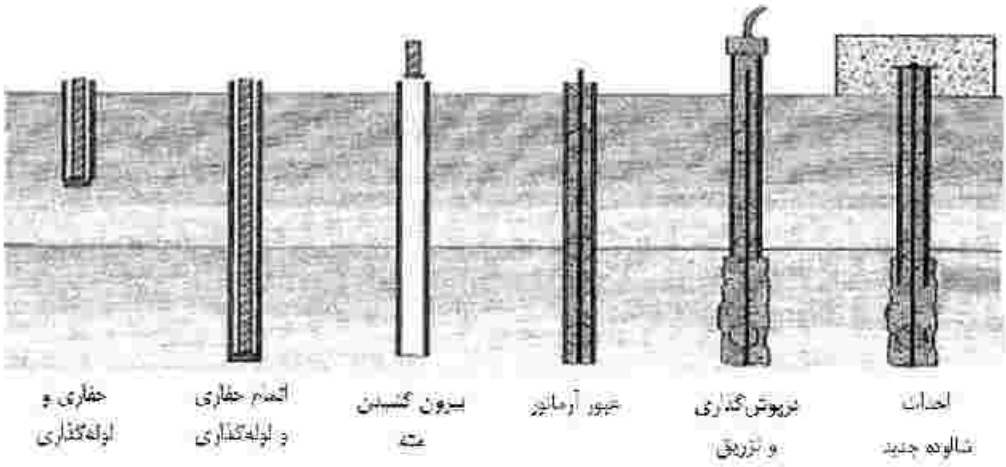
با اختلاط خاک در محل می‌توان انواع متفاوت خاکها را اصلاح نمود. روش اصلاح بسته به میزان انرژی اختلاط و نوع مواد افزودنی متفاوت است. در خاک‌های نرم این روش در مقایسه با سایر روش‌های اصلاح خاک از اقتصادی‌ترین شیوه‌های بهبود است. در این روش با اختلاط دوغاب با خاک، مصالحی ساخته می‌شود که با گذشت زمان سخت‌تر شده و مقاومت آن افزایش می‌یابد و می‌تواند بعنوان مصالح مهندسی با خصوصیات ژئوتکنیکی بهتر از خاک محل در طراحی‌ها استفاده شود.

I- اجرای ریز شمع (Micro Pile)

ریزشمع‌ها، شمع‌هایی با قطر ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلیمتر هستند که می‌توانند به صورت عمودی یا مایل در اطراف و جسم شالوده ایجاد شوند. در صورتیکه به علت محدودیت‌های فضایی در نزدیکی شالوده موجود نتوان از شمع برای افزایش ظرفیت باربری پی استفاده نمود می‌توان از ریز شمع‌ها به جای شمع استفاده کرد. با اجرای ریز شمع‌ها بدلیل نفوذ دوغاب سیمان در خاک، خواص مکانیکی خاک بهبود یافته و ظرفیت باربری آن افزایش می‌یابد. همچنین ریزشمع‌ها در عمقی بیشتر از عمق شالوده نفوذ کرده و بارها را به عمقی بیشتر منتقل می‌کنند.

روش اجرای ریزشمع مشتمل بر ۴ مرحله حفاری، لوله‌کوبی، تزریق و تسلیح به شرح زیر است (شکل ۲-۲-۱۱):

در صورتیکه امکان کوبش لوله‌های ریزشمع نباشد، باید حفاری سوراخ به قطر ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر انجام شود. عملیات حفاری به روشهای مختلف نظیر حفاری دورانی انجام می‌شود.



شکل ۲-۲-۱۱- مراحل اجرای ریزشمع

قراردادن یاکوبش لوله‌های مشبک فولادی به قطر ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در محل گمانه‌های حفاری شده. در این راستا ابتدا لوله نوک تیزی کوبیده شده و سپس لوله‌های متوالی به آن متصل شده و کوبیده می‌شوند. در صورتیکه در ازای ۳۰ ضربه متوالی لوله‌کوب، نفوذ لوله بیش از ۱۰ سانتیمتر نباشد، عملیات متوقف می‌شود. لوله‌های ریز شمع دارای سوراخهای به قطر

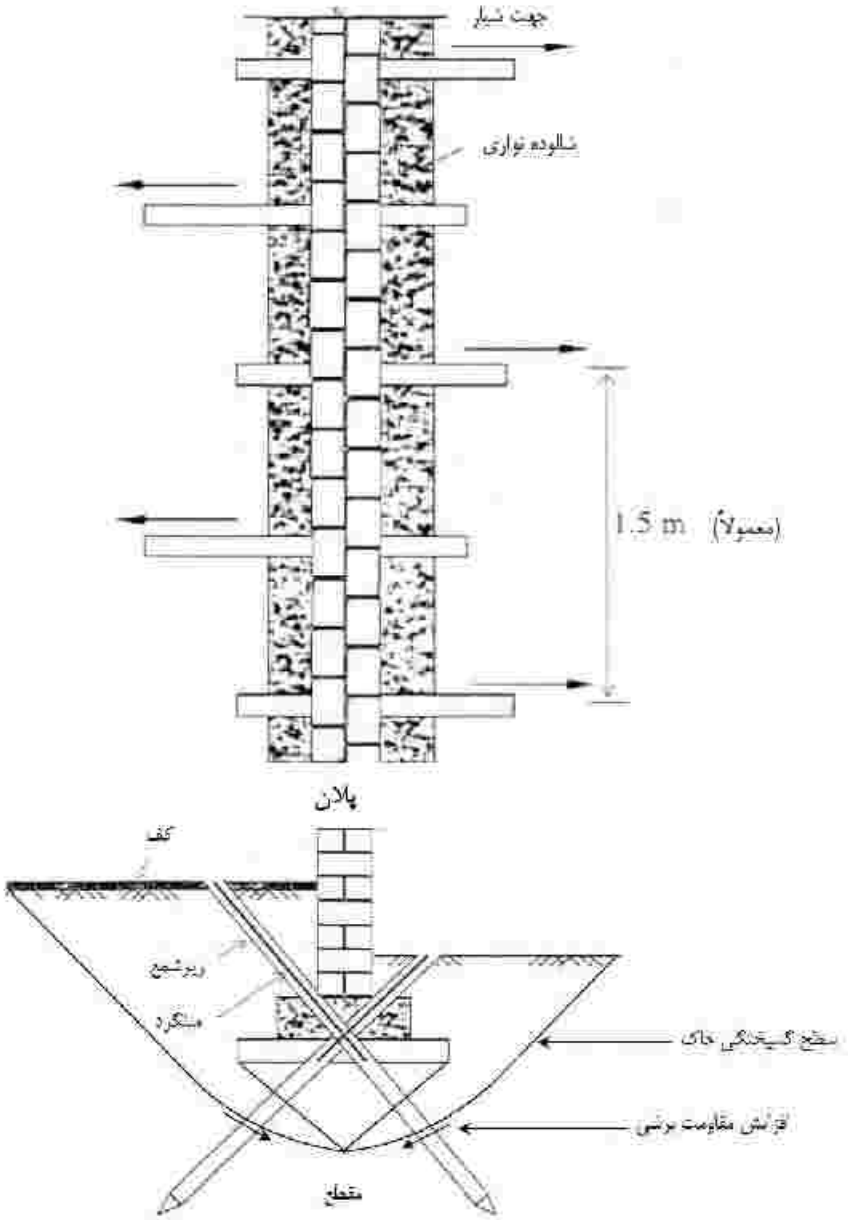
حدود ۸ تا ۱۰ میلیمتر هستند. درصورت انجام حفاری، کوبیدن لوله لازم نیست و لوله‌ها درون سوراخ حفاری شده فرو برده می‌شوند.

اطراف لوله‌های مشبک با سنگدانه‌های شنی به قطر حدود ۱۰ میلیمتر بعنوان یک لایه فیلتر پر می‌شود.

قراردادن آرماتور لازم بصورت میلگرد تک یا گروهی.

درپوش گذاری (فلنج) جهت تامین اتصال مناسب بین ریز شمع و بتن شالوده.

انجام تزریق دوغاب سیمان تحت فشار: فشار تزریق در مراحل مختلف تزریق، در اعماق مختلف و متناسب با جنس زمین و شرایط ژئوتکنیکی پی متغیر بوده و به حداکثر ۱۰ اتمسفر محدود می‌گردد. نسبت آب به سیمان در محدوده ۰/۵ تا ۱/۵ و مقدار سیمان مصرفی معمولاً حدود ۱۰۰ کیلوگرم به ازاء هر متر ریز شمع است.



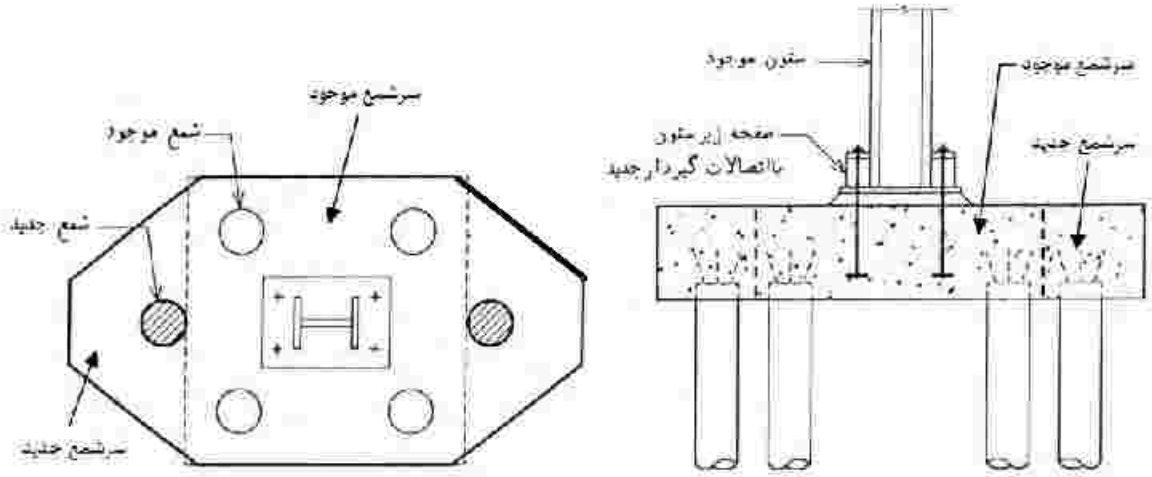
شکل ۲-۲-۱۲- افزایش مقاومت ژئوتکنیکی پی با استفاده از ریز شمع

در شکل ۲-۲-۱۳ تصویری از اجرای ریزشمع نشان داده شده است.

شکل ۲-۲-۱۳- استفاده از ریز شمع برای بهسازی شالوده و پی

II- احداث شمع

به منظور افزایش ظرفیت باربری ژئوتکنیکی و سازه‌ای شمع‌های موجود، می‌توان با احداث شمع‌های جدید و اتصال آنها به سرشمع موجود، به ظرفیت فشاری، کششی و خمشی گروه شمع موجود اضافه نمود (شکل ۲-۲-۱۴).



شکل ۲-۲-۱۴- افزایش باربری ژئوتکنیکی با استفاده از اجرای شمع

III - انتقال بار شالوده به لایه‌های باربر تحتانی به کمک شمع (پی‌بندی کردن)

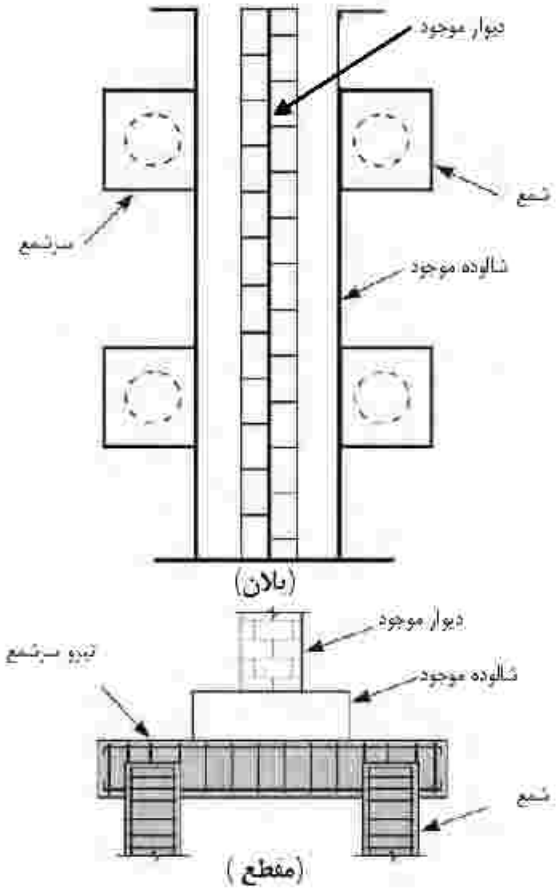
در صورتیکه شالوده موجود بر روی خاکی با ظرفیت کم احداث شده باشد، با استفاده از این روش می‌توان بارهای روسازه را به لایه‌های تحتانی خاک که دارای شرایط مناسبتری می باشند، منتقل نمود.

مراحل اجرای شمع زیر شالوده

مراحل اجرای شمع زیر شالوده مطابق زیر می‌باشد:

۱. کندن پیرامون شالوده از روی زمین تا قسمت زیرین شالوده

شکل ۲-۲-۱۵- مراحلی از احداث شمع های جدید و اتصال آن به شالوده



شکل ۲-۲-۱۶- نحوه قرارگیری شمع‌ها زیر شالوده نواری

۲. حفاری و آرماتورگذاری و بتن‌ریزی شمع تا تراز زیر گالری در دوطرف شالوده
۳. اجرای گالری افقی و آرماتورگذاری تیر سرشمع
۴. قالب‌بندی دیوارهای قائم سرشمع
۵. بتن‌ریزی سرشمع و عمل‌آوری آن
۶. پرکردن قسمتهای کنده شد با خاک فشرده دانه‌ای
۷. اجرای کف و سنگ فرش‌های اطراف دیوار

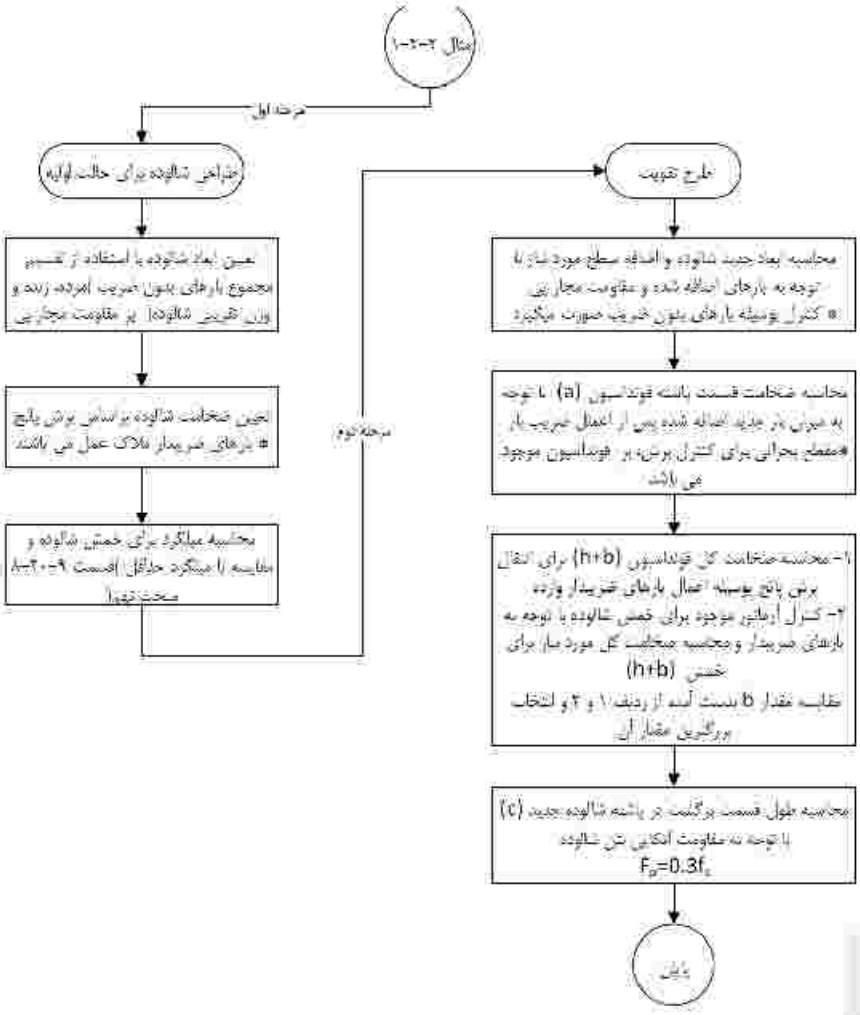
شمع‌ها بهتر است به صورت جفت و با فاصله‌ای یکسانی از بر دیوار قرار گیرند (شکل ۲-۲-۱۶). اگر دیوار در مجاورت ملک همسایه باشد، به ناچار کلاهک شمع‌ها از یک سمت ادامه می‌یابند. در این مورد شمع‌ها ممکن است تحت کشش قرار گیرند. در نتیجه باید برای کشش طراحی شوند.

مثال ۲-۳-۱:

ستونی با بار $P_l = 70ton$ ، $P_d = 145ton$ در زمینی با مقاومت مجاز ۲/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع قرار دارد. برای آن شالوده منفردی با ابعاد ۳×۳ متر طراحی شده است. با تغییر کاربری ساختمان، بار محوری ناشی از بار زنده ستون به مقدار ۱۲۰ تن افزایش یافته است. مطلوبست ارائه طرح تقویت برای شالوده

$f_y = 4000\,kg/cm^2$

$f_c = 250\,kg/cm^2$



اضافه شد

الف: طراحی شالوده برای حالت اولیه

$P_d = 145 ton$

$P_l = 70 ton$

وزن فرضی شالوده $= 15 ton$

$P_t = 145 + 70 + 15 = 230 ton$

لازم $A = 230 \div 25 = 9.2 \rightarrow$ لازم $B = 3.03 m$

ابعاد شالوده معادل ۳×۳ متر انتخاب می‌شود.

تعیین ضخامت شالوده براساس برش سوراخ کننده

ابعاد ستون: $60 \times 60 cm$

$P_u = 1.25 \times 145 + 1.5 \times 70 = 290 ton$ (بدون منظور کردن وزن شالوده)

$V_c = 2 v_c b_o d$

$v_c = 0.2 \varphi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.6 \sqrt{25} = 0.6 MPa = 6 kg/cm^2$

$290 \times 10^3 = 2 \times 6 \times (60 + d) 4d = 48(60 + d) d$

$d = 53 cm \rightarrow h = 70 cm, d = 60 cm$

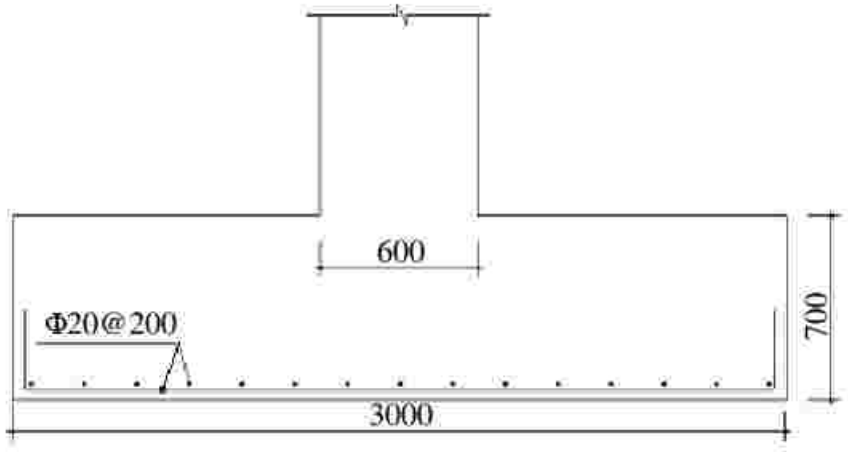
$$q_u = \frac{290}{3 \times 3} = 32.2 ton/m^2$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b - a)^2 = \frac{1}{8} 32.3 (3 - 0.6)^2 = 23.2 ton.m/m$$

$$A_s = \frac{23.2 \times 10^5}{0.85 \times 4000 \times 60} = 11.37 cm^2/m$$

از میلگرد $\Phi 20/200$ با مساحت ۱۵/۷ سانتیمترمربع برمتر استفاده می‌شود.

حداقل $A_s = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.6 < 15.70 cm^2/m$



شکل مثال ۲-۲-۱-الف-وضعیت اولیه شالوده

طرح تقویت:

$$P_i = 145 + (70 + 120) + 15 = 350\,ton$$

$$\text{لازم } A = 350 \div 25 = 14 \rightarrow \text{لازم } B = 3.80\,m$$

لازم است از هر طرف به مقدار ۴۰ سانتیمتر ابعاد شالوده افزایش یابد.

کنترل تنش در اضافه سطح:

$$\Delta A = 2 \times 3.8 \times 0.4 + 2 \times 3 \times 0.4 = 5.44 m^2$$

$$\sigma = (120 + 5)/5.44 = 22.98 ton/m^2 < 25 ton/m^2$$

مقدار ۵ تن به علت افزایش ابعاد شالوده می‌باشد.

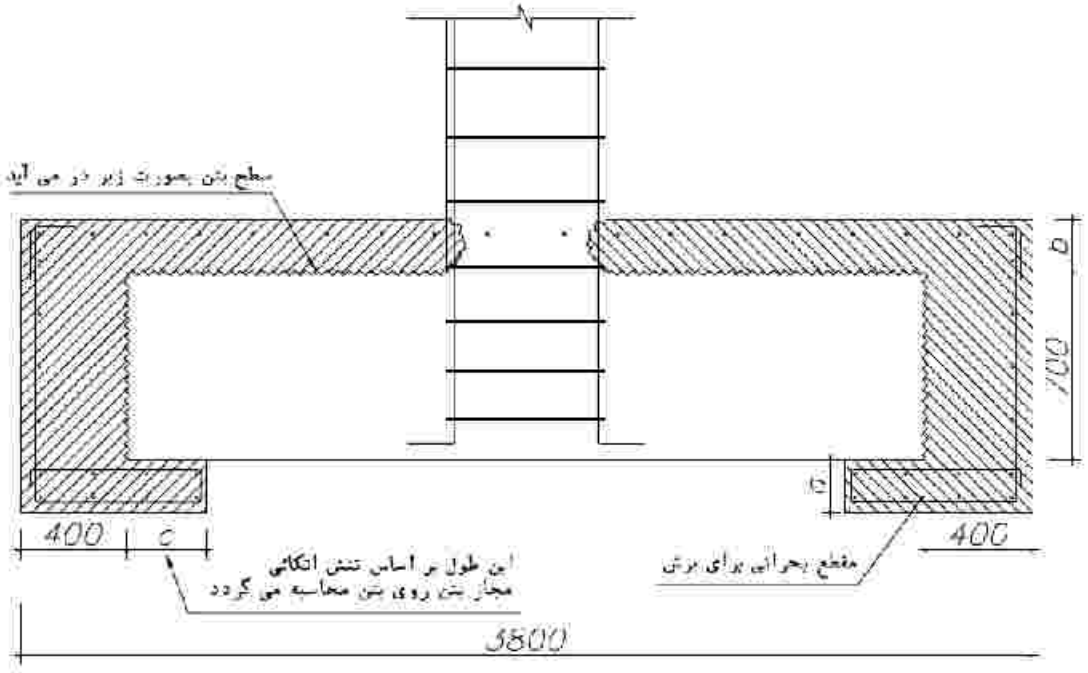
تعیین ضخامت a:

ضخامت a باید مقداری باشد تا قادر به حمل بار اضافه شده باشد.

$$V_u = 1.5 \times 120 = 180\,ton$$

$$v_c = \frac{180 \times 10^3}{4 \times 300 \times (a-5)} = 6 \rightarrow a - 5 = \frac{180 \times 10^3}{4 \times 300 \times 6}$$

$$a = 30 cm$$



شکل مثال ۲-۲-۱-ب

تعیین ضخامت b:

برای تعیین ضخامت b باید:

الف: ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده کافی باشد.

ب: آرماتور موجود برای تحمل خمش شالوده کافی باشد.

الف: کنترل ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده:

$$P_u = 1.25\times 145 + 1.5(70+120) = 466.25 ton$$

$$V_c = 2\nu_c b_o d$$

$$466.25\times 10^3 = 2\times 6\times\left[60+(60+b)\right]4(60+b)$$

$$466.25\times 10^3 = 48(60+b)(120+b)$$

$$b = 13.02 cm$$

ب: کنترل آرماتور موجود برای خمش شالوده:

$$\Phi 20/200, A_s = 15.70 cm^2/m$$

$$q = \frac{466.25}{3.8\times 3.8} = 32.3 ton/m^2$$

$$M_u = 32.3(3.8-0.6)^2/8 = 41.35 ton.m/m$$

$$A_s = \frac{41.35\times 10^5}{0.85\times 4000\times(60+b)} = 15.7 cm^2/m$$

$$60+b = 77.5 \rightarrow b = 17.5 cm$$

$$b = 20 cm$$

برای انتقال برش، سطح قدیمی بتن شالوده باید کاملاً مضرس شده و پای ستون کاملاً سخت شود تا چسبندگی کامل بوجود آید.

تعیین طول ضخامت b:

مقدار برای تعیین کنترل پانچ بتن بر روی بتن محاسبه می‌گردد:

الف: ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده کافی باشد.

$$F_p = 0.3 f_c$$

ب: آرماتور موجود برای تحمل خمش شالوده کافی باشد.

$$F_p = 0.3\times 250 = 75 \, kg/cm^2$$

الف: کنترل ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده:

$$F_p = 75 \, kg/cm^2$$

$$P_u = 1.25\times 145 + 1.5(70+120) = 466.25 ton$$

$$V_c = 2\nu_c b_o d \qquad A = \frac{P_u}{F_p} = \frac{466.25\times 10^3}{75} = 6217 cm^2$$

$$466.25\times 10^3 = 2\times 6\times\left[60+(60+b)\right]4(60+b)$$

$$A = 2\left[(300+c)+(300)-2(c)\right] = 6217$$

$$466.25\times 10^3 = 48(60+b)(120+b)$$

$$b = 13.02 \qquad 2\left[600c - 2c^2\right] = 6217 \Rightarrow 2c^2 - 600c + 3108.5 = 0$$

$$c = 5.3 cm$$

انتخاب می‌شود : $C = 25 cm$

۲-۳- راهکارهای بهسازی دال

دال‌ها عملاً وظیفه تحمل بارهای قائم را دارا می‌باشند ولی چون عملکرد دیافراگم افقی را نیز دارند، باید با اعضای مقاوم جانبی سازه اتصال داشته و از سختی و مقاومت کافی برخوردار باشند.

آسیب‌های دال معمولاً در قسمت‌های نامنظم آن مانند محل برخورد با راه پله، دیوار برشی و یا در نزدیکی بازشوهای کف مشاهده می‌شوند.

اصلاح دال‌ها نسبت به سایر اعضای سازه ساده‌تر می‌باشد و در صورتی که دال به هر دلیلی مقاومت لازم در برابر بارهای وارد بر آن را نداشته باشد می‌توان از روش‌های بسیار ساده‌ای برای بهسازی آن استفاده کرد.

۲-۳-۱- انواع راهکارهای تقویت دال

با توجه به نوع ضعف موجود در دال، راهکارهای مختلفی برای تقویت آن وجود دارد که عبارتند از:

۱ تعمیر موضعی،
۲ افزایش ضخامت دال (از بالا یا پایین)،
۳ اضافه کردن تیرک فولادی،
۴ اضافه نمودن نوارهای فولادی در وجوه دال،
۵ استفاده از مصالح FRP در وجوه دال،
۶ مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی،
۷ بهبود عملکرد دیافراگمی دال.

۲-۳-۱-۱- تعمیر موضعی

برای تعمیر ترک‌های موجود در بتن، مواد پلیمری اپوکسی یا دوغاب سیمان را می‌توان در داخل ترک‌ها تزریق نمود.

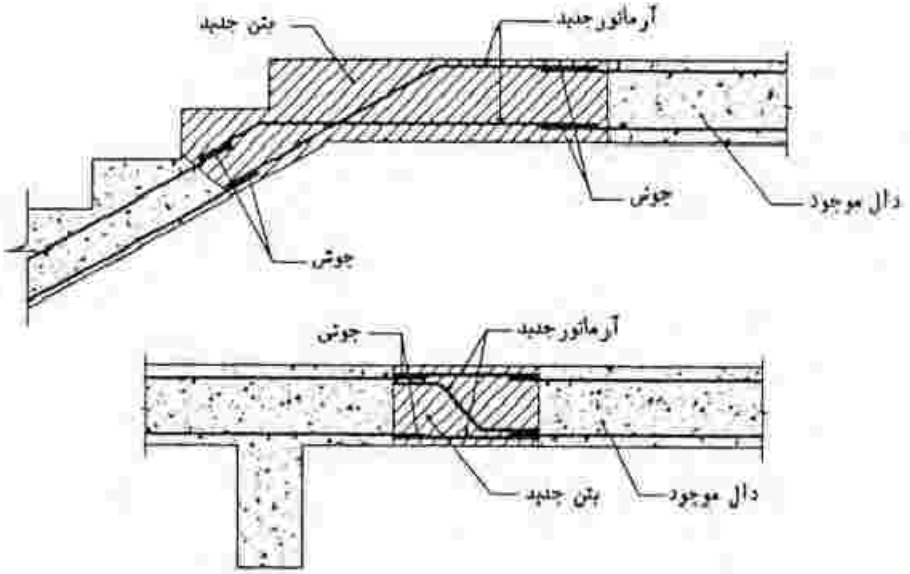
برای خردشدگی بتن و کمانش و شکست میلگردها باید از راهکارهای تعویض استفاده نمود.

تعمیر دال را می‌توان مطابق شکل ۲-۳-۱ انجام داد. بدین گونه که بعد از جدا نمودن مصالح آسیب دیده، آرماتورهای جدید جایگذاری و به آرماتورهای موجود جوش می‌گردند. مشخصات بتن جدید باید شبیه به بتن موجود باشد. در مکان‌هایی که خوردگی شدید باشد، آرماتورهای جدید جایگذاری شده نباید نو و بدون خوردگی باشند، چرا که آرماتورهای جدید و قدیم با یکدیگر تشکیل پیل الکتریکی می‌دهند که این امر منجر به خوردگی شدید آرماتورها می‌گردد.

۲-۳-۱-۲- افزایش ضخامت دال

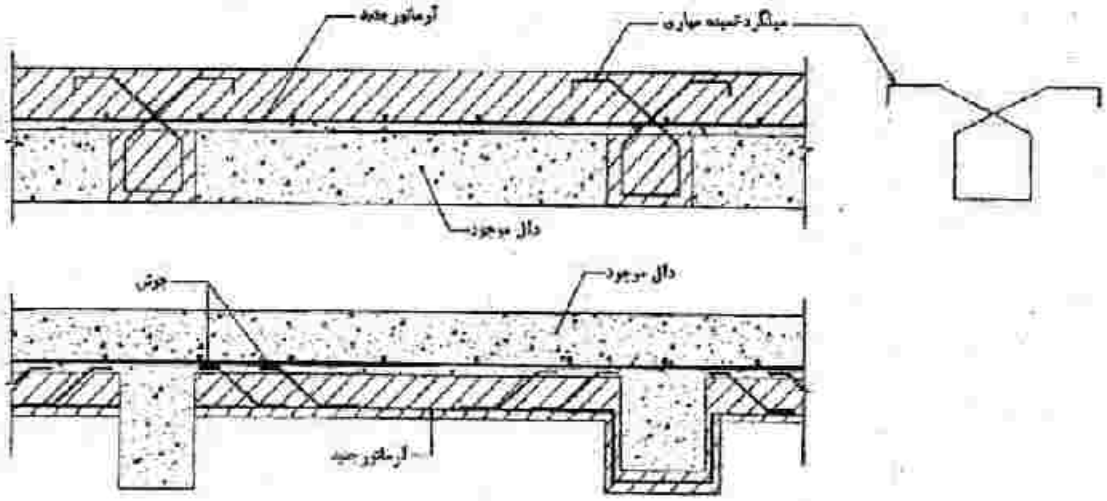
در مواردی که مقاومت و سختی دال کم باشد، با افزایش ضخامت آن می‌توان این عیب را رفع نمود. بتن و میلگردهای جدید بر روی سطح و یا زیر دال موجود می‌تواند اجرا گردد (شکل ۲-۳-۲).

در روشی که افزایش ضخامت از قسمت فوقانی آن صورت می‌گیرد، مقاومت خمشی نیز افزایش می‌یابد، زیرا علاوه بر افزایش عمق مؤثر، آرماتورهای منفی نیز اضافه می‌گردند.



شکل ۲-۳-۱- تعمیر موضعی دال‌های کف و راه‌پله

در روش دیگر که افزایش ضخامت از قسمت زیرین دال می‌باشد، مقاومت خمشی به علت افزایش آرماتورهای کششی اضافه می‌گردد.



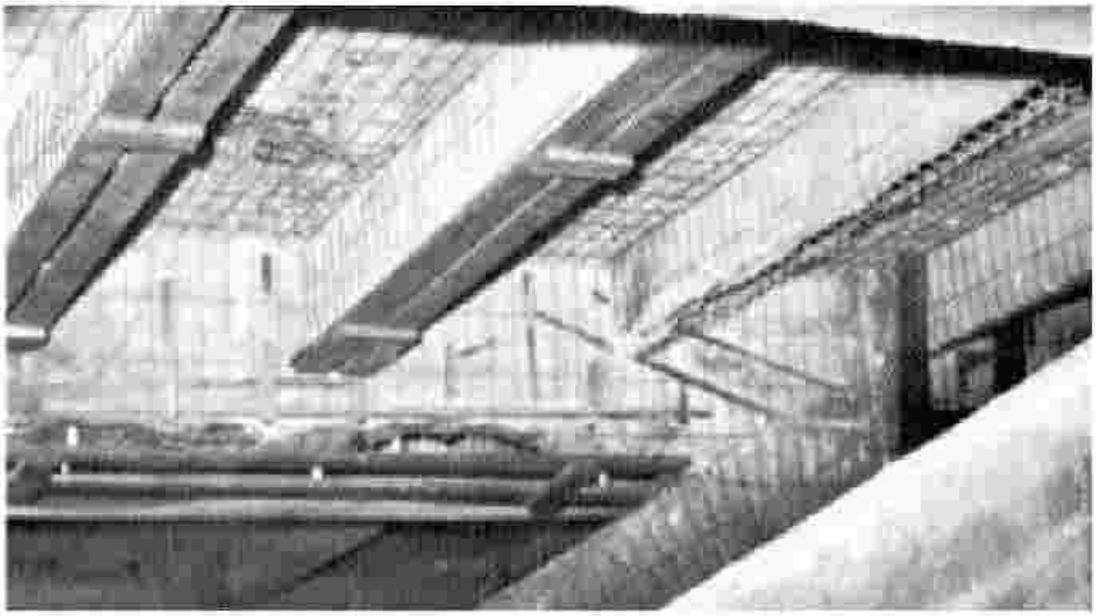
شکل ۲-۳-۲- افزایش ضخامت دال

با بتن‌ریزی معمولی می‌توان ضخامت دال را از قسمت فوقانی افزایش داد، ولی برای افزایش ضخامت دال از قسمت تحتانی آن بهتر است از روش بتن پاشی[1] استفاده نمود.

[1] Shotcrete

با افزایش ضخامت از روی دال، سختی مورد نیاز برای عملکرد دیافراگمی کف نیز افزایش یافته و به طور کلی این روش نسبت به روش افزایش ضخامت از قسمت تحتانی دال، روش متداول‌تر و آسان‌تری می‌باشد. (شکل ۲-۳-۳)

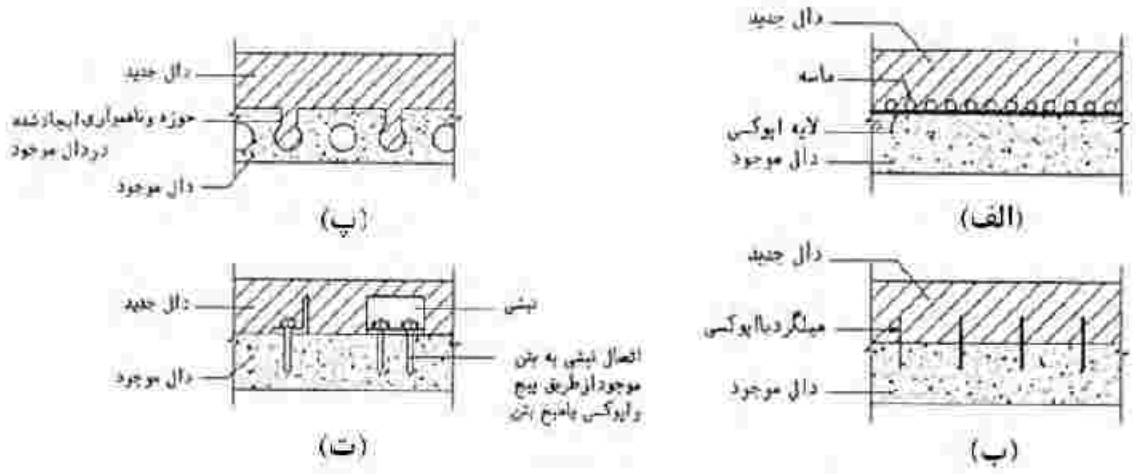
اگر افزایش ضخامت دال از قسمت تحتانی آن صورت گیرد، برای بهبود عملکرد دیافراگمی باید تیرها نیز با ژاکت بتنی مقاوم‌سازی شوند.



شکل ۲-۳-۳- افزایش ضخامت دال از قسمت تحتانی با شاتکریت

برای یکپارچه نمودن دال موجود با بتن مسلح جدید بکارگیری وصله برشی لازم است. برای اجرای وصله برشی مناسب می‌توان روش‌های زیر را بکار برد:

سطح زبر، که با خرده سنگ و چسب اپوکسی ایجاد شده باشد (شکل ۲-۳-۴-الف).



شکل ۲-۳-۴- روش‌های متداول درگیر نمودن بتن جدید و قدیم در راهکار افزایش ضخامت دال

میلگرد میخچه‌ای فولادی (شکل ۲-۳-۴-ب).

بتن‌های اضافی که در داخل فضاهای خالی ایجاد شده در دال اصلی قالاب می‌شوند (شکل ۲-۳-۴-پ).

پروفیل نبشی که با میخچه فلزی اجرا می‌شود و میخچه‌ها با چسب اپوکسی یا بصورت رول‌پلاک به بتن قدیم متصل می‌شود. وجود نبشی منجر به یکپارچه شدن بتن قدیم و جدید می‌گردد (شکل ۲-۳-۴-ت).

زبر نمودن سطح بتن اصلی بصورت کاملاً مشخصی چسبندگی بین بتن اصلی و جدید را افزایش می‌دهد. این عمل را می‌توان با ماسه‌پاشی[1]، جت آب و یا تراشیدن سطح بتن انجام داد.

۲-۳-۱-۳- اضافه کردن تیرک فولادی

از روش‌های سنتی و بسیار موثر تقویت دال، اضافه نمودن تیرک فولادی می‌باشد. از مزایای آن می‌توان به سادگی اجرا، عدم افزایش وزن دال، افزایش ارتفاع موثر دال، کاهش ارتعاش کف، ایجاد خیز معکوس برای رفع افتادگی و افزایش سختی دیافراگم کف اشاره نمود (شکل ۲-۳-۵). اضافه کردن تیرک فولادی باید به گونه‌ای انجام شود که با رفتار طبیعی دال هماهنگ باشد.

برای تیرک فولادی آرایش‌های متفاوتی می‌توان در نظر گرفت:

الف – آرایش موازی که در این حالت تیرک‌ها بصورت یکطرفه عمل می‌نمایند.

ب – آرایش متقاطع که تیرک ها عمود بر یکدیگر بصورت (+) در زیر دال قرار داده می‌شوند.

شکل ۲-۳-۵- اضافه کردن تیرک فولادی

مراحل اجرای تیرک فولادی مطابق زیر می‌باشد:

۱- نصب صفحه تکیه‌گاهی برای اجرای تیرک فلزی.

---

[1] Sandblast

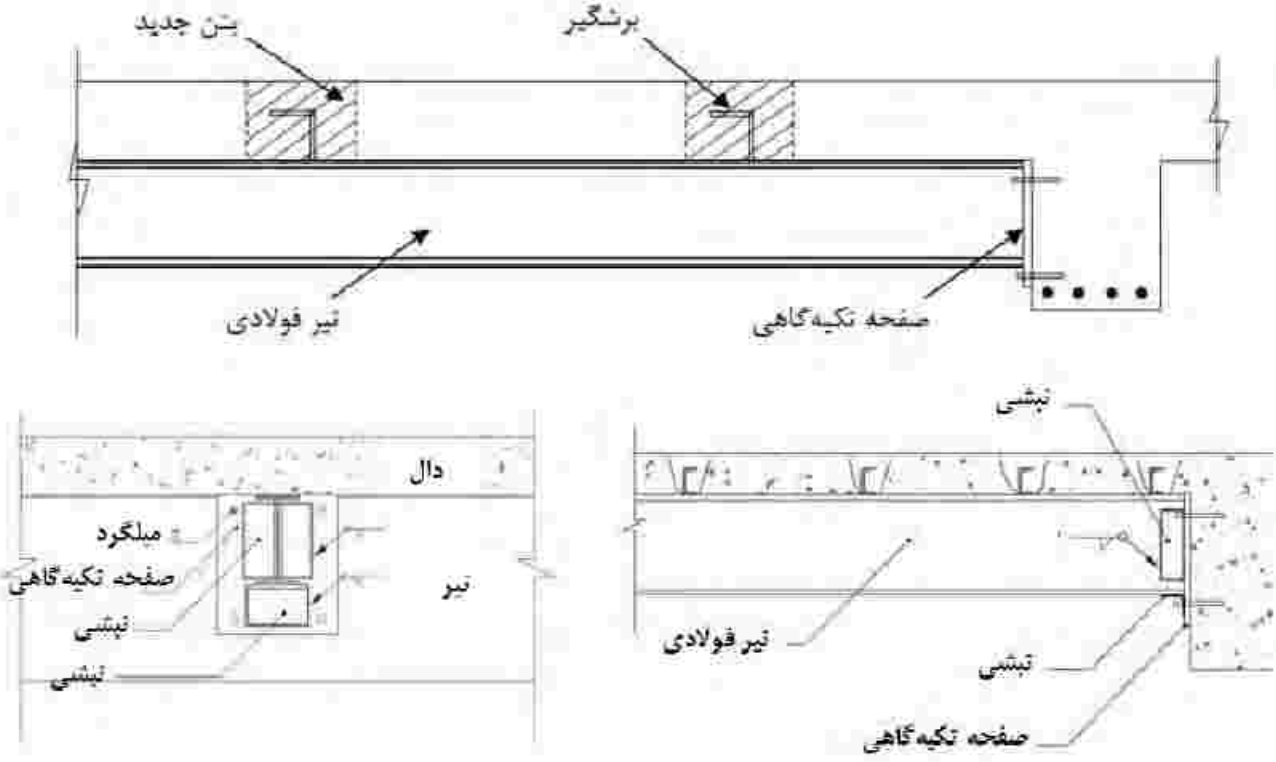
۲- نصب تیرک فلزی در محل.

۳- جک زدن زیر تیرک بطوریکه آنرا محکم به دال بچسباند و حتی خیز اولیه‌ای در دال ایجاد نماید. در این حالت باربرداری کامل یا ناقص از دال صورت می‌گیرد.

۴- نصب اتصالات برشگیر و بتن ریزی در اطراف آن.

۵- تکمیل اتصال تکیه‌گاهی تیرک.

جزئیات اجرایی تیرک فولادی در شکل ۲-۳-۶ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳-۶- جزئیات اجرایی تیرک فولادی

۲-۳-۱-۴- اضافه نمودن نوارهای فولادی

یکی دیگر از روش‌های افزایش مقاومت دال، اضافه نمودن ورق‌های فولادی از طریق چسباندن و یا بولت کردن آنها در وجوه افقی دال می‌باشد. در شکل ۲-۳-۷ تقویت دال با ورق‌های فولادی نشان داده شده است. در این روش مقاومت خارج از صفحه دال به شکل کاملاً محسوسی افزایش می‌یابد.

بر خلاف روش افزایش ضخامت دال، این روش منجر به افزایش وزن سازه نمی‌گردد و همچنین مشکلاتی را که روش مقاوم‌سازی با تیر فولادی برای معماری ساختمان ایجاد می‌نماید، ندارد. زیرا ضخامت ورق فولادی نسبت به ارتفاع تیرک فولادی بسیار کم می‌باشد.

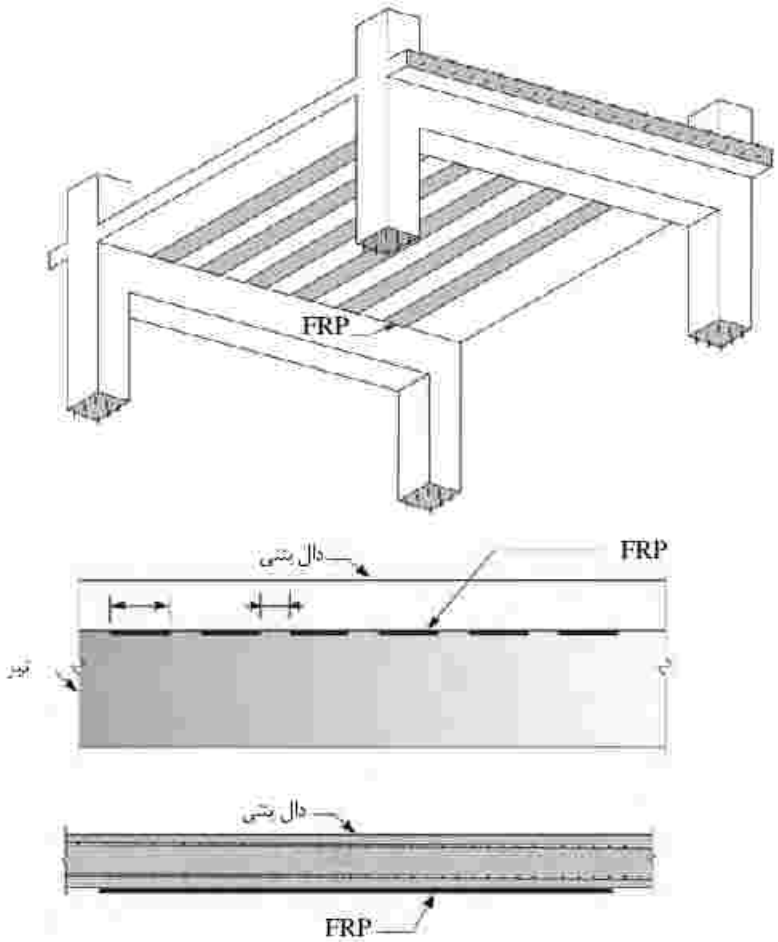
شکل ۲-۳-۷- تقویت دال‌ها با استفاده از ورق‌های فولادی

۲-۳-۱-۵- استفاده از مصالح FRP

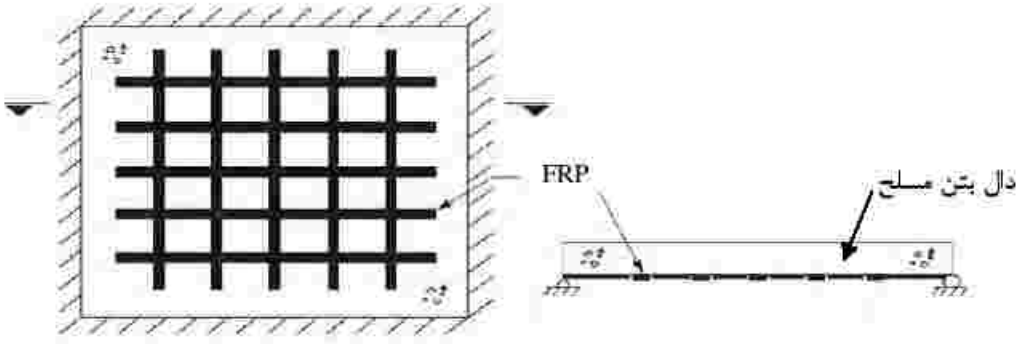
از دیگر راه‌های تقویت خمشی دال‌ها بطور موضعی، استفاده از مصالح FRP می‌باشد. بکارگیری مصالح پلیمری مسلح شده با الیاف بجای مصالح سنتی و شیوه‌های موجود روشی است که امروزه در دنیا متداول می‌باشد. مصالح FRP ضمن سبکی از مقاومت کششی بالائی برخوردار می‌باشند. با وجود قیمت بالای مصالح FRP، نحوه اجرای آن بسیار آسان و ارزان می‌باشد.

برای مقاوم‌سازی دال‌ها، مصالح مرکب FRP را می‌توان بصورت نوارها و یا صفحاتی بر روی سطوح تحت کشش اجرا نمود. همانگونه که در شکل ۲-۳-۸ نشان داده شده است، دال‌های یک طرفه با تکیه‌گاه ساده را می‌توان با چسباندن نوارها یا صفحات FRP در سطوح تحتانی آنها و در راستای طولی، مقاوم‌سازی نمود.

در دال‌های دو طرفه مقاوم‌سازی با نوارهای FRP مطابق شکل ۲-۳-۹ در هر دو جهت صورت گیرد. البته اگر دال دارای تکیه‌گاه گیردار باشد، نوارهای FRP را باید در قسمت فوقانی دال نیز اجرا نمود.

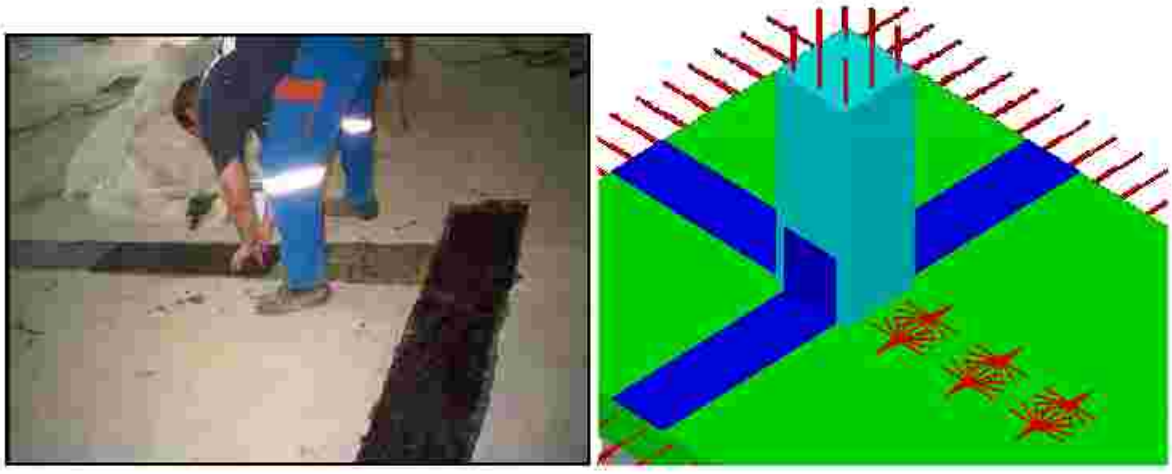


شکل ۲-۳-۸- تقویت خمشی دال با نوارهای FRP در جهت اصلی

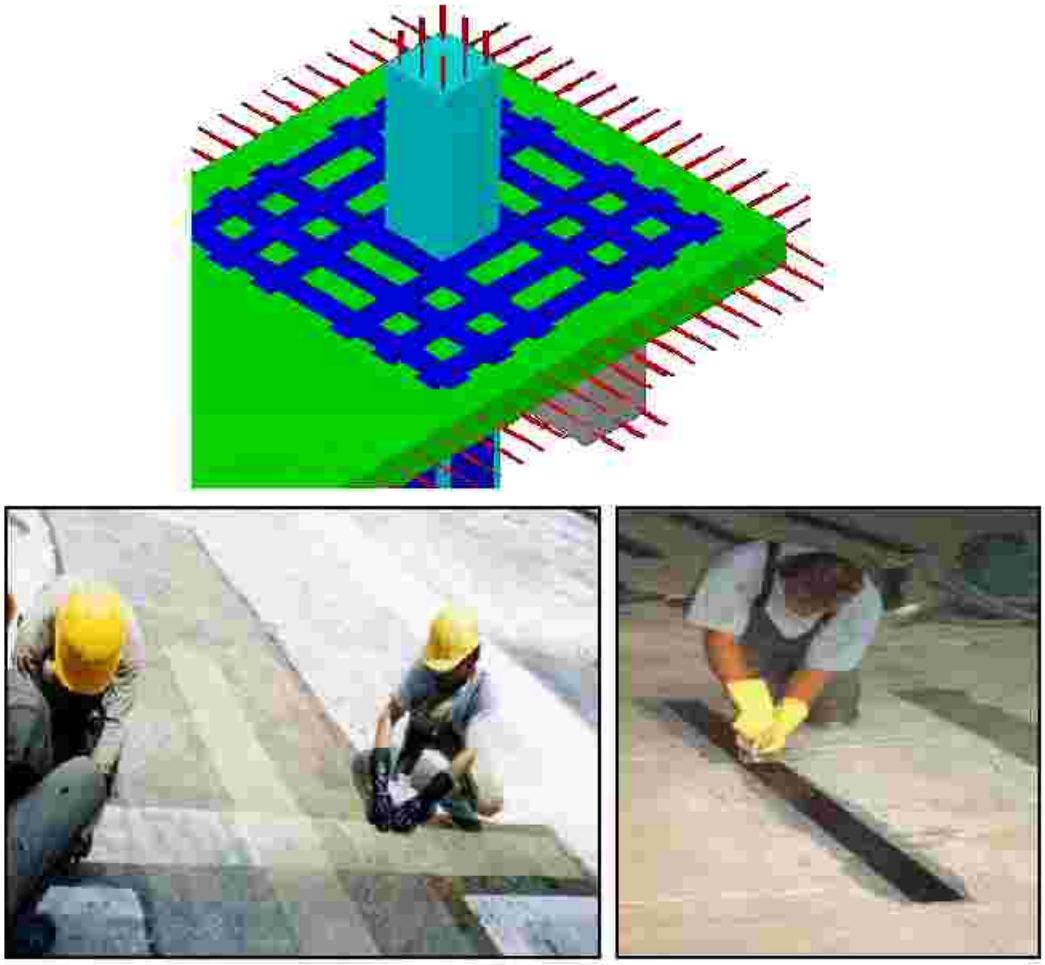


شکل ۲-۳-۹- تقویت دال با نوارهای FRP در دو جهت

در صورت وجود تکیه‌گاه گیردار در لبه‌های دال و ایجاد لنگر منفی در مقطع آن، می‌توان مطابق شکل ۲-۳-۱۰ و ۲-۳-۱۱ از نوارهای FRP در وجه فوقانی دال استفاده نمود.

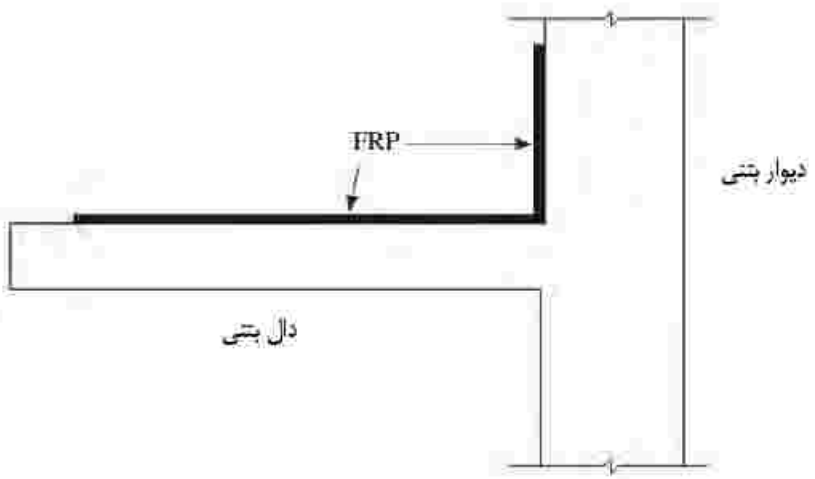


شکل ۲-۳-۱۰- تقویت دال با استفاده از نوارهای **FRP** در نواحی لنگر منفی



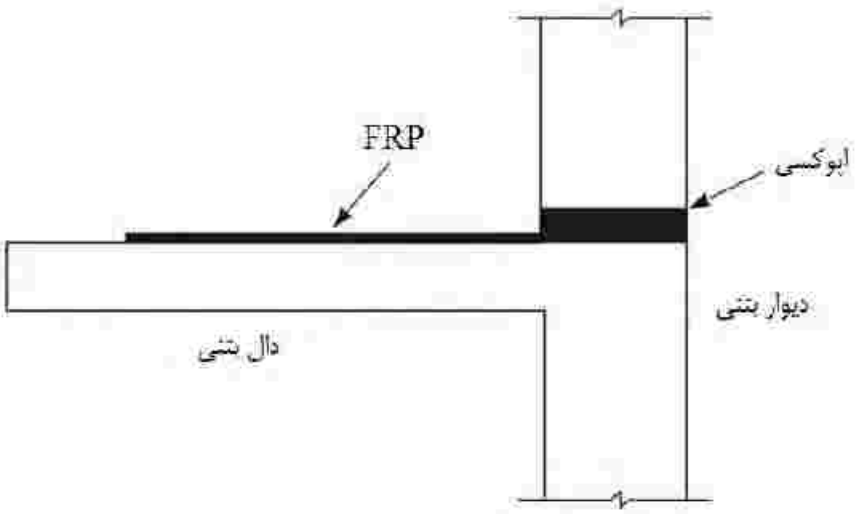
شکل ۲-۳-۱۱- مقاوم‌سازی دال در لنگرهای منفی بوسیله **FRP**

در دال‌هایی که بصورت طره‌ای به دیوار برشی متصل شده باشند، برای مهاربندی و مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی می‌توان نوار یا صفحه FRP را تا قسمتی از سطح دیوار بالا برده تا به آن چسبانده شود (شکل ۲-۳-۱۲).



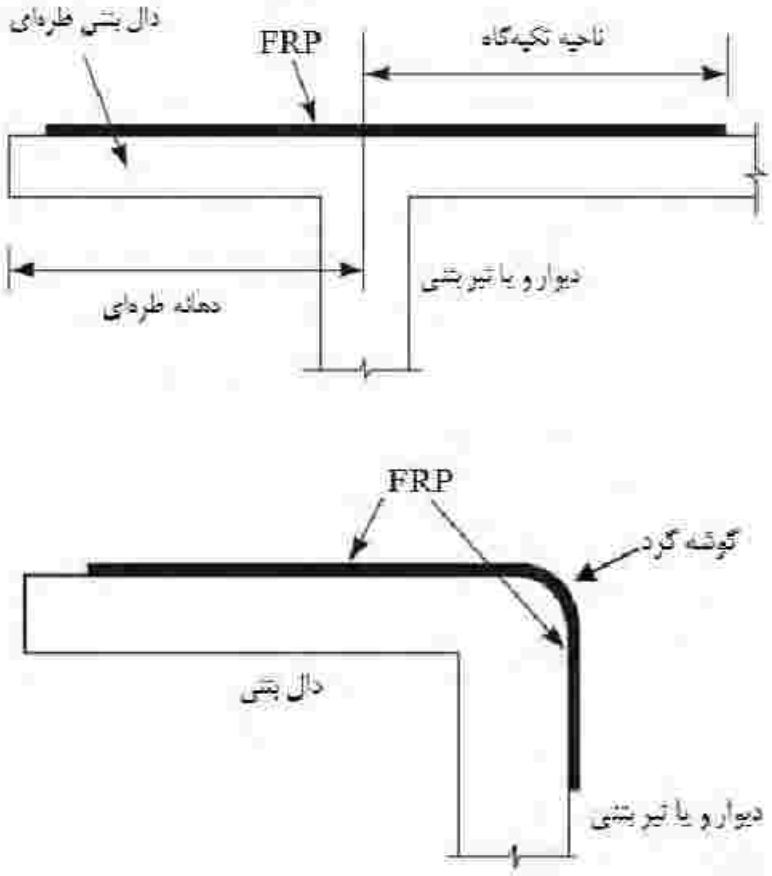
شکل ۲-۳-۱۲- تأمین طول مهاری با امتداد **FRP** به روی دیوار

راه موثرتر برای مهاربندی قسمت‌های طره‌ای، هدایت نوارهای FRP به درون سوراخ‌هایی است که از قبل در دیوار تعبیه شده باشد (شکل ۲-۳-۱۳).

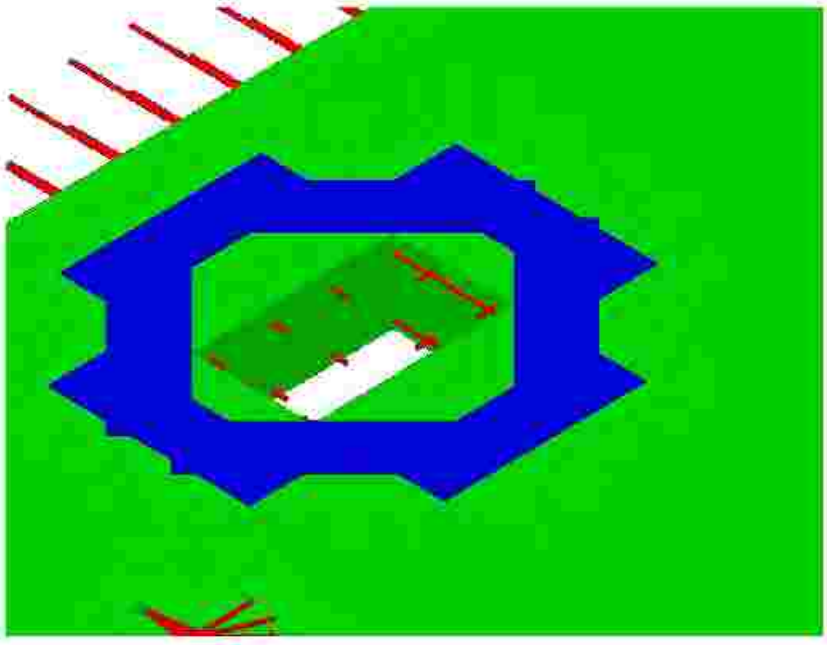


شکل ۲-۳-۱۳- تأمین طول مهاری با امتداد **FRP** در داخل اتصال

سایر روش‌های تأمین طول مهاری FRP روی دال‌ها در شکل ۲-۳-۱۴ نشان داده شده است. اطراف بازشوهای دال را نیز می‌توان بانوار و یا صفحات FRP تقویت نمود. نمونه‌ای از این روش در شکل ۲-۳-۱۵ نشان داده شده است.



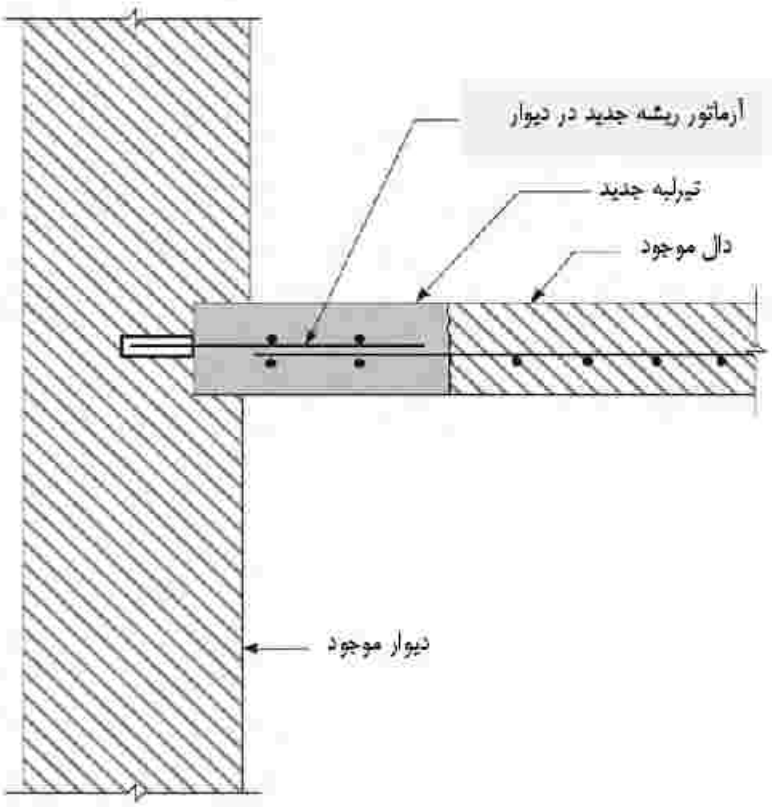
شکل ۲-۳-۱۴- سایر روش‌های تأمین طول مهاری با امتداد FRP روی دال‌ها



شکل ۲-۳-۱۵- تقویت اطراف بازشوهای دال با FRP

۲-۳-۱-۶- مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی

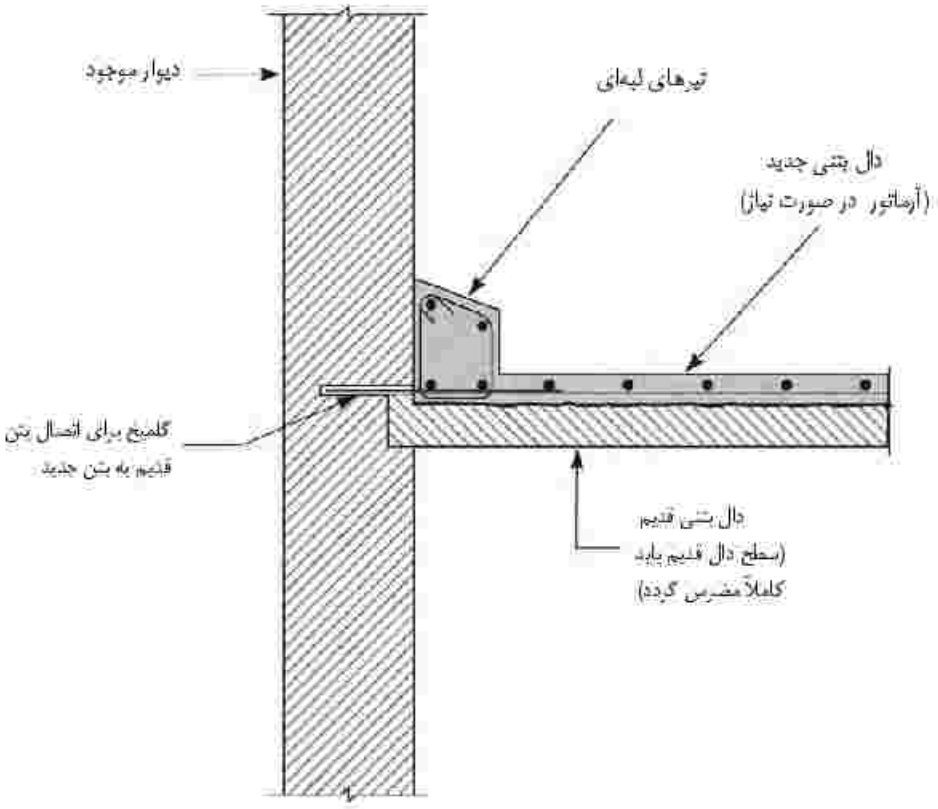
همان گونه که در قسمت‌های قبلی نیز بدان اشاره شد، آسیب‌های دال بیشتر در قسمت‌های نامنظم آن، مانند محل اتصال دال به دیوار برشی مشاهده می‌شوند. از سویی بدلیل اینکه دال‌ها باید به عنوان دیافراگم افقی با تمام المان‌های مقاوم جانبی نیز اتصال داشته باشند، لذا وجود اتصالی قوی بین دال و دیوار برشی ضروری است. بهسازی اتصال دال به دیوار را می‌توان به کمک میلگردهای اتصال (میلگرد ریشه) مطابق شکل ۲-۳-۱۶ انجام داد.



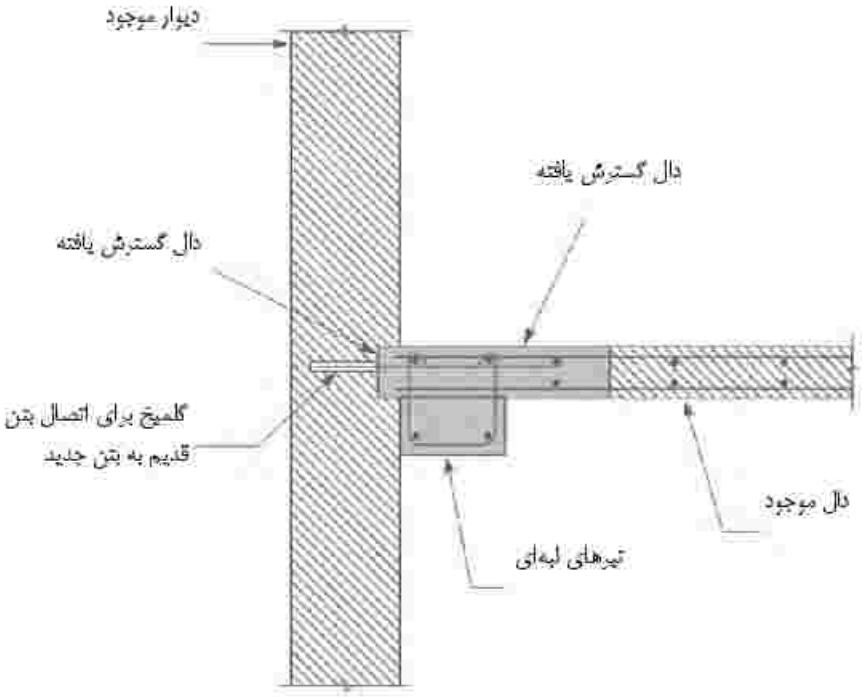
شکل ۲-۳-۱۶- بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای

پس از ایجاد شکاف در دال و قسمت‌هایی از دیوار، سوراخ‌هایی در دیوار تعبیه می‌گردند به گونه‌ای که بتوان میلگردهای ریشه را از طریق این سوراخ‌ها توسط چسب اپوکسی به دیوار متصل نمود. سپس شکاف موجود با بتن قوی منبسط شونده‌ای پر می‌گردد تا از عملکرد صحیح اتصال اطمینان حاصل گردد.

یکی دیگر از روش‌های تقویت اتصال دال به دیوار برشی اضافه کردن تیرهای لبه‌ای و تقویت در نواحی مرزی می‌باشد. در این روش می‌توان قسمت مرزی دال و دیوار را تخریب و با کاشت آرماتور، تیرهای لبه‌ای ایجاد نمود. تیر لبه‌ای را می‌توان در قسمت فوقانی دال (شکل ۲-۳-۱۷) و یا تحتانی آن (شکل ۲-۳-۱۸) اجرا نمود.

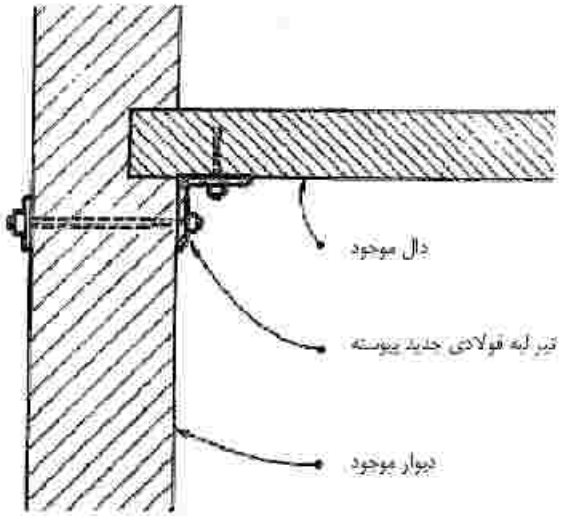


شکل ۲-۳-۱۷- بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای از بالا



شکل ۲-۳-۱۸- بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای از پایین

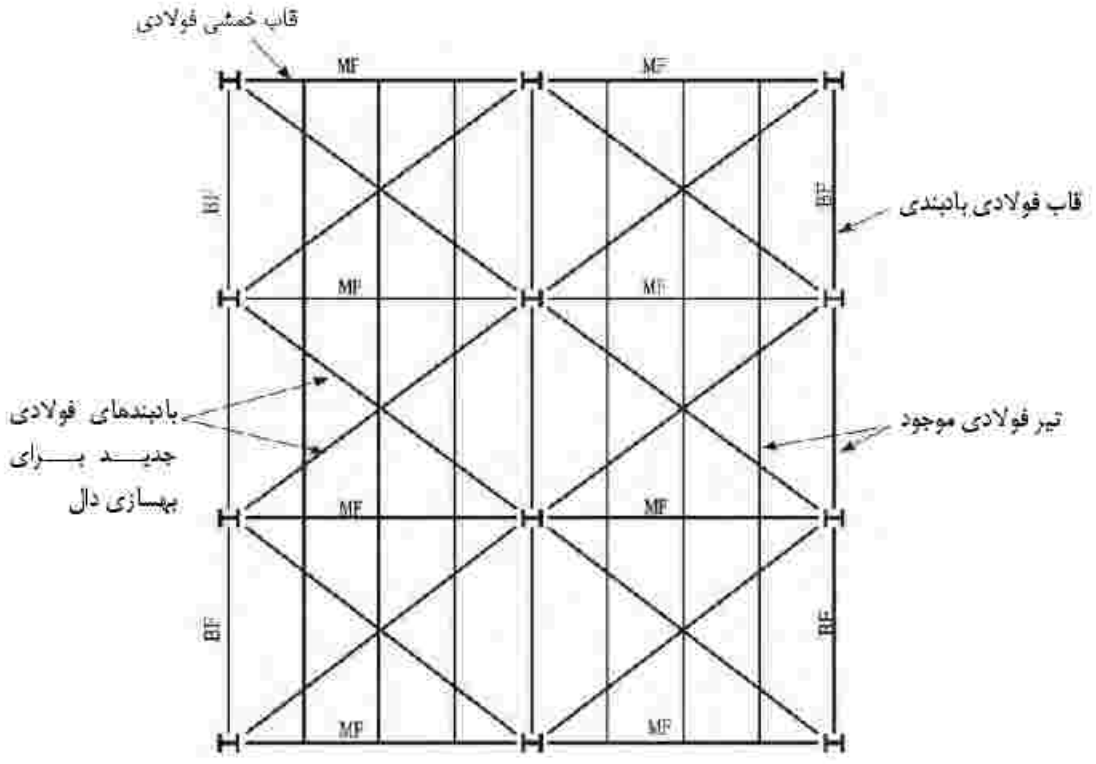
روش دیگر برای مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی، پیچ نمودن نبشی در محل تماس دال با دیوار می‌باشد. این روش برای سیستم‌های پیش‌ساخته نیز بسیار مناسب می‌باشد (شکل ۲-۳-۱۹).



شکل ۲-۳-۱۹- بهسازی اتصال دال و دیوار پیش ساخته

۲-۳-۱-۷- بهبود عملکرد دیافراگمی دال

از مواردی دیگری که می‌توان در بهسازی دال‌ها به آن اشاره کرد، تقویت دال برای بهبود عملکرد دیافراگمی آن می‌باشد. دال‌ها علاوه بر تحمل بار قائم، وظیفه انتقال بارهای جانبی را نیز بر عهده دارند. بدین منظور می‌توان راهکارهایی مانند اضافه نمودن مهاربند افقی برای اصلاح سختی دیافراگم و یا بهسازی بازشوهای موجود در دال را بکار گرفت (شکل ۲-۳-۲۰).

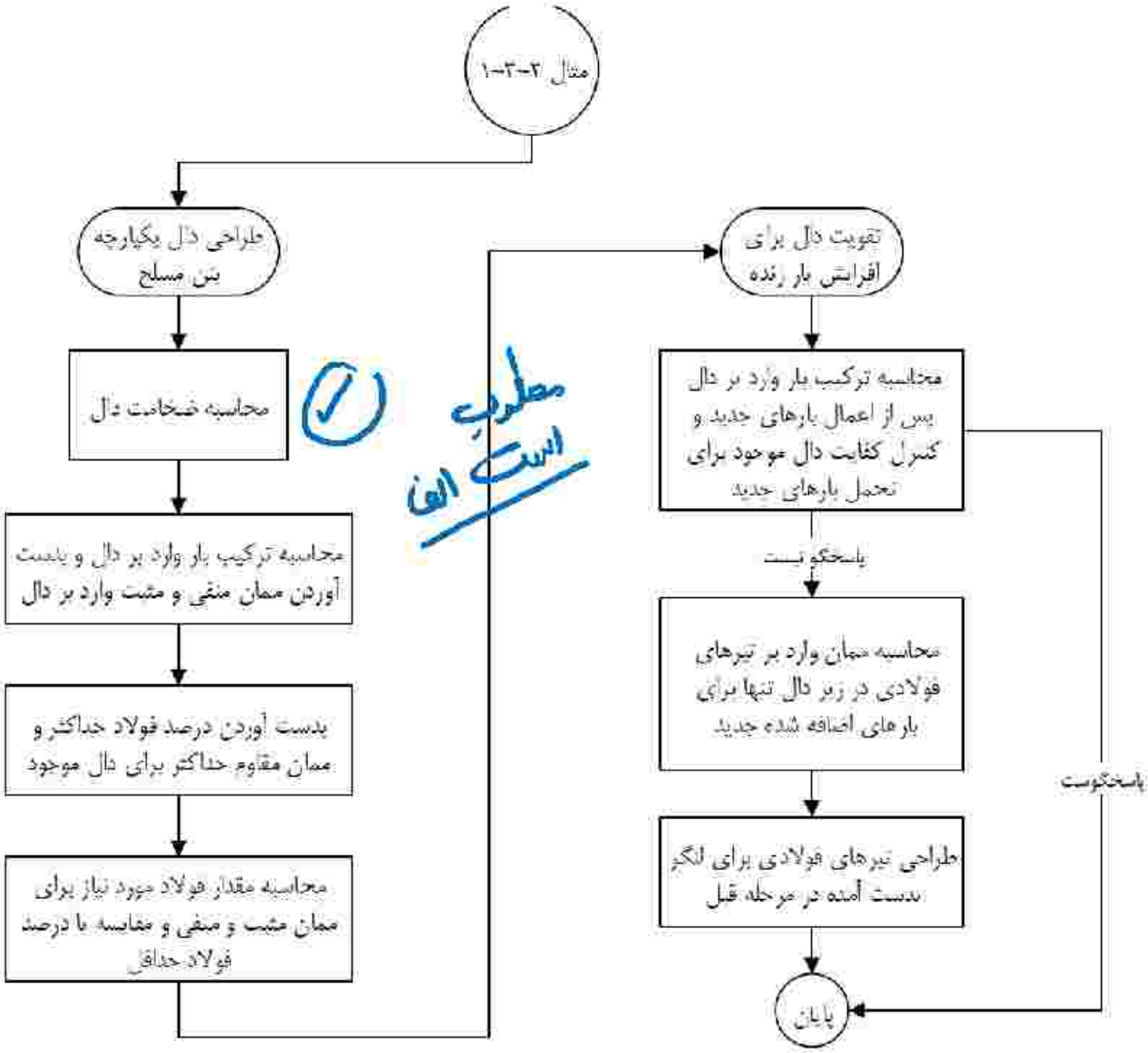


شکل ۲-۳-۲۰- بهسازی دیافراگم‌ها بوسیله مهاربندهای افقی

مثال ۲-۳-۱:

دالی با چشمه ۶×۶ متر و با ضخامت ۱۵ سانتیمتر از چهار طرف پیوسته می‌باشد. این دال برای بار مرده ۶۰۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع طراحی شده است. با تغییر کاربری بار زنده آن به ۷۵۰ کیلوگرم بر متر مربع افزایش یافته است. مطلوب است ارائه طرح تقویت برای دال:

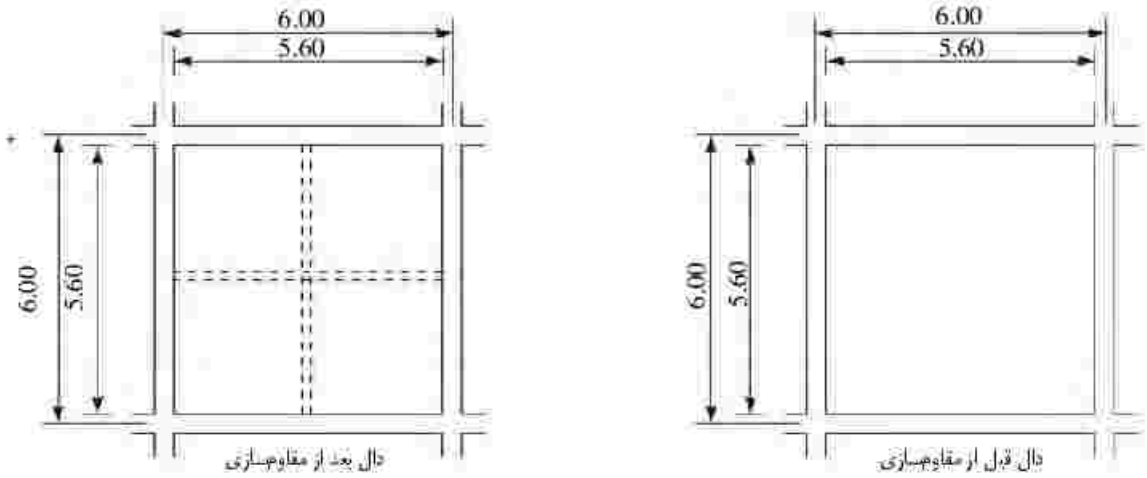
$$f_c' = 200\frac{kg}{cm^2}, F_y = 4000\frac{kg}{cm^2}$$



اضافه شد

طراحی دال یکپارچه بتن مسلح:

$$A \times B = 6 \times 6m$$
$$a \times b = 5.60 \times 5.60m$$



شکل مثال ۲-۳-۱-الف

کنترل ضخامت:

$$h = \frac{P}{160} = 2 \times (2 \times 5600)\frac{1}{160} = 140mm$$
$$h = 150mm$$

تعیین بارگذاری:

$$\text{بار مرده} = 1.25 \times 600 = 750 kg/m^2$$

$$\text{بار زنده} = 1.50 \times 200 = 300 kg/m^2$$

$$W_u = 1050 kg/m^2$$

تعیین لنگرهای طراحی:

$$m = \frac{5.60}{5.60} = 1.0$$

لنگر منفی در لبه ممتد دال:

$$M^- = 0.045 \times 1050 \times 5.60^2 = 1480 kg-m/m$$

لنگر مثبت:

$$M_D^+ = 0.018 \times 750 \times 5.60^2 = 423 kg-m/m$$
$$M_L = 0.027 \times 300 \times 5.60^2 = 254 kg-m/m$$
$$M_u^+ = 680 kg-m/m$$

طراحی میلگردها:

ظرفیت خمشی حداکثر دال با ضخامت ۱۵۰ میلیمتر:

$$d = 150 - 30 = 120mm$$
$$b = 1000mm$$
$$\rho_{max} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{20}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0.0153 \Rightarrow M_{r_{max}} = 5560\,kg-m/m$$

به فولاد فشاری احتیاج نیست.

محاسبه فولاد حداقل:

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \times 10^3 \times 150 = 270\,mm^2/m$$

سطح مقطع فولاد مورد نیاز:

$$M^- = 1480\,kg-m/m \Rightarrow A_S = 386\,mm$$
$$USE\ \Phi 10 @ 200 = 392\,mm^2/m$$
$$M^+ = 680kg-m/m \rightarrow A_s = 171 < A_{s\,min}$$
$$USE\Phi 10 @ 300 = 261\,mm^2/m$$

تقویت دال برای افزایش بار زنده:

بار زنده دال از ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع به ۷۵۰ کیلوگرم بر متر مربع افزایش یافته است، بنابراین خواهیم داشت.

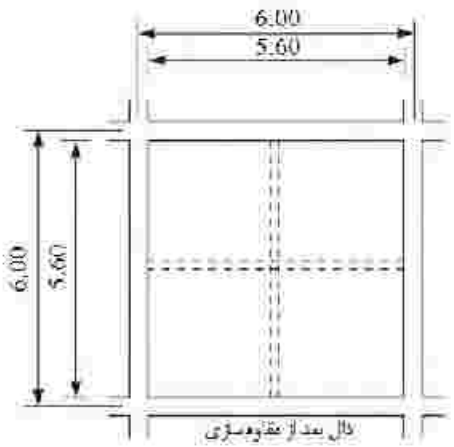
$$Q_D : 1.25 \times 600 = 750\,kg/m^2$$
$$Q_L : 1.50 \times 750 = 1125\,kg/m^2$$
$$Q_u = 1875\,kg/m^2$$

با توجه به عدم کفایت دال برای بار فوق، تصمیم به استفاده از شبکه فولادی برای تقویت دال شده است. طراحی این دال به دو روش مدل کامپیوتری و دستی انجام می‌شود.

الف : تحلیل کامپیوتری و استفاده از عمل مرکب تیر فولادی و دال

بار وارد بر تیر فلزی: $M_{max} = 3.50ton-m$ (با استفاده از نتایج مدل کامپیوتری)

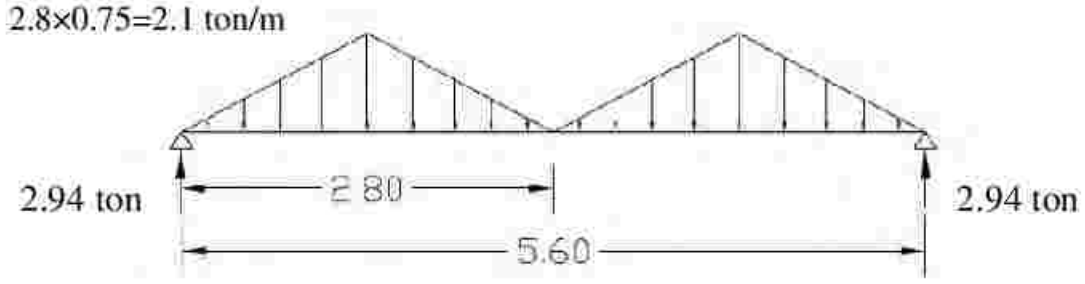
$$F_b = 1440\,kg/cm^2$$
$$S = 3.50 \times 10^5 / 1440 = 243cm^3$$
$$IPE\ 220 : S = 252cm^3$$



شکل مثال ۲-۳-۱-ب

ب : روش دستی : (بصورت غیرمرکب)

فرض می‌شود تمام بار زنده به تیرک فولادی اعمال گردد.



شکل مثال ۲-۳-۱-ب

$$M_{CL} = 2.94\times 2.8 - 2.94\times\frac{2.8}{2} = 4.116\ ton-m$$

$$S = \frac{4.116\times 10^5}{1440} = 286 cm^3$$

$$IPE\,240 : S = 324 cm^3$$

- کنترل تغییر شکل

همانطور که ملاحظه می‌شود این تیر فقط برای اضافه بار زنده طراحی شده است. چند ایراد می‌توان بر آن گرفت:

۱- معلوم نیست بار زنده قدیمی در روی دال مؤثر باشد. بنابراین احتیاط حکم می‌کند که در طراحی تیر تمام بار زنده منظور گردد. در این حالت با کمی دقت در روش محاسبات IPE240 جوابگو خواهد بود.

۲- بار مرده از قبل روی دال مؤثر است بنابراین می‌توان ادعا کرد که به تیر فولادی اعمال نمی‌شود. اگر در هنگام اجرای تیر فولادی به کمک چک تیر و دال را قدری محدب نماییم، ممکن است این ایراد به طرح وارد گردد که تیر فولادی باید قسمتی از بار مرده را نیز تحمل نماید در این حالت عملکرد مرکب نیز قابل استفاده است. در تمام حالات باید تیرهای محیطی برای اثر بار متمرکز تیر فولادی کنترل گردند.

۲-٤- راهکارهای بهسازی تیر

تیرها عموماً بصورت افقی و یا شیبدار در سازه قرار می‌گیرند و بارهای قائم وارده بر محور خود را به ستون‌ها منتقل می‌نمایند. در سازه‌های با قاب خمشی، تیرها علاوه بر تحمل بارهای ثقلی باید بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند.

در زلزله‌های شدید ستون‌ها نباید آسیبی ببینند و مفصل‌های خمیری خمشی و برشی باید به تیرها و یا بادبندها منتقل شوند بدین منظور به هنگام مقاوم‌سازی، همواره تیر مقاوم‌سازی شده نباید قویتر از ستون متصل به آن باشد.

معایب تیرها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد.

بر اساس نوع تیر (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی تیرها وجود دارد که در ادامه به آن پرداخته شده است. عوامل مؤثر در انتخاب طرح مقاوم‌سازی تیر عبارتند از:

- میزان دسترسی به تیر در محل (دسترسی به کل محیط تیر)،
- وضعیت بارهای وارده (بارهای یکنواخت، بارهای متناوب و رفت و برگشتی)،
- میزان افزایش مقاومت برشی و خمشی مورد نیاز،
- دسترسی به انواع مصالح برای مقاوم‌سازی،
- ملاحظات اقتصادی.

در برخی موارد ارزانترین روش، بهترین انتخاب است اما گاهی اوقات کار باید در کوتاهترین زمان ممکن تمام شود. در بعضی از موارد ابعاد هندسی مقاطع نباید بزرگ شود و گاهی نیز از مصالحی باید استفاده نمود که دوام بالا و مقاومت خوبی در برابر خوردگی دارند.

۲-٤-۱- تیرهای بتن مسلح

شکست‌های برشی و خمشی، دو حالت عمده شکست در تیرهای بتن مسلح می‌باشند. شکست خمشی عموماً نسبت به شکست برشی، ارجح است زیرا رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد. شکست نرم امکان پخش مجدد تنش را فراهم می‌آورد و به کاربران و حاضران در محل نیز فرصت بیشتری برای پی‌بردن به وضعیت بحرانی تیر می‌دهد.

همچنین خرابی تیر بتن مسلح می‌تواند به علت تهاجم یون‌های شیمیایی صورت بگیرد. در شکل ۲-۴-۱ خرابی تیرها در اثر تهاجم یون‌های شیمیایی و تأثیر نیروهای لرزه‌ای نشان داده شده است.

برای تقویت تیرهای بتن مسلح می‌توان از راهکارهای زیر استفاده نمود:

۱- روکش بتن مسلح

۲- روکش فولادی

۳- روکش FRP

۴- پیش‌تنیدگی خارجی

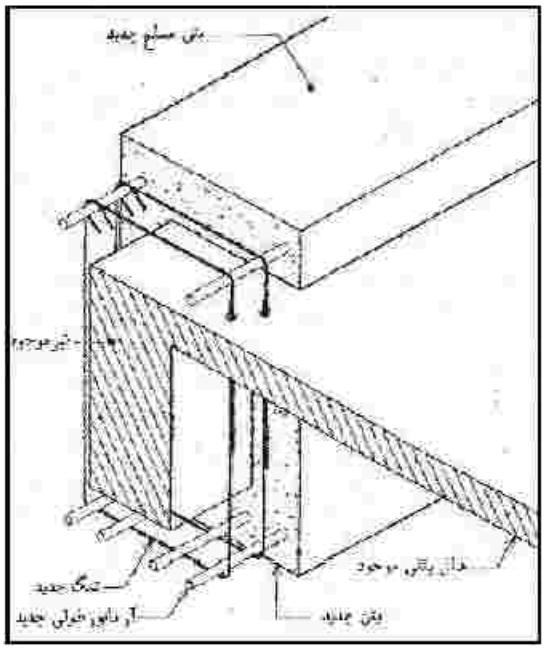
هر یک از روش‌های فوق به تفکیک در زیر مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

شکل ۲-۴-۱- نمونه‌هایی از آسیب‌دیدگی تیرهای بتنی

۲-۴-۱-۱- روکش بتن مسلح

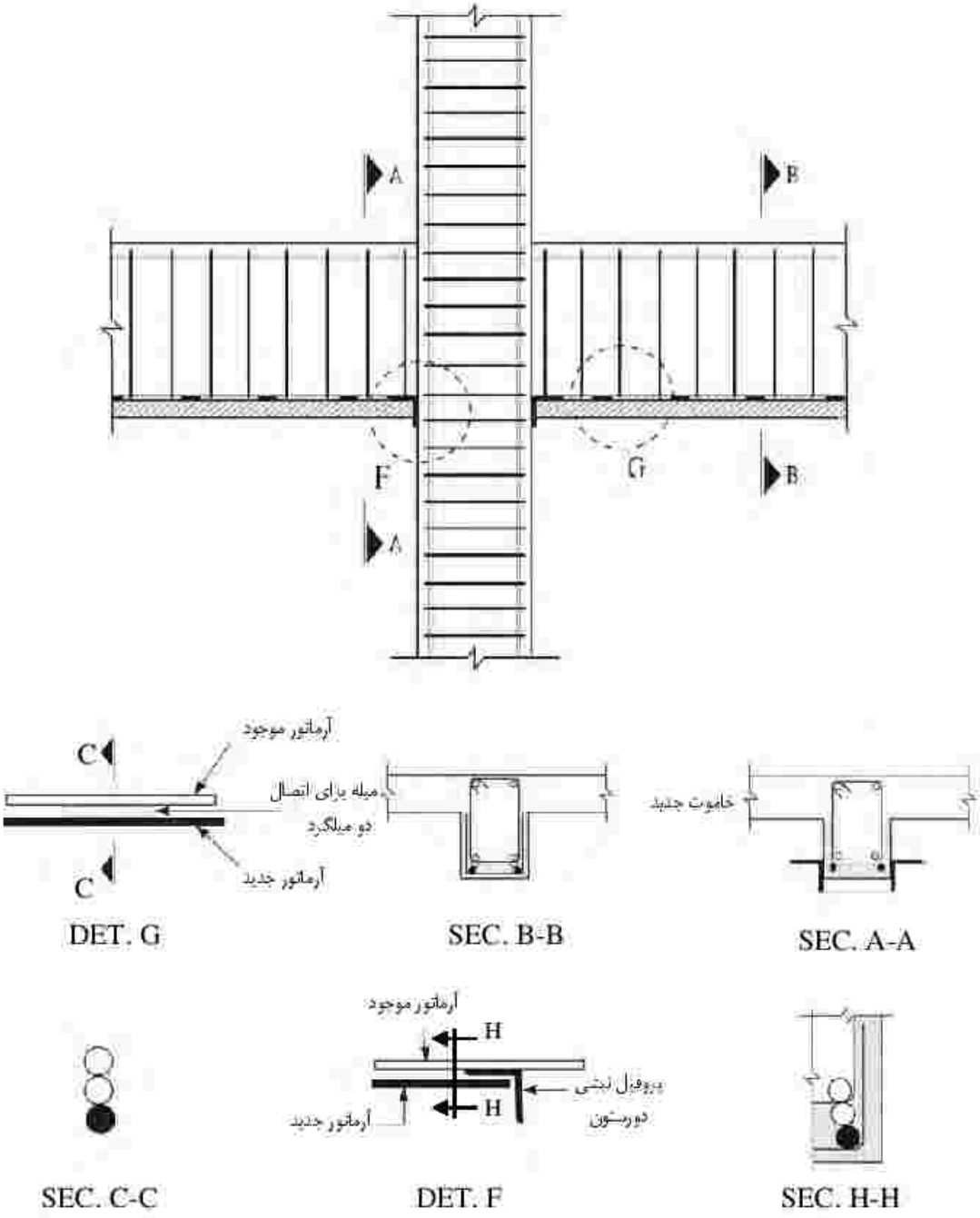
در تیرها می‌توان از روکش بتنی در سه و یا چهار وجه تیر برای بهسازی و افزایش مقاومت آن استفاده نمود. با این روش می‌توان ناحیه کششی و فشاری تیر را با روکش‌های بتنی جدید تقویت کرد.

برای تکمیل مکانیسم انتقال نیرو بین مصالح قدیم و جدید، زبر نمودن سطح بتن قدیمی و جوش دادن میلگردهای اتصال با آرماتورهای جدید و قدیم ضروری می‌باشد. اجرای روکش بتنی در هر چهار وجه تیر موثرترین روش برای مقاوم‌سازی تیرهای بتنی می‌باشد. در این شیوه ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر افزوده می‌گردد باید در ضخامت سقف کم شود. اجرای تنگ‌ها نیز از طریق سوراخهایی که در فواصل نزدیک به هم در دال سقف ایجاد می شود امکان پذیر می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در چهار وجه تیر در شکل ۲-۴-۲ نشان داده شده است.

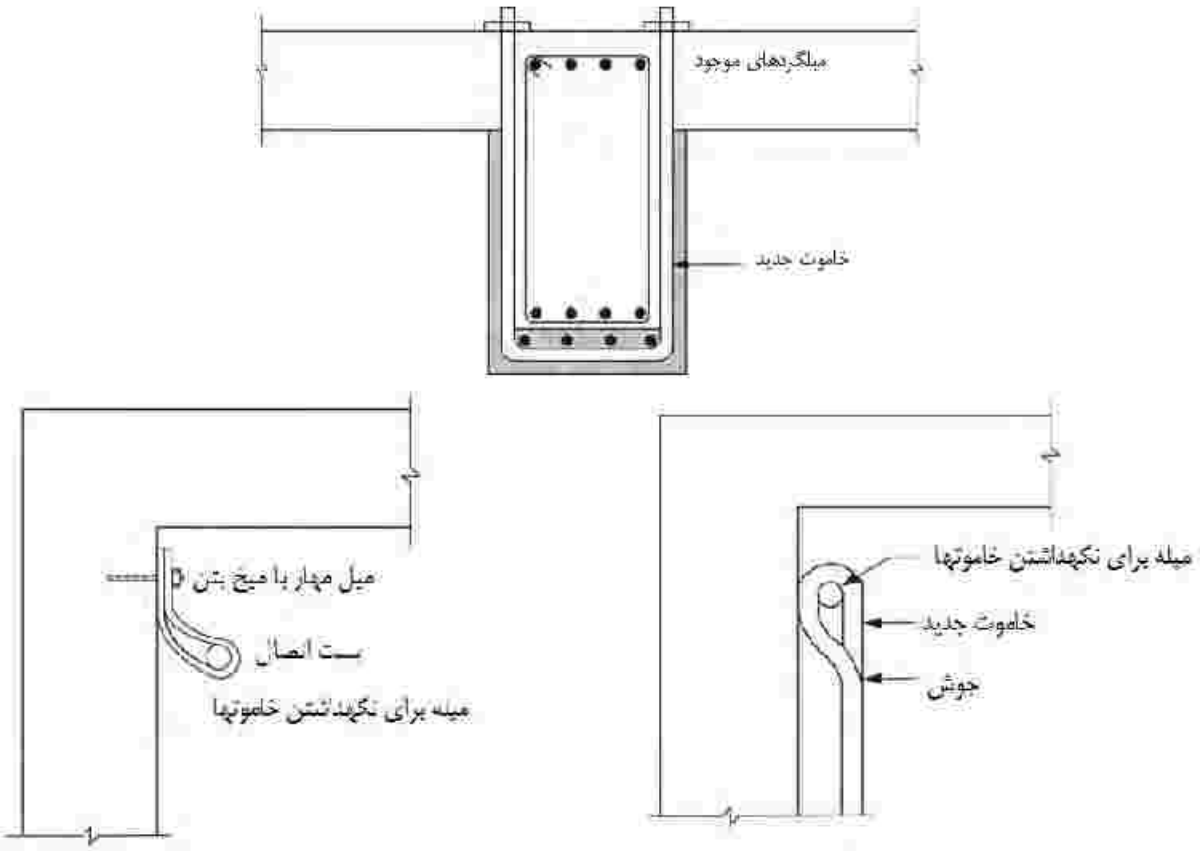


شکل ۲-۴-۲- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای بتنی

اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر برای افزایش ظرفیت خمشی و برشی تیر در برابر بارهای قائم انجام می‌شود، اما به دلیل آنکه در این حالت، افزایش ظرفیت باربری مقاطعی از تیر که در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند امکان پذیر نیست، تیر را نمی‌توان در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت نمود. موفقیت این روش مستلزم مهار مناسب خاموت‌ها از ضلع های بالایی روکش است. به دلیل آنکه استفاده از قالب و ریختن بتن از بالای تیر امکان پذیر نیست تنها راه ممکن استفاده از بتن پاشی می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در سه وجه تیر در اشکال ۲-۴-۳ و ۲-۴-۴ نشان داده شده است.



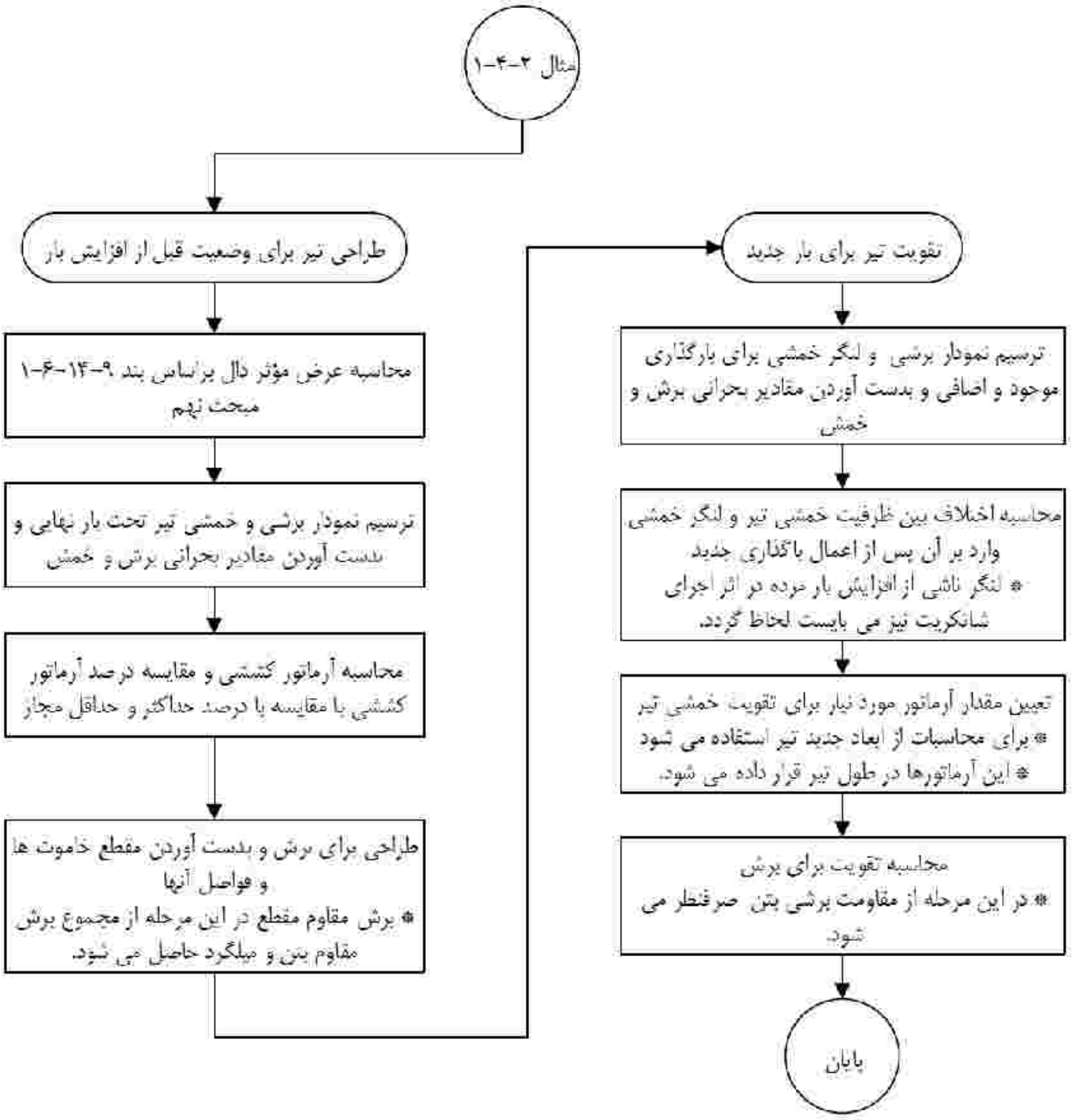
شکل ۲-۴-۳- اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر



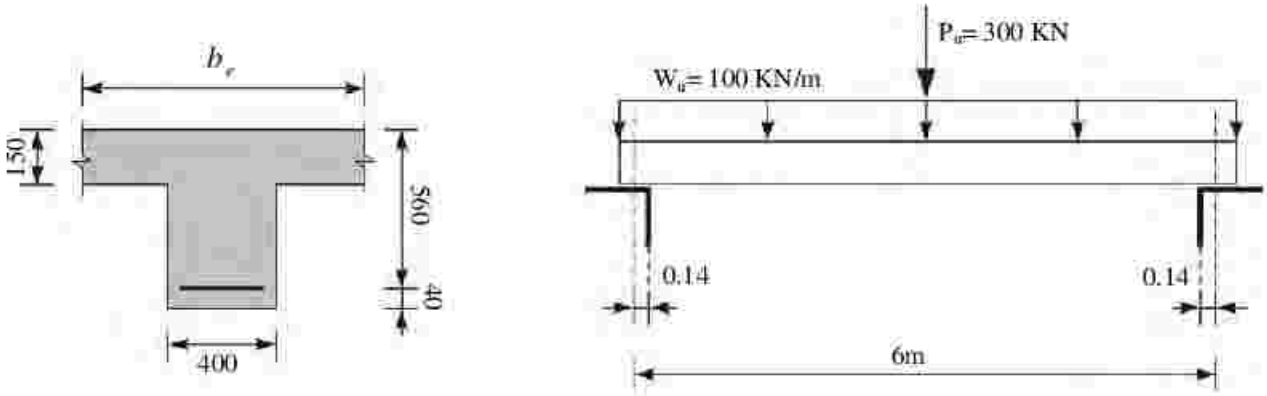
شکل ۲-۴-۴- استفاده از روکش بتنی در مقاوم‌سازی تیرها

مثال ۲-۴-۱

تیر دو سر ساده زیر برای نیروی گسترده نهایی ۱۰۰ KN/m طراحی شده و فواصل تیرها از یکدیگر ۳ متر می‌باشد. در صورتی که بخواهیم آن را برای بار متمرکز اضافی نهایی ۳۰۰ کیلونیوتن افزایش باربری دهیم، مطلوب است طرح تقویت تیر بتن مسلح با روکش بتنی:



اضافه شد



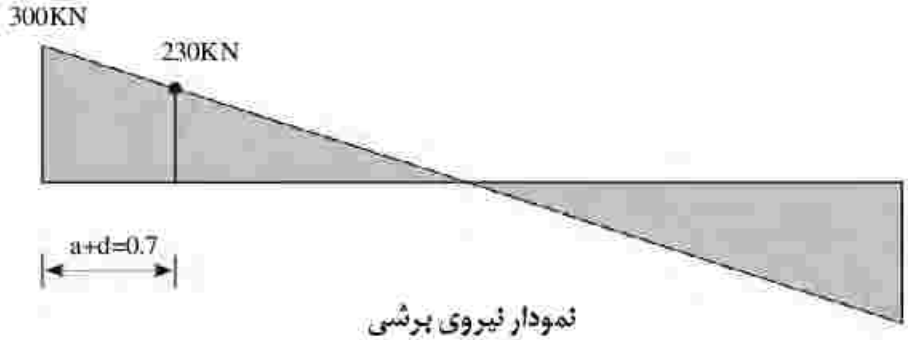
شکل مثال ۲-۴-۱-الف

عرض مؤثر دال:

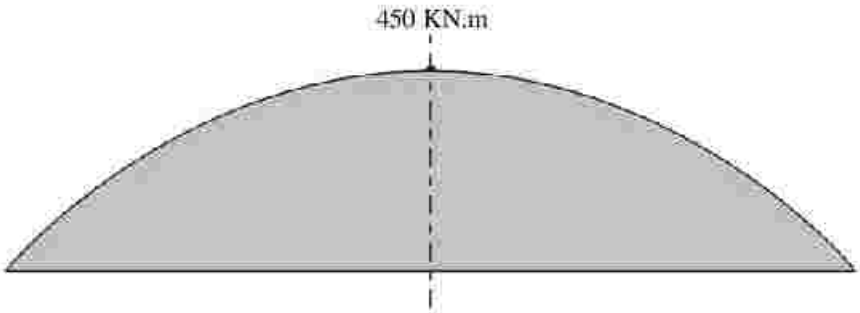
عرض مؤثر دال برابر با کوچکترین مقدار از مقادیر زیر است :

- $\frac{2}{5}$ طول دهانه آزاد: $\frac{2}{5}\times 5720 = 2300$
- ۱۶ برابر ضخامت دال به علاوه عرض جان تیر: $16\times 150 + 400 = 2800$
- فاصله مرکز به مرکز دو تیر مجاور: 3000

گام۱- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی قبل از اعمال بار جدید



نمودار نیروی برشی



نمودار لنگر خمشی

شکل مثال ۲-۴-۱-ب

گام ۲- طراحی برای وضعیت قبل از افزایش بار بر اساس آیین‌نامه آبا

$f_y = 400MPa,\ \ f_c = 20MPa$

آرماتور کششی در مقاطع وسط دهانه:

$f_{yd} = 0.85 \times 400 = 340MPa$

$f_{cd} = 0.6 \times 20 = 12MPa$

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - t/2)} = \frac{450 \times 10^6}{340(560 - 75)} = 2730mm^2$$

تعیین تقریبی آرماتورها:

$USE4\Phi30, A_s = 4 \times 707 = 2828mm^2$

$$a = \frac{f_{yd} A_s}{0.85 f_{cd} b} = \frac{340 \times 2828}{0.85 \times 12 \times 2300}$$

$a = 41 < 150mm$

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - a/2)} = \frac{450 \times 10^6}{340(650 - 41/2)} = 2453mm^2$$

$USE4\Phi30, A_s = 4 \times 707 = 2828 > 2453mm^2$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) < \rho = \frac{2828}{400 \times 560} < \rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$\rho_{min} = \max(0.0035, 0.0028) < \rho = 0.012 < \rho_{max} = 0.0153$

طراحی برای برش:

$V_u = 230KN$

$v_c = 0.2\varphi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{20} = 0.54MPa$

$V_c = 0.54 \times 400 \times 560 \times 10^{-3} = 121KN = 12.1ton$

$V_s = 230 - 121 = 109KN$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{109 \times 10^3}{340 \times 560} = 0.572$$

اگر از خاموت $\Phi10$ استفاده شود:

$A_v = 78.5 \times 2 = 157mm^2$

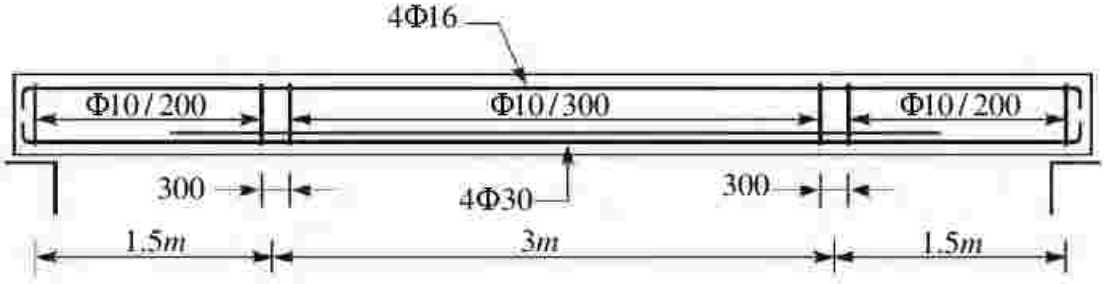
$$s = \frac{157}{0.572} = 274.5mm$$

از خاموت $\Phi10/200$ تا ۱/۵ متر از بر تکیه‌گاه و از آنجا تا وسط دهانه از خاموت $\Phi10/300$ استفاده می‌کنیم.

$$V_s = \frac{A_v}{s}(\varphi_s f_y)d = \frac{157}{200}(0.85\times 400)\times 560\times 10^{-3} = 149.5\,KN$$

$$V_c + V_s = 121 + 149.5 = 270.5\,KN$$

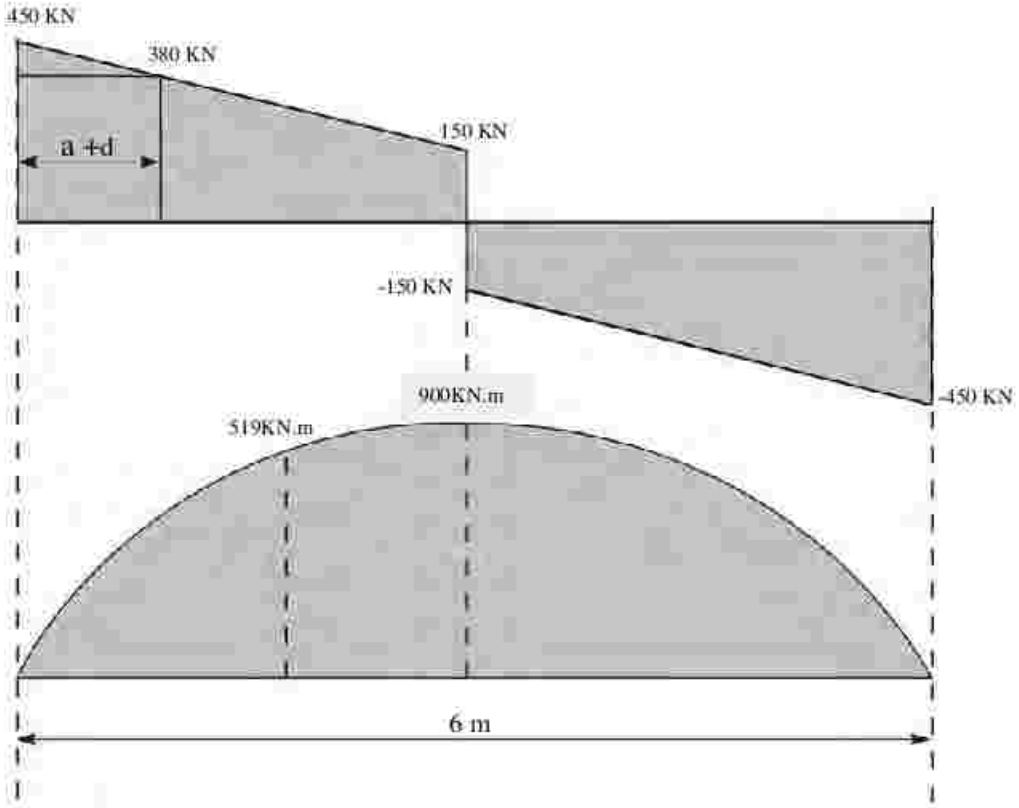
آرماتوربندی اولیه تیر برای وضعیت قبل از تقویت بصورت زیر حاصل می‌شود:



شکل مثال ۲-۴-۱-ب

گام ۳- تقویت تیر برای بار جدید

برای طرح تقویت ابتدا نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای بارگذاری موجود و اضافی رسم می‌گردد:



شکل مثال ۲-۴-۱-ت

تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی برمبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

$A_s = 4\times 707 = 2828 mm^2$

$a = 40 mm$

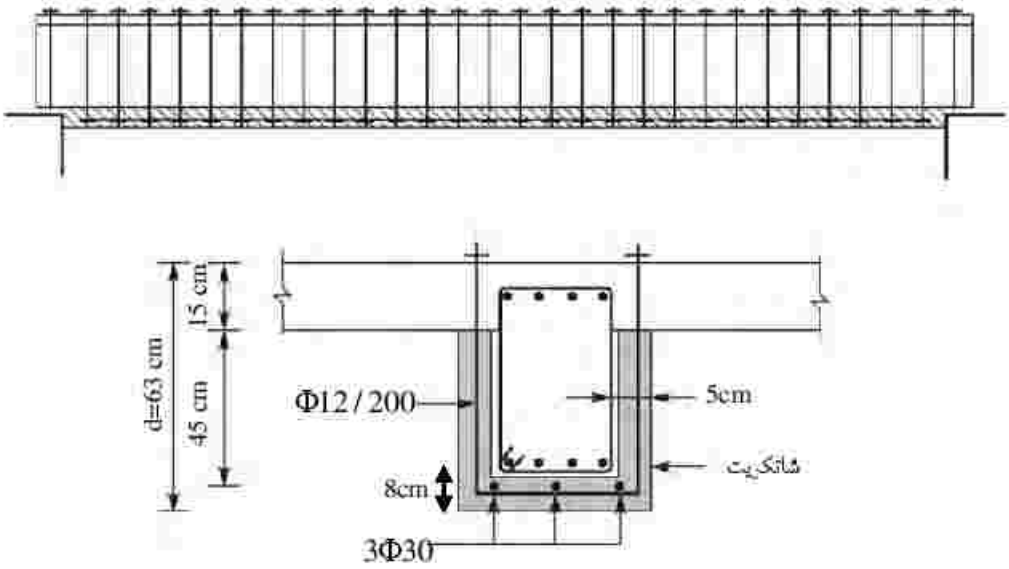
$M_u = 2828(0.85\times 400)(560-\frac{40}{2})\times 10^{-6} = 519 KN.m$

$\Delta M_u = 900 - 519 = 381 KN.m$

افزایش بار مرده ناشی از شاتکریت $= 1.25(2\times 0.45\times 0.05 + 0.5\times 0.08)25 = 2.7\ KN/m$

$\Delta M_d = \frac{2.7\times 6^2}{8} = 12.15 KN.m$

کل $M_u = 381 + 12.15 = 393.15 KN.m$



شکل مثال ۲-۴-۱-ت- جزئیات تقویت

تعیین تقریبی آرماتورها:

$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - t/2)} = \frac{393.15\times 10^6}{340(630-75)} = 2083.5 mm^2$

$3\Phi 30 = 3\times 707 = 2121 mm^2$

$USE\ \ 3\Phi 30 = 2121 mm^2 > 1881.3 mm^2$

این تقویت در طول تیر قرار داده می‌شود.

تقویت برای برش

از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل یکپارچه بین بتن قدیم و جدید، احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرفنظر می‌شود.

$$V_u = 380 - V_s \text{ (خاموت)} = 380-149.5=230.5KN \text{ تقویت}$$

$$V_s = 230.5+\frac{2.7\times 6}{2} = 238.6\,KN$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{0.85 f_y d} = \frac{238.6\times 10^3}{0.85\times 400\times 630} = 1.114$$

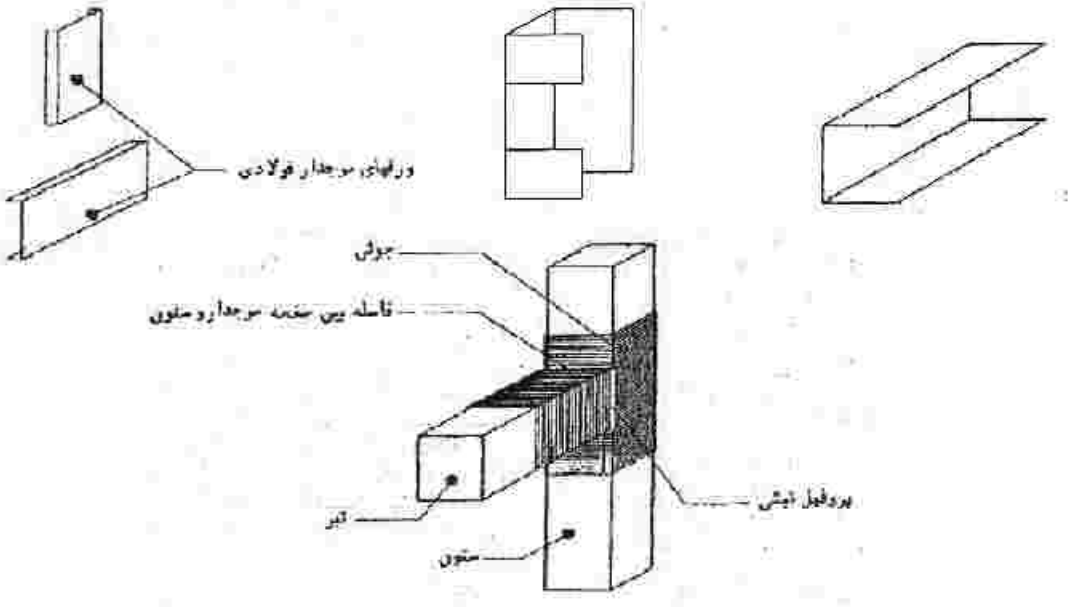
$$s = 200mm \rightarrow A_v = 222.8\,mm^2$$

$$\Phi 12/200 \qquad A_v = 226mm^2 > 222.8mm^2$$

جزئیات تقویت در شکل ۲-۴-۱-ث مثال نشان داده شده است.

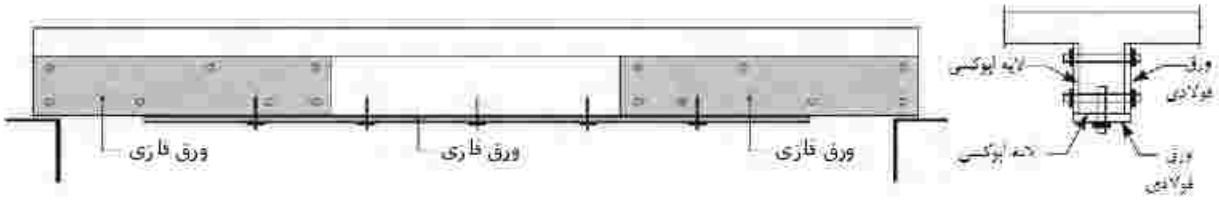
۲-۴-۱-۲- روکش فولادی

برای تقویت خمشی تیرها می‌توان ورق‌هایی به ضخامت کم را با رزین اپوکسی به وجه کششی تیر چسباند. چسباندن ورق به وجه قائم تیرها در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها موجب افزایش ظرفیت برشی و چسباندن ورق به بال تحتانی موجب افزایش ظرفیت خمشی تیر می‌گردد (شکل ۲-۴-۵). در صورت نیاز به استفاده از ورقه‌هایی با ضخامت بیشتر باید از پیچ‌ها و بولت‌های مهاری برای انتقال برش استفاده نمود. در این حالت نیز توصیه می‌شود ابتدا ورق فولادی با چسب اپوکسی چسبانده شده و بعد پیچ‌ها به صورت میانگذار یا کاشته شده مورد استفاده قرار گیرد (شکل ۲-۴-۶).

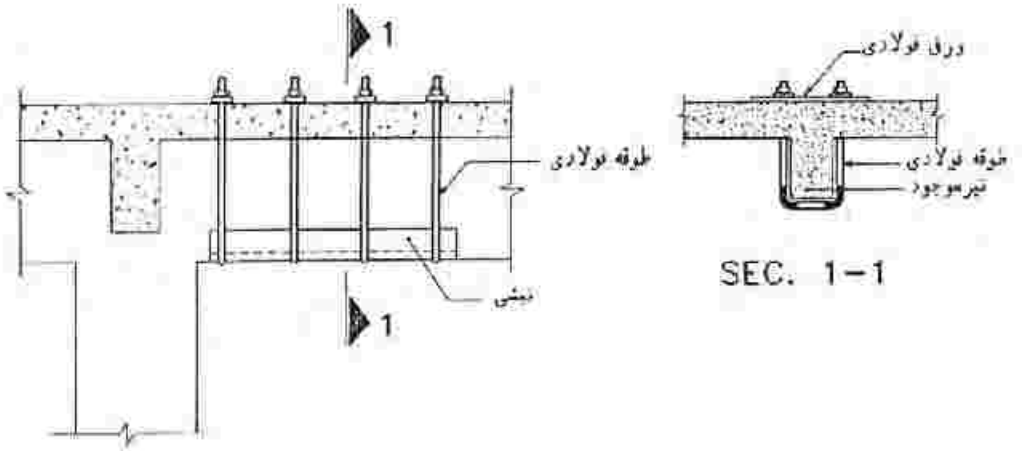


شکل ۲-۴-۵- تقویت خمشی و برشی تیرها با چسباندن ورق‌های فولادی با ضخامت کم با چسب اپوکسی

مطابق شکل ۲-۴-۷ می‌توان بجای استفاده از ورق‌های فولادی که در وجوه تیر نصب می‌شوند از قفس‌های فولادی بصورت نبشی و رکابی استفاده نمود.



شکل ۲-۴-۶- تقویت خمشی و برشی تیرها با ورق فولادی



شکل ۲-۴-۷- تقویت خمشی و برشی تیرها با قفس فولادی شامل نبشی و رکابی

مثال ۲-۴-۲

مطلوب است طرح تقویت تیر بتن آرمه مثال ۲-۴-۱ با روکش فولادی:

الف: تقویت با روکش فولادی

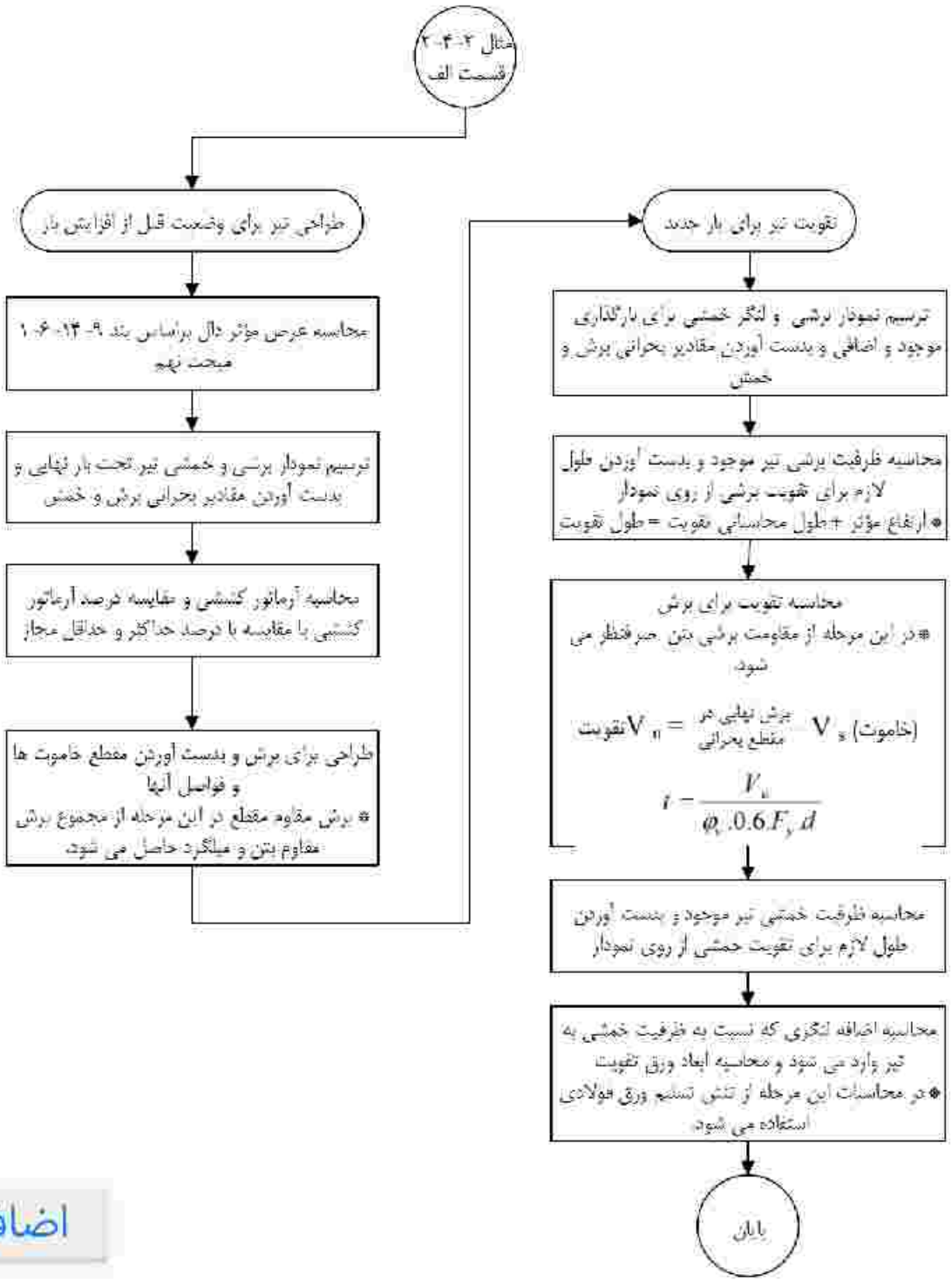
- **کنترل برش**

ابتدا ظرفیت برشی موجود تعیین می‌گردد:

$$V_c = 121\,KN$$

$$V_s = \frac{A_v}{s}(\varphi_s f_y)d = \frac{157}{200}(0.85\times 400)\times 560\times 10^{-3} = 149.5\,KN$$

$$V_c + V_s = 121 + 149.5 = 270.5\,KN$$

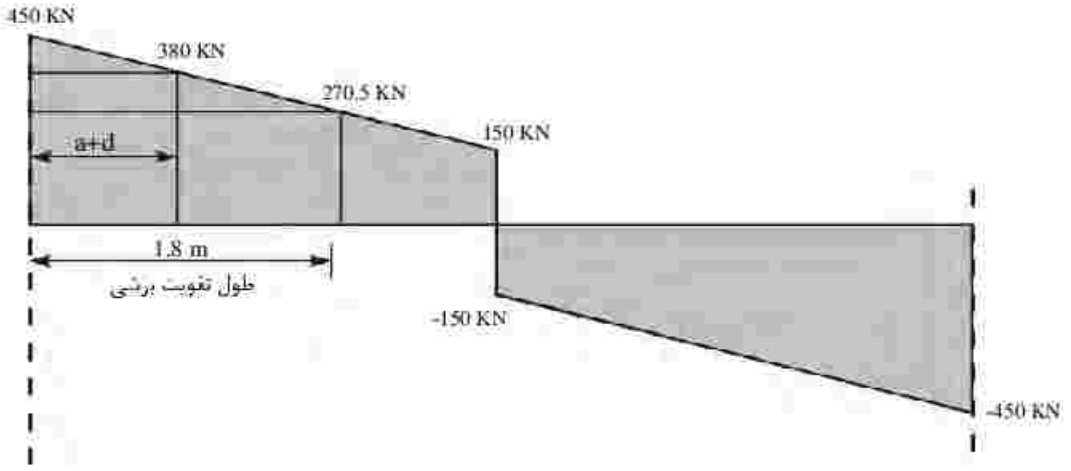


اضافه شد

مقدار فوق روی نمودار نیروی برشی برده می‌شود و از آنجا طول لازم برای تقویت بدست می‌آید. این طول از مرکز تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه برابر با ۱/۸ متر است. با توجه به اینکه این طول محاسباتی است به آن به مقدار d اضافه می‌شود تا تقویت قدری از نقطه نظری فراتر رود. بنابراین طول تقویت مساوی ۲/۵ متر از محور تکیه‌گاهی به سمت وسط دهانه بدست می‌آید.

برای تقویت برشی از روکش فولادی استفاده می‌شود. از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل و یکپارچه بین ورق تقویت و بتن، احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرفنظر می‌شود.

V_u تقویت $= 380 - V_s$ (خاموت) $= 380 - 149.5 = 230.5 KN$



شکل مثال ۲-۴-۲-الف

برای ورق جان از فولاد St37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌شود.

$$t = \frac{V_u}{\varphi_v .0.6.F_y .d} = \frac{230.5 \times 10^3}{0.9 \times 0.6 \times 240 \times 450} = 4\,mm$$

از ورق ۴×۴۵۰ میلیمتر در طول ۲/۵ متر در دو طرف تیر استفاده می‌شود.

$$A_v = 2 \times 4 = 8\,mm$$

این دو ورق توسط پیچ‌هایی که از سوراخ‌هایی در داخل جان عبور کرده‌اند، محکم به جان چسبیده می‌شوند. بین ورق تقویت و بتن جان نیز از چسب اپوکسی استفاده می‌شود.

تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی برمبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

$$A_s = 4 \times 707 = 2828\,mm^2$$

$$a = 40\,mm$$

$$M_u = 2828(0.85 \times 400)(560 - \frac{40}{2}) \times 10^{-6} = 519\,KN.m$$

$$15x + 30x - \frac{10x^2}{2} = 51.9$$

$$5x^2 - 45x + 51.9 = 0$$

$$x = 1.36$$

مقدار فوق روی نمودار لنگر خمشی برده می‌شود تا طول تقویت تعیین گردد. طول محاسباتی تقویت مساوی ۳/۲۸ متر بدست می‌آید که بطور عملی مساوی ۴/۵ متر در نظر گرفته می‌شود. برای تقویت از فولاد St37 با $f_y=2400kg/cm^2$ استفاده می‌شود:

$$\Delta M_u = 900 - 519 = 381 KN.m$$

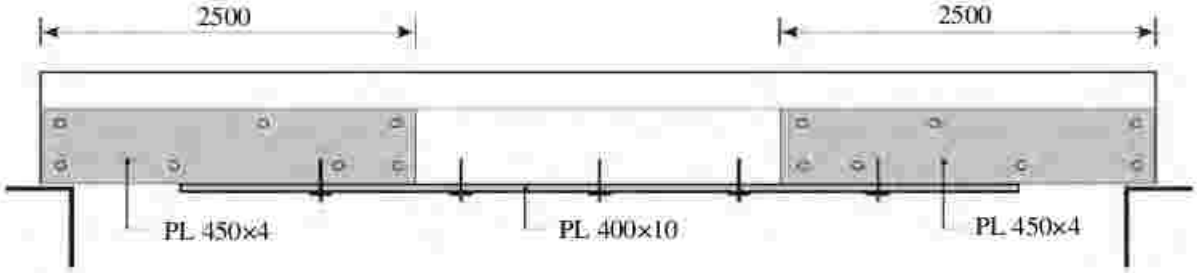
$$A_s = \frac{\Delta M_u}{f_{sd}(d - t/2)} = \frac{381 \times 10^6}{0.85 \times 240(600 - 75)} = 3557\, mm^2$$

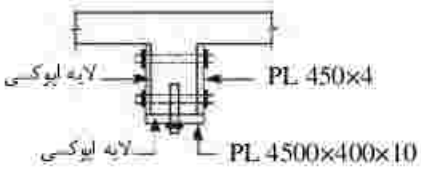
از ورق ۱۰×۴۰۰ میلیمتر در زیر سطح تحتانی تیر استفاده می‌شود.

$$3557 mm^2 < 400 \times 10 = 4000 mm^2 \quad O.K.$$

این ورق با استفاده از پیچ‌های مهاری به بتن محکم می‌شوند. بین ورق و سطح زیرین بتن نیز چسب اپوکسی تعبیه می‌گردد.

طرح نهایی تقویت به شکل زیر خواهد بود.





شکل مثال ۲-۴-۲-ب

ب: استفاده از نبشی و رکابی

در این روش مقاومت کششی با استفاده از دو نبشی تأمین می‌شود.

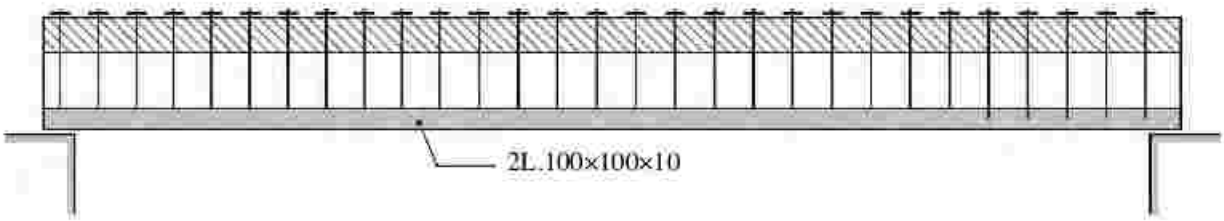
این نبشی‌ها در کنج تیر قرار می‌گیرند و در این حالت رکابی‌ها از پایین به نبشی جوش می‌شوند و از بالا به روی بتن سقف کاملاً پیچ و مهار می‌شوند و محاسبات آن شبیه به تسمه‌های فولادی است. فقط به جای تسمه فولادی معادل نبشی قرار داده می‌شود. در پیچ‌ها کشش اولیه‌ای ایجاد می‌گردد که باعث کیپ شدن نبشی‌ها به تیر بتنی و عملکرد مشترک در رکابی و تیر بتنی می‌گردد. از آنجا که با افزایش بار احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرفنظر می‌شود.

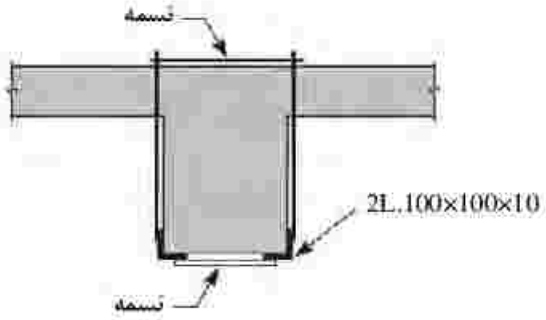
طراحی برای تقویت خمشی:

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{f_{yd}(d - t/2)} = \frac{381\times10^6}{0.85\times240(600-75)} = 3557\,mm^2$$

از دو نبشی 2L100x100x10 استفاده می‌شود.

$$A_s = 2\times A(L100\times100\times10) = 2\times1920mm^2 = 3840mm^2 > 3557mm^2 \quad O.K$$





شکل مثال ۲-۴-۲-ب

تقویت برشی:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u}{\varphi_v .0.6.F_y d} = \frac{230.5\times10^3}{0.9\times0.6\times240\times600} = 2.96$$

$$S = 200mm \rightarrow A_v = 592mm^2$$

$$\Phi20/200 \qquad A_v = 628mm^2 > 592mm^2$$

۲-۴-۱-۳-۱- استفاده از مصالح FRP

مقاوم‌سازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتاً جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم اشاره نمود.

مصالح FRP را می‌توان برای افزایش مقاومت خمشی، مقاومت برشی و مقاومت پیچشی تیر بکار برد که در ادامه به آن اشاره می‌گردد. در هنگام استفاده از مصالح FRP باید سطح بتن و سطح FRP را آماده نمود.

آماده کردن سطح بتن:

برای جلوگیری از کنده شدن صفحه FRP و چسب از روی سطح بتن، این سطح باید به نحو مناسبی قبل از چسب زدن آماده‌سازی گردد. در این راستا تمام موارد ناصافی و ناهمواری باید صاف و هموار گردد. وقتی یک لایه نازک FRP بر روی سطح ناهموار بتنی چسبانده شود، قسمتهای FRP که روی ناهمواری‌ها قرار گرفته دچار کشش می‌گردد و تمایل به صاف شدن دارند و این سبب ایجاد تنش‌های جداکننده می‌گردد که ممکن است پس از رسیدن به حد معینی به از بین رفتن چسبندگی در این نقاط منتهی شود.

آماده‌سازی سطح FRP:

اگر سطح صفحه FRP به طور مناسب آماده نشود، به عنوان مثال اگر ذرات آلودگی و چربی از سطح FRP برداشته نشود، ممکن است جدایی اتصال در سطح نوار FRP با چسب رخ دهد.

چسب:

در حال حاضر چسب‌های بسیار قدرتمندی در دسترس می‌باشد که می‌توانند در چسباندن و استفاده از نوارها و الیاف FRP مورد استفاده قرار گیرند به گونه‌ای که مقاومت آنها از مقاومت بتن بیشتر است و به همین دلیل در اغلب حالات شکست در بتن رخ می‌دهد وشکست در لایه چسب به ندرت رخ می‌دهد. تنها در صورت استفاده از چسب نامناسب و یا اجرای غلط و نامطلوب، امکان بروز مشکل در لایه چسب وجود دارد. این مشکل در سطح مشترک چسب و FRP و یا در سطح مشترک بتن و چسب رخ می‌دهد.

۲-۴-۱-۳-۱- تقویت خمشی تیر با مصالح FRP

در این بخش به نحوه محاسبه تقویت خمشی تیر بتنی با اضافه نمودن FRP پرداخته می‌شود. برای نمونه تقویت مقاطع مستطیلی و T شکل بررسی شده‌اند. مفاهیم اساسی ارائه شده می‌تواند برای هر شکل هندسی دیگر نیز مورد استفاده قرار گیرد.

اتصال مصالح FRP به ناحیه کششی بتن به طوری که راستای الیاف آن در جهت طولی یک عضو خمشی باشد، باعث افزایش مقاومت خمشی آن عضو می‌گردد. مباحث این بخش افزایش مقاومت خمشی اعضای قاب خمشی شکل‌پذیر مقاوم در برابر زلزله را که انتظار تشکیل مفصل پلاستیک در آن باشد، در بر نمی‌گیرد. در طراحی این حالات باید رفتار قاب تقویت شده با در نظر گرفتن کاهش

قابل توجه چرخش و انحنا در قسمت‌های تقویت شده مورد بررسی قرار گیرد. همچنین در این وضعیت تاثیر بارهای متناوب بر مصالح FRP نیز باید بررسی شود.

نمونه‌ای از روش‌های تقویت خمشی تیر با مصالح FRP در شکل ۲-۴-۸ نشان داده شده است.

شکل ۲-۴-۸- کاربرد مصالح FRP در مقاوم‌سازی

۲-۴-۱-۳-۱-۱- فرضیات

فرضیات زیر در محاسبات تقویت خمشی مقطع بتنی با استفاده از سیستم FRP بکار می‌روند:

- محاسبات طراحی بر اساس ابعاد واقعی موجود، نحوه استقرار میلگردها و خصوصیات مصالح عضو تقویت شده می‌باشد.
- کرنش در بتن و مصالح FRP متناسب با فاصله آنها از محور خنثی است. به عبارتی شکل مقطع قبل و بعد از بارگذاری تغییر نمی‌کند.
- هیچ نوع لغزش نسبی بین FRP و بتن رخ نمی‌دهد.
- تغییر شکل برشی در لایه چسب، با توجه به ضخامت خیلی کم آن، نادیده گرفته می‌شود.
- حداکثر کرنش فشاری بتن ۰/۰۰۳ فرض می‌گردد.
- از مقاومت کششی بتن صرفنظر می‌شود.
- رابطه تنش - کرنش FRP تا نقطه شکست آن، به صورت الاستیک خطی فرض می‌شود.

البته باید توجه داشت که بعضی از فرض‌های فوق رفتار دقیق تقویت خمشی با FRP را منعکس نمی‌کند و استفاده از آنها به خاطر سادگی محاسبات می‌باشد. برای مثال در لایه چسب به سبب لغزش نسبی FRP و بتن، تغییر شکل برشی وجود دارد. به هر حال عدم صحت دقیق فرضیه‌ها تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت خمشی عضو تقویت شده با FRP نخواهد گذاشت.

۲-۴-۱-۳-۱-۲- مقاومت برشی مقطع

هنگامی که از مصالح FRP برای افزایش مقاومت خمشی عضوی استفاده می‌شود، عضو باید بتواند نیروی برشی مربوط به افزایش ظرفیت خمشی مقطع را تحمل کند.

۲-۴-۱-۳-۱-۳- کرنش لایه زیرین بتن موجود

درصورتی که قبل از نصب مصالح FRP، تمامی بارهای روی عضو شامل وزن آن و یا نیروی پیش‌تنیدگی از روی عضو برداشته نشود، باید کرنش اولیه موجود در سطح کششی بتن در نظر گرفته شود. این کرنش به عنوان کرنش اولیه است و باید از کرنش موجود در FRP جدا گردد. میزان کرنش اولیه در لایه زیرین بتن ، ε_{bi}، می‌تواند با استفاده از تحلیل الاستیک عضو با در نظر گرفتن تمامی بارهای وارده در حین نصب FRP تعیین شود. توصیه می‌گردد که این تحلیل بر پایه خصوصیات مقطع ترک خورده انجام شود.

۲-۴-۱-۳-۱-۴- ضرایب جزئی ایمنی

ضرایب جزئی ایمنی مصالح فولاد و بتن براساس ضوابط مندرج در آیین نامه بتن ایران "آبا" در نظر گرفته می‌شوند. ضریب جزئی ایمنی مصالح FRP، ϕ_{frp}، صرفنظر از نوع بارگذاری، به نوع آن و شرایط محیطی کار بستگی دارد. این مقدار از ضرب عدد ۰/۸۵ در مقادیر متناسب با جدول ۲-۵-۱ (بخش بهسازی ستون‌ها) که ضرایب کاهش محیطی نامیده می شود، به دست می‌آید.

۲-۴-۱-۳-۱-۵- بررسی معایب مقاوم‌سازی خمشی تیرها با مصالح FRP

بررسی‌های تجربی گوناگونی در مورد تقویت خمشی تیر با استفاده از ورقه‌ها و صفحات FRP صورت گرفته است. در تمام این ارزیابی‌ها، تیر تقویت شده باربری نهایی بیشتری در مقایسه با حالت تقویت نشده نشان می‌دهد. با این وجود، افزایش مشابه در بار تسلیم تیر گزارش نشده است. بطور کلی مودهای گسیختگی عضو بتن مسلح تقویت شده در خمش با تقویت کننده‌های FRP چسبیده از خارج عضو، می‌تواند به حالتهای ذیل تقسیم شود:

الف) شکست به علت گسیختگی FRP در اثر کشش ناشی از خمش

ب) شکست ترد به علت خرد شدن بتن فشاری تیر در اثر فشار ناشی از خمش در وجه فوقانی تیر

پ) شکست برشی

ت) جدا شدن پوشش بتن از تیر

ث) از بین رفتن مقاومت برشی چسب و جدا شدن FRP از چسب

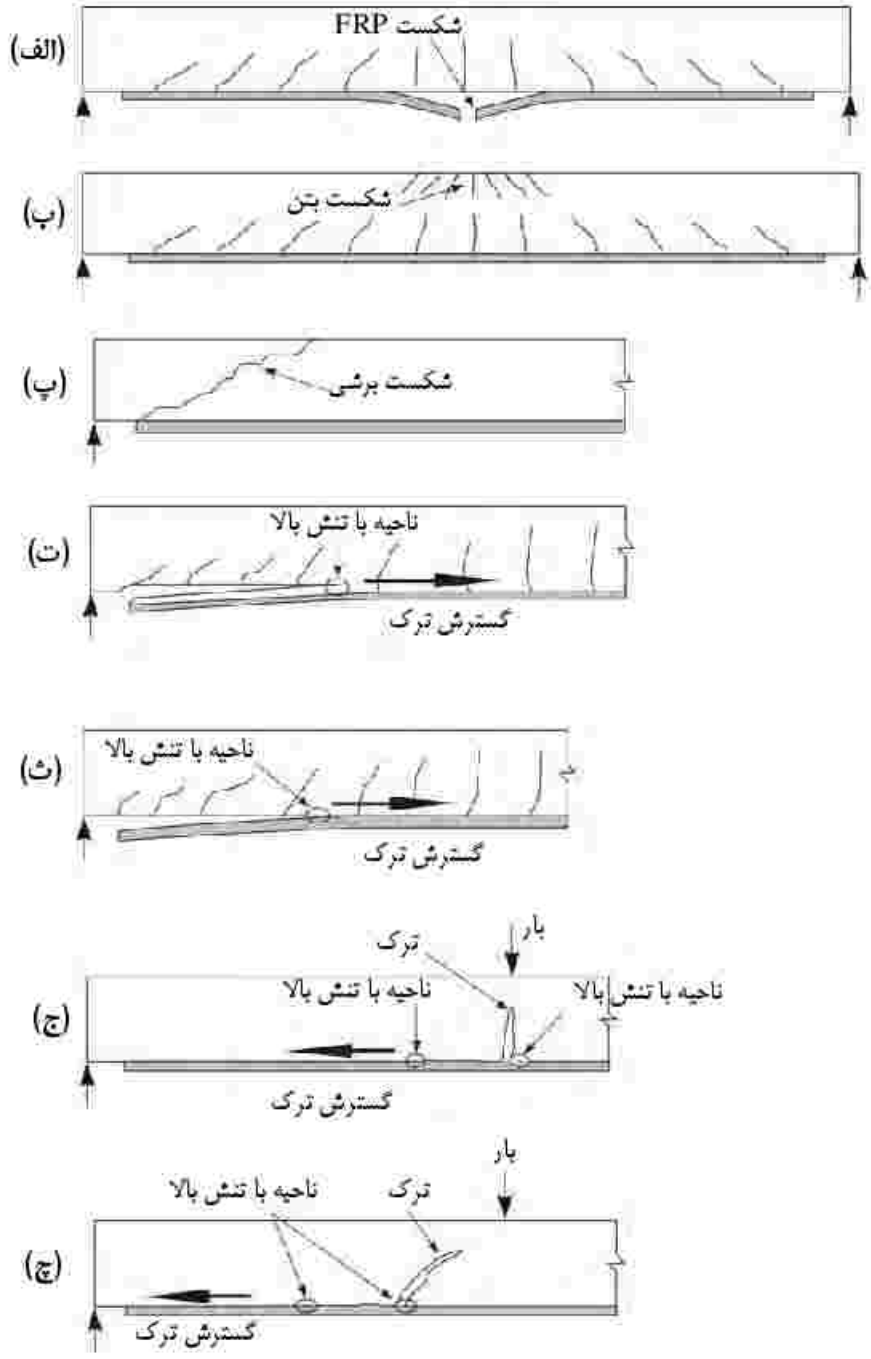
ج) گسستن چسبندگی به صورت موضعی ناشی از بروز ترک‌های خمشی در میانه دهانه تیر و انتشار این روند

چ) از بین رفتن موضعی چسبندگی در سطح تماس FRP و بتن در اثر بروز ترکهای مایل برشی در طول دهانه و انتشار این روند گسستگی.

بصورت خلاصه‌تر حالتهای (ت) و (ث) را از حالات شکست چسبندگی در انتهای لایه چسبانده شده به حساب می‌آورند به طریق مشابه حالتهای (ج) و (چ) را شکست چسبندگی در سطح مشترک بتن و FRP ناشی از بروز ترک خوردگی در طول دهانه می‌نامند.

تمام حالات شکست نشان داده شده در شکل ۲-۴-۹ به جز حالات (ج) و (چ) که رشد و انتشار ترک خوردگی بتن و جدا شدن صفحه چسبانده شده از روی بتن بصورت تدریجی رخ می‌دهد، حالات شکست ترد و ناگهانی می‌باشند. اینکه شکست مقاوم‌سازی در

یک تیر طبق کدامیک از این حالات صورت پذیرد، به عوامل متعددی نظیر مشخصات فولاد خمشی و برشی داخل مقطع، ابعاد هندسی، خصوصیات مصالح مصرف شده و لایه چسب به کار رفته بستگی دارد.



الف) گسیختگی FRP ب) خرد شدن بتن فشاری

پ) گسیختگی برشی ت) ورقه شدن پوشش بتن

ث) جدایش در فصل مشترک FRP و بتن در انتها

ج) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک خمشی

چ) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک برشی

شکل ۲-۴-۹- مودهای گسیختگی تیر بتنی تقویت شده با صفحه FRP

شکست خمشی:

اگر دو انتهای صفحه FRP چسبانده شده به خوبی مهار شده باشند، ممکن است تیر وقتی تحت حداکثر خمش قابل تحمل خود قرار می‌گیرد دچار گسیختگی مصالح FRP (بدلیل کشش ناشی از خمش) شود (حالت الف) و یا اینکه بتن قسمت فشاری مقطع تیر خرد گردد (حالت ب).

عموماً گسیختگی کششی صفحه FRP بلافاصله پس از جاری شدن فولاد کششی داخل بتن رخ می‌دهد. هر چند ممکن است بدلیل زیاد بودن مقدار پوشش بتن (کاور) وقتی FRP دچار گسیختگی کششی شود، هنوز فولاد به حد جاری شدن نرسیده باشد. بطور کلی افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری دو پیامد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از مصالح FRP می‌باشد. همچنین اگر از مقادیر زیاد FRP جهت مقاوم‌سازی استفاده شود، شکست در اثر خرد شدن بتن قسمت فشاری مقطع باعث کاهش شدیدتر مقدار شکل‌پذیری خواهد شد.

شکست برشی:

تیر مقاوم‌سازی شده ممکن است به صورت ترد و ناگهانی در اثر برش دچار شکست شود. در حالتی که تیرهای بتن مسلح فقط در برابر بارهای خمشی مقاوم‌سازی شده باشند و افزایش مقاومت برشی در آنها دیده نشده باشد شکست در اثر برش می‌تواند تهدیدی جدی برای این گونه تیرهای مقاوم‌سازی شده باشد. در چنین شرایطی ظرفیت برشی تیر بتنی به تنهایی باید در مقابل نیروهای برشی مقاومت کند و نوار FRP چسبانده شده به وجه تحتانی سهم بسیار اندکی در تحمل نیروهای برشی دارد.

مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتنی نیز باید به موازات مقاوم‌سازی خمشی انجام گیرد تا شکست برشی مانع از ارائه حداکثر مقاومت خمشی تیر نگردد و تیر به حالت خمشی (تحت اثر خمش) به نقطه شکست برسد، هر چند شکست خمشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با FRP ترد می‌باشد ولی نسبت به شکست برشی تیر رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد.

شکست در حالت کنده شدن انتهای نوار مقاوم کننده:

تیر مقاوم‌سازی شده در برابر خمش وقتی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد قبل از اینکه به حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار برسد، ممکن است دچار شکست زودرس ناشی از کنده شدن صفحه چسبانده شده از بتن گردد. بررسی‌های عملی نشان می‌دهد متداول‌ترین حالت جدا شدن صفحه از بتن، کنده شدن پوشش بتن می‌باشد. این حالت یا در انتهای صفحه و یا در نزدیکی انتها رخ می‌دهد و منجر به جدا شدن صفحه همراه با قسمتی از پوشش بتن از بقیه مقطع می‌گردد.

جدا شدن و کنده شدن پوشش بتن:

این حالت متداول‌ترین حالت شکست زودرس است و بدلیل اینکه شکست مذکور دور از سطح چسبندگی بتن و FRP رخ می‌دهد، نمی‌توان آن را دقیقاً حالت شکست چسبندگی نامید. این حالت اغلب به علت تمرکز تنش‌ها در انتهای صفحه مقاوم‌کننده می‌باشد. اصطلاح «جدا شدن پوشش بتن» در ظاهر دقیق‌ترین توصیف از این حالت شکست می‌باشد.

عموماً کنده شدن پوشش بتن در این گونه شکست‌ها بدلیل بروز ترک‌خوردگی در انتهای صفحه چسبانده شده و یا نزدیکی آن، بدلیل تمرکز تنش‌های برشی و نرمال ناشی از تمام شدن ناگهانی صفحه مقاوم‌کننده رخ می‌دهد. وقتی ترک در بتن در نزدیکی انتهای

صفحه چسبانده شده، شکل می‌گیرد، رشد آن ترک به صورت عمقی بوده و تا سطح میلگردهای کششی تیر نفوذ می‌کند و پس از رسیدن به این عمق، انتشار و گسترش آن در جهت موازی میلگردهای طولی خواهد بود. که این روند سبب جدا شدن پوشش بتن خواهد شد.

جدا شدن صفحه چسبانده شده از سطح تماس با بتن:

این حالت شکست به علت از بین رفتن اتصال بین چسب و سطح بتن می‌باشد. این حالت شکست به دلیل بوجود آمدن تنشهای بزرگ برشی در محل و یا نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده رخ می‌دهد آن هم زمانی که این تنشها از حد تحمل المان ضعیف‌تر که معمولاً بتن می‌باشد فراتر رود. در این حالت معمولاً لایه نازکی از بتن همراه با چسب از بقیه قسمتها جدا می‌شود این به معنای آنست که لایه بسیار نازکی از سطح بتن در مجاورت سطح تماس با چسب، محل بروز شکست می‌باشد و شکست در خود چسب رخ نمی‌دهد. البته در صورت استفاده از چسب نامرغوب و یا نامناسب و یا پرداخت غیر مناسب سطح بتن، ریسک بروز چنین شکستی افزایش می‌یابد.

شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن در طول دهانه تیر:

گاهی اوقات ممکن است از بین رفتن چسبندگی به صورت موضعی و در اثر وقوع ترک‌های خمشی و برشی بتن در طول دهانه تیر و دور از دو انتهای صفحه چسبانده شده رخ دهد و پس از آن جدا شدگی به سمت انتهای صفحه، رشد و انتشار یابد. در این مورد نیز جدا شدن صفحه چسبانده شده، بدلیل کنده شدن لایه نازکی از بتن مجاور سطح صورت می‌گیرد. در این نوع شکست معمولاً لایه نازکی از بتن پس از شکست مقطع همچنان به سطح صفحه جدا شده، چسبیده است.

این حالت شکست بیشتر در تیرهای با مقطع کم عمق رؤی می‌دهد و عموماً دارای رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به حالات دیگر شکست می‌باشد.

از بین رفتن چسبندگی به دلیل بروز ترک‌های خمشی در طول دهانه:

وقتی ترک بزرگی در بتن رخ می‌دهد، تنش‌های کششی در محل ترک‌خوردگی به صفحه FRP منتقل می‌گردد که در نتیجه تنش‌های بزرگی در سطح تماس FRP و بتن در مجاورت محل ترک خوردگی، بوجود می‌آید. با افزایش مقدار بارهای وارده تنش‌های تماسی و کششی در صفحه FRP در این محل افزایش می‌یابد. هنگامی که این مقادیر به حد بحرانی خود می‌رسند، جدا شدن صفحه و بتن از این محل آغاز می‌گردد و سپس این روند به سمت یکی از دو انتهای صفحه چسبانده شده که عموماً انتهای نزدیک‌تر می‌باشد، پیشرفت می‌کند.

در شرایط از بین رفتن چسبندگی در محل بروز ترک‌های خمشی، عامل محرک، فاصله گرفتن افقی دو لبه ترک از یکدیگر می‌باشد، زیرا اصولاً ترک‌های خمشی در راستای عمود بر محور طولی تیر رخ می‌دهد اما در شرایطی که ترک‌ها از ترکیب خمش و برش بوجود آمده‌اند، وضعیت قرارگیری آنها مایل می‌باشد و بنابراین دو لبه ترک نسبت به یکدیگر جابجایی قائم هم دارند که این امر عامل اصلی بوجود آمدن تنش‌های بزرگ که سبب کنده شدن FRP از بتن (بصورت موضعی) می‌شوند، می‌باشد. البته لازم به ذکر

است که عریض شدن دهانه ترک (جابجایی افقی دو لبه نسبت به هم) فاکتور مهمتری است و جابجایی نسبی دو لبه ترک در درجه بعدی اهمیت قرار دارد.

سایر جنبه‌های از بین رفتن چسبندگی:

خطر بروز جدا شدگی با وجود برخی پارامترهایی که مرتبط با کیفیت اجرا در محل می‌باشند، قابل افزایش است. از این پارامترها می‌توان به اجرای ضعیف و نادرست کارگران و استفاده از چسب‌های نامناسب و نامرغوب اشاره کرد. البته می‌توان این پارامترهای مؤثر را با صرف دقت کافی در اجرا به حداقل رسانید.

۲-۴-۱-۳-۱-۶- کرنش در مصالح FRP

مصالح FRP تا نقطه شکست رفتار الاستیک خطی دارند، لذا کرنش FRP مقدار تنش ایجاد شده در آن را نشان می‌دهد. حداکثر کرنشی که می‌تواند در مصالح FRP ایجاد گردد، از میزان کرنش FRP در نقطه‌ای که بتن فشاری دچار شکست می‌شود یا نقطه‌ای که FRP گسیخته می‌گردد، بدست می‌آید. این مقدار از رابطه ۲-۴-۱ بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{cu}(\frac{h-c}{c}) - \varepsilon_{bi} \qquad (۱-۴-۲)$$

که در آن:

ε_{bi} = کرنش اولیه در سطح کششی بتن

ε_{cu} = کرنش نهایی بتن

ε_{frp} = کرنش مصالح FRP

h = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

c = ارتفاع قسمت فشاری مقطع، میلیمتر

۲-۴-۱-۳-۱-۷- تنش در مصالح FRP

تنش موثر در مصالح FRP ، حداکثر میزان تنشی است که می تواند در FRP قبل از شکست خمشی مقطع ایجاد گردد. این تنش می تواند از سطح کرنش FRP با فرض رفتار الاستیک کامل محاسبه گردد.

$$f_{frp} = E_{frp}.\varepsilon_{frp} \qquad (۲-۴-۲)$$

که در آن:

ε_{frp} = کرنش مصالح FRP

E_{frp} = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

f_{frp} = تنش کششی در مصالح FRP، مگاپاسکال

۲-۴-۱-۳-۱-۸- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی

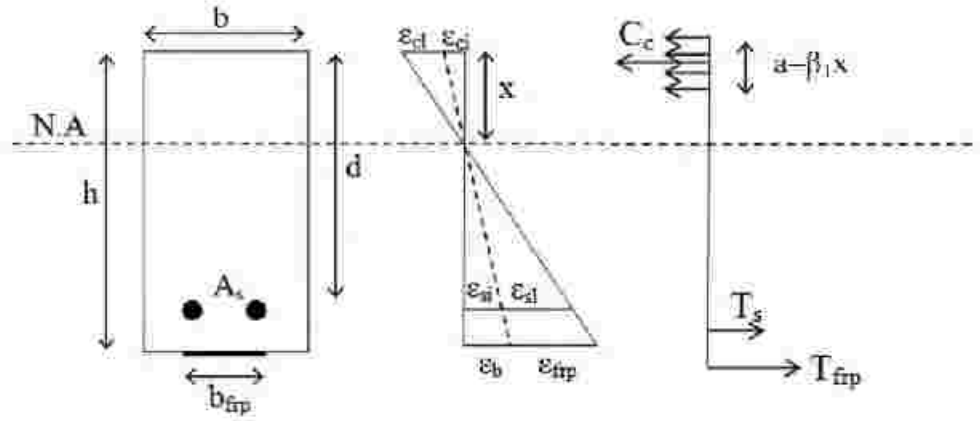
شکل ۲-۴-۱۰ توزیع تنش و کرنش داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش را در حالت حدی نهایی نشان می‌دهد. نمودار تنش فشاری بتن را می‌توان با قبول حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۰۰۳ به وسیله توزیع تنش مستطیلی معادل با مشخصات زیر تامین کرد:

الف – تنشی برابر با $0.85\phi_c f_c$، که بطور یکنواخت روی ناحیه فشاری معادل و موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تار فشاری محدود می‌شود، اثر می‌کند.

ب – فاصله تار فشاری حداکثر نظیر حداکثر تغییر شکل‌نسبی از محور خنثی، x، در امتداد عمود بر محور خنثی اندازه‌گیری می‌شود.

پ – ضریب β_1 برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ مگاپاسکال ، برابر با ۰/۸۵ است. برای مقاومتهای بیشتر به ازای هر مگاپاسکال افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقدار β_1 به صورت خطی به اندازه ۰/۰۰۸ کاهش می‌یابد. حداقل مقدار β_1 به ۰/۶۵ محدود می شود. رابطه ۲-۴-۳ عبارت فوق را توصیف می‌کند.

$$0.65 \le \beta_1 = 1.09 - 0.008 f_c \le 0.85 \qquad (۳-۴-۲)$$



شکل ۲-۴-۱۰- نمودار تنش- تغییر طول نسبی داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش

با حل معادلات تعادل مقطع، مقاومت حدی مقطع مستطیلی تقویت شده FRP از رابطه ۲-۴-۴ به دست می‌آید.

$$M_r = \phi_s f_s A_s (d - \frac{a}{2}) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} (h - \frac{a}{2}) \qquad (۴-۴-۲)$$

که در آن:

ε_{frp} = کرنش مصالح FRP

ϕ_{frp} = ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

E_{frp} = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

A_{frp} = سطح مقطع مصالح FRP ، میلیمترمربع

ϕ_s = ضریب جزیی ایمنی فولاد

A_s = سطح مقطع آرماتور کششی، میلیمترمربع

f_s = تنش کششی در فولاد کششی، مگاپاسکال

h = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

a = ارتفاع بلوک فشاری بتن، میلیمتر

درصورت تسلیم فولاد کششی، در روابط فوق مقدار f_s با f_y جایگزین می‌شوند.

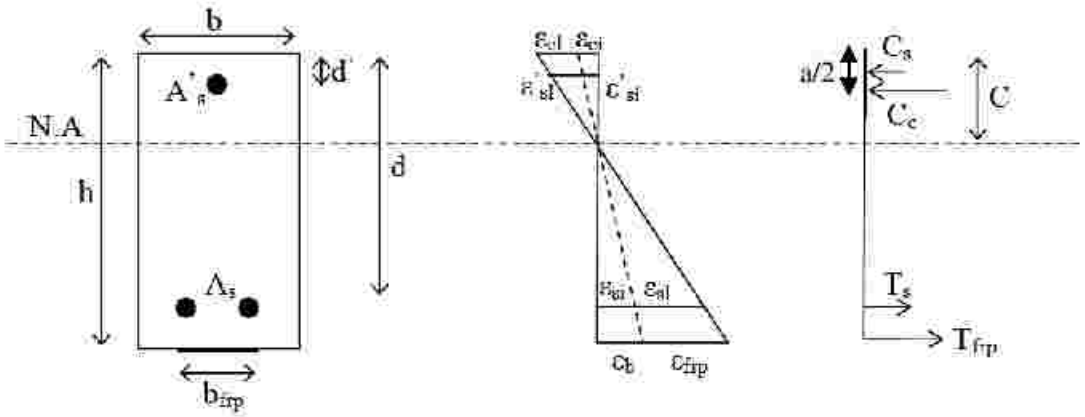
۲-۴-۱-۳-۱-۹- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی دارای فولاد فشاری

توزیع تنش و کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری در شکل ۲-۴-۱۱ آورده شده است.

در این حالت مقاومت حدی مقطع از رابطه ۲-۴-۵ بدست می‌آید.

$$M_r = \phi_s f_s A_s (d - \frac{a}{2}) - \phi_s f_s' A_s' (d' - \frac{a}{2}) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} (h - \frac{a}{2}) \qquad (۲-۴-۵)$$

در صورت تسلیم فولاد کششی به تنهایی، f_s با f_y و در صورت تسلیم همزمان فولادهای کششی و فشاری، f_s و f_s' با f_y جایگزین می‌شوند.



شکل ۲-۴-۱۱- نمودار تنش-کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری تحت خمش

۲-۴-۱-۳-۱-۱۰- مقاومت نهایی تیرهای T شکل

در این تیرها در صورتیکه طول بلوک فشاری، a، کوچکتر از h_f باشد، مقطع مستطیل شکل فرض می‌شود و طراحی بر اساس بند ۲-۴-۱-۳-۱-۸ انجام می‌گیرد. تیرهای T شکل که رفتار مستطیلی داشته باشند رابطه ۲-۴-۶ را باید ارضا کنند.

$$h_f \geq \frac{\phi_s f_y A_s + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp}}{0.85 \phi_c f_c \beta_1 b_e} \qquad (۲-۴-۶)$$

درصورتیکه a بزرگتر از h_f باشد ، مقطع به صورت T شکل فرض می‌شود. مقاومت نهایی مقطع از جمع مقاومت مقاطع مستطیل جان و دو گوشه بال حاصل می شود که در شکل ۲-۴-۱۲ آورده شده است.

بر این اساس مقاومت حدی مقطع از رابطه ۲-۴-۷ حاصل می‌شود.

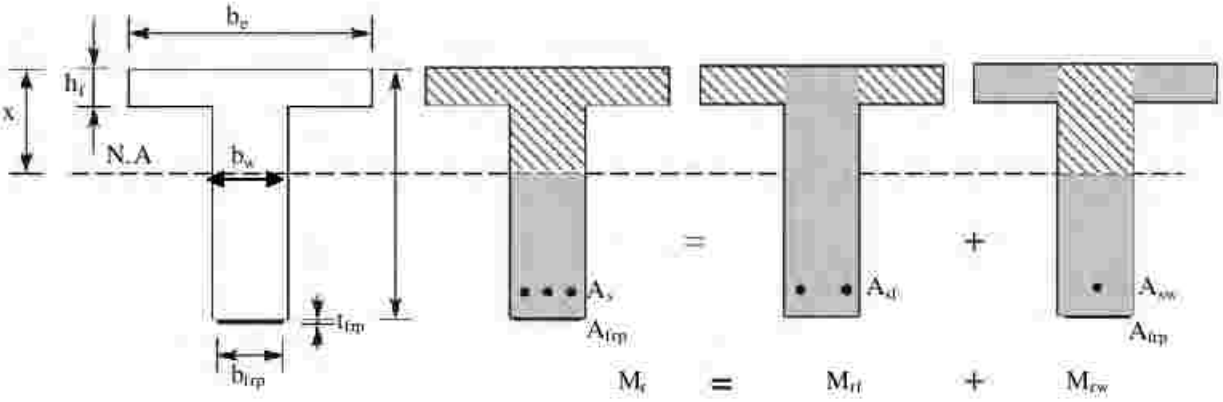
$$M_r = \phi_s f_y A_{sf}(d - \frac{h_f}{2}) + \phi_s f_y A_{sw}(d - \frac{a}{2}) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp}(h - \frac{a}{2}) \qquad (۲-۴-۷)$$

که در آن:

$$a = \frac{A_{sw}\phi_s f_y}{0.85\phi_c f'_c b_w}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85\phi_c f_c (b_e - b_w)h_f}{\phi_s f_y}, \qquad A_{sw} = A_s - A_{sf}$$

می‌باشد.



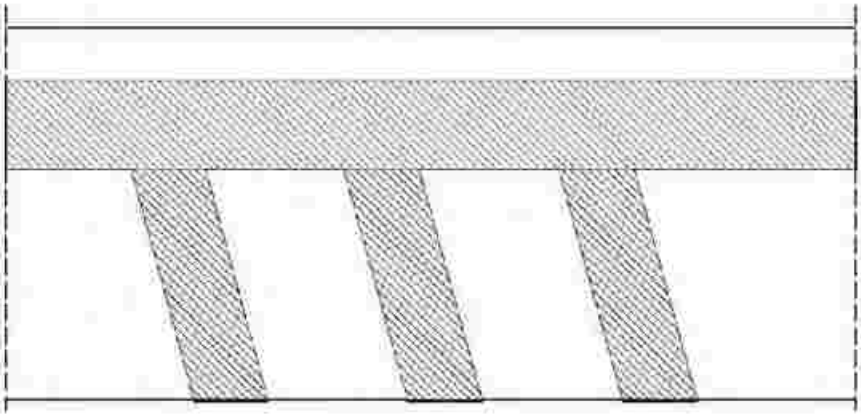
شکل ۲-۴-۱۲ نحوه تفکیک لنگر مقاوم تیر T شکل

۲-۴-۱-۳-۲- تقویت برشی

این بخش دربردارنده ضوابط کلی استفاده از مصالح FRP به عنوان رکابی‌های خارجی، به منظور افزایش مقاومت برشی مقاطع بتن‌آرمه می‌باشد. در این روش صفحات FRP به وجوه جانبی تیر چسبانده می‌شود بطوری که راستای الیاف عمود بر محور طولی تیر یا مایل باشد. برای داشتن رکابی خارجی U شکل، مصالح FRP بصورت ممتد روی دو وجه جانبی و زیر تیر نصب می‌شود که این امر سبب بهبود مهاری تقویت خمشی FRP نیز می‌گردد. برای افزایش کارآیی تقویت‌های برشی، تامین مهار انتهایی لازم است. به طور مثال در شکل ۲-۴-۱۲، در حالتی که طول مهاری محدود باشد، با تعبیه نوارهای طولی اضافی به انتهای رکابی‌های U شکل مهار انتهایی تامین شده است.

از آنجایی که طول موجود برای نصب رکابی‌های FRP به ارتفاع تیر محدود می‌شود، بتن موجود باید از کیفیت مناسبی برخوردار باشد. سطح بتن باید متناسب با نیازمندی‌های مصالح FRP مورد استفاده و در صورت لزوم ترمیم شود. به منظور پرهیز از گسیختگی رکابی‌های FRP در اثر تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع تیر، این گوشه‌ها باید به شعاع حداقل ۳۵ میلیمتر گرد شوند.

روش مطرح شده در این بند بر پایه آیین نامه بتن ایران می باشد و مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن ، V_c، و مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی، V_s، از آن آیین‌نامه بدست می‌آیند که مقاومت برشی تامین شده توسط مصالح FRP،



شکل ۲-۴-۱۳- نمایی از تقویت برشی

V_{frp}، برای لحاظ کردن سهم تقویت برشی FRP به آن اضافه شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع ، V_r، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \qquad (۸-۴-۲)$$

که در این رابطه V_c و V_s از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \qquad (۹-۴-۲)$$

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s} \qquad (۱۰-۴-۲)$$

سهم مصالح FRP از برش به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_{frp} = \frac{\phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} d_{frp} (\sin\beta + \cos\beta)}{s_{frp}} \qquad (۱۱-۴-۲)$$

که در رابطه بالا:

s_{frp} = فاصله مرکز تا مرکز رکابی های FRP، میلیمتر

β = زاویه نوار تقویتی برشی FRP با محور طولی عضو، درجه

ε_{frp} = کرنش مصالح FRP

E_{frp} = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

A_{frp} = سطح مقطع مصالح FRP که از رابطه ۲-۴-۱۲ بدست می‌آید، میلیمترمربع

ϕ_{frp} = ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

d_{frp} = عمق موثر رکابی‌های FRP، میلیمتر

V_{frp} = مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن

$$A_{frp} = 2t_{frp} w_{frp} \qquad (۱۲-۴-۲)$$

که در آن:

w_{frp} = عرض موثر نوار تقویتی برشی FRP (در راستای طولی تیر)، میلیمتر

t_{frp} = فاصله یک لایه تقویت کننده FRP، میلیمتر

عمق موثر رکابی‌های FRP، d_{frp}، فاصله انتهای آزاد زیر دال یا تیر تا زیر خاموت‌های فولادی در نظر گرفته می‌شود و در حالتی که مقطع بطور کامل دور پیچ شده باشد برابر h (ارتفاع تیر) فرض می‌شود (شکل ۲-۴-۱۴).

کرنش موثر مصالح FRP، ε_{frpe}، از طریق آزمایش و نیز بکار بستن روابط ۲-۴-۱۳ و ۲-۴-۱۶ بدست می‌آید و در هر صورت کمترین مقدار بدست آمده از دو روش فوق در نظر گرفته می‌شود. لیکن باید کرنش موثر ε_{frpe} به مقدار ۰/۰۰۴ محدود شود، زیرا در محدوده بالاتر کرنش، قفل و بست سنگدانه ای بتن بدلیل بازشدگی ترک ها از دست می‌رود.

$$\varepsilon_{frp} = R\varepsilon_{frpu} \qquad (۱۳-۴-۲)$$

مقدار R، نسبت کرنش موثر به کرنش نهایی در رکابی های FRP می‌باشد که به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$R = 0.8\lambda_1 \left[\frac{f_c'^{2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2} \qquad (۱۴-۴-۲)$$

و نسبت تقویت برشی FRP، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp} w_{frp}}{b_w s_{frp}} \qquad (۱۵-۴-۲)$$

در رابطه ۲-۴-۱۴ ضرایب و λ_1 ، λ_2 مطابق زیر می‌باشند:

- الیاف کربن

$$\lambda_1 = 1.35$$
$$\lambda_2 = 0.3$$

- الیاف آرامید و شیشه

$$\lambda_1 = 1.23$$
$$\lambda_2 = 0.47$$

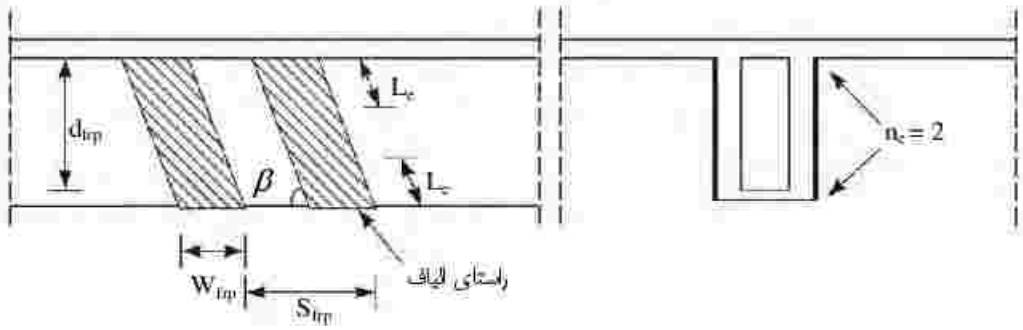
به منظور درنظر گرفتن امکان جدایش ورقه‌های FRP، کرنش موثر برابر کمترین سه مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود.

- حد کرنش موثر $\varepsilon_{frp} = 0.004$،

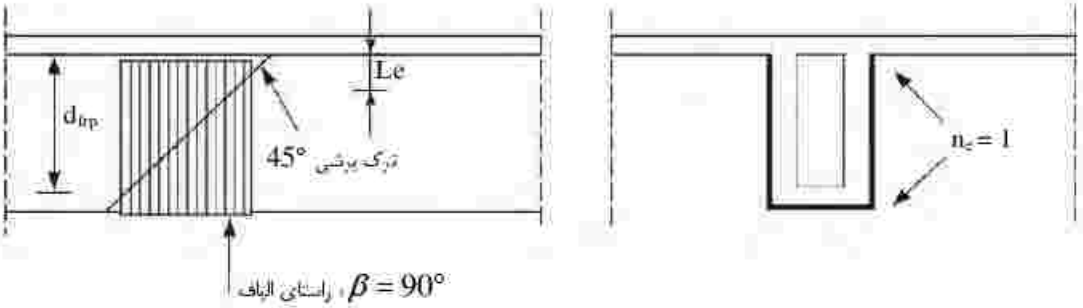
- مقدار بدست آمده از رابطه ۲-۴-۱۳،

- مقدار ارائه شده در رابطه ۲-۴-۱۶،

$$\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8\phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525} \qquad (۱۶-۴-۲)$$



الف- تقویتی‌های برشی FRP بر وجوه جانبی



ب- رکابی‌های U شکل FRP

شکل ۲-۴-۱۴- تقویت برشی تیر با رکابی‌های FRP

در روابط ۲-۴-۱۴ و ۲-۴-۱۶ ضریب کاهش کرنش موثر برابر ۰/۸ در نظر گرفته شده است. در رابطه ۲-۴-۱۶، k_1 شاخصی از مقاومت برشی بتن و k_2 شاخصی برای نحوه قرارگیری و آرایش مصالح FRP می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$k_1 = \left[\frac{f_c}{27.65}\right]^{2/3} \qquad (۲-۴-۱۷)$$

$$k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}} \qquad (۲-۴-۱۸)$$

در روابط فوق n_e تعداد انتهای آزاد رکابی‌های FRP در یک سمت تیر ، به صورت نشان داده شده در شکل ۲-۴-۱۴ می‌باشد (در صورتی که تنها در ۲ وجه جانبی تیر FRP داشته باشیم $n_e=2$ و اگر رکابی FRP به صورت U شکل باشد $n_e=1$). هرگاه $k_2 \le 0$ باشد، سیستم FRP در برش ناکارآمد است، مگر اینکه مهار FRP به روش مناسب تامین گردد.

طول مهارهای موثر ، L_e، با استفاده از رابطه زیر که براساس داده‌های تجربی پیشنهاد شده است، محاسبه می‌شود.

$$L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}} \qquad (۲-۴-۱۹)$$

در مواردی که تقویت برشی FRP به طور کامل تمام مقطع را دور پیچ کند ، نیازی به محاسبه مقادیر فوق نبوده و در این حالت ε_{frpe} برابر ۰/۰۰۴ در نظر گرفته می‌شود.

۲-۴-۱-۳-۲-۱- محدودیت‌های تقویت برشی

درصورت نیاز به تقویت برشی حداکثر فاصله تقویت ها به مقدار زیر محدود می‌شود.

$$s_{frp} \le w_{frp} + \frac{d}{4} \qquad (۲۰-۴-۲)$$

۲-۴-۱-۳-۲-۲- حداکثر تقویت برشی

مقاومت برشی نهایی مقطع به مقدار زیر محدود می‌شود.

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \qquad (۲۱-۴-۲)$$

۲-۴-۱-۳-۲-۳- حداقل تقویت برشی

در ساختمان‌های موجود که فاقد حداقل آرماتور برشی می‌باشند و در فرآیند مقاوم‌سازی یا بهسازی نیاز به صفحات FRP به صورت تقویت خمشی باشد، توصیه می‌شود در نقاط انقطاع تقویت طولی بیرونی FRP از حداقل تقویت عرضی، $A_{vfrp,\min}$، به صورت رکابی‌های U شکل استفاده گردد. در این حالت سطح مقطع رکابی‌های U شکل حداقل، $A_{vfrp,\min}$، برای تحمل یک بیستم نیروی کششی نهایی تقویت‌های طولی قطع شده FRP، مادامی که کرنشی معادل ۰/۰۰۴ را در نوارهای U شکل سبب شود، طراحی می‌گردد. حداقل تقویت عرضی از رابطه ۲-۴-۲۲ تعیین می‌گردد.

$$A_{vfrp,\min} = \frac{A_{frp,cut} f_{frpu}}{0.08 E_{frp}} \qquad (۲۲-۴-۲)$$

در این رابطه $A_{vfrp,\min}$، مساحت FRP در محل انقطاع تقویت بیرونی FRP می‌باشد.

۲-۴-۱-۳-۳- افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ

یکی دیگر از کاربردهای FRP افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ (معمولا تأسیساتی) می‌باشد. در این روش می‌توان اطراف سوراخ‌ها را بطور موضعی با FRP تقویت کرد.

۲-۴-۱-۳-۴- راهکارهای اجرایی برای رفع معایب FRP

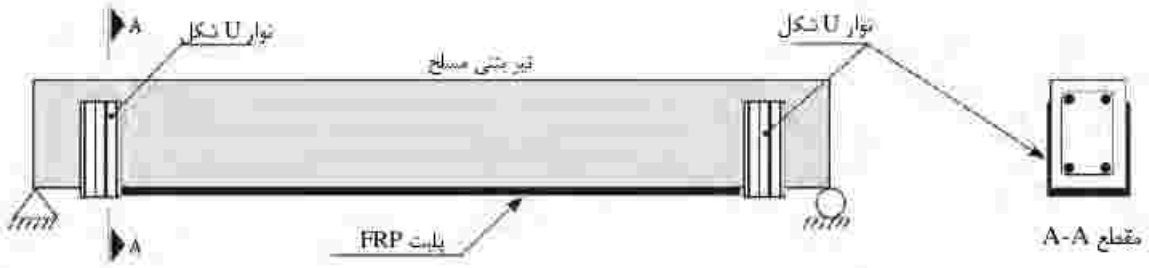
جهت رفع معایب اشاره شده در بخش ۲-۴-۱-۳-۱-۵ و سایر معایب FRP، راه حل‌های اجرائی پیشنهاد شده که بعضی از این نقایص را مرتفع می‌نماید از جمله راهکارهای معرفی شده، می‌توان استفاده از مهاربندی‌ها و اعمال پیش تنیدگی را نام برد.

شکل ۲- ۴-۱۵- تقویت موضعی سوراخ‌ها در تیر FRP

۲-۴-۱-۳-۱-۴ - اعمال سیستم مهاربندی در انتهای لایه FRP

سیستم مهاربندی اصولاً به این جهت مورد استفاده قرار می‌گیرد که بتوان از ظرفیت باربری سیستم FRP نهایت استفاده را برد. گسیختگی‌های ناشی از جدا شدگی لایه‌های FRP عموماً در اثر نبود چنین سیستمی می‌باشد. در این روش از دورپیچ کردن کامل انتهای FRP توسط نوارهایی از FRP استفاده می‌گردد.

با توجه به اینکه معمولاً، ناحیه فوقانی تیرهای موجود به دلیل وجود دال، قابل دستیابی نیستند، از نوارهایی که فقط سطوح پایینی و جانبی تیر را می‌پوشانند استفاده می‌گردد. از سایر روش‌ها نیز می‌توان به استفاده از پیچ‌های مخصوص در انتهای لایه FRP نام برد. این روش یکی از اولین روش‌ها بوده که جهت نصب و مهاربندی صفحات فولادی مورد استفاده قرار می‌گرفت. بر اساس مطالعات انجام شده، این روش بر روی لایه‌های کامپوزیتی نیز مناسب بوده و اثر مثبتی از خود نشان می‌دهد ولی مشکلی که ایجاد می‌کند سوراخ شدن لایه FRP بوده که اثر نامطلوبی بر عملکرد آن خواهد داشت و باعث ایجاد تمرکز تنش در FRP می‌گردد.



شکل ۲-۴-۱۶- تقویت خمشی تیر با اعمال مهاربندی

۲-۴-۱-۳-۴-۲- اعمال سیستم پیش تنیدگی در لایه FRP

این‌روش تقریباً مشابه روش مهاربندی در انتهای لایه FRP می‌باشد، زیرا در این روش برای ایجاد پیش‌تنیدگی تعبیه سیستم مهاری لازم است. تنها فرق این روش، اعمال نیروی پیش تنیدگی قبل از نصب کامل و عمل آوری لایه FRP می‌باشد.

می‌توان نوارها یا صفحات پیش‌تنیده FRP را قبل از چسباندن بر روی بتن، پیش‌تنیده کرد. مزیت اصلی این کار این است که چنین نوارهایی پس از چسبانده شدن بر روی المان در باربری المان سهیم می‌شوند و برای شرکت آنها در ظرفیت باربری المان دیگر نیازی به اضافه شدن بر مقدار بارهای وارده بر المان نمی‌باشد. همچنین پیش‌تنیدگی این نوارها باعث کاهش عرض ترک‌های موجود در طول المان می‌شود که این در برخی موارد موضوع بسیار حیاتی و مهمی می‌باشد. علاوه بر اینها بدلیل اینکه مصالح FRP مقاومت کششی بالایی دارند، پیش‌تنیده کردن آنها سبب استفاده بهتر و افزایش بهره‌وری از آنها می‌گردد. البته این روش نیازمند نیروی کار ماهرتر و دقت بیشتر در طراحی و اجرا می‌باشد.

پس از آماده‌سازی سطح بتن، نوار FRP تا سطح معینی تحت کشش قرار گرفته است. سپس هم بر روی سطح بتن و هم برروی سطح نوار چسب زده می‌شود. سپس مطابق شکل ۲-۴-۱۷ تیر بتنی بالا برده می‌شود تا به نوار تحت کشش FRP چسبانده شود. بعد از آن با اعمال فشار اندکی بر روی نوار FRP، عمل‌آوری چسب انجام می‌شود. پس از اتمام عمل‌آوری، گیره‌های فولادی در نزدیکی دو انتهای نوار FRP جهت مهاربندی کافی نصب می‌گردند. پس از این مراحل و اتمام عملیات مهاربندی، نوار FRP (خارج از محدوده مهاربندی شده) بریده می‌شود. سپس صفحات ضخیم FRP درست در مجاورت دو گیره فولادی، روی صفحه پیش‌تنیده قرار گرفته بر سطح بتن، چسبانده می‌شود. بعد از عمل‌آوری چسب، سوراخ‌هایی از میان ضخامت این صفحات ضخیم و نوار پیش‌تنیده به درون تیر بتنی ایجاد می‌گردد و سپس بولتها همراه با تزریق اپوکسی به داخل این سوراخها، فرو برده می‌شوند. پس از عمل‌آوری

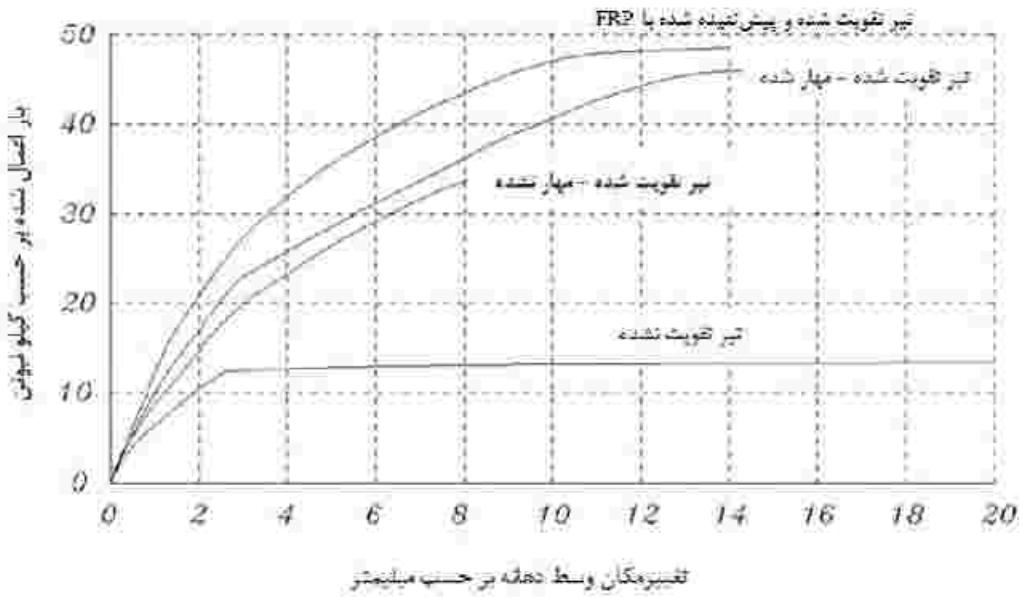
چسب اطراف این بولتها، گیره‌های فولادی دو انتهای نوار پیش‌تنیده برداشته می‌شود و طول اضافی این نوار (خارج از صفحات ضخیم انتهایی) بریده می‌شود. به این ترتیب عملیات به انجام می‌رسد.

شکل ۲-۴-۱۷- روش پیش‌تنیدگی در صفحه FRP

بطور کلی پیش تنیدگی در FRP دارای مزیت‌هایی از قبیل:

- افزایش سختی
- کاهش عرض و توزیع ترک
- بهبود خلمت‌پذیری و دوام
- بهبود مقاومت برشی و خمشی عضو (بدلیل ترک نخوردن مقطع)
- اجتناب از مودهای شکست ناشی از پوسته پوسته شدن در ناحیه ترک‌ها و انتهای لایه FRP
- افزایش ظرفیت مقطع (تار خنثی نسبت به حالت غیر پیش تنیده پایین‌تر قرار می‌گیرد)
- افزایش بار تسلیم مقطع می‌باشد.

بنابراین دو روش بیان شده به گونه‌ای عمل می‌کند که انتهای لایه FRP را محکم نگهداشته و بعد از ایجاد جدا شدگی، از لغزش و جدا شدگی کامل لایه FRP جلوگیری نماید.



شکل ۲-۴-۱۸- منحنی رفتار تیرهای تقویت شده و نشده تحت بارگذاری خمشی

در عمل، استفاده از مهاربندی مکانیکی انتهایی می‌بایست موقعی مدنظر قرار گیرد که کاربرد آن لازم باشد و همچنین تأثیر و سودمندی آن برای حفظ چسبندگی FRP و بتن به اثبات برسد. در بسیاری از موارد، مهاربندی با استفاده از نوارهای U شکل انتهایی، امکان پذیر و یا مؤثر نمی‌باشد همانند مقاوم‌سازی تیرهای با عرض زیاد یا دالها. در چنین مواردی لازم است راه‌های دیگری برای مهاربندی مکانیکی بررسی و ابداع گردد. یکی از این راه‌ها، استفاده از مهارهای الیافی می‌باشد.

مثال ۲-۴-۳

مطلوبست محاسبه ظرفیت خمشی تیر بتن‌آرمه با آرماتورهای کششی و پوشش FRP (فرض می‌شود کرنش اولیه در بتن و فولاد ناچیز است). از الیاف کربنی با چسباننده اپوکسی استفاده شده است. شرایط محیطی ملایم در نظر گرفته شده است.

ابعاد هندسی

$b = 400$ mm

$h = 600$ mm

فولاد :

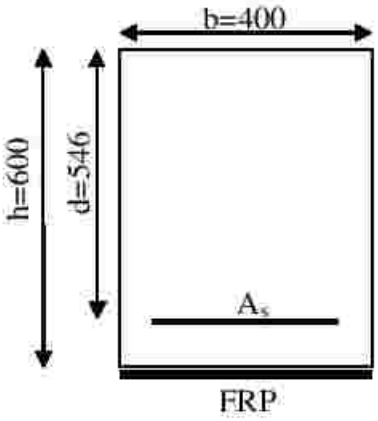
$A_S = 1200$ mm^2

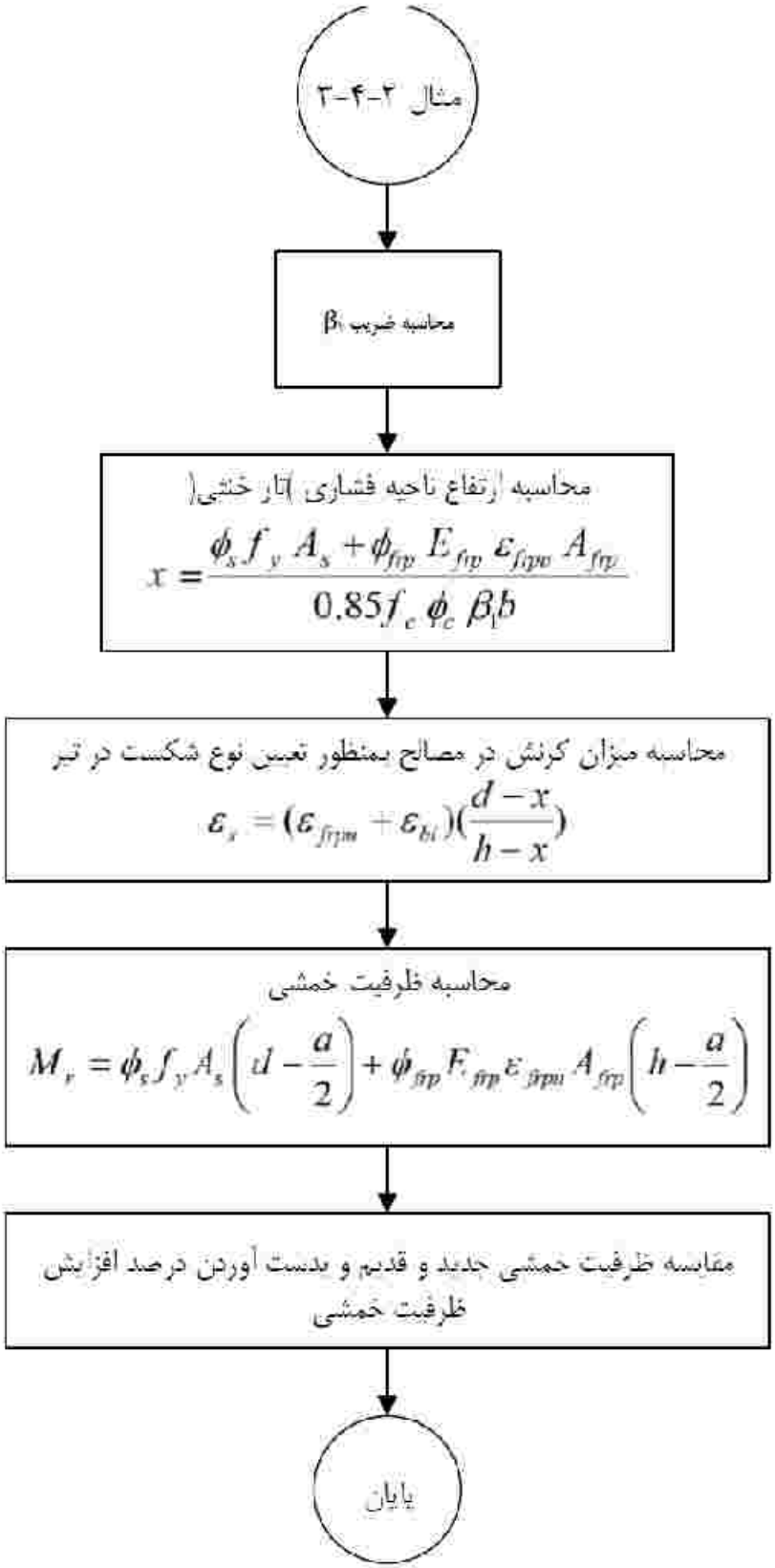
$f_y = 300$ MPa

$d = 546$ mm

بتن :

$f_c = 25$ MPa





اضافه شد

FRP :

$A_{frp} = 48\ mm^2$

$E_{frp} = 220\ GPa$

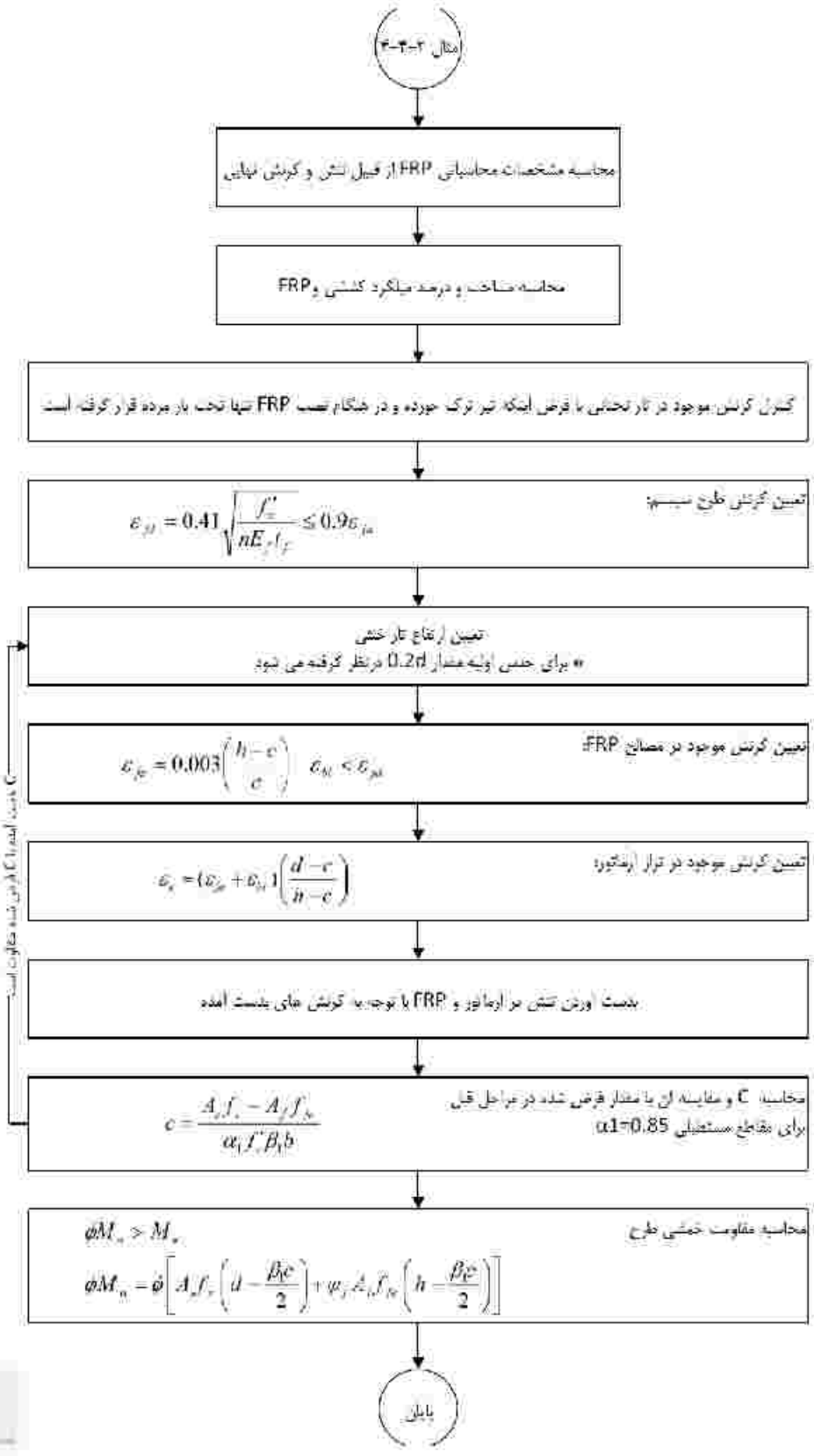
$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.95 = 0.807$ الیاف CFRP شرایط محیطی ملایم (کربن- اپوکسی)

$\varepsilon_{frpu} = 0.015$

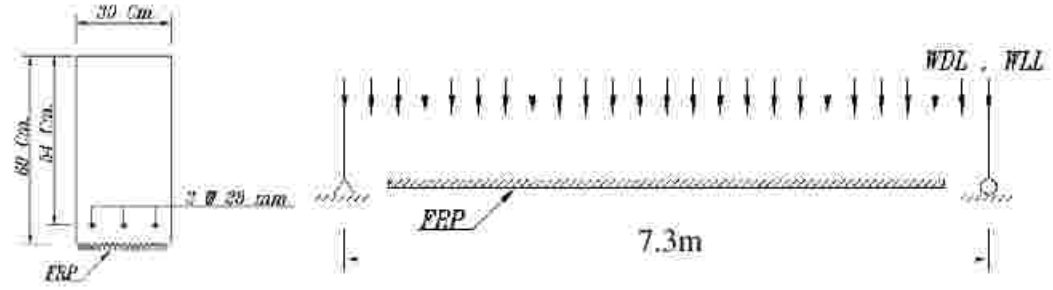
محاسبات	روش
محاسبه ضریب β_1	$f'_c = 25MPa < 30MPa \Rightarrow \beta_1 = 0.85$
محاسبه ارتفاع تاجه فشاری (تار خنثی)	$x = \dfrac{\phi_s f_y A_s + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp}}{0.85 f_c \phi_c \beta_1 b}$ $x = \dfrac{0.85\times300\times1200 + 0.807\times220000\times0.015\times48}{0.85\times0.6\times25\times0.85\times400}$ $x = 100\,mm$ $a = \beta_1 x = 0.85\times100 = 85\,mm$
محاسبه میزان کرنش در مصالح به منظور شکست حالت مورد نظر	$\varepsilon_s = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi})(\dfrac{d-x}{h-x}) = (0.015+0.0)(\dfrac{546-100}{600-100})$ $\varepsilon_s = 0.0134 > \varepsilon_y\ (= 0.0015)$ $\varepsilon_s = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi})(\dfrac{x}{h-x}) = (0.015+0.0)(\dfrac{100}{600-100})$ $\varepsilon_s = 0.003 < 0.0035$ $\varepsilon_s = 0.003 < \varepsilon_{cu}$ و $\varepsilon_s > \varepsilon_y\ (= 0.002)$ لذا حالت تسلیم کششی اتفاق می‌افتد و داریم
محاسبه ظرفیت خمشی	$M_r = \phi_s f_y A_s \left(d - \dfrac{a}{2}\right) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp} \left(h - \dfrac{a}{2}\right)$ $0.85\times300\times1200\left(546 - \dfrac{85}{2}\right) + (0.85\times0.95)\times220000\times0.015\times$ $48\left(600 - \dfrac{85}{2}\right)$ $M_r = 225.3\times10^6\ N\ mm = 225.3\ KN\ m$
مشاهده می شود ظرفیت خمشی تیر بدون FRP، 158 KN.m بوده و در حالت تقویت با FRP ظرفیت خمشی آن به 225.3 KN.m افزایش می یابد که 43% افزایش را نشان می‌دهد.	

مثال ۲-۴-۴

تیر ساده‌ای به دهانه ۷/۳ متر توسط سه آرماتور طولی $3\Phi 28$ مسلح شده است. بنا به دلایل بهره‌برداری، بار زنده تیر ۵۰ درصد افزایش یافته است. تحلیل تیر نشان می‌دهد که مقاومت برشی در حالت افزایش بار کفایت دارد ولیکن مقاومت خمشی برای حالت جدید کافی نیست. مطلوبست تقویت تیر به کمک FRP مشخصات طرح به شرح زیر است.



اضافه شد



شکل مثال ۲-۴-۴-الف

در این مثال به منظور آشنایی خواننده با آیین‌نامه ACI-2008 از روابط این آیین‌نامه استفاده شده است.

$f_c' = 35\,MPa$

$f_y = 420\,MPa$

$\phi M_n = 355\ KN.m$ (بدون FRP)

$W_D = 14.6\,KN/m$ (شامل وزن تیر)

$W_L = 17.5\,KN/m$

$q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2\times 14.6 + 1.6\times 17.5 = 45.5\,KN/m$

$M_u = 45.5\times 7.3^2/8 = 303\,KN.m$

افزایش بار زنده $= 8.75\,KN/m$

$\Delta q_u = 1.6\times 8.75 = 14\,KN/m$

$\Delta M_u = 14\times 7.3^2/8 = 93.3\,KN/m$

مشخصات FRP مصرفی به شرح زیر است:

عرض $= 300mm$

$t_f = 1mm$

$f_{fu}^* = 620\,MPa$

$\varepsilon_{fu}^* = 0.015\,mm/mm$

$E_f = 3.7\times 10^4\,MPa$

شرایط محیطی ملایم، کربن اپوکسی

C_E (ضریب کاهش شرایط محیطی) $= 0.95$

Ψ_f (ضریب کاهش مقاومت) $= 0.85$

گام ۱- مشخصات محاسباتی FRP

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^{*} = 0.95 \times 620 = 590\,MPa$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^{*} = 0.95 \times 0.015 = 0.014\,mm/mm$$

گام ۲- محاسبات اولیه:

مشخصات بتن:

$$\beta_1 = 1.05 - 0.05\frac{f_c'}{6.9} = 0.8$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 2.8 \times 10^4\,MPa$$

مشخصات آرماتور:

$$A_s = 3 \times \pi \times \frac{28^2}{4} = 1847\,mm^2$$

$$\rho_s = \frac{1847}{300 \times 540} \times 100 = 1.14\%$$

مشخصات FRP:

$$A_f = 2 \times 300 \times 1 = 600\,mm^2$$

$$\rho_f = \frac{600}{300 \times 540} \times 100 = 0.37\%$$

گام ۳- کنترل کرنش موجود در تار تحتانی:

کرنش اولیه با این فرض انجام می‌شود که تیر ترک خورده و در هنگام نصب FRP تنها تحت بار مرده قرار گرفته است.

$$\varepsilon_{bi} = 0.00061$$

گام ۴- تعیین کرنش طرح سیستم:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{f_c'}{nE_f t_f}} \le 0.9\varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{35}{2 \times 37000 \times 1}} = 0.009 < 0.9 \times 0.014 = 0.013$$

گام ۵- تعیین ارتفاع تار خنثی:

دراین مرحله ارتفاع تار خنثی مساوی 0.2d تخمین زده می‌شود:

$$c = 0.2 \times 540 = 108\,mm$$

گام ۶- تعیین کرنش موجود در مصالح FRP :

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{600-108}{108}\right) - 0.00061 = 0.0131 > 0.009 \rightarrow \varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = 0.009$$

گام ۷- کرنش موجود در تراز آرماتور :

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{d-c}{h-c}\right)$$

$$= (0.009 + 0.00061)\left(\frac{540-108}{600-108}\right) = 0.0084$$

گام ۸- تنش در آرماتور و FRP :

$$f_s = E_s \varepsilon_s < f_y$$

$$f_s = 2\times10^5 \times 0.0084 = 1680 > f_y \Rightarrow f_s = f_y = 420MPa$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 3.7\times10^4 \times 0.009 = 333MPa$$

گام ۹- کنترل روابط تعادل:

ضریب α_1 مربوط به توزیع غیرخطی تنش در بلوک فشاری بتن می‌باشد که طبق ACI-2008 در مقاطع مستطیلی این ضریب، 0.85 در نظر گرفته می‌شود.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{1847\times420 + 600\times333}{0.85\times35\times0.8\times300} = 137mm$$

$$c = 137mm \neq 108mm$$

باید مقدار c اصلاح شده و مراحل ۶ تا ۹ تا زمانی که رابطه تعادل برقرار گردد، تکرار شود.

گام ۱۰- اصلاح مقدار c :

بعد از چند آزمون و خطا داریم.

$$c = 138mm$$

تکرار گام ۶- تعیین کرنش موجود در مصالح FRP :

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{600-138}{138}\right) - 0.00061 = 0.0094 > 0.009 \rightarrow \varepsilon_{fe} = 0.009$$

تکرار گام ۷- کرنش موجود در تراز آرماتور :

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{d-c}{h-c}\right)$$

$$= (0.009 + 0.00061)\left(\frac{540-138}{600-138}\right) = 0.0084$$

تکرار گام ۸- تنش در آرماتور و FRP

$$f_s = E_s\varepsilon_s < f_y$$

$$f_s = 2\times10^5 \times 0.0084 = 1680 > f_y \Rightarrow f_s = f_y = 420MPa$$

$$f_{fe} = E_f\varepsilon_{fe} = 3.7\times10^4 \times 0.009 = 333MPa$$

تکرار گام ۹- کنترل روابط تعادل :

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f_c' \beta_1 b}$$

$$c = \frac{1847\times420 + 600\times333}{0.85\times35\times0.8\times300} = 137mm$$

$$c = 137mm \approx 138mm$$

گام ۱۱- محاسبه مقاومت خمشی طراحی :

$$\phi M_n > M_u$$

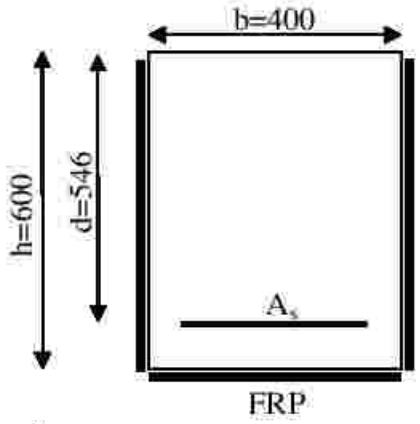
$$\phi M_n = \phi\left[A_s f_s\left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe}\left(h - \frac{\beta_1 c}{2}\right)\right]$$

$$\phi M_n = 0.90\left[(1847)(420)\left(540 - \frac{0.8\times138}{2}\right) + 0.85\times600\times333\left(600 - \frac{0.8\times138}{2}\right)\right]\times10^{-6}$$

$$\phi M_n = 0.9[376 + 92.5] = 421.7 > 396.3\,KN.m$$

مثال ۲-۴-۵

مطلوبست محاسبه ظرفیت برشی تیر بتن مسلح با پوشش الیاف FRP مطابق مشخصات داده شده.



ابعاد هندسی

$b = 400\ mm$

$h = 600\ mm$

$d = 546\ mm = d_{frp}$

فولاد

$A_{sc} = 300\ mm^2$

$A_v = 157\ mm^2$

$S = 150\ mm$

$f_y = 400\ MPa$

بتن

$f_c = 20\ MPa$

CFRP

$t_{frp} = 0.12\ mm$

$w_{frp} = 500\ mm$

مثال ۲-۴-۵

محاسبه سهم بتن و فولاد از مقاومت برشی

$$V_C = 0.2\varphi_C\sqrt{f_c}\,b_w d \qquad V_S = \phi_S A_v f_y \frac{d}{S}$$

محاسبه حد کرنش موثر FRP

کرنش موثر برابر کمترین سه مقدار زیر است

حد کرنش موثر $\varepsilon_{fe} = 0.004$

محاسبه کرنش موثر FRP از رابطه ۲-۴-۱۶ شریه ۵۲۴

$$\varepsilon_{fe} = \frac{0.8\times\phi_{frp}k_1k_2L_e}{9525}$$

$$L_e = \frac{25350}{(n_{frp}E_{frp})^{0.58}}$$

$$k_1 = \left[\frac{f_c}{27.65}\right]^{2/3}$$

$$k_2 = \frac{d_{frp} - n_c L_e}{d_{frp}}$$

محاسبه کرنش موثر FRP از رابطه ۲-۴-۱۳ شریه ۵۲۴

$$\varepsilon_{frp} = R\varepsilon_{frpu}$$

$$R = 0.8\lambda_b\left[\frac{f_c'^{2/3}}{\rho_{frp}E_{frp}}\right]^{\lambda_b}$$

$$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp}w_{frp}}{b_w s_{frp}}$$

محاسبه سهم مصالح FRP از مقاومت برشی

$$V_{frp} = \frac{\phi_{frp}E_{frp}\varepsilon_{frp}A_{frp}d_{frp}(\sin\beta+\cos\beta)}{s_{frp}}$$

محاسبه مقاومت برشی کل و کنترل آن

$$V_n = V_C + V_S + V_{frp}$$

$$V_r \le V_C + 0.8\phi_C\sqrt{f_c}\,b_w d$$

پایان

اضافه شد

$s_{frp} = 500\ mm$
$E_{frp} = 220\ GPa$
$\varepsilon_{frpu} = 0.015$
$n_e = 1$

محاسبات	روش
سهم بتن و فولاد از مقاومت برشی	$V_C = 0.2\varphi_C \sqrt{f_c} b_w d$ $V_C = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{20} \times 400 \times 546 = 117.2kN$ $V_S = \phi_S A_v f_y \frac{d}{S}$ $V_S = 0.85 \times 157 \times 400 \times \frac{546}{150} \times 10^{-3} = 194.3kN$ $V_C + V_S = 311.5KN$
سهم مصالح FRP از مقاومت برشی	$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp} w_{frp}}{b_w s_{frp}}$ $\rho_{frp} = \frac{2 \times 0.12 \times 500}{400 \times 500} = 0.0006$ $A_{frp} = 2w_{frp} \times t_{frp}$ $A_{frp} = 2 \times 500 \times 0.12 = 120mm^2$ $L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}}$ $L_e = \frac{25350}{(0.12 \times 220000)^{0.58}} = 69.1mm$ $k_1 = \left[\frac{f_c}{27.65}\right]^{2/3}$ $k_1 = \left[\frac{20}{27.65}\right]^{2/3} = 0.806$ $k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}}$ $k_2 = \frac{546 - 1 \times 69.1}{546} = 0.87 \geq 0 \quad O.K$ $\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8 \times \phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525}$ $\varphi_{frp} = 0.85 \times 0.95 = 0.807$ الیاف CFRP ، شرایط محیطی ملایم (کربن - اپوکسی)

$$\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8 \times 0.807 \times 0.806 \times 0.87 \times 69.1}{9525} = 0.0033$$

$$R = a\lambda_1 \left[\frac{f_c'^{2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2}$$

$$R = 0.8 \times 1.35 \times \left[\frac{20^{2/3}}{0.0006 \times 220000} \right]^{0.3} = 0.454$$

$$\varepsilon_{frpe} = R\varepsilon_{frpu}$$

$$\varepsilon_{frpe} = 0.454 \times 0.015 = 0.0068$$

$$\varepsilon_{frpe} = \min[0.004, 0.0033, 0.0068] = 0.0033$$

$$\beta = 90$$

$$V_{frp} = \frac{\phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} d_{frp} (\sin\beta + \cos\beta)}{s_{frp}}$$

$$V_{frp} = \frac{0.807 \times 220000 \times 0.0033 \times 120 \times 546(1+0)}{500}$$

$$V_{frp} = 76.8 \times 10^3 N = 76.8KN$$

$$V_r = V_C + V_S + V_{frp}$$

$$V_r = (117.2 + 194.3 + 76.8) \times 10^3 = 388.3KN$$

$$V_r \le V_C + 0.8\phi_C \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$388.3 \le 586$$

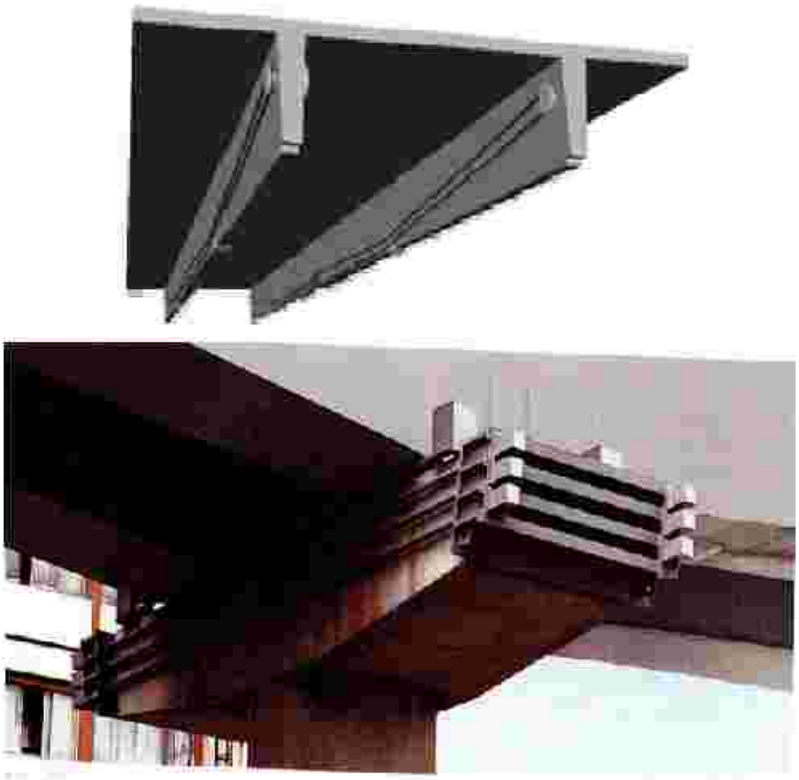
همان گونه که ملاحظه می‌شود مقاومت برشی تیر ۲۵٪ افزایش می‌یابد.

۲-۴-۱-۴- استفاده از پیش تنیدگی خارجی در تیر بتنی

پیش‌تنیدگی خارجی جز روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل‌ها و مفتولهای متداول در کارهای پیش‌تنیدگی هستند.

مقاوم‌سازی بدین روش می‌تواند موضعی و یا کلی باشد. در حالت کلی نیروهای پیش‌تنیدگی که به سازه مقاوم شده القا می‌گردند، منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنش‌ها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها می‌شوند. با این حال ممکن است در برخی دیگر از اعضای سازه، پیش‌تنیدگی موجب افزایش تنش گردد. به همین دلیل در استفاده از پیش تنیدگی خارجی باید آنالیز تنش در سازه مقاوم‌سازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی یک سری المانهای اضافی که اکثرا شامل انواع مختلفی از سخت کننده‌هاست، مورد نیاز است. این امر به ویژه در پیش‌تنیدگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می‌آورد، از این رو اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند.

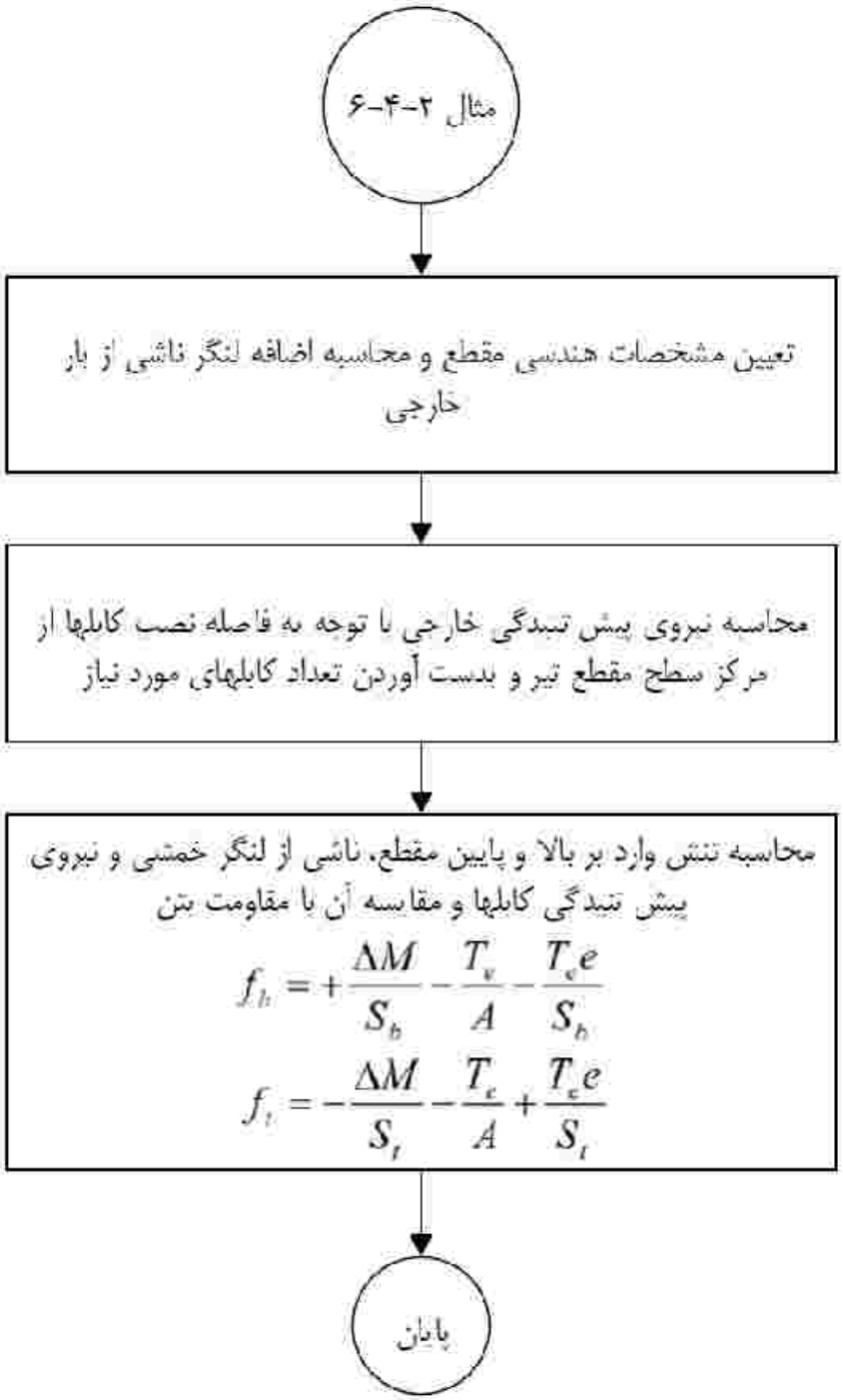


شکل ۲-۴-۱۹- روش استفاده از پیش‌تنیدگی کلی در مقاوم‌سازی تیرها

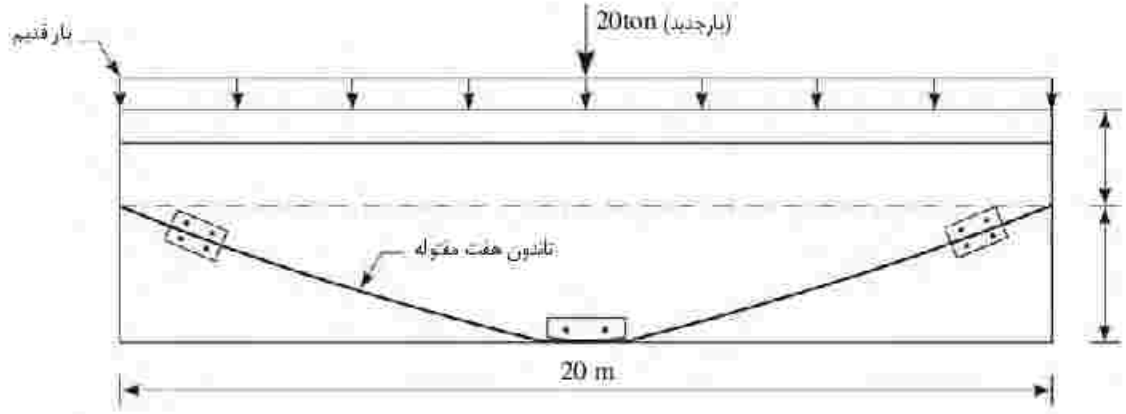
شکل ۲-۴-۲۰- روش استفاده از پیش‌تنیدگی موضعی در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی

مثال ۲-۴-۶

تیر بتن مسلح مطابق شکل برای بارگذاری مفروضی طراحی شده است. اکنون قرار است نیروی متمرکز ۲۰ تن در وسط آن اضافه شود. مطلوبست تقویت تیر با استفاده از سیستم پیش‌تنیدگی خارجی:

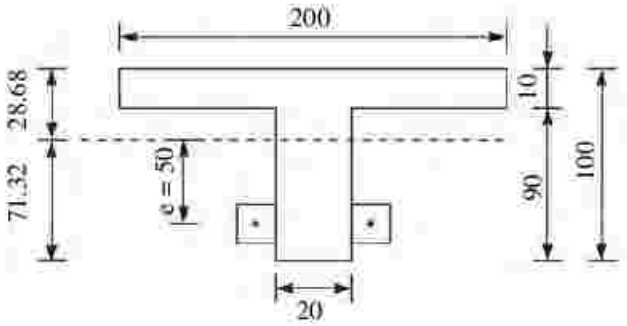


اضافه شد



$f'_c = 250 kg/cm^2$

$f_y = 4000 kg/cm^2$



حل:

فرض می‌نماییم تیر برای بارهای قبلی بطور کامل طراحی شده است.

تعیین مشخصات هندسی مقطع:

قطعه	A	y	Ay	Ay^2	$Bh^3/12$
20×90	1800	45	81000	3645000	1215000
200×10	2000	95	190000	18050000	16670
Σ	3800		271000	22926670	

$y_b = 271000/3800 = 71.32cm$

$I = 22926670 - \frac{271000^2}{3800} = 3600000 cm^4$

$S_b = 50476 cm^3$

$S_t = 125523 cm^3$

ناشی از بار خارجی $\Delta M = \frac{PL}{4} = \frac{20 \times 20}{4} = 100 ton.m$

$e = 50cm$

$T_p = \frac{100}{0.50} = 200ton$

T_u = نیروی نهایی کابل ۰/۶ اینچ $= 24.8ton$

T_e = نیروی موثر پیش‌تنیدگی $= 0.55 \times 24.8 = 13.64ton$

تعداد کابل $= 200/13.64 = 14.66$

از دو تاندون ۷ کابل در طرفین استفاده می‌شود:

$T_e = 2 \times 7 \times 13.64 = 191ton$

$$f_b = +\frac{\Delta M}{S_b} - \frac{T_e}{A} - \frac{T_e e}{S_b}$$

$$= \frac{100 \times 10^5}{50476} - \frac{191 \times 10^3}{3800} - \frac{191 \times 0.50 \times 10^5}{50476}$$

$$= 198.11 - 50.26 - 189.2 = -41.35 kg/cm^2$$

$$f_t = -\frac{\Delta M}{S_t} - \frac{T_e}{A} + \frac{T_e e}{S_t}$$

$$= -\frac{100 \times 10^5}{125523} - \frac{191 \times 10^3}{3800} + \frac{191 \times 0.50 \times 10^5}{125523}$$

$$= -79.67 - 50.26 + 76.08 = -53.85 kg/cm^2$$

بتن قادر به تحمل تنش‌های فوق می‌باشد.

۲-۴-۲- تیرهای فولادی

عمده خرابی موجود در تیرهای فلزی شامل کمانش کلی و موضعی بال و جان و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد. از آنجایی که قسمتی از مقطع تحت فشار است، خطر کمانش در این ناحیه وجود دارد. این کمانش به دو صورت ممکن است رخ دهد:

۱- کمانش موضعی: بدین ترتیب که بال و یا جان نیمرخ به طور موضعی در مقابل تنش‌های فشاری کمانش کند.

۲- کمانش کلی: بدین ترتیب که ناحیه فشاری مقطع، همانند ستون تحت فشار به صورت کلی دچار کمانش شود.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم تیر،

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز،

۳- عدم فشردگی مقطع،

۴- ضعف درجوش‌ها،

۵- زنگ زدگی و خوردگی تیر،

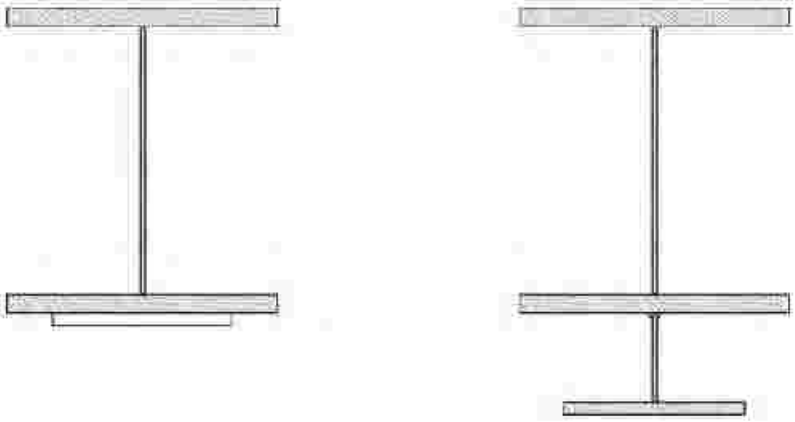
۶- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد،

۷- خستگی.

در ادامه به راهکارهای متداول برای بهسازی تیرهای فلزی اشاره شده است.

۲-۴-۲-۱- تقویت با روکش فولادی

از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری تیرهای فولادی، تقویت با روکش فولادی می‌باشد. این روش در شکل ۲-۴-۲۱ نشان داده شده است. با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال تیر نیز جلوگیری شده است.



۲-۴-۲۱- تقویت با روکش فولادی

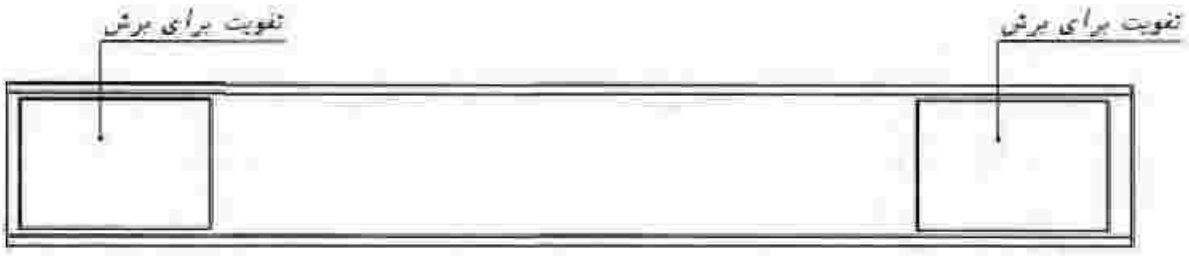
برای تقویت برشی جان تیر می‌توان از دو روش استفاده نمود:

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۲- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

۲-۴-۲-۲- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر که منجر به افزایش مقاومت برشی می‌شود. این روش در شکل ۲-۴-۲۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴-۲۲- اضافه نمودن ورق به صورت موازی با جان تیر

۲-۴-۲-۳- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

۲- استفاده از ورق‌های سخت‌کننده جان که این روش در شکل ۲-۴-۲۳ نشان داده شده است.

استفاده از سخت‌کننده‌های جان یکی از مؤثرین روش‌های افزایش مقاومت برشی تیر می‌باشد. سخت‌کننده‌های عرضی ورق‌هایی هستند که به صورت تیغه‌های قائم و در فواصل معینی از یکدیگر قرار داده می‌شوند و به جان و بال فشاری جوش می‌شوند.

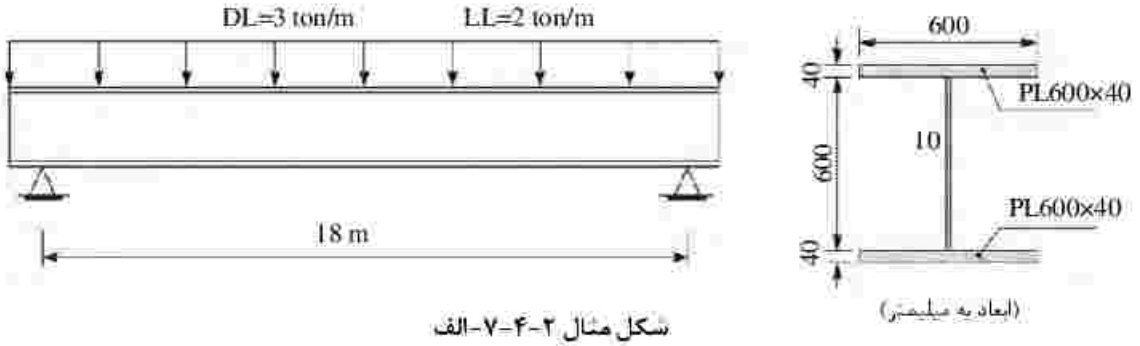
شکل ۲-۴-۲۳- اضافه نمودن ورق‌های سخت کننده عرضی

مثال ۲-۴-۷

تیر فلزی نشان داده شده در شکل را برای بار مرده ۳ تن برمتر و بار زنده ۲ تن بر متر کنترل نمایید و سپس آنرا برای افزایش بار زنده به مقدار ۱ تن بر متر کنترل و تقویت نمایید. طبق محدودیت‌های معماری، حداکثر ارتفاع جان ۶۰ سانتیمتر می‌باشد. تیر در تمام طول خود دارای مهار بال فشاری می‌باشد.

تیر فلزی نشان داده شده در شکل را برای بار مرده 3 ton/m و بار زنده 2 ton/m کنترل نمایید و سپس آن را برای افزایش بار زنده 10 ton/m و بار زنده متمرکز به مقدار 10 ton در وسط تیر کنترل و تقویت نمایید. طبق محدودیت های معماری حداکثر ارتفاع تیر 60 cm می باشد.

تیر در تمام طول خود مهار بال فشاری دارد.



شکل مثال ۲-۴-۷-الف

اضافه شد

مثال ۲-۴-۷

بررسی کفایت تیر:

۱- محاسبه ماکزیمم لنگر خمشی تیر تحت ترکیب بار نهایی بار مرده و زنده ($q_u=1.2q_D+1.6q_L$)
و مقایسه با مقاومت خمشی طراحی $M_R=0.9M_p=0.9Z.F_y$

۲- محاسبه خیز تیر تحت بارهای بهره برداری و مقایسه با مقادیر مجاز $\Delta_T=\frac{5}{384}\times\frac{qL^4}{EI}$

بدست آوردن مرکز سطح و محاسبه اساس مقطع خمیری برای دو حالت مقطع قبل و بعد از تقویت

۱- محاسبه تنش خمشی حاصل از تقسیم ماکزیمم لنگر خمشی تیر تحت بار مرده ضریبدار بر اساس مقطع خمیری تیر قبل از تقویت

۲- محاسبه تنش خمشی حاصل از تقسیم ماکزیمم لنگر خمشی تیر تحت بار زنده جدید ضریبدار بر اساس مقطع خمیری تیر بعد از تقویت

۳- مقایسه حاصل جمع ردیفهای ۱و۲ با حداکثر تنش طراحی برابر با $0.9F_y$

محاسبه خیز تیر و مقایسه با مقادیر مجاز

* خیز تیر ناشی از بار مرده بدون ضریب بوسیله ممان اینرسی تیر قبل از تقویت و خیز تیر ناشی از مجموع بار زنده و اضافه بار زنده بدون ضریب بوسیله ممان اینرسی تیر بعد از تقویت محاسبه شده و با یکدیگر جمع می شوند

محاسبه تنش خمشی حاصل از تقسیم ماکزیمم لنگر خمشی تیر تحت ترکیب بار نهایی
(مرده+زنده+اضافه بار زنده) بر اساس مقطع خمیری تیر بعد از تقویت و مقایسه با حداکثر تنش طراحی برابر با $0.9F_y$

محاسبه خیز تیر در اثر اعمال مجموع بارهای مرده و زنده و اضافه بار (بدون ضریب) و مقایسه با مقادیر مجاز

پایان

اضافه شد

ترکیب بارگذاری ثقلی $1.2D + 1.6LL$

$$q_u = 1.2 \times 1.6 \times 2 = 6.8 \frac{ton}{m}$$

$$V_u = \frac{6.8 \times 18}{2} = 61.2\ ton$$

$$M_{u_{max}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{6.8 \times 18^2}{8} = 275.4\ ton.m$$

$\bar{y} - 34cm$

$I_x - \frac{1\times60^3}{12} + \left(\frac{60\times4^3}{12} + 60 \times 4 \times 32^2\right) \times 2 - 510160\ cm^4$

$Z - (60 \times 4 \times 32 + 30 \times 1 \times 15) \times 2 - 16260\ cm^3$

$M_u \le \phi M_n \quad \rightarrow \quad 275.4 \times 10^5 \le 0.9 \times 16260 \times 2400 = 351.2 \times 10^5 \quad OK$

کنترل خیز:

تذکر ۱: برای کنترل خیز و فرکانس از بارهای بدون ضریب استفاده می شود.

تذکر ۲: برای کنترل خیز، یک بار خیز تحت بار مرده + زنده و یکبار تحت بار زنده کنترل می گردد.

بار مرده + بار زنده $\Delta_T = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI}$

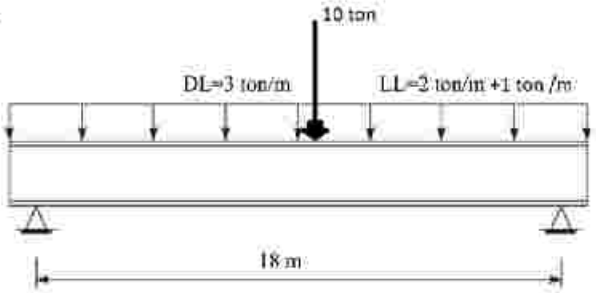
$$\rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{50 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 6.4\ cm$$

$$\frac{\Delta_T}{L} - \frac{6.4}{1800} - 3.55 \times 10^{-3} < \frac{1}{240} - 4.1 \times 10^{-3} \quad OK$$

بار زنده $\Delta_L - \frac{5}{384} \times \frac{20\times1800^4}{2.1\times10^6\times510160} - 2.55\ cm$

$$\frac{\Delta_L}{L} - \frac{2.55}{1800} - 1.41 \times 10^{-3} < \frac{1}{360} - 2.78 \times 10^{-3} \quad OK$$

اضافه شدن بار متمرکز 10 ton در مرکز تیر و بار زنده 1 ton/m:



$$q_u = 1.2 \times 3 + 1.6 \times 3 = 8.4 \frac{ton}{m}$$

$$p_u = 1.6 \times 10 = 16\ ton$$

$$M_u - \frac{8.4 \times 18^2}{8} + \frac{16 \times 18}{4} - 412.2\ ton.m$$

$$M_u \le \phi M_n \quad \rightarrow \quad 412.2 \times 10^5 \le 0.9 \times 16260 \times 2400 = 351.2 \times 10^5 \quad not\ OK$$

تیر باید تقویت گردد:

تقویت شده $I = 857373\ cm^4$

$$q = 3 + 2 = 5 ton/m$$

$$V = ql/2 = 5 \times 18/2 = 45 ton$$

$$M_{max} = ql^2/8 = 5 \times 18^2/8 = 202.5 ton.m$$

$$C_t = C_b = 34cm$$

$$A = 540cm^2$$

$$I = 510160cm^4$$

$$r = 30.74cm$$

$$S_t = S_b = 15004cm^3$$

$$f_b = f_t = \frac{M}{S} = 1349.6 kg/cm^2 < F_b = 0.6F_y = 1440 kg/cm^2$$

$$\Delta_T = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{50 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 6.4cm$$

$$\frac{\Delta_T}{L} = \frac{6.4}{1800} = \frac{1}{281} < \frac{1}{240} \quad O.K$$

$$\Delta_L = \frac{20}{50} \times \frac{1}{281} = \frac{1}{700} < \frac{1}{360} \quad O.K$$

$$q = 6t/m$$

$$f_b = f_t = \frac{6}{5} \times 1349.6 = 1620 kg/cm^2 > F_b = 0.6F_y = 1440 kg/cm^2$$

$$\Delta_T = \frac{6}{5} \times 6.4 = 7.68cm$$

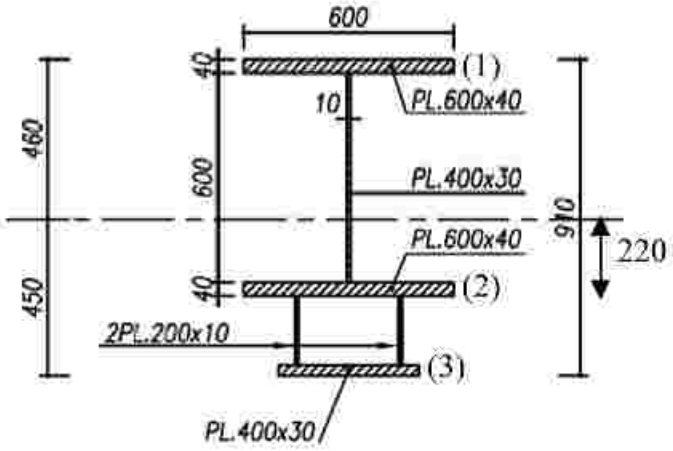
$$\frac{\Delta_T}{L} = \frac{7.68}{1800} = \frac{1}{234} < \frac{1}{240} \quad OK$$

اضافه شد

بنابراین تیر باید تقویت شود به نحوی که تنش در محدوده مجاز قرار گیرد.

تقویت با ورق:

برای تقویت با ورق سعی می کنیم ارتفاع تیر را به $\frac{1}{20}$ دهانه برسانیم تا کنترل ارتعاش تیر نیز انجام شود.



$A = 700cm^2$

$I = 857373cm^4$

$C_b = 44.97cm \rightarrow S_3 = 19066cm^3$

$C_t = 46.03cm \rightarrow S_1 = 18627cm^3$

$$\rightarrow S_2 = \frac{857373}{21.97} = 39025cm^3$$

بار مرده را به مقطع قبلی و بار زنده را به مقطع کل می دهیم.

$W_d = 3ton/m \rightarrow M = 3\times18^2/8 = 121.5ton.m$

$W_L = \Delta W = 2+1 = 3ton/m \rightarrow M = 3\times18^2/8 = 121.5ton.m$

بار مرده:

$f_1' = f_2' = 121.5\times10^5/15004 = 810\,kg/cm^2$

بار زنده + بار جدید:

$f_1'' = 121.5\times10^5/18627 = 652\,kg/cm^2$

$f_2'' = 121.5\times10^5/39025 = 311\,kg/cm^2$

$f_3'' = 121.5\times10^5/19066 = 637\,kg/cm^2$

تنش کل:

$f_1 = 810+652 = 1462$ قدری زیاد است

محل تار خنثی پلاستیک از بالا $X = 64.833\,cm$

$$\begin{aligned} Z &= 60\times4\times62.833 + 60\times1\times30.833 \\ &\quad + 0.833\times60\times0.4165 \\ &\quad + (4-0.833)\times60\times\frac{4-0.833}{2} \\ &\quad + \left[20\times1\times\left(10+(4-0.833)\right)\right]\times2 \\ &\quad + 10\times3\times(1.5+10+(4-0.833)) \\ &= 19538.33\,cm^3 \end{aligned}$$

تقویت مقطع بدون جک زدن :

بار مرده را به مقطع تقویت نشده و بار زنده (بار زنده قبلی + بار زنده جدید) به مقطع کل وارد می شود.

بارمرده : $3\frac{ton}{m} \rightarrow \quad q_u = 1.2\times3 = 3.6\frac{ton}{m}$

$$\rightarrow M_u = \frac{3.6\times18^2}{8} = 145.8\,ton.m$$

$M_u \le \phi M_n$ (قبل از تقویت)

$$\rightarrow \frac{145.8\times10^5}{0.9\times16260} = 996.3\,\frac{kg}{cm^2}$$

بار زنده : بار زنده جدید - بار زنده قبلی

$q_u = (2+1)\times1.6 = 4.8\frac{ton}{m}$

$p_u = 10\times1.6 = 16\,ton$

$$M_u = \frac{4.8\times18^2}{8} + \frac{16\times18}{4} = 266.4\,ton.m$$

$M_u \le \phi M_n$ (بعد از تقویت)

$$\rightarrow \frac{266.4\times10^5}{0.9\times19538.33} = 1514.97\frac{kg}{cm^2}$$

تنش کل : $996.3 + 1514.97 = 2511\ \frac{kg}{cm^2}$

$\not\le 2400\ \frac{kg}{cm^2}$ $\quad not\ ok \rightarrow$ تنش در مقطع پاسخگو نیست

کنترل خیز : $\Delta_T = \Delta_d + \Delta_L + \Delta$ (اضافه بار)

$$\Delta_d = \frac{5}{384}\times\frac{30\times1800^4}{2.1\times10^6\times510160} = 3.84\,cm$$ (قبل از تقویت)

بار گسترده $\Delta_L = \frac{5}{384}\times\frac{30\times1800^4}{2.1\times10^6\times857373} = 2.28\,cm$ (بعد از تقویت)

بار متمرکز $\Delta_L = \frac{1}{48}\times\frac{PL^3}{EI} = \frac{1}{48}\times\frac{10\times10^3\times1800^3}{2.1\times10^6\times857373} =$ (بعد از تقویت)

$0.67\,cm$

$\Delta_T = 3.84 + 2.28 + 2.67 = 6.79\,cm$

$$\frac{\Delta_T}{L} = \frac{6.79}{1800} = 3.77\times10^{-3} \le \frac{1}{240} = 4.17\times10^{-3} \quad OK$$

اضافه شد

با جک زدن : بار مرده و بار زنده (قبلی + جدید) به مقطع کل وارد می شود.

$$M_u = 145.8 + 266.4 = 412.2\ ton.m$$

$$M_u \le \phi M_n \left(\text{بعد از تقویت}\right) \rightarrow \frac{412.2\times10^5}{0.9\times19538.33} = 2342.97\frac{kg}{cm^2} \le F_y = 2400 \quad OK$$

کنترل خیز :

$$\Delta_d = \frac{5}{384}\times\frac{30\times1800^4}{2.1\times10^6\times857373\left(\text{بعد از تقویت}\right)} = 2.27cm$$

$\Delta_L = 2.28\ cm$, بار متمرکز $\Delta_L = 0.67\ cm$ بار گسترده

$$\Delta_T = 2.27 + 2.28 + 0.67 = 5.22\ cm$$

$$\frac{\Delta_T}{L} = \frac{5.22}{1800} = 2.9\times10^{-3} \le \frac{1}{240} = 4.17\times10^{-3} \quad OK$$

نتیجه : ملاحظه می گردد که بدون جک زدن تنش در مقطع پاسخگو نیست اما خیز در محدوده مجاز می باشد اما با جک زدن تنش در مقطع کاهش می یابد و مقطع پاسخگو خواهد بود و خیز مقطع نیز کمتر گردیده است

$$f_2 = 810+311 = 1121 \qquad O.K.$$

$$f_3 = 637 \qquad O.K.$$

$$\Delta_T = \Delta_d + \Delta_L + \Delta \quad \text{اضافه بار}$$

$$\Delta_d = \frac{3}{5}\times6.4 = 3.84cm$$

$$\Delta_L + \Delta \text{ اضافه بار} = \frac{5}{384}\times\frac{30\times1800^4}{2.1\times10^6\times857373} = 2.28cm$$

$$\Delta_T = 3.84+2.28 = 6.12cm$$

$$\frac{6.12}{1800} = \frac{1}{294} \approx \frac{1}{240} \quad \text{خوبست}$$

اگر بتوانیم با جک زدن تمام بار را برداریم، از مقطع کل می توانیم برای محاسبه تنش و تغییرشکل بارهای مرده+ زنده استفاده کنیم.

۲-۴-۲-۴- استفاده از روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

با محصور نمودن تیر فلزی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی و خمشی می‌گردد. در صورتی که تیر فلزی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی مؤثر توصیه می‌گردد. تیرهای فلزی پس از مقاوم‌سازی با روکش بتنی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی دارند.

درحالت حدی نهایی مقاومت خمشی اسمی تیرهای فلزی تقویت شده محاط دربتن برمبنای یکی ازحالات حدی زیرتعیین می‌شود.

۱. بر اساس رویهم گذاری توزیع تنش خطی با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت و حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی با لنگر تسلیم M_y $(\phi_b = ۰/۹)$

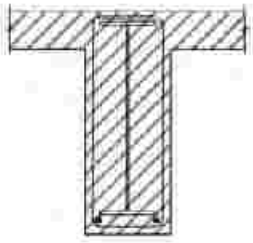
۲. بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع فولادی تنها $(\phi_b = ۰/۹)$

۳. چنانچه در این نوع اعضا برشگیرهای لازم تعبیه شده باشد، مقاومت اسمی آنهامی تواند بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود و یا می توان از روش سازگای کرنش‌ها برای محاسبه M_n استفاده نمود. $(\phi_b = ۰/۸۵)$

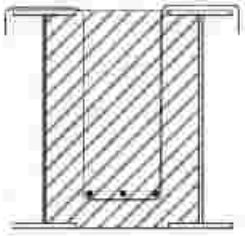
۲-۴-۲-۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

پیش‌تنیدگی خارجی جزء روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل‌ها و مفتولهای متداول در کارهای پیش‌تنیدگی هستند.

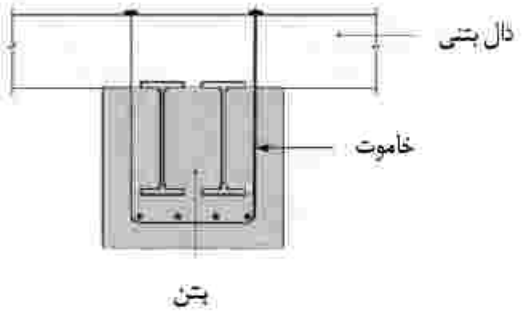
اضافه شد

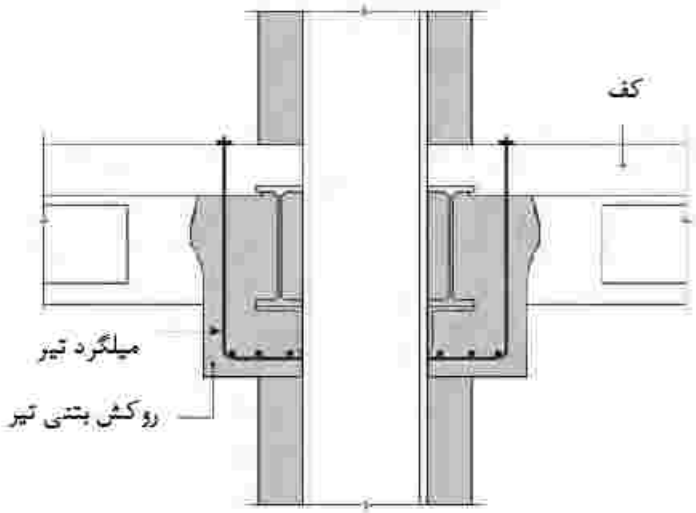


مقطع کامپوزیت با محیط کردن بتن



مقطع کامپوزیت با پر کردن بین دو تیر



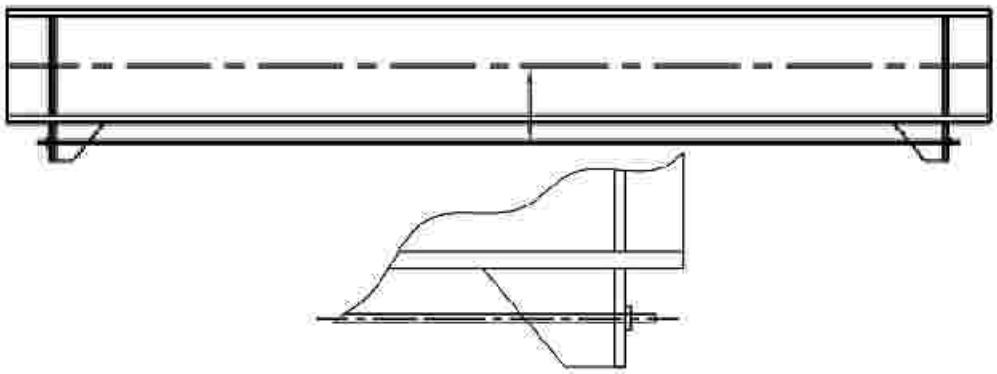


شکل ۲-۴-۲۴- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

مقاوم‌سازی بدین روش می‌تواند موضعی و یا کلی باشد. در حالت کلی نیروهای پیش‌تنیدگی که به سازه مقاوم شده القا می‌گردند، منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنش‌ها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها می‌شوند. با این حال ممکن است در برخی دیگر از اعضای سازه، پیش‌تنیدگی موجب افزایش تنش گردد. به همین دلیل در استفاده از پیش تنیدگی خارجی باید آنالیز تنش در سازه مقاوم‌سازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی یک سری المانهای اضافی که اکثرا شامل انواع مختلفی از سخت کننده‌هاست، مورد نیاز است. این امر بویژه در پیش‌تنیدگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی

شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می‌آورد، بنابراین اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند. نمونه‌ای از روش‌های مقاوم‌سازی تیر فولادی در شکل ۲-۴-۲۵ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴-۲۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

مثال ۲-۴-۸

تیر فلزی نشان داده شده در شکل تحت بار مرده گسترده $3\ ton/m$ و بار زنده $2\ ton/m$ می باشد. اگر یک بار متمرکز به مقدار $10\ ton$ در وسط تیر اعمال گردد، مطلوبست طرح تقویت تیر با استفاده از پیش تنیدگی خارجی.

تیر در تمام طول خود مهار بال فشاری دارد.

$$q_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 3 + 1.6 \times 2 = 6.8\ \frac{ton}{m}$$

$$p_u = 1.6 \times 10 = 16\ ton$$

$$M_{u_{max}} = \frac{6.8 \times 18^2}{8} + \frac{16 \times 18}{4} = 347.4\ t.m$$

$$I = 510160\ cm^2$$

$$\Delta_{ML} = \frac{16 \times 18}{4}\ ton.m$$

$$S_b = \frac{I}{C_b} = 15004\ cm^3$$

مطلوب است تقویت تیر مثال ۷ ۴ ۲ به روش تقویت با پیش تنیدگی خارجی!

حل: با پیش تنیدگی خارجی می توان تنش ها را به مقدار مجاز کاهش داد و تغییرشکل را بهبود بخشید:

M موجود $= 202.5 ton.m$

$\Delta M_L = 1 \times 18^2 / 8 = 40.5\ ton.m$

$e = 30 + 4 + 29 = 63 cm$

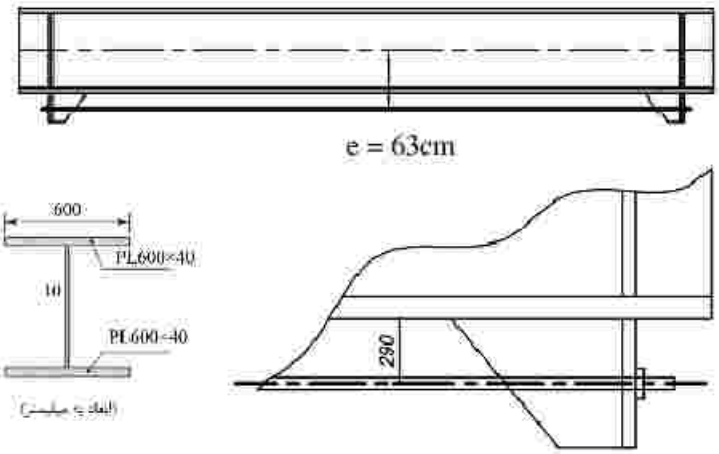
نیروی نهایی تک کابل 0.6 اینچ دیویداگ $= 24.8 ton$

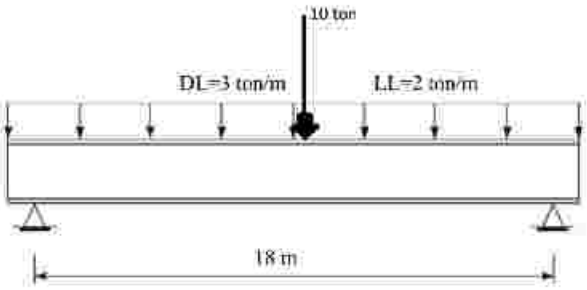
نیروی کابل پس از اتلاف $= 0.6P_u = 0.6 \times 24.8 = 14.88 ton$

اضافه شد

مثال ۲-۴-۸
محاسبه لنگر خمشی نهایی تیر تحت بارهای ضریبدار موجود و لنگر خمشی نهایی تیر تحت بارهای ضریبدار اضافه شده
محاسبه مقدار خروج از مرکزیت محل نصب کابلها
نیروی نهایی تک کابل با توجه به مشخصات شرکت سازنده و اعمال ضریب به آن برای محاسبه نیروی کابل پس از اتلاف
نیروی کابل پس از اتلاف = $0.6P_u$
محاسبه حداقل نیروی لازم از تقسیم لنگر خمشی نهایی تیر تحت بارهای اضافه شده بر خروج از محوریت کابلها
بدست آوردن تعداد کابلهای مورد نیاز و نیروی پیش تنیدگی و لنگر خمشی مقاوم ایجاد شده ناشی از استفاده از آن تعداد کابل
بدست آوردن تنش ایجاد شده در تیر در اثر تقویت تیر با کابلهای پیش تنیده و کنترل مقادیر تنشها
محاسبه تغییرشکل ایجاد شده در تیر و مقایسه با مقادیر مجاز
$\Delta = \Delta_T - \Delta$ پیش‌تنیدگی
$\Delta = \frac{L^2}{8EI}(M_1)\uparrow$ پیش‌تنیدگی
پایان

اضافه شد





شکل مثال ۲-۴-۸-الف

M_{ta} موجود $= \frac{6.8\times10^5}{0} = 275.4\ ton.m$

$$S_t = \frac{I}{C_t} = 15004\ cm^3$$

$$e = 30 + 1 + 29 = 63\ cm$$

$$Z = 1626\ cm^3$$

نیروی نهایی تک کابل 0.6 پنج دیویداگ = 24.8 ton

نیروی کابل پس از $= 0.6\,pu = 0.6 \times 24.8 = 14..88\ ton$
افلاف

$$p \times 0.63 = 72\ ton.m$$

لازم $p = \frac{72}{0.63} = 114.3\ ton$

$$p_p = 8 \times 14.88 = 119\ ton\ > 114.3\ ton$$

$$M_p = 119 \times 0.63 = 75\ ton.m$$

$$f_{bot} = \frac{347.4\times10^5}{16260} - \frac{119\times10^3}{540} - \frac{75\times10^5}{1620}$$

$$= 1450\frac{kg}{cm^2} < 0.9Fy = 2160\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{top} = -\frac{347.4\times10^5}{16260} - \frac{119\times10^3}{540} + \frac{75\times10^5}{1620}$$

$$-1895\frac{kg}{cm^2} < 0.9Fy - 2160\frac{kg}{cm^2}$$

کنترل خیز

پیش تنیدگی $\Delta = \Delta_T - \Delta$

پیش تنیدگی $\Delta = \frac{L^2}{8EI}(M_1)\uparrow$

پیش تنیدگی $\Delta = \frac{1800^2}{8\times2.1\times10^6\times510160}\times75\times10^5 = 2.83\ cm\ \uparrow$

بار گسترده $\Delta_T = \frac{5}{384}\times\frac{50\times1800^4}{2.1\times10^6\times510160} = 6.4\ cm\ \downarrow$

بار متمرکز $\Delta_T = \frac{1}{48}\times\frac{PL^3}{EI} = \frac{1}{48}\times\frac{10^3\times1.0\times1800^3}{2.1\times10^6\times510160} = 1.13\ cm\ \downarrow$

کل $\Delta = (6.4 + 1.13) - 2.83 = 4.7\ cm\ \downarrow$

$$\frac{\Delta_{(\text{زمان بهره‌برداری})}}{L} = \frac{4.7}{1800} = 2.6\times10^{-3} < \frac{1}{240}$$

لازم $P = 40.5/0.63 = 64.29 ton$

$$P_p = 5\times14.88 = 74.4 ton > 64.29 ton$$

پیش‌تنیدگی $M_p = 74.4\times0.63 = 46.87\ ton.m$

$$f_{bot} = \frac{(202.5+40.5)\times10^5}{15004} - \frac{74.4\times10^3}{540} - \frac{64.87\times10^5}{15004}$$

$$= 1620 - 138 - 312 = 1170\ kg/cm^2$$

$$f_{top} = -1620 - 138 + 312 = -1446\ kg/cm^2$$

قابل قبول است

کنترل تغییرشکل

پیش‌تنیدگی $\Delta = \Delta_T - \Delta$

پیش‌تنیدگی $\Delta = \frac{L^2}{8EI}(M_1)\uparrow$

پیش‌تنیدگی $\Delta = \frac{1800^2}{8\times2.1\times10^6\times510160}\times46.87\times10^5 = 1.77cm\uparrow$

$$\Delta_T = \frac{5}{384}\times\frac{60\times1800^4}{2.1\times10^6\times510160} = 7.66cm\downarrow$$

$$\Delta = 7.66 - 1.77 = 5.90cm$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5.9}{1800} = \frac{1}{305}$$

هر چند که بار افزایش داده شده است و تغییرشکل از مقدار اولیه کمتر است، ولی هنوز به مقدار مجاز نرسیده است.

اضافه شد

۲-۵- راهکارهای بهسازی ستون

ستون‌ها اعضایی هستند که تحت نیروی محوری با و یا بدون نیروی برشی و لنگر خمشی قرار دارند.

در قاب خمشی، ستون‌ها علاوه بر انتقال بارهای ثقلی به فونداسیون، باید تلاشهای ناشی از بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند. رعایت اصل ستون قوی- تیر ضعیف از اصول طراحی است و در طراحی همواره سعی بر آن است که تشکیل مفصل خمیری به تیرها و یا بابندها منتقل گردد تا فلسفه ستون قوی، تیر ضعیف رعایت گردد.

معایب ستون‌ها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای، ستونها در رده اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو قرار می‌گیرند و در اکثر حالات باید برای زلزله تشدید یافته کنترل گردند.

بر اساس نوع ستون (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی ستون‌ها وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

۲-۵-۱- بهسازی ستون‌های بتن مسلح

ستون‌های بتنی مطابق آیین‌نامه‌های طراحی باید از حداقل بعد عرضی کافی برخوردار باشند. زمانی که ستون‌های بتنی دارای نسبت طول به عرض زیاد می‌باشند تحت خمش‌های دو محوره دچار خرابی می‌گردند.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی به منظور افزایش مقاومت محوری، خمشی و برشی و همچنین برای افزایش ظرفیت شکل‌پذیری ستون در نزدیکی محل اتصال به تیر و مقاوم نمودن محل وصله‌های ضعیف نیز صورت می‌پذیرد.

در ستون‌های بتن مسلح خرابی‌های ناشی از زلزله مربوط به شکستهای ناشی از طول وصلهٔ ناکافی، شکستهای ناشی از برش، خمش و اندرکنش برش و خمش، شکست ستون کوتاه و گسیختگی‌های ناشی از کمانش میلگردهای طولی می‌باشد.

شکل ۲-۵-۱- نمونه‌ای از شکست برشی ستون

شکست تُرد و برشی ستون‌های بتنی به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست می‌باشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضوی ضعیف در قاب سازه‌ای عمل نماید. در شکل ۲-۵-۱ نمونه‌ای از شکست برشی ستون دیده می‌شود.

در شکل ۲-۵-۲ مکانیسم خرابی ستون‌ها به علت عملکرد نامناسب تیر قوی- ستون ضعیف دیده می‌شود.

شکل ۲-۵-۲- مکانیسم خرابی در عملکرد تیر قوی – ستون ضعیف و ستون کوتاه

از دیگر خرابی‌های ستون می‌توان به کمانش آرماتورهای طولی، عدم دورگیری مناسب و طول ناکافی وصله‌ها اشاره نمود که در اشکال ۲-۵-۳-الف، ب و پ به ترتیب نشان داده شده‌اند.

خاموت‌هایی که دارای اعوجاج بوده و یا تحت زاویه ۱۳۵ درجه و یا طول مناسب خم نمی‌گردند، نمی‌توانند از کمانش میلگردهای طولی جلوگیری کرده و یا دورگیری مناسبی برای بتن ایجاد نمایند. این امر منجر به شکست ستون قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌گردد.

در ستون‌های بتنی به علت لغزش آرماتورهای طولی در محل وصله‌ها، مفصل پلاستیک در این نواحی ایجاد می‌گردد و طی چند سیکل ابتدایی خمش غیر الاستیک، ظرفیت باربری ستون به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.

۲-۵-۱-۱- روش‌های بهسازی ستون‌های مسلح

در سال‌های اخیر روش‌های مختلفی برای بهبود ظرفیت خمشی، برشی و شکل‌پذیری ستون‌ها توسط افزایش دورگیری جانبی ناحیه مفصل پلاستیک ارائه شده است که عملکرد مناسبی طی زلزله‌های مختلف داشته‌اند. این روش‌ها عبارتند از:

- روکش بتنی
- روکش فولادی
- روکش FRP

(ب) (الف)

(ب)

شکل ۲-۵-۳- کمانش آرماتورهای طولی به علت عدم دورگیری مناسب آنها

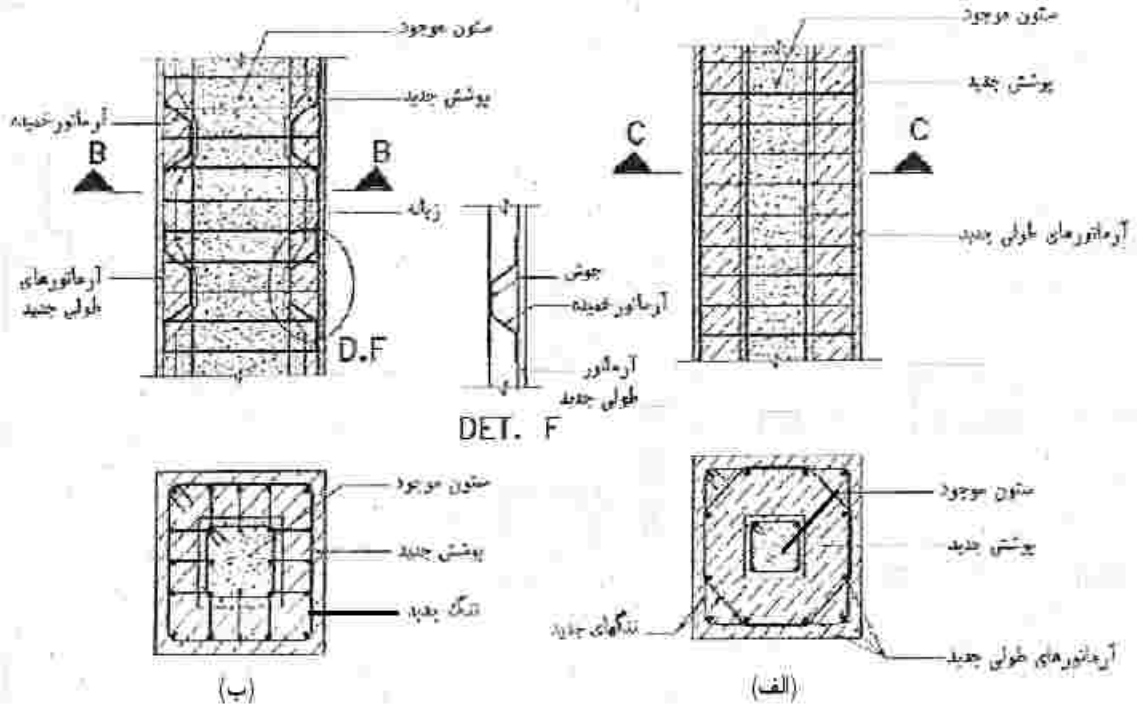
۲-۵-۱-۱-۱- استفاده از روکش بتنی

روکش بتنی شامل لایه‌ای از بتن، میلگردهای طولی و خاموت‌های بسته می‌باشد. روکش بتنی مقاومت خمشی و برشی ستون را افزایش می‌دهد و افزایش شکل‌پذیری ستون در این حالت کاملاً مشهود است.

روکش بتن‌آرمه در مواردی که میزان شدت آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد، بکار گرفته می‌شود. روکش بتنی بسته به شرایط می تواند دور تا دور ستون و یا در یک وجه آن اجرا شود.

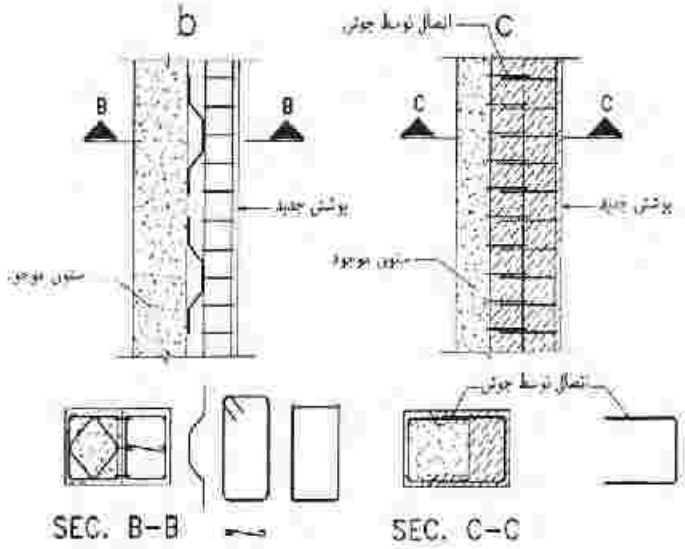
مناسب بودن طرح روکش بتنی به پیوستگی آن با عضو بستگی دارد. اگر ضخامت روکش بتنی کم باشد، افزایش سختی در ستون مقاومسازی شده محسوس نمی‌باشد. روکش بتنی باعث افزایش ابعاد ستون می‌گردد که علاوه بر مسائل معماری، وزن ساختمان را نیز افزایش می‌دهد.

گاهی عملکرد مرکب بتن قدیم و روکش صرفاً از طریق چسبندگی بین آنها (با توجه به زبر بودن سطح بتن قدیمی) تأمین می‌گرددکه می‌توان برای ایجاد اتصال قویتر بین قفس‌قدیم وجدید ازآرماتور Ω که به میلگردهای قدیمی وجدیدجوش شده‌اند، استفاده نمود. البته درشرایطی که ابعادستون مقاومسازی شده بزرگ باشد و دورگیری تمام میلگردهای جدید به صورت حداقل یک در میان امکان‌پذیر نباشد، استفاده ازتنگهای متصل‌کننده بمنظور جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی، ضروری خواهد بود. (شکل ۲-۵-۴).



شکل ۲-۵-۴- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم

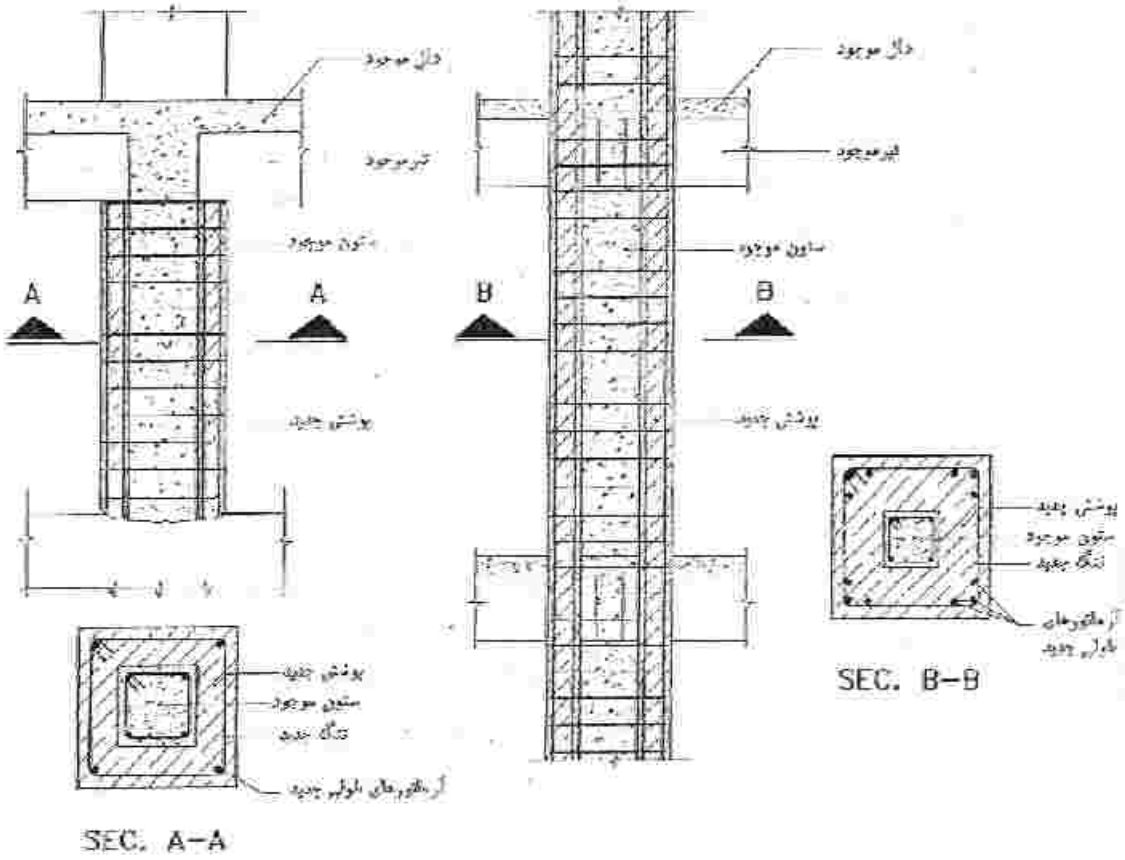
الف) بدون استفاده از تنگ‌های متصل کننده و ب) با استفاده از تنگ‌های متصل کننده



شکل ۲-۵-۵- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم از یک وجه ستون

درصورتی که روکش بتنی تنها در قسمتی از ستون اجرا گردد، باید خاموتهای قدیم نمایان شده و خاموتهای جدید به آنها جوش شوند (شکل ۲-۵-۵).

اگر بنا به دلایلی افزایش ظرفیت برشی بدون افزایش ظرفیت خمشی مد نظر باشد، پوشش بکار گرفته شده می‌تواند به سقف و تیرها متصل نباشد و اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون نیز مد نظر است پوشش بکار گرفته شده باید از سقف عبور نماید (شکل ۲-۵-۶).



(ب) (الف)

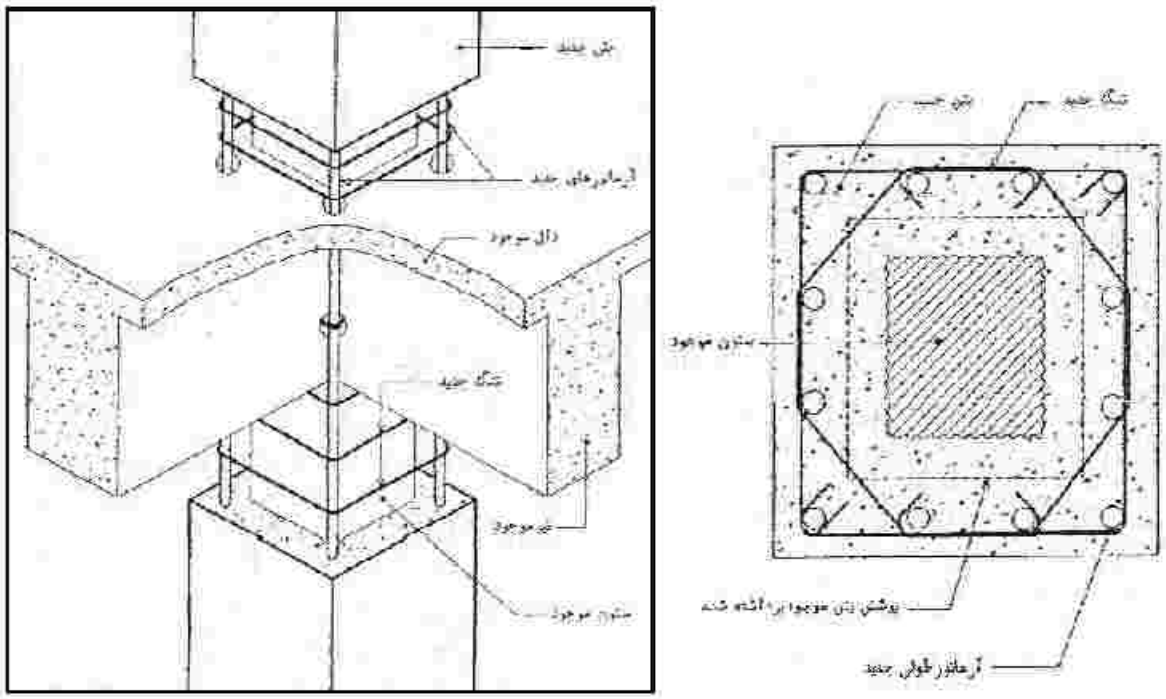
شکل ۲-۵-۶- استفاده از روکش بتنی

الف- بهسازی مقاومت خمشی ستون

ب-بهسازی مقاومت برشی ستون

به هنگام استفاده از راهکار بهسازی ستون با روکش بتنی، اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون مد نظر باشد، آرماتورهای اضافه شده طولی باید در فونداسیون مهار شده و به صورت پیوسته از داخل سقف ها نیز عبور نمایند. نمونه‌ای از این امر در شکل ۲-۵-۷ نشان داده شده است. میلگردهای طولی اضافی معمولاً در چهار گوشه ستون قرار می‌گیرند و به هنگام عبور از سقف نباید با تیرها برخورد نمایند. افزایش خاموت‌ها در روکش بتنی منجر به افزایش مقاومت برشی ستون می‌شود.

خاموت‌ها را به علت وجود ستون نمی‌توان با یک میلگرد منفرد اجرا نمود و برای اجرای آنها استفاده از حداقل دو میلگرد که به آرماتورهای طولی متصل شده باشند، ضروری است. خم خاموت‌ها باید دارای طول کافی بوده و حداقل زاویه آنها ۱۳۵ درجه باشد.



شکل ۲-۵-۷- جزئیات بهسازی ستون‌ها بوسیله روکش بتنی به هنگام عبور از سقف

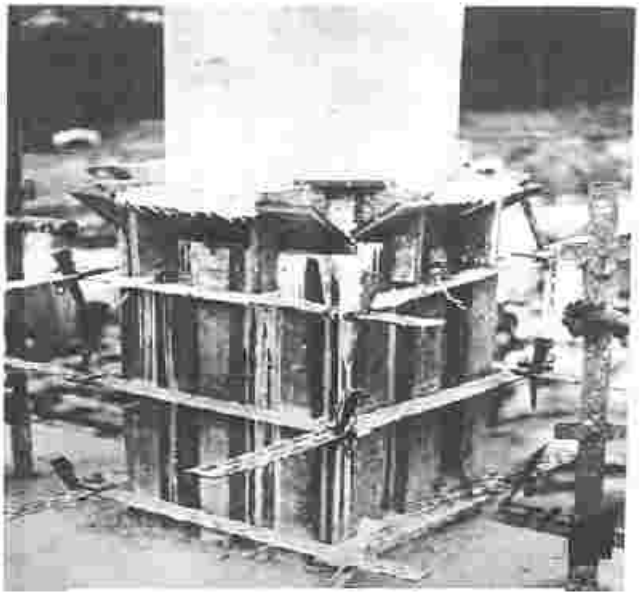
- اجرای روکش بتنی

اجرای روکش بتنی بهتر است با قالب و بتن خود تراکم[1] اجرا گردد ولی اگر روکش بتنی ضخامت کمی داشته باشد، استفاده از روش بتن‌پاشی[2] بهتر از بتن‌ریزی می‌باشد. در شکل ۲-۵-۸-الف اجرای روکش بتنی با قالب نشان داده شده است. در این روش پس از بستن آرماتورها به دور ستون، قالب‌بندی و بتن‌ریزی به صورت مرحله‌ای انجام می‌شود. ارتفاع قالب در هر مرحله باید طوری باشد که بتن‌ریزی و تراکم آن امکان‌پذیر باشد. بتن‌ریزی در قسمت فوقانی زیر سقف مشکل‌ترین قسمت است. در شکل ۲-۵-۸-ب اجرای روکش بتنی ستون با روش بتن‌پاشی نشان داده شده است. برای اجرای بتن شاتکریت مطابق شکل از کرم‌بندی استفاده می‌شود.

برای اطمینان از عمل مرکب بتن قدیم و جدید باید سطح بتن قدیم را با تیشه یا قلم مضرس نمود و یا سطح آنها را با چسب‌های شیمیایی پوشاند. آزمایشات و تجارب گذشته نشان می‌دهد که زبر نمودن سطح بتن برای پیوستگی بتن قدیم و جدید کافی می‌باشد، ولی با کاشت میخچه در فاصله ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلیمتر عمل مرکب بین بتن قدیم و جدید به شکل کاملاً مشهودی افزایش می‌یابد.

---

[1] Self Compacted Concrete
[2] Shotcerete



الف- اجرای روکش بتنی با قالب

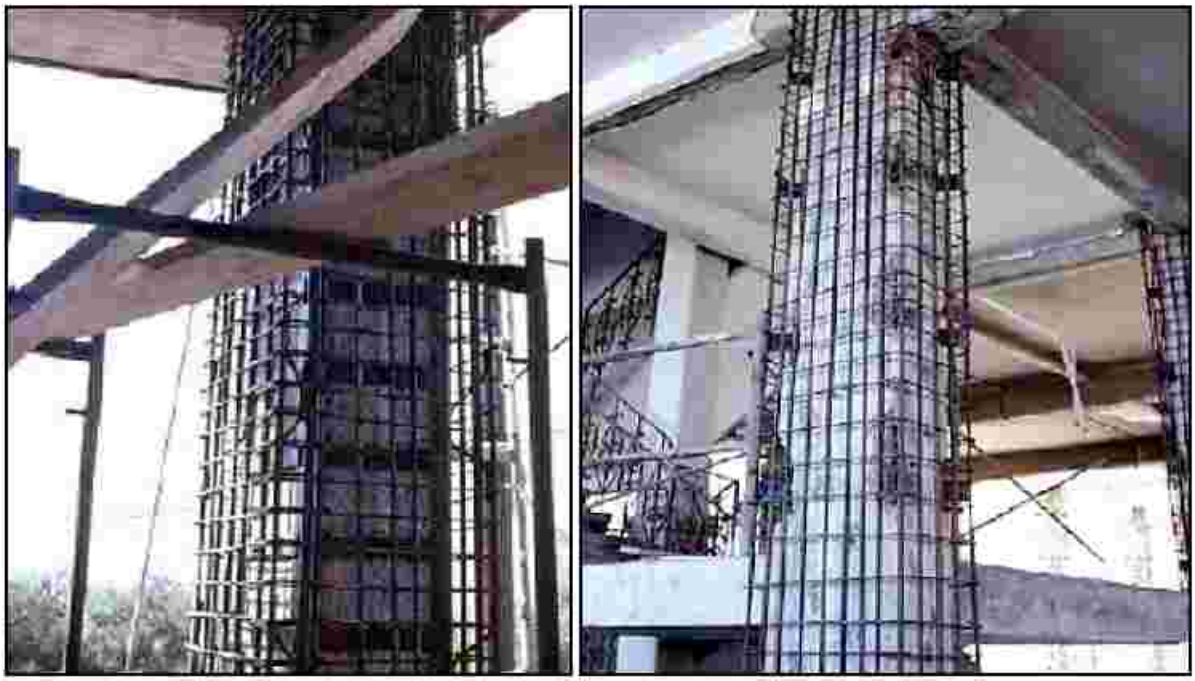
ب- اجرای روکش بتنی با بتن‌پاشی

شکل ۲-۵-۸- اجرای روکش بتنی

اگر روکش بتنی ستون را محصور نماید، انقباض بتن جدید منجر به ایجاد اصطکاک بین بتن قدیم و جدید می‌گردد و احتیاجی به کاشت پولت نخواهد بود (شکل ۲-۵-۹).

حداقل مشخصات فنی برای روکش‌های بتنی بصورت زیر ارائه شده است. لازم به ذکر است کلیه ضوابط آیین‌نامه بتن ایران برای طرح و اجرای روکش بتنی باید اجرا گردد.

۱- مقاومت مصالح جدید باید برابر و یا بیشتر از مقاومت مصالح موجود باشد. توصیه می‌گردد مقاومت فشاری بتن روکش حداقل ۵ MPa بیشتر از بتن موجود باشد.



شکل ۲-۵-۹- استفاده از روکش بتنی جهت بهسازی ستون‌ها

۲- برای ستون‌هایی که به آرماتورهای طولی اضافی احتیاج ندارند، استفاده از چهار آرماتور طولی با قطر ۱۶ میلیمتر که با خاموتهایی به قطر ۸ میلیمتر محصور شده‌اند ضروری است.

۳- حداقل ضخامت روکش بتنی ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد.

۴- حداقل قطر خاموتها ۸ میلیمتر و حداکثر آن ۱۴ میلیمتر می‌باشد. زاویه خم انتهای خاموت‌ها ۱۳۵ درجه می‌باشد.

۵- فاصله محور به محور خاموت‌ها نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید، لیکن ترجیحاً فاصله خاموتها نباید از ضخامت روکش بیشتر شود. در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه، فاصله خاموتها نباید از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر شود.

۶- فاصله آرماتورهای متوالی افقی ستون نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف: ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب: ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت‌ها

پ: کوچکترین بعد عضو فشاری

ت: ۲۵۰ میلیمتر

اگر مقاومت بتن روکش از مقاومت بتن موجود بیشتر باشد به هنگام تحلیل مقاومت خمشی ستون مقاومسازی شده، می‌توان مقطع ستون را برابر مقطع افزایش یافته و مصالح آن را همانند مصالح اولیه ستون در نظر گرفت. با فرضی محافظ کارانه، می‌توان ظرفیت خمشی تسلیم و نهایی ستون را ۹۰٪ مقادیر محاسبه شده در نظر گرفت. افزایش ظرفیت برشی را می‌توان بر اساس مقدار خاموت‌های اضافه شده محاسبه نمود. برای محاسبه مقدار دورگیری نیز تنها خاموتهای اضافه شده در نظر گرفته می‌شود.

مثال ۲-۵-۱

مثال روکش بتنی- ستون قاب خمشی تنها تحت بارهای ثقلی طراحی و ساخته شده است.

$N_d = 1450\,KN$
$N_l = 860\ KN$

طول آزاد ستون ۲/۶ متر و مقطع آن ۴۵×۴۵ سانتیمتر می‌باشد.

مشخصات مصالح آن نیز به شرح زیر می‌باشد.

$f_c' = 25\,MP_a$
$f_y = 400\,MP_a$

از آنجا که ستون بر اساس آیین نامه های قدیمی تنها برای نیروهای ثقلی طرح شده بود، تصمیم گرفته شد که سازه برای نیروهای جانبی زلزله، تحلیل و تقویت گردد. با توجه به افزایش بار مرده طراحی به هنگام تقویت نتایج تحلیل برای ستون فوق بصورت زیر بدست آمد.

$N_d = 1700\,KN$
$N_l = 860\ KN$
$N_E = 250\ KN$
$M_E = 220\ KN.m$

مطلوب است طراحی اولیه ستون و سپس طراحی و تقویت آن در شرایطی که $k = 1.2$ می‌باشد.

آیین نامه مورد استفاده، آیین‌نامه آبا می‌باشد.

طراحی اولیه ستون:

۱- محاسبه بار ضریب‌دار:

$$N_u = 1.25D + 1.5L = 1.25\times 1450 + 1.5\times 860 = 3102.5\,KN$$

۲- کنترل لاغری:

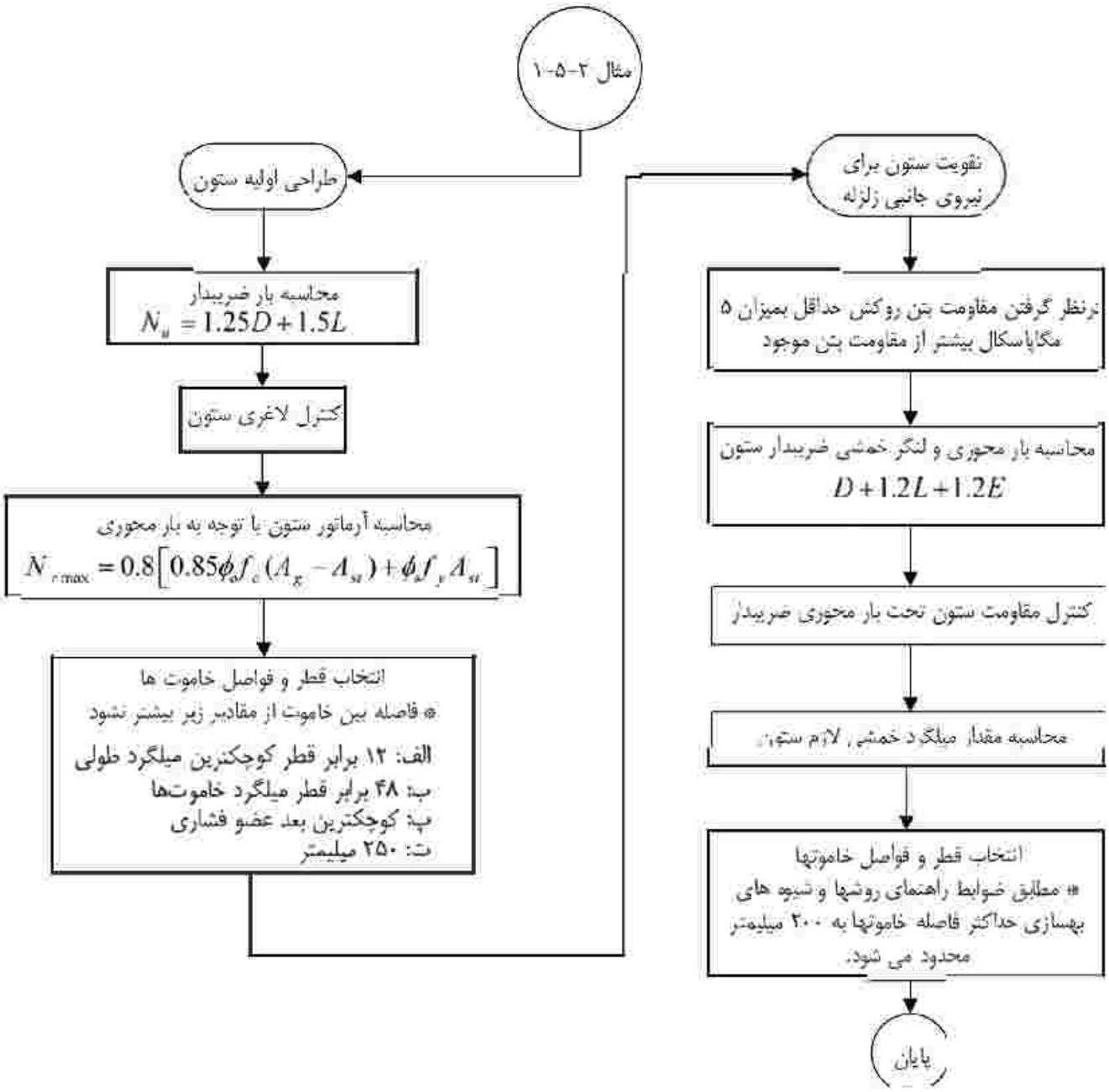
$$K = 1.2, \qquad r = 0.3\times 450 = 135mm$$
$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2\times 2600}{135} = 23.1$$

تقریباً می‌توان گفت که ستون لاغر نیست.

۳- طراحی آرماتور:

از آنجا که ستون تنها تحت بار محوریست:

$$N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_c'(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$$
$$3102.5\times 10^3 = 0.8\left[0.85\times 0.6\times 25(450\times 450 - A_{st}) + 0.85\times 400A_{st}\right]$$


مثال ۲-۵-۱
طراحی اولیه ستون
محاسبه بار ضریبدار
$N_u = 1.25D + 1.5L$
کنترل لاغری ستون
محاسبه آرماتور ستون با توجه به بار محوری
$N_{n\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$
انتخاب قطر و فواصل خاموت ها
* فاصله بین خاموت از مقادیر زیر بیشتر نشود
الف: ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی
ب: ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت‌ها
پ: کوچکترین بعد عضو فشاری
ت: ۲۵۰ میلیمتر
نقویت ستون برای
نیروی جانبی زلزله
درنظر گرفتن مقاومت بتن روکش حداقل بمیزان ۵
مگاپاسکال بیشتر از مقاومت بتن موجود
محاسبه بار محوری و لنگر خمشی ضریبدار ستون
$D + 1.2L + 1.2E$
کنترل مقاومت ستون تحت بار محوری ضریبدار
محاسبه مقدار میلگرد خمشی لازم ستون
انتخاب قطر و فواصل خاموتها
* مطابق ضوابط راهنمای روشها و شیوه های
بهسازی حداکثر فاصله خاموتها به ۲۰۰ میلیمتر
محدود می شود.
پایان

اضافه شد

$A_{st} = 3961 mm^2$

$USE\, 8\varphi 25 \;,\; A_s = 8 \times 491 = 3928 mm^2$

۴- انتخاب قطر و فواصل خاموت‌ها:

حداقل قطر آرماتور $= \frac{1}{3} \times 25 = 8.33 \geq 8$

از خاموت نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

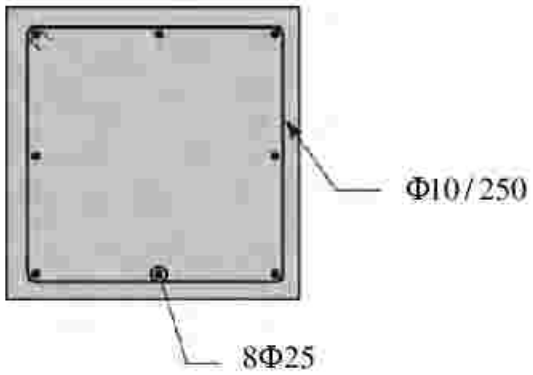
حداکثر فاصله خاموت ها: $12 \times 25 = 300 mm$

$48 \times 10 = 480 mm$

بعد ستون $= 450 mm$

حداکثر $= 300 mm$

فاصله خاموت‌ها 250 میلیمتر انتخاب می‌شود. آرایش میلگردها به صورت زیر خواهد بود.



شکل مثال ۴-۵-۱-الف

تقویت ستون برای نیروهای جانبی زلزله:

استفاده از روکش بتنی

مقاومت روکش بتنی باید حداقل 5MPa بیشتر از بتن موجود باشد.

بتن روکش $= f_c = 25 + 5 = 30 MPa$

۱- بار محوری ضریبدار:

$N_u = D + 1.2L + 1.2E = 1700 + 1.2 \times 860 + 1.2 \times 250 = 3032\, KN$

$M_u = 0 + 0 + 1.2 \times 220 = 264\, KN.m$

مقطع اولیه ستون هنوز جوابگوی نیروی فوق می‌باشد.

$N_u = 3032 \leq N_{r\,max.} = 3102.5\ KN$

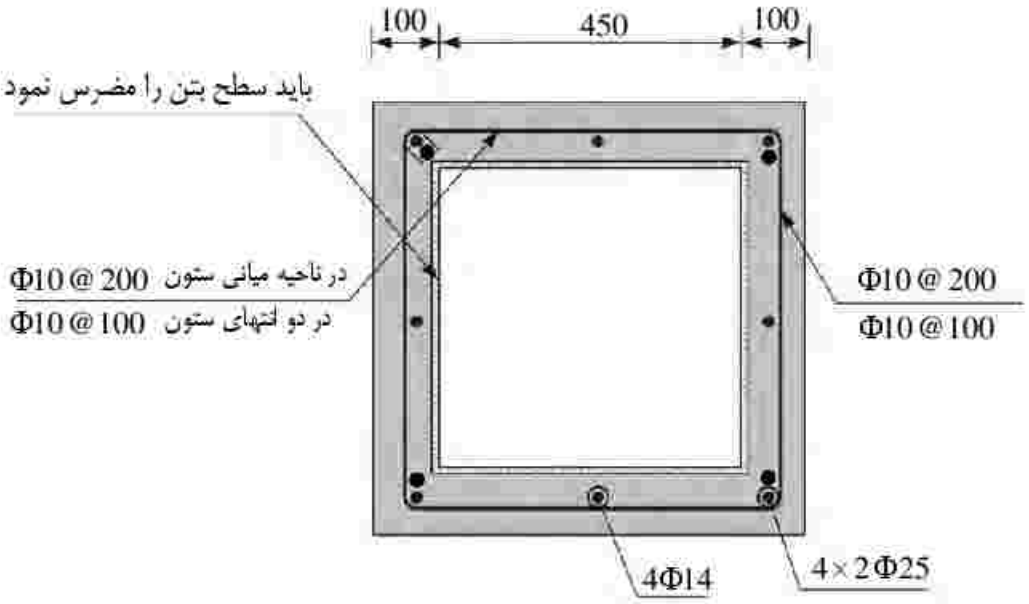
ضخامت روکش بتنی را ۱۰۰ mm در نظر می‌گیریم.

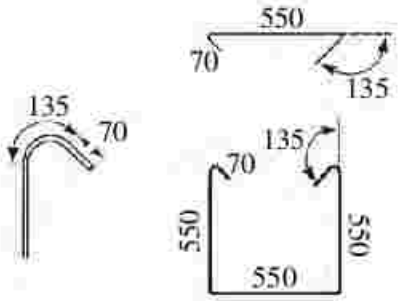
سطح مقطع میلگردها با رابطه اهرم بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{264\times10^6}{0.85\times400\times550} = 1412\,mm^2$$

$$USE4\phi25\ ,\ A_s = 4\times491 = 1960mm^2$$

آرایش میلگردها مطابق شکل انتخاب می‌گردد.





شکل مثال ۲-۵-۱-ب

قطر خاموت ها:

$\frac{1}{3}\times25 = 8.33 > 8$: حداقل قطر آرماتور

از خاموت نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

انتخاب فواصل خاموت‌ها:

$12\times25 = 300mm$: حداکثر فاصله خاموتها

$$48\times10=480\text{mm}$$

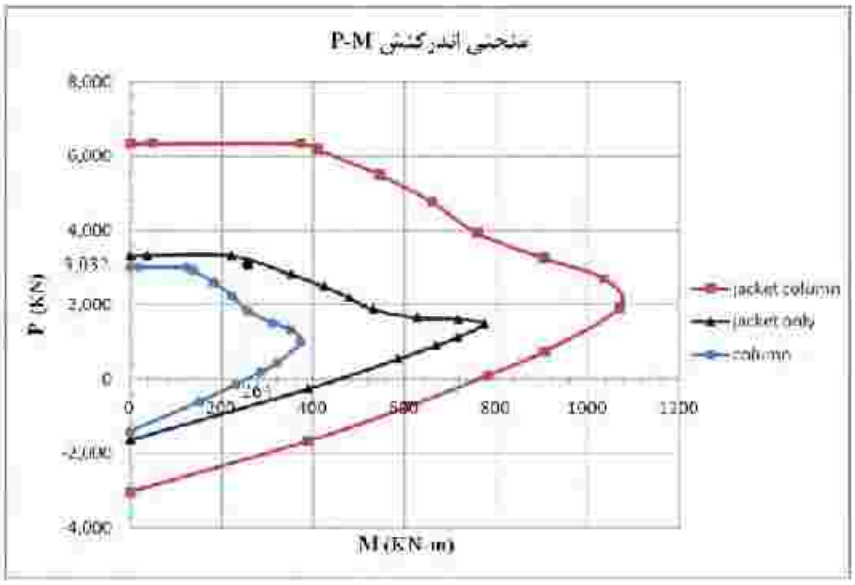
$650mm$ =بعد ستون

$200mm$ = مطابق ضوابط راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی

$$S=200mm$$

در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه فاصله خاموت‌ها ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

در شکل زیر منحنی اندرکنش P-M ستون قبل از مقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش بتنی و روکش بتنی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که در منحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی پاسخگوی بارهای وارده نیست ولی روکش بتنی تنها پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد. اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش بتنی) را در نظر بگیریم ستون کاملاً پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



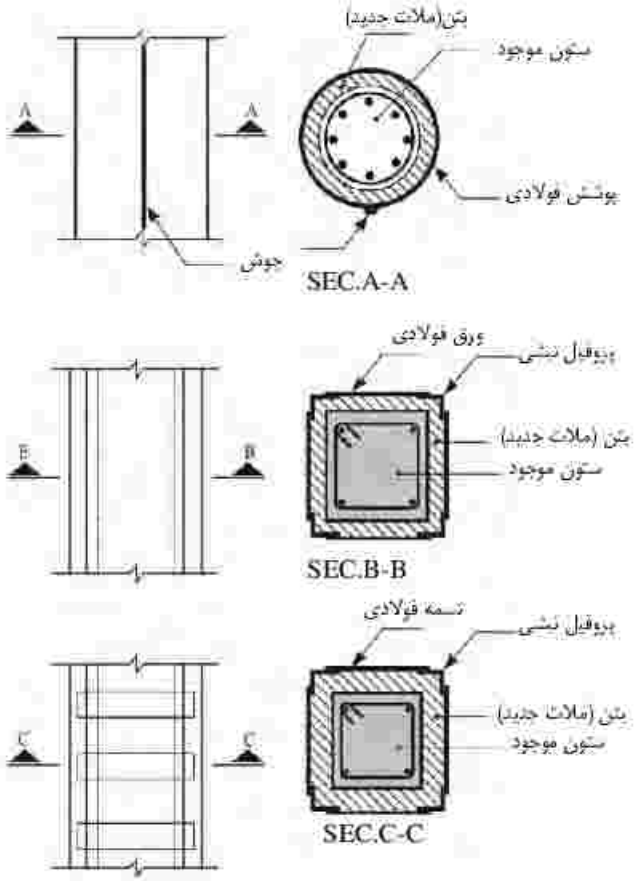
شکل مثال ۲-۵-۱-ب

۲-۵-۱-۱-۲- روکش فولادی

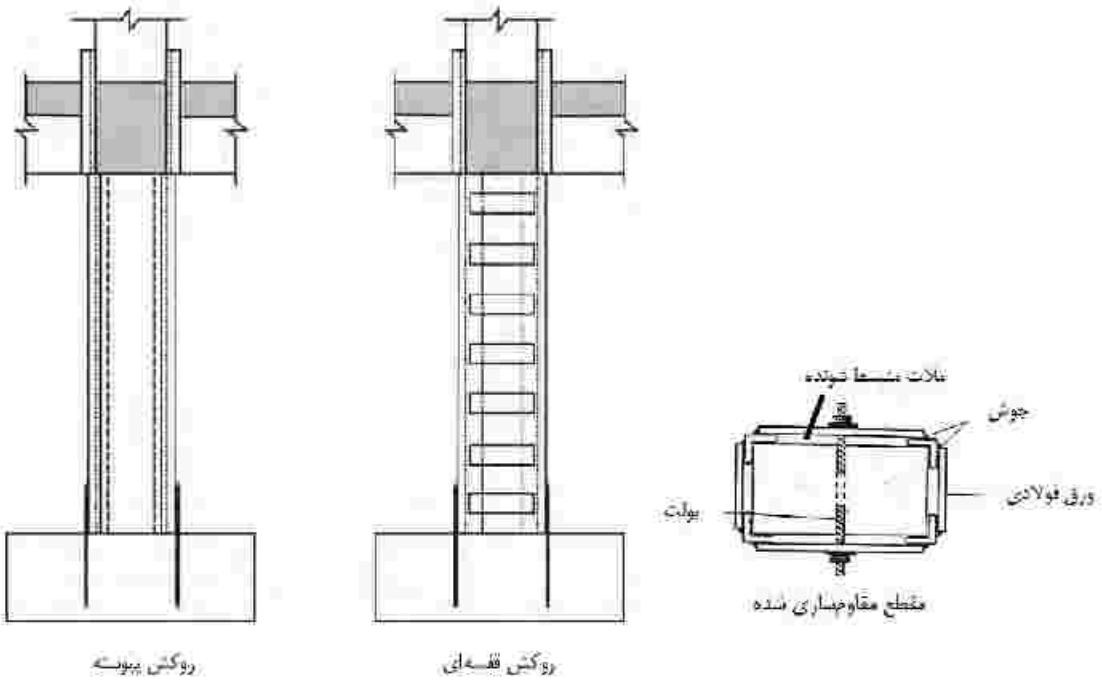
محصور نمودن ستون‌های بتنی با پوشش فولادی (روکش فولادی) از دیگر روش‌های بهسازی لرزه‌ای ستون‌های بتنی می‌باشد. در این روش، افزایش ناچیزی در ابعاد و وزن ستون بوجود می‌آید. موثر بودن این روش منوط به سختی مناسب روکش در برابر تغییر شکل‌های جانبی بتن می‌باشد. همانند شکل ۲-۵-۱۰ روکش می‌تواند بصورت پیوسته و یا قفسه‌ای باشد.

ورق‌های فولادی روکش در تمامی طول خود به هم جوش می‌شوند و فضای اندک بین روکش و ستون توسط ملات منبسط شونده پر می‌گردد. برای بهبود عملکرد مجموعه می‌توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده نمود.

استفاده از روکش فولادی می‌تواند به عنوان روشی موقت برای بهسازی ستونهائی که پس از زلزله دچار آسیب شده‌اند، بکار گرفته شود.



شکل ۲-۵-۱۰- استفاده از روکش فولادی در بهسازی ستونهای بتنی



شکل ۲-۵-۱۱- انواع روکش فولادی جهت افزایش مقاومت برشی ستون

روکش فولادی مقاومت برشی و تا حدودی دورگیری ستون را افزایش می‌دهد. نمونه‌ای از روکش‌های فولادی که استفاده از آن منجر به افزایش مقاومت برشی می‌گردد، در اشکال ۲-۵-۱۱ نشان داده شده است.

در صورت عدم پیوستگی بین روکش‌های فولادی ستون در طبقات مختلف، ظرفیت نیروی محوری ستون افزایش نمی‌یابد. تا زمانی که نتوان ورق‌های روکش فولادی را به فونداسیون متصل کرد و پیوستگی بین روکش فولادی طبقات مختلف را از میان دال ایجاد نمود، مقاومت خمشی ستون افزایش نمی‌یابد. با بکارگیری جزئیات مناسب که نمونه‌های اجرا شده‌ای از آن در اشکال ۲-۵-۱۲ نشان داده شده است، مقاومت خمشی ستون افزایش می‌یابد.

شکل ۳-۵-۱۲- نمونه‌ای از روکش فولادی جهت افزایش مقاومت خمشی ستون

روکش فولادی را می‌توان با نیمرخ‌های فولادی و تسمه‌های اتصال به شکل قفسه اجرا نمود. این نوع روکش فولادی یکی از متداول‌ترین و کاربردی‌ترین روشهای اجرایی روکش‌های فولادی می‌باشد.

شکل ۲-۵-۱۳- بهسازی ستونهای بتنی بوسیله روکش فولادی قفسه‌ای

ستون‌های مستطیلی را می‌توان با استفاده از روکش‌های فولادی مدور تقویت نمود. روکش فولادی دایره‌ای از دو ورق فولادی نیمدایره تشکیل شده که به یکدیگر جوش شده اند. استفاده از روکش‌های فولادی مدور به مراتب دشوارتر از سایر روش‌های روکش‌گذاری می‌باشد ولی تحقیقات نشان می‌دهد که این روش در افزایش مقاومت و تغییرمکان‌های غیرالاستیک ستون‌ها، بسیار موثر می‌باشد. روکش‌هایی که به شکل بیضی کشیده شده هستند، مقاومت برشی و دورگیری بهتری را برای رفتار حول محور قوی فراهم می‌کنند. در حالی که روکشهای دایره‌ای، مقاومت و دورگیری بهتری را حول محور ضعیف ستون ایجاد خواهند کرد. با آنکه روکش فولادی دایره‌ای مانند حلقه مسلح کننده پیوسته می باشد ولی بکارگیری آن برای ستونهای با مقطع مستطیلی توصیه نمی‌شود.

شکست در ناحیه وصله آرماتورهای طولی از جمله خرابی‌های متداول در ستون می‌باشد. استفاده از پوشش‌های فولادی احتمال شکست وصله آرماتورهای طولی را کاهش داده و سلامت خمشی وصله‌های پوششی در ستون را افزایش می‌دهد. در صورتیکه طول وصله ستون کافی باشد مقدار فشار محصورکننده لازم برای تضمین عدم بروز شکست در وصله ستون‌ها بصورت رابطه ۲-۵-۱ می‌باشد:

$$f_\ell \geq \frac{A_b f_y}{\left[\frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c)\right]\ell_s} \qquad (۲-۵-۱)$$

که در آن:

d_b: قطر میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر

A_b: مساحت میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر مربع

f_y: تنش میلگرد طولی وصله شده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع

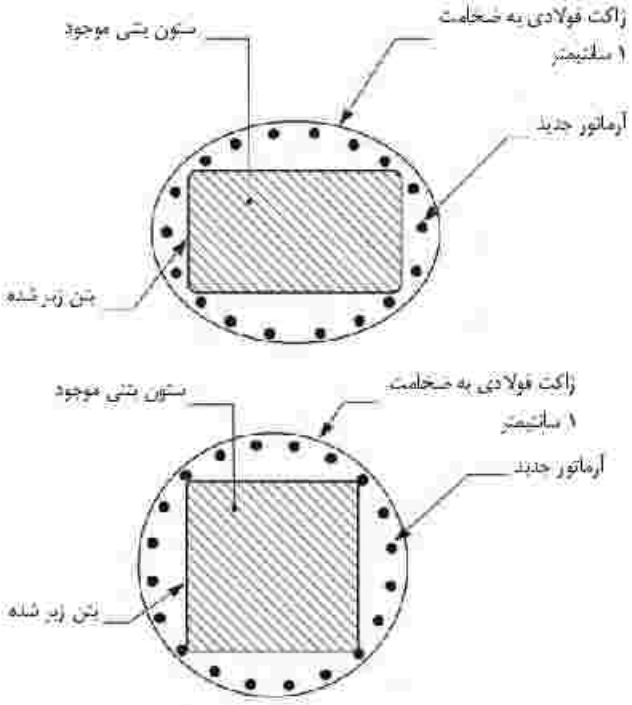
D': قطر دایره دورپیچ آرماتور طولی بر حسب میلیمتر

n: تعداد میلگردهای طولی

c: پوشش میلگرد طولی بر حسب میلیمتر

ℓ_s: طول وصله بر حسب میلیمتر

f_l: فشار محصورکننده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع می‌باشد.



شکل ۲-۵-۱۴- استفاده از روکش فولادی مدور در بهسازی ستون‌های مستطیلی

ضخامت پوشش‌های فولادی برای ایجاد فشار محصورکننده مورد نیاز از رابطه ۲-۵-۲ محاسبه می‌شود:

$$t > \frac{f_l D}{400} \qquad (۲-۵-۲)$$

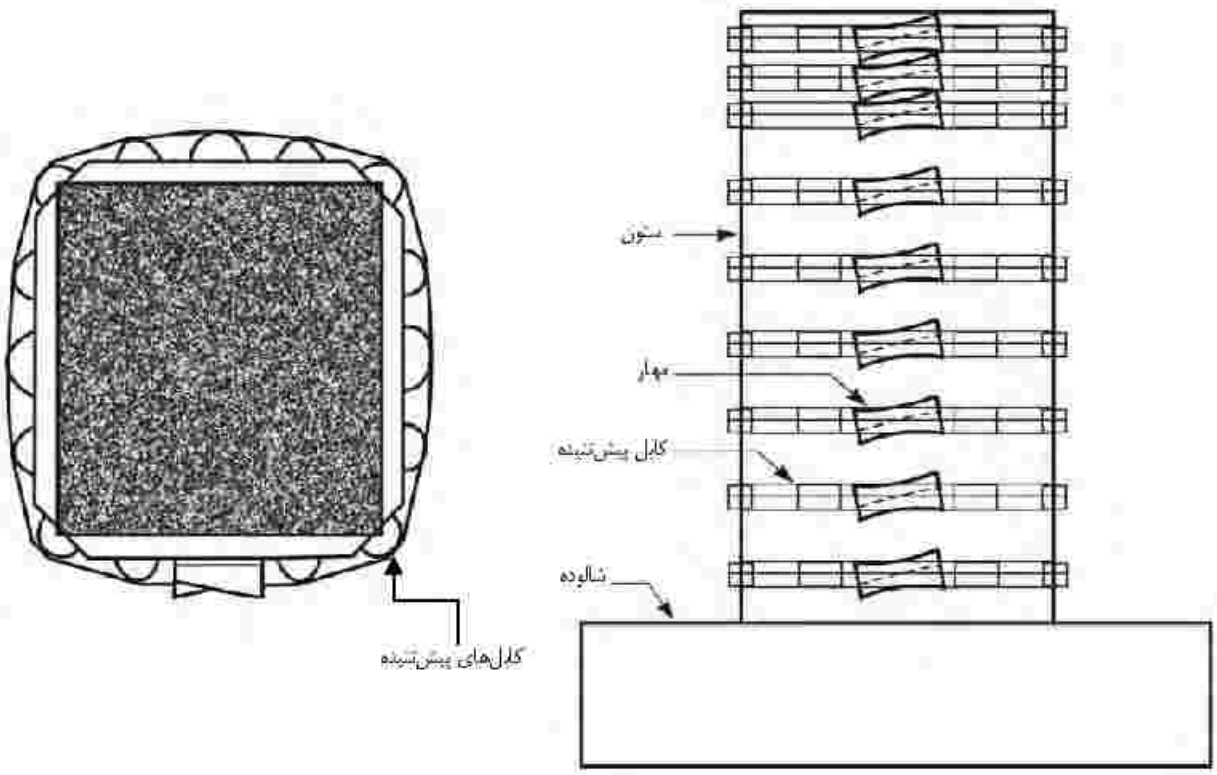
که در آن:

t: ضخامت پوشش فولادی برحسب میلیمتر

D: قطر ستون برحسب میلیمتر

f_l: فشار محدودکننده برحسب نیوتن بر میلیمترمربع می‌باشد.

در موارد خاص می‌توان از سیستم‌های پیش‌تنیدگی عرضی استفاده نمود. در این روش جهت محصور کردن و فشردن روکش فولادی به ستون با استفاده از سیستم‌های پیش تنیدگی، نیروی فشاری به مجموعه اعمال می‌شود. لازم بذکر است این روش نسبت به سایر روش‌های بهسازی ستون، کمتر متداول می‌باشد.



شکل ۲-۵-۱۵- استفاده از پیش‌تنیدگی عرضی در بهسازی ستون‌ها

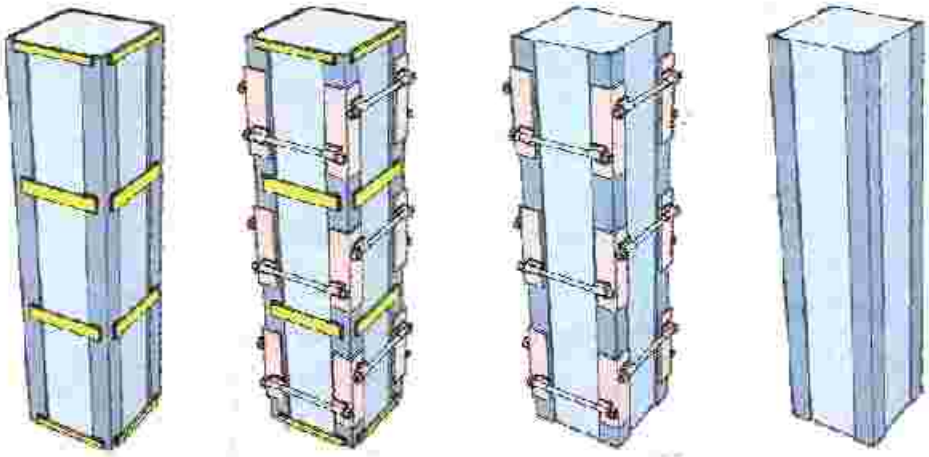
با انجام تدابیری خاص می‌توان در روکش قفسه‌ای، پیش فشردگی اولیه ای ایجاد نمود و بدین ترتیب ظرفیت باربری نهایی ستون را افزایش داد. در این روش برای پیش فشرده کردن نبشی‌ها، از گیره‌های موقتی استفاده می‌شود و مراحل کار آن به ترتیب زیر می‌باشد:

۱- قرار دادن نبشی‌ها در گوشه ستون

۲- قرار دادن گیره‌هایی به فواصل مناسب روی نبشی‌ها و اعمال نیروی فشاری

۳- جوش دادن تسمه های اتصال روی نبشی‌های گوشه ستون در فواصل تعیین شده

۴- باز کردن گیره‌ها.



شکل ۲-۵-۱۶- مراحل اجرای روکش قفسه‌ای به روش پیش فشردن

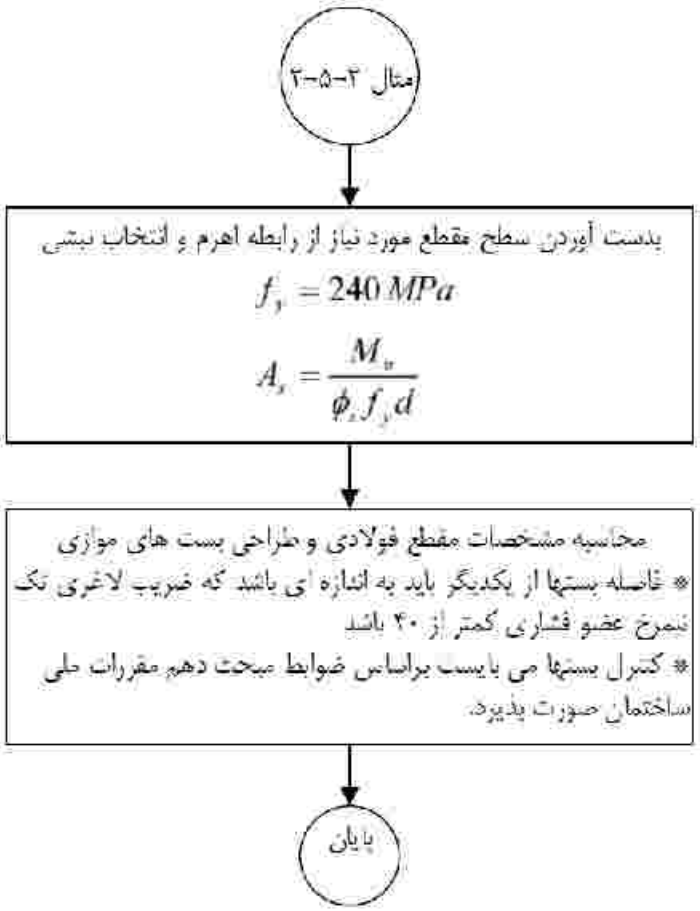
مثال ۲-۵-۲

ستون مثال ۲-۵-۱ را با روکش فولادی مقاوم‌سازی نمایید.

حل:

مطابق مثال ۲-۵-۱ حمل نیروی محوری توسط ستون نبشی و حمل لنگر ناشی از بار زلزله به روکش واگذار می‌شود. برای روکش از گزینه روکش قفسه‌ای استفاده شود.

با استفاده از رابطه اهرم، سطح مقطع بدست می‌آید:



اضافه شد

$$f_y = 240\,MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s f_y d} = \frac{264\times10^6}{0.85\times240\times450} = 2875.8\,mm^2$$

مساحت هر نبشی باید $0.5\times2875.8 = 1437.9\,mm^2$ باشد.

$$USE \quad L120\times120\times12$$

مشخصات مقطع فولادی:

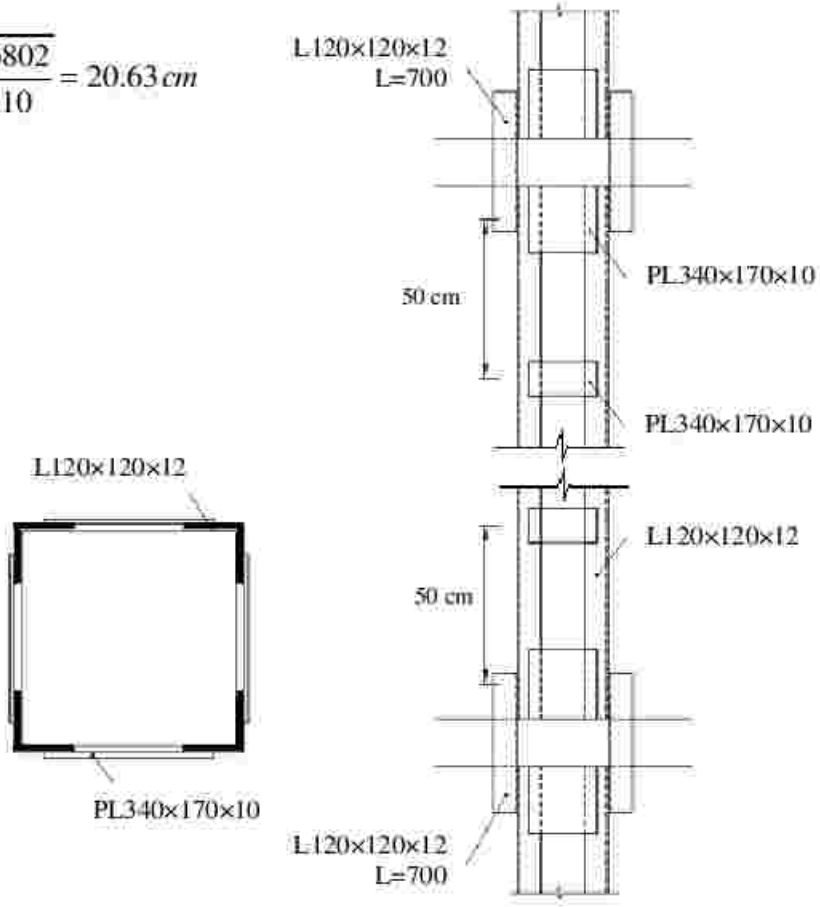
$$A_{steel} = 4\times A_{L120\times120\times12} = 4\times27.5 = 110\,cm^2$$

$$I_{steel} = 4\times I_{L120\times120\times12} = 4\times(368+27.5\times(\frac{45}{2}-(3.4-1.2))^2)$$

$$I_{steel} = 46.802\,cm^4$$

$$S_{steel} = \frac{I}{c} = \frac{46802}{\frac{45}{2}+1.2} = 1975\,cm^3$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{46802}{110}} = 20.63\,cm$$



شکل مثال ۲-۵-۲-الف

طراحی بست های موازی:

فاصله بست ها از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری تک نیمرخ عضو فشاری کمتر از 40 باشد.

$$r_1 = 36.5mm$$

$$\frac{L_1}{r_1} \le 40 \Rightarrow L_1 \le 1460\,mm$$

از آنجا که بست‌های میانی باید به تعدادی باشند که طول عضو فشاری را حداقل به سه قسمت تقسیم نمایند در نتیجه فاصله بست‌ها ۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

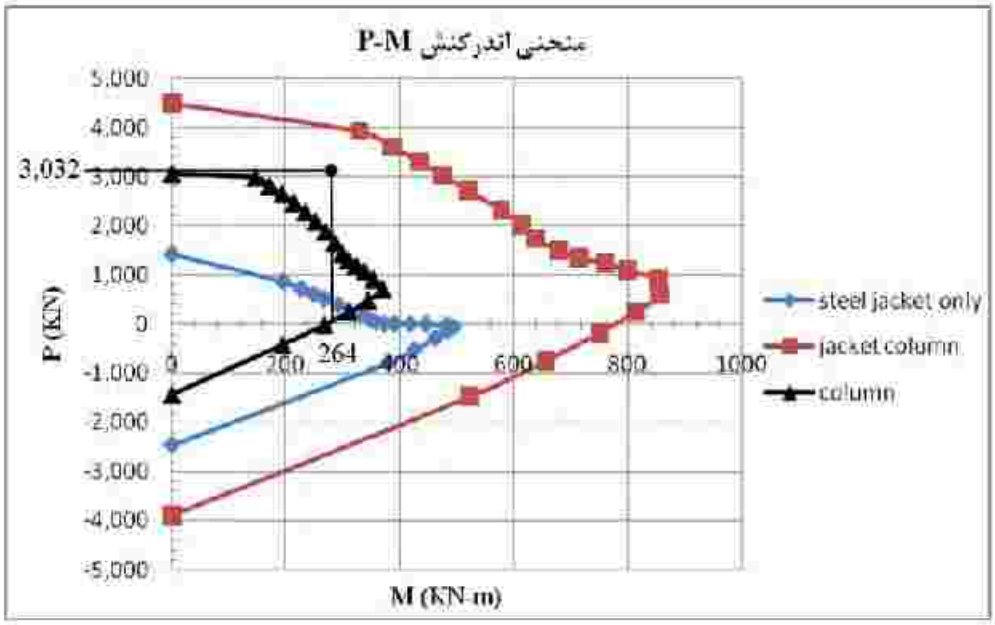
با توجه به هندسه ستون طول ورق ۳۴ و عرض آن ۱۷ سانتیمتر درنظرگرفته می‌شود.

ضخامت ورق های بست برابر $1\ cm$ در نظر گرفته می‌شود. $\Rightarrow \frac{34}{40}=0.85 =$ ضخامت بست فولادی

کنترل بست‌های افقی مطابق ضوابط آیین‌نامه مبحث دهم برعهده خواننده می‌باشد.

مطابق محاسبات فوق روکش فولادی ستون به تنهایی پاسخگوی نیروی محوری وارد بر آن نیست، ولی پاسخگوی خمش وارد بر ستون می‌باشد. طبق فرض مساله نیروی محوری را باید ستون بتنی تحمل نماید و لنگر خمشی را روکش فولادی و با توجه به این فرضیات ستون تقویت شده پاسخگوی نیروهای وارده می‌باشد.

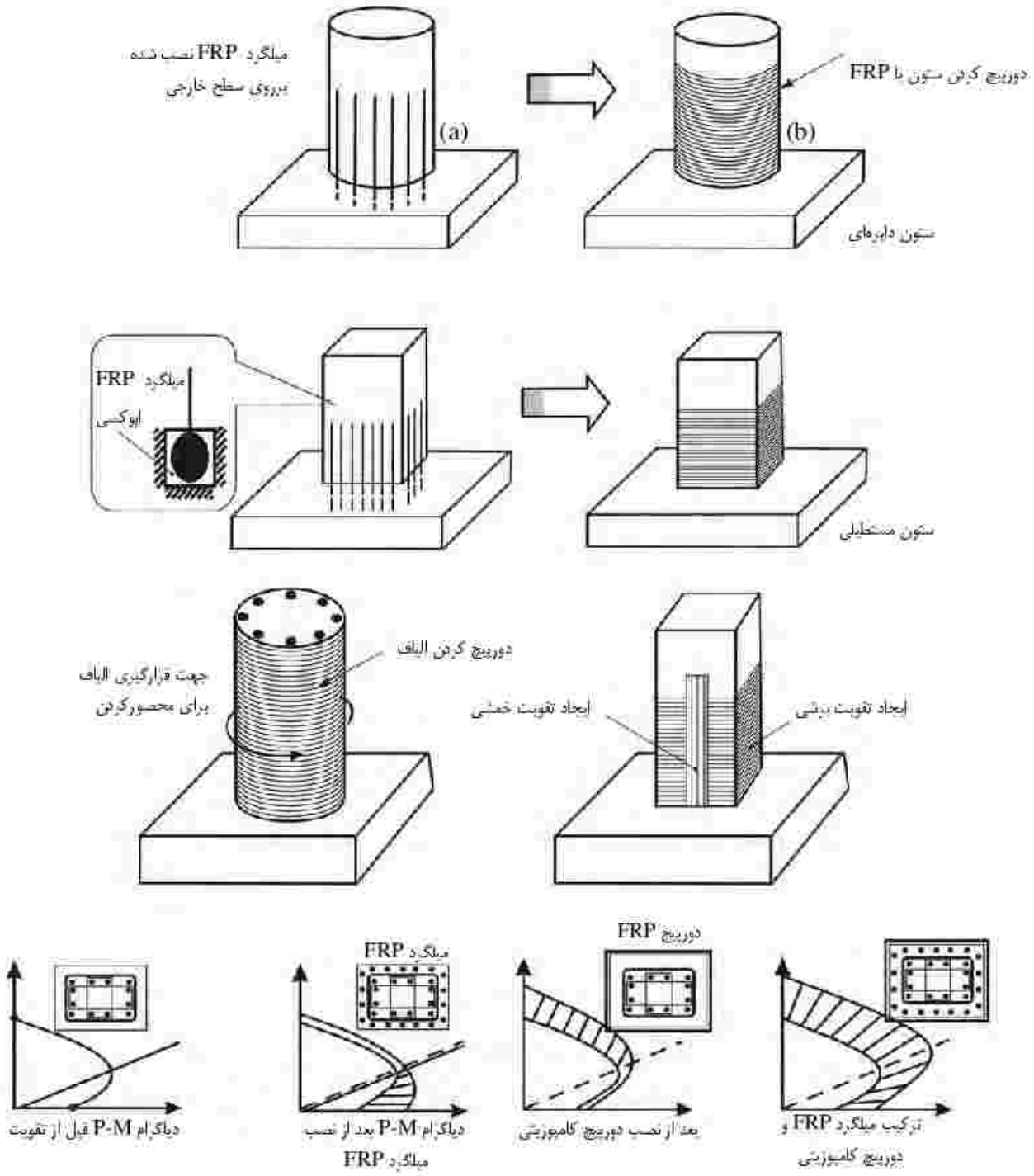
درشکل زیرمنحنی اندرکنش P-M ستون، قبل ازمقاوم‌سازی، ستون تقویت شده با روکش فولادی و روکش فولادی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که درمنحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی و روکش فولادی به تنهایی پاسخگوی بارهای‌وارده نمی‌باشند ولی اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش فولادی) را در نظر بگیریم، ستون پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



شکل مثال ۲-۵-۲-ب

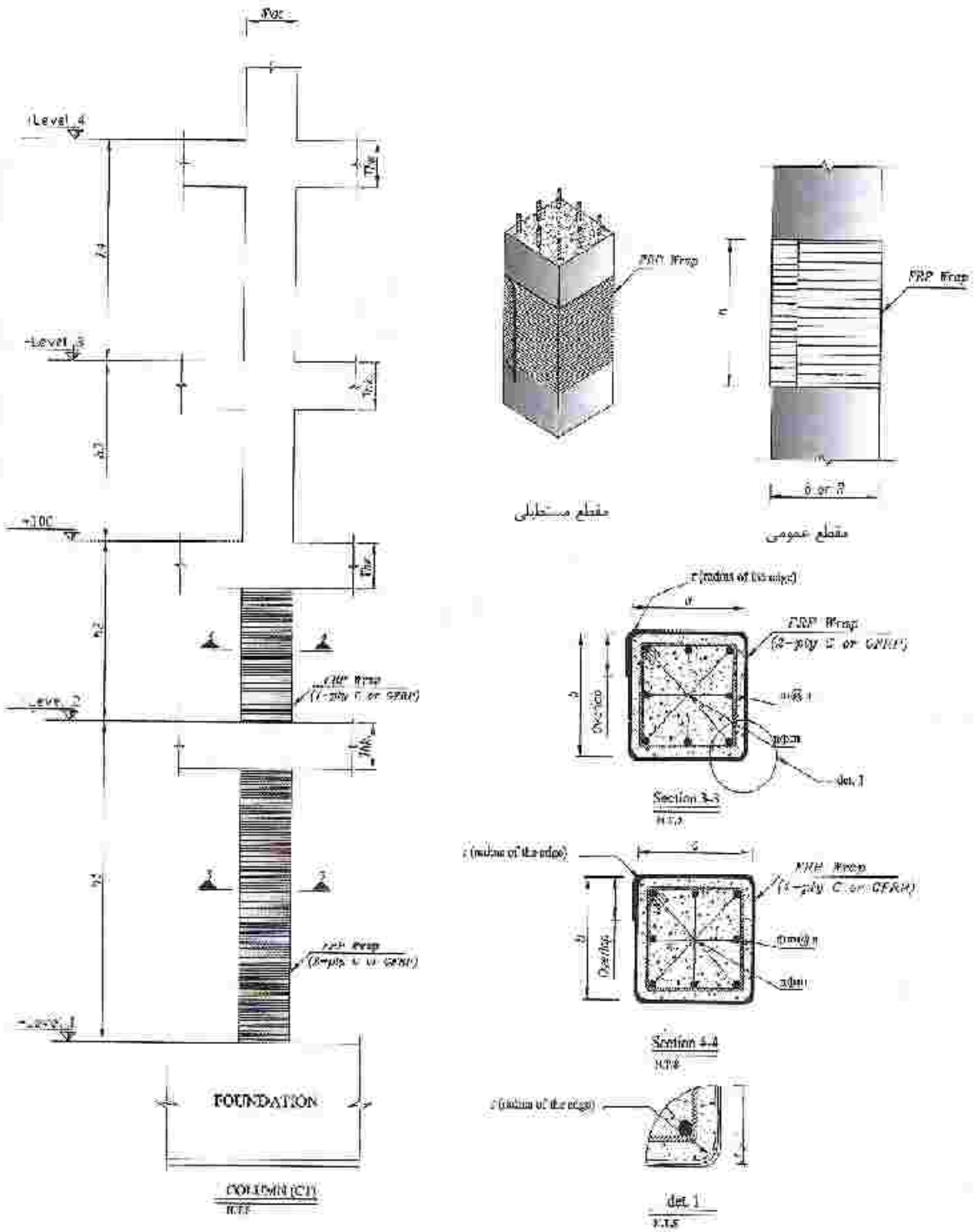
۲-۵-۱-۱-۳- استفاده از الیاف مسلح پلاستیکی FRP

مقاوم‌سازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتا جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم آنها اشاره نمود. در ستونهای بتنی استفاده از FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی‌ستون، مُدگسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل‌پذیری را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.



شکل ۲-۵-۱۷- منحنی اندرکنش ستون با مصالح FRP

دوربیچی اعضای فشاری با الیاف FRP، باعث افزایش مقاومت فشاری آنها می‌گردد. این امر همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود.



شکل ۲-۵-۱۸- جزئیات تیپ بهسازی ستون‌های بتنی با مصالح FRP

برای محصور کردن عضو بتنی، لازم است راستای الیاف تا حد امکان عمود بر محور طولی عضو باشد. در این وضعیت، الیاف حلقوی مشابه تنگ‌های بسته یا خاموت‌های مارپیچی فولادی عمل می‌کنند. در محاسبه مقاومت فشاری محوری عضو باید از سهم الیاف موازی با راستای طولی آن صرفنظر گردد.

هنگامی که ستون یا عضو فشاری تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مسئله ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون اهمیت می‌یابد. در این ارتباط مقاوم‌سازی یا بهسازی آن عضو با افزایش شکل‌پذیری انجام می‌گیرد، از معایب این روش هزینه بالای آن، رفتار ترد شکن و مقاومت کم آن در برابر آتش‌سوزی می‌باشد.

در ادامه ضوابط طراحی ستون‌های بتنی بهسازی شده با الیاف مسطح پلاستیکی FRP آمده است که در این بخش برای یکسان‌سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، نیوتن و میلیمتر می‌باشد.

۲-۵-۱-۱-۳-۱- مقاوم‌سازی ستون‌های گرد کوتاه تحت فشار خالص

ضروری است قبل از تقویت با FRP، از اینکه ستون برای مقدار جدید نیروی فشاری N_u، به صورت کوتاه باقی می‌ماند اطمینان حاصل نمود. در غیر این صورت، روابط ارائه شده در این بخش قابل استفاده نبوده و باید اثر متقابل خمش و نیروی محوری مد نظر قرار گیرد.

الف- محصور شدگی

محصورشدگی از طریق اتصال ورقه‌های FRP که راستای الیاف آنها عمود بر محور ستون می‌باشد، فراهم می‌گردد. مقاومت فشاری بتن محصور شده، f_{cc}، از رابطه ۲-۵-۳ بدست می‌آید.

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pc}\omega_w) \qquad (۲-۵-۳)$$

که در آن:

f_{cc}: مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

α_{pc}: ضریب عملکرد برای ستون گرد که به سختی و کرنش نهایی FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار $\alpha_{pc}=1$ در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون، نسبت حجمی مقاومت مصالح FRP به مقاومت بتن براساس رابطه ۲-۵-۴ تعریف می‌شود.

$$\omega_w = \frac{2f_{lfrp}}{\phi_c f_c} \qquad (۲-۵-۴)$$

که در آن:

f_{lfrp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶) می‌باشد.

فشار محصورشدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی مقطع گرد با مصالح FRP، f_{lfrp}، براساس رابطه ۲-۵-۵ بدست می‌آید.

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b\phi_{frp}f_{frpu}t_{frp}}{D_g} \qquad (۲-۵-۵)$$

که در آن:

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

D_g: قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

f_{frpu}: مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

f_{lfrp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP (ϕ_{frp}) از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

جدول ۲-۵-۱- ضرایب کاهش محیطی برای مصالح FRP

شرایط محیطی	نوع الیاف و رزین	ضریب کاهش محیطی
شرایط محیطی ملایم	کربن-اپوکسی	۰/۹۵
	شیشه-اپوکسی	۰/۷۵
	آرامید-اپوکسی	۰/۸۵
شرایط محیطی متوسط و شدید	کربن-اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه-اپوکسی	۰/۶۵
	آرامید-اپوکسی	۰/۷۵
شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید	کربن-اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه-اپوکسی	۰/۵
	آرامید-اپوکسی	۰/۷

ب- محدودیت‌های محصورشدگی

اثربخشی فشار محصورشدگی، f_{lfrp}، به سطح شکل‌پذیری مورد انتظار بستگی دارد. حداقل فشار محصورشدگی، f_{lfrp}، توسط پوشش FRP باید ۴ مگاپاسکال باشد. حداکثر فشار محصور شدگی به منظور محدود کردن کرنش‌های محوری از رابطه ۲-۵-۶ بدست می‌آید.

$$f_{lfrp} \le \frac{f_c}{2\alpha_{pc}}(\frac{1}{k_e} - \phi_c) \qquad (۶-۵-۲)$$

که در آن:

α_{pc} : ضریب عملکرد برای ستون گرد

f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c : ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

f_{lfrp} : فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

k_e : ضریب کاهش مقاومت برای در نظر گرفتن خروج از مرکزیت‌های غیرمنتظره می‌باشد که با توجه به آیین‌نامه بتن ایران «آبا»، مقدار آن برابر ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود.

پ- مقاومت در برابر بار محوری

بار محوری مقاوم نهایی، $N_{r\max}$ ، برای ستون گرد کوتاه محصور شده از رابطه ۲-۵-۷ بدست می‌آید.

$$N_{r\max} = 0.8(0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}) \qquad (۷-۵-۲)$$

که در آن:

$N_{r\max}$: بار محوری مقاوم نهایی عضو فشاری بر حسب نیوتن

f_{cc} : مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

A_g : مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

A_{st} : سطح مقطع آرماتور طولی بر حسب میلیمترمربع

ϕ_c : ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

ϕ_s : ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

f_y : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

کرنش محوری نهایی در ستون‌های گرد محصور شده به مراتب بزرگتر از ستون‌های محصور نشده است. بنابراین کرنش در آرماتورهای فولادی طولی، ممکن است از کرنش تسلیم آنها بیشتر شود. افزایش مقاومت آرماتورهای فولادی به علت سخت‌شدگی مجدد در رابطه ۲-۵-۷ لحاظ نشده است و تا زمانی که آرماتورهای طولی کمانش نکرده‌اند، حاشیهٔ ایمنی فراهم می‌گردد. این افزایش مقاومت تابعی از کرنش‌های محوری نهایی است.

۲-۵-۱-۱-۳-۲- ستون‌های مستطیلی کوتاه تحت فشار خالص

این بخش در مورد ستونهای با نسبت ابعاد مقطع کمتر یا مساوی ۱/۵ و حداکثر بعد مقطع معادل ۹۰۰ میلیمتر کاربرد دارد.

در صورتی که شعاع انحنای گوشه ستون منجر به کاهش قابل ملاحظه‌ای از پوشش بتن و یا کمبود جزیی یا کلی یک یا چند آرماتور شود، باید مقاومت ستون با توجه به آن، کاهش یابد. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان با ایجاد گوشه‌های بتنی مدور در وجوه ستون که به طور مناسبی به آن متصل شده‌اند، مقطع را به حالت دایره نزدیک کرد تا حداقل شعاع انحنای موردنظرحاصل شود.

الف- محصور شدگی

مقاومت فشاری بتن محصور شده از رابطه ۲-۵-۸ تعیین می‌شود.

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pr}\omega_w) \qquad (۸-۵-۲)$$

که در آن:

f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w : نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

α_{pr} : ضریب عملکرد برای ستون با مقطع مستطیلی که به سختی و کرنش نهایی مصالح FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار α_{pr} برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون نسبت حجمی مقاومت به صورت رابطه ۲-۵-۹ تعریف می‌شود.

$$\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_c f_c} \qquad (۹-۵-۲)$$

که در آن:

f_{lfrp} : فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c : ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

ω_w : نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن می‌باشد.

فشار محصورشدگی به سبب مقاومسازی یک مقطع مستطیلی با مصالح FRP مطابق رابطه ۲-۵-۱۰ محاسبه می‌گردد.

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b\phi_{frp}E_{frp}\varepsilon_u t_{frp}(b+h)}{bh} \qquad (۱۰-۵-۲)$$

که در آن:

N_b : تعداد لایه‌های تقویتی FRP

E_{frp} : مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

b : عرض مقطع بر حسب میلیمتر

h : طول کل مقطع بر حسب میلیمتر

t_{jfp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید

f_{tfp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

کرنش مصالح FRP برای محصور شدگی غیرپیش تنیده تا حداکثر نسبت ابعاد مقطع ۱/۵، برابر $\varepsilon_{frp} = 0.002$ در نظر گرفته می‌شود.

اثربخشی فشار محصورشدگی در مقاطع مستطیلی به مراتب کمتر از ستون‌های با مقطع دایره است.

پ- محدودیت‌های محصورشدگی

افزایش مقاومت به سبب محصورشدگی در ستون‌های مستطیلی نسبت به ستون‌های گرد خیلی کمتر است. در نتیجه محدودیت‌های حداقل و حداکثر فشار محصورشدگی برابر ستون‌های مستطیلی وجود ندارد، زیرا فشار محصورشدگی قابل دستیابی که به میزان شکل‌پذیری بستگی دارد در ستون‌های مستطیلی محدود می‌باشد.

پ- مقاومت در برابر بار محوری

بار محوری مقاوم نهایی ستون مستطیلی محصور شده، توسط رابطه ۲-۵-۷ بدست می‌آید.

۲-۵-۱-۱-۳-۳- تقویت برشی برای اعضای فشاری

الف- ظرفیت برشی

مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، از رابطه ۲-۵-۱۱ بدست می‌آید.

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \qquad (۲-۵-۱۱)$$

که در آن:

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

V_{frp}: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

حداکثر مقدار V_r به رابطه ۲-۵-۱۲ محدود می‌شود.

$$V_r \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c}\, b_w d \qquad (۲-۵-۱۲)$$

که در آن:

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

b_w: پهنای جان بر حسب میلیمتر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر می‌باشد.

در مورد ستون‌های گرد، عبارت $b_w d$ با مساحت هسته بتنی ستون که از پشت تا پشت خاموت‌ها A_c می‌باشد، جایگزین می‌شود.

پ- محدودیت‌های محصورشدگی

محدودیت‌های محصورشدگی در بند ب بخش‌های ۲-۵-۱-۳-۱ و ۲-۵-۱-۳-۲ برای ستون‌های گرد و مستطیلی ذکر شده است. هنگامی که در مقطع، تقویت‌های برشی اضافی مورد نیاز باشد برای کنترل فشار محصورشدگی لازم است رابطه ۲-۵-۶ مجدداً کنترل شود چرا که با فرض ε_{frp} =0.002، تقویت‌های برشی اضافی مورد نیاز مطابق بند ب بخش ۲-۵-۱-۳-۲ ممکن است باعث افزایش فشار محصورشدگی شود. این کنترل مجدد برای ستون‌های مستطیلی موضوعیت ندارد.

پ- محاسبه مقاومت برشی برای ستون‌های با مقطع دایره

سهم بتن از مقاومت برشی نهایی، V_c، از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه می‌شود.

سهم فولاد از مقاومت برشی نهایی، V_s، با فرض زاویه ترک برشی، θ، معادل ۳۵ درجه از رابطه ۲-۵-۱۳ تعیین می‌شود.

$$V_s = \frac{\pi}{4}\frac{\phi_s f_y A_h D_c}{S} \qquad (۱۳-۵-۲)$$

که در آن:

A_h: سطح مقطع آرماتور برشی ستون بر حسب میلیمتر مربع

S: فاصله خاموت‌های افقی یا مارپیچ‌ها برحسب میلیمتر

D_c: قطر هسته بتن در جهت بارگذاری مرکز به مرکز خاموت‌های فولادی محیطی افقی بر حسب میلیمتر

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

ϕ_s: ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

f_y: مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

سهم پوشش FRP با ضخامت کل $N_b t_{frp}$ از مقاومت برشی نهایی، V_{frp}، از رابطه ۲-۵-۱۴ تعیین می‌شود.

$$V_{frp} = \frac{\pi}{4}\phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} D_g \qquad (۱۴-۵-۲)$$

که در آن:

N_b : تعداد لایه‌های تقویتی FRP

D_g : قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

t_{frp} : ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

ϕ_{frp} : ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید

f_{frp} : تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

تنش کششی در پوشش FRP به مقدار بدست آمده از رابطه ۲-۵-۱۵ محدود می‌گردد.

$$f_{frp} = 0.004E_{frp} \le \phi_{frp} f_{frpu} \qquad (۱۵-۵-۲)$$

که در آن:

ϕ_{frp} : ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید،

E_{frp} : مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frpu} : مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frp} : تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

در رابطه فوق، کرنش موثر، ε_{frpu}، در پوشش FRP برابر ۰/۰۰۴ در نظر گرفته شده است.

ضخامت مورد نیاز پوشش FRP برای تقویت برشی از رابطه ۲-۵-۱۶ بدست می‌آید.

$$N_b t_{frp} \ge \frac{1000(V_r - V_c - V_s)}{\pi \phi_{frp} E_{frp} D_g} \qquad (۱۶-۵-۲)$$

که در آن:

N_b : تعداد لایه‌های تقویتی FRP

V_c : مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

V_r : مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_s : مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

D_g : قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

t_{frp} : ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

E_{frp} : مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

ϕ_{frp} : ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

ت- محاسبه مقاومت برشی برای ستون‌های با مقطع مستطیلی

سهم بتن از مقاومت برشی نهایی V_c و سهم فولادهای افقی از مقاومت برش نهایی V_s مطابق آیین‌نامه بتن ایران «آبا» تعیین می‌شود.

سهم پوشش FRP با ضخامت کل $N_b t_{frp}$ از مقاومت برشی نهایی، V_{frp}، از رابطه ۲-۵-۱۷ تعیین می‌شود.

$$V_{frp} = \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} d \qquad (۲-۵-۱۷)$$

که در آن:

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

f_{frp} : تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

N_b : تعداد لایه‌های تقویتی FRP

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر

V_{frp}: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

تنش کششی در پوشش FRP به مقدار زیر محدود می‌گردد.

$$f_{frp} = 0.002 E_{frp} \le \phi_{frp} f_{frpu} \qquad (۲-۵-۱۸)$$

که در آن:

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید،

E_{frp} : مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frpu} : مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frp} : تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

برای یک مقطع مستطیلی (هنگامی که نسبت ابعاد مقطع بین ۱/۱ تا ۱/۵ باشد) کرنش موثر در پوشش FRP، ε_{frpu}، برابر ۰/۰۰۲ بکار برده می‌شود. ضخامت مورد نیاز پوشش FRP برای تقویت‌های برشی از رابطه ۲-۵-۱۹ بدست می‌آید.

$$N_b t_{frp} \ge \frac{500(V_r - V_c - V_s)}{\phi_{frp} E_{frp} d} \qquad (۲-۵-۱۹)$$

که در آن:

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر

N_b : تعداد لایه‌های تقویتی FRP

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

t_{fm}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

E_{fm}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

ϕ_{fm}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

۲-۵-۱-۱-۳-۴- محدودیت‌های مقاوم‌سازی برای ظرفیت بار محوری

با توجه به اینکه اثر محصورشدگی تحت بارهای محوری تا زمانی که کرنش‌های شعاعی به اندازه کافی بزرگ نباشند فعال نمی‌شود، باید از عدم وقوع گسیختگی زود رس به سبب خزش یا خستگی مطابق بندهای زیر اطمینان حاصل نمود.

الف- خزش

بار مرده، N_D، شامل وزن اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ثابت، نباید از رابطه ۲-۵-۲۰ بیشتر شود.

$$N_D \le 0.85[0.68\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + f_s A_{st}] \qquad (۲۰-۵-۲)$$

که در آن:

N_D : بار مرده عضو فشاری بر حسب نیوتن

f_{cc} : مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

A_g : مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

A_{st} : سطح مقطع آرماتور طولی بر حسب میلیمترمربع

ϕ_c : ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

ϕ_s : ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

f_y : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

تنش در آرماتورهای طولی، f_s ، به کمترین مقدار دو عبارت زیر محدود می‌گردد:

$$f_s \le 0.0015 E_s \qquad (۲۱-۵-۲)$$

$$f_s \le 0.8 f_y \qquad (۲۲-۵-۲)$$

اگر ستون با فولادهایی با کرنش تسلیم کمتر از ۰/۰۰۱۹ مسلح شود، رابطه ۲-۵-۲۱ در طراحی ملاک خواهد بود.

ب- خستگی

برای ستون محصور شده با مصالح FRP، به منظور کنترل تنش بتن در محدوده‌های تحمل خستگی، رعایت محدودیت‌های روابط ۲-۵-۲۳ الزامی است.

$$0 \le \frac{N_D}{f_c A_g} \le 0.5 \quad \rightarrow \quad N_L \le 0.4 f_c A_g - 0.28 N_D$$

$$0.5 \le \frac{N_D}{f_c A_g} \le 0.75 \quad \rightarrow \quad N_L \le 0.46 f_c A_g - 0.4 N_D \qquad (۲۳-۵-۲)$$

$$0.75 \le \frac{N_D}{f_c A_g} \le 1 \quad \rightarrow \quad N_L \le 0.64 f_c A_g - 0.64 N_D$$

که در آن:

A_g: مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

N_D: بار مرده عضو فشاری بر حسب نیوتن

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

N_L: بار زنده عضو فشاری بر حسب نیوتن می‌باشد.

مثال ۲-۵-۳

ستون بتن مسلحی با مشخصات زیر مفروض است، مطلوبست محاسبه ظرفیت برشی جدید ستون مقاوم‌سازی شده با مصالح FRP.

ابعاد هندسی ستون:

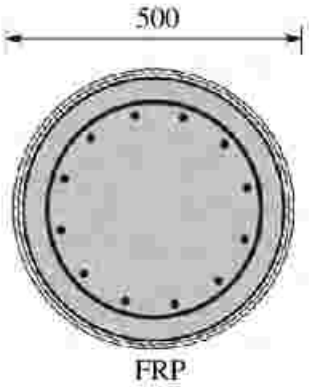
$\ell_u = 3000\,mm$

$D_g = 500\,mm$

$A_g = 196350\,mm^2$

$D_c = 395\,mm$

$A_c = 122540\,mm^2$

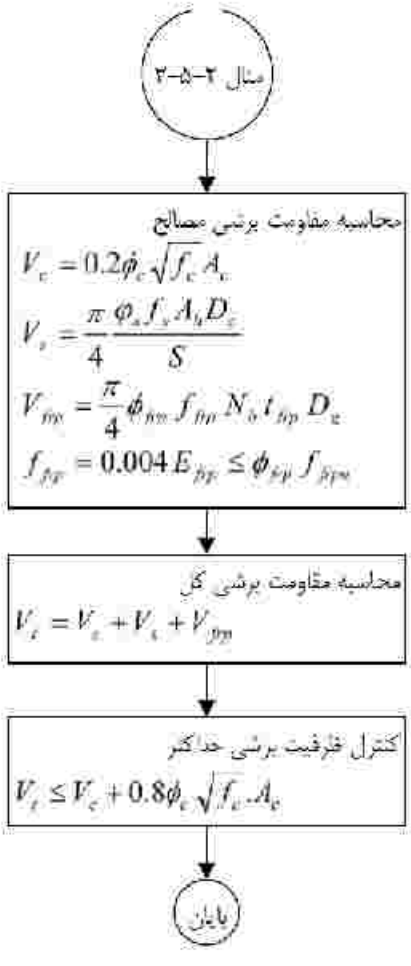


فولاد:

$f_y = 400\,MPa$

$A_{st} = 2500\,mm^2$

$A_h = \Phi 16 @ 200mm$



اضافه شد

بتن:

$f_c = 25MPa$

بارگذاری:

$N_D = 1500\,KN$

$N_L = 1550KN$

$N_U = 1.25N_D + 1.5N_L = 4200KN$

FRP:

$f_{frpu} = 2400MPa$

$t_{frp} = 0.36mm$

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم و تعداد لایه‌های تقویت FRP برابر ۲ می‌باشد.

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64$

$E_{frp} = 70\,GPa$

$N_b = 2$

مراحل	محاسبات
۱ -محاسبه مقاومت برشی مصالح	$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} A_c$ $V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 122540 = 73.5KN$ $V_s = \frac{\pi}{4} \frac{\varphi_s f_y A_h D_c}{S}$ $V_s = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{0.85 \times 400 \times 2 \times 200 \times 395}{200} = 211KN$ $V_{frp} = \frac{\pi}{4} \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} D_g$ $V_{frp} = \frac{\pi}{4} \times 0.64 \times (0.004 \times 70000) \times 2 \times 0.36 \times 500 = 50.6\,KN$ $f_{frp} = 0.004\,E_{frp} \le \phi_{frp} f_{frpu} \Rightarrow 0.004 \times 70 \times 10^9 \le 0.64 \times 2400 \times 10^6\ O.K$
۲ -محاسبه مقاومت برشی	$V_r = V_c + V_s + V_{frp}$ $V_r = 73.5 + 211 + 50.6 = 335.1KN$
۳ -کنترل ظرفیت برشی حداکثر	$V_r \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c}.A_c$ $V_r \le 73.5 \times 10^3 + 0.8 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 122540 = 367.6\,KN$
نتیجه : ظرفیت برشی از 284.5 به 335.1 افزایش یافته است که حدود 18% افزایش را نشان می‌دهد.	

مثال ۲-۵-۴

ستون بتن مسلحی با مشخصات زیر مفروض است در صورت تقویت برشی ستون با الیاف FRP مطلوبست محاسبه ظرفیت جدید ستون.

مشخصات ابعاد هندسی:

$\ell_u = 3000mm$

$b = 500mm$

$h = 500mm$

$A_g = 250000mm^2$

FRP:

الیاف شیشه GFRP (شیشه- پوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$E_{frp} = 70GPa$ $\quad f_{frp} = 2400MPa$ $\quad t_{frp} = 0.36mm$ $\quad \phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64$

فولاد

$f_y = 400MPa$

$A_{st} = 2500mm^2$

$d = 450mm$

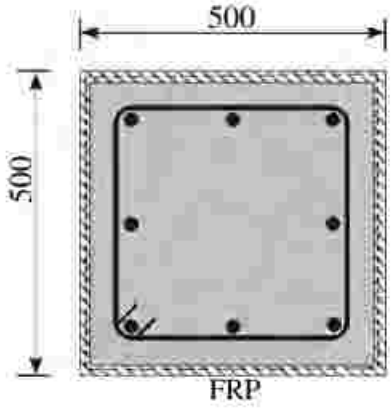
$A_h = \Phi 16 @ 200mm$

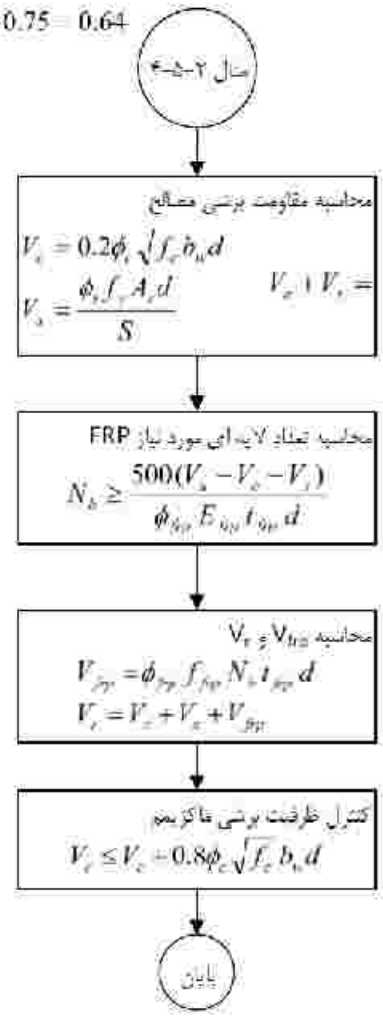
بتن:

$f_c = 25MPa$

بارگذاری:

$V_u = 500KN$





مراحل	محاسبات
۱ - محاسبه مقاومت برشی مصالح	$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}b_w d$ $V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 500 \times 450 = 135KN$ $V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d}{S}$ $V_s = \frac{0.85 \times 400 \times 2 \times 200 \times 450}{200} = 306KN$ $V_c + V_s = 441KN$

اضافه شد

۲ - محاسبه تعداد لایه مورد نیاز	$N_b \geq \frac{500(V_u - V_c - V_s)}{\phi_{frp} E_{frp} t_{frp} d}$ $N_b = \frac{500(500-135-306)*10^3}{0.64\times 70000\times 0.36\times 450} = 4.06$ از ۴ لایه استفاده می‌گردد.
۳ - محاسبه V_{frp} و V_r	$V_{frp} = \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} d$ $V_{frp} = 0.64\times(0.002\times 70000)\times 4\times 0.36\times 450 = 58.1 KN$ $V_r = V_c + V_s + V_{frp}$ $V_r = 135+306+58.1 = 499.1 KN$
۴ - کنترل ظرفیت برشی ماکزیمم	$V_r \leq V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$ $V_r \leq 135\times 10^3 + 0.8\times 0.6\times \sqrt{25}\times 500\times 450$ $V_r \leq 675 KN \quad O.K.$
نتیجه : ظرفیت برشی از 441 KN به 499 KN افزایش می‌یابد که 13.2% افزایش را نشان می‌دهد.	

مثال ۲-۵-۵

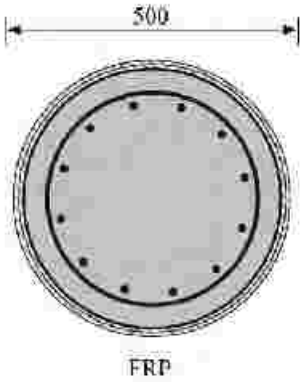
مطلوبست تقویت فشاری ستون بتن مسلح دایره‌ای شکل با مشخصات زیر با الیاف FRP

مشخصات ابعاد هندسی:

$\ell_u = 3000mm,$

$D_g = 500mm,$

$A_g = 196350mm^2.$



فولاد:

$f_y = 400MPa$

$A_{st} = 2500mm^2$

بتن:

$f_c = 25MPa$

بارگذاری

$N_D = 1500\,KN\,, N_L = 1550\,KN$

$N_U = 1.25N_D + 1.5N_L = 4200KN$

مثال ۲-۵-۵

کنترل مقاومت ستون تحت بار محوری

$N_{r,max} = 0.8[0.85\varphi_c f_c (A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y A_{st}]$: قبل از محصورشدگی بتن

بررسی لاغری ستون

$$\frac{\ell_u}{D_g} \le \frac{6.25}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$$

محاسبه مقاومت مورد نیاز برای بار وارد شده در بتن محصور شده

$$f_{cc} = \frac{\left(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st}\right)}{0.85\varphi_c (A_g - A_{st})}$$

محاسبه نسبی حجمی مقاومت

$$\omega_w = \frac{\left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)}{\alpha_{fc}}$$

محاسبه فشار محصورشدگی مورد نیاز

$$f_{lfrp} = \frac{\omega_w \phi_c f_c}{2}$$

$$f_{lfrp} \le \frac{f_c}{2\alpha_{fc}}\left(\frac{1}{k_e} - \phi_c\right)$$

$$f_{lfrp} \ge 4\,MPa$$

محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز

$$N_b = \frac{f_{lfrp} D_g}{2\phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}$$

محاسبه مقاومت فشاری ضریب دار ستون محصور شده با FRP

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g} \qquad 4 \le f_{lfrp}$$

$$\omega_w = \frac{2f_{lfrp}}{\phi_c f_c}$$

$$f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{fc} \omega_w)$$

$$N_{r,max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$$

پایان

اضافه شد

قبل از محصورشدگی بتن: $N_{r\max} = 0.8[0.85\varphi_c f_c (A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y . A_{st}]$

$: N_{r\max} = 2657\ KN < 4200 KN$

پس تقویت ستون برای افزایش مقاومت محوری لازم است.

FRP:

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{frpu} = 2400 MPa,$

$t_{frp} = 0.36 mm,$

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64$

$E_{frp} = 70 GPa$

مراحل	محاسبات
۱ – بررسی لاغری ستون	$\frac{\ell_u}{D_g} \le \frac{6.25}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$ $\frac{3000}{500} = 6 < \frac{6.25}{\sqrt{4200 \times 10^3 / (25 \times 196350)}} = 6.75 \quad O.K$
۲ – محاسبه مقاومت مورد نیاز برای بار وارده در بتن محصور شده	$f_{cc} = \frac{\left(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st}\right)}{0.85\varphi_c (A_g - A_{st})}$ $f_{cc} = \frac{\left(\frac{4200 \times 10^3}{0.8} - 0.85 \times 400 \times 2500\right)}{0.85 \times 0.6 (196350 - 2500)} = 44.5 MPa$
۳ – محاسبه نسبی حجمی مقاومت	$\omega_w = \frac{\left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)}{\alpha_{pc}} = \frac{\left(\frac{44.5}{25} - 1\right)}{1} = 0.78$
۴ – محاسبه فشار محصور شدگی مورد نیاز	$f_{lfrp} = \frac{\omega_w \phi_c f_c}{2}$ $f_{lfrp} \le \frac{f_c}{2\alpha_{pc}} (\frac{1}{k_e} - \phi_c)$ $f_{lfrp} = \frac{0.78 \times 0.6 \times 25}{2} = 5.85 MPa$ $f_{lfrp} \ge 4 MPa \quad o.k.$ $f_{lfrp} \le \frac{25}{2 \times 1} (\frac{1}{0.8} - 0.6) = 8.125 \ ok$

۵ – محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز	$N_b = \frac{f_{lfrp} D_g}{2\phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}$ $N_b = \frac{5.85 \times 500}{2 \times 0.64 \times 2400 \times 0.36} = 2.6$ از 3 لایه FRP استفاده می‌گردد.
۶ – محاسبه مقاومت فشاری ضریب‌دار ستون محصور شده با FRP	$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g}$ $f_{lfrp} = \frac{2 \times 3 \times 0.64 \times 2400 \times 0.36}{500} = 6.63 MPa$ $4 \le f_{lfrp} \le 8.125$ $\omega_w = \frac{2 f_{lfrp}}{\phi_c f_c}$ $\omega_w = \frac{2 \times 6.63}{0.6 \times 25} = 0.88$ $f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pc} \omega_w)$ $f_{cc} = 25(1 + 0.88) = 47 MPa$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85 \phi_c f_{cc} (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85 \times 0.6 \times 47 \times (196350 - 2500) + 0.85 \times 400 \times 2500\right]$ $N_{r\max} = 4400 KN$

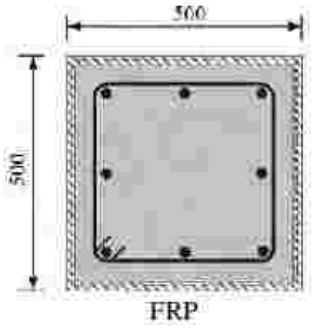
مثال ۲-۵-۶

مطلوبست تقویت فشاری ستون بتن مسلح با مقطع مربع و مشخصات زیر با الیاف FRP.

مشخصات مقطع:

$\ell_u = 3000 mm, b = 500 mm, h = 500 mm$

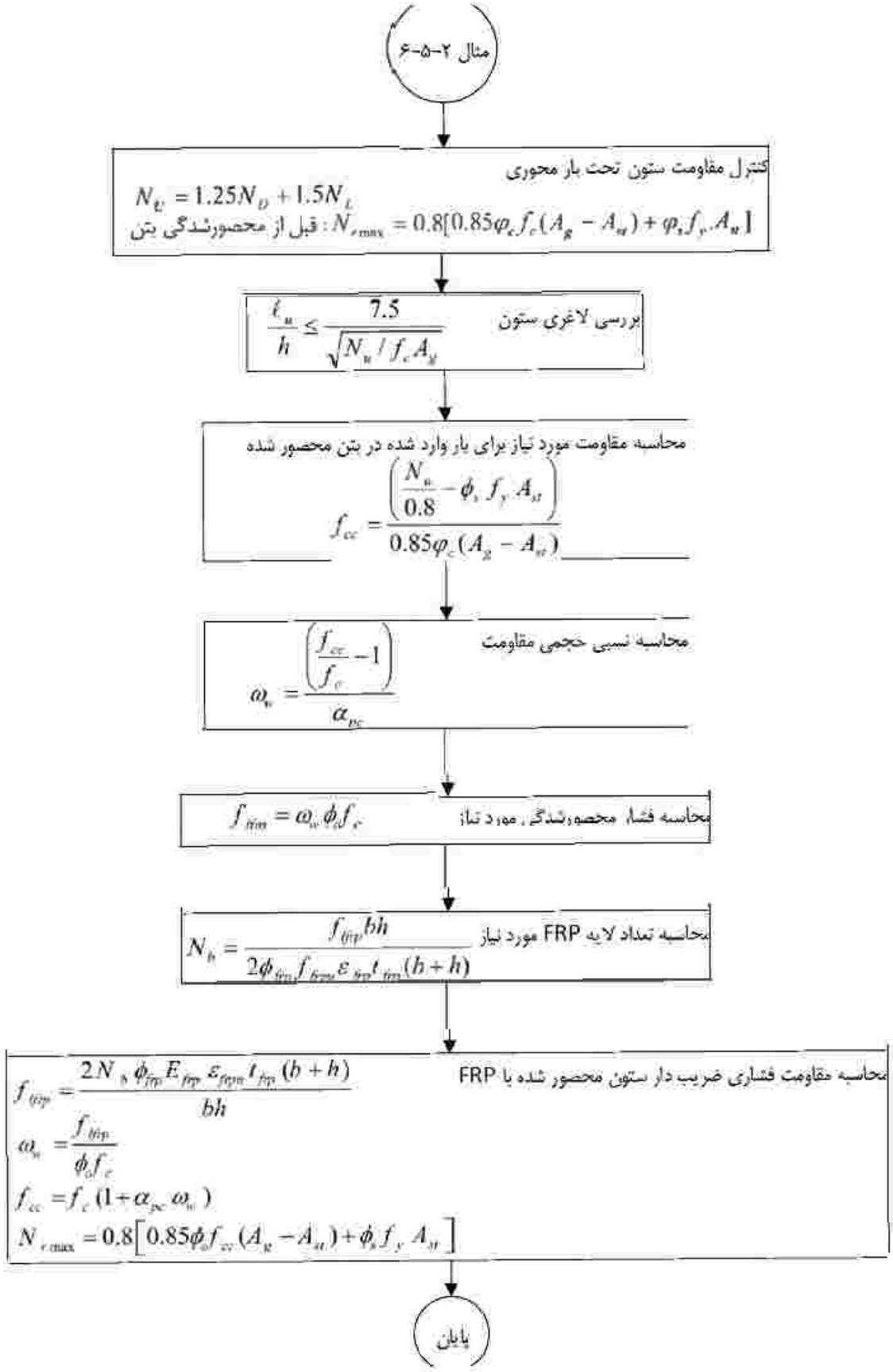
$A_g = 250000 mm^2$



فولاد:

$f_y = 400 MPa$

$A_{st} = 2500 mm^2$


مثال ۲-۵-۶
کنترل مقاومت ستون تحت بار محوری
$N_u = 1.25N_D + 1.5N_L$
$N_{r\max} = 0.8[0.85\varphi_c f_c(A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y A_{st}]$: قبل از محصورشدگی بتن
بررسی لاغری ستون
$\frac{\ell_u}{h} \le \frac{7.5}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$
محاسبه مقاومت مورد نیاز برای بار وارد شده در بتن محصور شده
$f_{cc} = \frac{\left(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st}\right)}{0.85\varphi_c(A_g - A_{st})}$
محاسبه نسبی حجمی مقاومت
$\omega_w = \frac{\left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)}{\alpha_{pc}}$
محاسبه فشار محصورشدگی مورد نیاز
$f_{lim} = \omega_w \phi_c f_c$
محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز
$N_b = \frac{f_{lfp} bh}{2\phi_{frp} f_{frpe} \varepsilon_{frp} t_{frp}(b+h)}$
محاسبه مقاومت فشاری ضریب دار ستون محصور شده با FRP
$f_{lfp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpe} t_{frp}(b+h)}{bh}$
$\omega_w = \frac{f_{lfp}}{\phi_c f_c}$
$f_{cc} = f_c(1 + \alpha_{pc}\omega_w)$
$N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$
پایان

اضافه شد

بتن:

$$f_c = 30\,MPa$$

بارگذاری

$$N_D = 1300\,KN$$
$$N_L = 1450\,KN$$

$$N_U = 1.25N_D + 1.5N_L = 3800\,KN$$

قبل از محصورشدگی بتن: $N_{r\max} = 0.8[0.85\varphi_c f_c (A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y . A_{st}]$

$$N_{r\max} = 3530\,KN < 3800\,KN$$

پس تقویت ستون برای افزایش مقاومت محوری لازم است.

FRP:

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$$f_{frpu} = 2400\,MPa, t_{frp} = 0.36mm,$$
$$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64,$$
$$E_{frpu} = 70\,GPa$$

مراحل	محاسبات
۱ - بررسی لاغری ستون	$\frac{\ell_u}{h} \le \frac{7.5}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$ $\frac{3000}{500} = 6 < \frac{7.5}{\sqrt{4200 \times 10^3 / (25 \times 196350)}} = 10.5 \quad O.K$
۲ - محاسبه مقاومت مورد نیاز برای بار وارده در بتن محصور شده	$f_{cc} = \frac{\left(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st}\right)}{0.85\varphi_c (A_g - A_{st})}$ $f_{cc} = \frac{\left(\frac{3800 \times 10^3}{0.8} - 0.85 \times 400 \times 2500\right)}{0.85 \times 0.6\,(250000 - 2500)} = 30.9\,MPa$
۳ - محاسبه نسبت حجمی مقاومت	$\omega_w = \frac{\left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)}{\alpha_{pc}} = \frac{\left(\frac{30.9}{30} - 1\right)}{1} = 0.03$
۴ - محاسبه فشار محصورشدگی مورد نیاز	$f_{lfp} = \omega_w \phi_c f_c$ $f_{lfp} = 0.03 \times 0.6 \times 30 = 0.54\,MPa$

۵ - محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز	$N_b = \frac{f_{ljfrp} bh}{2\phi_{frp} f_{frpu} \varepsilon_{frp} t_{frp} (b+h)}$ $N_b = \frac{0.54 \times 500 \times 500}{2 \times 0.64 \times 70 \times 10^3 \times 0.002 \times 0.36(500+500)} = 2.1$ از 3 لایه استفاده می‌کنیم.
۶ - محاسبه مقاومت فشاری ضریب‌دار ستون محصور شده با FRP	$f_{ljfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} t_{frp} (b+h)}{bh}$ $f_{ljfrp} = \frac{2 \times 3 \times 0.64 \times 70000 \times 0.002 \times 0.36 \times (500+500)}{500 \times 500} = 7.774\,MPa$ $\omega_w = \frac{f_{ljfrp}}{\phi_c f_c}$ $\omega_w = \frac{0.774}{0.6 \times 30} = 0.043$ $f_{cc'} = f_c (1 + \alpha_{pc}\, \omega_w)$ $f_{cc'} = 30(1+0.043) = 31.3MPa$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_{cc'} (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$ $N_{r\max} = 3.84 \times 10^6 N = 3840\ KN$

۲-۵-۲- بهسازی ستون‌های فولادی

عمده خرابی موجود در ستون‌های فولادی شامل کمانش موضعی و کلی و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد. در شکل (۲-۵-۱۹) نمونه هایی از خرابی ستون های فولادی نشان داده شده است.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم ستون

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز

۳- عدم فشردگی مقطع

۴- ضعف درجوش‌ها

۵- عدم رعایت اصل تیر ضعیف و ستون قوی

۶- زنگ زدگی و خوردگی ستون

۷- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد

۸- خستگی

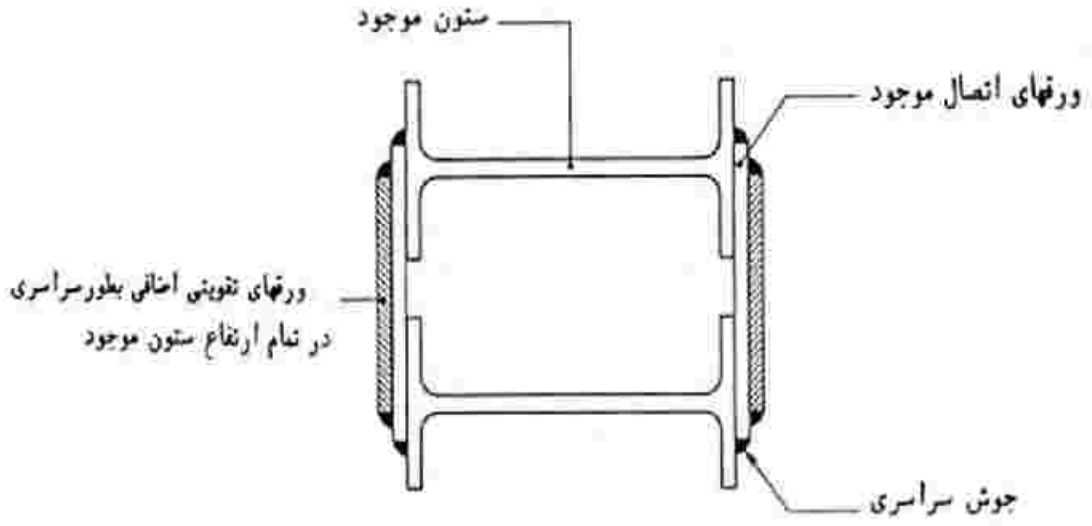
۹- آتش‌سوزی

در ادامه به راهکارهای متداول برای بهسازی ستونهای فلزی اشاره شده است.

۲-۵-۳-۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری ستون، اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون می‌باشد. این روش در شکل ۲-۵-۲۰ نشان داده شده است. در این روش با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون نیز جلوگیری می‌گردد.

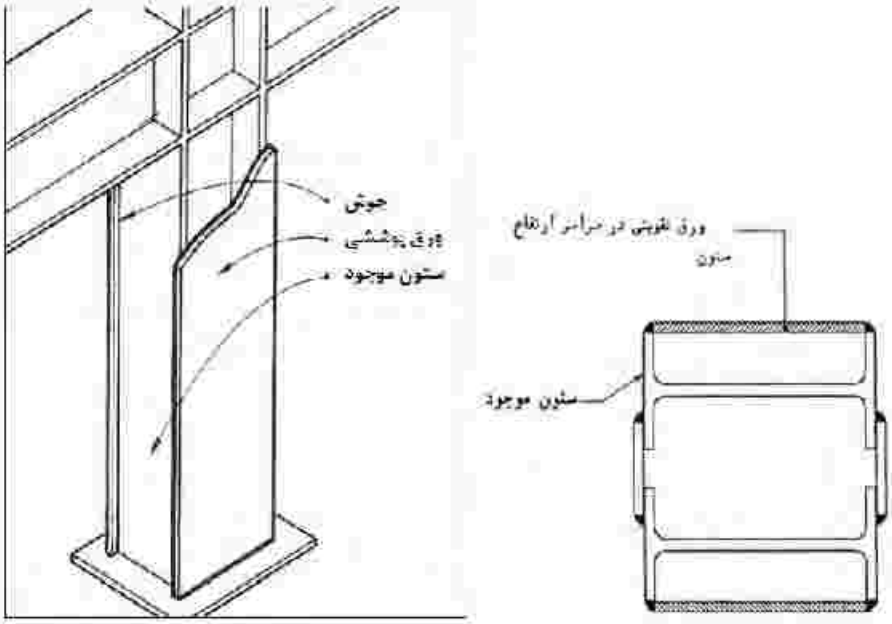
شکل ۲-۵-۱۹- نمونه‌ای از خرابی ستون‌های فولادی



شکل ۲-۵-۲۰- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

۲-۵-۲-۲- اضافه کردن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل مقطع به شکل جعبه‌ای

اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل آن به مقطع جعبه‌ای منجر به افزایش مقاومت خمشی و محوری ستون می‌شود. این روش در شکل ۲-۵-۲۱ نشان داده شده است. اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون، افزایش ممان اینرسی در امتداد موازی با جان را در پی دارد.



شکل ۲-۵-۲۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی موازی با جان ستون

مثال ۲-۵-۷

ستونی با سطح مقطع ۶۵ سانتیمتر مربع و تنش فشاری مجاز ۱۲۶۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مفروض است. این ستون تحت نیروهای محوری ناشی از بار مرده و زنده به ترتیب زیر قرار دارد:

$P_d = 45ton$

$P_l = 36ton$

بنا به عللی نیروی محوری ناشی از بار زنده مقدار ۱۰ تن افزایش می‌یابد. مطلوب است تعیین سطح مقطع تقویتی لازم.

ستونی با سطح مقطع 65 سانتی متر مربع می باشد، این ستون تحت نیروهای ناشی از بار مرده و زنده به ترتیب زیر قرار دارد

$P_d = 45\ ton$

$P_l = 36\ ton$

بنا به عللی نیروی محوری ناشی از بار زنده به مقدار 10 ton افزایش می یابد، مطلوبست طرح اولیه ستون و مقطع تقویتی لازم.

اضافه شد

۱ – ابتدا وضعیت ستون موجود کنترل می‌شود:

$$f_{ad} = \frac{45\times10^3}{65} = 692 kg/cm^2$$

$$f_{al} = \frac{36\times10^3}{65} = 554 kg/cm^2$$

تنش کل = $f_a = 1246\,kg/cm^2 \le 1260\,kg/cm^2$ O.K

ترکیب $1.2DL + 1.6LL$

$$P_u = 1.2\times45 + 1.6\times36 = 111.6\ ton$$

فرض $F_{cr} = 1800\frac{kg}{cm^2}$

$$P_u \le \phi P_n = 0.9 F_{cr} Ag$$

$$11.16\times10^3 \le 0.9\times1800\times Ag$$

$$\rightarrow Ag \ge 68.8\,cm^2$$

$$IPB20:\ A = 78.1\,cm^2\ \ r_x = 8.54\,cm^2, r_y = 5.07 cm^2$$

$$\lambda = \frac{KL}{r},\quad K = 1\ \ , L = 4\,m$$

$$\lambda_x = \frac{1\times400}{8.54} = 46.84$$

$$\lambda_y = \frac{1\times400}{5.04} = 78.89$$

$$\lambda_{max} = 78.89$$

$$\lambda_{max} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\rightarrow\quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2\times2.1\times10^6}{78.89^2} = 3330.24\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = 1775\frac{kg}{cm^2}$$

کنترل $P_u \le \phi P_n$

اضافه شد

اکنون سطح مقطع ستون باید برای افزایش نیروی محوری به مقدار ۱۰ تن، تقویت شود. با توجه به حضور دائمی بار مرده بر روی ستون، تنش مجاز برای طراحی ورق تقویتی، تفاضل تنش مجاز با تنش ناشی از بار مرده است:

تنش مجاز برای طراحی ورق تقویتی $= F_a = 1260 - 692 = 568 kg/cm^2$

سطح مقطع ورق تقویتی $= 10\times10^3 / 568 = 17.6 cm^2$

سطح مقطع ورق تقویتی معادل $2P100\times10mm$ انتخاب می‌شود:

تقویت $A = 2\times10\times1 = 20cm^2$

کلی $A = 65 + 20 = 85cm^2$

$$f_{ad} = \frac{45\times10^3}{65} = 692kg/cm^2$$

$$f_{at} = \frac{46\times10^3}{85} = 541kg/cm^2$$

$$1233kg/cm^2 \le 1260kg/cm^2$$

$$111.6\times10^3 \le 0.9\times1775\times78.1 = 124.7\times10^3$$

$$F_r = \phi F_{cr} = 0.9\times1775 = 1597.5\ \frac{kg}{cm^2}$$

تنش ناشی از بار مرده $f_d = \frac{P_{ud}}{\text{(سطح مقطع ستون)}} = \frac{1.2\times45\times10^3}{78.1} = 691.4\frac{kg}{cm^2}$

برای ورق $\phi F_{cr} = 1597.5 - 691.4 = 906.08\ \frac{kg}{cm^2}$

$$\frac{P_{uL}}{906.08} = \frac{1.6\times10\times10^3}{906.08} = 17.66\ cm^2$$

$$\rightarrow 2PL\ 10\times1\ cm$$

$$I_y = 2000 + 2\times\frac{1\times10^3}{12} = 2166\ cm^4$$

$$I_x = 5700 + 2\times10\times10.5^2 = 7905\ cm^4$$

جدید $A = 78.1 + 20 = 98.1\ cm^2$

کنترل تنش‌ها:

$$\rightarrow\ r_{min} = \sqrt{\frac{2166}{98.1}} = 4.7\ \rightarrow \lambda_{max} = \frac{400}{4.7} = 85.1$$

$$F_e = 2862\ \frac{kg}{cm^2} \rightarrow F_{cr} = 1689\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_r = \phi F_{cr} = 0.9\times1689 = 1520\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_L = \frac{(10+36)\times10^3\times1.6}{98.1} = 750.25\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_T = f_d + f_L = 691.42 + 750.25 = 1441.67 < 1520\quad OK$$

اضافه شد

اگر بتوانیم با جک زدن کل بار (مرده + زنده) را از روی مقطع برداریم، در این شرایط بار مرده و زنده توسط مقطع کل تحمل می شود :

$P_u = 1.2 \times 45 + 1.6 \times (36 + 10) = 127\ ton$ جدید

$F_{cr} = 1800 \frac{kg}{cm^2}$ فرض

$P_u \le \phi P_n \quad \rightarrow \quad Ag \ge \frac{127 \times 10^3}{0.9 \times 1800} = 78.4\ cm^2$

$\rightarrow$ انتخاب $IPB18\ ,\ A = 65.3\ cm^2$

$78.4 - 65.3 = 13.1\ cm^2$

$\rightarrow$ انتخاب $2PL\ 10 \times 2\ cm$

$I_y = 1360 + 2 \times \frac{2 \times 10^3}{12} = 1693.3\ cm^4$

$I_x = 3830 + 2 \times (10 \times 2) \times 10^2 = 7830\ cm^4$

$Ag = 65.3 + 40 = 105.3\ cm^2$

$r_x = 8.62\ cm^2 \quad , \quad r_y = 4.01 cm^2 \quad \rightarrow \lambda_{max} = 99.75$

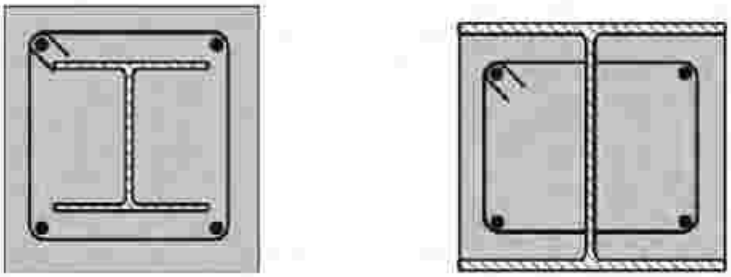
$F_e = 2083.01\ \frac{kg}{cm^2}$

$F_{cr} = 1481.75\ \frac{kg}{cm^2}$

$P_u \le \phi P_n \quad \rightarrow \quad 127 \times 10^3 \le 0.9 \times 1481.75 \times 105.3$
$= 140 \times 10^3 \quad OK$

۲-۵-۲-۳- استفاده از روکش بتنی

این روش برای مقاومسازی مقاطع فولادی باز[1] مانند مقاطع I و H بکار می‌رود. با محصور نمودن ستون فولادی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی نیز می‌گردد. برای بالا بردن سختی خمشی ستون، باید روکش بتنی ستون فولادی در طبقات مختلف پیوسته باشد.



شکل ۲-۵-۲۲- استفاده از روکش بتنی برای مقاومسازی ستون فولادی

[1] Open Section

اضافه شد

در صورتی که ستون فولادی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی موثر توصیه می‌گردد (شکل ۲-۵-۲۳). این ستون‌ها پس از مقاومسازی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی خواهند داشت. در این بخش جهت یکسان سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، کیلوگرم و سانتیمتر می‌باشد.

شکل ۲-۵-۲۳- بهسازی ستون‌های با خوردگی شدید با روکش بتنی

۲-۵-۲-۳-۱- محدودیت‌ها

۱ سطح مقطع نیمرخ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مقاومسازی شده باشد.

۲ روکش بتنی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی و یا مارپیچ به منظور دورگیری بتن، مسلح شده باشد.

۳ مساحت مقطع تنگ‌های عرضی باید حداقل ۰/۲۵ میلیمتر مربع برای هر میلیمتر فاصله بین تنگ‌ها باشد.

۴ نسبت آرماتورهای طولی (ρ_{sl}) باید حداقل ۰/۰۰۴ باشد:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad (۲۴-۳-۲)$$

در رابطه فوق:

A_{sr} : مساحت مقطع آرماتورهای طولی پیوسته

A_g : مساحت کلی مقطع مختلط

۲-۵-۲-۳-۲- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی با بارگذاری محوری، برابر $\phi_C P_n$ می‌باشد که ϕ_C ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری ستون مطابق روابط زیر تعیین شود:

۱. در صورتی که $P_e \geq ۰/۴۴ P_O$ باشد:

$$P_n = P_O \left[۰/۶۵۸^{\left(\frac{P_O}{P_e}\right)} \right] \qquad (۲۵-۵-۲)$$

۲. در صورتی که $P_e < ۰/۴۴ P_O$ باشد:

$$P_n = ۰/۸۷۷ P_e \qquad (۲۶-۵-۲)$$

در روابط مذکور:

$$P_O = A_S F_Y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_c \qquad (۲۷-۵-۲)$$

$$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} \qquad (۲۸-۳-۲)$$

که در آن:

A_S : مساحت مقطع نیمرخ فولادی بر حسب cm^2

A_C : مساحت مقطع بتن بر حسب cm^2

A_{sr} : مساحت مقطع آرماتورهای طولی بر حسب cm^2

E_C : مدول الاستیسیته بتن بر حسب kg/cm^2

E_C را می‌توان از رابطه $E_C = ۰/۱۳۵ W^{۱/۵} \sqrt{f_c}$ حساب نمود که در آن W جرم مخصوص بتن بر حسب کیلوگرم بر متر مکعب و f_c مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بیان می‌شوند. برای بتن با وزن مخصوص معمولی این رابطه به صورت $E_C = ۱۵۰۰۰ \sqrt{f_c}$ در می‌آید.

E_S : مدول الاستیسیته فولاد بر حسب kg/cm^2

f_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب kg/cm^2

F_y : تنش تسلیم نیمرخ فولادی بر حسب kg/cm^2

F_{yr} : تنش تسلیم آرماتورهای طولی بر حسب kg/cm^2

I_C : ممان اینرسی مقطع بتنی بر حسب cm^4

I_S : ممان اینرسی مقطع نیمرخ فولادی بر حسب cm^4

I_{sr} : ممان اینرسی میلگردهای طولی cm^4

K : ضریب طول موثر

L : طول مهار نشده ستون بر حسب cm

P_n : مقاومت فشاری اسمی مقطع بر حسب kg

P_O : مقاومت فشاری اسمی مقطع بدون توجه به آثار کمانشی بر حسب kg

P_e : نیروی محوری کمانشی اولر بر حسب kg

EI_{eff} : سختی موثر مقطع مختلط که با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$EI_{eff} = E_S I_S + 0.5 E_S I_{sr} + C_1 E_C I_C \qquad (۲۹-۵-۲)$$

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_S}{A_C + A_S}\right) \le 0.3 \qquad (۳۰-۵-۲)$$

۲-۵-۲-۳-۳- مقاومت کششی

مقاومت کششی ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی با بارگذاری محوری، مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که ϕ_t ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و P_n ظرفیت کششی اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_S F_y + A_{sr} F_{yr} \qquad (۳۱-۵-۲)$$

که در آن A_S ، F_y ، A_{sr} و F_{yr} مطابق تعاریف بند (۲-۵-۲-۳-۲) می‌باشند.

۲-۵-۲-۳-۴- مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱. مقاومت برشی مقطع فولادی تنها مطابق بخش ۱۰-۵-۶ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طراحی به روش حدی) به علاوه مقاومت برشی تنگ‌ها

۲. مقاومت برشی بخش بتن مسلح به تنهایی

تبصره: مقاومت برشی اسمی خاموت‌ها را می‌توان به کمک رابطه $V_m = A_v f_y \frac{d}{s}$ محاسبه نمود که در آن A_v سطح مقطع مجموع ساق خاموت‌ها، F_y تنش تسلیم خاموت، d ارتفاع موثر مقطع بتنی و S فاصله خاموت‌ها می‌باشد.

۲-۵-۲-۳-۵- انتقال بار

در ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی، برای انتقال بار از طریق اتصال بتن و فولاد، باید ضوابط زیر برآورده شود:

۱. چنانچه بارهای خارجی مستقیماً به مقطع فولادی اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند نیروی برشی مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V' = V\left(1 - \frac{A_S F_y}{P_O}\right) \qquad (۲-۵-۳۲)$$

که در آن:

V': نیروی برشی که برشگیرها باید بتوانند آن را تحمل نمایند، بر حسب kg

V: نیروی برشی اعمال شده به ستون بر حسب kg

A_S: مساحت کلی مقطع فولادی بر حسب cm^2

F_y: تنش تسلیم فولاد بر حسب kg/cm^2

P_O: مقاومت فشاری اسمی ستون بدون توجه به آثار کمانشی بر حسب kg

۲. در صورتی که بارهای خارجی مستقیماً به مقطع بتن اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند برش مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V' = V\left(\frac{A_S F_y}{P_O}\right) \qquad (۲-۵-۳۳)$$

۳. در صورتی که بار مستقیماً به مقطع بتنی وارد شود، حداکثر مقاومت اتکایی طرح، $\phi_B P_p$، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$\phi_B = ۰/۶۵$$
$$P_p = ۱/۷ f_c A_B \qquad (۲-۵-۳۴)$$

که در آن:

A_B: مساحت ناحیه بارگذاری شده بر حسب cm^2

f_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب kg/cm^2

۲-۵-۲-۳-۶- جزییات آرماتوربندی اعضای محوری محاط در بتن

الف. حداقل باید ۴ عدد آرماتور طولی وجود داشته باشد.

ب. فاصله تنگ‌ها برابر با کوچکترین مقدار بدست آمده از روابط زیر می‌باشد:

- ۱۲ برابر قطر آرماتور طولی
- ۴۸ برابر قطر آرماتور تنگ
- $\frac{۱}{۲}$ برابر کوچکترین بعد مقطع ستون مختلط

پ. مقاطع فولادی باید حداقل دارای ۴۰ میلیمتر پوشش بتن باشند. رعایت شرایط محیطی مختلف برای پوشش مطابق مبحث نهم الزامی است.

ت. حداکثر فاصله برشگیرها ۲/۵ برابر بعد کوچکتر مقطع ستون مقاومسازی شده و یا ۴۰۰ میلیمتر (هر کدام که کوچکترند) می‌باشد.

ث. برشگیرها باید حداقل در دو وجه قرینه مقطع فولادی تعبیه شده باشد.

ج. در صورتی که مقطع فولادی محاط در بتن از دو یا چند مقطع فولادی تشکیل شده باشد، باید ضوابط مربوط به ستون‌های مرکب در آنها رعایت شود.

۲-۵-۲-۳-۷- مقاومت برشگیرها

مقاومت اسمی گل‌میخ تک از رابطه زیر بدست می آید:

$$Q_n = ۰/۵ A_{SC} \sqrt{f_c E_c} \le A_{SC} F_u \qquad (۲-۵-۳۵)$$

که در آن:

A_{SC} : مساحت مقطع گل میخ بر حسب cm^2

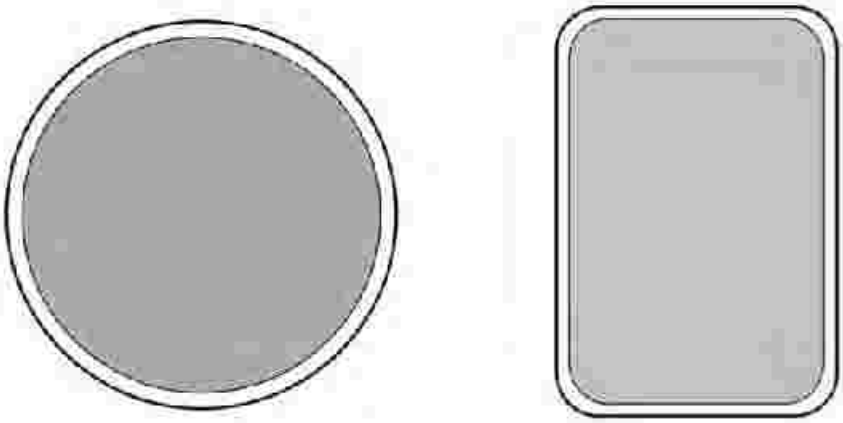
F_u : حداقل تنش نهایی کششی گل میخی بر حسب cm^2

f_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن بر حسب kg/cm^2

E_C : مدول الاستیسیته بتن بر حسب kg/cm^2

۲-۵-۲-۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن

این روش برای مقاطع فولادی بسته[1] بکار می‌رود. نمونه‌ای از ستون فولادی پر شده با بتن در شکل ۲-۵-۲۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۵-۲۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن

۲-۵-۲-۴-۱- محدودیت‌ها

۱- مساحت مقطع فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.

۲- حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ در مقطع تو خالی مستطیلی شکل پرشده با بتن برابر با $۲/۲۶\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ می باشد.

۳- حداکثر نسبت $\frac{D}{t}$ در مقطع تو خالی لوله ای شکل پرشده با بتن برابر با $۰/۱۵\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ می باشد.

۲-۵-۲-۴-۲- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن مساوی $\phi_c P_n$ می باشد که در آن ϕ_c ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی کمانش خمشی مطابق روابط بند (۲-۵-۲-۳-۲) و با اصلاحات زیر تعیین شود.

$$P_O = A_S F_Y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_C F_C \qquad (۲-۵-۳۶)$$

برای مقاطع توخالی مستطیلی شکل $C_2 = ۰/۸۵$

برای مقاطع تو خالی لوله‌ای شکل $C_2 = ۰/۹۵$

---

[1] Close Section

$$EI_{eff} = E_S I_S + E_S I_{sr} + C_3 E_C I_C \qquad (۳۷-۵-۲)$$

$$C_3 = ۰/۶ + ۲\left(\frac{A_S}{A_C + A_S}\right) \le ۰/۹ \qquad (۳۸-۵-۲)$$

۲-۵-۲-۴-۳- مقاومت کششی

مقاومت کششی محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن مساوی $\phi_t P_n$ می باشد که در آن ϕ_t ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۹ و P_n مقاومت کششی اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \qquad (۳۹-۵-۲)$$

۲-۵-۲-۴-۴- مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های فولادی پرشده با بتن برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱- مقاومت برشی مقطع فولادی تنها

۲- مقاومت برشی بخش بتن آرمه تنها

۲-۵-۲-۴-۵- انتقال بار

بار وارده به ستون‌های فولادی پرشده با بتن باید بین قسمت فولادی و بتنی انتقال یابد. وقتی که بار خارجی به مقطع فولادی تنها و یا بخش بتن مسلح تنها اعمال می‌شود، انتقال نیرو از مقطع فولادی به هسته بتنی می‌تواند به کمک یکی از مکانیسم‌های زیر صورت گیرد:

۱- چسبندگی مستقیم بین بتن و فولاد

۲- اتکای مستقیم

در صورت وجود چند مکانیزم، مکانیزمی که بزرگترین مقدار مقاومت اسمی را به دست می‌دهد، ملاک خواهد بود و جمع کردن آثار مکانیسم‌های مختلف مجاز نمی‌باشد.

وقتی که بار به صورت اتکایی به قسمت بتنی مقطع فولادی پرشده با بتن وارد می‌شود، مقاومت طرح اتکایی، $\phi_B P_p$ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\phi_B = 0.65$$
$$P_p = 1.7 f_c A_B \qquad (۴۰-۵-۲)$$

A_B = مساحت ناحیه بارگذاری شده بر حسب cm^2

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب $\frac{kg}{cm^2}$

۲-۵-۳-۵- ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط محاط در بتن و اعضای پر شده با بتن

اثر توام فشار محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای دو محور تقارن و یا یک محور تقارن بر اساس روابط (۲-۵-۴۱) و (۲-۵-۴۲) تعیین می‌گردد.

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \qquad (۲-۵-۴۱)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \qquad (۲-۵-۴۲)$$

که در آن:

P_r = مقاومت فشاری مورد نیاز بر حسب کیلوگرم

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع بر حسب کیلوگرم (مطابق بخشهای ۲-۵-۲-۳-۲ و ۲-۵-۲-۴-۲ محاسبه می‌گردد)

ϕ_c = ضریب مقاومت در فشار، مساوی ۰/۷۵

M_{rx} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور x (محور قوی) برحسب کیلوگرم – سانتیمتر

M_{ry} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور y (محور ضعیف) برحسب کیلوگرم – سانتیمتر

M_{nx} = مقاومت خمشی اسمی حول محور x (محور قوی) مطابق بخش ۲-۵-۲-۵-۱ برحسب کیلوگرم – سانتیمتر

M_{ny} = مقاومت خمشی اسمی حول محور y (محور ضعیف) مطابق بخش ۲-۵-۲-۵-۱ برحسب کیلوگرم – سانتیمتر

ϕ_b = ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۸۵

۲-۵-۳-۵-۱- محاسبه اندرکنش و ظرفیت خمشی

در مقاطع مختلطی که $\frac{P_r}{\phi P_n} > 0.3$ باشد، از رابطه اندرکنشی ۲-۵-۴۱ استفاده می‌شود که در آن M_n از رابطه ۲-۵-۴۳ محاسبه می‌گردد ولی در صورتیکه $\frac{P_r}{\phi P_n} \leq 0.3$ باشد، باید علاوه بر محاسبه اندرکنش آن، اندرکنش $P_r = 0$ نیز باید بر اساس رابطه ۲-۵-۴۳ بررسی شود که در این رابطه مقدار ϕ_b برابر ۰/۹ و $M_n = Z.F_y$ می‌باشد.

$$M_n = ZF_y + (\frac{h_2 - 2C_r}{3})A_w F_{yr} + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{107 f_c h_1}\right] A_w F_y \qquad (۲-۵-۴۳)$$

که در آن:

A_w : مساحت جان مقطع فولادی بر حسب سانتیمترمربع (برای مقاطع پرشده از بتن مساوی صفر)

Z : اساس پلاستیک مقطع فولادی بر حسب سانتیمتر مکعب

C_r : میانگین فاصله بین آرماتورهای فشاری تا وجه فشاری مقطع و فاصله بین آرماتورهای کششی تا وجه کششی مقطع بر حسب سانتیمتر

h_1 : عرض مقطع مرکب عمود بر صفحه خمش بر حسب سانتیمتر

h_2 : عرض مقطع مرکب موازی صفحه خمش بر حسب سانتیمتر

A_{sr} : مساحت کل آرماتورها بر حسب سانتیمتر مربع

F_{yr} : تنش جاری شدن آرماتورها بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

مثال ۲-۵-۸

ستون H شکلی در ساختمان مفروض است. مشخصات آن به صورت زیر می‌باشد.

$IPB\ 300$

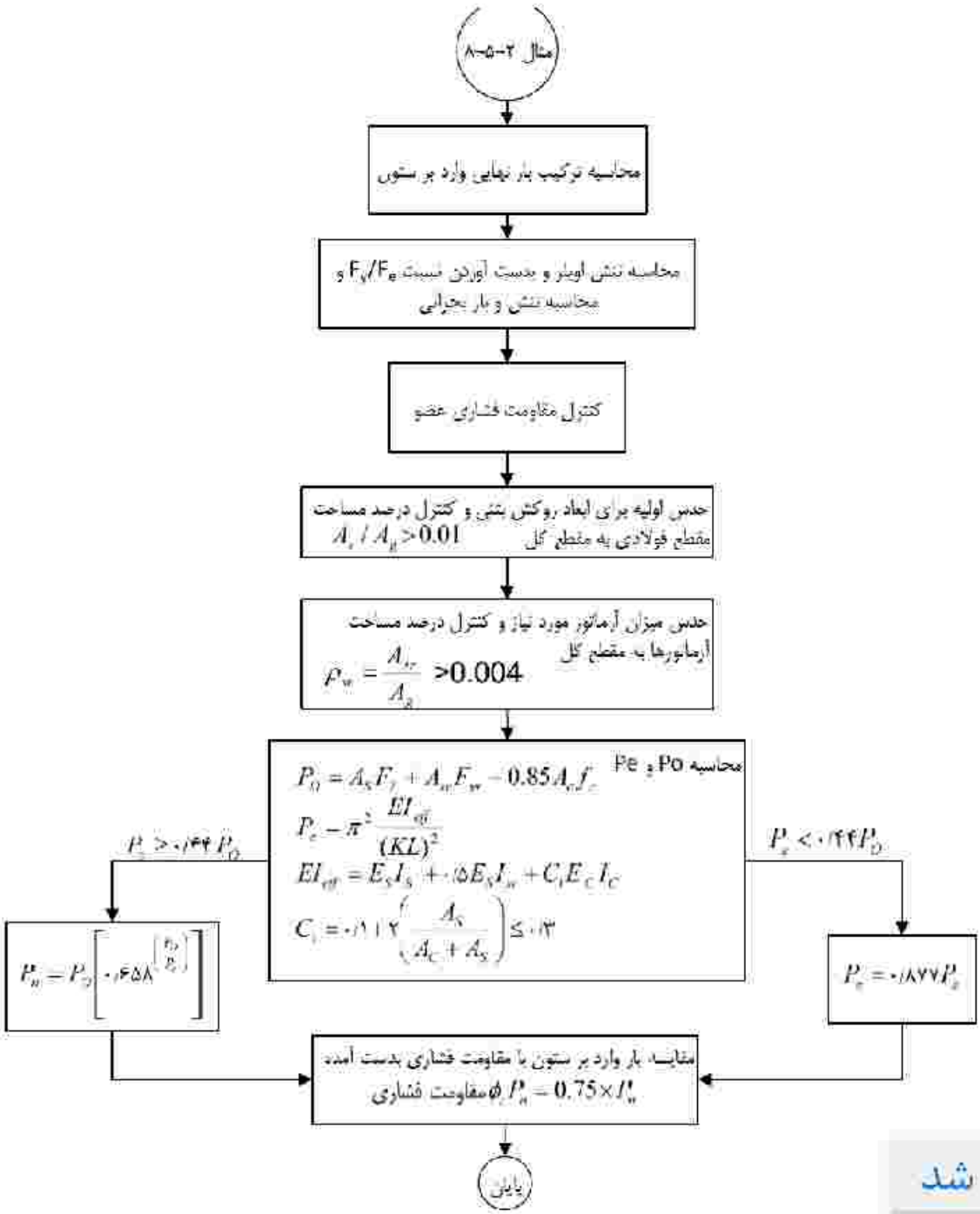
$L = 4.5m$ $\quad A = 149cm^2$

$I_y = 8560cm^4$ $\quad I_x = 25170cm^4$

$S_y = 571cm^3$ $\quad S_x = 1680cm^3$

$r_y = 7.58cm$ $\quad r_x = 13cm$

به علت تغییر کاربری ساختمان ستون تحت نیروی محوری $P_D = 80ton$ و $P_L = 130ton$ قرار گرفته است. مطلوبست بررسی ظرفیت ستون و در صورت نیاز مقاومسازی آن.



اضافه شد

- محاسبه ظرفیت اولیه عضو

$$P_r = 1.25P_D + 1.5P_L$$
$$P_r = 1.25\times 80 + 1.5\times 130 = 295\,ton$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1\times 450}{7.58} = 59.4$$
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2\times 2.1\times 10^6}{59.4^2} = 5874\,kg/cm^2$$
$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{5874}}\right]2400 = 2023\ kg/cm^2$$
$$P_n = F_{cr}.A_g$$
$$P = 2023\times 149 = 301.4\,ton$$

مقاومت فشاری اولیه عضو $= 0.9\times 301.4 = 271.3\,ton < P_r = 295\,ton \quad N.O.K.$

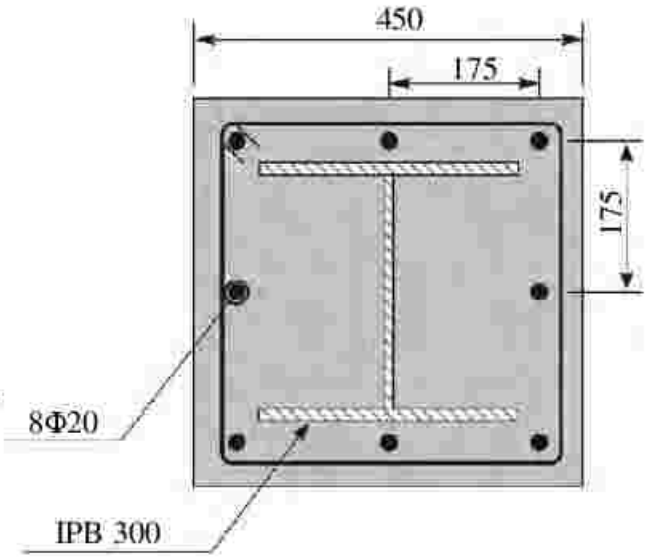
- مقاوم سازی ستون

$$A_g = 45\times 45 = 2025cm^2$$
$$A_s / A_g = 149/2025 = 0.074 > 0.01$$

سطح مقطع نیمرخ فولادی بیشتر از ۱ درصد مساحت کل مقطع مقاومسازی شده می‌باشد.

$USE\,8\phi 20$

$$F_{yr} = 4000kg/cm^2$$
$$F_y = 2400kg/cm^2$$
$$f_c = 300kg/cm^2$$
$$E_c = 15000\sqrt{f_c} = 2.6\times 10^5\ kg/cm^2$$
$$A_s = 149cm^2$$
$$A_{sr} = 25cm^2$$
$$A_c = 45\times 45 - 149 - 25 = 1851cm^2$$
$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$
$$C1 = 0.1 + 2(\frac{A_s}{A_s + A_c}) \le 0.3$$
$$I_{sr} = 8\times\frac{\pi}{4}\times I^4 + 3.14\times 6\times 17.5^2 = 5776cm^4$$
$$I_S = 8560cm^4$$
$$I_C = \frac{1}{12}\times 45\times 45^3 = 341719cm^4$$
$$C_1 = 0.1 + 2(\frac{149}{1851+149}) = 0.25$$
$$EI_{eff} = 2.1\times 10^6\times 8560 + 0.5\times 2.1\times 10^6\times 5776 + 0.25\times 2.6\times 10^5\times 341719$$
$$EI_{eff} = 4.63\times 10^{10}$$
$$P_e = \pi^2\frac{EI_{eff}}{(KL)^2} = \pi^2\frac{4.63\times 10^{10}}{(450)^2} = 2256.6\,ton$$



$$P_0 = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_c$$

$$P_0 = 149 \times 2400 + 25 \times 4000 + 0.85 \times 1851 \times 300 = 929.6\ Ton$$

$$P_e \geq 0.44 P_0$$

$$P_n = P_0 \left[0.658^{\left(\frac{P_0}{P_e}\right)} \right] = 929.6 \left[0.658^{\left(\frac{929.6}{2256.6}\right)} \right]$$

$$P_n = 782.37\ ton \Longrightarrow \text{مقاومت فشاری} = \phi_c P_n = 0.75 \times 782.5.37 = 586.8\ ton$$

$$\frac{\text{مقاومت فشاری عضو مقاومسازی شده}}{\text{مقاومت فشاری اولیه عضو}} = \frac{586.8}{301.4} = 2.16$$

$$\frac{\text{مقاومت فشاری عضو مقاومسازی شده}}{\text{مقاومت فشاری اولیه عضو}} = \frac{782.37}{301.3} = 1.94 \quad \text{(بدون ضرایب کاهش)}$$

مثال ۲-۵-۹

اگر ستون $IPB\ 300$ به طول ۴/۵ متر بر اثر تغییر کاربری ساختمان تحت نیروی محوری $P_D = 30\ ton$ و $P_L = 35 ton$ و لنگر خمشی $M_x = 17 ton-m$ و $M_y = 10 ton-m$ قرار گیرد، مطلوب است بررسی ستون مذکور تحت اثر نیروهای وارده و در صورت نیاز مقاومسازی آن.

با توجه به مثال فوق: $\varphi_c . P_n = 0.9 \times 301.4 = 271.3 ton$

$$P_r = 1.25 P_D + 1.5 P_L$$

$$P_r = 1.25 \times 30 + 1.5 \times 35 = 90 ton$$

$$\frac{P_r}{\varphi_c . P_n} = \frac{90}{271.3} = 0.33$$

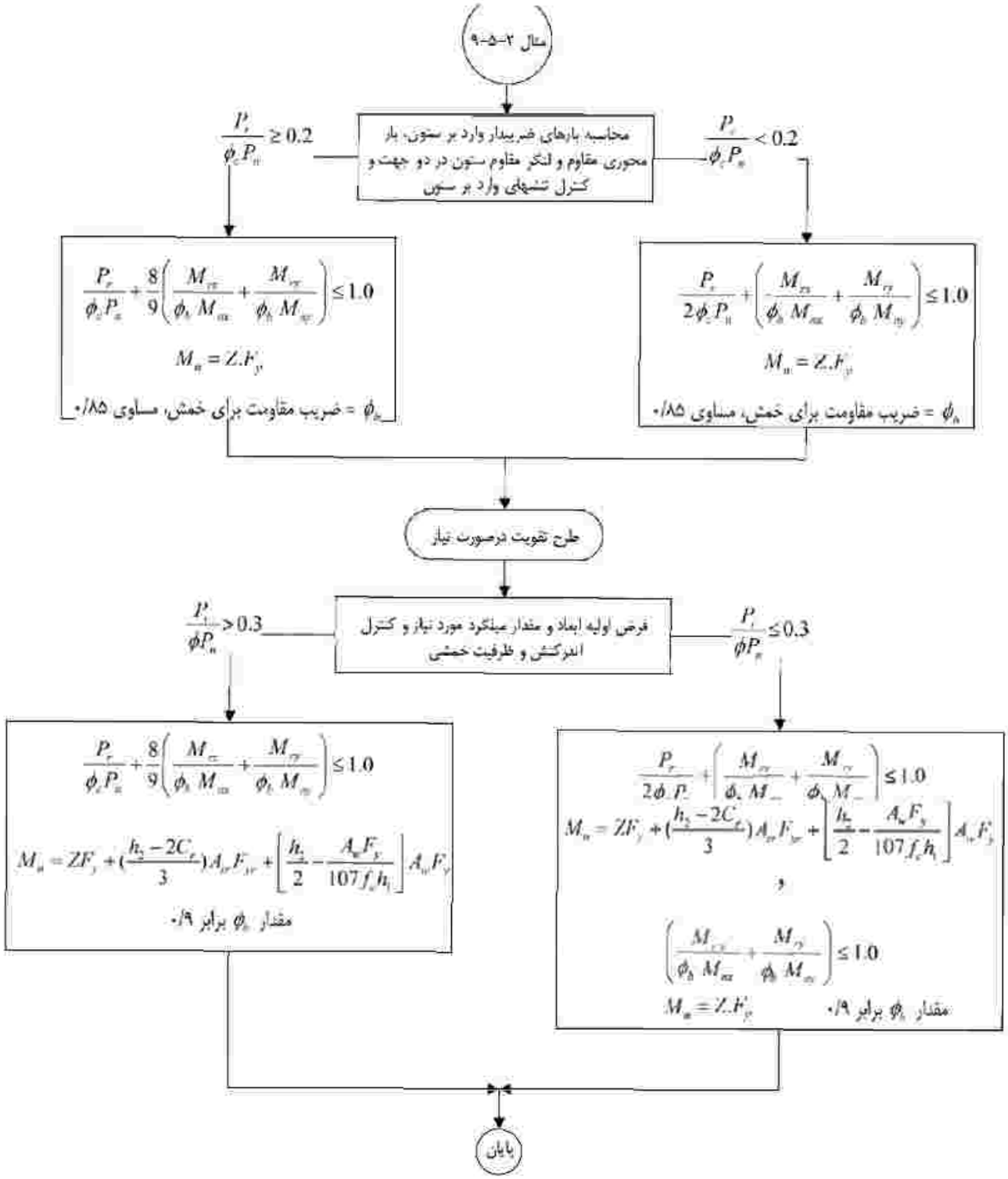
$$M_{nx} = Z_x . F_y = 1869 \times 2400 \times 10^{-5} = 44.86 ton-m$$

$$M_{ny} = Z_y . F_y = 870 \times 2400 \times 10^{-5} = 20.9 ton-m$$

$\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ می‌باشد:

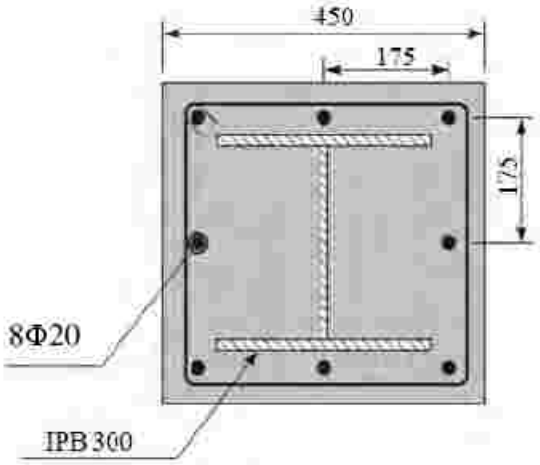
$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{90}{271.3} + \frac{8}{9}\left[\frac{17}{0.9 \times 44.86} + \frac{10}{0.9 \times 20.9} \right] = 0.33 + \frac{8}{9}\left[0.42 + 0.53 \right] = 1.17 > 1 \quad N.O.K$$


مثال ۲-۵-۹
محاسبه بارهای ضریبدار وارد بر ستون، بار محوری مقاوم و لنگر مقاوم ستون در دو جهت و کنترل تنشهای وارد بر ستون
$\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$
$\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$
$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1.0$
$M_n = Z.F_y$
ϕ_b = ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۸۵
$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1.0$
$M_n = Z.F_y$
ϕ_b = ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۸۵
طرح تقویت درصورت نیاز
فرض اولیه ابعاد و مقدار میلگرد مورد نیاز و کنترل انبرکنش و ظرفیت خمشی
$\frac{P_r}{\phi P_n} > 0.3$
$\frac{P_r}{\phi P_n} \leq 0.3$
$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1.0$
$M_n = ZF_y + \left(\frac{h_2 - 2C_c}{3}\right)A_w F_y + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{107 f_c h_1}\right]A_w F_y$
،
$\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1.0$
$M_n = Z.F_y$
مقدار ϕ_b برابر ۰/۹
$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1.0$
$M_n = ZF_y + \left(\frac{h_2 - 2C_c}{3}\right)A_w F_y + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{107 f_c h_1}\right]A_w F_y$
مقدار ϕ_b برابر ۰/۹
پایان

اضافه شد

- مقاوم‌سازی ستون



- برای مقاوم‌سازی از روکش بتنی مانند مثال قبل استفاده می‌گردد.

مقاومت محوری فشاری

$P_n = 782.37\ ton$ مقاومت فشاری $\phi_c P_n = 0.75 \times 782.37 = 586.8 ton$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{90}{586.8} = 0.15$$

مقاومت خمشی حول محور قوی

$$M_{nx} = ZF_y + \left(\frac{h_2 - 2C_r}{3}\right) A_{sr} F_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_W F_y}{1.7 f_c h_1}\right) A_W F_y \ , \ \phi_b = 0.85$$

$h_1 = 45cm$,$h_2 = 45cm$, $C_r = 4cm$, $A_{sr} = 25cm^2$, $F_{yr} = 4000kg/cm^2$, $f_c = 300kg/cm^2$

$$M_{nx} = \left[1869 \times 2400 + (\frac{45 - 2 \times 4}{3}) \times 25 \times 4000 + (\frac{45}{2} - \frac{30 \times 1.1 \times 2400}{1.7 \times 300 \times 45}) \times 30 \times 1 \times 2400\right] \times 10^{-5} \Rightarrow$$

$M_{nx} = 71.13 ton - m$

مقاومت خمشی حول محور ضعیف

$h_1 = 45cm$,$h_2 = 45cm$, $C_r = 4cm$, $A_{sr} = 25cm^2$, $F_{yr} = 4000kg/cm^2$, $f_c = 300kg/cm^2$

$$M_{ny} = \left[1869 \times 2400 + (\frac{45 - 2 \times 4}{3}) \times 25 \times 4000 + (\frac{45}{2} - \frac{2 \times 30 \times 1.9 \times 2400}{1.7 \times 300 \times 45}) \times 30 \times 1 \times 2400\right] \times 10^{-5} \Rightarrow$$

$M_{ny} = 70.98 ton - m$

$M_{nx0} = ZF_y \ , \ \phi_b = 0.90$

$M_{nx0} = Z_x.F_y = 1869 \times 2400 \times 10^{-5} = 44.86 \ ton-m$

$M_{ny0} = Z_y.F_y = 870 \times 2400 \times 10^{-5} = 20.9 \ ton-m$

از آنجا که $\frac{P_r}{\phi P_n} \le 0.3$ می‌باشد، باید علاوه بر محاسبه اندرکنش آن، اندرکنش $P_r = 0$ نیز بررسی شود که به ازاء $P_r = 0$ مقدار ϕ_b برابر ۰/۹ و $M_n = Z.F_y$ می‌باشد.

$if \ \frac{P_r}{\phi_c P_n} = 0.15$

$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \le 1.0 \qquad \frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$

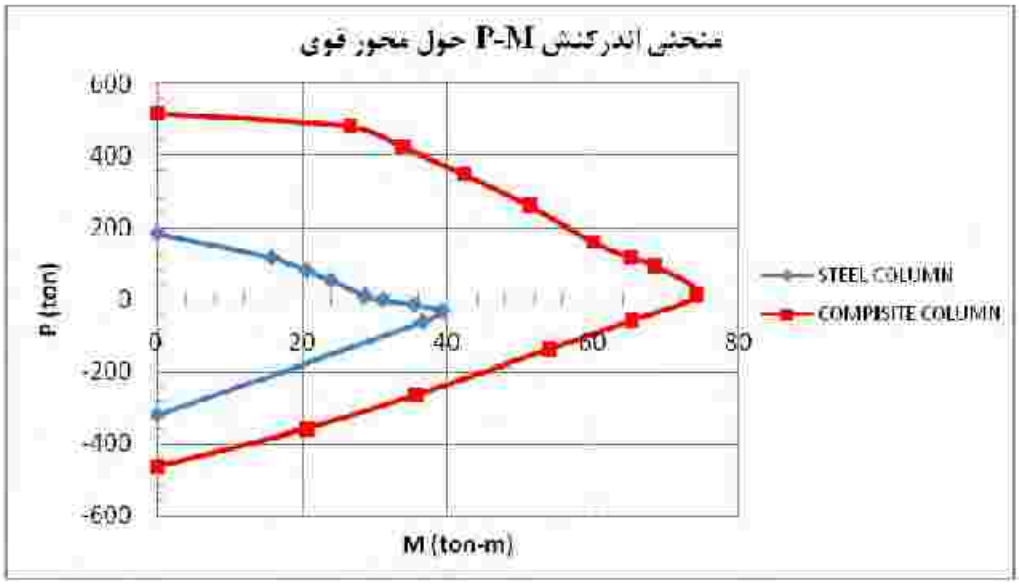
$\frac{90}{586.8} + \left[\frac{17}{0.85 \times 71.13} + \frac{10}{0.85 \times 70.98} \right] = 0.15 + [0.28 + 0.17] = 0.6 \le 1.0 \quad O.K.$

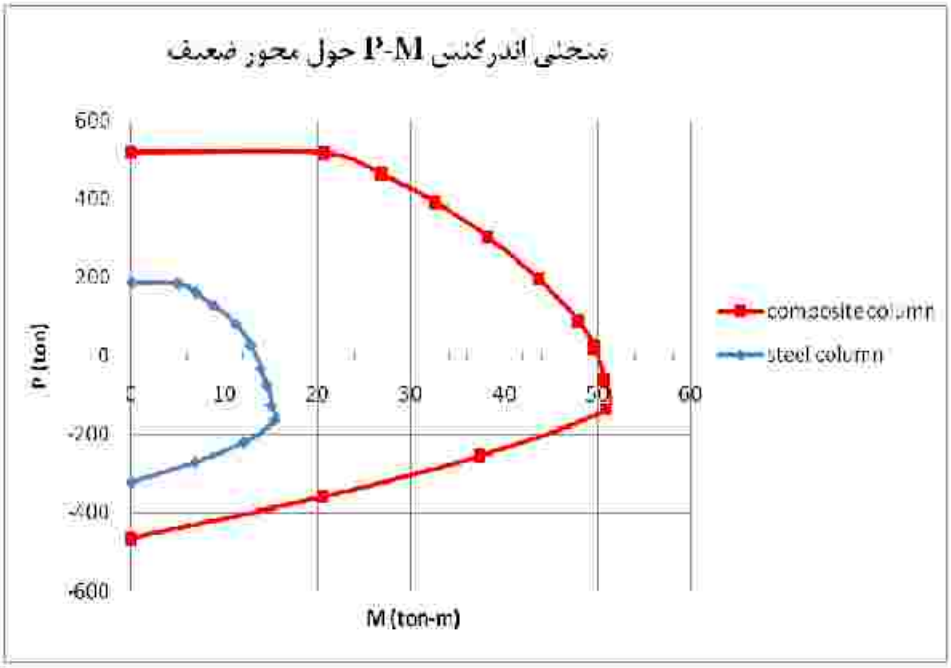
$if \ \frac{P_r}{\varphi_c P_n} = 0$

$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \le 1.0 \qquad \frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$

$\left[\frac{17}{0.9 \times 44.86} + \frac{10}{0.9 \times 20.9} \right] = [0.42 + 0.53] = 0.95 < 1 \quad O.K$

منحنی اندرکنش ستون قبل و بعد از مقاومسازی حول محور قوی و ضعیف در شکل زیر ترسیم شده است.




منحنی اندرکنش P-M حول محور ضعیف
600
400
200
0
-200
-400
-600
0
10
20
30
40
50
60
P (ton)
M (ton-m)
composite column
steel column

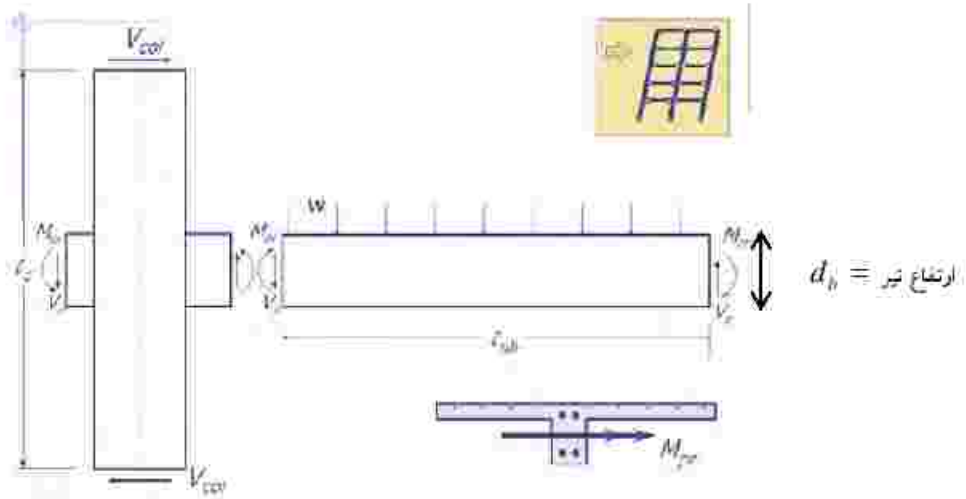
۲-۶- راهکارهای بهسازی اتصال

اتصالات و رفتار آنها نقش بسیار مهمی در رفتار کلی سازه‌های قاب خمشی ایفا می‌کنند. به عبارت دیگر بحرانی‌ترین ناحیه در قاب‌های خمشی برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای، محل اتصال تیر به ستون می‌باشد. بطور کلی بدلیل عدم شناخت کافی از رفتار اتصالات خمشی، آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌های خمشی از ضعف در طراحی یا اجرای اتصالات آنها ناشی می‌شود.

شکست‌های ترد پیش‌بینی نشده اتصالات خمشی تیر و ستون در اثر زلزله، بطور جدی روش‌های طراحی گذشته را زیر سوال برده و این خود نشان‌دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات خصوصاً مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها می‌باشد.

در سیستم‌های باربر جانبی، اتصالات و اجزای آن باید به گونه‌ای مقاوم‌سازی شوند که پس از مقاوم‌سازی دارای سختی، مقاومت و هندسه متناسبی باشند و یا عملکرد ارتجاعی اجزای خود، شرایط لازم برای رفتار غیر ارتجاعی چرخه‌ای سایر اعضا را فراهم و پیوستگی مسیر انتقال بار را نیز تأمین نمایند به گونه‌ای که ناحیه شکل‌پذیر (مفصل پلاستیک) در دو سر تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون $0.5d_b$ و حداکثر $1.5d_b$ می‌باشد (شکل ۲-۶-۱).

در حال حاضر در آیین‌نامه‌های طراحی، اتصالات کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و مقاومت آنها طبق مکانیسم شکل ۲-۶-۱ طوری در نظر گرفته می‌شود که شرایط وقوع مفصل پلاستیک را در فاصله‌ای از بر ستون فراهم نماید. در آیین‌نامه‌های بهسازی، بعضی از اتصالات و یا اجزای آنها چه در مرحله کنترل و چه در مرحله بعد از بهسازی می‌توانند کنترل شونده توسط تغییرشکل باشند.



شکل ۲-۶-۱ نمایش محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و فاصله آن از بر ستون

بدون شک مقاوم‌سازی اتصالات از مراحل پیچیده روش‌های مقاوم‌سازی می‌باشد، چرا که محل تلاقی تعدادی از عناصر سازه‌ای است و در زلزله دارای تنش بالا می‌باشد. از این رو بهتر است بجای تقویت اتصال در برابر بارهای جانبی از راهکارهای تقویت سیستم باربر جانبی ساختمان مانند اضافه نمودن بادبند، دیوار برشی و ... استفاده نمود. این راهکارها منجر به کاهش لنگرهای موجود در اتصال می‌گردد. این موضوع بخصوص در ساختمان‌های بتن مسلح قابل توصیه می‌باشد.

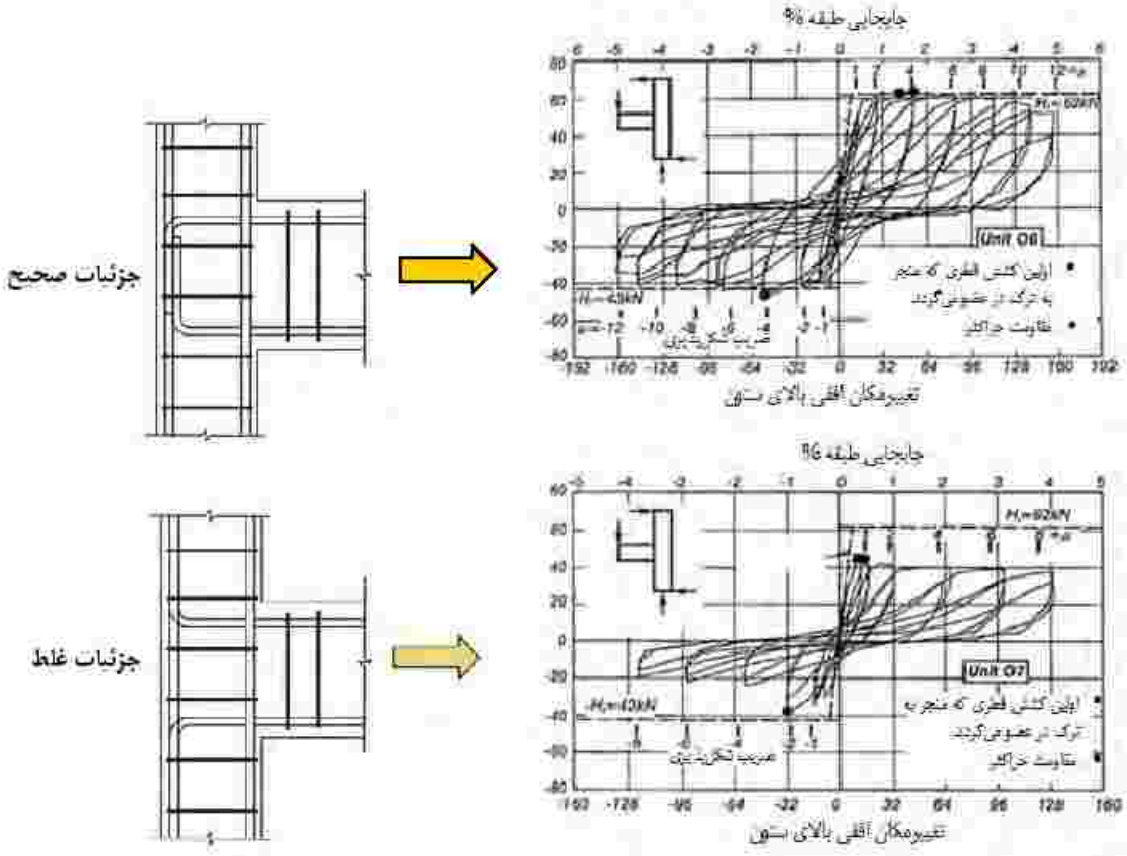
در طی سال‌های گذشته تحقیقات فراوانی روی اتصالات صورت گرفته که شامل کارهای آزمایشگاهی و همچنین ساخت مدل‌های مختلف و بارگذاری دینامیکی تا حصول منحنی‌های چرخه‌ای (شکل ۲-۶-۲) و همچنین ساخت مدل‌های تحلیلی و استفاده از روش‌های عددی گوناگون برای تعیین معیارهای مقاومت، پایداری و شکل‌پذیری اتصالات می‌باشد.

بر اساس نوع سازه (بتنی یا فولادی) و معایب اتصال‌های آن، روش‌های متعددی برای بهسازی اتصال وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

۲-۶-۱ - اتصالات بتنی

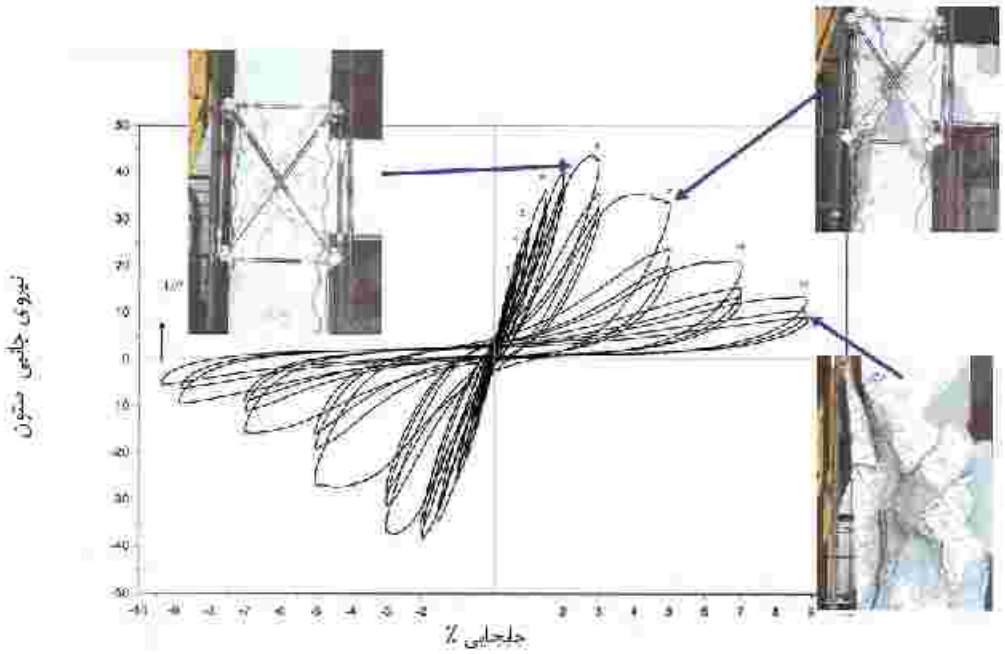
۲-۶-۱-۱ - معرفی

در ساختمان‌های با قاب خمشی، اتصال صلب تیر به ستون عامل اصلی باربری جانبی سازه می‌باشد. خسارات وارده به این نوع قاب‌ها در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد. در گذشته تحقیقات و در نتیجه دستورالعمل‌های آیین‌نامه‌ای در اتصالات بتنی بسیار محدود بود و در نتیجه مهندسین کمتر به جزئیات این ناحیه توجه می‌کردند و تنها خود را ملزم به رعایت تأمین طول مهاری کششی برای میلگردهای منفی تیر می‌دانستند. همچنین جزئیات سخت در آرماتوربندی ناحیه اتصال و اجرای ضعیف آن منجر به نامناسبی رفتار این جزء سازه‌ای شده است. نمونه‌ای از مقایسه جزئیات آرماتوربندی صحیح و ناصحیح اتصال بتنی تحت بارهای رفت و برگشتی در شکل ۲-۶-۲ نشان داده شده است.

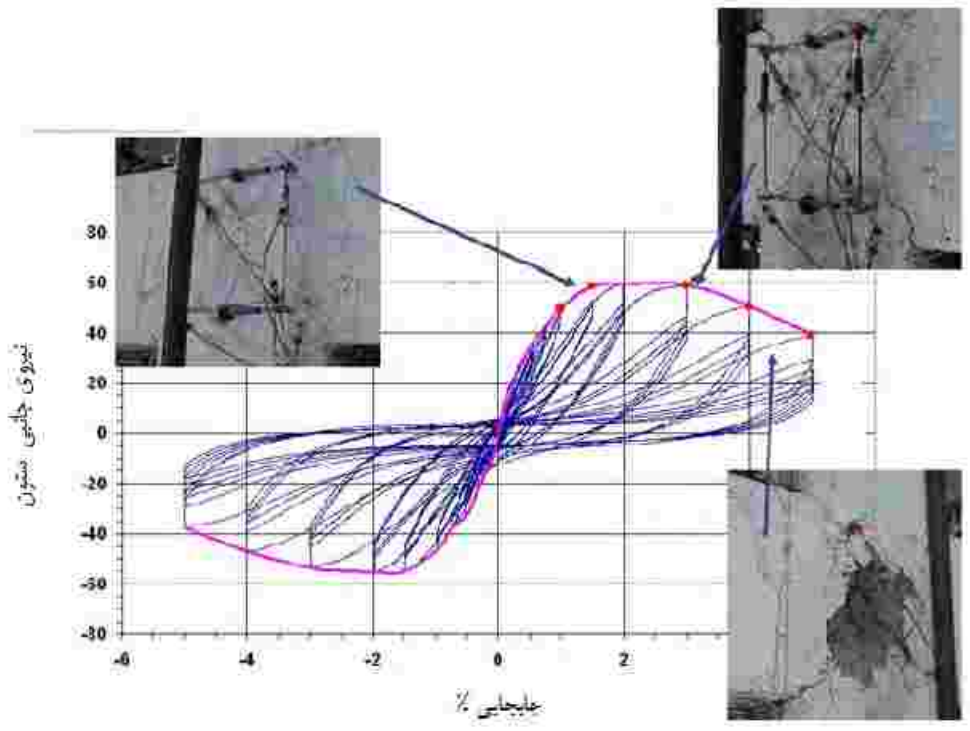


شکل ۲-۶-۲ مقایسه تأثیر جزئیات آرماتوربندی صحیح و غیرصحیح در رفتار اتصال بتنی

به منظور شناخت بهتر از رفتار لرزه‌ای اتصالات بتنی در اشکال شکل ۲-۶-۳ و شکل ۲-۶-۴ نمونه‌ای از آزمایش انجام شده بر روی اتصال بتنی کناری و میانی تحت بار دینامیکی رفت و برگشتی به همراه منحنی نیرو - تغییرمکان و شکل خرابی آنها تحت تغییرمکان‌های مختلف نشان داده شده است. مقایسه دو شکل بیانگر رفتار ترد نمونه شکل ۲-۶-۳ نسبت به نمونه شکل ۲-۶-۴ است.



شکل ۲-۶-۳ نمودار نیرو - تغییرمکان اتصال بتنی کناری



شکل ۲-۶-۴ نمودار نیرو - تغییرمکان اتصال بتنی میانی

۲-۶-۱-۲- آسیب‌های اتصالات بتنی

در بسیاری از زلزله‌ها مفصل پلاستیک در تیر و نزدیکی ستون تشکیل می‌گردد که در نتیجه ترک در تمام عمق تیر گسترش می‌یابد. گسترش خرابی تیر در نزدیکی ستون باعث گسترش تسلیم میلگرد تا داخل اتصال و کاهش طول مهاری در میلگرد تحت بار عرضی به علت لغزش میلگردهای افقی در اتصال می‌گردد. در اتصالات میانی، تیر مسلح در دو طرف ستون تحت تنش های مختلفی (فشاری و کششی) قرار می‌گیرد. بنابراین باید برای اتصال بهتر تیر مسلح به ستون ، دقت بیشتری نمود.

همان گونه که در شکل ۲-۶-۵ نیز مشاهده می‌شود، خرابی اتصال منجر به خرابی کلی سازه می‌شود و این خود نشان‌دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات خصوصاً مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها می‌باشد.

شکل ۲-۶-۵ نمونه‌هایی از شکست در اتصالات ضعیف بتنی

آسیب‌های وارد بر اتصالات بتنی به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شود:

۱ گسیختگی برشی

۲ کمانش میلگرد طولی ستون

۳ کمانش میلگرد طولی تیر

۴ وجود درز سرد (اجرایی) در محل اتصال

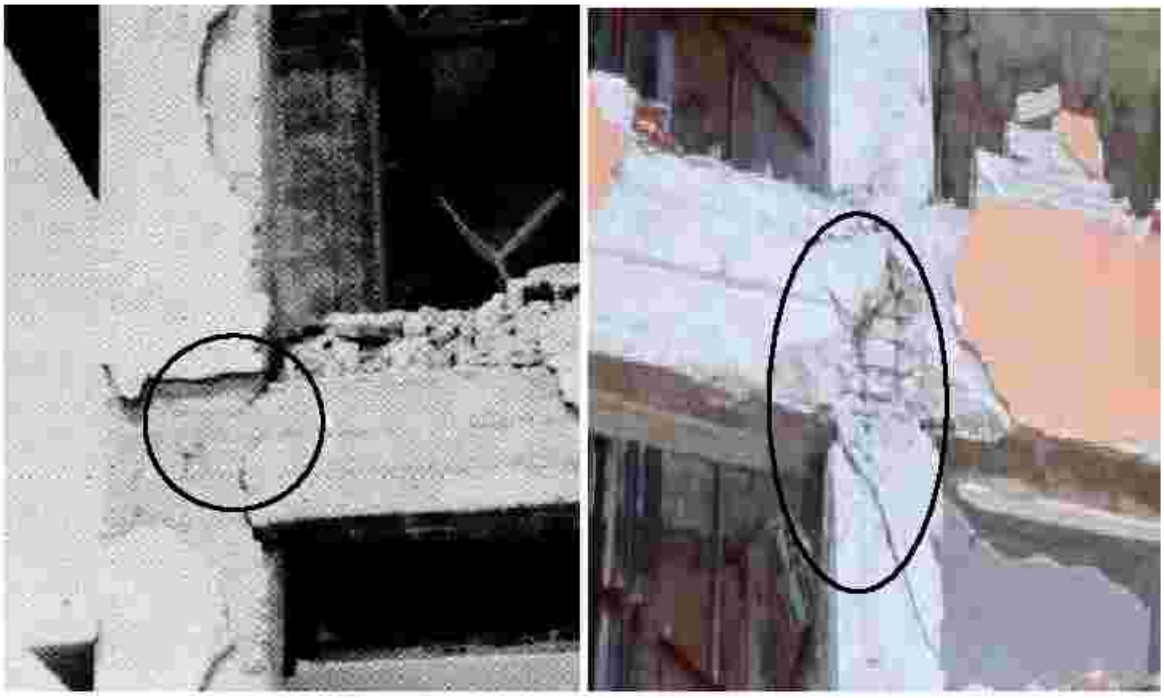
۵ برون محوری اتصال تیر و ستون

۶ کمبود میلگردهای مثبت و منفی

که در ادامه به هر یک از این ایرادات، علت به وجود آمدن آنها و نمونه‌ای از این نوع خرابی‌ها در اثر زلزله‌های گذشته اشاره می‌گردد.

۲-۶-۱-۲-۱- گسیختگی برشی اتصال

عدم وجود تنگ‌های کافی و مناسب تیر یا ستون در ناحیه بر اتصال، منجر به گسیختگی برشی اتصال می‌گردد. نمونه‌ای از گسیختگی برشی اتصال در شکل ۲-۶-۶ نشان داده شده است.



گسیختگی برشی در ناحیه ستون در بر اتصال گسیختگی برشی در ناحیه تیر در بر اتصال

شکل ۲-۶-۶ گسیختگی برشی در ناحیه اتصال

۲-۶-۱-۲-۳- کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال

عدم استفاده از تنگ‌های مناسب و کافی در اتصال، منجر به کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال می‌گردد. نمونه‌ای از کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال در شکل ۲-۶-۷ نشان داده شده است.

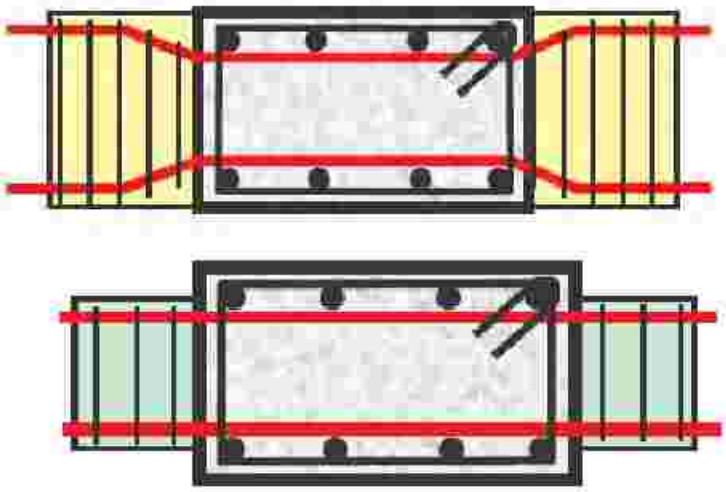
شکل ۲-۶-۷ کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال

۲-۶-۱-۲-۳- کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال

در اتصالی میانی که میلگردهای طولی تیر با میلگردهای طولی ستون و یا تنگ‌های مناسب دورگیری نشده باشند، میلگردهای طولی تیر نیز کمانش خواهند نمود. نمونه‌ای از کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال در شکل ۲-۶-۸ نشان داده شده است.

شکل ۲-۶-۸ کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال

در اتصالات همواره باید میلگردهای طولی تیر به صورت صاف و مستقیم اجرا شوند، زیرا میلگردهای طولی خمیده، توانایی تحمل نیروهای فشاری را ندارند. جزئیات مناسب و نامناسب میلگردهای طولی تیر در شکل ۲-۶-۹ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۹ جزئیات میگردهای طولی در اتصال

۲-۶-۱-۳-۴- وجود درز سرد در محل اتصال

وجود درز انقطاع (به دلیل نحوه اجرا) در نزدیکی محل اتصال، منجر به خرابی اتصال و به تبع خرابی سازه می‌گردد. در تراز فوقانی ساختمان که احتمال وجود درز انقطاع در آن بسیار زیاد است، باید طول مهاری میلگردهای طولی و خم‌های انتهایی آن به شکل صحیحی رعایت شده باشد. نمونه‌ای از خرابی سازه به علت وجود درز انقطاع در محل اتصال در تراز فوقانی ساختمان در شکل ۲-۶-۱۰ نشان داده شده است.

شکل ۲-۶-۱۰ وجود درز سرد در محل اتصال

۲-۶-۱-۲-۵- برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون

برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون، منجر به ایجاد پیچش در محل اتصال تیر به ستون و به تبع خرابی اتصال در اثر زلزله می‌گردد. نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۲-۶-۱۱ نشان داده شده است.

۲-۶-۱-۲-۶- کمبود میلگردهای مثبت و منفی

کمبود میلگردهای طولی در اتصالات، منجر به خرابی کامل اتصال در اثر بارهای لرزه‌ای و در نتیجه تخریب کامل سازه می‌شود. حتی کمبود میلگردهای طولی منفی می‌تواند منجر به آسیب اتصال تحت بارهای ثقلی گردد. با توجه به موارد عنوان شده به جرأت می‌توان ادعا نمود که بدترین آسیب اتصالات بتنی در اثر کمبود میلگردهای طولی می‌باشد. نمونه‌ای از تخریب اتصال در اثر

کمبود میلگرد طولی که منجر به تخریب کلی سازه شده در شکل زیر نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می‌شود کمبود میلگردهای طولی منجر به شکست بتن در نتیجه جدایی کامل اعضای اتصال از یکدیگر می‌گردد (شکل ۲-۶-۱۲).

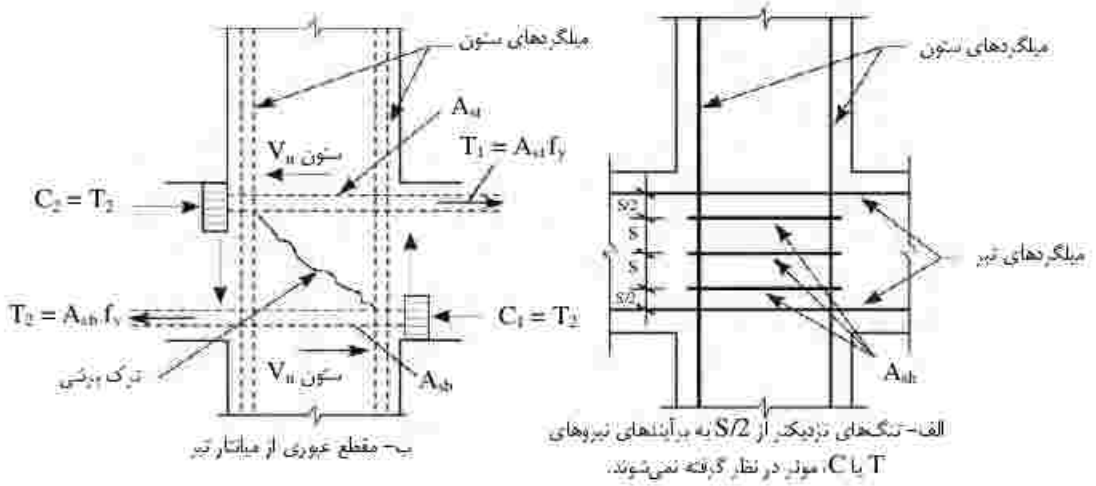
شکل ۲-۶-۱۱ برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون

شکل ۲-۶-۱۲ تخریب اتصال در اثر کمبود میلگرد طولی که منجر به تخریب کلی سازه شده است.

۲-۶-۱-۳- مبانی نظری رفتار اتصالات بتنی

نیروها و لنگرهای وارد بر قطعه اتصال را می‌توان به نیروهای متقارن مربوط به بار قائم و نیروهای معکوس مربوط به بار افقی تقسیم نمود. برش اتصال از نیروهای متقارن معکوس بدست می‌آید. در شکل ۲-۶-۱۳، نمودار آزاد اتصال وقتی که قاب تحت تأثیر نیروی جانبی قرار می‌گیرد، نشان داده شده است. در این نمودار لنگر انتهایی تیر سمت راست، منفی و لنگر انتهایی تیر سمت چپ، مثبت است. در این شکل لنگر منفی M_1 به زوج نیروی کششی T_1 و فشاری C_1 و لنگر مثبت M_2 به زوج نیروی کششی T_2 و فشاری C_2 تجزیه شده است، v_u نیز نیروی برشی ستون در بر اتصال می‌باشد. اگر مطابق شکل ۲-۶-۱۳-ب ، مقطعی از میانتار تیر عبور داده شده و تعادل نیروها در امتداد افق نوشته شود، نیروی برشی موجود در اتصال به صورت زیر بدست می‌آید:

$$V_u(\text{اتصال}) = T_1 + T_2 - V_u(\text{ستون}) \qquad (۲-۶-۱)$$



شکل ۲-۶-۱۳ نیروهای موجود در هسته اتصال [۱۹]

$$V_u(\text{اتصال}) = f_{yd} A_{st} + f_{yd} A_{sb} - V_u(\text{ستون}) \qquad (۲-۶-۲)$$

با داشتن نیروی برشی V_u(اتصال)، تنش برشی نهایی در اتصال از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A_{cv}} \qquad (۲-۶-۳)$$

که در آن:

V_u = نیروی برشی با ضریب موجود در اتصال

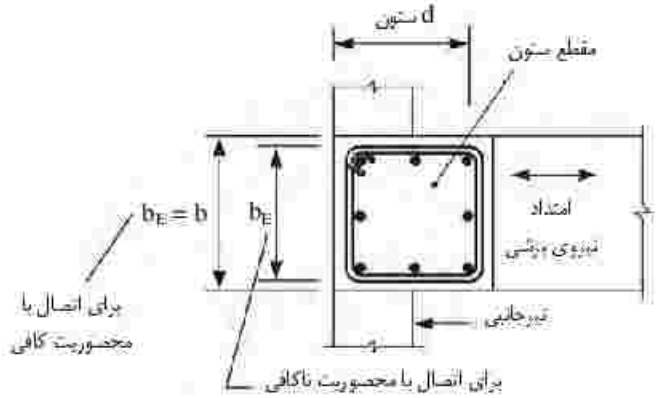
A_{cv} = مساحت کل مقطع بتنی محصور شده توسط ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی

ϕ = ضریب کاهش ظرفیت (۰/۶)

$$A_{cv} = b_E . d \qquad (۲-۶-۴)$$

نیروی برشی در محل اتصال با این فرض تعیین می‌شود که تنش در میلگردهای کششی تیرهای متصل به اتصال مساوی $1.25f_y$ می‌باشد.

عضو منتهی به اتصال، وقتی به عنوان محصور کننده اتصال شناخته می‌شود که حداقل $\frac{3}{4}$ وجه اتصال توسط عضو پوشش داده شود. اتصال وقتی محصور شده تلقی می‌شود که اعضای محصور کننده از تمام جوانب به آن وصل شده باشند.



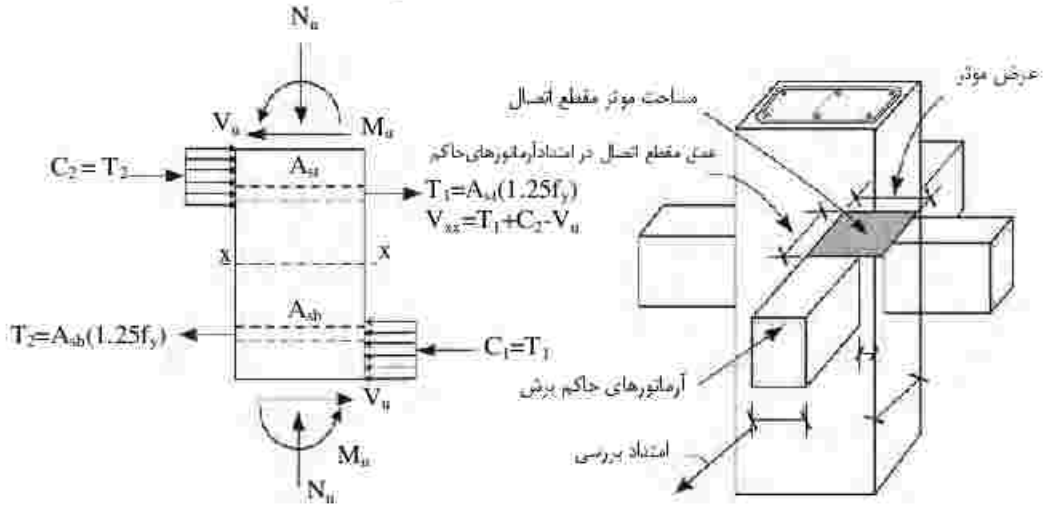
شکل ۲-۶-۱۴ هسته اتصال

برای بتن با وزن معمولی نباید V_n اتصال از مقادیر مشخص شده زیر بزرگ‌تر شود:

برای اتصال محصور شده $V_n = 1.7\sqrt{f_c'}A_j$

(۲-۶-۵) برای اتصال محصور شده از سه طرف یا دو وجه $V_n = 1.2\sqrt{f_c'}A_j$

برای سایر حالات $V_n = 1.0\sqrt{f_c'}A_j$



ب- نیروهای وارد بر اتصال

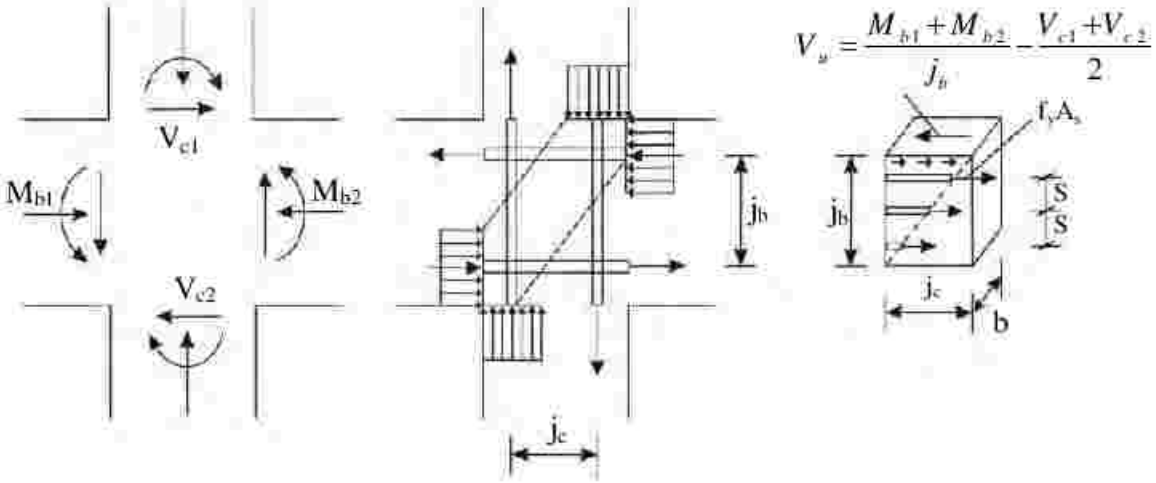
الف- تعریف مساحت A_j

شکل ۲-۶-۱۵ تعریف مساحت موثر

V_n= مقاومت برشی اسمی بر حسب MPa

f_c' =مقاومت مشخصه ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بر حسب MPa

A_j = سطح مقطع موثر اتصال، در صفحه‌ای به موازات محور میلگردهایی که تولید نیروی برشی می‌نمایند. ارتفاع A_j مساوی بعد ستون در امتداد مورد بررسی و عرض A_j کوچکترین: دو برابر فاصله محور تیر تا وجه نزدیکتر ستون و یا عرض تیر به علاوه ارتفاع A_j در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲-۶-۱۶ نیروهای وارد بر اتصال

$$\text{ستون } V_u = \frac{V_{c1}+V_{c2}}{2} \qquad (۲-۶-۶)$$

$$\frac{M_{b1}}{j_b} = T_1 \qquad (۲-۶-۷)$$

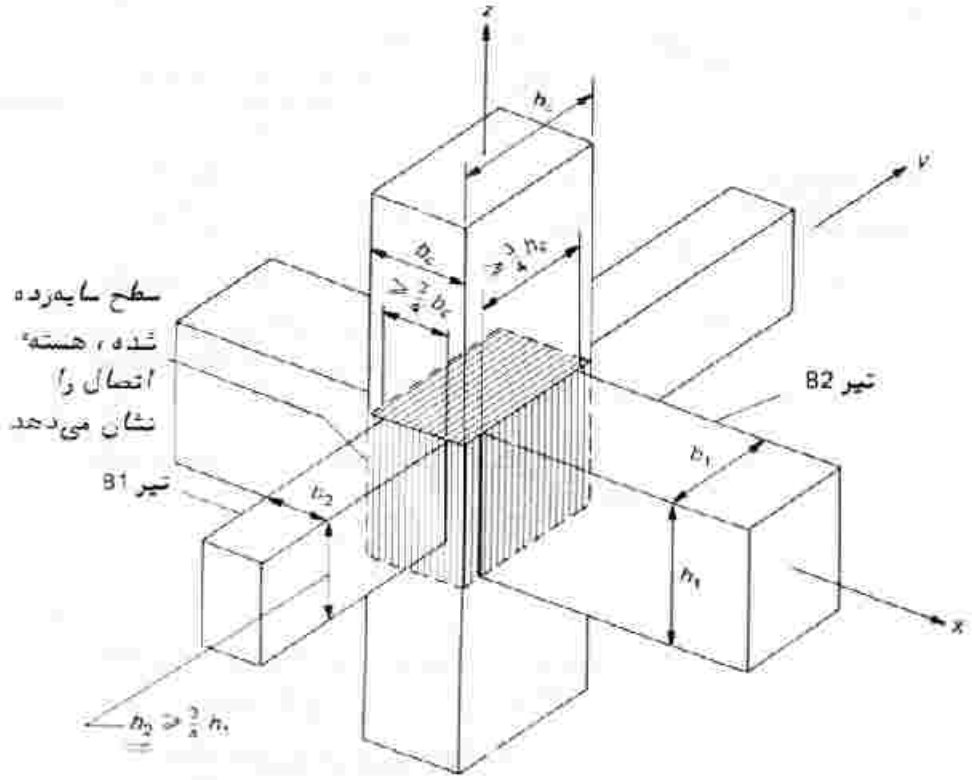
$$\frac{M_{b2}}{j_b} = T_2 \qquad (۲-۶-۸)$$

$$\text{اتصال } V_u = \frac{M_{b1}+M_{b2}}{j_b} - \frac{V_{c1}+V_{c2}}{2} \qquad (۲-۶-۹)$$

$$\text{اتصال } V_u = V_s + V_c \qquad (۲-۶-۱۰)$$

در شکل ۲-۶-۱۷، هسته اتصال، حجمی سه بعدی است که ابعاد آن، ابعاد مقطع ستون و ارتفاع آن، ارتفاع عمیق‌ترین عضو وارد بر اتصال است. میزان محصور شدن جانبی اتصال بستگی به نسبت ابعاد هسته و ابعاد مقطع تیر محصور کننده دارد.

تنگ‌های دورگیر کننده حلقه‌ای که برای ستون‌ها مقرر گردیده است، باید در داخل اتصال در اطراف میلگردهای ستون ادامه یابند. در صورتی که از هر چهار طرف، تیر به ستون متصل گردد و عرض تیرها کمتر از $\frac{۳}{۴}$ عرض ستون در نقطه اتصال نباشد، نصف تنگ‌های دورگیر کننده ستون را می‌توان در ناحیه اتصال ادامه داد. این کاهش به علت اثر دورگیر کننده تیرها می باشد که از چهار طرف اتصال را احاطه کرده‌اند.



شکل ۲-۶-۱۷ هسته اتصال

در حالتی که نیروی محوری با ضریب (P_u) از $0.4P_b$ مربوط به ستون تجاوز می‌کند و جایی که اتصال توسط یک جفت تیر عرضی در دو وجه مخالف محصور نمی‌شود، لازم است تنگ‌های دورگیر کننده، طبق روابط زیر در اتصال قرار داده شود:

۱- در صورتی که از تنگ‌های مارپیچ (اسپیرال) استفاده شود (شکل ۲-۶-۱۸-ب):

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} \qquad (۱۱-۶-۲)$$

$$\rho_s \geq \begin{cases} 0.12 f'_c / f_{yh} \\ 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases} \qquad (۱۲-۶-۲)$$

حداقل (ستون با تنگ مارپیچ)

۲- در صورتی که از تنگ‌های معمولی یا قلاب استفاده شود (شکل ۲-۵-۱۸-الف)::

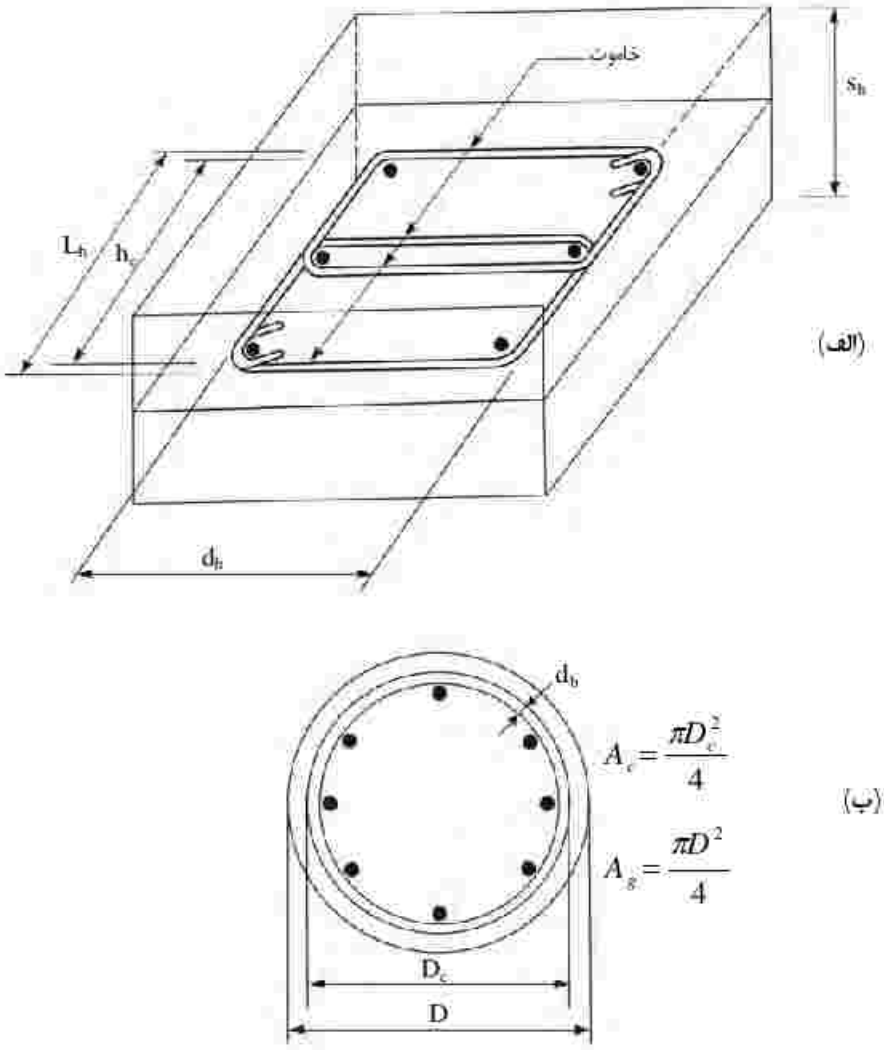
$$\frac{A_{sh}}{L_h S_h} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} \qquad (۱۳-۶-۲)$$

$$\frac{A_{sh}}{L_h S_h} \geq 0.12\frac{f'_c}{f_y} \qquad (۱۴-۶-۲)$$

حداقل (ستون با تنگ معمولی)

که در دو رابطه فوق:

f'_c = مقاومت مشخصه بتن ستون برای نمونه استوانه‌ای، f_y = تنش جاری شدن فولاد تنگ یا مارپیچ.



شکل ۲-۶-۱۸ شکل تنگ مستطیلی و مارپیچ برای ارتفاع s_h از هسته ستون

A_{sh} = سطح مقطع کلیه ساقهای تنگ و قلابهایی که توسط مقطعی عمود بر صفحه بررسی، که در وسط اتصال عبور داده شده، قطع می‌گردد (شکل ۲-۶-۱۸-الف).

L_h = اندازه بیرون به بیرون تنگ در امتداد عمود بر صفحه بررسی (شکل ۲-۶-۱۸-الف).

d_h = اندازه بیرون به بیرون تنگ موازی با صفحه بررسی (شکل ۲-۶-۱۸-الف).

S_h = فاصله تنگ در امتداد قائم (در امتداد میلگردهای ستون).

A_g = سطح مقطع کل ستون.

A_c = سطح مقطع هسته ستون، محاط در فاصله پشت به پشت تنگ مارپیچ.

A_{ch} = سطح مقطع هسته ستون، محاط در فاصله پشت به پشت تنگ‌ها (شکل ۲-۶-۱۸-الف)

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{\text{حجم مارپیچ در یک حلقه}}{\text{حجم هسته در ارتفاع } s} = \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi D_c^2/4)s} \approx \frac{4a_s}{D_c s}$$

a_s = سطح مقطع میلگرد مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸-ب)

D = قطر ستون

D_c = قطر پشت به پشت تنگ مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸-ب)

d_b = قطر میلگرد مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸-ب)

s = گام مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸-ب)

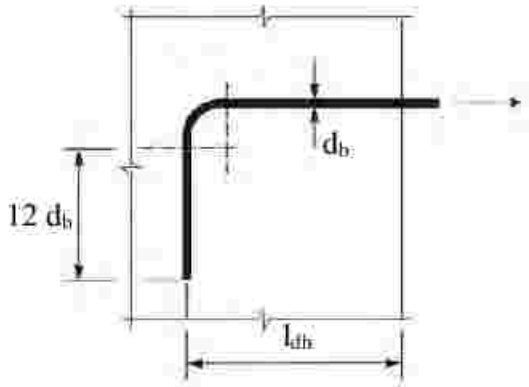
۲-۶-۱-۴- مهار میلگرد کششی تیر در محدوده اتصال

از آنجا که در گذشته اتصالات تنها برای بارهای ثقلی طراحی می‌شدند و بدین دلیل طول مهاری میلگردها در جزئیات اتصال رعایت نمی‌شد یا طول مهاری اجرا شده کمتر از مقادیر مجاز بود، لذا به هنگام ارزیابی اتصالات موجود باید طول مهاری میلگرد کششی تیر در محدوده اتصال را مطابق ملاحظات زیر کنترل نمود.

در صورتی که در هر دو وجه مقابل اتصال، تیر وجود داشته باشد، میلگردهای کششی یک تیر از اتصال عبور کرده و وارد تیر دیگر شده و میلگرد کششی آن تیر را به وجود می‌آورد و هیچگونه وصله‌ای نباید در روی اتصال انجام بگیرد.

درصورتی که تیر فقط در یک طرف موجود باشد، میلگرد کششی آن توسط قلاب استاندارد مطابق شکل ۲-۶-۱۹ در ناحیه اتصال مهار می‌گردد. طول مهاری ℓ_{dh} برای میلگردهای آجدار ۱۰ تا ۳۶ میلیمتر برابر است با:

$$l_{dh} = \begin{cases} f_y d_b / (5.4\sqrt{f'_c}) \\ 8d_b \\ 150mm \end{cases} \qquad (۱۵-۶-۲)$$



شکل ۲-۶-۱۹ قلاب استاندارد میلگرد کششی

قلاب ۹۰ درجه باید در داخل هسته محصور شده ستون یا عضو مرزی قرار گیرد.

برای میلگردهای آجدار نمره ۱۰ تا ۳۶ در صورتی که از طول مهاری مستقیم استفاده شود (بدون قلاب)، طول مهاری مستقیم مساوی ۲/۵ برابر طول بر اساس رابطه ۲-۵-۱۵ چنانچه ارتفاع بتن زیر میلگرد از ۳۰ سانتیمتر تجاوز نمی‌کند و ۳/۲۵ برابر طول لازم براساس رابطه ۲-۵-۱۵ وقتی ارتفاع بتن زیر میلگرد از ۳۰ سانتیمتر تجاوز می‌نماید، می‌باشد.

در صورت عدم رعایت موارد فوق جزئیات اتصال ضعیف بوده و اتصال باید تقویت شود.

۲-۶-۱-۵- روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات بتنی

چنانچه اتصال توانایی تحمل لنگرها و نیروهای طراحی را نداشته باشد با یکی از روش‌های زیر اتصال را می‌توان مقاوم‌سازی نمود:

- تعمیرات جزئی،
- روکش بتنی،
- روکش فولادی (ورق فولادی مسلح کننده)،
- پوشش FRP،
- استفاده از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات.

۲-۶-۱-۵-۱- تعمیرات جزئی

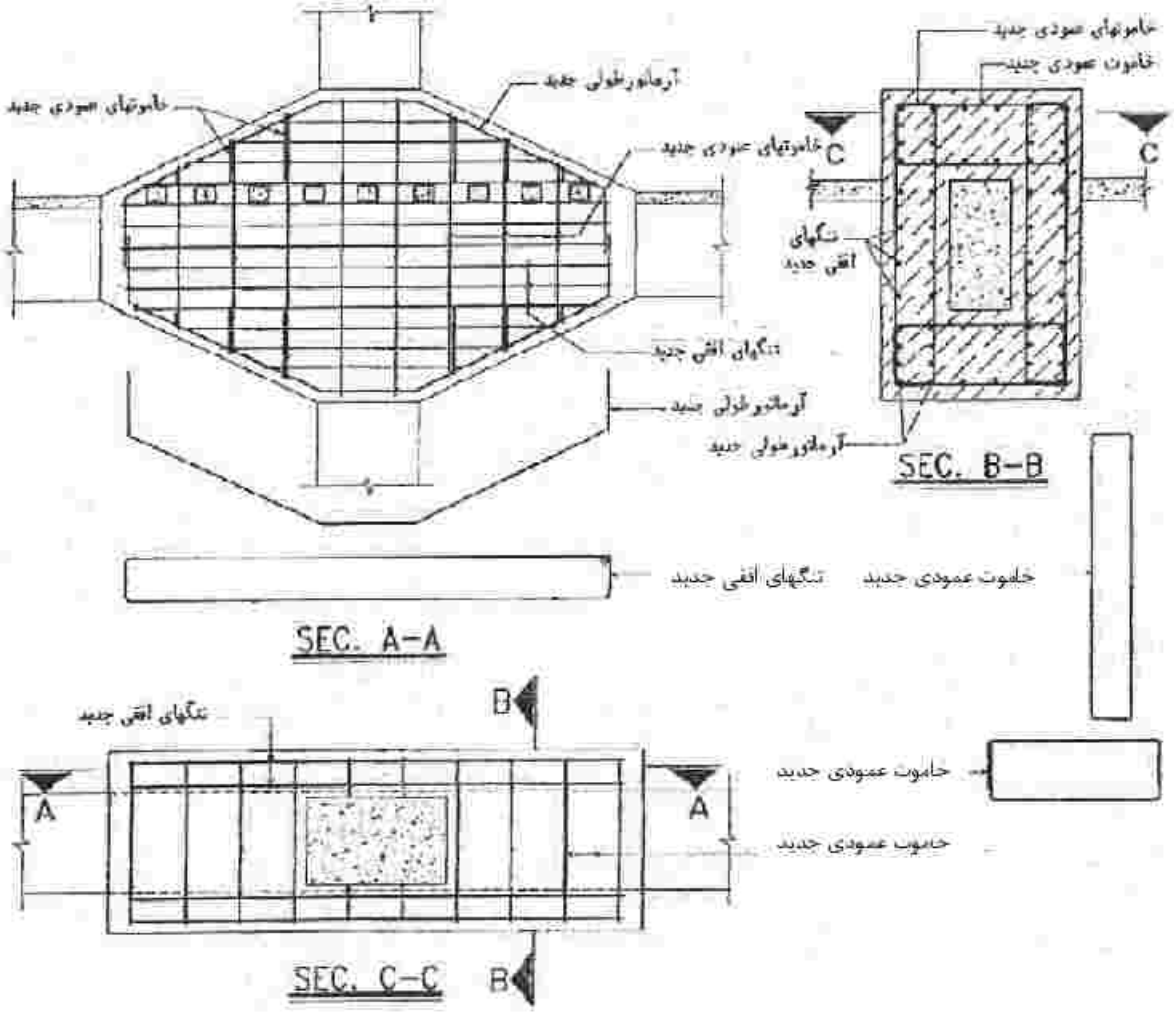
تزریق چسب اپوکسی را می‌توان برای تعمیر ترک‌های با عرض کم بکار برد. در این روش هیچ تخریبی در بتن ایجاد نمی‌شود. البته این روش برای بتن آسیب دیده کاربرد ندارد. در این روش باید ترک به وجود آمده در بتن را کاملاً با روش‌هایی مانند دمیدن هوا در ترک پاک نمود و سپس با تزریق چسب ترک را پر نمود.

۲-۶-۱-۵-۲- روکش بتنی

روکش بتنی باید به گونه‌ای اجرا گردد که کلیه اعضای اتصال به صورت یکپارچه عمل نماید. عموماً این روش زمانی بکار می‌رود که هم تیر و هم ستون اتصال مستعد ترک خوردگی باشند. برای اتصال مناسب بین بتن قدیم و جدید و همچنین برای جوش نمودن میلگردهای جدید و موجود باید قسمت پوشش بتنی میلگردها را تخریب نمود. ضخامت مناسبی برای روکش بتنی در نظر گرفته شود تا کلیه میلگردهای طولی تیر و ستون و همچنین تنگ‌ها را در بر گیرد. در استفاده از این روش بکارگیری خاموت‌ها با فاصله مناسب بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

میلگردهای قائم و افقی و خاموت‌ها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که محدودهٔ مسلح شده‌ای در اتصال بوجود آید. در طراحی اتصال، محصور شدن اتصال توسط اعضایی که عمود بر صفحه نیروهای مورد نظر هستند، نقش بسیار مهمی را ایفا می‌نماید.

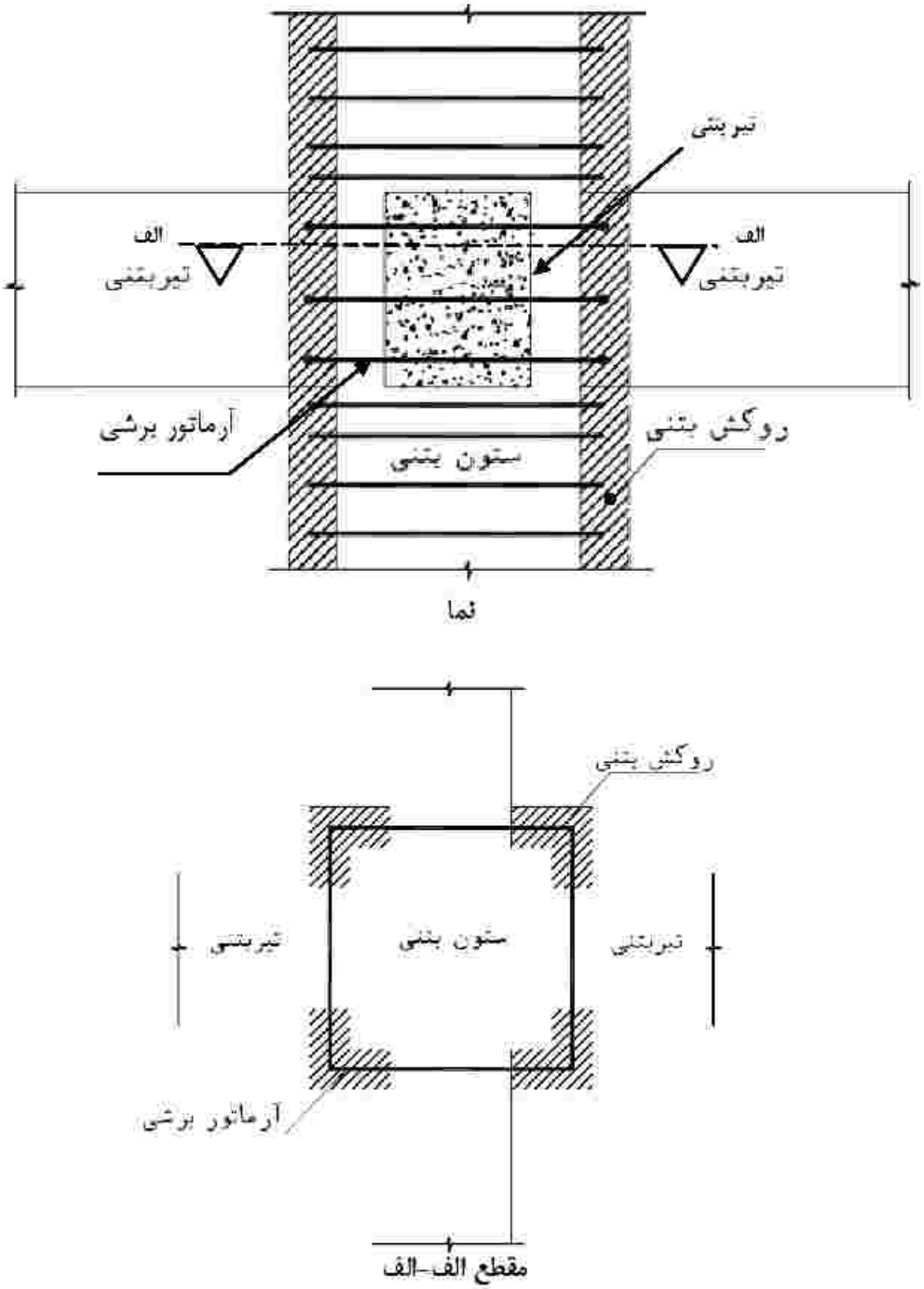
روکش بتنی باید تمام وجه تیرها و ستون‌های منتهی به اتصال را در برگیرد. تنگ‌های افقی مقاومت برشی مورد نیاز را تامین می‌نماید. میلگردهای قائم عرضی توسط تنگهای عرضی به یکدیگر متصل می‌شوند. در استفاده از این روش، روکش بتنی همواره باید سطح رویی دال را نیز بپوشاند (شکل ۲-۶-۲۰).



شکل ۲-۶-۲۰ اجرای روکش بتنی تنها در ناحیه اتصال

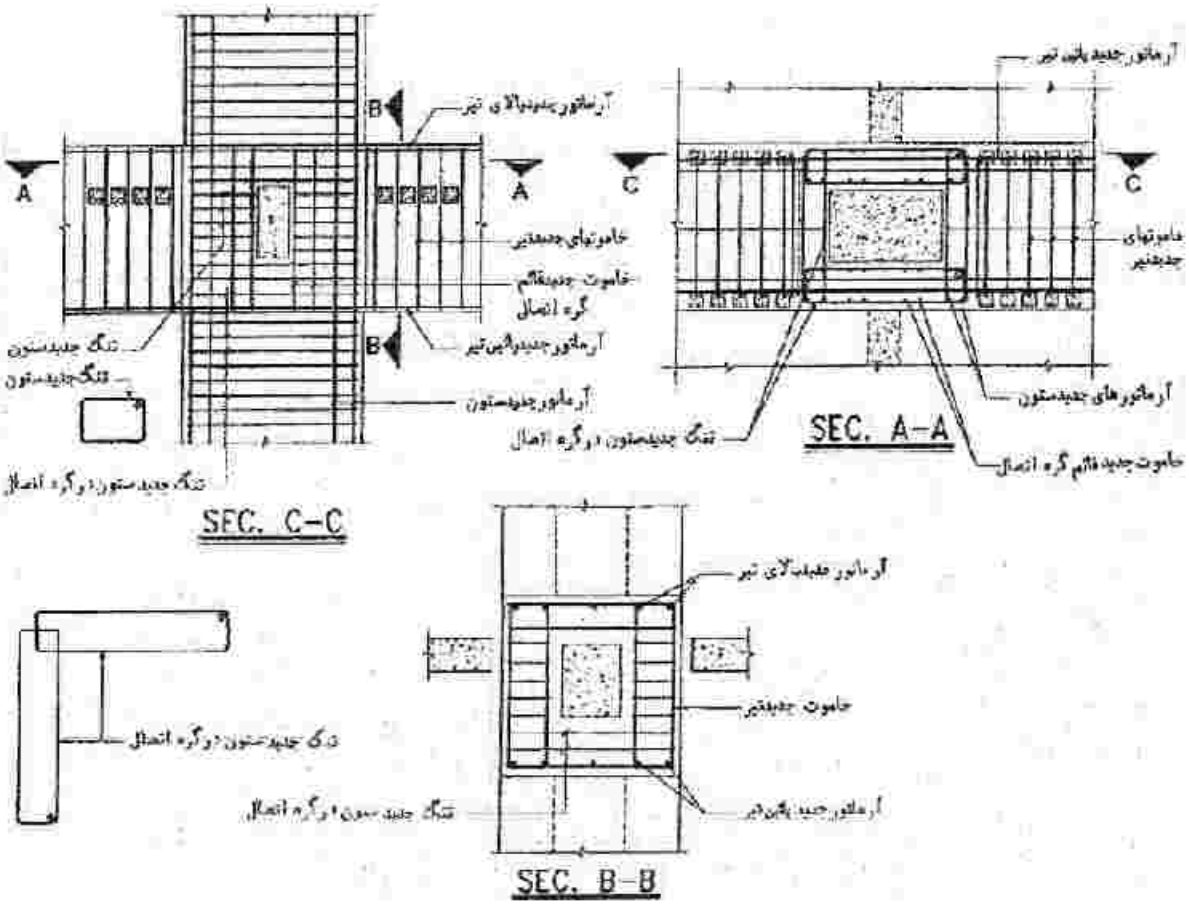
در مواردی که تنها ستون منتهی به اتصال ضعیف بوده و یا ضابطه ستون قوی، تیر ضعیف در اتصال رعایت نشده باشد، می‌توان با تقویت ستون با روکش بتنی و امتداد آن تا روی اتصال مانند شکل ۲-۶-۲۱ ستون و اتصال را تقویت نمود. در این روش با سوراخ نمودن تیرهای منتهی به اتصال میلگردهای برشی از داخل تیرها عبور داده می‌شوند.

در مواردی که جزئیات اتصال و اعضای منتهی به آن بسیار ضعیف بوده و یا اینکه ترک‌های عمیقی در اتصال دیده شود، بهتر است روکش بتنی در اطراف تیر و ستون منتهی به اتصال و نیز خود اتصال اجرا گردد (شکل ۲-۶-۲۲). در این روش میلگردهای اضافی از اتصال عبور داده می‌شوند. از خاموت‌های افقی و قائم نیز برای تامین مقاومت برشی استفاده می‌شود. در قسمت فوقانی و تحتانی مقطع تیر، خاموت‌های افقی ستون در ناحیه اتصال باید با فاصله‌های مناسب و نزدیک به یکدیگر قرار گیرند.

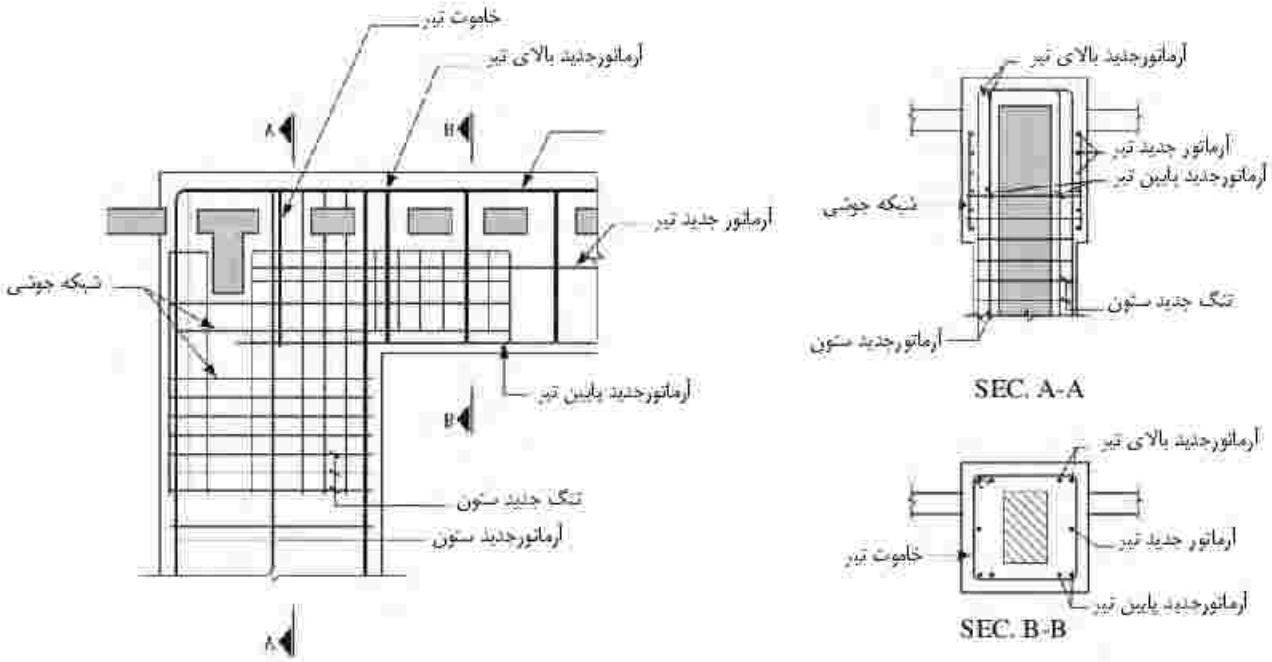


شکل ۲-۶-۲۱ اجرای روکش بتنی تنها در ستون

در اتصالات خارجی بسته به عملکرد تیرها در ناحیه اتصال باید میلگردهای مناسبی در اتصال تعبیه شود (شکل ۲-۶-۲۳). میلگردهای افقی و عمودی اضافی تیر و ستون باید در داخل اتصال نفوذ نمایند. شبکه جوش شده باید مانند شکل ۲-۶-۲۳ در دو سمت اتصال تعبیه شود. شبکه جوشی را باید با جوش به میلگردهای اصلی متصل نمود. در غیر این صورت می‌توان آنها را با میخچه به بتن متصل نمود. خاموتهای تیر به ستون نزدیک به اتصال منجر به اصلاح رفتار اتصال می‌گردد.



شکل ۲-۶-۲۲ اجرای روکش بتنی در اطراف تیر و ستون منتهی به اتصال و خود اتصال



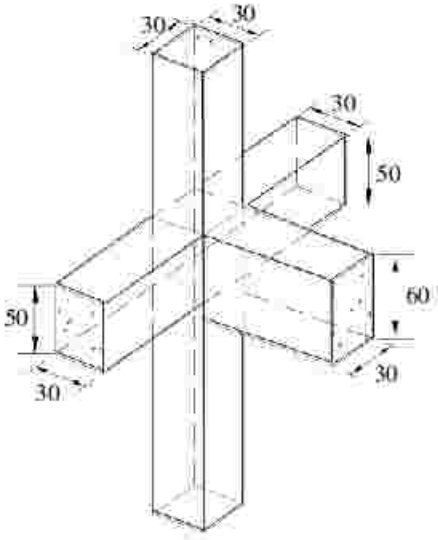
شکل ۲-۶-۲۳- اجرای روکش بتنی در اطراف اتصال خارجی

شکل ۲-۶-۲۳ اجرای روکش بتنی در اطراف اتصال خارجی (ادامه)

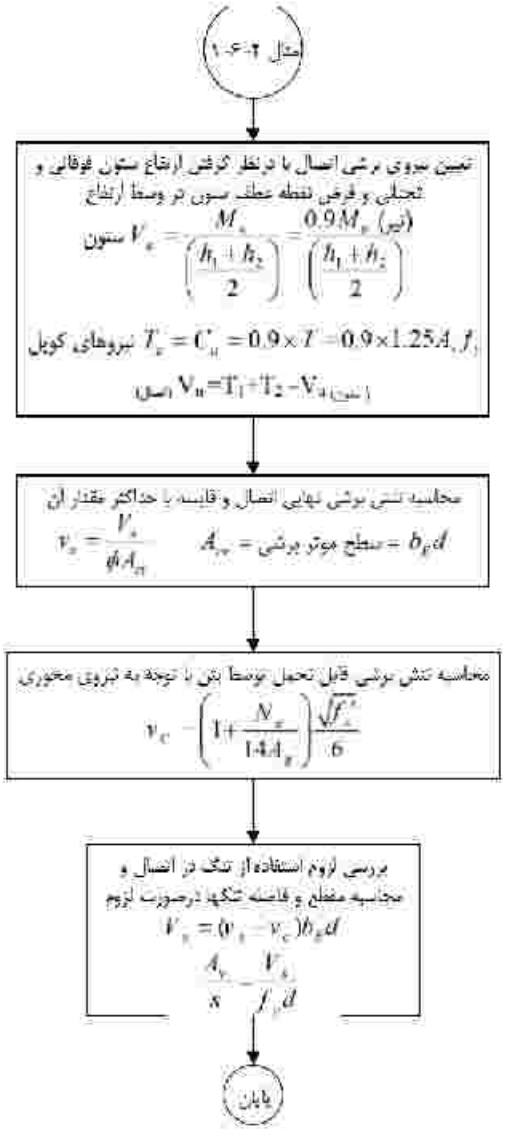
مثال ۲-۶-۱:

اتصال بتنی زیر بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی تنها تحت اثر بارهای ثقلی طراحی شده است. از آنجا که این اتصال و ستون متصل به آن بسیار ضعیف می‌باشند، مطلوب است مقاوم‌سازی این اتصال با روکش بتنی به گونه‌ای که اتصال مقاوم‌سازی شده تحت اثر بارهای لرزه‌ای از مقاومت و شکل‌پذیری کافی برخوردار باشد.

$f'_c = 28MPa$ $f_y = 420MPa$

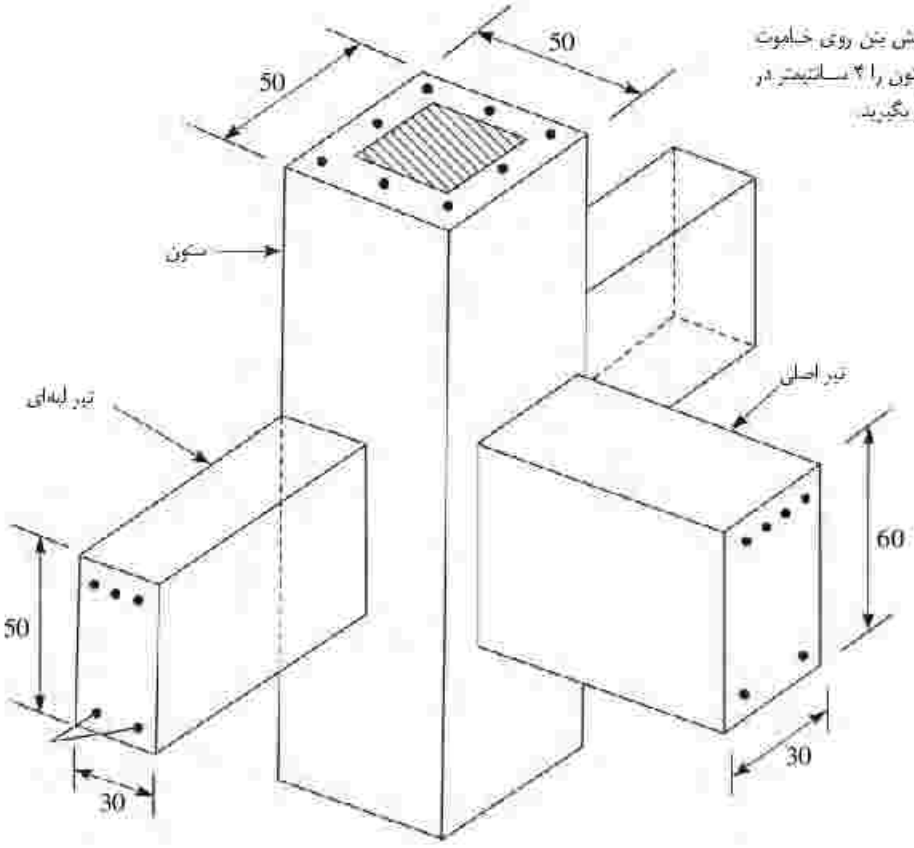


شکل مثال ۲-۶-۱-الف



اضافه شد

از روکش بتنی به ضخامت ۱۰۰ میلیمتر در اطراف ستون استفاده می‌شود.



شکل مثال ۲-۶-۱-ب

الف: تعیین نیروی برشی انتقالی در اتصال

از آنجا که نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی ستون معلوم نیست، مطابق نمودار آزاد شکل زیر و یا در نظر گرفتن ارتفاع ستون فوقانی و تحتانی به ترتیب مساوی ۳ و ۳/۶ متر و فرض نقطه عطف ستون در وسط ارتفاع، می‌توان نیروی برشی را محاسبه نمود.

$$V_u \left(\frac{h_1+h_2}{2}\right) = M_u = 0.9M_n \quad \text{(تیر)} \qquad \text{(مربوط به ستون)}$$

مقاومت خمشی مقطع تیر با در نظر گرفتن $4\phi 25$، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$b = 300mm$$

$$d = 510mm \quad \text{(تیر)}$$

$$A_s = 4 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 1964mm^2$$

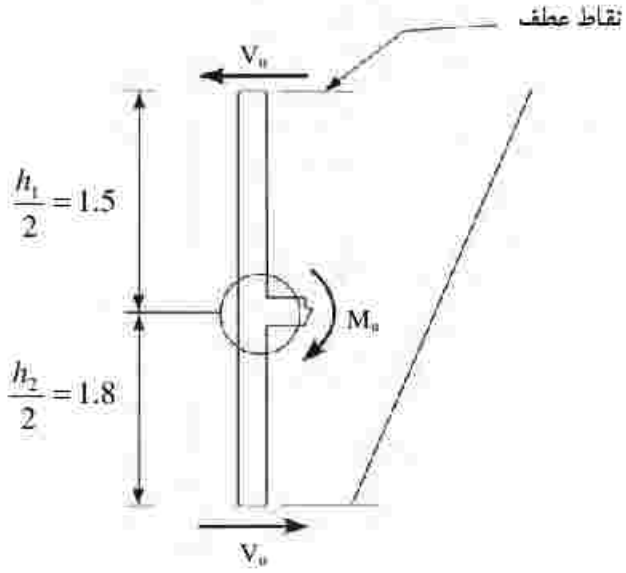
$$c = 0.85b\,af_c$$

$$c = 0.85 \times 300 \times a \times 28 = 7140a$$
$$T = 1.25 A_s f_y$$
$$T = 1.25 \times 1964 \times 420 = 1031100\,N$$
$$a = 144.4mm$$
$$M_n = 1031100(510 - 0.5 \times 144.4) \times 10^{-6} = 451.42\,KN.m$$
$$M_u = 0.9 \times 451.42 = 406.28\,KN.m$$

ستون $V_u = \dfrac{M_u}{\left(\dfrac{h_1 + h_2}{2}\right)} = \dfrac{406.28}{(1.5+1.8)} = 123.11\,KN$

نیروهای کوپل $T_u = C_u = 0.9 \times 1031100 \times 10^{-3} = 927.99KN$

اتصال $V_u = 927.99 - 123.11 = 804.88\,KN$



شکل مثال ۲-۶-۱-ب

تنش برشی در اتصال برابر است با:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A_{cv}}$$

A_{cv} = سطح موثر برشی = $b_E d$ (مطابق شکل ۲-۶-۱-ت)

b_E عرض موثر ستون است. اگر ستون از دو طرف توسط تیرهای عرضی محصور باشد، b_E مساوی عرض کل مقطع ستون در نظر گرفته می‌شود، در غیر اینصورت، عرض موثر b_E مساوی عرض پشت به پشت تنگ و در صورتی که ستون فاقد تنگ باشد،

مساوی عرض پشت به پشت میلگردهای ستون منظور می‌گردد. در این مثال چون عرض تیرهای جانبی کوچکتر از $\frac{۳}{۴}$ عرض ستون می‌باشد، نمی‌تواند به عنوان عضو محصور کننده حساب آید. بنابراین:

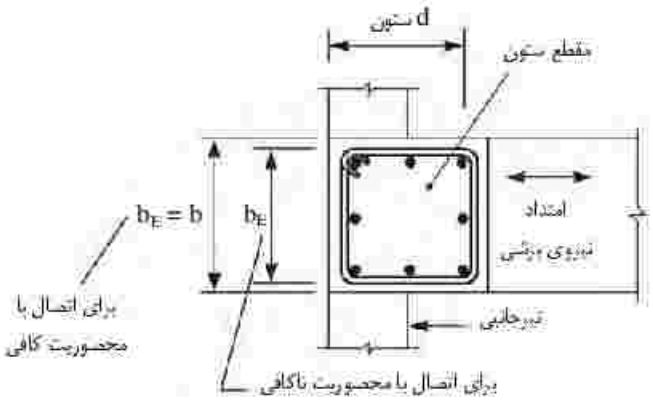
$$b_E = 500 - 2\times 40 = 420\,mm$$

$$\text{ستون } d = 500 - (50 + \frac{61.6}{2}) = 420mm$$

$$v_u = \frac{804.88\times 10^3}{0.6\times 420\times 420} = 7.6MPa$$

$$\text{حداکثر } v_n = 1.2\sqrt{f'_c} = 1.2\sqrt{28} = 6.35MPa < 7.6MPa$$

$$v_n = 6.35MPa$$



شکل مثال ۲-۶-۱-ب- سطح مقطع موثر بتنی در هسته اتصال

تنش برشی قابل تحمل توسط بتن برابر است با:

$$v_C = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

اگر نیروی محوری با ضریب ستون مساوی ۲۴۰۰ کیلونیوتن فرض گردد، نتیجه می‌شود:

$$N_u = 2400\,KN$$

چون عرض تیرهای جانبی کوچکتر از $\frac{۳}{۴}$ عرض ستون می‌باشد، اتصال به قدر کافی محصور نشده است. بنابراین برای V_c بدست می‌آید:

$$v_c = \left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

$$v_c = \left(1+\frac{2400\times10^3}{14\times500\times500}\right)\frac{\sqrt{28}}{6}$$

$$v_c = 1.48MPa$$

$$v_u = 6.35 > 1.48MPa$$

$$v_u - v_c = 6.35-1.48 = 4.87MPa$$

پس وجود تنگ در اتصال الزامی می‌باشد.

$$V_s = (v_u - v_c)b_E d = 4.87\times420\times420\times10^{-3} = 859\,KN$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{859\times10^3}{420\times420} = 4.87$$

اگر از دو ردیف خاموت نمره ۱۲ در فواصل ۱۰۰ میلیمتر استفاده شود، می‌توان نوشت:

$$A_v = 4.87\times100 = 487\,mm^2$$

سطح مقطع یک ساق میلگرد نمره ۱۲ = $113mm^2 \Rightarrow A_v = 4\times113 = 452\,mm^2$

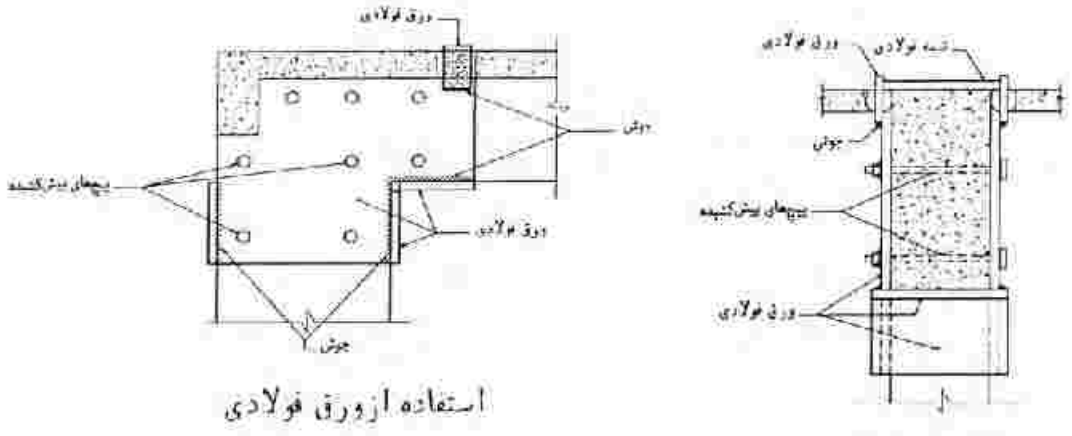
مثال ارائه شده به خوبی مشکلات تقویت اتصالات صلب بتن مسلح را نشان می‌دهد. لذا مجدداً توصیه می‌شود در مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح، بجای تقویت اتصال در برابر بارهای جانبی از راهکارهای تقویت سیستم باربر جانبی ساختمان مانند اضافه نمودن دیوار برشی و ... استفاده نمود. این راهکارها منجر به کاهش لنگرهای موجود در اتصال می‌گردد.

۲-۶-۱-۵-۳- روکش فولادی (ورق فولادی مسلح کننده)

استفاده از ورق فولادی مسلح کننده روشی است که با استفاده از آن می‌توان بدون افزایش ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. در روش استفاده از ورق فولادی مسلح کننده موقعیت اتصال تأثیر بسزایی بر میزان افزایش مقاومت اتصال دارد (شکل ۲-۶-۲۴).

ورق فولادی تقویت کننده بهتر است با چسب اپوکسی به اتصال چسبانده شود و سپس با پیچ‌های پیش‌تنیده به اتصال محکم گردد. چسب یا گروت اپوکسی می‌تواند سطوح ناهموار اتصال را نیز اصلاح نماید. حداقل ضخامت ورق تقویت ۴ میلیمتر می‌باشد. قبل از انجام عملیات فوق ضروریست که اتصال به طور موضعی مرمت شود. ورق‌های فولادی مسلح‌کننده ضعف‌های عمدهٔ سازه‌های بتن مسلح یعنی فقدان میلگرد برشی کافی و نیاز به میلگردهای محصور کننده هسته بتنی را کاهش می‌دهد.

به منظور بهسازی لرزه‌ای اتصالات کناری و میانی در صورتی می‌توان از روکش فولادی استفاده نمود که ورق‌های فولادی مسلح کننده را در کلیهٔ وجوه تیر و ستون بکار برد و آنها را مستقیماً و یا از طریق نبشی به یکدیگر جوش نمود (شکل ۲-۶-۲۵).

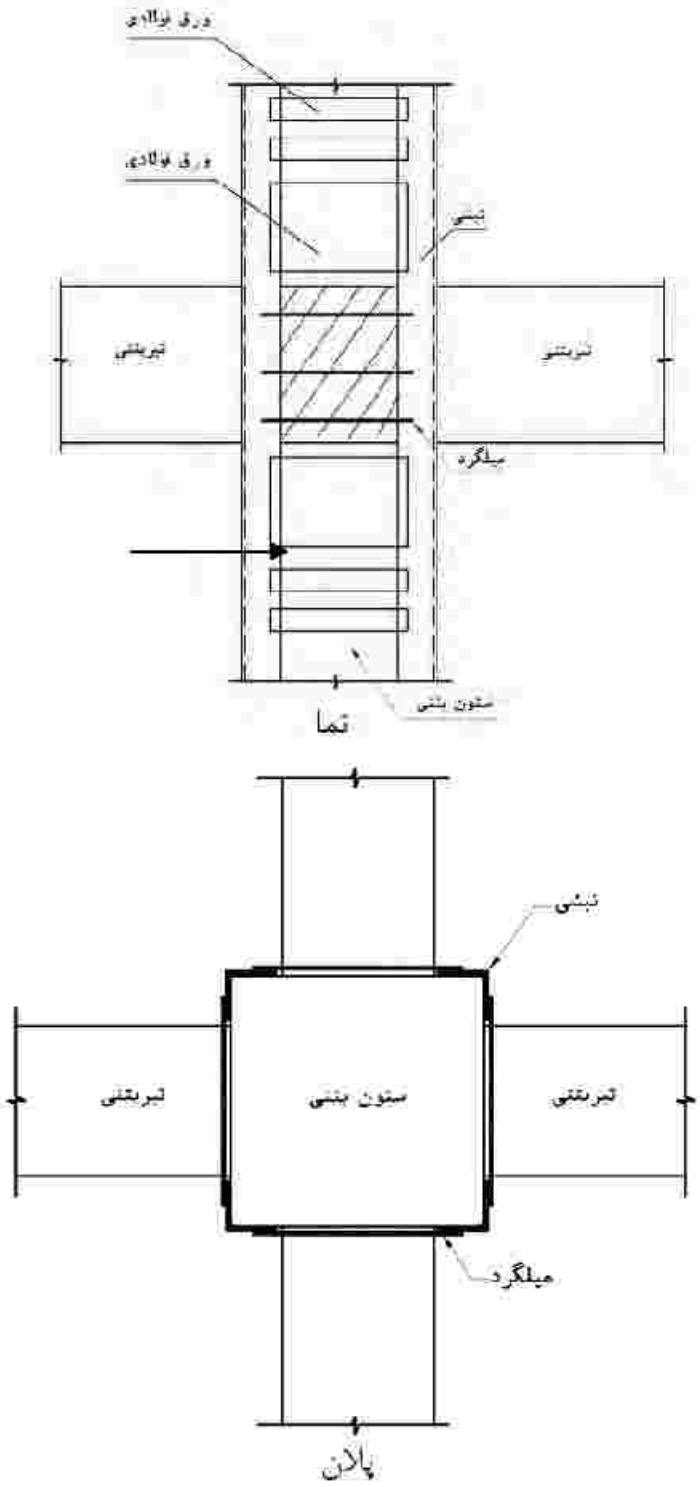


شکل ۲-۶-۲۴ روش‌های بهسازی اتصالات کناری

شکل ۲-۶-۲۵ روش‌های بهسازی اتصالات میانی

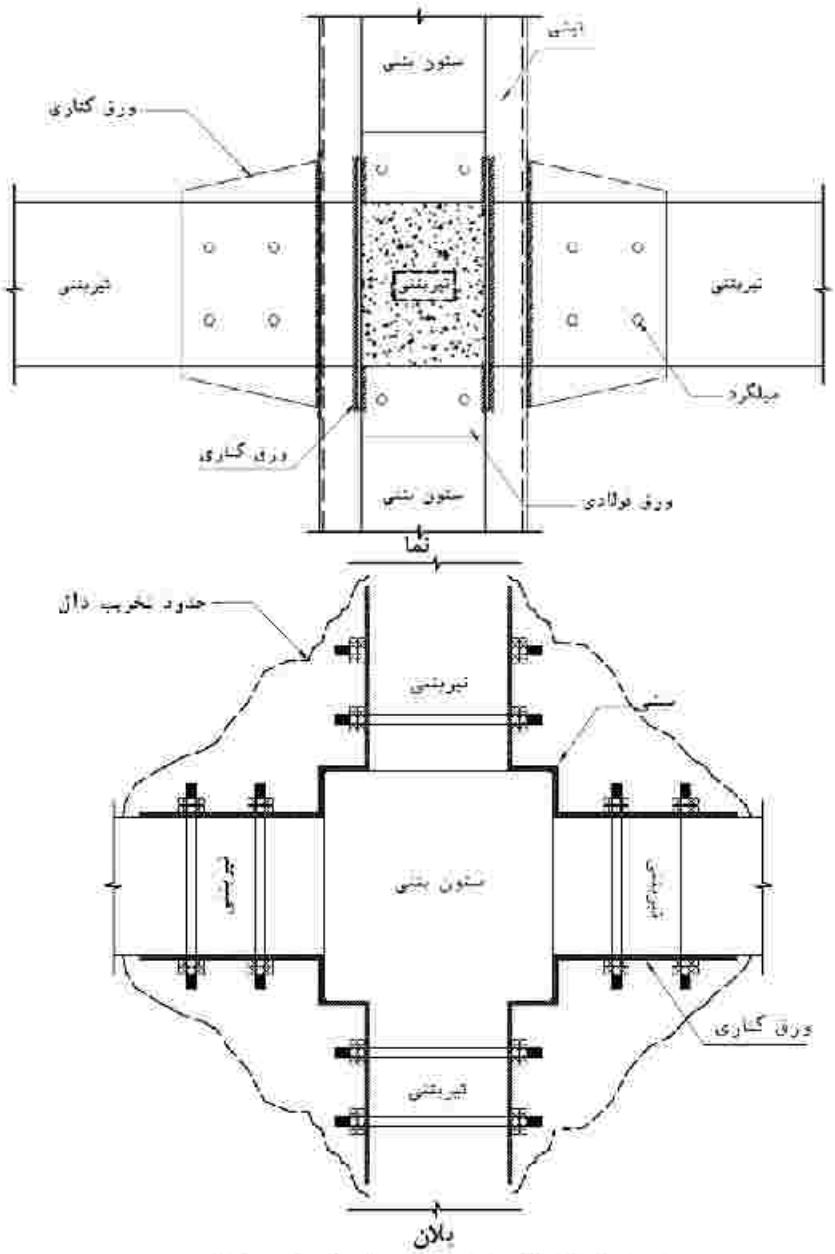
در مواردی که فقط ستون منتهی به اتصال ضعیف بوده و یا ضابطه ستون قوی، تیر ضعیف در اتصال رعایت نشده باشد، می‌توان با تقویت ستون با روکش فولادی و امتداد آن تا روی اتصال مانند شکل ۲-۶-۲۶ ستون و اتصال را تقویت نمود. در این روش با سوراخ نمودن تیرهای منتهی به اتصال میلگردهای برشی از داخل تیرها عبور داده می‌شوند.

برای مکان‌هایی که در آنها خوردگی شیمیایی زیاد است، در صورتی می‌توان از روکش فولادی استفاده نمود که ابتدا با انجام آزمایش‌هایی خاص میزان خوردگی فولاد را اندازه‌گیری نموده و در صورت کمتر بودن میزان خوردگی از رواداری‌های مجاز، این روش را بکار برد.



شکل ۲-۶-۲۶ اجرای روکش فولادی تنها در ستون

روکش فولادی را با ورق‌های گونه نیز می‌توان اجرا نمود. در این روش تیرهای کششی و فشاری بال‌های فوقانی و تحتانی تیر به کمک ورق‌های گونه به ستون انتقال داده می‌شود. رعایت جزئیات اجرایی در این روش مقاوم‌سازی بسیار مهم و روش اجرای آن نیز بسیار مشکل می‌باشد. نمونه‌ای از جزئیات مقاوم‌سازی با ورق کناری در شکل ۲-۶-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۲۷ مقاوم‌سازی اتصال با ورق کناری

روکش فولادی را با ورق‌های موجدار نیز می‌توان اجرا نمود. اتصالات ضعیف توسط ورق‌های فولادی موجدار روکش می‌شوند و فاصله موجود بین ورق و سطح بتن با گروت منبسط شونده پر می‌شود. روکش را می‌توان بر روی ستون و اتصال اجرا نمود، ولی برای افزایش مقاومت برشی تیر بهتر است روکش را تا روی تیر نیز امتداد داد. ورق فولادی موجدار در برابر بارهای سیکلی رفتار بهتری نسبت به ورق‌های مسطح از خود نشان می‌دهند.

۲-۶-۱-۵-۴- پوشش FRP

با محصور نمودن اعضای اتصال با پوشش FRP می‌توان ظرفیت خمشی و همچنین ظرفیت برشی اتصال را افزایش داد. به علت دورگیری، بکارگیری این روش میزان شکل‌پذیری اتصال را نیز افزایش می‌دهد. با استفاده از این روش می‌توان بدون افزایش

ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. استفاده از FRP نسبت به روکش فولادی ارجح است، زیرا FRP بر خلاف فولاد دچار خوردگی نمی‌شود و می‌تواند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشد و آماده کردن سطوح اعضا قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آنها بعد از نصب، آسان‌تر از صفحات فولادی است. لازم به ذکر است که در استفاده از این روش بر خلاف روش مقاوم‌سازی با روکش بتنی نیاز به افزایش ابعاد اتصال و عملیات ساختمانی پر حجم نمی‌باشد.

در صورتیکه FRP انتهای اعضای متصل به اتصال (تیر وستون) را محصور نماید، تقویت برشی در محدوده مفصل پلاستیک تیر و ستون صورت می‌پذیرد ولی هسته اتصال از لحاظ برشی تقویت نمی‌گردد و در صورتیکه FRP به صورت خمشی در ناحیه لنگر منفی (ناحیه فوقانی تیر) قرار گیرد (با توجه به اینکه FRP در حالت معمولی از یک تیر به تیر دیگر از طریق اتصال عبور نمی‌نماید، بلکه از روی تیر به روی ستون قرار می‌گیرد) عملا مهار نیروی کششی در محدوده اتصال ایجاد نمی‌گردد بنابراین نتیجه‌گیری می‌گردد تقویت خمشی تیر در ناحیه اتصال با این روش نیز امکان‌پذیر نمی‌باشد و افزایش ظرفیت گیرداری در محل اتصال اتفاق نمی‌افتد.

به عنوان راه حل برای دسترسی به هسته اتصال، بکار گیری مهارهای الیافی در داخل سوراخ های ریز ایجاد شده درون اتصال، میتواند مورد استفاده قرار گیرد.

با توجه به این مطلب که لنگر در ناحیه اتصال منفی است و بزرگترین مقدار لنگر در محل اتصال رخ می‌دهد بنابراین نمی‌توان نوارها یا صفحات FRP را که برای مقاوم‌سازی بروی تیر و ستون چسبانده می‌شوند، در محل اتصال و یا قبل از آن قطع کرد بلکه باید نوارهای FRP را به نحو مناسبی در انتهای اتصال مهاربندی کرد. با توجه به شرایط مقاوم‌سازی و شکل تیر و ستون، طرحهای متفاوتی برای مهاربندی انتهای FRP در اتصالات پیشنهاد شده است.

بدلیل وجود فولاد داخلی در مقطع اتصال، این نوع مهاربندی تنها در صورتی می‌تواند استفاده شود که عرض نوار FRP کم باشد تا در سوراخهای ایجاد شده بین دو میلگرد داخل دیوار بتواند قرار گیرد. اغلب آزمایشات انجام یافته، بروی مدلهایی متمرکز شد که به همین صورت انتهای FRP مهاربندی شده است. نتایج نشان داد که این نوع مهاربندی عملکرد خوبی دارد سوراخهای ایجاد شده را نیز باید پس از قرار گرفتن FRP، مجدداً با ملات اپوکسی پر کرد. برای پر کردن این سوراخها ملات سیمان مناسب نیست زیرا افت سیمان سبب تأثیر منفی بر مقاومت مهاربندی می‌گردد.

در محاسبات مقطع تقویت شده با مصالح FRP بجای روابط مربوط به مقطع تقویت نشده طبق گامهای زیر از این روابط استفاده می‌شود.

گام۱: محاسبه زوج نیروی کششی و فشاری وارد بر اتصال

$$T_{f_1} + T_1 = C_1 \qquad (۱۶-۶-۲)$$

$$T_{f2} + T_2 = C_2 \qquad (۱۷-۶-۲)$$

گام۲: محاسبه نیروی برشی وارد بر اتصال

$$V_u = (T_{f1} + T_1) + (T_{f2} + T_2) - V_u \quad \text{ستون} \qquad (۱۸-۶-۲)$$

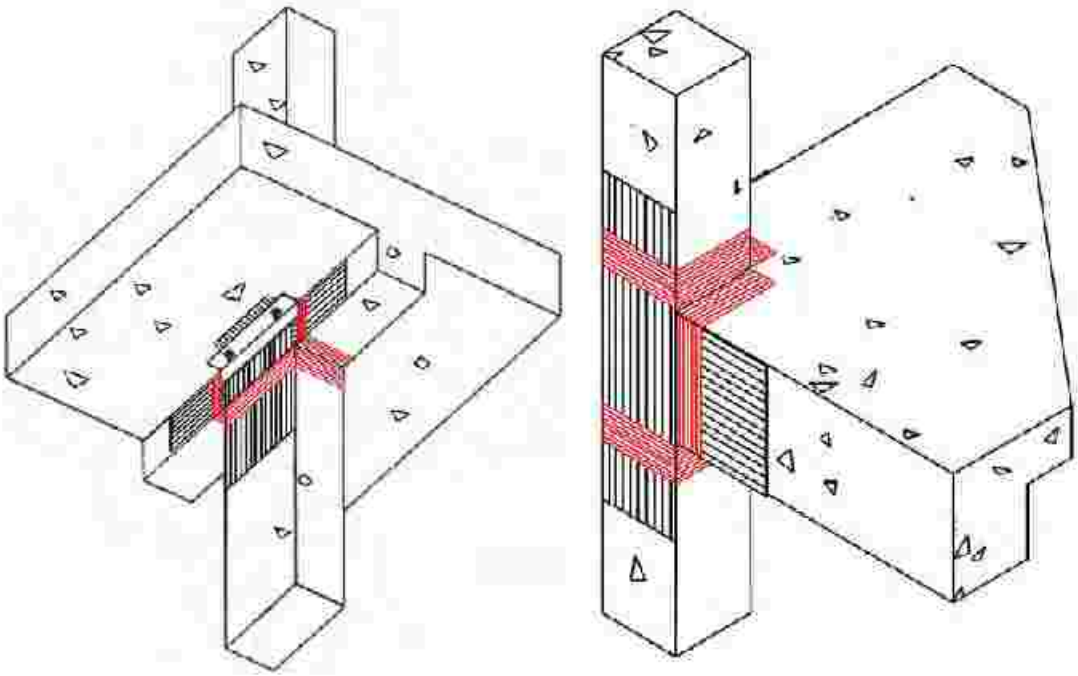
اتصال

$$V_u = \frac{M'_1}{j_b} + \frac{M'_2}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad \text{اتصال} \qquad (۱۹-۶-۲)$$

گام۳: محاسبه نیروی برشی نهایی اتصال

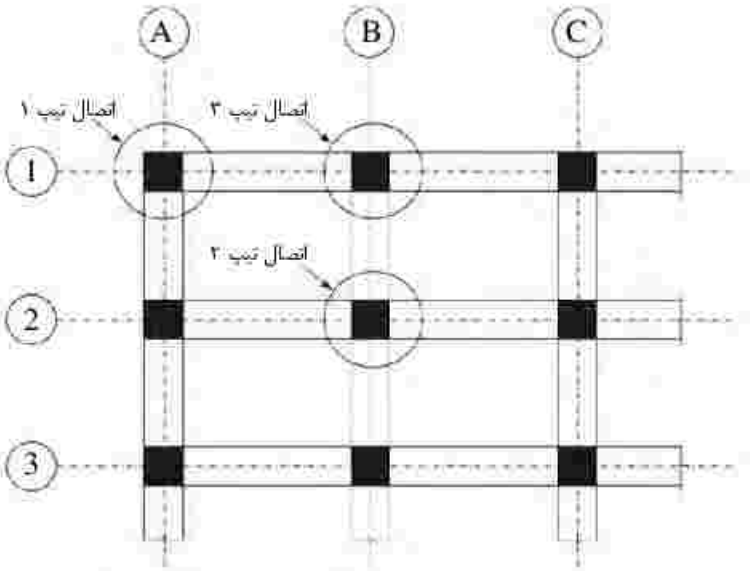
$$V_n = V_c + V_s + V_f \qquad (۲۰-۶-۲)$$

$$V_n = v_c.b.j_c + \frac{0.5 f_v A_v j_c}{S} + \frac{0.5 E_{frp} \varepsilon_{frp} f_{frp} A_{frp} j_c}{S'} \qquad (۲۱-۶-۲)$$

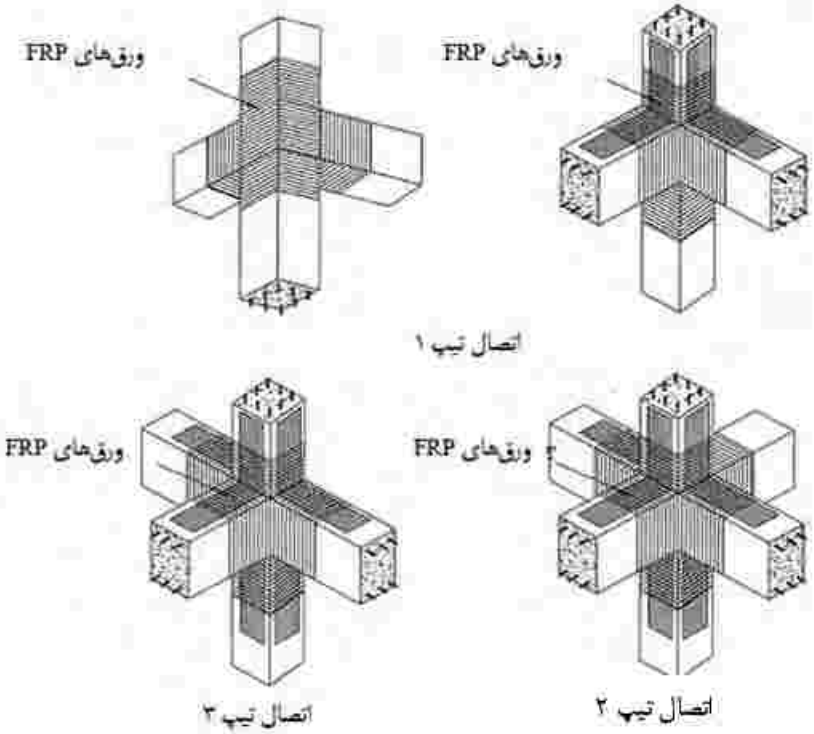


شکل ۲-۶-۲۸ نمونه‌ای از اتصال مقاوم‌سازی شده با ورق **FRP**

شکل ۲-۶-۲۹ جزئیات تیپ استفاده از **FRP** در مقاوم‌سازی اتصالات



اتصالات تیر به ستون



شکل ۲-۶-۳۰ جزئیات تیپ استفاده از **FRP** در مقاوم‌سازی اتصالات

گام۴: کنترل نیروی برشی وارد بر اتصال

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (۲۲-۶-۲)$$

که در روابط فوق:

E_{frp} : مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال،

ε_{frp} : کرنش موجود در مصالح FRP

f_{frp} : تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال،

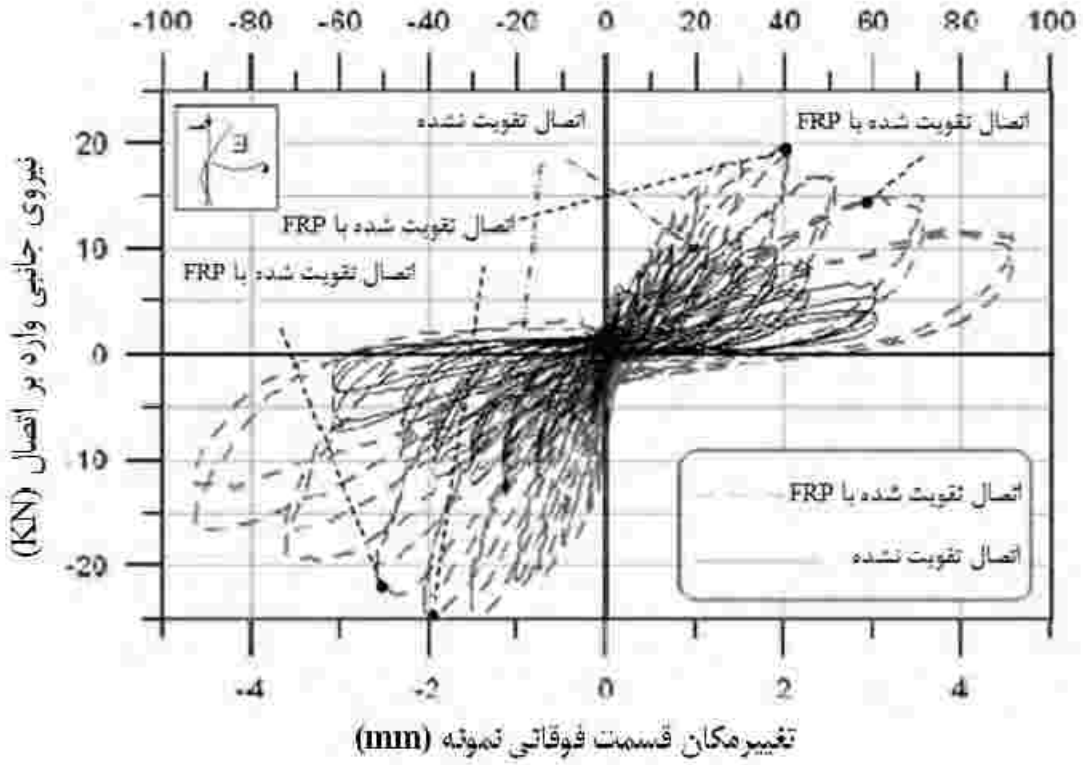
S : فاصله رکابی‌های FRP از یکدیگر،

V_c : مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن،

V_s : مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط میلگرد برشی بر حسب نیوتن،

V_f : مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

نمونه‌ای از اتصالات بهسازی شده با مصالح FRP در اشکال ۲-۶-۲۸ تا ۲-۶-۳۰ نشان داده شده است. شکل ۲-۶-۳۱ نیز تأثیر FRP بر رفتار لرزه‌ای اتصال را نشان می‌دهد.

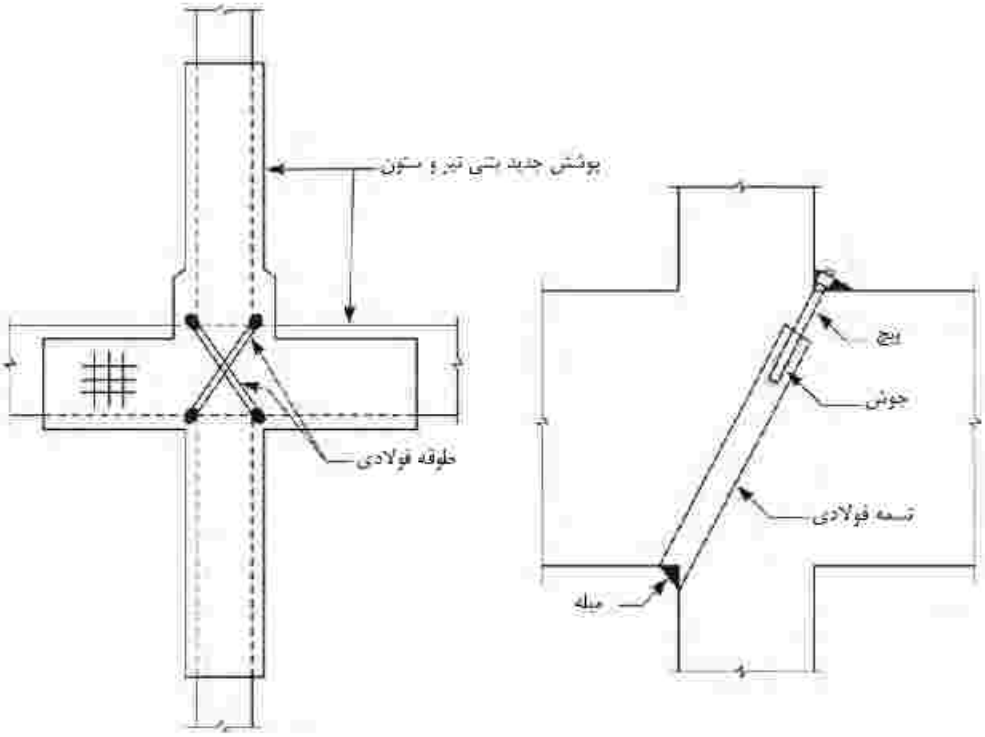


شکل ۲-۶-۳۱ تأثیر FRP بر رفتار لرزه‌ای اتصال

۲-۶-۱-۵-۵- استفاده از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات

پس از آنکه ایرادات ترک‌های سطحی با تزریق چسب اپوکسی بر طرف شدند و سطح بتن کاملاً تمیز شد، اتصال با استفاده از تنگ‌های خارجی که پیش‌تنیده شده‌اند، تقویت می‌شود. پس از این مرحله اتصال با شبکه‌ای از مفتول‌های به هم جوش شده پوشانده شده و بتن‌پاشی می‌شود. وقتی که چهار تیر به اتصال وارد می‌شود استفاده از تنگ در دو طرف ممکن نیست زیرا قادر به عبور از اتصال نیستند. لازم به ذکر است استفاده از تنگ خارجی در یک جهت به هیچ عنوان برای بارهای لرزه‌ای مناسب نمی‌باشد زیرا این

تنگ‌ها کششی کار کرده و به هیچ عنوان ظرفیت تحمل نیروی فشاری را ندارند. نمونه‌ای از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات در شکل ۲-۶-۳۲ نشان داده شده است.



الف: استفاده از طوقه در یک جهت ب: استفاده از طوقه در دو جهت

شکل ۲-۶-۳۲ بهسازی ظرفیت برشی اتصالات با استفاده از تنگ خارجی در یک و یا دو جهت

۲-۶-۲- راهکارهای بهسازی اتصالات فولادی

۲-۶-۲-۱- معرفی

همان گونه که در قسمت قبلی بدان اشاره شد بدلیل عدم شناخت کافی از رفتار اتصالات، بسیاری از آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌ها از ضعف در طراحی یا اجرای اتصالات ناشی می‌شود. بنابراین بررسی آسیب‌های وارد شده بر اتصالات در اثر زلزله‌های گذشته امری ضروری می‌نماید.

آسیب‌های اتصالات در اثر زلزله‌های گذشته را می‌توان به آسیب‌های تیر، ستون، جوش، اجزا و چشمه اتصال طبقه‌بندی نمود. آسیب‌های وارده به اتصال ممکن است یکی از انواع فوق و یا چند نوع مختلف باشد. مشاهده وسیع اینگونه آسیب‌ها در اتصالات بر اثر زلزله‌های گذشته بسیار هشداردهنده می‌باشد.

۲-۶-۲-۲- آسیب‌های اتصالات فلزی

انواع خرابی‌ها و صدمات وارده بر ناحیه اتصال در حین زلزله به صورت زیر طبقه بندی می‌شوند:

(الف) خرابی در تیرها (G)

(ب) خرابی در بال ستون‌ها (C)

(پ) خرابی در جوش (W)

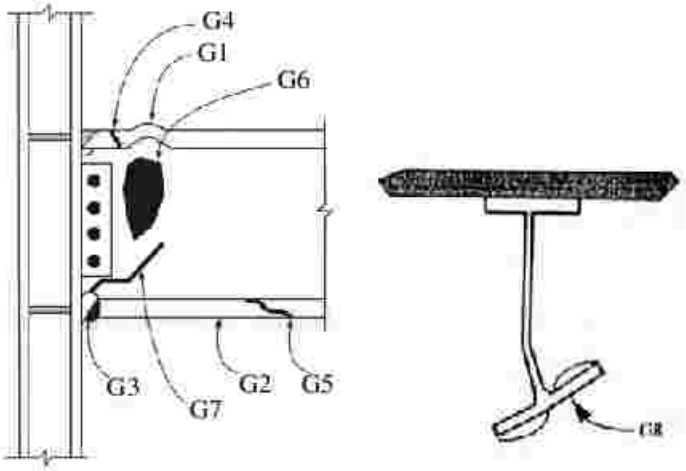
(ت) خرابی در ورق برشی جان (S)

(ث) خرابی در چشمه اتصال

الف- خرابی در تیرها

وقوع هشت نوع خرابی در تیر مطابق شکل ۲-۶-۳۳ محتمل است.

نماد خرابی	توضیح
G1	کمانش بال (بال فوقانی یا تحتانی)
G2	تسلیم بال (بال فوقانی یا تحتانی)
G3	گسیختگی بال در ناحیه تغتیده (بال فوقانی یا تحتانی)
G4	گسیختگی بال در خارج از ناحیه تغتیده (بال فوقانی یا تحتانی)
G5	گسیختگی بال فوقانی یا تحتانی
G6	تسلیم یا کمانش جان
G7	گسیختگی جان
G8	کمانش پیچشی جانبی مقطع



شکل ۲-۶-۳۳ خرابی در تیرها

در خرابی تیرها در زلزله نورتریج بیشتر خرابی‌ها در بال پایینی مشاهده شده است، هر چند که خرابی‌هایی در بال فوقانی نیز گزارش شده است. این واقعیت با دلایل متعددی به شرح زیر قابل توجیه است.

۱- عملکرد مختلط دال بتنی با بال فوقانی که موجب انتقال تار خنثی به طرف بالا و افزایش تنش در بال تحتانی می‌شود.

۲- کیفیت پایین جوش لب به لب بال تحتانی به ستون به علت دسترسی ناقص جوشکار به آن در حین جوشکاری.

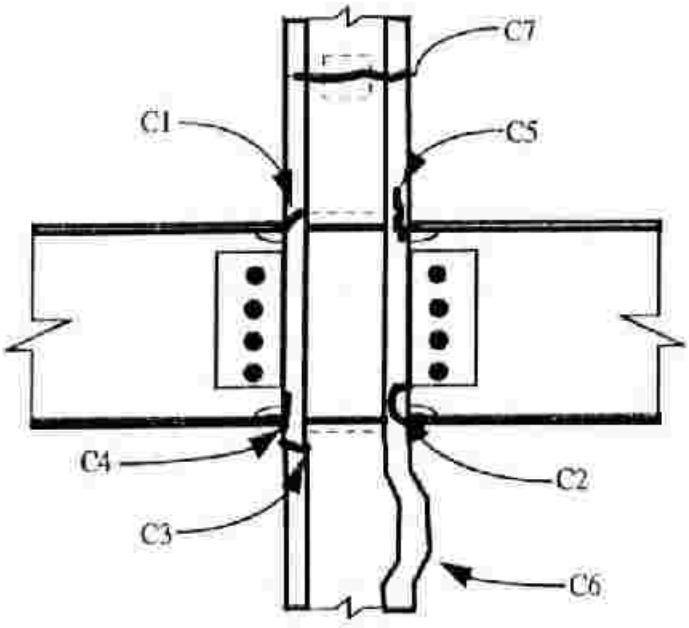
۳- انجام آزمایش فراصوت در بال فوقانی به آسانی امکان پذیر است، در نتیجه کیفیت پذیرش آن نیز افزایش می‌یابد.

۴- تسمه پشت بند جوش در بال پایینی در تار تنش حداکثر قراردارد، در حالی که در بال فوقانی در تار تنش حداکثر نیست. وجود تسمه پشت بند عامل تمرکز تنش می‌باشد.

ب- خرابی در بال ستون

وقوع هفت نوع خرابی در بال ستون مطابق شکل ۲-۶-۳۴ محتمل است.

نماد خرابی	توضیح
C1	ترک جزیی
C2	قلوه کن شدن بالها
C3	ترک کامل یا جزیی خارج از ناحیه تفتیده
C4	ترک کامل یا جزیی خارج از ناحیه تفتیده (HAZ)
C5	پارگی لایه‌ای
C6	کمانش بال ستون
C7	گسیختگی در وصله

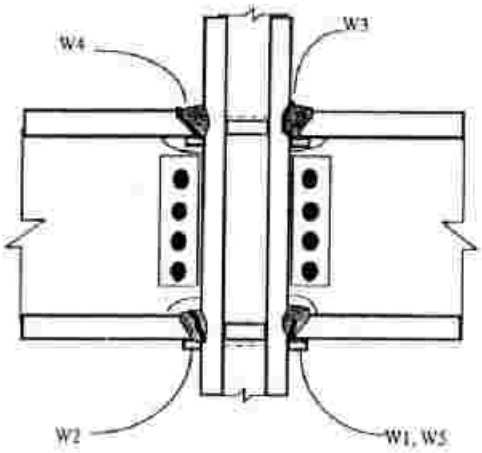


شکل ۲-۶-۳۴ خرابی در ستون

پ- خرابی‌ها و نقایص جوش

پنج نوع خرابی، نقص و ناپیوستگی جوش در شکل ۲-۶-۳۵ نشان داده شده است.

نماد خرابی	توضیح
W1	ترک در ریشه جوش
W1a	ترکهایی به عمق کوچکتر از ۵ میلیمتر و یا $t_f/4$ و عرض کوچکتر از $b_f/4$
W1b	ترک هایی عمیق تر و بزرگتر از W1a
W2	ترک در ضخامت کامل فلز جوش
W3	گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با ستون
W4	گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با تیر
W5	علایم قابل تشخیص با آزمایش UT- غیر قابل رد کردن

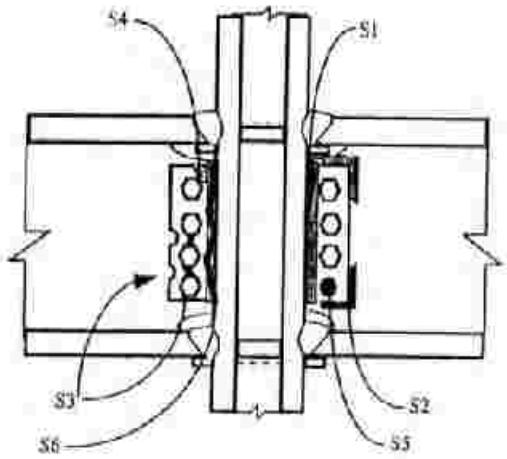


شکل ۲-۶-۳۵ خرابی‌ها و نقایص جوش

ت- خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر

شش نوع خرابی ورق اتصال برشی جان تیر در شکل ۲-۶-۳۶ نشان داده شده است. وقوع خرابی عمده در ورق اتصال برشی، مبین وقوع خرابی در ستون،تیر، جوش و یا چشمه اتصال است.

نماد خرابی	توضیح
S1	ترک جزیی در جوش ورق به ستون
S1a	بال های تیر سالم
S1b	بال های تیر ترک خورده
S2	گسیختگی جوش های تکمیلی
S2a	بال های تیر سالم
S2b	بال های تیر ترک خورده
S3	ترک از ناحیه پیچ ها
S4	تسلیم یا کمانش ورق اتصالی برشی
S5	پیچ های شل، صدمه دیده و یا فراموش شده
S6	گسیختگی کامل جوش ورق برشی به ستون

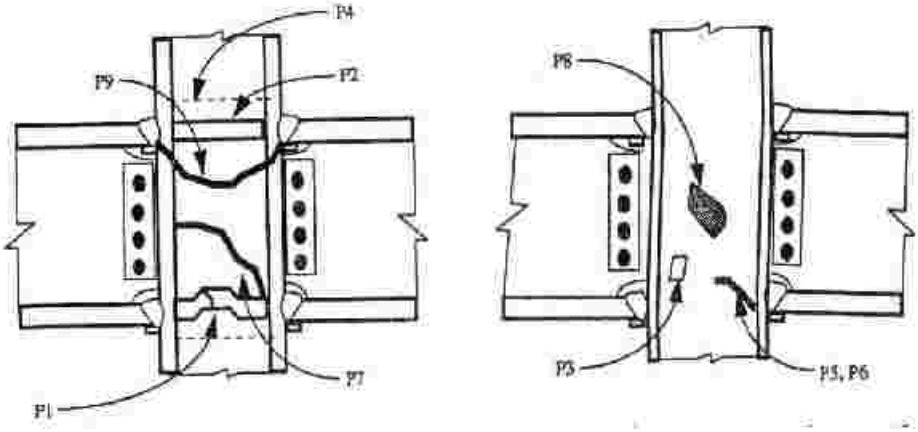


شکل ۲-۶-۳۶ خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر

ث- خرابی در چشمه اتصال

نه نوع خرابی در چشمه اتصال در شکل ۲-۶-۳۷ نشان داده شده است.

نماد خرابی	توضیح
P1	گسیختگی، کمانش و یا تسلیم ورق پیوستگی
P2	گسیختگی در جوش ورق پیوستگی
P3	تسلیم یا تغییر شکل جان
P4	شکست جوش ورق مضاعف
P5	گسیختگی جزیی در ورق مضاعف
P6	گسیختگی جزیی در جان ستون
P7	گسیختگی کامل یا نزدیک به کامل در جان یا ورق مضاعف
P8	کمانش جان
P9	گسیختگی کامل ستون



شکل ۲-۶-۳۷ خرابی در چشمه اتصال

۲-۶-۲-۳- نارسایی‌های اتصال

با توجه به آسیب‌های به وجود آمده در اتصال در اثر زلزله‌های قبلی می‌توان نارسایی‌های اتصال را به شرح زیر طبقه بندی نمود:

الف) عدم انتخاب جزئیات مناسب (ساختار غلط اتصال).

ب) عدم تناسب در ورق‌های اتصال.

پ) عدم توجه به لبه‌های آزاد و لاغری ورق‌های اتصال.

ت) فاصله‌بندی غلط وسایل اتصال.

ث) عدم توجه به دسترسی به نقاط کور اتصال.

ج) عدم دقت در اجرای جوش‌ها با طول و بعد صحیح.

۲-۶-۲-۴- ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند (شکل ۲-۶-۳۸). این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل از لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون به کار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده نمایند:

الف: طول ورق‌ها باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.

ب: ضخامت ورق‌ها باید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دوطرف کمتر نباشد.

پ: پهنای ورق‌ها باید در ستون‌های با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دوطرف جان کمتر نباشد.

ت: نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، باید از $0.55\sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$ کوچکتر باشد. در این روابط F_{yr} تنش تسلیم ورق‌های پیوستگی است.

۲-۵-۲-۵- چشمه اتصال

چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد. ناحیه چشمه اتصال باید برش ناشی از نیروهای کششی و فشاری موجود در بال‌های تیرهای سمت چپ و راست ستون را تحمل نماید. این برش به شرح زیر محاسبه می‌شود:

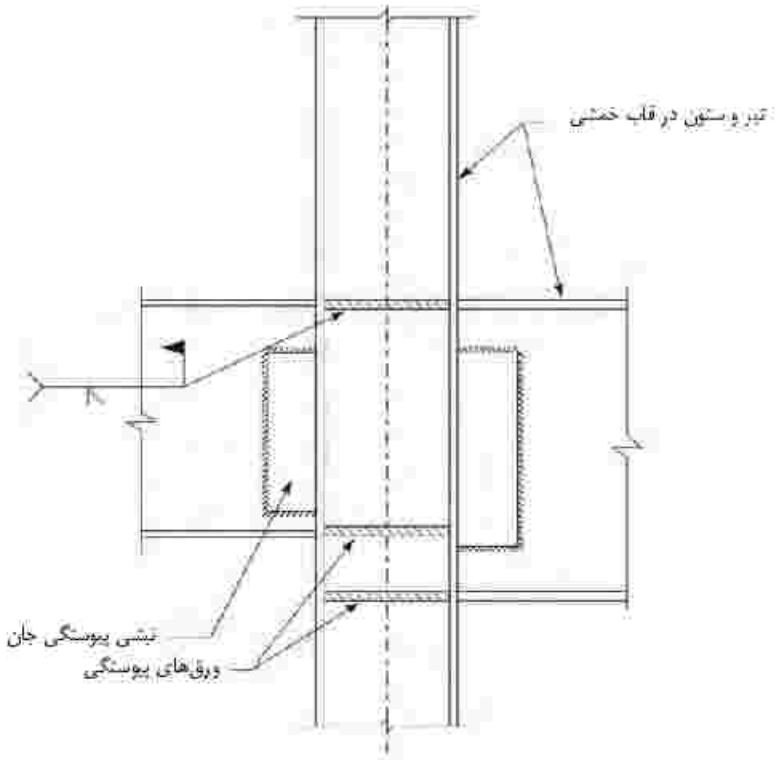
- در روش تنش مجاز

$$V_{pa,s} = \Sigma \frac{M_{ES}}{d_b} - V_{col.} \qquad (۲-۶-۲۳)$$

- در روش حالات حدی

$$V_{pa,u} = \sum \frac{M_{EU}}{d_b} - V_{ucol} \qquad (۲۴-۶-۲)$$

در این روابط V_{col} و V_{ucol} برش موجود در ستون فوقانی تحت اثر بار جانبی زلزله در حالت‌های بدون ضریب و با ضریب می‌باشند.

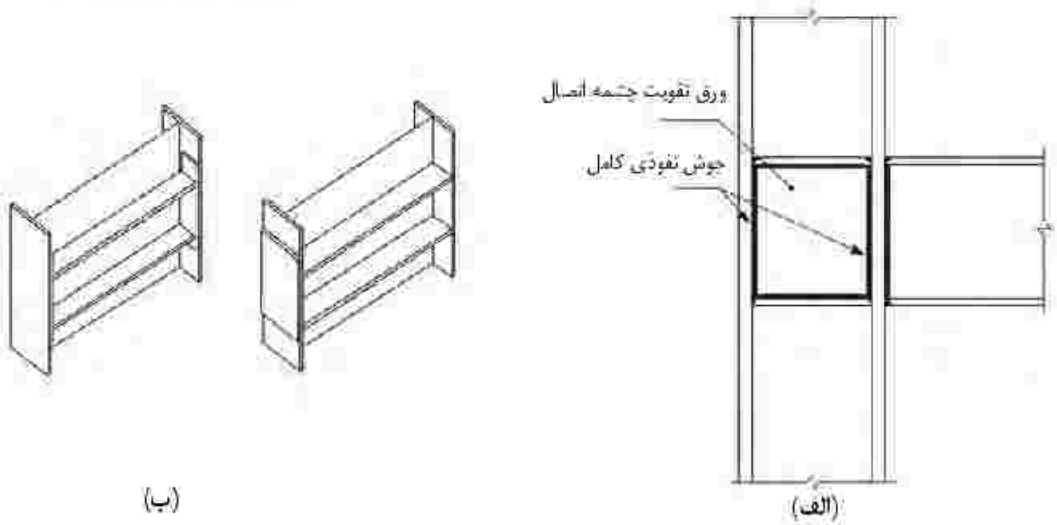


شکل ۲-۶-۳۸ نحوه اجرای ورق‌های پیوستگی

مقاومت برشی چشمه اتصال و سایر ضوابط طراحی چشمه اتصال، در هر یک از روش‌های طراحی براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ بند ۱۰-۱-۱۱-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

اگر چنانچه چشمه اتصال نتواند برش ناشی از نیروهای کششی و فشاری موجود در بال تیرهای متصل به ستون را تحمل نماید، باید ورق‌های تقویتی چشمه اتصال به منظور کاستن از تنش برشی در جان ستون و یا برای جلوگیری از ناپایداری آن به کار گرفته شود. این ورق‌ها را می‌توان چسبیده به جان ستون و یا با فاصله از آن، به صورت متقارن نسبت به محور تقارن مقطع ستون که موازی جهت اعمال نیروی برشی می‌باشد، به کار برد.

این ورق‌ها باید به بال‌های ستون و ورق‌های پیوستگی بالایی و پایینی متصل گردند. جوش اتصال لبه‌های بالایی و پایینی ورق‌های تقویت چشمه اتصال به ورق‌های پیوستگی و جوش اتصال لبه‌های قائم این ورق‌ها به بال‌های ستون، باید برای سهمی از برش چشمه اتصال که توسط آنها تحمل می‌گردد، طراحی شود. ورق‌های تقویت چشمه اتصال را می‌توان مانند شکل ۲-۶-۳۹-ب نیز اجرا نمود.



شکل ۲-۶-۳۹ نحوه اجرای ورق‌های تقویت جسمه اتصال

۲-۶-۲-۶- تعیین لنگر محتمل در موقعیت مفصل پلاستیک

اتصالات با گیرداری کامل باید بگونه‌ای مقاوم‌سازی شوند که مفصل پلاستیک آنها در تیر و در وجه ستون تشکیل شود. لنگر محتمل در محل مفصل پلاستیک برابر است با:

$$M_{\exp} = Z_h . F_{ye} \qquad (۲۵-۶-۲)$$

که در آن:

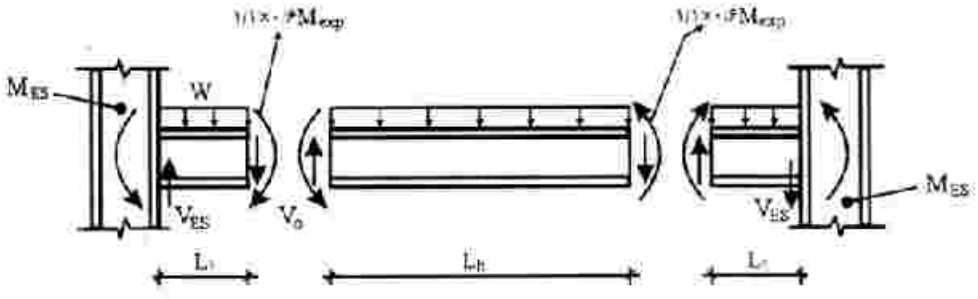
M_{exp} : لنگر پلاستیک مورد انتظار.

Z_h : مدول موثر پلاستیک مقطع در محل مفصل پلاستیک.

F_{ye} : تنش تسلیم مورد انتظار فولاد $(1.15F_y)$

۲-۶-۲-۷- محاسبه نیروهای داخلی در مفصل پلاستیک در وجه ستون

برش در مفصل پلاستیک با استفاده از قوانین استاتیک و با لحاظ کردن اثرات سخت‌شدگی کرنشی، قیدهای محلی و اثرات بارهای ثقلی محاسبه می‌گردد. برای محاسبه برش در مفاصل، دیاگرام تعادل نیرویی تیر مابین دو مفصل پلاستیک، وسیله مناسبی می‌باشد. در شکل ۲-۶-۴۰ نحوه محاسبه این برش نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۴۰ محاسبه برش در مفصل پلاستیک

$$V_0 = \frac{2\times 0.6\times 1.1\times M_{exp}}{L_h} + \frac{W.L_h}{2}$$
$$V_{ES} = V_0 + W.L_1 \qquad (۲۶-۶-۲)$$

L_1: فاصله محل تئوریک تشکل مفصل پلاستیک از بر ستون است، که مقدار آن طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برابر ۰/۵d تا d از بر ستون می‌باشد. (d برابر عمق تیر می‌باشد.)

در صورت وجود نیروی متمرکز باید مقدار برش ناشی از آن را در محل مفصل پلاستیک به عبارت فوق اضافه نمود.

لنگر تسلیم وجه ستون M_{ES} نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_{ES} = 0.6\times 1.1\times M_{exp} + V_0.L_1 + M_W \qquad (۲۷-۶-۲)$$

M_W: لنگر ناشی از بار ثقلی بدون ضریب موجود در بازوی L_1

Z_b: مدول موثر پلاستیک مقطع در محل مفصل پلاستیک.

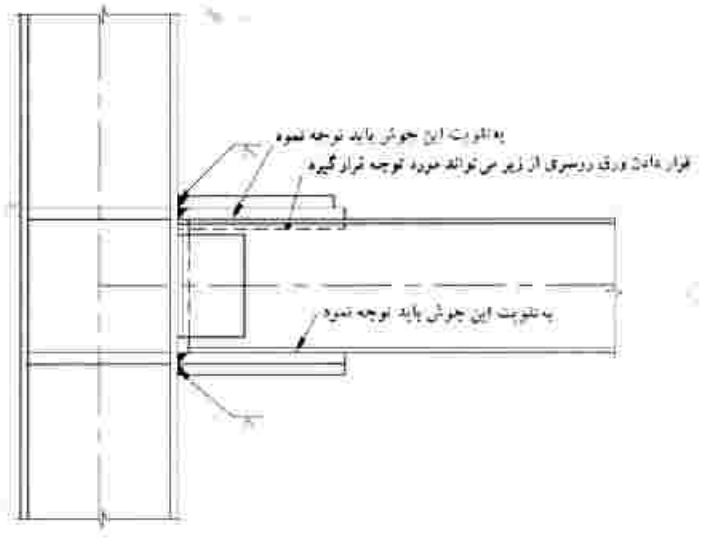
F_{ye}: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد ($1.15F_y$)

۲-۶-۲-۸- راهکارهای تقویت اتصال فلزی جوشی

پس از بررسی آسیب‌های متداول در اتصالات جوشی و ارائه ضوابط مهم برای طراحی ورق‌های تقویت چشمه اتصال و ورق‌های پیوستگی و نحوه محاسبه نیروها در مقاطع بحرانی اتصال، در این بخش به معرفی روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات جوشی متداول می‌پردازیم.

۲-۶-۲-۸-۱- استفاده از ورق روسری و زیر سری مضاعف

در صورتی که از جوش ورق های زیرسری و روسری به ستون اطمینان نداشته و یا در حین زلزله به آنها صدمه وارد آمده باشد استفاده از ورق‌های زیرسری و روسری مضاعف (شکل ۲-۶-۴۱) می‌تواند در برنامه کارقرار گیرد.

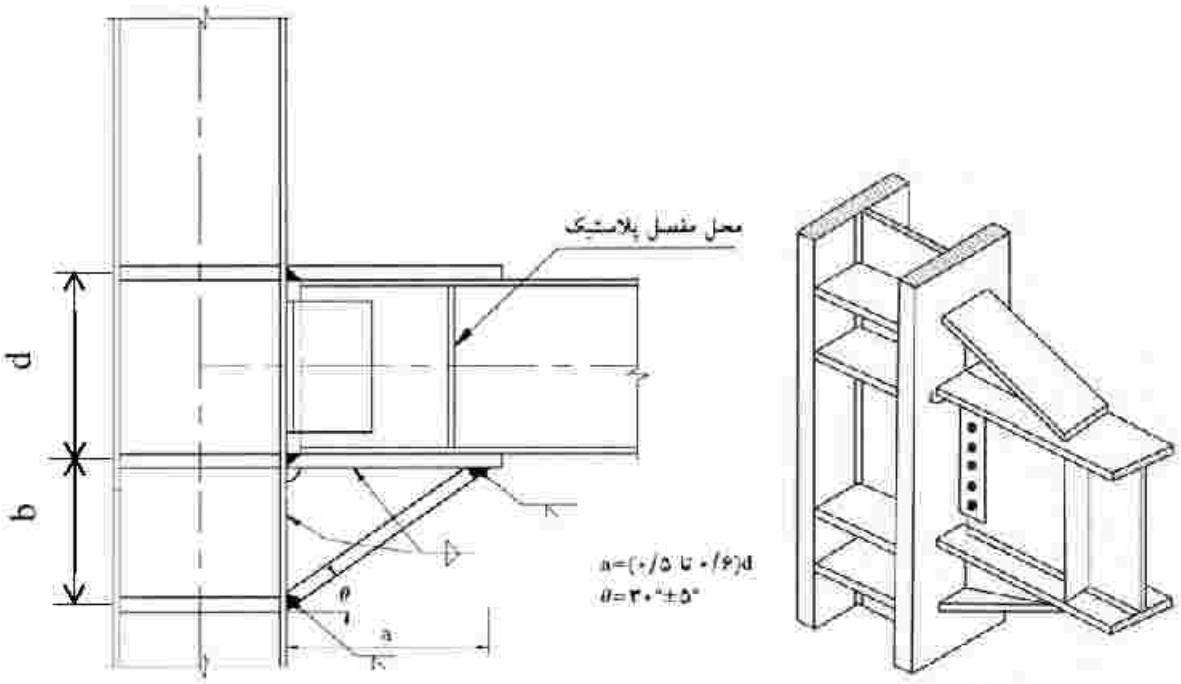


شکل ۲-۶-۴۱ تقویت اتصال با ورق زیرسری و روسری مضاعف

در صورتی که هیچ اطمینانی از جوش ورق روسری موجود به ستون نباشد و یا این جوش از بین رفته باشد، ضخامت ورق روسری و زیرسری باید برای لنگر پلاستیک تیر طراحی شود. اما اگر اضافه کردن ورق زیرسری و روسری به منظور تقویت وضعیت موجود باشد، ضخامت آن بر حسب قضاوت تعیین می‌گردد.

۲-۶-۲-۸-۲- استفاده از ماهیچه

در شکل ۲-۶-۴۲ جزئیات اضافه نمودن ماهیچه نشان داده شده است. اضافه کردن این ماهیچه باعث انتقال مفصل پلاستیک از بر ستون به داخل تیر می‌گردد. اضافه نمودن ماهیچه در صورت امکان بهتر است تنها در بال پایینی صورت گیرد زیرا تجربیات حاصل از زلزله، مبین شروع خرابی از بال تحتانی تیر است و همچنین اضافه نمودن ماهیچه در بال بالایی مستلزم خراب نمودن دال می‌باشد.

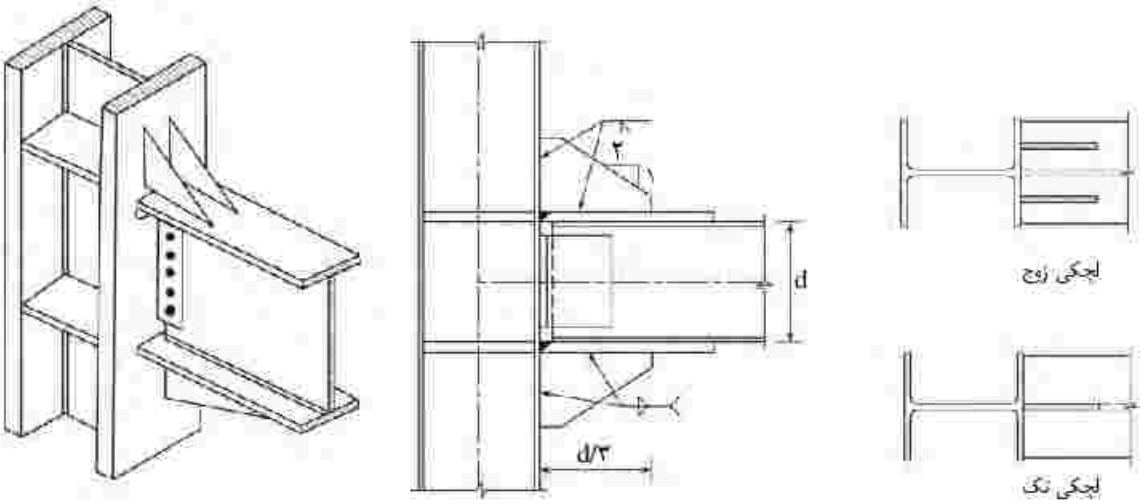


شکل ۲-۶-۴۲ جزییات ماهیچه تحتانی برای تقویت اتصال

اضافه کردن ماهیچه در پایین در صورتی که ساختمان دارای سقف کاذب باشد، عملی می‌باشد و نیاز به تعمیر جوش ورق زیر سری به ستون را از بین می‌برد. در صورتی که از جوش ورق روسری به ستون نیز اطمینان نداشته باشیم و نخواهیم آن را سنگ زده و تعمیر نماییم، می‌توانیم ماهیچه را در بالا نیز اجرا نماییم. در این حالت احتمال تداخل ماهیچه با کف سازی وجود دارد.

۲-۶-۲-۸-۳- لچکی‌های قائم در بال فوقانی و تحتانی

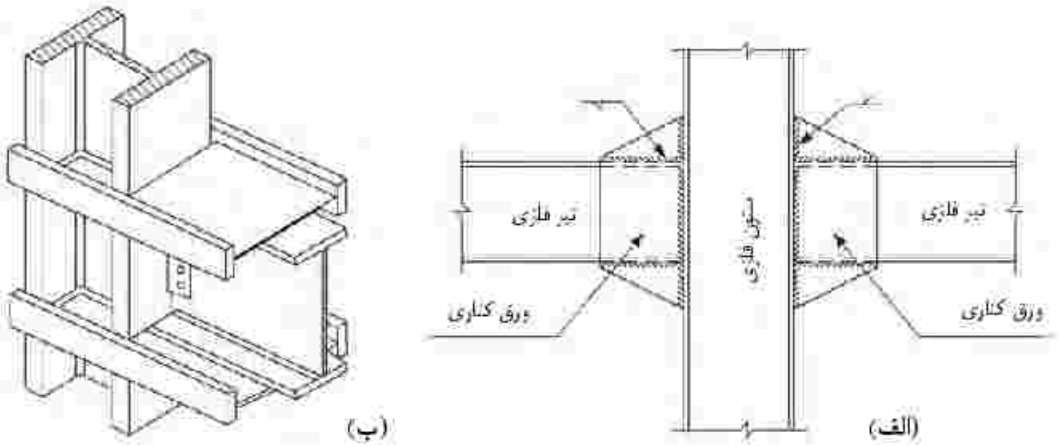
شکل ۲-۶-۴۳ نشان‌دهنده نحوه تقویت اتصال صلب با لچکی‌های قائم است. تعداد لچکی‌ها می‌تواند یک و یا دو عدد باشد.



شکل ۲-۶-۴۳ تقویت اتصال با استفاده از لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی

۲-۶-۲-۸-۴- استفاده از ورق کناری (ورق گونه)

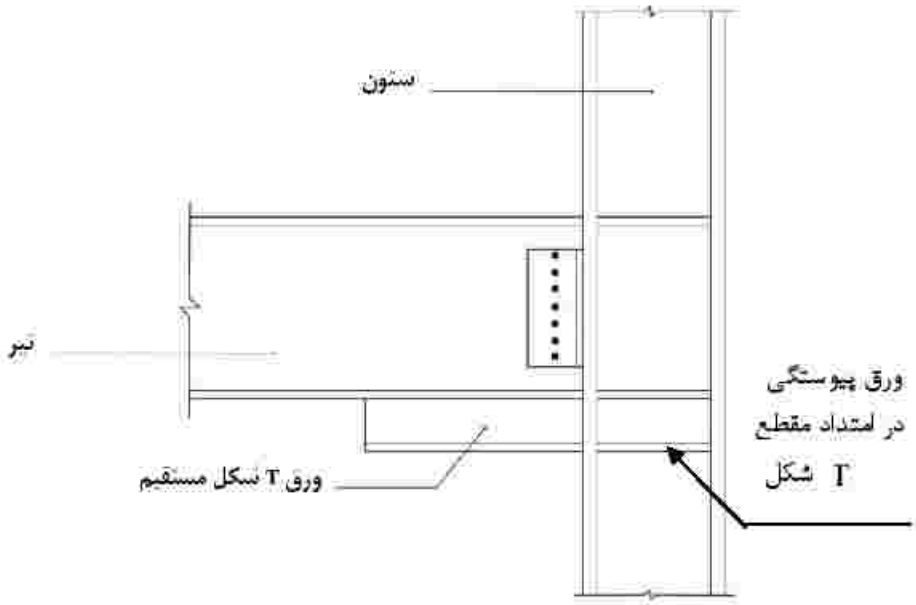
در این روش نیروهای کششی و فشاری بال‌های فوقانی و تحتانی تیر به کمک ورق‌های گونه به ستون انتقال داده می‌شود. نمونه هایی از جزئیات مقاوم‌سازی با ورق کناری در شکل ۲-۶-۴۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۴۴ مقاوم‌سازی اتصال فولادی با استفاده از ورق کناری

۲-۶-۲-۸-۵- استفاده از مقطع T شکل

با استفاده از مقاطع T شکل می‌توان اتصال فولادی را مقاوم‌سازی نمود. در بعضی از موارد مقطع را تنها در بال پایینی اتصال اجرا می‌نمایند که با استفاده از این روش می‌توان بدون تخریب دال اتصال را مقاوم‌سازی نمود. ورق‌های پیوستگی را در امتداد مقاطع T شکل نیز باید اجرا نمود (شکل ۲-۶-۴۵).



شکل ۲-۶-۴۵ مقاوم‌سازی اتصال فولادی با استفاده از مقاطع T شکل

۲-۶-۲-۸-۶- مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی

این روش یکی از نوین‌ترین روش‌های بهسازی لرزه‌ایست که در سال‌های اخیر توسعه یافته است. کابل با مقاومت بالا معمولاً در قسمت میانی تیر تعبیه می‌گردد. این روش را با چهارکابل نیز می‌توان اجرا نمود. حسن استفاده از چهار کابل این است که با از بین رفتن یک کابل عملکرد اتصال مختل نمی‌گردد. مقاومت برشی اتصال توسط دو نبشی که در قسمت فوقانی و تحتانی قرار دارد و نیروی اصطکاکی بین تیر و ستون که به علت پیش‌تنیدگی کابل نیز افزایش یافته، تامین می‌گردد (شکل ۲-۶-۴۶).

جدایی تیر از ستون منجر به جذب انرژی می‌گردد، زیرا با جداشدگی تیر از ستون کابل‌ها به کشش افتاده و عملکرد غیرخطی کابل ها باعث جذب انرژی می‌گردد. استفاده از این روش منجر به افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اتصال می‌گردد.

در استفاده از این روش بعضی از مشکلات مانند تسلیم شدن کابل‌ها، کمانش موضعی تیر و ... وجود دارد.

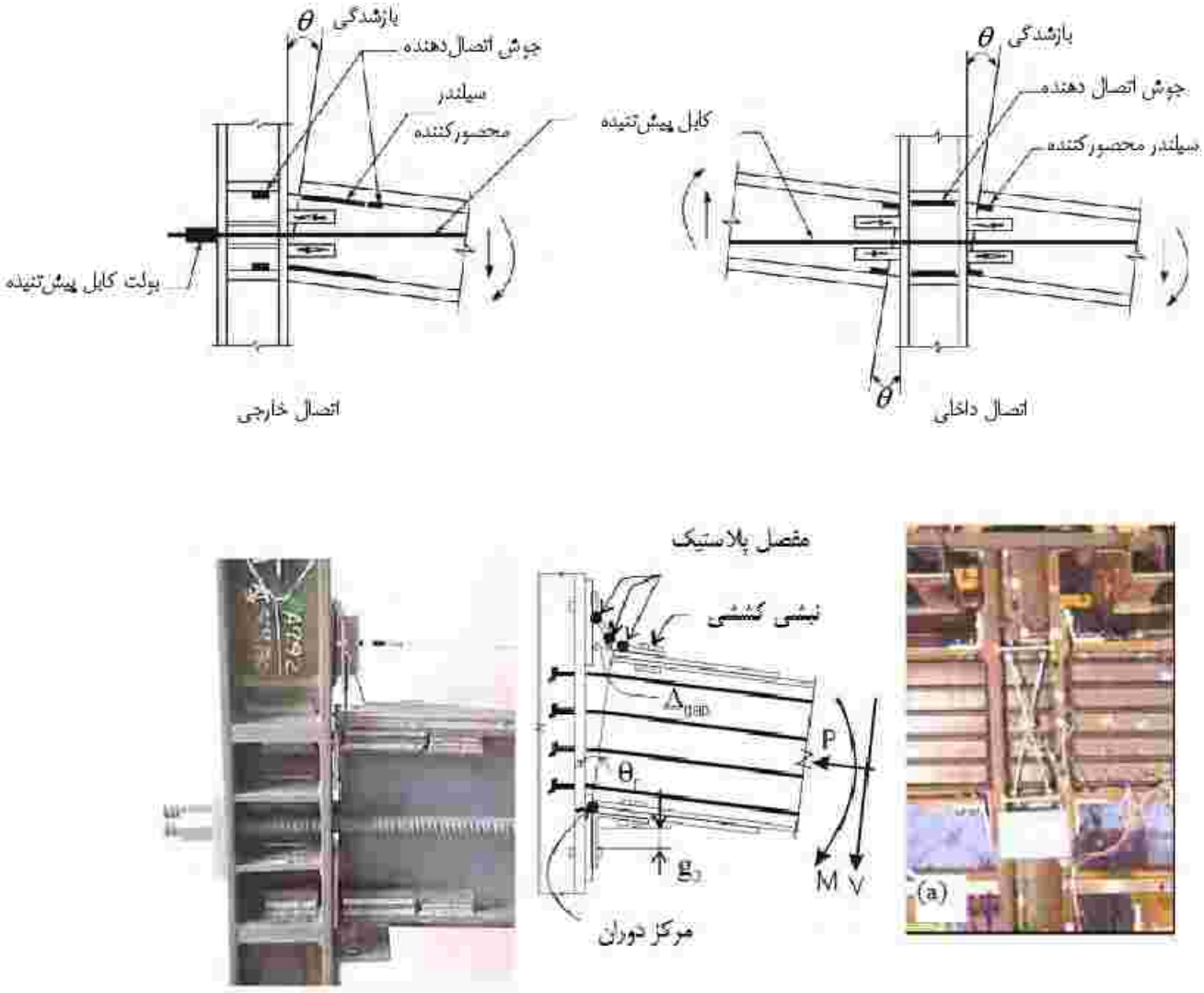
از محاسن این روش می‌توان به:

یکسان‌سازی عملکردی غیرخطی اجزای سازه‌ای و در نتیجه محدود نمودن نیروهای لرزه‌ای به وجود آمده و فراهم نمودن میرایی اضافی برای سازه

برگشت سیستم به حالت اولیه بعد از ایجاد تغییرشکلهای به وجود آمده در اثر بارهای لرزه‌ای

کاهش و یا حذف خسارت‌های شدید به المان‌های سازه‌ای اصلی

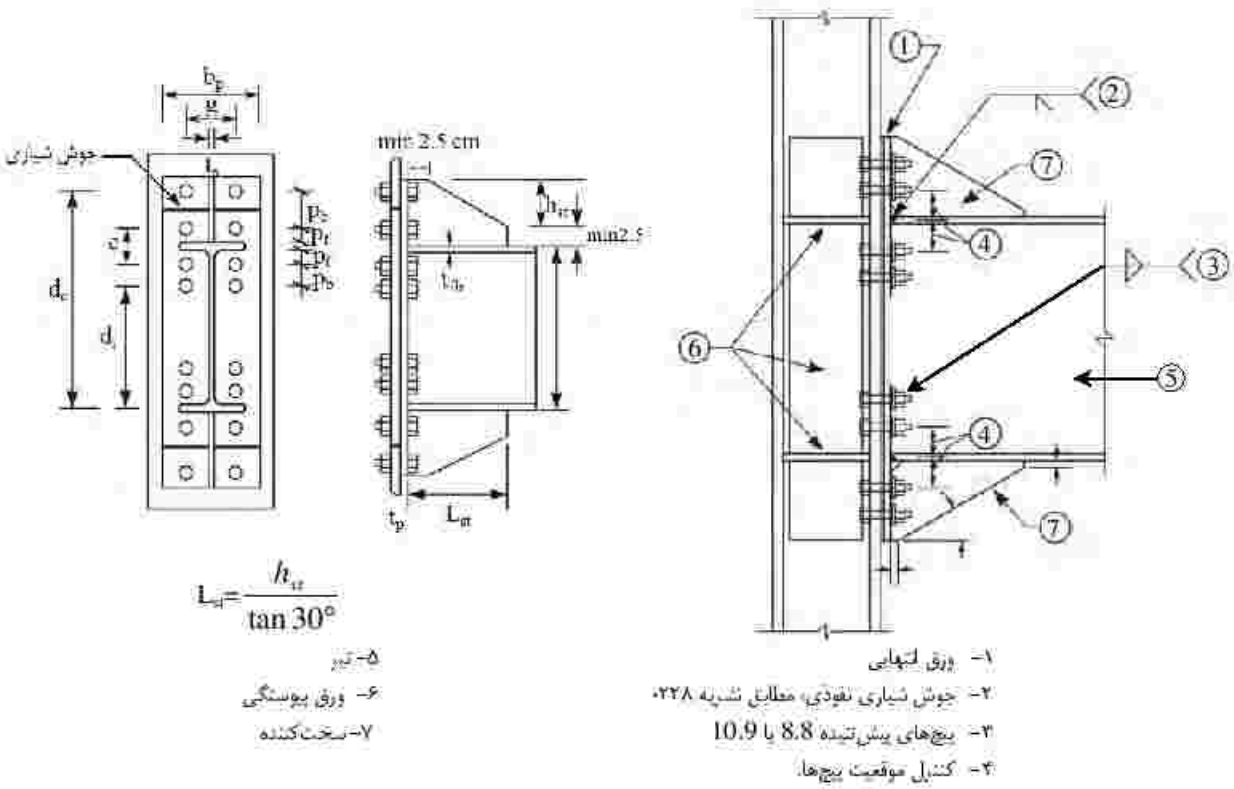
اشاره نمود.



شکل ۲-۶-۴۶ مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی

۲-۶-۲-۹- راهکارهای تقویت اتصال فلزی پیچی باگیرداری کامل

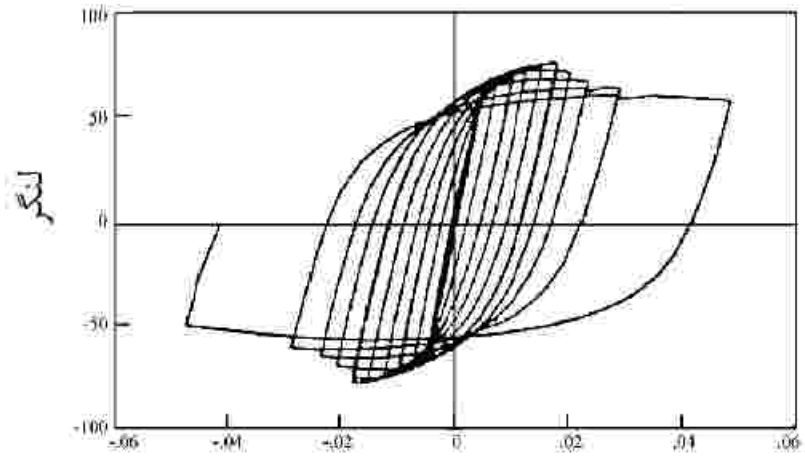
این بخش شامل توصیه‌های لازم برای انواع اتصالات قاب خمشی پیچی باگیرداری کامل می‌باشد.



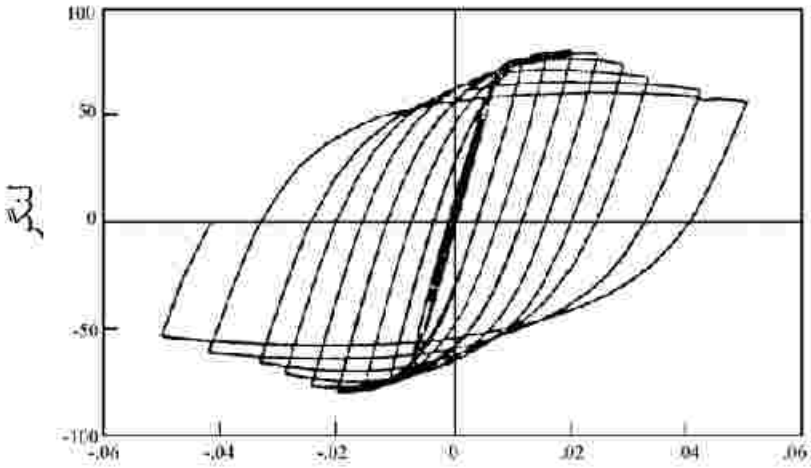
سکل ۲-۶-۴۷ اتصال پیچی با ورق انتهایی سخت شده

۲-۶-۲-۹-۱- افزایش طول ورق انتهایی و استفاده از سخت کننده در اتصال پیچی با ورق انتهای

در این اتصال ورق انتهایی با استفاده از جوش به تیر متصل می‌گردد به نحوی که بال‌های تیر با جوش شیاری نفوذی و جان تیر با جوش گوشه به ورق انتهایی متصل می‌شوند. در نهایت نیز ورق انتهایی با پیچ به ستون متصل می‌گردد. جوشکاری بال تیر به ورق انتهایی بدون سوراخ دسترسی انجام می‌شود. محدوده‌های پائین ورق انتهایی نسبت به بال‌های تیر، بوسیله سخت کننده‌های عمومی سخت می‌شوند. این سخت کننده‌ها، با جوش شیاری نفوذی دو طرفه به بال تیر و ورق انتهایی متصل می‌شود. این اتصال را می‌توان در قاب‌های خمشی معمولی و قاب‌های خمشی ویژه با رعایت اندازه اعضاء استفاده کرد. در این روش با افزایش طول ورق انتهایی با جوش نمودن ورق اضافه شده به ورق انتهایی موجود و پیچ نمودن ورق انتهایی اضافی به بال ستون می‌توان مقاومت خمشی اتصال را افزایش داد. جوش شیاری بین ورق انتهایی اضافه شده و قدیمی مطابق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان طراحی می‌شود. مقایسه منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی با ورق انتهایی با و بدون سخت‌کننده در شکل ۲-۶-۴۸ نشان داده شده است.



(الف) منحنی لنگر– دوران اتصال پیچی با ورق انتهایی بدون سخت‌کننده



(ب) منحنی لنگر– دوران اتصال پیچی با ورق انتهایی با سخت‌کننده

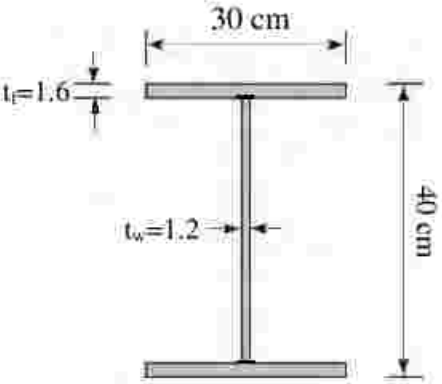
شکل ۲-۶-۴۸ مقایسه منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی با ورق انتهایی با و بدون سخت‌کننده

مثال ۲-۶-۲ مقاوم‌سازی اتصال فولادی

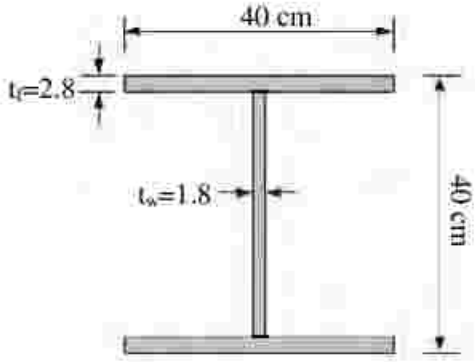
اتصالی مطابق شکل زیر مفروض است. اتصال بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده و پاسخگوی طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد. مطلوبست بهسازی اتصال موجود. از الکترود E60 (با $F_u = 4200\,kg/cm^2$) و فولاد St37 با تنش تسلیم $F_y = 2400\,kg/cm^2$ استفاده می‌گردد. طول دهانه آزاد تیر از بر ستون تا بر ستون ۶ متر می‌باشد.

مثال ۲-۶-۲
طرح سنتی
محاسبه ترکیب بارهای قدیمی و بدست آوردن ترکیب بار بحرانی
DL; LL; DL+LL; EQ; DL+LL+EQ; 0.75(DL+LL+EQ)
کنترل تنش خمشی در تیر
$f_b=M/S$; $F_b=0.6F_y$
طراحی ورق فوقانی:
با فرض مقدار اولیه برای عرض ورق فوقانی و بدست آوردن ضخامت ورق براساس ماکزیمم مقدار حاصل از کنترل تنش کششی در ورق و مساحت جوش شیاری مورد نیاز برای تحمل کشش
طراحی ورق تحتانی:
با فرض مقدار اولیه برای عرض ورق تحتانی)بیشتر از عرض بال تحتانی(و محاسبه ضخامت ورق براساس مساحت جوش شیاری مورد نیاز برای تحمل فشار
محاسبه جوش گوشه اتصال دهنده ورق فوقانی به تیر و بدست آوردن طول ورق فوقانی با توجه به آن
محاسبه جوش گوشه اتصال دهنده ورق تحتانی به تیر و بدست آوردن طول ورق تحتانی با توجه به آن
طراحی ورق برشی اتصال:
با توجه به ارتفاع جان تیر و برش وارد بر اتصال. ابعاد ورق در دو طرف جان تیر و همچنین جوش مورد نیاز برای اتصال آن محاسبه و کنترل می گردد.

اضافه شد

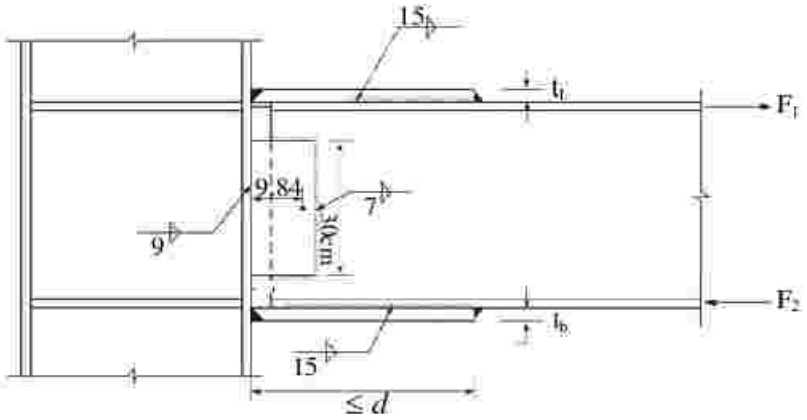


مقطع تیر



مقطع ستون

$S=2019\ cm^3$
$Z=2249.5\ cm^3$



شکل مثال ۲-۶-۲-الف

حل:

۱- طراحی سنتی بر اساس دیدگاه قدیمی

نیروهای طراحی داخلی به شرح زیر می باشند:

	بار	برش (تن)	لنگر (تن-متر)
	DL	10	9.0
	LL	3.8	5
1	$DL+LL$	13.8	14.0
	EQ	11.2	21.5
	$DL+LL+EQ$	25	35.5
2	$0.75(DL+LL+EQ)$	18.75	26.625

1) $1.2D + 1.6L$ 2) $1.2DL + L + E$

$M_u \leq \phi M_n$

1) $M_u = 1.2 \times 9 + 1.6 \times 5 = 18.5\ ton.m$

$18.8 \leq 0.9 \times 2249.5 \times 2400 \times 10^{-5} = 48.5 \quad OK$

2) $M_u = 1.2 \times 9 + 5 + 21.5 = 37.3\ ton.m$

$37.3 \leq 48.5 \quad OK$

کنترل تنش خمشی در تیر:

ترکیب بارگذاری ۲ حاکم می‌باشد.

ضخامت ورق فوقانی $t_t = 2.5\ cm$

$$F = \frac{M_u}{d + t_t} = \frac{37.3 \times 10^5}{40 \times 2.5} = 87764.7\ kg$$

$$f_b = \frac{26.625 \times 10^5}{2019} = 1318 < 1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

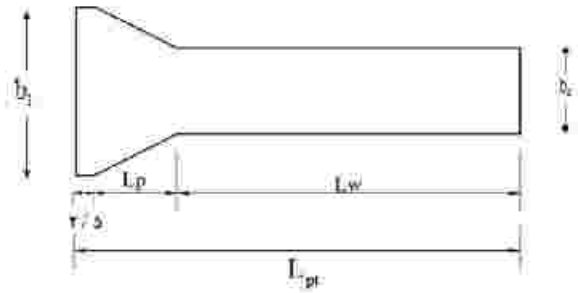
اضافه شد

طراحی ورق فوقانی:

جوش در محل بازرسی چشمی $\beta = 0.75$

$$F \le \phi\beta F_{nw} A_{we} \rightarrow 87764.7 \le 0.9 \times 0.75 \times 2400 \times A_{we} \rightarrow A_{we} \ge 54.2\ cm^2$$

$$b_1 \ge \frac{54.2}{2.5} = 21.68\ cm \rightarrow \text{انتخاب} \quad b_1 = 30\ cm \le b_{fc} = 40\ cm$$



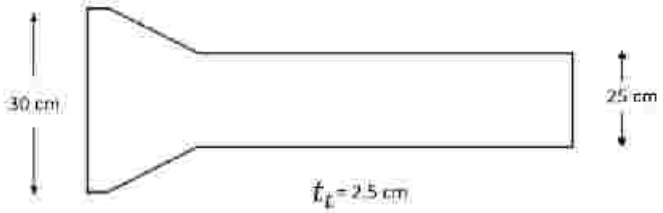
$$b_2 = 0.75 b_1 = 0.75 \times 30 = 22.5\ cm \le b_{fb} - 2 = 30 - 2 = 28\ cm \rightarrow \text{انتخاب } b_1 = 25cm$$

کنترل ورق روسری برای تحمل نیروی F:

$$F = \phi R_n$$

$$87764.7 \le 0.9 \times 2400 \times 25 \times 2.5 \quad OK$$

ابعاد ورق روسری:



جوش شیاری ورق روسری به ستون:

$$L_w = 30\ cm$$

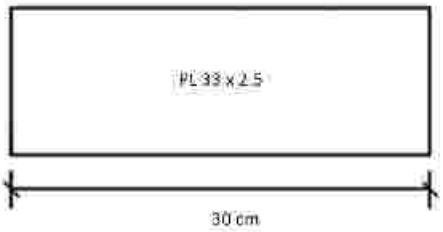
$$L_w = 2.5\ cm$$

طراحی ورق زیر سری:

$$b_2 \times t_2 = 25 \times 2.5 = 62.5\ cm^2$$

$$30 + 3 = 33\ cm$$

$$t_p \ge \frac{62.5}{33} = 1.9 \rightarrow \text{انتخاب } t_p = 2.5\ cm$$



نیروی کششی ورق $= T = \frac{26.625}{0.4} = 66.56 Ton$

تنش کششی مجاز ورق $= 0.6 \times 2400 = 1440 kg/cm^2$

عرض ورق فوقانی $= 25cm$

$$t_1 = \frac{66.56 \times 10^3}{1440 \times 25} = 1.85cm$$

جوش شیاری اتصال دهنده ورق فوق به ستون در کارگاه تحت نظر بازرسی های چشمی انجام می‌شود، لذا مقدار ϕ برای آن مساوی ۰/۷۵ اختیار می شود

تنش کششی مجاز جوش شیاری $= 1440 \times 0.75 = 1080 kg/cm^2$

عرض قسمت کله گاوی $= 40cm$

$$t_2 = \frac{66.56 \times 10^3}{1080 \times 40} = 1.54\,cm$$

$$t_t = \max\{t_1, t_2\} = 1.85\,cm$$

بنابراین برای ورق فوقانی از ورق 20mm×250 استفاده می شود.

عرض ورق تحتانی $= 40cm$

$$t_b = \frac{66.56 \times 10^3}{1080 \times 40} = 1.54\,cm$$

برای ورق تحتانی از ورق 400×20mm استفاده می‌شود.

اضافه شد

کنترل صلبیت ورق روسری:

$50\ mm \le L_p \le 4t_t\ 4 = 4 \times 2.5 = 100\ mm \rightarrow$ انتخاب $8cm$

$L_{pl} = 2.5 + 8 + 15 = 25.5\ cm$

$\frac{L_{pl}}{t_t} = \le 30 \rightarrow 10.2 \le 30 \quad OK$

کنترل صلبیت ورق زیرسری:

$\frac{L}{t_l} = \frac{30}{2.5} = 12 \le 30 \quad OK$

جوش گوشه اتصال دهنده ورق فوقانی به تیر:

$a_{max} = \min\{t_t - 2.t_f\} = \{25 - 2.16\}$

$F \le \phi\beta F_{nw} A_{we} \rightarrow 87764.7 \le 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 60 \times 70 \times L_{we} \times 0.707 \times (a_w = 1.6)$

$L_{we} = 54.73\ cm \rightarrow 55\ cm$

$L_{we} = 2L_w + b_2 \rightarrow 55 = 2L_w + 25 \rightarrow L_w = 15\ cm$

$D = 15\,mm$

ارزش جوش $= 650D$

طول جوش لازم $= \frac{66.56 \times 10^3}{650 \times 1.5} = 68.26cm$

۲۵ سانتیمتر از جوش فوق در انتها و ۲۳ سانتیمتر در دو لبه کناری انجام می شود.

طول کل جوش $= 25 + 23 \times 2 = 71cm$

ورق فوقانی USE PL450×250×20

جوش گوشه اتصال دهنده ورق تحتانی به تیر:

$D = 15mm$

طول جوش لازم $= 68.26\text{cm}$ (مثل ورق فوقانی)

طول جوش لازم در هر طرف $= \frac{68}{2} + 2D = 34 + 2 \times 1.5 = 37\ cm$

ورق تحتانی USE PL450×400×20

طراحی ورق برشی اتصال:

$h_{pw} = 0.75\left(d_b - 2t_{fb}\right) = 0.75(40 - 2 \times 1.6) = 27.6\ cm$ انتخاب $\rightarrow 28cm$

$t_{pw} = 1.2\ cm$

$V_u = \max\begin{cases}1.2DL + 1.6LL \\ 1.2DL + L + E\end{cases}$

$V_u = \max\begin{cases}1.2 \times 10 + 1.6 \times 3.8 = 18.8\ ton \\ 1.2 \times 10 + 3.8 + 11.2 = 27\ ton\end{cases}$

$V_u \le \phi V_n \rightarrow 27 \times 10^3 \le 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 2 \times 1.6 \times 28 = 87091.2\ kg \quad OK$

طول ورق ۱۰ سانتی متر فرض می گردد.

$V = 18.75T$

برای اتصال برشی جان از دو ورق PL300×120×10 در دو طرف جان استفاده می شود: حداکثر ضخامت موثر جوش جان

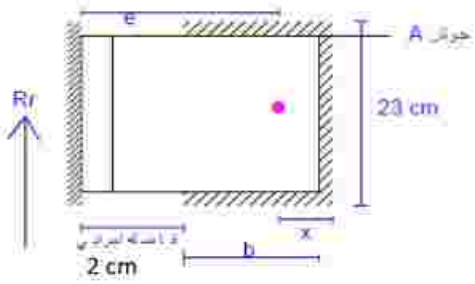
$2 \times 650 \times D_{max} = 0.4F_y = 0.4 \times 2400$

$D_{max} = 0.74cm$

انتخابی $D = 7\,mm$

اضافه شد

کنترل جوش ورق برشی اتصال به جان تیر:



فاصله اجرایی =2 cm

$L_v = 28\,cm$

$$I_p = \frac{8b^3 + 6bL_v^2 + L_v^3}{12} + \frac{b^4}{2b + L_v}$$

$$\rightarrow \frac{8\times 8^3 + 6\times 8\times 28^2 + 28^3}{12} - \frac{8^4}{2\times 8 + 28}$$

$$= 5213 cm^3$$

$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + L_v} = 1.45\ cm$$

$$\rightarrow e = 10\left(\text{طول ورق}\right) - \bar{x} = 10 - 1.45 = 8.55\ cm$$

$$f_v = \frac{V_u}{2(2b+L_v)} = \frac{27\times 10^3}{2(2b+L_v)} = 307\,\frac{kg}{cm}$$

$$f_{xT} = \frac{V_u \times e \times L_v}{4I_p} = \frac{27\times 10^3 \times 8.55 \times 28}{4\times 5213}$$

$$= 310\,\frac{kg}{cm}$$

$$f_{yT} = \frac{V_u \times e \times (b-\bar{x})}{2I_p}$$

$$= \frac{27\times 10^3 \times 8.55 \times (8-1.45)}{2\times 5213}$$

$$= 145\,\frac{kg}{cm}$$

$$f_{ur} = \sqrt{(f_{xT})^2 + (f_{yT} + f_v)^2}$$

$$= \sqrt{(310)^2 + (145+307)^2}$$

$$= 548\,\frac{kg}{cm}$$

$$f_{ur} \le \phi\beta(0.6 f_{ue}) t_e$$

$$\rightarrow 548 \le 0.75\times 0.75\times 0.6\times 60\times 70\times 0.707\, a_w$$

$$a_w = 0.54\ cm$$

$$a_{max} = min\begin{cases} 12\ mm \\ 12-2 \end{cases} \rightarrow 10\ mm \quad , \quad a_{min} = 6\ mm$$

$$\rightarrow a_w = 6\ mm$$

$$I_p = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12}$$

$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$$

$$\bar{x} = \frac{10.5^2}{2\times 10.5 + 30} = 2.16$$

$$I_p = \frac{8\times 10.5^3 + 6\times 10.5\times 30^2 + 30^3}{12} = 7747\,cm^3$$

برش مستقیم = P $\qquad e_1 = 12 - \bar{x} = 12 - 2.16 = 9.84\,cm$

لنگر $= Pe_1 = P(12 - 2.16) = 9.84P$

(برش مستقیم) $f_y' = \frac{P}{A} = \frac{P}{(2\times 10.5 + 30)2} = 0.0098P$

$$f_y'' = \frac{Tx}{2I_p} = \frac{9.84P(10.5-2.16)}{2(7747)} = 0.0053P$$

$$f_x'' = \frac{Ty}{2I_p} = \frac{9.84P(15)}{2\times(7747)} = 0.0095P$$

$$f_r = \sqrt{(f_x' + f_x'')^2 + (f_y'')^2}$$

$$f_r = P\sqrt{(0.0098+0.0053)^2 + 0.0095^2} = 0.0178P$$

$$650D = 00178P \rightarrow 650\times 0.7 = 0.0178P$$

$$\rightarrow P = 25.56ton > 18.75 \quad O.K$$

اضافه شد

کنترل جوش ورق برشی اتصال به بال ستون:

با توجه به اینکه از دو ورق استفاده نمودیم، دو خط جوش برای انتقال برش و خمش را کنترل می‌نماییم:

$$M_u = V_u.e = 27\times10^3\times8.55 = 230850\ kg.cm$$

$$f_v = \frac{V_u}{2L_v} = \frac{27\times10^3}{2\times28} = 284\frac{kg}{cm}$$

$$f_{vm} = \frac{V_u.e}{S} = \frac{6M_u}{2L_v^2} = \frac{6\times230850}{2\times28^2} = 883.38\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f_v)^2 + (f_{vm})}$$

$$f_r = \sqrt{(482)^2 + (883.35)^2} = 1006.3\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r \le \phi\beta(0.6F_{uE})t_v$$

$$1006.3 \le 0.75\times0.75\times0.6\times60\times70\times0.707\ a_w$$

$$a_w = 1\ cm$$

$$\begin{cases} t_{pl} = 16\ mm \\ t_{fc} = 28\ mm \end{cases}$$

$$\rightarrow\ t_{min} = 16\ mm$$

$$\rightarrow a_{min} = 6\ mm \quad a_{max} = 16\ mm$$

$$\rightarrow a_w = 1\ cm$$

$$f_r = \frac{P}{2L^2}\sqrt{L^2 + 20.25e_1^2}$$

$$P = 18.75T$$

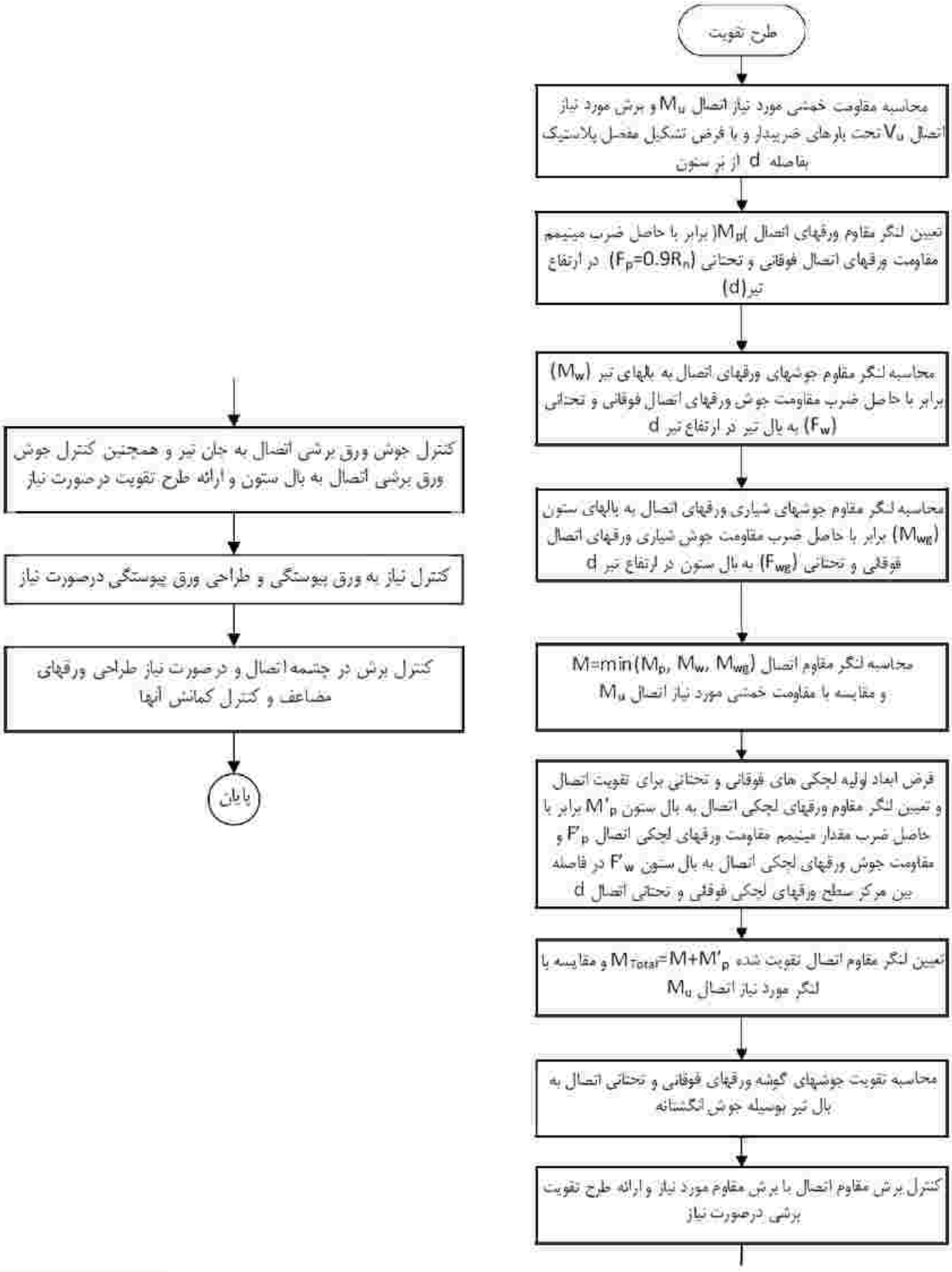
$$L = 30cm$$

$$e_1 = 9.84cm$$

$$f_r = \frac{18.75\times10^3}{2\times30^2}\sqrt{30^2 + 20.25\times9.84^2} = 557\ kg\ /cm$$

$$650D = 557 \rightarrow D = 0.86cm \rightarrow D = 9mm$$

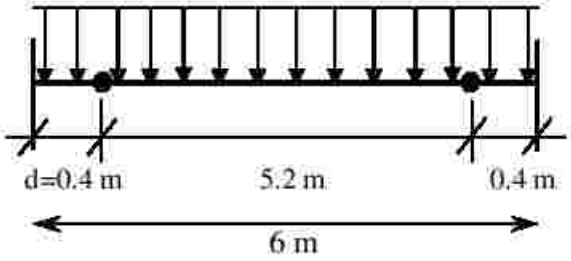
اضافه شد


طرح تقویت
محاسبه مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال M_u و برش مورد نیاز اتصال V_u تحت بارهای ضریبدار و با فرض تشکیل مفصل پلاستیک بفاصله d از بر ستون
تعیین لنگر مقاوم ورقهای اتصال M_p(برابر با حاصل ضرب مینیمم مقاومت ورقهای اتصال فوقانی و تحتانی ($F_p=0.9R_n$) در ارتفاع تیر(d)
محاسبه لنگر مقاوم جوشهای ورقهای اتصال به بالهای تیر (M_w) برابر با حاصل ضرب مقاومت جوش ورقهای اتصال فوقانی و تحتانی (F_w) به بال تیر در ارتفاع تیر d
محاسبه لنگر مقاوم جوشهای شیاری ورقهای اتصال به بالهای ستون (M_{wg}) برابر با حاصل ضرب مقاومت جوش شیاری ورقهای اتصال فوقانی و تحتانی (F_{wg}) به بال ستون در ارتفاع تیر d
محاسبه لنگر مقاوم اتصال $M=\min(M_p, M_w, M_{wg})$ و مقایسه با مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال M_u
فرض ابعاد اولیه لچکی های فوقانی و تحتانی برای تقویت اتصال و تعیین لنگر مقاوم ورقهای لچکی اتصال به بال ستون M'_p برابر با حاصل ضرب مقدار مینیمم مقاومت ورقهای لچکی اتصال F'_p و مقاومت جوش ورقهای لچکی اتصال به بال ستون F'_w در فاصله بین مرکز سطح ورقهای لچکی فوقانی و تحتانی اتصال d
تعیین لنگر مقاوم اتصال تقویت شده $M_{Total}=M+M'_p$ و مقایسه با لنگر مورد نیاز اتصال M_u
محاسبه تقویت جوشهای گیشه ورقهای فوقانی و تحتانی اتصال به بال تیر بوسیله جوش انگشتانه
کنترل برش مقاوم اتصال با برش مقاوم مورد نیاز و ارائه طرح تقویت برشی درصورت نیاز
کنترل جوش ورق برشی اتصال به جان تیر و همچنین کنترل جوش ورق برشی اتصال به بال ستون و ارائه طرح تقویت درصورت نیاز
کنترل نیاز به ورق پیوستگی و طراحی ورق پیوستگی درصورت نیاز
کنترل برش در چشمه اتصال و درصورت نیاز طراحی ورقهای مضاعف و کنترل کمانش آنها
پایان

اضافه شد

۲- طرح تقویت:

اکنون با استفاده از مفاهیم جدید طرح لرزه‌ای و تشکیل مفصل خمیری به فاصله d از بر ستون، اقدام به تقویت اتصال می‌نماییم:



طراحی براساس مفاهیم طرح لرزه ای و تشکیل مفصل خمیری به فاصله d از بر ستون (شکل پذیری متوسط) :

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \le 1.2 \quad \rightarrow C_{pr} = \frac{2400+3700}{2\times2400} = 1.27 \not\le 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$M_{exp} = Z_b . F_{ye}$$

$$M_{exp} = 2249.5 \times 1.15 \times 2400 \times 10^{-5}$$

$$M_{exp} = 62.1 ton.m$$

$$M_{pr} = C_{pr}. R_y . M_p = 1.2 \times 1.15 \times 2249.5 \times 2400 = 74.5\ ton.m$$

$$w = \frac{V \times 2}{L} = \frac{13.8 \times 2}{6} = 4.6\ ton/m$$

$$q_D = \frac{10 \times 2}{6} = 3.3\ \frac{ton}{m}$$

$$q_D = \frac{3.8 \times 2}{6} = 1.27\ \frac{ton}{m}$$

$$V_0 = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times M_{exp}}{L_h} + \frac{wL_h}{2}$$

$$V_0 = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times 62.1}{5.2} + \frac{4.6 \times 5.2}{2}$$

$$V_0 = 15.76 + 11.96 = 27.72 ton$$

$$S_h = d_b = 0.4\ m$$

$$L_h = 6 - 2S_h = 5.2\ m$$

$$q_u = 1.2q_D + q_L = 1.2 \times 3.3 + 1 \times 1.27 = 5.23\ \frac{ton}{m}$$

$$V_{ES} = V_0 + W . L_1$$

$$V_{ES} = 27.72 + 4.6 \times 0.4$$

$$V_{ES} = 29.56 ton$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2 \times 74.5}{5.2} + \frac{5.23 \times 5.2}{2} = 42.25\ ton$$

$$M_u = 42.25 \times 0.4 + \frac{5.23 \times 0.4^2}{2} + 74.5 = 91.8\ ton.m$$

$$V_u = 42.25 + 5.23 \times 0.4 = 44.3\ ton$$

$$M_{ES} = 0.6 \times 1.1 \times M_{exp} + V_0 . L_1 + W . \frac{0.4}{2} = 52.45 ton.m$$

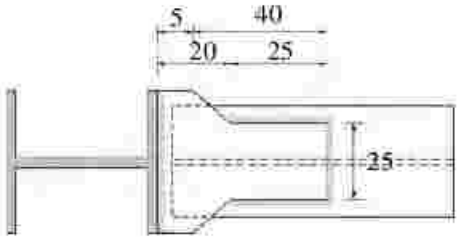
$$M_{ES} = 0.6 \times 1.1 \times 62.1 + 27.72 \times 0.4 + 4.6 \times 0.4 \times \frac{0.4}{2}$$

$$M_{ES}$$

اضافه شد

تعیین مقاومت ورق‌های اتصال:

ورق فوقانی:



شکل مثال ۲-۶-۲-پ

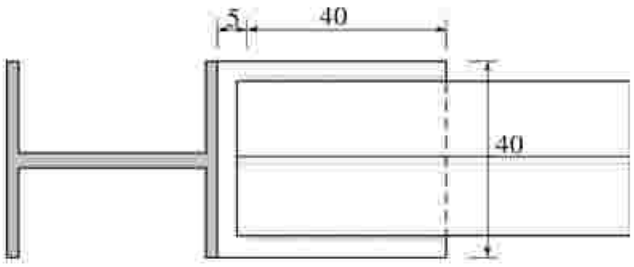
$$F_{p1} = 0.9R_n = 0.9F_y b_t t_t$$

$$F_{p1} = 0.9 \times 2400 \times 25 \times 2.5 = 135\ ton$$

$$F_{p1} = 0.6F_y t_t b_t$$

$$F_{p1} = 0.6 \times 2400 \times 2 \times 25 \times 10^{-3} = 72 ton$$

ورق تحتانی:



شکل مثال ۲-۶-۲-پ

$$F_{p2} = 0.9 \times 2400 \times 33 \times 2.5 = 178.2\ ton$$

$$F_{p2} = 0.6F_y t_t b_t$$

$$F_{p2} = 0.6 \times 2400 \times 2 \times 40 \times 10^{-3} = 115.2 ton$$

محاسبه لنگر مقاوم ورق‌های اتصال:

$$M_p = \min\{F_{p1}\ .\ F_{p2}\} \times d$$

$$M_p = 135 \times 0.4 = 54\ ton.m$$

$$M_p = \min(F_1, F_2)$$

$$M_p = \min(72, 115.2) \times 0.4 = 28.8 ton.m$$

تعیین مقاومت جوش ورق‌های اتصال به بال تیر:

ورق فوقانی:

$$F_{w1} = \phi\beta 0.6 F_{ue} A_{we}$$

$$F_{w1} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 60 \times 70 \times 55 \times 1.6 = 124.7\ ton$$

$$F_{w1} = l_w R_w$$

$$R_W = 0.707 t_w \phi \times 0.3 F_u$$

$$R_W = 0.707 \times t_w \times 0.75 \times 0.3 \times 4200$$

اضافه شد

$R_W = 650t_w = 650\times1.5 = 975\,kg/cm$

$l_W = 30+30+25 = 85cm$

$F_{wl} = 85\times975\times10^{-3} = 83ton$

ورق تحتانی:

$F_{wl} = l_W R_W$

$R_W = 650t_W = 650\times1.5 = 975\frac{kg}{cm}$

$l_W = 40+40 = 80$

$F_{wl} = 80\times975\times10^{-3} = 78ton$

$F_{w2} = 0.75\times0.75\times0.6\times60\times70\times2\times30\times1.6 = 136.1\,ton$

محاسبه لنگر مقاوم جوش های ورق اتصال به بال تیر:

$M_w = \min(F_1, F_2)\times d$

$M_w = \min(83,78)\times0.4 = 31.2ton.m$

$M_w = \min(F_{w1}\,.\,F_{w2})\times d$

$M_w = 124.7\times0.4 = 49.88\,ton.m$

تعیین مقاومت جوش شیاری ورق‌های اتصال به بال ستون:

ورق فوقانی:

$F_{wg} = \phi\beta F_{nw}A_{wg}$

$F_{wg} = 0.9\times0.75\times2400\times30\times2.5 = 121.5\,ton$

تنش کششی مجاز جوش شیاری $= 0.75\times1440 = 1080\,kg/cm^2$

مقاومت جوش شیاری ورق‌های فوقانی $= F_{gw1} = 1080\times2\times25\times10^{-3} = 54ton$

ورق تحتانی:

مقاومت جوش شیاری ورق‌های تحتانی $= F_{gw2} = 1080\times2\times40\times10^{-3} = 86.4ton$

محاسبه لنگر مقاوم جوش شیاری ورق‌های اتصال به بال ستون:

$M_{gw} = \min(F_1, F_2)\times d$

$M_{gw} = \min(54,86.4)\times0.4 = 21.6ton.m$

$M_{gw} = F_{wg}\times d = 121.5\times4 = 48.6\,ton.m$

لنگر مقاوم اتصال:

$M = \min(M_p, M_w, M_{gw})$

$M = \min(28.8,31.2,21.6) = 21.6ton.m$

$M = \min\{M_p, M_w, M_{gw}\}$

$M = \min\{54\,.\,49.88\,.\,48.6\} = 48.6\,ton.m$

چون Mu=91.8 > 48.6 بنابراین اتصال باید تقویت گردد.

از آنجا که لنگر مقاوم اتصال $M = 21.6ton.m$ و لنگر M_{ES}

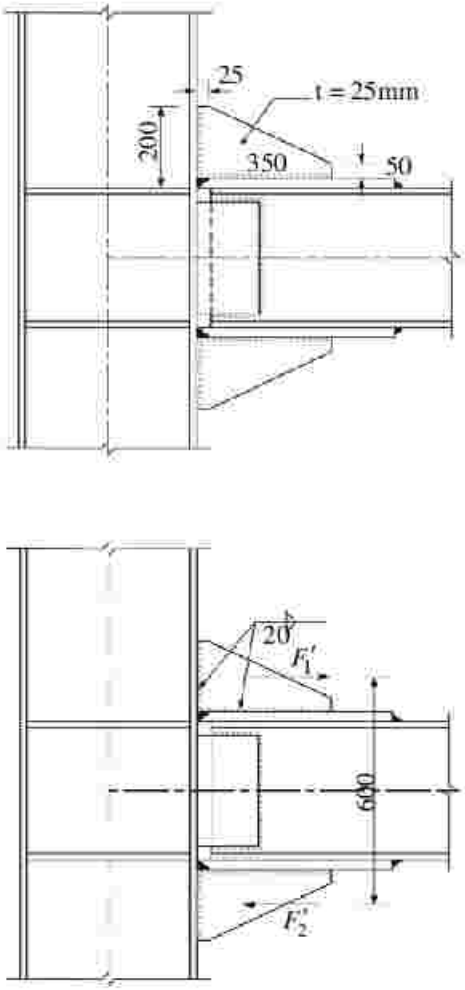
$52.45ton.m$ = می باشد لذا باید اتصال را تقویت نمود. برای تقویت

اتصال از لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی استفاده می شود.

USE ½ PL350*200*25

$USE\,\frac{1}{2}\,PL\,350\times200\times25$

اضافه شد



شکل مثال ۲-۶-۳-ت

تعیین مقاومت ورق‌های لچکی اتصال:

$$\acute{F}_p = 0.9R_n = 0.9 \times 2400 \times 2.5 \times 20 \times 10^{-3} = 108\ ton$$

$$F_p' = 0.6F_y\ t\ h$$

$$F_p' = 0.6 \times 2400 \times 2.5 \times 20 \times 10^{-3} = 72 ton$$

تعیین مقاومت جوش ورق‌های لچکی اتصال به بال ستون:

$$\acute{F} = \phi\beta 0.6 F_{ue} A_{we}$$

$$a_{max} = \begin{cases} 25\ mm \\ 28\ mm \end{cases} \rightarrow a_{w_{max}} = 25\ mm$$

$$= 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 60 \times 70 \times 2 \times 20 \times 2.5 \times 10^{-3} = 141\ ton$$

$$F_w' = l_w R_w$$

$$R_W = 650 t_W = 650 \times 2 = 1300 \frac{kg}{cm}$$

$$l_W = 2 \times 20 = 40\,\text{cm}$$

$$F_w' = 40 \times 1300 \times 10^{-3} = 52\ ton < 72\ ton$$

مقاومت ورق حاکم می باشد

بنابراین مقاومت جوش حاکم است.

اضافه شد

تعیین لنگر مقاوم جوش ورق‌های لچکی اتصال به بال ستون:

$$\acute{M}_p = \acute{F} \times \acute{d}$$

$$\acute{M}_p = 108 \times 0.6 = 64.8\ ton.m$$

$$M_p^{'} = F_w^{'} \times d^{'}$$

$$M_p^{'} = 52 \times 0.6 = 31.2 ton.m$$

تعیین لنگر مقاوم اتصال:

$$M_{total} = M + \acute{M}_p = 48.6 + 64.8 = 113.4 > M_u = 91.8\ ton.m$$

$$M_{total} = M + M^{'} = 21.6 + 31.2 = 52.8 ton.m$$

$$M_{total} = 52.8 ton.m > M_{ES} = 52.45 ton.m$$

تقویت جوش ورق فوقانی و تحتانی به بال تیر:

از آنجا که با اضافه نمودن لچکی‌ها نیروی وارد بر ورق‌های فوقانی و تحتانی افزایش می‌یابد لذا جوش گوشه اتصال دهنده ورق فوقانی و تحتانی پاسخگوی نیروی وارد بر ورق‌ها نمی‌باشند، پس باید آنها را مقاوم‌سازی نمود. بهترین روش برای تقویت این جوش‌ها استفاده از جوش انگشتانه و یا کام می‌باشد. بدین منظور مطابق اشکال زیر بر روی ورق فوقانی و بال تحتانی تیر ۸ سوراخ به قطر ۳۰ میلیمتر ایجاد نموده و سوراخ‌ها را با جوش انگشتانه پر می‌نماییم.

$$t_w = 10mm, d = 30mm$$

t_w=ضخامت جوش،

d= قطر سوراخ‌ها،

A= سطح مقطع سوراخ‌ها،

$$A = 7.06 cm^2$$

$$F_v = 0.3\varphi F_u t_w = 0.3 \times 0.75 \times 4200 \times 1 = 945\ kg/cm^2 = 0.945\ ton/cm^2$$

$$V_{plug} = 7.06 \times 0.945 \times 8 = 53.4 ton$$

ظرفیت جوش های ورق های فوقانی و تحتانی به بال تیر برابر با مجموع ظرفیت جوش گوشه و جوش انگشتانه می باشد.

$$V_T = V_{plug} + V_{fillet} = 53.4 + 78 = 131.4 ton$$

$$M = 131.4 \times 0.4 = 52.56 ton.m > 52.45 ton \quad O.K.$$

تقویت با استفاده از جوش انگشتانه :

ضخامت جوش $t_w = 10\ mm$

قطر سوراخ $d = 30\ mm$

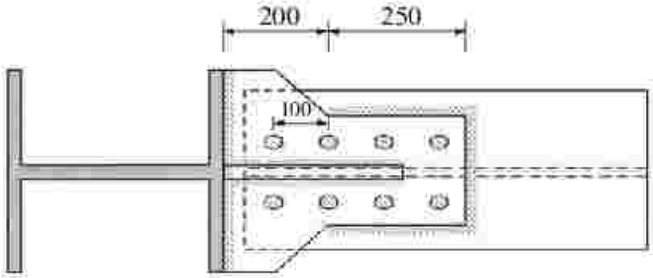
تعداد 12 عدد سوراخ ها در هر صفحه

سطح مقطع سوراخ ها $A = 7.06\ cm^2$

$$V_{plug} = \phi\beta F_{nw} A_w = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 60 \times 70 \times 12 \times \frac{\pi \times 3^2}{4} = 120\ ton$$

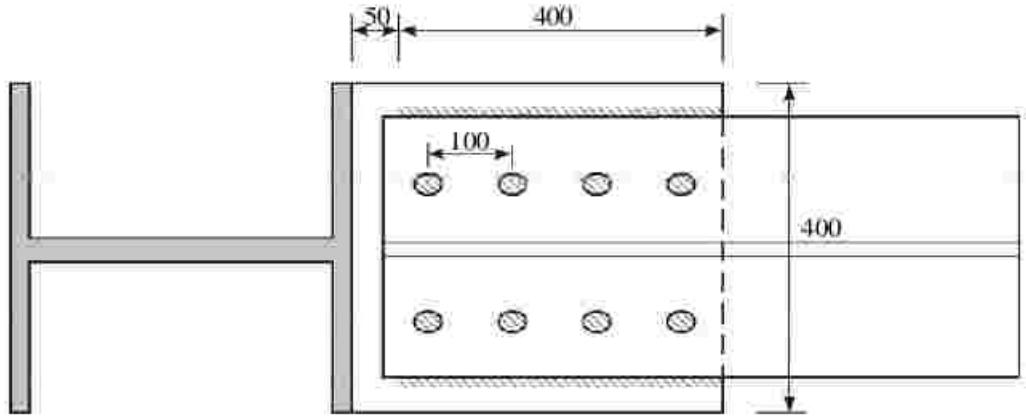
$$V_T = V_{plug} + V_{fillet} = 120 + 124.7 = 244.7\ ton$$

$$M = 244.7 \times 0.4 = 97.88 > 91.8$$



ورق فوقانی

اضافه شد



ورق تحتانی

شکل مثال ۲-۶-۲-ث

کنترل برش:

$$V_u = 44.3\ ton$$

$$V_u \le 0.6F_yA_w \rightarrow 44.3\times10^3 \le 0.6\times2400\times40\times1.2 = 69.1\ ton \quad OK$$

کنترل برش تیر:

$$V_{ES} = 29.56 ton$$

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{29.56\times10^3}{40\times1.2} = 616 kg/cm^2 < 0.4\times2400 = 960 kg/cm^2$$

کنترل جوش ورق برشی اتصال به جان تیر:

$$f_r = P\sqrt{(0.0098+0.0053)^2+0.0095^2} = 0.0178P$$

$$650D = 0.0178P \rightarrow 650\times D = 0.0178\times29.56\times10^3 \rightarrow D = 0.81cm > 0.7cm$$

پس با توجه به محاسبات انجام شده جوش های ورق برشی اتصال به جان تیر نیاز به تقویت دارند با اجرای جوش جدید بر روی جوش قدیمی می توان جوش های ورق را تقویت نمود.

$$f_u = \frac{V_u}{2(2b+l_w)} = \frac{44.3\times10^3}{2(2\times8+28)} = 503\frac{kg}{cm}$$

$$f_{xr} = \frac{V_u\times e\times l_w}{4I_p} = \frac{44.3\times10^3\times8.55\times28}{4\times5213} = 509\frac{kg}{cm}$$

$$f_{yr} = \frac{V_u\times e\times(b-\bar{x})}{2I_p} = \frac{44.3\times10^3\times8.55\times(8-1.45)}{2\times5213} = 238\frac{kg}{cm}$$

$$f_{ur} = \sqrt{(f_{xr})^2+(f_{yr}+f_v)^2} = \sqrt{(509)^2+(238+503)^2} = 899\frac{kg}{cm}$$

$$f_{ur} \le \phi\beta(0.6f_{ue})t_e \rightarrow 899 \le 0.75\times0.75\times0.6\times60\times70\times0.707\ a_w$$

$$a_w \text{ جدید} = 9\ mm \qquad \begin{cases} a_{min} = 6\ mm \\ a_{max} = 10\ mm \end{cases}$$

اضافه شد

کنترل جوش ورق برشی اتصال به بال ستون:

$$M_u = V_u.e = 44.3\times10^3\times8.55 = 378765\ kg.cm$$

$$f_v = \frac{V_u}{2L_v} = \frac{44.3\times10^3}{2\times28} = 791\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_{vm} = \frac{V_u.e}{s} = \frac{6M_u}{2L_v^2} = \frac{6\times378765}{2\times28^2} = 1450\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f_v)^2+(f_{vm})} = \sqrt{(791)^2+(1450)^2} = 1652\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r \le \phi\beta(0.6F_{ue})t_e \rightarrow 1006.3 \le 0.75\times0.75\times0.6\times60\times70\times0.707\,a_w$$

جدید $a_w = 16\ mm$

$$\begin{cases} a_{max} = 16\ mm \\ a_{min} = 6\ mm \end{cases}$$

بنابراین با توجه به محاسبات ، جوش های ورق اتصال به بال ستون و جان تیر نیاز به تقویت دارند.

با اجرای جوش جدید بر روی جوش قدیمی، می توان جوش های ورق را تقویت نمود.

$$f_r = \frac{P}{2L^2}\sqrt{L^2+20.25e_1^2}$$

$$P = 29.56T$$

$$f_r = \frac{29.56\times10^3}{2\times30^2}\sqrt{30^2+20.25\times9.84^2} = 878.4\,kg/cm$$

$$650D = 878.4 \rightarrow D = 1.35cm \rightarrow D = 14 > 9mm$$

پس با توجه به محاسبات انجام شده جوش های ورق برشی اتصال به بال ستون نیاز به تقویت دارند. با اجرای جوش جدید بر روی جوش قدیمی می توان جوش های ورق را تقویت نمود.

طراحی سخت کننده‌های ستون در ناحیه اتصال (ورق‌های پیوستگی)

نسبت عرض به ضخامت ستون باید کوچک‌تر از مقدار زیر باشد:

$$F = \frac{M_u}{d+t_c} \rightarrow \frac{91.8\times10^5}{40+2.5} = 216\ ton$$

$$F \le \phi R_n = \phi\left(6.25F_{yf}.t_{fc}^2\right)$$

$$216\times10^3 \nleq 0.9(6.25\times2400\times2.8^2) = 105$$

$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8b_{bf}t_{bf}.\frac{R_{yb}}{R_{yc}}}$$

$$2.8 > 0.4\sqrt{1.8\times30\times1.6\times\frac{1.15}{1.15}}$$

$$t_{cf} \ge \frac{b_{bf}}{6} \rightarrow 2.8 \ge \frac{30}{6} = 5$$

بنابراین نیاز به ورق پیوستگی می باشد

$$F \le \phi F_{cr}.A_g$$

$$F = 2000\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$216\times10^3 \le 0.9\times2000\times A_g \rightarrow A_g \ge 120\ cm^2$$

مساحت یک سخت کننده $A_{st} = \frac{A_g-(t_{wc}\times(h-2K_c))}{2} = \frac{120-(1.8\times(40-2\times2.8))}{2} = 29\ cm^2$

$$d = \frac{1}{2}(40-1.8) = 19.1cm = 191mm$$

$$\frac{d}{t} < 0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 0.55\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 16.3 \Rightarrow t > \frac{d}{16.3} = 1.17cm = 11.7mm$$

از آنجا که ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از ضخامت بال‌های تیر کوچک‌تر باشد لذا:

$$USE\ 2PL344\times191\times16$$

اضافه شد

فرض اولیه جهت ابعاد سخت کننده ها :

$$b_s = 15\ cm$$

$$t_s = 2.5\ cm$$

$$2b_s + t_s \geq max \begin{cases} b_f \\ b_{fn} \end{cases} \rightarrow 2\times 15 + 2.5 = 32.5 \geq \begin{cases} 30\ cm \\ 30\ cm \end{cases} \quad OK$$

$t_s \geq t_f$ (ضخامت ورق روسری یا زیرسری) $\rightarrow 2.5 \geq 2.5 \quad OK$

$$t_s \geq \frac{b_s}{16} \rightarrow 2.5 \geq \frac{15}{16} \quad OK$$

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 6 \geq 16 \quad OK$$

$$A_n = b_s \times t_s \geq A_{sr} \rightarrow 15\times 2.5 = 37.5 \geq 29 \quad OK$$

کنترل چشمه اتصال

الف: کنترل مقاومت برشی

فرض مسئله : ستون از یک طرف با اتصال صلب به تیر متصل می باشد و ستون در طبقه آخر قرار دارد و نیروی محوری ضربدار وارد بر ستون 50 تن می باشد.

$$V_{up} \leq \phi R_n$$

$$V_{up} = \frac{M_u}{d_b} = \frac{91.8\times 10^5}{40} = 229500\ kg$$

$$R_n = \begin{cases} \frac{P_u}{P_c(A_g, F_y)} \leq 0.4 \rightarrow R_n = 0.6F_y d_c t_w \\ \frac{P_u}{P_c} > 0.4 \rightarrow R_n = 0.6F_y d_c t_w (1.4 \times \frac{P_u}{P_c}) \end{cases}$$

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{50\times 10^3}{285.92\times 2400} = 0.07 \rightarrow \frac{P_u}{P_c} < 0.4 \rightarrow R_n = 0.6F_y d_c t_w$$

$$R_n = 0.6\times 2400\times 40\times 1.8 = 103680\ kg$$

$$V_{up} = 229500 \not\leq 0.9\times 103680 = 93312 \rightarrow$$

نیاز به ورق مضاعف در چشمه اتصال می باشد.

نیروی بال در هنگام زلزله $= V_{pu,s} = \frac{52.45}{0.4} = 131.125 ton$

$$F_v = 0.4F_y(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}})$$

که در آن:

t_{cw} : ضخامت جان ستون

d_b : ارتفاع مقطع تیر

d_c : ارتفاع مقطع ستون در جهت برش

b_{cf} :عرض بال ستون

t_{cf} : ضخامت بال ستون

$$F_v = 0.4\times 2400(1+\frac{3\times 40\times 2.8^2}{40\times 40\times 1.8}) = 1274\ \ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{131.125\times 10^3}{(40-2\times 2.8)\times 1.8} = 2117 kg/cm^2 > 1274\ kg/cm^2$$

$$\Rightarrow N.O.K$$

باید چشمه اتصال را تقویت نمود

اضافه شد

ضخامت ورق مضاعف را 2 cm در نظر می گیریم:

$$t_w = 2 + 2 + 1.8 = 5.8\ cm$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 40 \times 5.8 = 334080\ kg$$

$$V_{pu} \le 0.9 \times 334080 = 300672\ kg \quad \rightarrow OK$$

کنترل کمانش ورق های مضاعف:

$$t_s = min \begin{cases} \text{ضخامت جان ستون} \\ \text{ضخامت هر یک از ورق های مضاعف} \end{cases}$$

$$t_s = min \begin{cases} 1.8 \\ 2 \end{cases} \rightarrow t_s = 1.8\ cm$$

$$t_s \ge \frac{d_z + W_z}{90}$$

d_z: فاصله خالص بین ورق های پیوستگی

W_z: فاصله خالص بین بال های ستون

$$d_z = 30\ cm$$

$$1.8 \ge \frac{30 + 34.4}{90} = 0.71 \quad OK$$

بنابراین از دو ورق مضاعف با ابعاد 300 x 344 x 20 mm برای تقویت جان ستون استفاده می کنیم.

ب: کنترل کمانشی

d: ارتفاع جان تیر

w: ارتفاع جان ستون

$$t_s \ge \frac{d + w}{90}$$

$$t_s \ge \frac{368 + 344}{90} = 7.9$$

از دو ورق مضاعف برای تقویت جان ستون استفاده می‌نماییم.

$$USE\ 2PL 368 \times 344 \times 8$$

$$f_v = \frac{131.125 \times 10^3}{34.4 \times (1.8 + 2 \times 0.8)} = 1121.1\ {kg}/{cm^2} < 1274\ {kg}/{cm^2}$$

$$\Rightarrow O.K$$

ورق مضاعف در داخل چشمه قرار داده شده و دور تا دور جوش می گردد و در نواحی میانی به کمک دو جوش انگشتانه به جان ستون متصل می گردد.

اضافه شد

بخش سوم

بهسازی سیستم

در قسمت دوم از این مجموعه و طی مباحث مختلف فصل دوم، با روش‌ها و تکنیک‌های مختلف تقویت موضعی اعضا آشنا شدیم. هر چند که سازه‌ها مجموعه‌ای از اعضا می‌باشند ولی لزوماً رفتار آنها مجموع رفتار اعضا نیست و سیستم کلی ساختمان دارای شخصیت رفتاری متفاوت می‌باشد. در بهسازی ساختمان، هدف اول، بهسازی سیستم است که در آن مهندس مسئول به دنبال بهترین راهبرد و راهکار برای بهسازی لرزه‌ای سیستم سازه مورد مطالعه است. حال در این راهبرد یا راهکار ممکن است نیاز به تقویت اجزایی از سازه و یا اضافه کردن اجزای جدید به سازه باشد.

راهبردهای زیر به عنوان نمونه می‌تواند به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای تعیین و انتخاب گزینه‌های بهسازی سیستم باربر جانبی سازه مورد استفاده قرار گیرد.

الف– حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

۱– حذف یا کاهش نامنظمی در پلان

۲– حذف یا کاهش نامنظمی در ارتفاع

۳– حذف طبقه نرم

۴– حذف یا کاهش نامنظمی پیچشی

۵– حذف مکانیسم ستون کوتاه از سازه

۶– حذف یا اصلاح کنج‌های فروفته

ب– تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛

پ– تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛

ت– کاهش جرم ساختمان؛

ث– کامل نمودن مسیر بار؛

ج– افزایش انسجام ساختمان با کلاف‌بندی؛

چ– تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان؛

ح– به کارگیری سیستم‌های جاذب انرژی؛

خ– به کارگیری سیستم جداساز لرزه‌ای؛

در بیشتر اوقات برای تعیین راهبردها و راهکارهای بهسازی سیستم باربر جانبی، محدودیت‌هایی وجود دارد که تاثیر عمده‌ای بر راهبرد و راهکار انتخابی برای بهسازی می‌گذارند. مجموعه این محدودیت‌ها را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:

الف– اهداف عملکردی ساختمان

ب – محدودیت هزینه‌های اجرایی

پ – محدودیت‌های زمانی در امر بهسازی

ت – محدودیت‌های معماری (پلان و نما)

ث – ضرورت فعال بودن ساختمان در حین بهسازی

ج – پرهیز از ریسک در زمان بهسازی

چ – لزوم حفظ آثار باستانی

فصل ۳

حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

۳-۱- معرفی

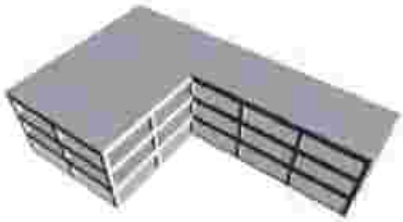
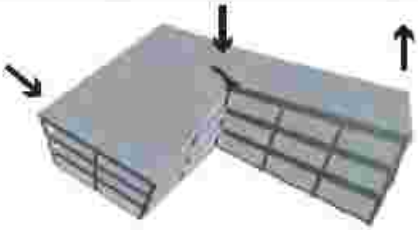
با توجه به عملکرد ساختمانها در زلزله‌های گذشته، اهمیت پیکربندی و منظم بودن ساختمان‌ها بر کسی پوشیده نیست. به همین جهت رعایت تقارن و تناسبات هندسی در سازه و معماری، می‌تواند از بسیاری از آسیب‌های لرزه‌ای وارد بر ساختمان‌ها جلوگیری کند. مطالعه رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که عملکرد ساختمان‌ها نسبت به تغییرات کوچکی در تقارن شکل کلی ساختمان، بسیار حساس می‌باشد. این امر بویژه در ارتباط با دیوارهای برشی و سایر اجزای مقاوم در برابر نیروهای جانبی مطرح است.

در ساختمان‌هایی که به دلیل نامنظمی در پلان و ارتفاع، فاقد عملکرد لرزه‌ای مطلوب می‌باشند، با انجام اصلاحاتی در جهت رفع و یا کاهش نامنظمی (همراه با سایر راهبردهای بهسازی) می‌توان راهکارهای مناسبی برای بهسازی آنها ارائه کرد.

نامنظمی در ساختمان، معمولاً به دلیل ناپیوستگی در اجزاء باربر جانبی بوجود می‌آید. در چنین شرایطی با ایجاد تغییراتی در سیستم باربر جانبی، ممکن است بتوان نامنظمی ساختمان را کاهش داد. نامنظمی‌ها در ساختمان به دو دستهٔ نامنظمی‌ها در پلان و نامنظمی‌ها در ارتفاع تقسیم می‌شوند.

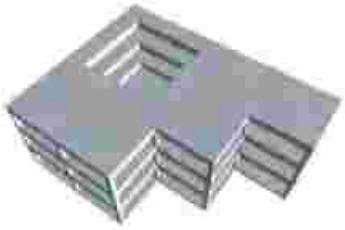
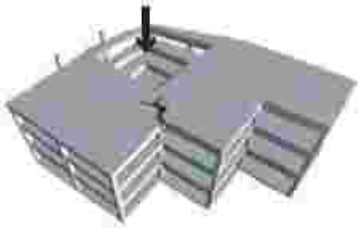
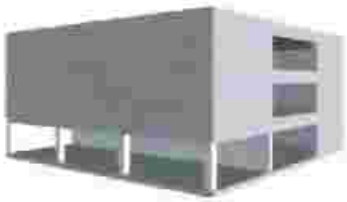
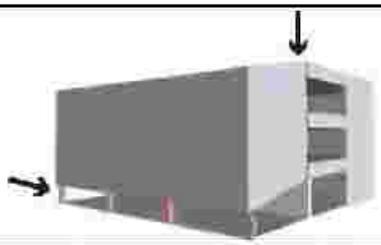
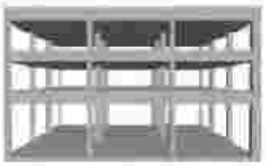
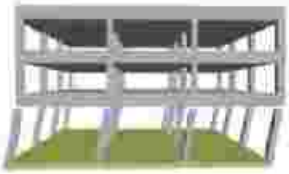
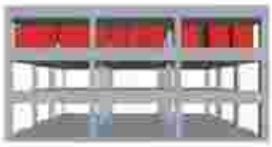
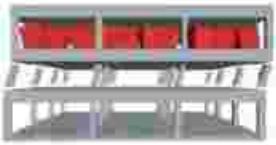
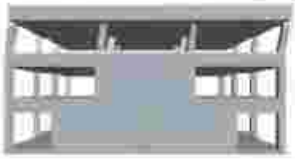
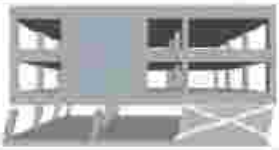
نامنظمی‌ها در پلان بطور عمده عبارتند از نامنظمی پیچشی، وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها، موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی، وجود گوشه‌های فرورفته (پلانهای L،U،T و یا صلیبی شکل) و جابجایی و تغییرات سازه‌ای در پلان‌ها. نامنظمی‌های موجود در ارتفاع نیز عبارتند از وجود طبقهٔ نرم، وجود طبقهٔ ضعیف، توزیع نامنظم جرم در ارتفاع، تغییر صفحه اجزای باربر جانبی[1] و استفاده از سیستم‌های باربر جانبی متفاوت در ارتفاع. در جدول ۳-۱ انواع نامنظمی‌ها و مکانیسم‌های خرابی در آنها ارائه شده است.

جدول ۳-۱ انواع نامنظمی ها و مکانیسم خرابی در آنها

نوع نامنظمی	شکل و موقعیت ساختمان در پلان	مکانیسم خرابی
نامنظمی پیچشی		
وجود کنج‌های فرو رفته (L شکل)		

[1] طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ تغییر صفحه اجزای باربر جانبی منجر به نامنظمی سازه می‌شود ولی طبق تشریه ۳۶۰ جابجایی در اجزای باربر جانبی در صفحه نیز باعث نامنظمی سازه می‌گردد.

جدول ۳-۱ انواع نامنظمی ها و مکانیسم خرابی در آنها (ادامه)

نوع نامنظمی	شکل و موقعیت ساختمان در پلان	مکانیسم خرابی
وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها		
موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی		
قطع دیوارهای برشی (سیستم باربر جانبی) در ارتفاع		
وجود طبقهٔ نرم		
توزیع نامنظم جرم در ارتفاع		
بکارگیری سیستمهای متفاوت در ارتفاع		
نامنظمی در مسیر انتقال بار*		
وجود طبقهٔ ضعیف		

* چون جابجایی سیستم باربر در صفحه است طبق نشریه ۳۶۰ سازه نامنظم می‌باشد.

سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی که بتواند بار ناشی از زلزله را از طبقات به پی منتقل کند، باید بین پی و دیافراگم‌های طبقات وجود داشته باشد. نیروهای جانبی بوجود آمده در ساختمان از طریق سقف به دیوارها و سپس به پی منتقل می‌شود. چنانچه در مسیر انتقال بار، ناپیوستگی وجود داشته و مسیر انتقال بار کامل نباشد، علیرغم وجود اعضای جانبی مناسب در ساختمان، سازه توانایی مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای را نخواهد داشت.

۳-۳- تقسیم‌بندی ساختمان‌ها بر حسب شکل

۳-۳-۱- نامنظمی در پلان

نامنظمی در پلان ساختمان، باعث تولید نیروهای پیچشی در ساختمان تحت اثر نیروهای جانبی می‌گردد. این نیروهای پیچشی به همراه نیروهای افقی ناشی از انتقال جانبی ساختمان، باعث وارد آمدن نیروهای اضافی قابل ملاحظه ای برعناصر باربر سازه‌ای گشته و می‌تواند منجر به خرابی گردد. مطابق با بند ۱-۸-۱-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰، ساختمان‌هایی با مشخصات ذیل در گروه ساختمان‌های منظم در پلان قرار می‌گیرند:

۱- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آن‌ها قرار دارند، باشد و در صورت وجود فرورفتگی یا پیشامدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

۲- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

۳- تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

۴- در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

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

۳-۳-۲- نامنظمی در ارتفاع

نامنظمی قائم در ساختمانها شامل طبقه ضعیف، نامنظمی هندسی و نامنظمی در وزن طبقات می باشد که سبب اعمال نیروی قابل ملاحظه اضافی به برخی از اعضا در این طبقات می گردد.

مطابق بایند۱-۸-۱-۲ ساختمان‌های بامشخصات زیردر گروه ساختمان‌های منظم در ارتفاع قرار می‌گیرند:

۱- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰٪ تغییر نداشته باشد.

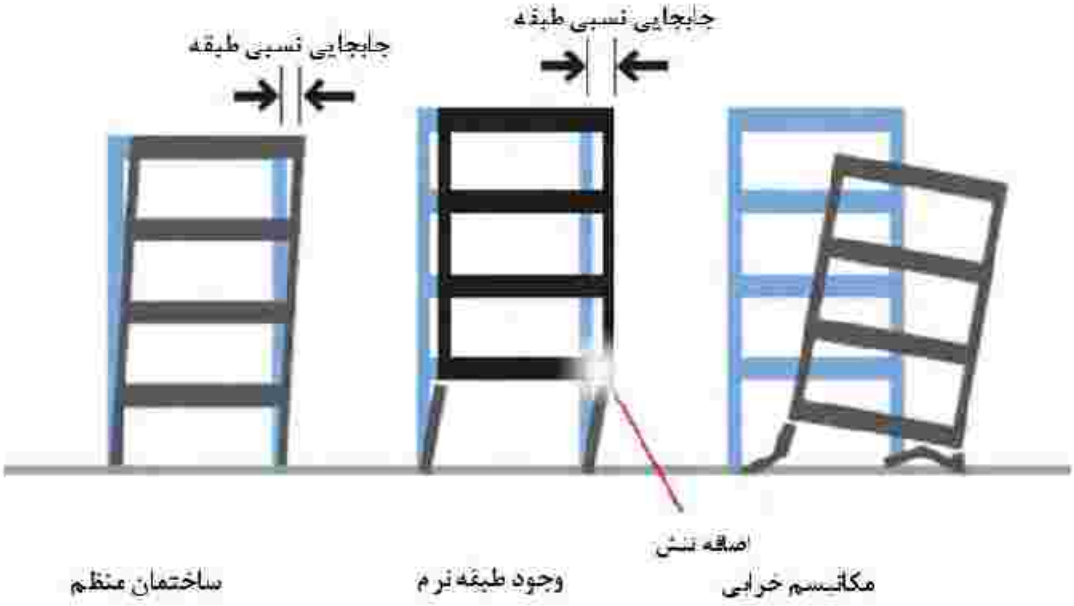
۲- سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد، به عبارت دیگر هیچ طبقه‌ای نرم نباشد.

۳- مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کم‌تر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد (هیچ طبقه‌ای ضعیف نباشد). مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت موردنظر تحمل می‌نمایند.

۳-۳- طبقه نرم

وجود طبقه نرم یکی از معایب بسیار متداول در ساختمان‌ها می‌باشد. مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم)، طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد، طبقهٔ نرم نامیده می‌شود.

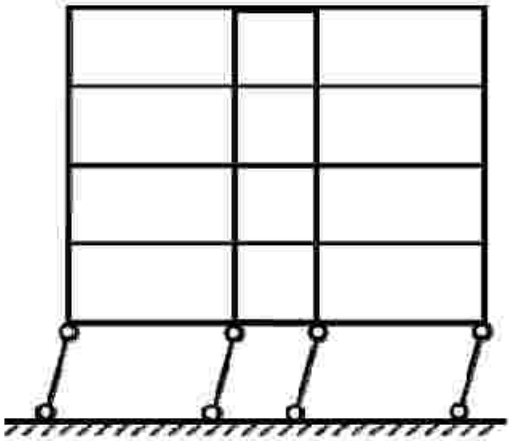
یکی از مشخصه‌های اصلی طبقه نرم ناپیوستگی در استحکام یا سختی است که در اتصالات ایجاد می‌شود. این ناپیوستگی بدین سبب ایجاد می‌شود که هرچه طبقهٔ نرم ساختمان، استحکام کمتر و یا انعطاف‌پذیری بیشتری داشته باشد، تغییر شکل‌های بیشتری در آن ایجاد می‌شود که به نوبهٔ خود به تمرکز نیروها در اتصالات می‌انجامد (شکل ۳-۱).

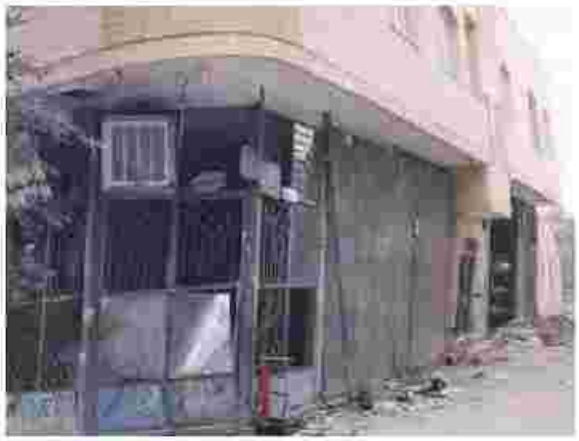


شکل ۳-۱- مکانیسم ایجاد طبقه نرم

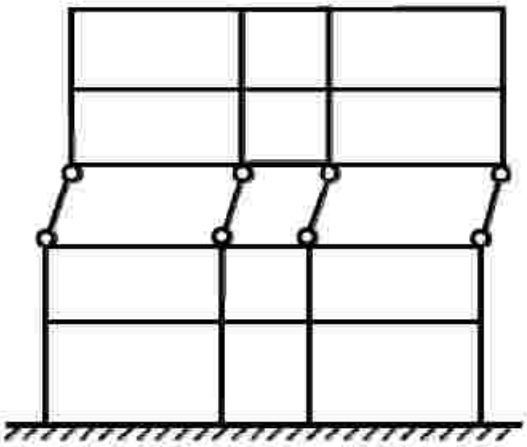
طبقه نرم معمولا در اولین تراز ساختمان بوجود می‌آید، ولی در موارد خاصی می‌تواند در یکی از طبقات بالایی نیز اتفاق افتد (شکل۳-۲).

به منظور اصلاح طبقه نرم، می‌توان از راهکارهایی نظیر اضافه کردن مهاربندهای فلزی، اضافه کردن دیوارهای برشی بتنی و یا فلزی، اضافه نمودن قابهای خمشی، ایجاد دیوارهای حائل و ... استفاده نمود. در این حالت با حذف نامنظمی فوق سختی طبقه و در نتیجهٔ آن توزیع نیروی زلزله اصلاح می‌گردد (شکل۳-۵).





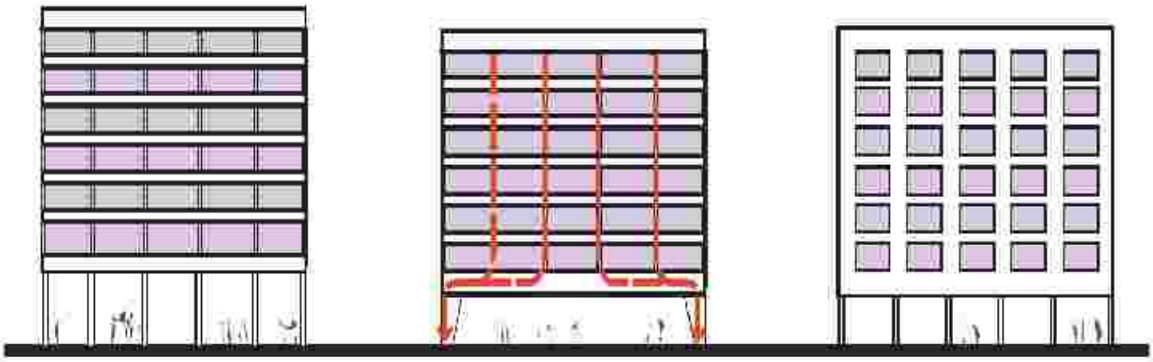
(الف)



(ب)

شکل ۳-۲= الف- وجود طبقه نرم در اولین تراز، ب- وجود طبقه نرم در طبقات بالایی

متداول‌ترین علت به وجود آمدن طبقه نرم اختلاف سختی جانبی طبقه فوقانی و تحتانی سازه می‌باشد به طوری که اگر سختی جانبی در طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد طبقه نرم به وجود می‌آید. ولی علاوه بر انعطاف‌پذیری زیاد طبقات تحتانی، ناپیوستگی در مسیرهای بارثقلی و جانبی و همچنین وجود طبقات فوقانی سنگین نیز از عوامل به وجود آمدن طبقه نرم می‌باشد. بعضی از عوامل ایجاد طبقه نرم در شکل (۳-۳) نشان داده شده است.

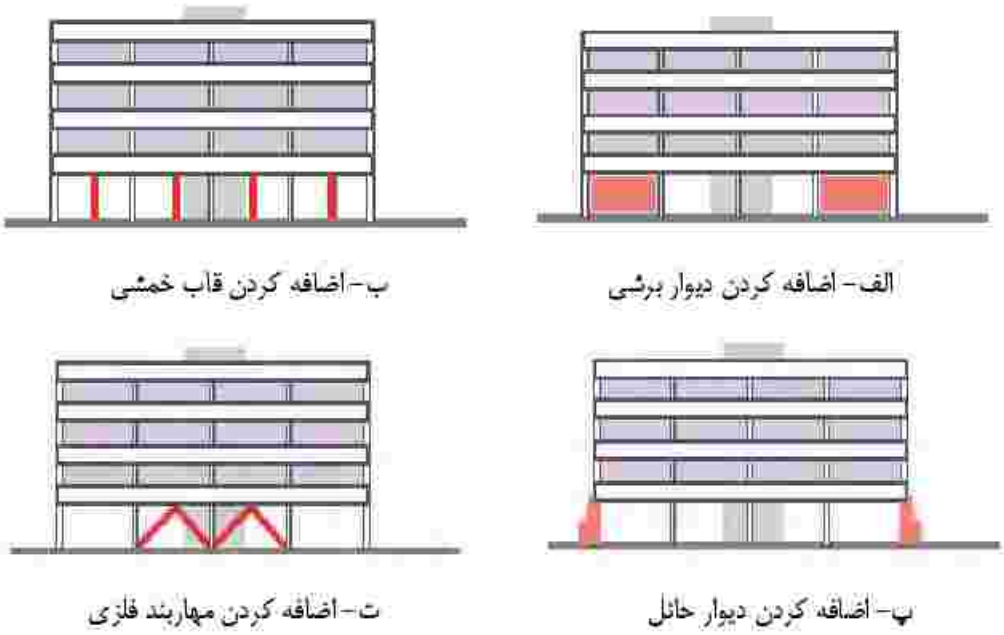


طبقات فوقانی سنگین　　انقطاع در مسیر بارهای ثقلی و قائم　　انعطاف‌پذیری زیاد طبقه اول

شکل ۳-۳- عوامل به وجود آمدن طبقه نرم

در شکل (۳-۴) زیر مراحل اضافه نمودن قاب خمشی برای یک ساختمان با طبقه نرم، به عنوان راهکار بکار گرفته شده در جهت حذف نامنظمی، نشان داده شده است. این مراحل شامل ایجاد فونداسیون جدید و شناژبندی، نصب ستون‌ها و تیرهای قاب خمشی جدید و اتصال آن به سیستم اولیه می‌باشد.

شکل ۳-۴- مراحل اضافه نمودن قاب خمشی برای اصلاح طبقه نرم



الف- اضافه کردن دیوار برشی

ب- اضافه کردن قاب خمشی

پ- اضافه کردن دیوار حائل

ت- اضافه کردن مهاربند فلزی

شکل ۳-۵- راهکارهای بکار گرفته شده برای حذف نامنظمی و اصلاح طبقه نرم

۳-۴- نامنظمی پیچشی

یکی از دلایل عمده خرابی‌های شدید تحت زلزله ، ایجاد پیچش در ساختمان می‌باشد. در صورتی که فاصلهٔ بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر کدام از امتدادهای اصلی ساختمان زیاد باشد، ساختمان دچار پیچش گردیده و نیروی پیچشی ایجاد شده می‌تواند باعث خرابی در سازه شود (شکل ۳-۶).

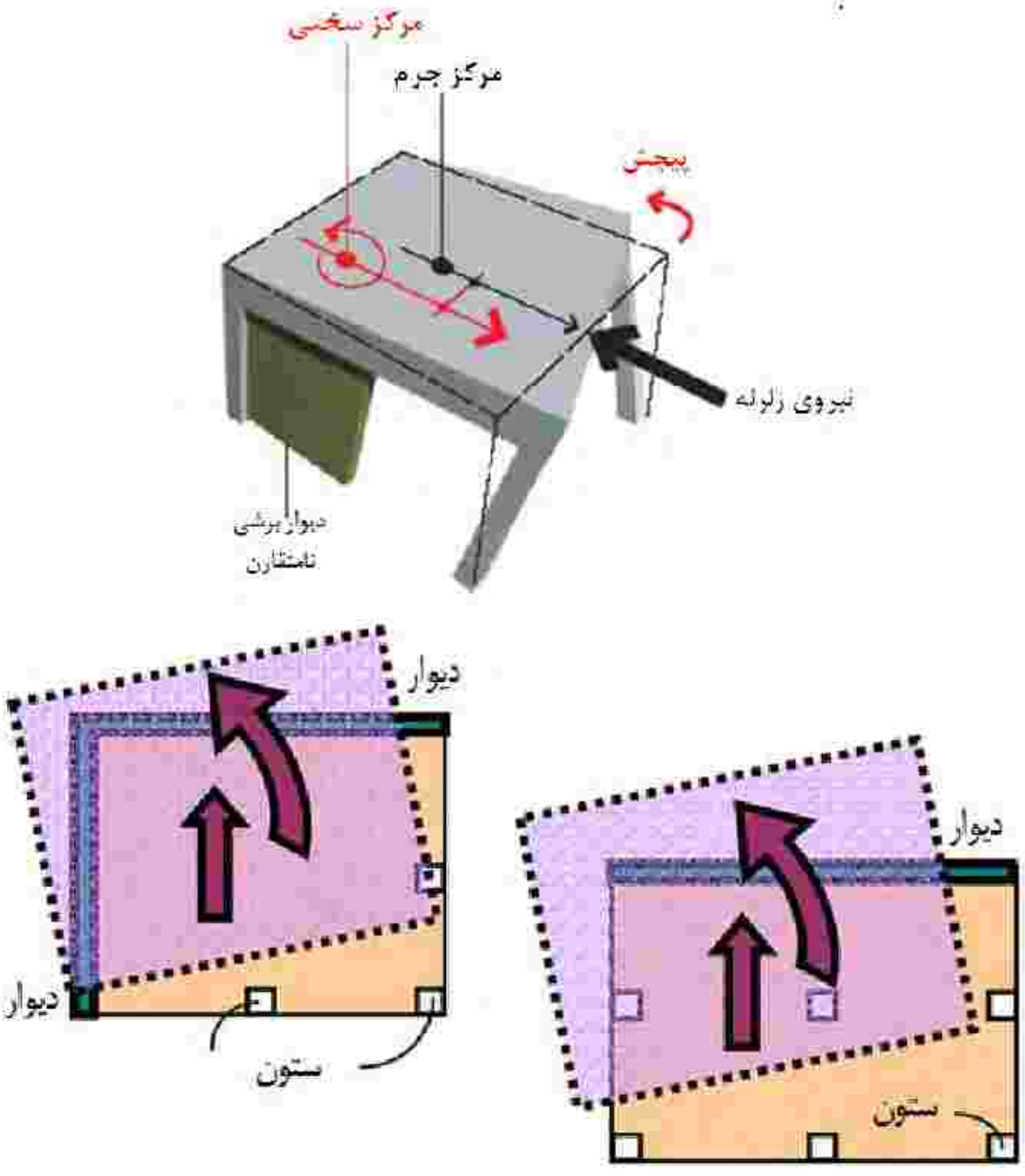
مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم) ، فاصلهٔ بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر کدام از دو امتداد متعامد ساختمان، نباید از ۳۰ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.

شکل ۳-۶- فاصله زیاد بین مرکز جرم و مرکز سختی و خرابی ناشی از ایجاد پیچش

برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

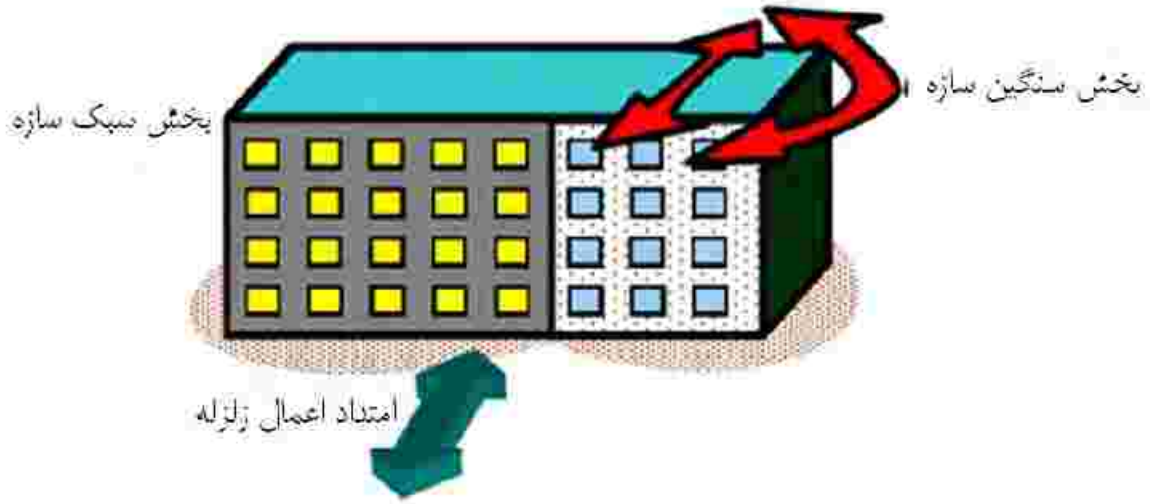
- قرارگیری نامتقارن اعضای قائم
- قرارگیری جرم‌های بزرگ بصورت نامتقارن
- اثر نامتقارن میان قابها و افزایش سختی ناشی از آنها

در شکل (۳-۷) نحوهٔ ایجاد نیروهای پیچشی در یک سازه، به دلیل وجود دیواربرشی نامتقارن و در نتیجه ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی، نشان داده شده است. برای اصلاح نامنظمی پیچشی نیز می توان از راهکارهای اضافه کردن دیوار برشی و مهاربند بصورت متقارن در پلان استفاده کرد.



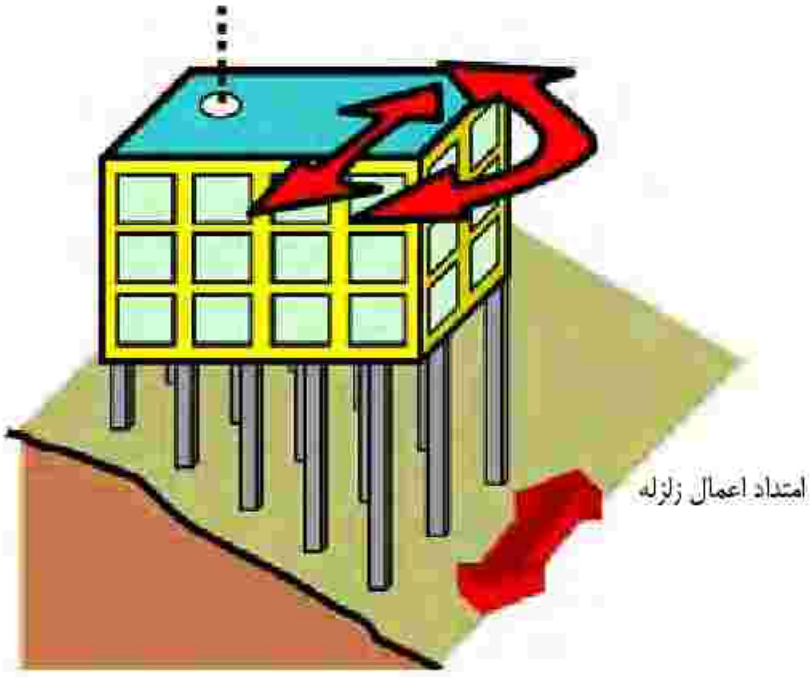
شکل ۳-۷- نحوه ایجاد پیچش به دلیل وجود دیوار برشی نامتقارن

در شکل (۳-۸) سازه‌ای که در آن عناصر قائم به شکل نامنظمی در پلان قرار گرفته و منجر به افزایش وزن قسمتی از سازه شده نشان داده شده است. این شرایط موجب به وجود آمدن پیچش در سازه در اثر زلزله می‌گردد.



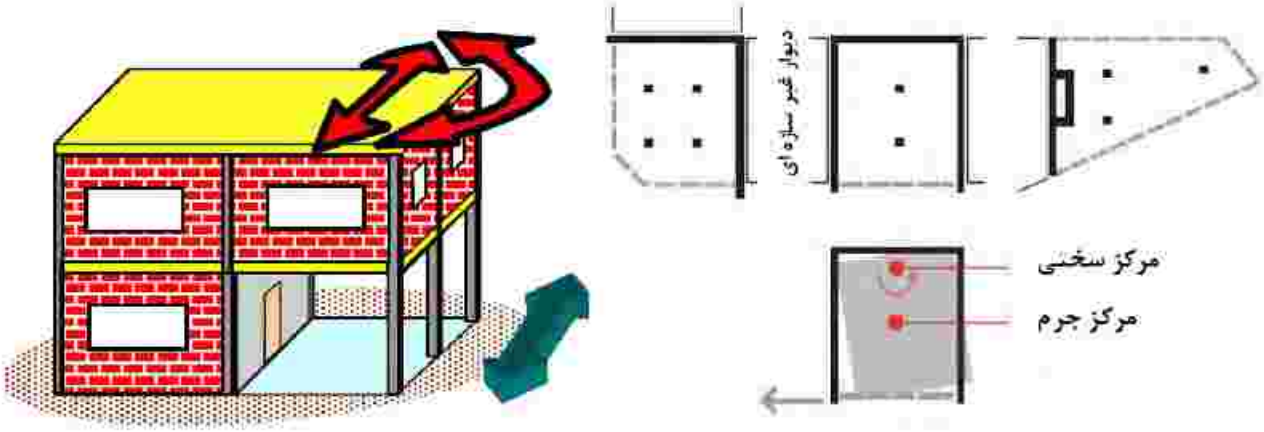
شکل ۳-۸- نحوه ایجاد پیچش به علت توزیع نامتقارن جرم ساختمان

سازه‌هایی که دارای المان‌های قائم سازه‌ای با اندازه‌های مختلف هستند شکل (۳-۹) مانند سازه‌هایی که بر روی زمین‌های شیبدار احداث می‌گردند نیز دچار پیچش می‌شوند. این امر را می‌توان به کودکی که بر روی تابی با طناب‌های نامساوی نشسته تشبیه نمود. علت این امر، تغییر سختی در قاب‌های مختلف می‌باشد.



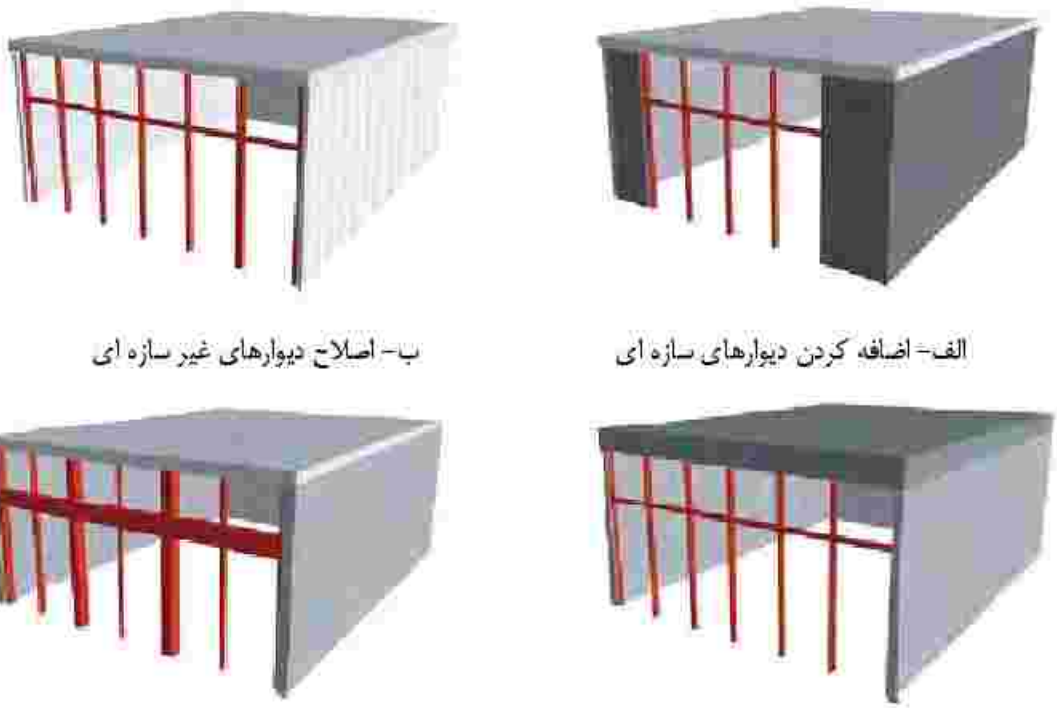
شکل ۳-۹- نحوه ایجاد پیچش به علت وجود المان‌های قائم سازه‌ای با اندازه‌های مختلف

شکل متداول‌تری از نامنظمی پیچشی مربوط به تغییرات مقاومت و سختی در طول محیط ساختمان‌ها می‌باشد که نتیجه آن مستعد بودن سازه برای پیچش است. این تغییرات می‌تواند ناشی از بازشوهای اجتناب‌ناپذیر و یا فرم مثلثی و گوه‌ای در ساختمان باشد (شکل ۳-۱۰).



شکل ۳-۱۰- نامنظمی به دلیل تغییرات مقاومت و سختی در طول محیط ساختمان

در شکل (۳-۱۱) برخی از راهکارهای متداول برای حالتی که در یک وجه ساختمان عضو باربر جانبی با سختی زیاد و در دو وجه دیگر دیوارهای غیر سازه ای و انعطاف پذیر وجود دارد ، نشان داده شده است.



الف- اضافه کردن دیوارهای سازه ای

ب- اصلاح دیوارهای غیر سازه ای

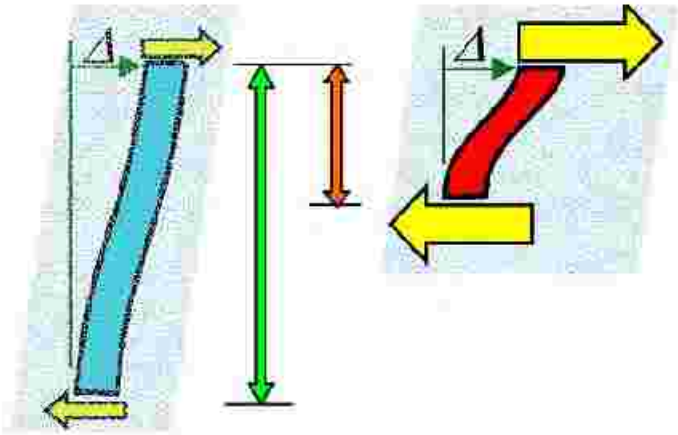
ج- اصلاح سختی دیافراگم

د- اضافه کردن قاب خمشی

شکل ۳-۱۱- راهکارهای ارائه شده برای اصلاح نامنظمی پیچشی

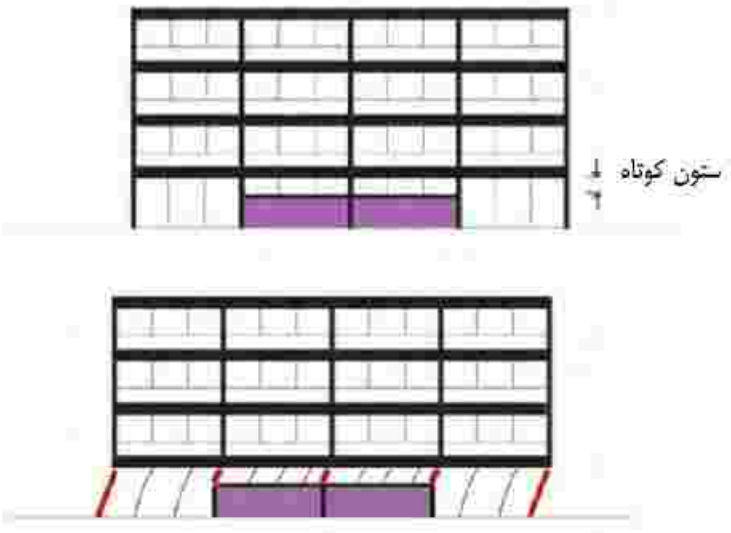
۳-۵- ستون کوتاه

شکست تُرد و برشی ستون‌ها به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست می‌باشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضو ضعیفی در قاب سازه‌ای عمل نماید. شکست برشی ستون را اصطلاحاً ستون کوتاه می‌گویند و باید همواره سازه به گونه‌ای طراحی و یا مقاوم‌سازی گردد که از وقوع چنین امری دوری شود (شکل ۳-۱۲).



شکل ۳-۱۲- ایجاد برش و دوران‌های زیاد در ستون‌های کوتاه

تشکیل مکانیسم ستون کوتاه معمولاً باعث انهدام سازه می‌گردد. در صورتی که دیوار مخصوصاً دیوار باربر تنها در قسمتی از ستون اجرا شود، در هنگام زلزله در ستون نیروی برشی بزرگی به وجود می‌آید که این امر منجر به مکانیسم ستون کوتاه می‌گردد. در این موارد که به علت وجود بازشو ناگزیر به اجرای دیوار در قسمتی از ستون هستیم باید ستون بر اساس نیروهای برشی بزرگ طراحی و یا مقاوم‌سازی شود (شکل‌های ۳-۱۳ و ۳-۱۴).



شکل ۳-۱۳- تشکیل مکانیسم ستون کوتاه

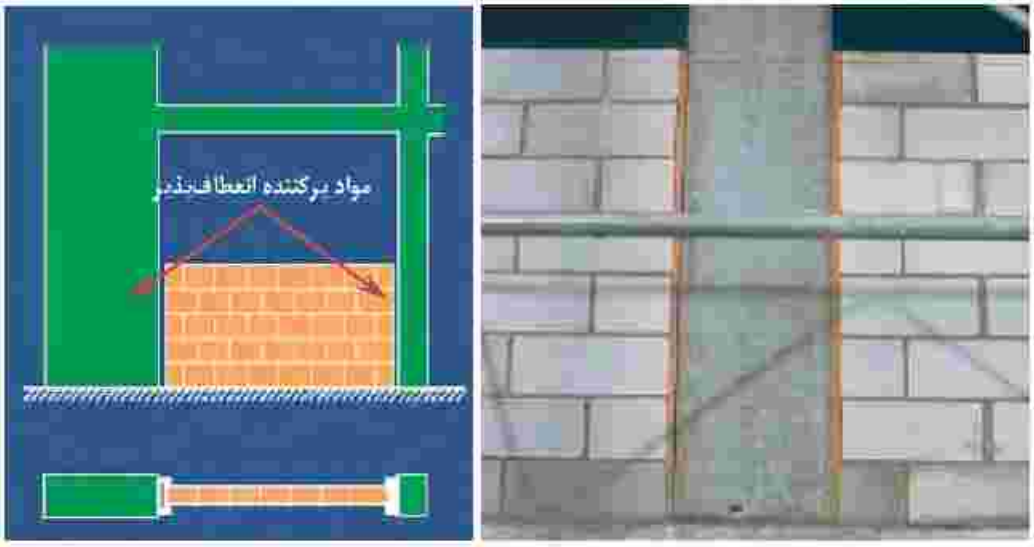
ستون کوتاه

شکل ۳-۱۴- مکانیسم ستون کوتاه و در نتیجه خرابی سازه

راهکارهای حذف ستون کوتاه شامل دو دسته کلی می‌باشد:

الف- جداسازی دیوار و ستون:

در این روش با ایجاد فاصله بین دیوار و ستون و پر نمودن آن با مواد پرکننده انعطاف‌پذیر از ایجاد نیروهای برشی در ستون و در نتیجه ایجاد مکانیسم ستون کوتاه جلوگیری می‌گردد. برای محاسبه فاصله بین دیوار و ستون باید اثر P-Δ سازه را منظور نمود (شکل ۳-۱۵).



شکل ۳-۱۵- جداسازی دیوار و ستون

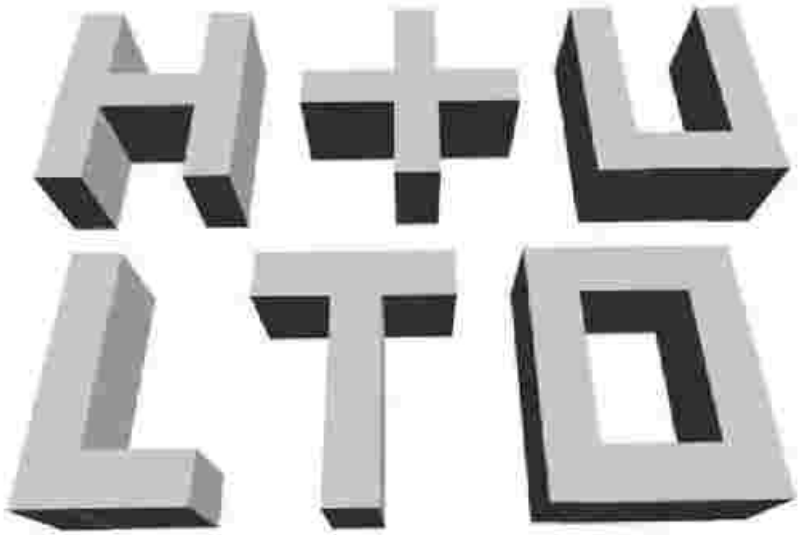
ب- اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها:

با اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها می‌توان توانایی ستون در برابر نیروهای برشی و تغییرشکل‌های بزرگ را افزایش داد (شکل ۳-۱۶).

شکل ۳-۱۶- اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها

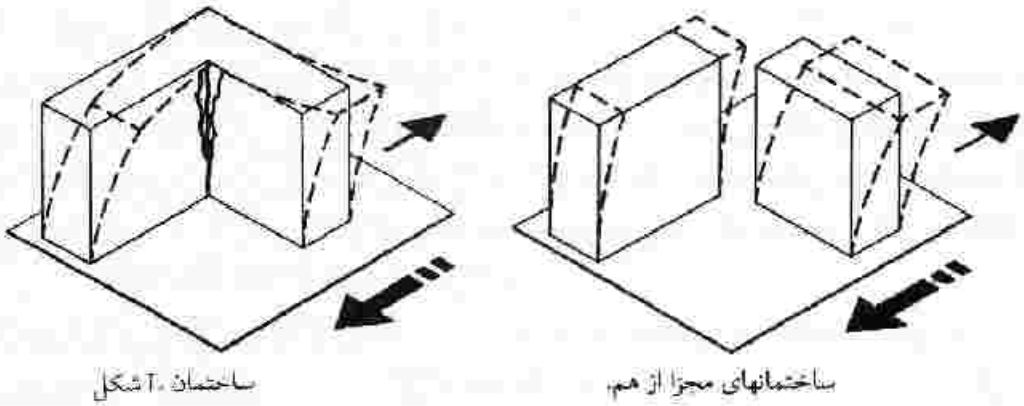
۳-۶- گوشه‌های فرورفته

نامنظمی گوشه فرورفته، مشخصهٔ مشترک کلیه پیکربندی‌های ساختمانی است که در پلان، شکل‌هایی به صورت T، U، L، +، □، H، صلیبی و یا ترکیبی از این شکل‌ها را دارند.



شکل ۳-۱۷- انواع پلان با گوشه‌های فرورفته

در این نوع سازه‌ها سختی عناصر در کنج ها، در هر یک از جهات متفاوت بوده و در نتیجه قسمتهای مختلف بصورت کاملاً متفاوت نوسان می‌کنند، که این امر باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌های فرورفته می‌شود. (شکل ۳-۱۸).



شکل ۳-۱۸- عملکرد ساختمان‌های L شکل تحت نیروهای زلزله

مشکل دیگر این نوع سازه ها مربوط به پیچش ایجاد شده در آنها می‌باشد. تمرکز تنش در محل شکاف و آثار ناشی از پیچش به هم مرتبط اند شکل (۳-۲۰). در مجموع اندازه نیروها و تنش های مخرب به عوامل زیر بستگی دارد:

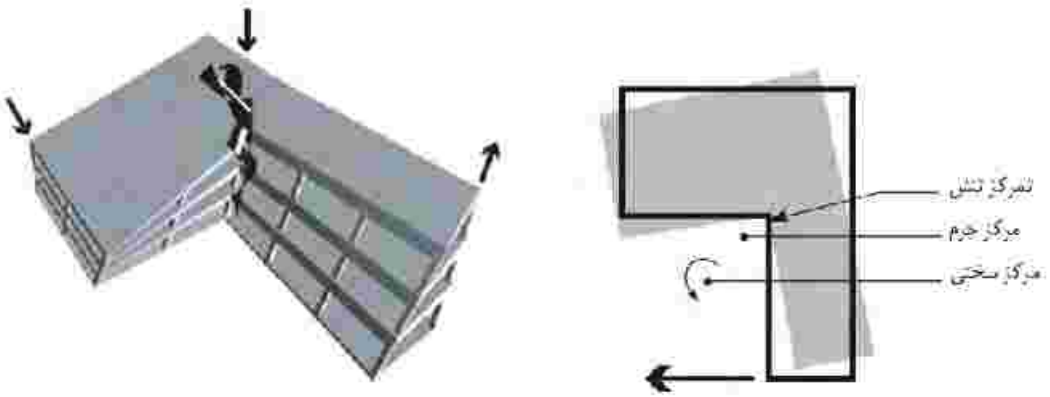
جرم ساختمان

سیستم سازه ای

طول بال‌ها و نسبت‌های جناحی آنها

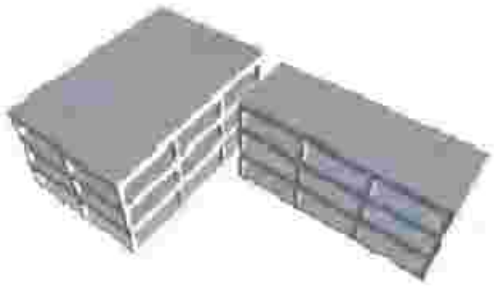
ارتفاع بال‌ها و نسبت (ارتفاع/ عمق) آنها

شکل ۳-۱۹- تمرکز تنش در کنج یک ساختمان L شکل

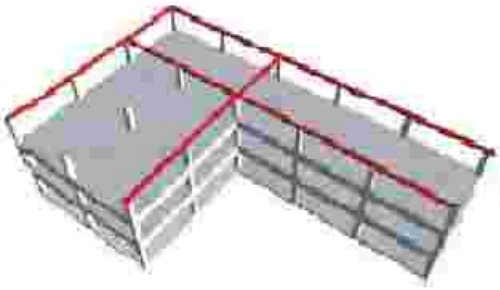


شکل ۳-۲۰- ایجاد پیچش و تمرکز تنش در ساختمانهای با نامنظمی گوشه‌های فرورفته

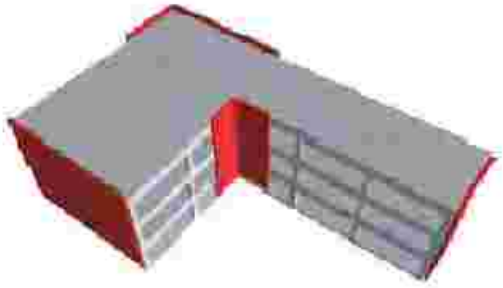
راهکارهایی که می‌تواند برای بهسازی این نوع از نامنظمی بکار گرفته شوند شامل جداسازی سازه ای ساختمان به دو بخش منظم، تقویت موضعی اجزا در محل خطوط تمرکز تنش، کمک به یکپارچه عمل کردن سازه با استفاده از مقاوم سازی عناصر محیطی، حذف کنج با استفاده از پخی ها و رفع نامنظمی پیچشی توسط راهکارهایی که در قبل ارائه شد می باشد (شکل ۳-۲۱).



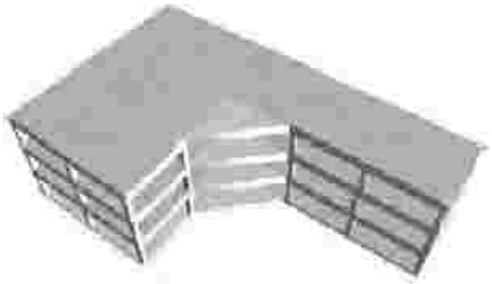
الف- جداسازی ساختمانها



ب- یکپارچه سازی با مقاوم سازی عناصر محیطی



ج- تقویت موضعی اجزا درمحل خطوط تمرکز تنش



د- حذف کنج های فرورفته با استفاده از پخی‌ها

شکل ۳-۲۱- بعضی از راهکارهای ارائه شده برای رفع پیچش و تمرکز تنش در ساختمانهای با نامنظمی گوشه‌های فرورفته

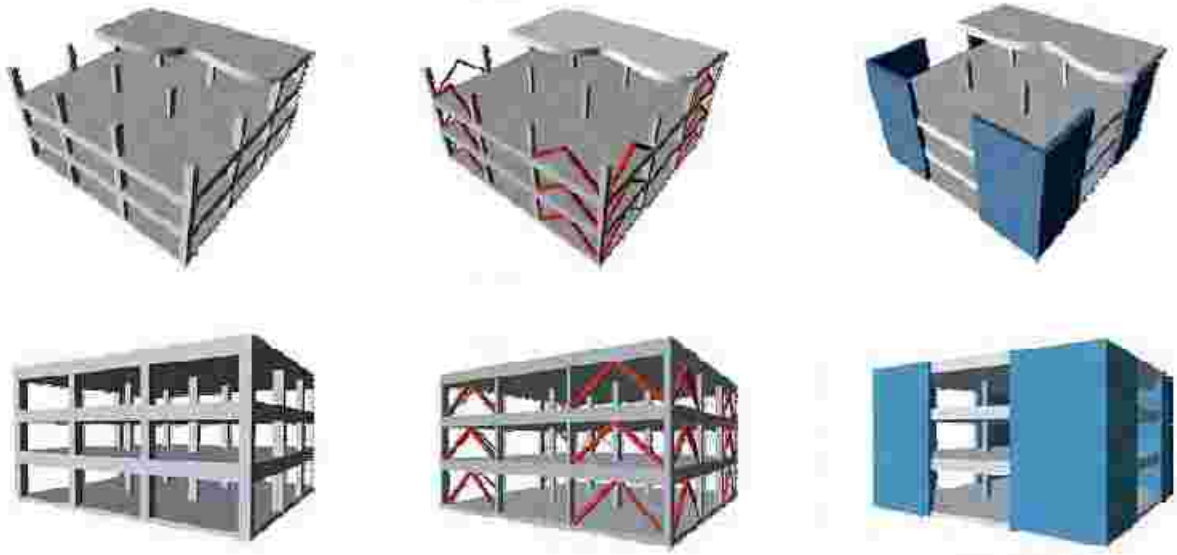
فصل ۴

افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه

۴-۱- مقدمه

هنگامی که سازه‌ای دچار ضعف‌های کلی در تحمل بارهای وارده باشد، بطوری که در اغلب اعضای آن نسبت نیاز سازه‌ای به ظرفیت موجود و یا تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ باشد، لازم است به منظور تأمین ظرفیت و مقاومت کلی سازه، سیستم باربر جانبی اصلاح و یا ایجاد گردد. برای این منظور می‌توان از راهکارهایی مانند اضافه نمودن انواع قاب‌های مهاربندی شده، قاب‌های خمشی، انواع دیوارها شامل دیوارهای برشی بتنی، فولادی و یا مرکب، دیوارهای پرکننده، میانقاب‌های بنایی و یا مسلح، دیوارهای پشت بند و ... استفاده نمود.

همچنین چنانچه مشخص شود که ضعف عمده سازه در کمبود سختی جانبی آن و در نتیجه تغییر مکان‌های زیاد می‌باشد، می‌توان با راهکارهایی مناسب مانند افزایش مهاربند یا دیوار برشی، سختی جانبی لازم را برای سازه فراهم نمود. (شکل ۴-۱).

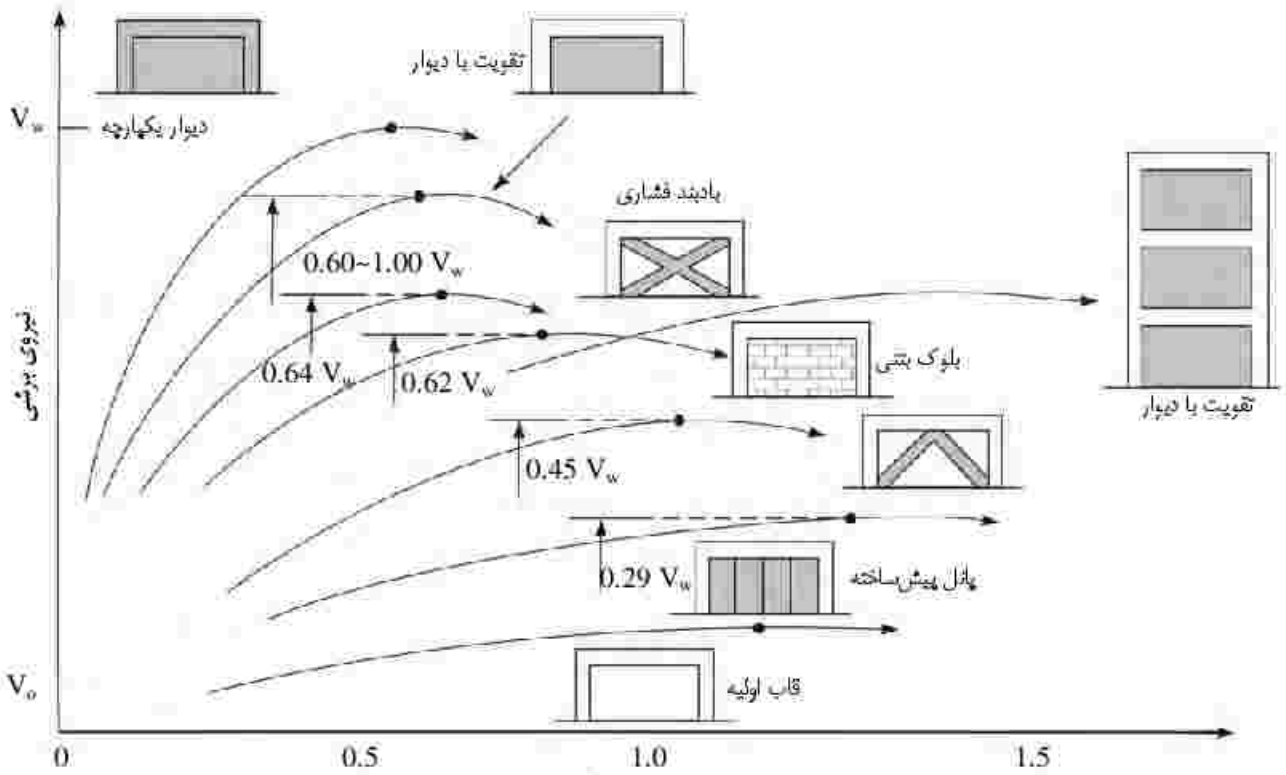


شکل ۴-۱- افزایش مقاومت و سختی سازه بوسیله اضافه نمودن قاب خمشی، مهاربند و دیوار برشی

در چنین شرایطی اندرکنش سازه موجود و سیستم باربر جانبی جدید باید به دقت مورد بررسی قرار گیرد. چنانچه قاب مهاربندی شده و یا دیوار برشی دارای سختی زیادی باشد، ممکن است بخش قابل توجهی از بارهای جانبی را به خود جذب کند. اگر افزایش ظرفیت با اضافه کردن قاب خمشی انجام گیرد به دلیل نرمی قاب، اندرکنش سازه موجود و قاب خمشی موجب توزیع بار بین هر دو سیستم می‌شود. در این حالت باید رفتار اعضای ترد سازه در اثر تغییرشکل‌های ساختمانِ بهسازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

مقاومت جانبی و شکل‌پذیری، ضروری‌ترین اهداف تاثیر گذار بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشند. ترکیب مقاومت و شکل‌پذیری با تعامل خاص بین مقاومت و سختی سروکار دارد. از آنجا که اجزای مختلف سازه بر حسب مقاومت و شکل‌پذیری ارزیابی می‌شوند، راهکارهایی که منجر به افزایش مقاومت و یا سختی سازه می‌شوند، از کارآمدترین راهکارهای بهسازی به شمار می‌آیند. افزایش مقاومت جانبی و افزایش سختی سازه مفاهیمی بسیار نزدیک به یکدیگر دارند، ولی در عین حال از جهاتی نیز دارای اختلاف می‌باشند.

در شکل (۴-۲) منحنی‌های ظرفیت برای یک قاب آزمایشگاهی، در حالات گوناگونِ بهسازی از نظر افزایش در مقاومت و سختی نشان داده شده است. همچنین در جدول (۴-۱) رفتار کیفی سیستم‌های متداول سازه‌ای از نظر مقاومت و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه به بررسی هر کدام از سیستم‌های فوق پرداخته می‌شود.



شکل ۴-۲- منحنی‌های ظرفیت قاب درسیوه‌های مختلف بهسازی

هنگام محاسبه نیروهای وارد بر المانهای جدید همواره این سوال وجود دارد که در هنگام اعمال نیروهای جانبی چه مقدار از این نیروها به سازه اصلی و چه مقدار به المانهای جدید اعمال می‌گردد. در این مورد راه‌حل‌های زیر توصیه می‌گردد:

۱- مهندس محاسب می‌تواند در صورتی که سیستم موجود برای بارهای قائم جوابگو باشد کلیه بارهای قائم را به سیستم سازه‌ای اصلی و بارهای جانبی را به المانهای اضافه شده جدید (بادبندها یا دیوارهای برشی) اعمال نماید. در بهسازی ساختمانهای کوچک و متعارف این روش بهترین می‌باشد و اندرکنشی بین دو سیستم برقرار نمی‌گردد. در این روش اجزای مرزی المان‌های اضافه شده، به صورت موضعی بهسازی می‌شوند.

۲- ساختمانهای موجودی که دارای سیستم سازه‌ای می‌باشند می‌توان برای آنها اندرکنشی بین سیستم قدیم و سیستم جدید در نظر گرفت. به عنوان مثال اگر سیستم قدیم به صورت قاب بود و سیستم جدید به صورت قاب دوگانه مورد نظر باشد، باید پیوستگی کافی بین سیستم باربر جانبی جدید و سیستم قاب قدیم برقرار گردد.

۳- مهندس سازه برحسب شناختی که از اسکلت موجود بدست می‌آورد می‌تواند درصدی از نیروی جانبی را به سیستم قدیم و درصدی را به سیستم جدید اعمال نماید. لذا کارشناسی دقیقی دراین خصوص باید صورت بگیرد.

جدول ۴-۱- مقایسه رفتار کیفی سیستم‌های مختلف سازه‌ای

سیستم‌های سازه‌ای	مقاومت	شکل‌پذیری
مهاربند CBF	خوب	متوسط
دیوارهبرشی بتنی معمولی	بسیارخوب	خوب
دیوارهبرشی بتنی متوسط	بسیارخوب	بسیار خوب
دیوارهبرشی بتنی ویژه	عالی	عالی
میانقابهای بنایی	کم	کم
میانقابهای مسلح	متوسط	متوسط
مهاربند BRBF	عالی	عالی
مهاربند EBF	بسیارخوب	بسیارخوب
مهاربند ADAS	بسیارخوب	عالی
قاب خمشی معمولی فولادی یا بتنی	متوسط	متوسط
قاب خمشی متوسط فولادی یا بتنی	متوسط	خوب
قاب خمشی ویژه فولادی یا بتنی	متوسط	عالی
دیوارهبرشی فولادی	خوب	عالی

۴-۳- اضافه نمودن مهاربندها

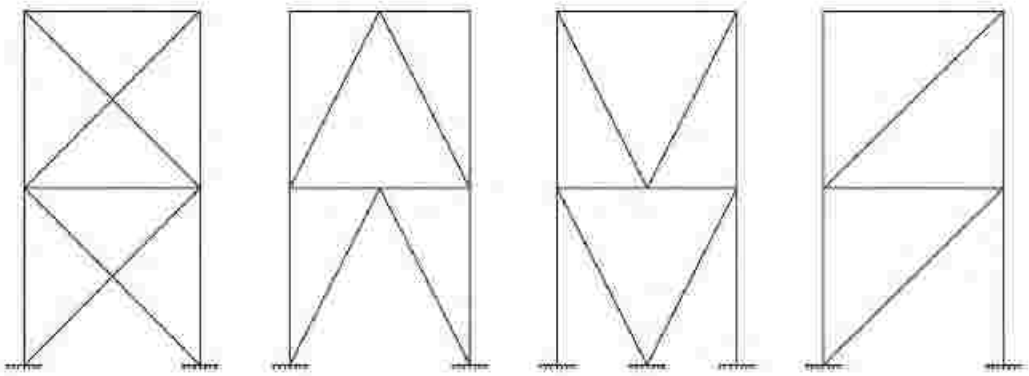
به منظور بهسازی سازه‌ها می‌توان از انواع مهاربندهای متداول و جدید شامل مهاربندهای فولادی همگرا (CBF)، مهاربندهای فولادی واگرا (EBF)، مهاربندهای ضد کمانش (BRBF) و انواع میراگرهای مهاربندی استفاده نمود. از جمله مزایای این روش عبارتند از:

- افزایش مقاومت و شکل‌پذیری سازه
- اعمال وزن کمتر نسبت به سایر سیستم‌ها
- امکان استفاده از بازشو و پنجره در قاب مهاربندی شده
- امکان استفاده موثر در طراحی معماری در صورت اضافه شدن مهاربند در نما (شکل ۴-۳)
- اجرای نسبتا آسان

شکل ۴-۳-استفاده از مهاربندها بصورت نمایان در ساختمان‌ها

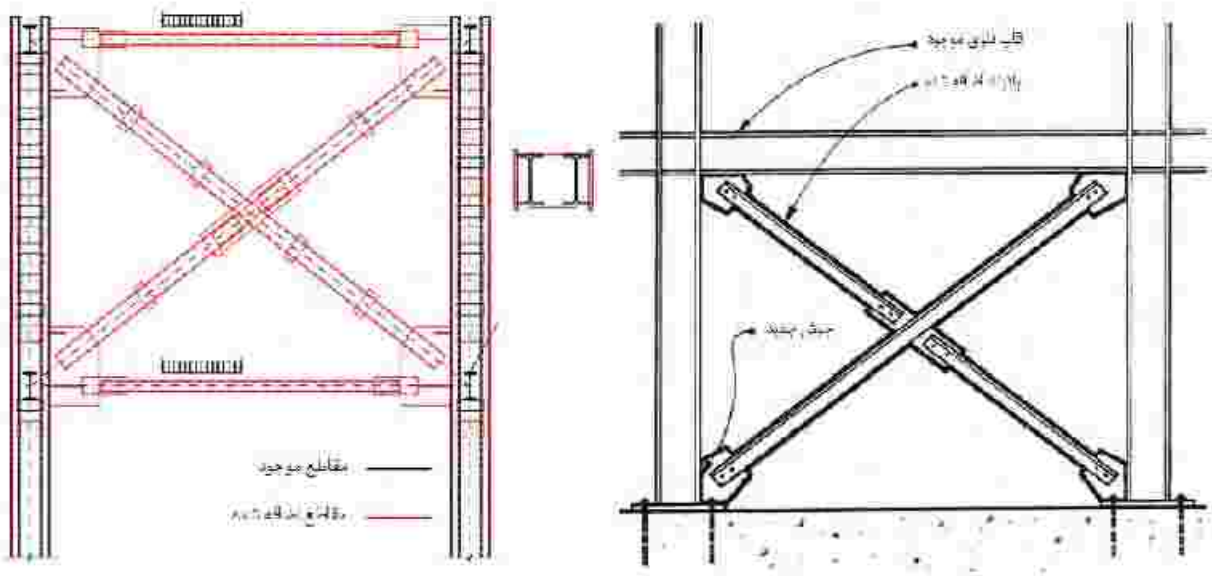
۴-۲-۱- مهاربندهای فولادی همگرا (CBF)

استفاده از مهاربندهای فولادی یکی از کاربردی ترین روش‌های بهسازی بویژه در سازه های با اسکلت فولادی می‌باشد. این نوع از مهاربندها که جزء سیستم های مقاوم سخت شناخته شده‌اند، با شکل‌های متنوع خود امکان سازگاری با نیازهای متداول معماری را کم و بیش فراهم می‌سازند. این اعضا با استفاده از مقاطعی نظیر I شکل، ناودانی، نبشی و سپری بصورت جفت و یا منفرد، لوله و ... ساخته شده و در اشکال ضربدری (X) ، قطری (مورب تک) و جناغی (V یا Λ) قابل استفاده هستند (اشکال ۴-۴ و ۴-۵).



شکل ۴-۴-انواع مهاربندهای همگرا CBF

بطور عمده با استفاده از مهاربندها به جای دیوار برشی، سطح کمتری از سختی و مقاومت را می‌توان به سازه اضافه نمود، ولی نباید از کم بودن وزن آنها و همچنین استفاده بهینه در فضاسازی معماری، چشم پوشی کرد.



شکل ۴-۵-بهسازی قاب‌های موجود بوسیله مهاربندهای همگرا

در ساختمان‌های بتنی نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی، از جمله موارد مهم و اساسی به شمار می‌رود، بطوری که عملکرد خوب مهاربند بستگی به نحوه اتصال آن دارد. طبق تحقیقات و آزمایش‌های انجام شده استفاده از ملات مناسب و منبسط شونده بین قاب فولادی و بتنی از اهمیت خاصی برخوردار است و در میزان مقاومت جانبی قاب موثر می‌باشد (اشکال ۴-۶ و ۴-۷).

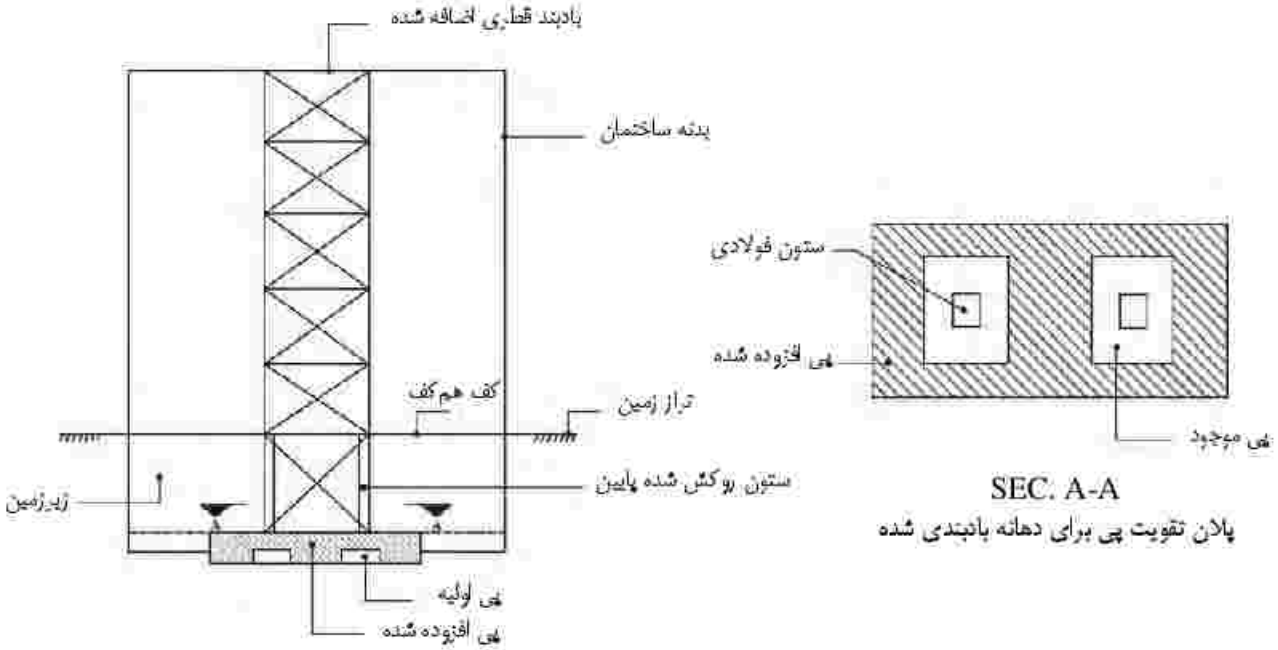
شکل ۴-۶-استفاده از مهاربند همگرای جناغی در بهسازی قاب‌های بتنی

شکل ۴-۷- استفاده از مهاربند همگرای ضربدری در بهسازی قاب‌های بتنی

در استفاده از مهاربندهای فولادی برای بهسازی قاب‌های فولادی و بتنی باید به دو نکته مهم توجه داشت. اول آنکه استفاده از مهاربندها باید در دهانه‌ها و طبقات بصورتی باشد که باعث نامنظمی پیچشی نگردد.

دوم آنکه در طبقه اول ساختمان استفاده از مهاربند در قاب‌های موجود منجر به اضافه شدن نیروی بلند شدگی در پای ستون‌ها می‌شود و لذا باید فونداسیون‌ها در محل اضافه شدن مهاربندها کنترل گردند (شکل ۴-۸).

استفاده از مهاربندهای به شکل K به منظور بهسازی قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.



شکل ۴-۸- تقویت موضعی فونداسیون در قاب مهاربندی شده

۴-۲-۱-۱- ضوابط طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی مورد نظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. با این ترتیب پیکربندی و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییرشکل‌ها برآید و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.

۴-۲-۱-۱-۱- توزیع نیروهای جانبی

در قاب‌های مهاربندی شده همگرا نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع شود و اعضای مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

مهاربندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضای مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند.

منظور از محور مهاربندی در این ضابطه یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۴-۲-۱-۱-۲- محدودیت‌های اعضای قطری

الف- اعضای قطری باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان باشند.

ب- اعضای قطری ساخته شده از دو یا چند نیمرخ باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب را مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برآورده نمایند. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام وِرق اتصال الزامی است.

پ- مقطع قطری‌ها، چه به صورت تکی و چه به صورت ساخته شده از نیمرخ‌های نورد شده یا ورقی، باید به صورت متقارن نسبت به صفحه‌ای که در آن قطری ها قرار داده شده است، قرار گیرند.

ت- از به کار بردن وصله در طول عضو قطری باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم وصله باید بتواند تمام ظرفیت عضو را به صورت اتصال پوششی و یا به صورت مستقیم و یا جوش نفوذی کامل انتقال دهد. وصله اجزای قطری نباید در یک مقطع قرار گیرند. همچنین محل وصله عضو مهاربند نباید در ناحیه یک چهارم طول در وسط آن قرار گیرد.

ث- ناحیه یک چهارم طول قطری در وسط آن و دو ناحیه انتهایی قطری به طول حداقل ارتفاع مقطع آن باید نواحی بحرانی تلقی شده و ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۳ در آنها رعایت شود.

۴-۲-۱-۱-۳- لاغری اعضای قطری

الف- لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$، نباید از $\left(4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)$ تجاوز نماید.

ب- ضریب طول موثر عضو قطری، در مهاربندهای قطری و مهاربندهای ۷ و ۸ برابر با یک و در مهاربندهای ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندی اتصال کافی وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندی برابر با ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندی، برابر با ۰/۷ درنظر گرفته می‌شود.

۴-۲-۱-۱-۴- اتصالات اعضای قطری مهاربندها

الف- مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصال‌های قطری مهاربندی، شامل اتصال تیر به ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد، باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

- در طراحی به روش حالات حدی برابر با $F_{ye}A_g$ و در طراحی به روش تنش‌های مجاز $0.6F_{ye}A_g$.

که در آن:

A_g: سطح مقطع کلی عضو قطری مهاربند

F_{ye}: تنش تسلیم مورد انتظار آن است.

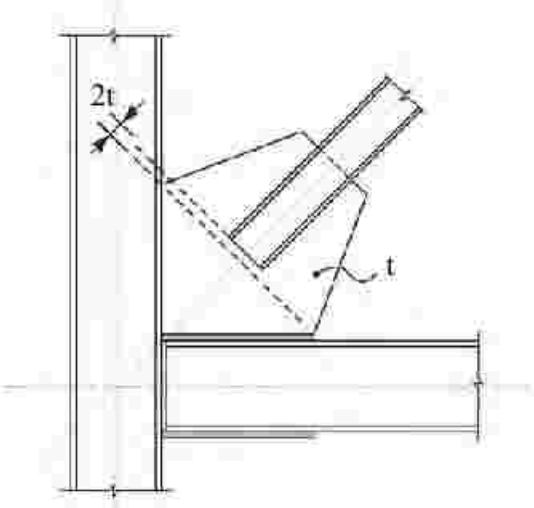
- حداکثر اثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی می‌تواند به مهاربند منتقل نماید.

ب- مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال‌های قطری‌های مهاربندی باید حداقل برابر با $1.1M_{pc}$ در طراحی حالات حدی و یا $0.6\times1.1M_{pc}$ در طراحی تنش‌های مجاز باشد. M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کمانش بحرانی مقطع، $F_{ye}Z$، است.

در اتصال‌های مهاربندی که ظرفیت کششی بند الف را دارا بوده و قابلیت سازگاری با دوران‌های غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در آنها تامین شده باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی با قطع مهاربند قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال، مطابق شکل ۴-۹ تامین می‌شود.



شکل ۴-۹-اتصال مهاربندی با ایجاد خط آزاد خمش

پ- مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال‌های مهاربندی باید براساس حالت حدی کمانش تعیین شود. این مقاومت را می‌توان حداقل برابر با $1.25P_n$ در طراحی حالات حدی و یا $1.25F_{cr}A_g$ در طراحی تنش مجاز در نظر گرفت. P_n ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری مهاربند و F_{cr} تنش فشاری مجاز آن است.

۴-۲-۱-۱-۵- تیرهای قاب مهاربندی شده ۷ و ۸

تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد.

تیرها در این قاب باید در حد فاصل دو ستون پیوسته باشند و مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی، در هر دو بال بالا و پائین، داشته باشند. مهارهای جانبی و فواصل آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان را رعایت نمایند و در هر صورت وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است.

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد.

برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید برای اثر برشی و لنگر ناشی از نیروهای زیر در اعضای قطری، محاسبه گردد.

الف- در طراحی به روش تنش‌های مجاز (شکل ۴-۱۰-الف):

- نیروی قطری کششی $0.6F_{ye}A_g$.
- نیروی قطری فشاری $0.3F_{cr}A_g$.

ب- در طراحی به روش حالات حدی (شکل ۴-۱۰-ب):

- نیروی قطری کششی A_gF_{ye}.
- نیروی قطری فشاری $0.3P_{ne}$.

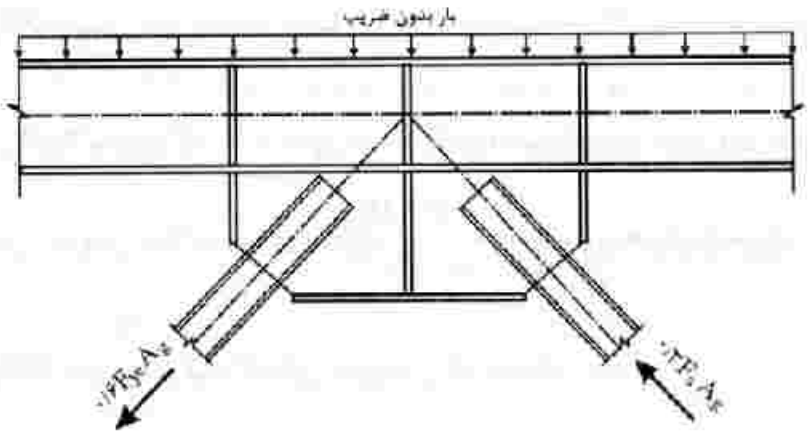
در این روابط:

A_g = سطح مقطع کلی عضو قطری.

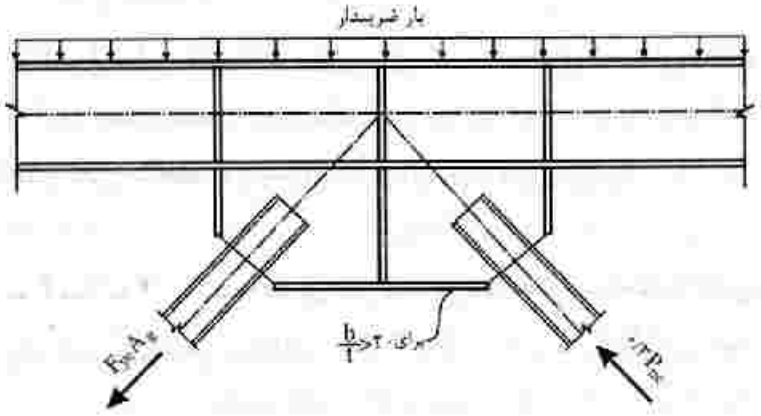
F_{cr} = تنش مجاز فشاری عضو قطری.

F_{ye} = مقاومت تسلیم قابل انتظار فولاد مهاربند.

P_{ne} = ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری.



شکل ۴-۱۰-الف- نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی به روش تنش مجاز



شکل ۴-۱۰-ب- نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری، در طراحی به روش حالات حدی

۴-۲-۱-۳- ضوابط طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی در اعضا و اتصالات، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت تحت اثر زلزله طرح می‌رود.

مهاربندهای قطری و ضربدری را می‌توان به صورت کششی تنها طراحی نمود. در این مهاربندها می‌توان از مقاطع تک نبشی، تسمه، میلگرد یا کابل استفاده نمود.

۴-۲-۱-۳-۱- اعضای قطری مهاربندها

لاغری عضو قطری مهاربند فشاری، $\frac{KL}{r}$، در مهاربندهای ۷ و ۸ و K نباید از $4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید.

اعضای قطری ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب را مطابق ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برآورده نمایند. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

۴-۲-۱-۲-۲- اتصالات قطری‌های مهاربندها

اتصالات مهاربندها باید برای کمترین نیروهای زیر طراحی شوند:

الف- ظرفیت کششی مجاز یا مقاومت کششی اعضای مهاربندی:

- در طراحی به روش تنش‌های مجاز $0.6F_yA_g$.
- در طراحی به روش حالات حدی $A_g\ F_y$.

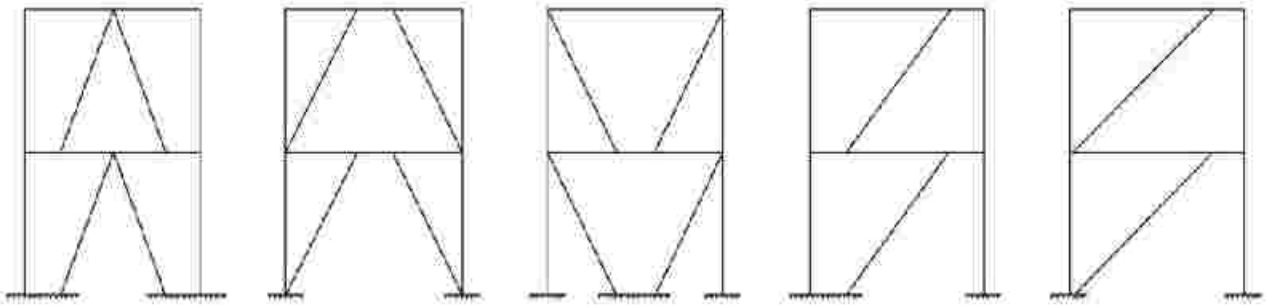
ب- حداکثر باری که می‌توان از سیستم انتظار داشت.

۴-۲-۱-۲-۳- تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸

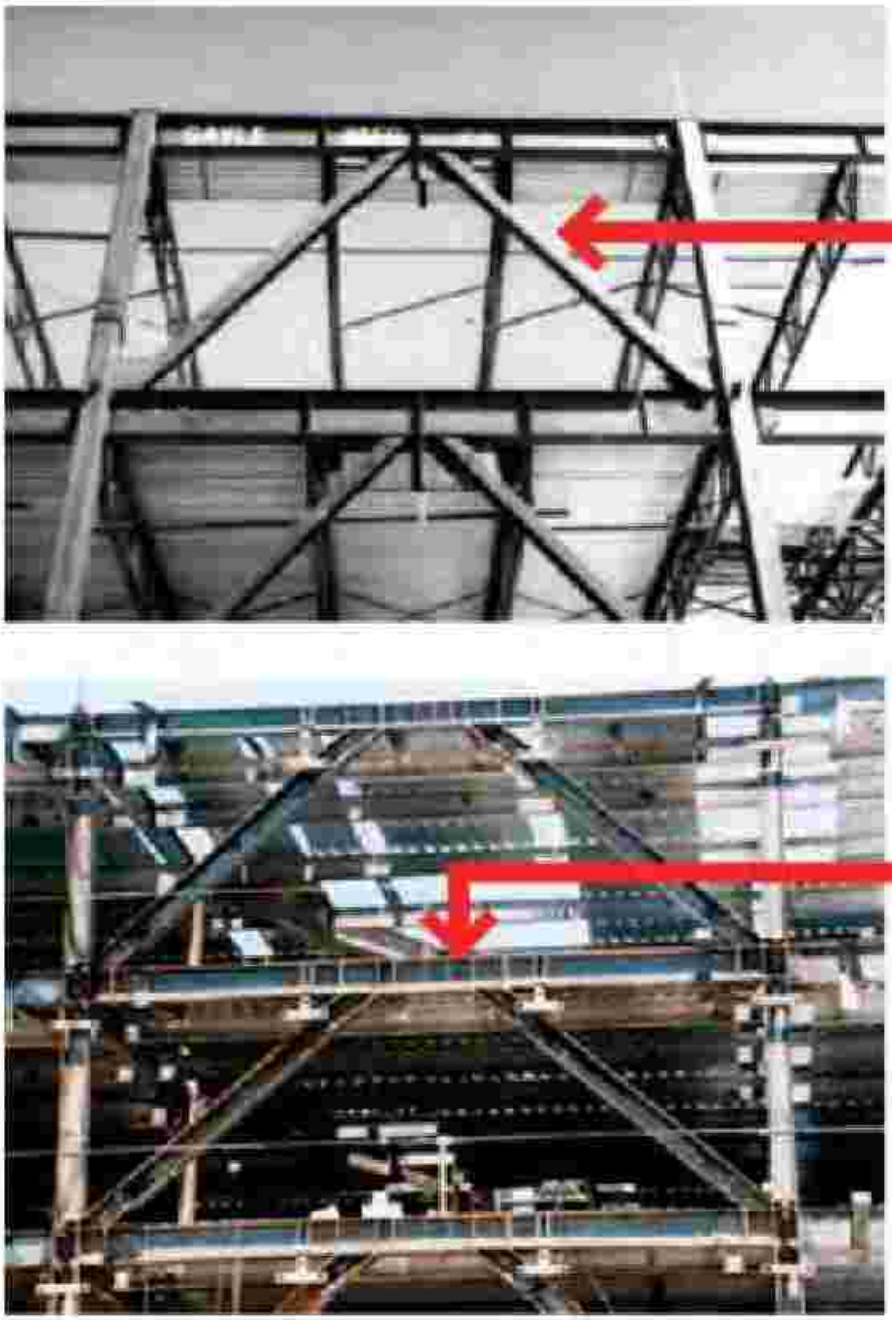
تیرهای این قاب‌ها باید ضوابط بند ۴-۲-۱-۱-۵ متعلق به قاب‌های مهاربندی شده ویژه را رعایت نمایند، با این تفاوت که در روابط آن بجای F_{ye} از F_y استفاده می‌شود.

۴-۲-۲- مهاربندهای فولادی واگرا (EBF)

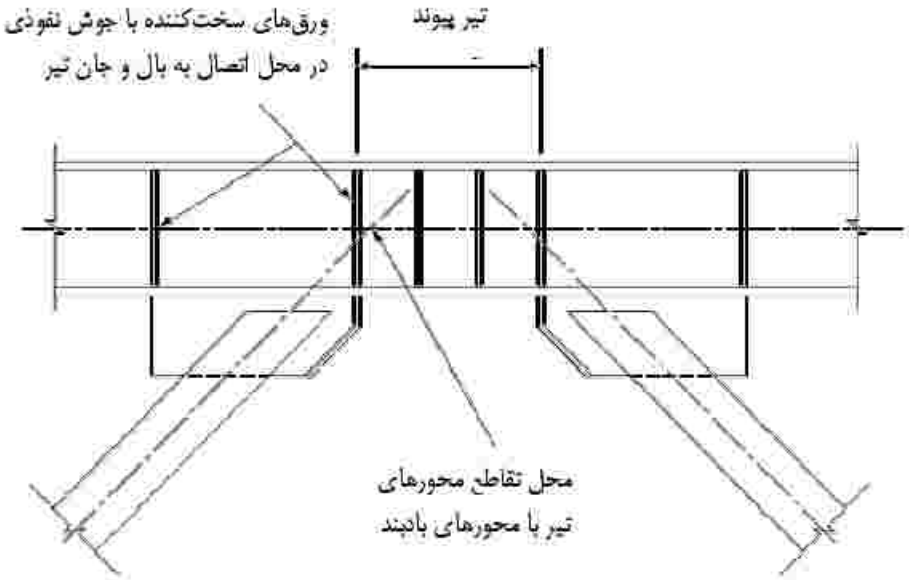
مهاربندهای واگرا (EBF) اگرچه سختی کمتری نسبت به مهاربندهای همگرا (CBF) دارند، لیکن رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهند. در این نوع مهاربندها رفتار خمیری در موضعی از پیش تعیین شده و تقویت شده برای این منظور بنام تیر پیوند، سبب اتلاف انرژی وارده می‌شود و شکل‌پذیری موثر سازه را افزایش می‌دهد. مهاربندهای واگرا بسته به محل قرار گیری تیر پیوند، در اشکال متنوعی قابل استفاده هستند. در اشکال ۴-۱۱ تا ۴-۱۶ نمونه‌هایی از انواع متداول این نوع مهاربند نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱۱- انواع متداول مهاربندهای واگرا EBF



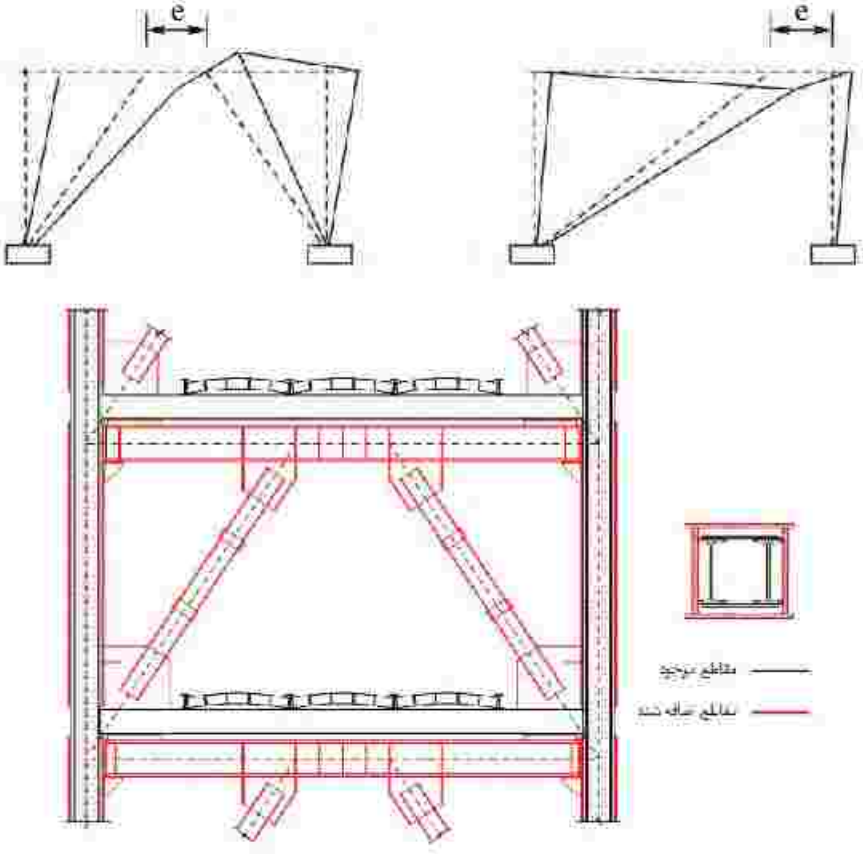
شکل ۴-۱۲- مهاربند واگرا و همگرای جناغی



شکل ۴-۱۳-جزئیات تیر پیوند و مکانیسم تسلیم در قاب‌های مهاربندی شده بوسیله مهاربندهای واگرا

شکل ۴-۱۴- اضافه نمودن مهاربند واگرا به منظور تقویت سیستم باربر جانبی سازه

شکل ۴-۱۵- اضافه کردن مهاربند واگرا به قاب‌های موجود ساختمان



شکل ۴-۱۶-بهسازی سازه ها بوسیله مهاربندهای EBF

۴-۲-۳-۱- مهاربندهای فولادی واگرای ویژه

۴-۲-۳-۱-۱- طراحی اعضای قطری مهاربند و اتصالات آنها

در طراحی اعضای قطری مهاربند باید ضوابط زیر رعایت شود:

الف- لاغری اعضای قطری، نباید از $(4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}})$ تجاوز نماید.

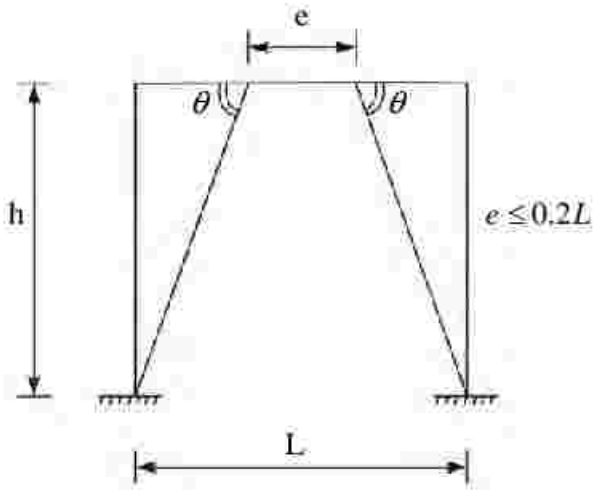
ب- ضریب طول موثر اعضای قطری، K، در مهاربندی واگرا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

پ- اعضای قطری باید فشرده باشند.

ت- مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع ساخته شده که تحت اثر نیروی فشاری قرار می‌گیرند را برآورده نمایند.

ث- از وصله‌کاری در طول عضو مهاربندی باید حتی الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام مقاومت عضو را به صورت اتصال پوششی یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل تامین نماید. وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع پیش‌بینی شوند. همچنین وصله عضو مهاربند نباید در دو انتهای آن صورت گیرد.

ج- توصیه می‌شود پیکربندی مهاربندها طوری در نظر گرفته شود که زاویه بین عضو مهاربند و تیر، θ، بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد (۴-۱۷).



شکل ۴-۱۷-زاویه بین عضو مهاربند و تیر

۴-۲-۳-۱-۲- نیروهای طراحی مهاربندها

مهاربندها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی، درصورت وجود، براساس شرایطی که برای تیر خارج از تیر پیوند در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان عنوان شده، طراحی شوند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در آن بند را به کار گرفت.

۴-۲-۲-۱-۳-طراحی اتصالات مهاربندها

اتصالات دو انتهای مهاربند به تیر باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند، مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان باشد.

۴-۲-۲-۲-مهاربند واگرای معمولی در داخل قاب ساده

در این مهاربندها تحلیل و طراحی عضو مهاربند، اتصالات مربوطه ، تیر پیوند، تیر خارج از ناحیه پیوند و ستون ها باید مطابق ضوابط ارائه شده برای قابهای مهاربندی شده همگرای معمولی در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و با منظور کردن ضوابط و ملاحظات زیر انجام شود.

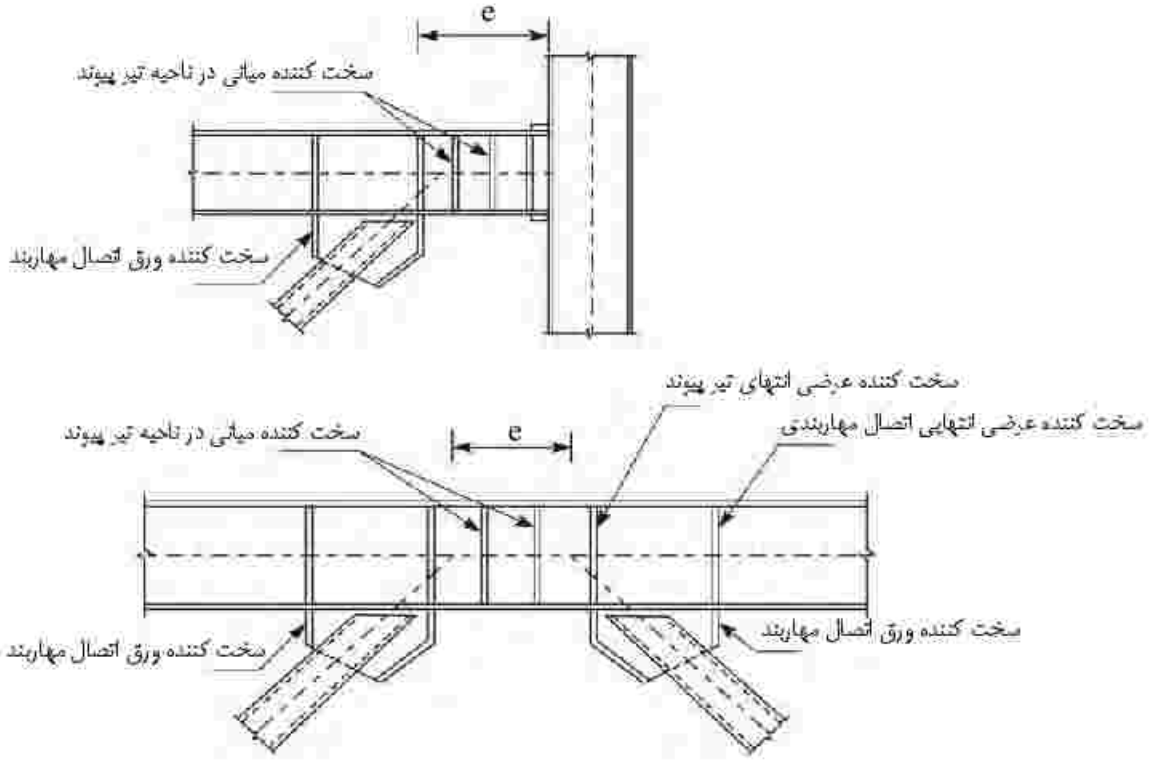
الف- برون محوری e باید کوچکتر از یک پنجم طول دهانه مهاربند باشد.

ب- تیر مهاربند، شامل تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند ، باید به صورت پیوسته با مقطع فشرده با جان پر و اتصال پیوسته سراسری جان تیر به بال‌ها باشد.

پ- تیر مهاربند باید قادر به تحمل بارهای قائم وارد بر آن بدون توجه به وجود مهاربندها باشد.

ت- در جان تیر در محل اتصال مهاربند به تیر ، باید سخت کننده های زیر به عنوان حداقل در نظر گرفته شود.

- یک جفت سخت کننده در ابتدا و انتهای اتصال عضو قطری مهاربند
- یک جفت سخت کننده در داخل تیر پیوند، مطابق شکل ۴-۱۸.

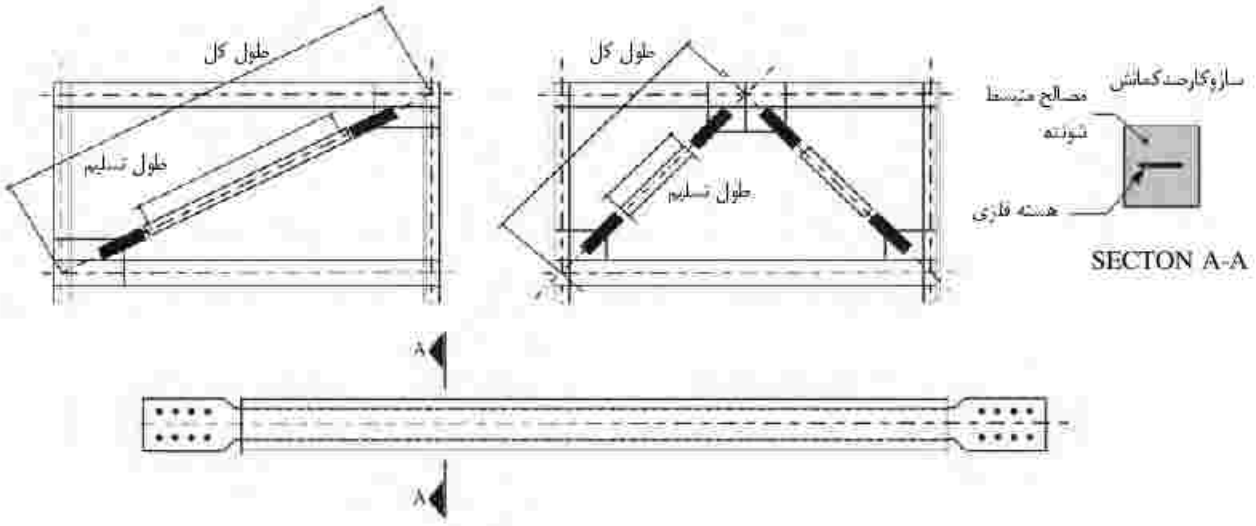


شکل ۴-۱۸-جزئیات تیر پیوند

۴-۲-۳- مهاربندهای ضد کمانش (BRBF)

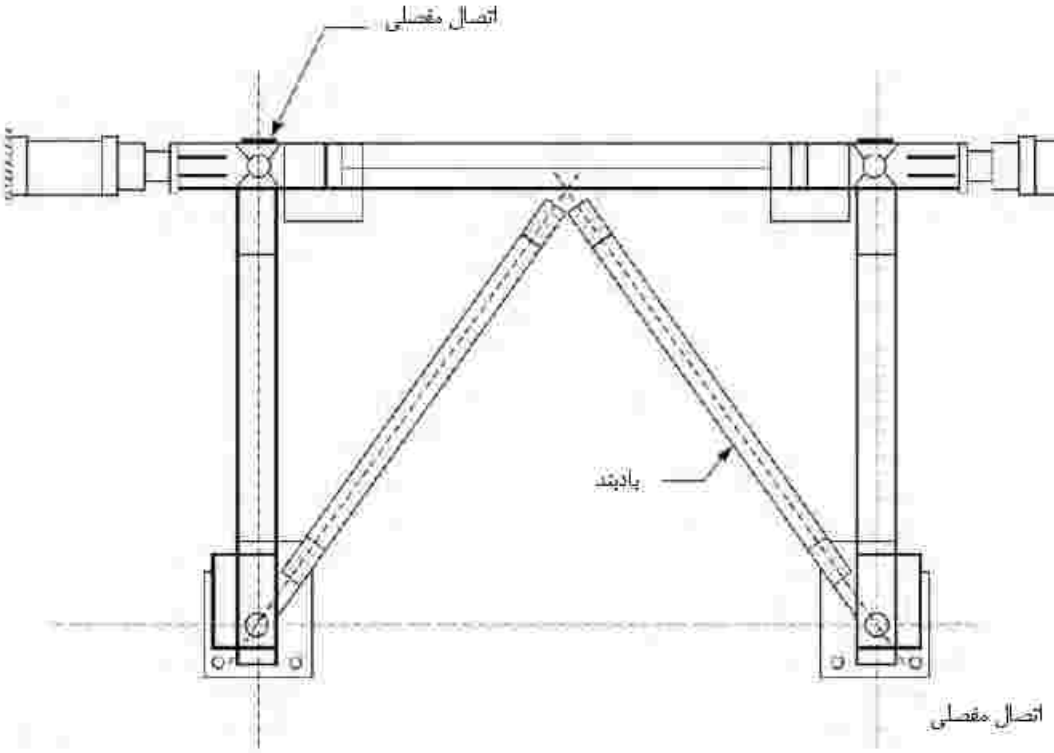
سیستم مهاربندهای ضد کمانش (BRBF) نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همراه با اتلاف انرژی می‌باشد که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود رفتار مهاربندهای همگرا (CBF) دارد (شکل۴-۱۹). در این سیستم عضو مهاربندی در غلافی قرار می‌گیرد که از کمانش این عضو جلوگیری می‌نماید. با این تجهیزات، رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش با تسلیم (و نه کمانش) همراه است و در نتیجه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بهتری را نسبت مهاربندهای معمولی از خود نشان می‌دهد.

شکل‌های اجرایی مهاربندهای (BRBF) همانند مهاربندهای همگرا شامل آرایش ضربدری (X)، قطری (تک مورب) وجناغی (V و Λ) می‌باشد. با توجه به جزئیات غلاف مهاربند، آرایش ضربدری (X) از نظر اجرایی مشکل و غیر متداول می‌باشد.

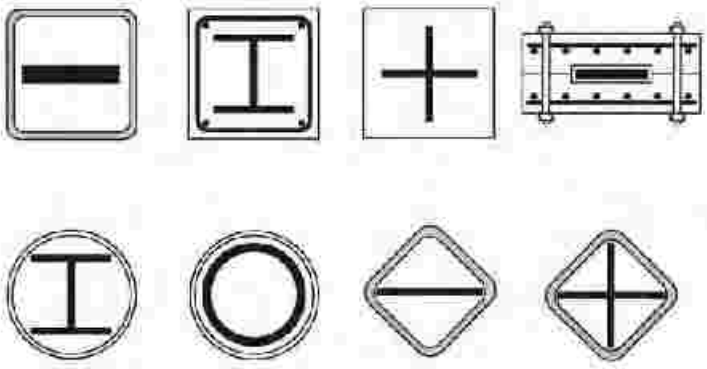


شکل ۴-۱۹-نمونه‌هایی از مهاربند ضد کمانش BRBF

سختی الاستیک قاب‌های مهاربندی (BRBF) از لحاظ مقدار با سختی قاب‌هایی که دارای مهاربندهای واگرا می‌باشند قابل مقایسه است. نتایج آزمایشات با ابعاد واقعی این اعضا نشان می‌دهد که قاب‌هایی که به خوبی با مهاربندهای (BRBF) مهاربندی شوند و جزئیات مناسب اجرایی نیز در آنها ملحوظ گردد، رفتار پایدار و متقارنی تحت فشار، کشش و حتی در تغییرشکل‌های بسیار بزرگ از خود به نمایش می‌گذارند (شکل ۴-۲۰). همچنین شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی این قاب‌ها در حد قاب‌های خمشی فولادی ویژه و بیشتر از قاب‌های مهاربندی ویژه می‌باشد، که این شکل‌پذیری بالا نتیجه محصور نمودن هسته فولادی مهاربندها در مقابل کمانش می‌باشد. بعضی از مقاطع استفاده شده در مهاربندهای **BRBF** در شکل۴-۲۱ نشان داده شده است.



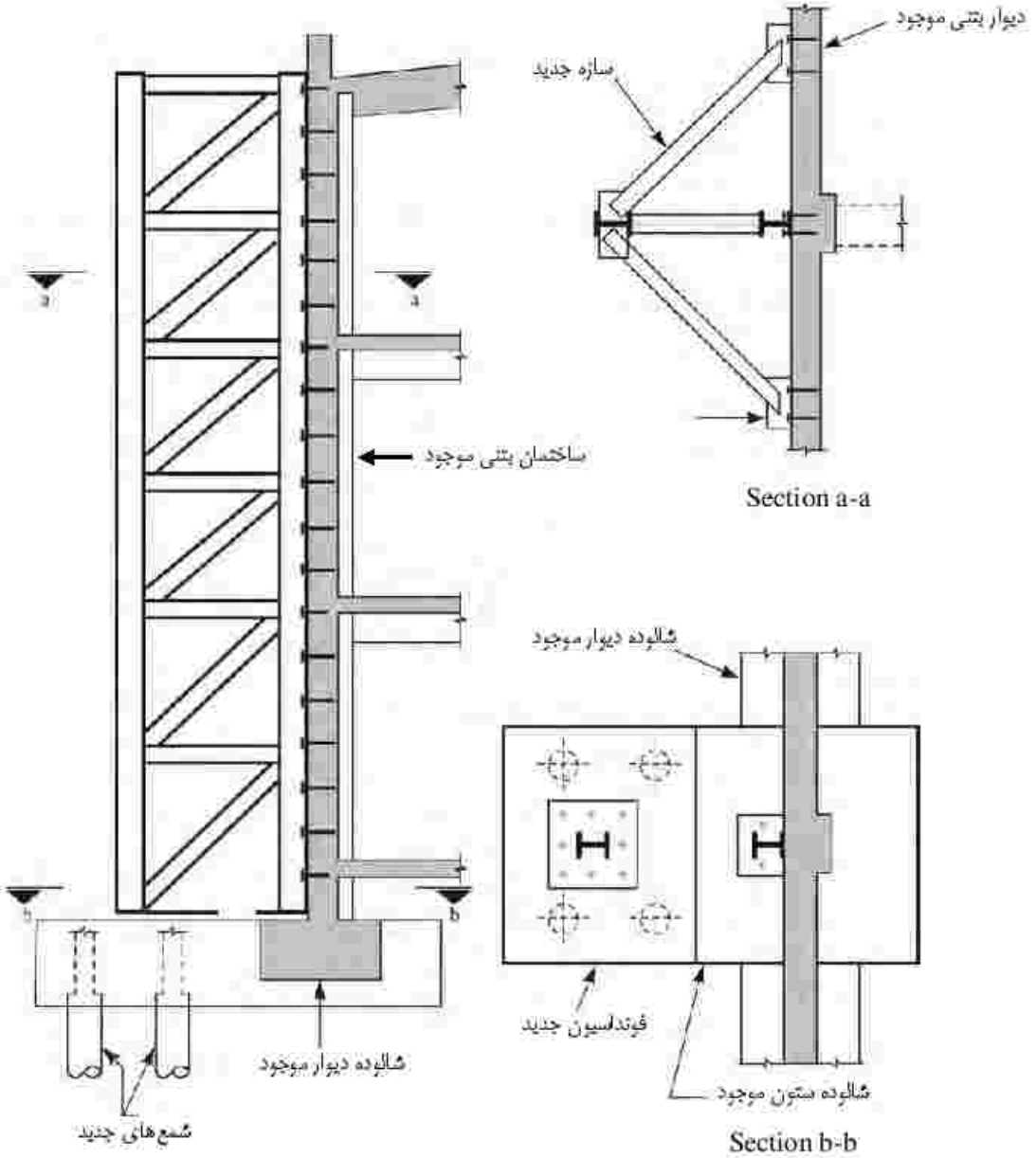
شکل ۴-۲۰-نمونه‌ای از باد بند ضد کمانش (**BRBF**) و جزئیات آن



شکل ۴-۲۱-بعضی از مقاطع استفاده شده در مهاربندهای **BRBF**

۴-۲-۴- اضافه کردن مهاربندهای خارجی

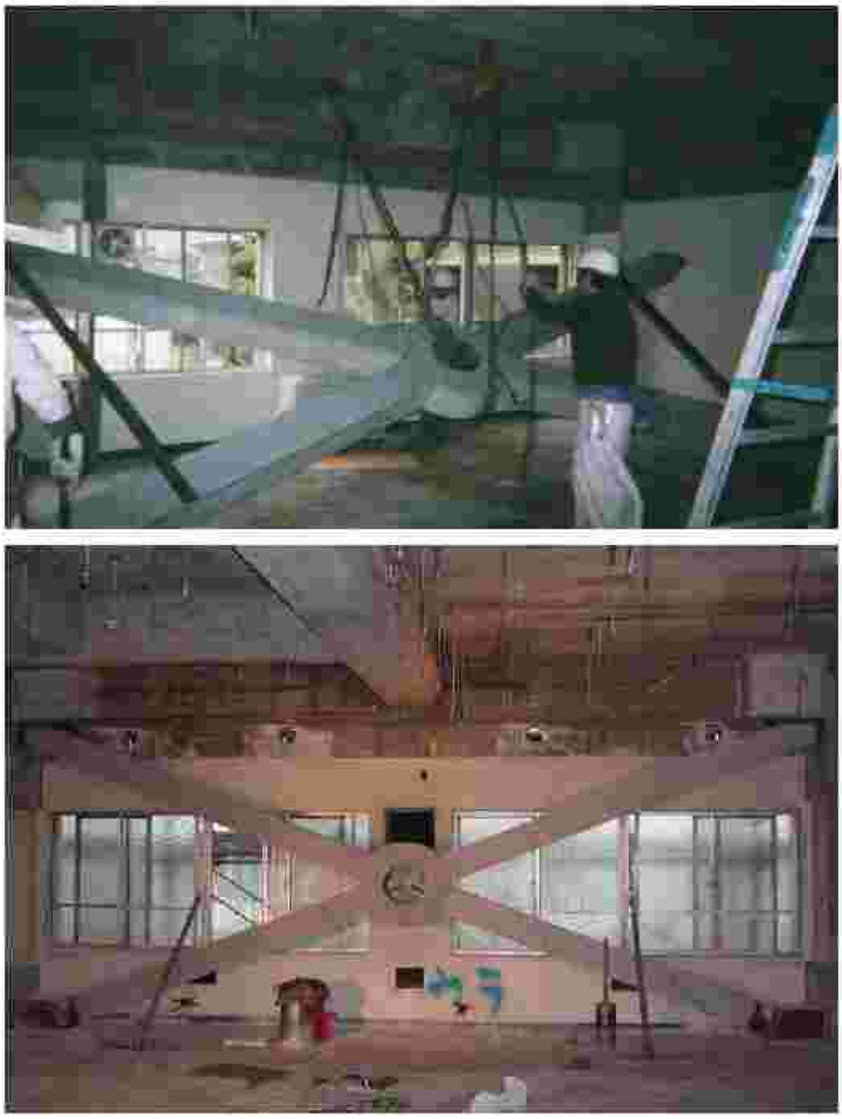
اساس این روش مانند مباحث قبلی بر اضافه نمودن مهاربند برای افزایش سختی سازه می‌باشد و تنها تفاوت آن با روش‌های قبلی در محل اضافه کردن مهاربندها می‌باشد (شکل ۴-۲۲). در این روش در صورتی که محدودیت‌های معماری در خارج ساختمان اجازه دهد، می‌توان سیستم مهاربندی را بصورت خارجی نصب و به سازه متصل نمود. لازم به ذکر است در اجرای این روش باید به اتصال مهاربند جدید به سازهٔ قدیمی توجه ویژه‌ای نمود.



شکل ۴-۲۲-بهسازی ساختمان با اضافه کردن مهاربند خارجی

۴-۲-۵- اضافه کردن مهاربندهای بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته

استفاده از روش‌هایی مانند اضافه نمودن دیوار برشی، افزایش مقاومت دیوار موجود، اضافه نمودن مهاربندهای فلزی، روکش کردن ستون‌ها با فولاد و FRP و .... اگرچه باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه می‌شوند ولی استفاده از این راهکارها مستلزم هزینه زیاد اجراء وقفه طولانی مدت در بهره‌برداری از ساختمان و... می‌باشد. هدف استفاده از مهاربند پیش‌ساخته و پیش‌تنیده افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه می‌باشد، ولی بر خلاف سایر روش‌های عنوان شده بکارگیری این روش احتیاجی به میلگرد اتصال برای متصل نمودن مهاربند جدید و قاب ندارد (شکل ۴-۲۳).

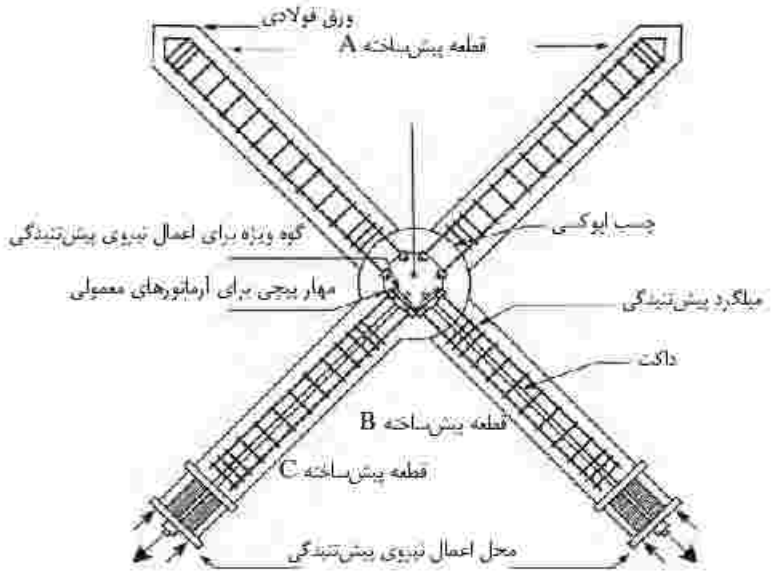


شکل ۴-۲۳- نمونه‌ای از مهاربند بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته

مهاربند ضربدری بتنی پیش تنیده دارای ۴ عضو پیش ساخته می‌باشد. این اعضا در داخل کارگاه سرهم و مونتاژ می‌شوند و دو عضو تحتانی مهاربند مطابق شکل زیر پیش تنیده می‌شوند.

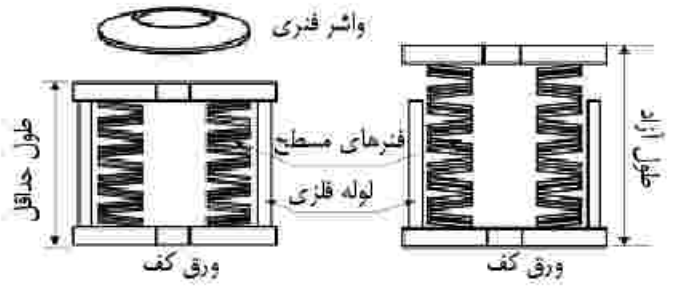
فاصله بین انتهای مهاربند و قاب یا ملات منبسط شونده پر می‌گردد. پس از سخت شدن ملات نیروی پیش تنیدگی از روی عضو برداشته می‌شود. سپس مهاربند X شکل افزایش طول داده (به علت برداشتن بار پیش‌تنیدگی) و در جای خود کاملاً محکم می‌گردد (شکل ۴-۲۴).

وقتی این نوع مهاربندها تحت نیروهای جانبی قرار می‌گیرد تنها عضو فشاری آن کار می‌کند زیرا بتن توانایی تحمل نیروهای کششی را ندارد و این امر مستلزم بکارگیری روش‌هایی برای جلوگیری از به وجود آمدن کشش در مهاربند می‌باشد.



شکل ۴-۲۴- مونتاژ مهاربند بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته

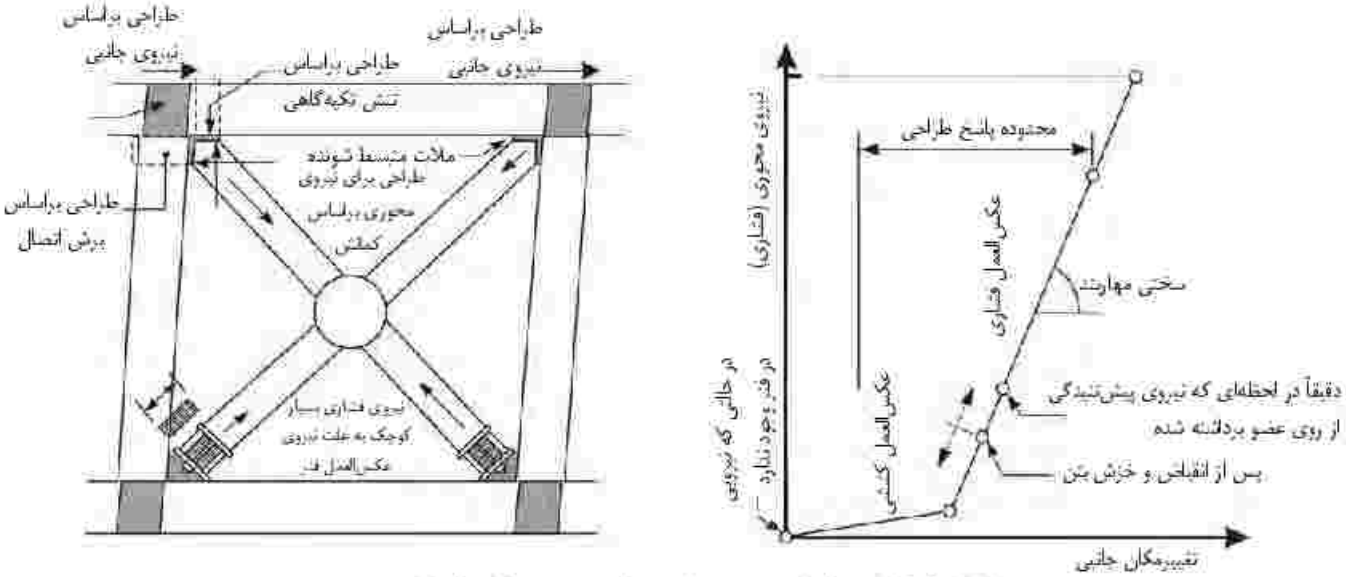
بکارگیری تجهیزاتی خاص با فنرهای مسلح و لوله‌های فلزی (مطابق شکل ۴-۲۵) که در قسمت تحتانی مهاربندها متصل شده مانع از به وجود آمدن کشش در اعضای مهاربند می‌گردد.



شکل ۴-۲۵- تجهیزات فنر مسطح و لوله فلزی

شکل ۴-۲۶ نحوه مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. فقط المانی که تحت فشار می‌باشد در برابر بار جانبی مقاومت می‌کند و عضو کششی نیرویی تحمل نمی‌نماید ولی به علت عکس‌العمل فنر مسطح همواره مقداری نیروی فشار در داخل عضو باقی می‌ماند پاسخ محوری عضو مایل با توجه به وجود فنر مسطح و لوله فلزی در شکل زیر نشان داده شده است. در این شکل محور افقی مقدار کاهش طول و محور قائم میزان نیروی محوری موجود در عضو را نشان می‌دهد. در لحظه‌ای که نیروی محوری پیش‌تنیدگی از روی عضو

برداشته می‌شود نقطه عکس‌العمل توسط نقطه C نشان داده می‌شود. پس از انقباض و خزش بتن نقطه عملکرد از C به D منتقل می‌گردد. در هنگام زلزله نقطه عملکرد از D به B برای عضو فشاری و از D به F برای عضو کششی منتقل می‌گردد. حتی در هنگام کشش نیز نیروی موجود در عضو فشاری است زیرا فشار موجود در فنر مسطح مانع از به کشش افتادن عضو می‌گردد.



شکل ۴-۲۶- پاسخ محوری عضو مهاربندی در برابر بارجانبی

به هنگام طراحی این سیستم باید به موارد زیر توجه نمود:

۱- کاهش نیروی پیش‌تنیدگی به علت انقباض و خزش بتن باید به حداقل برسد.

۲- کمانش عناصر مهاربند همواره باید مورد توجه قرار بگیرند.

۳- باید از شکست خمشی اعضای قاب پرهیز نمود بدین صورت که مقطع اعضای مهاربند ضعیف‌تر از مقطع ستون متصل به آن باشد.

۴- از شکست برشی مستقیم انتهای تیر و ستون (محل برخورد مهاربند با این اعضا) باید پرهیز نمود.

۵- از شکست برشی اتصال باید پرهیز نمود.

۴-۳- اضافه کردن دیوارهای برشی و میانقاب

یکی از روش‌های معمول و رایج در بهسازی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استفاده از دیوارها شامل دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای پرکننده با مصالح بنایی، پانل‌های پیش‌ساخته بتنی، دیوارهای برشی فلزی، دیوارهای برشی مرکب و میانقاب‌های بنایی و مسلح می‌باشد. استفاده از انواع دیوارها در افزایش ظرفیت لرزه‌ای ساختمان و کاهش تغییر مکان جانبی موثر است. با استفاده از این روش مقاومت ساختمان و همچنین شکل‌پذیری آن افزایش می‌یابد. در این روش نیز همانند سایر روش‌ها، اتصال بین قاب اولیه و دیوار جدید اهمیت زیادی دارد.

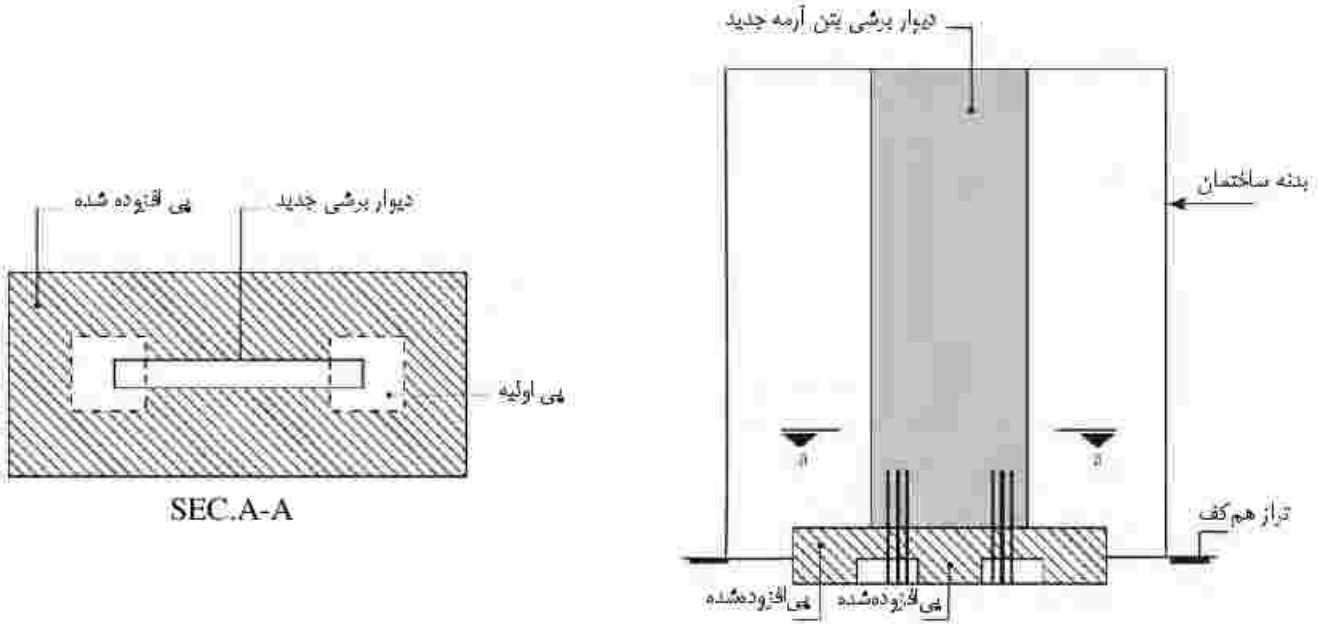
از نکات مهم در این روش، نحوه قرارگیری دیوارهای جدید و جانمایی آنها در سازه قدیمی می‌باشد . همانطور که در قبل نیز اشاره شد به دلیل پیدایش پیچش باید حتی المقدور دیوارها چه در ارتفاع و چه در پلان بصورت منظم و متقارن قرار گیرند.

نکته مهم دیگری که باید به آن توجه داشت این است که به دلیل وزن نسبتا زیادی که دیوارها می‌توانند به سازه اولیه اعمال نمایند، باید از آنها تنها در قاب‌هایی که ظرفیت برشی ضعیفی دارند استفاده شود و از استفاده بیش از اندازه آنها جلوگیری شود. همچنین در اجرای دیوار برشی جدید در قاب‌ها باید به تقویت فونداسیون نیز توجه شود.

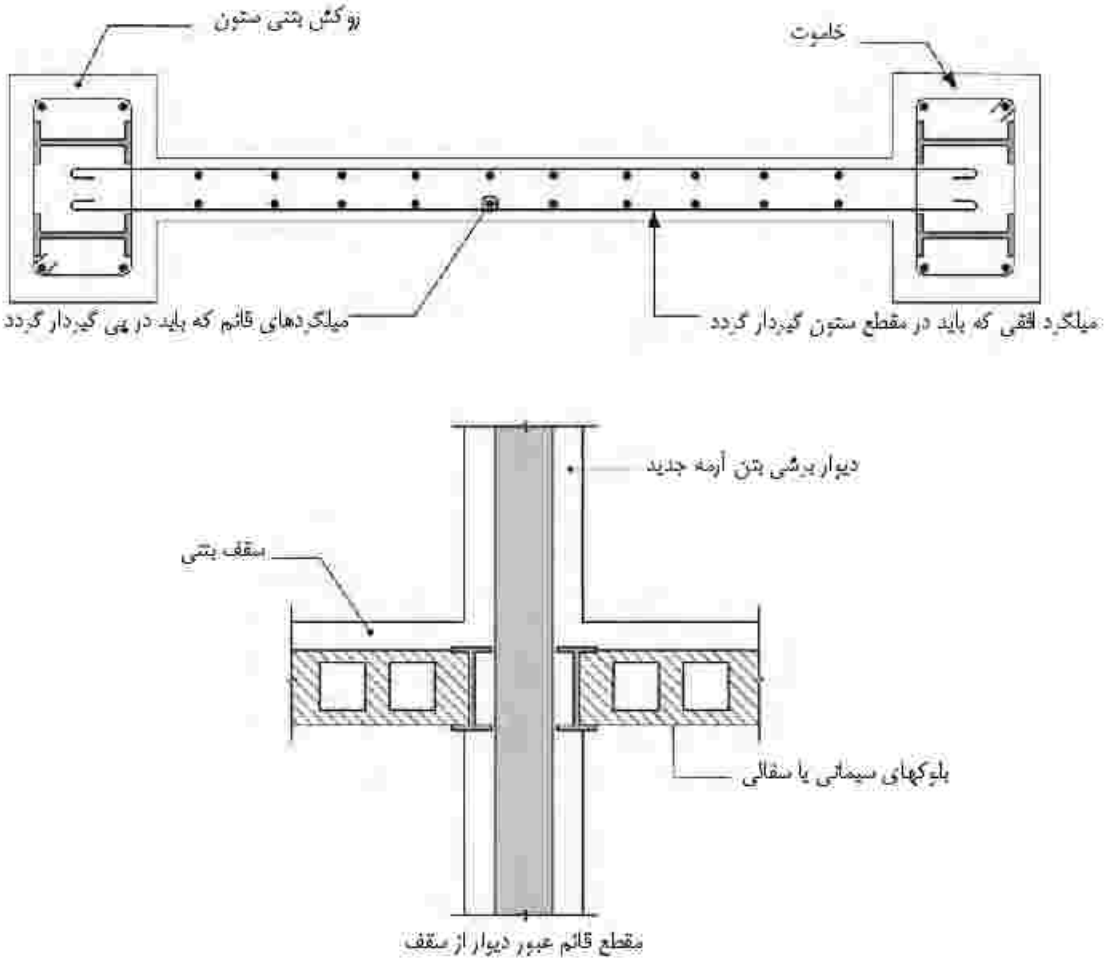
۴-۳-۱ - دیوار برشی بتنی

استفاده از دیوار برشی در سالهای اخیر، در ساختمانهای نوساز و همچنین بهسازی ساختمانهای موجود، مورد توجه قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییرشکل سازه بوده و همچنین با ارضای ضوابط طراحی، این دیوارها دارای مکانیسم شکست شکل‌پذیر یا اتلاف انرژی بالا می‌باشند.

با توجه به مقاومت بالای این دیوارها، استفاده از آنها در ساختمان‌های بلند مرتبه بسیار اقتصادی بوده ولی در مورد ساختمان‌های با ارتفاع کم و متوسط، مسائل جانبی از قبیل تقویت اجزای سازه‌ای مجاور به آن، تاثیر زیادی بر جنبه های اجرایی و اقتصادی آن می‌گذارند. نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی جدید در شکل‌های ۴-۲۷ و ۴-۲۸ نشان داده شده است.

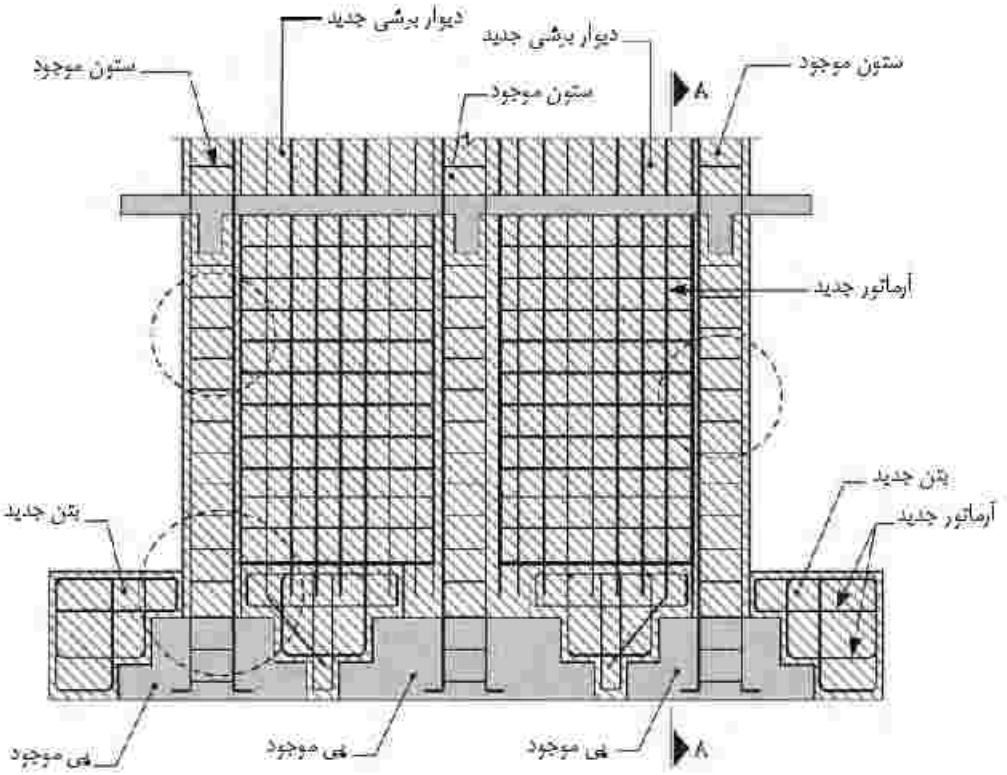


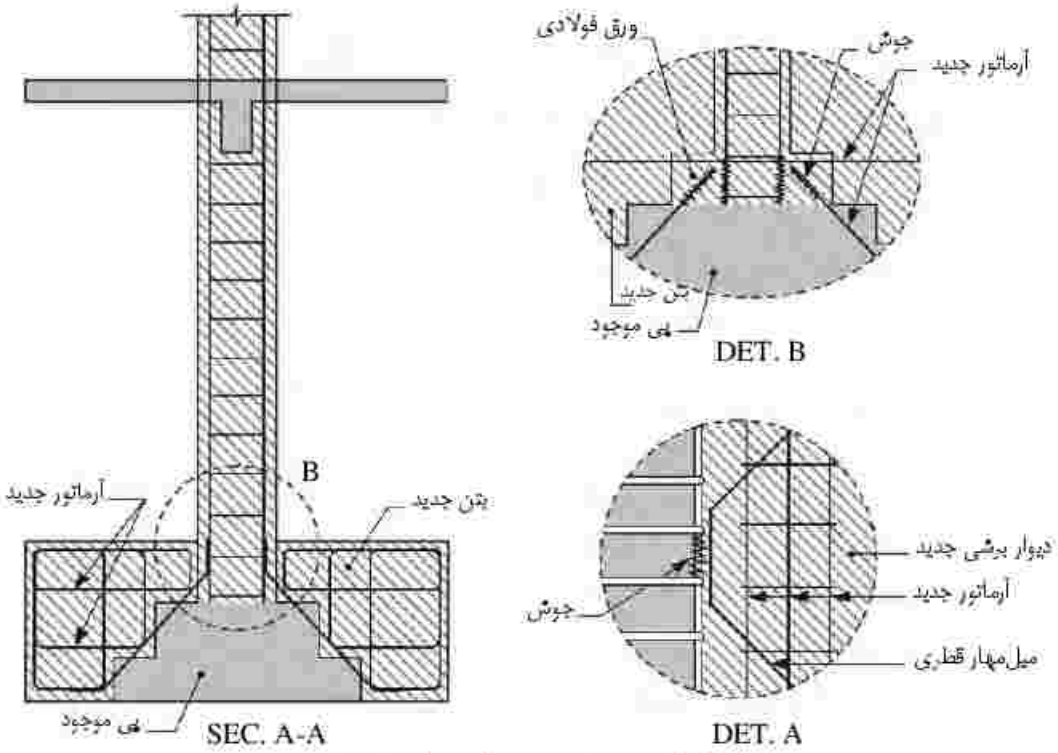
شکل ۴-۲۷- تقویت موضعی فونداسیون در دهانه‌ای که دیوار برشی اضافه گردیده است



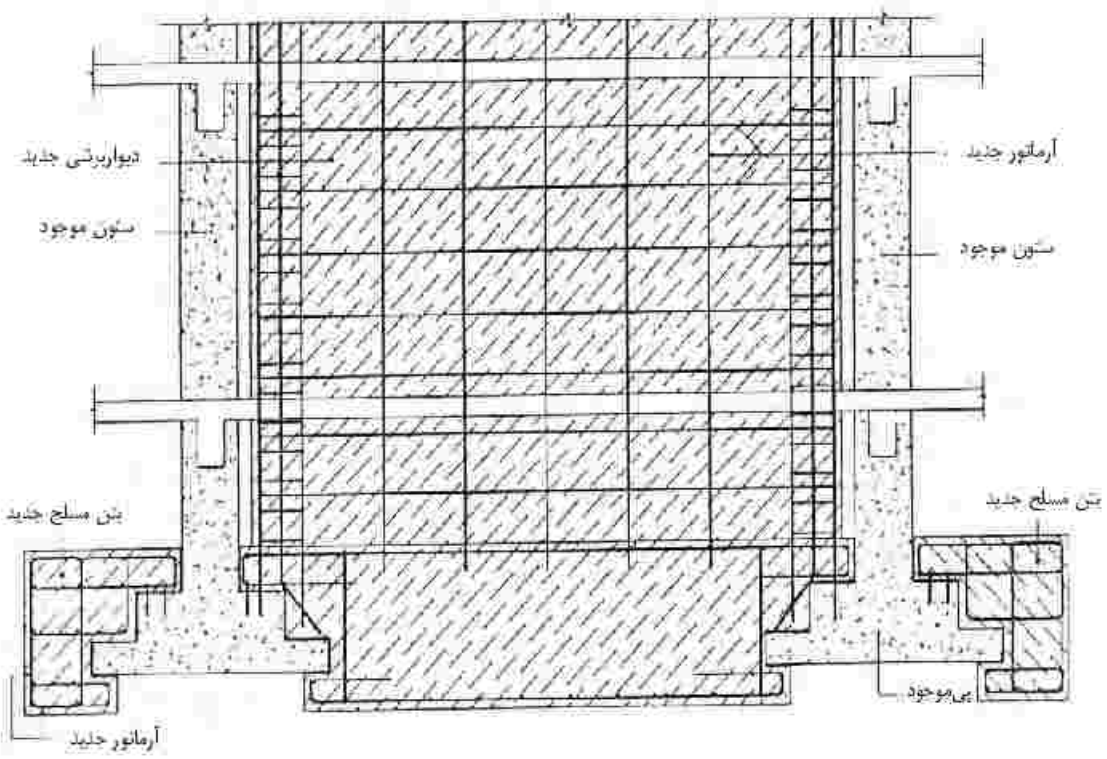
شکل ۴-۲۸-جزئیات اجرایی دیوار برشی جدید جهت بهسازی

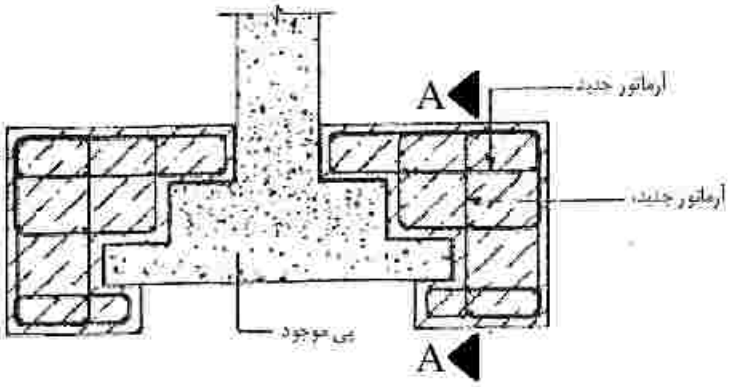
از نکات مهمی که در مورد اجرای دیوارهای برشی باید مد نظر قرار گیرد، افزایش وزن سازه، تقارن در سیستم باربر جانبی جدید و همچنین تقویت فونداسیون به خاطر افزایش نیروهای واژگونی می‌باشد (اشکال ۴-۲۹ و ۴-۳۰).

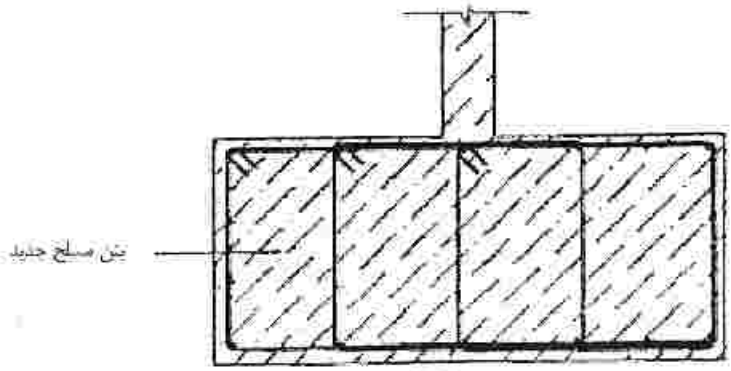




شکل ۴-۲۹- بهسازی پی برای دیوارهای برشی جدید







SEC. A-A

شکل ۴-۳۰- بهسازی پی برای دیوارهای برشی جدید

۴-۳-۱-۱- عملکرد دیوار برشی بتنی

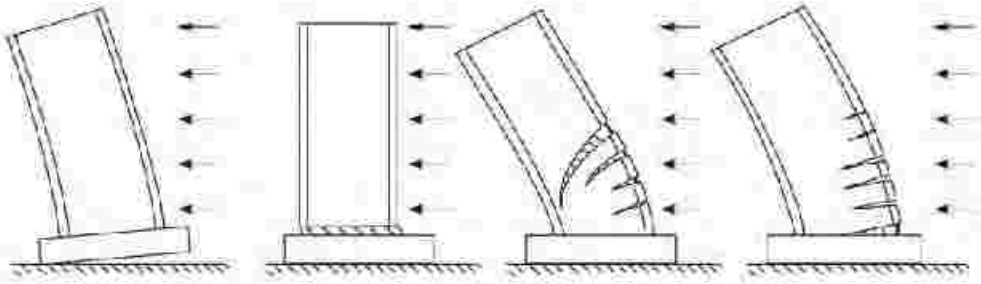
در صورتیکه ارتفاع دیوار برشی کم باشد غالباً نیروی برشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود اما اگر ارتفاع دیوار زیاد باشد، لنگر خمشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود به هر حال دیوار باید برای هر دو نیروی فوق کنترل و در مقابل آنها مسلح گردد.

برخلاف عنوان برشی برای این سیستم رفتار دیوارهای برشی با نسبت بعدی بیش از ۲ (ارتفاع به طول) به صورت تیر طره می‌باشد و جابجایی‌های ناشی از خمش در آن حاکم می‌باشد.

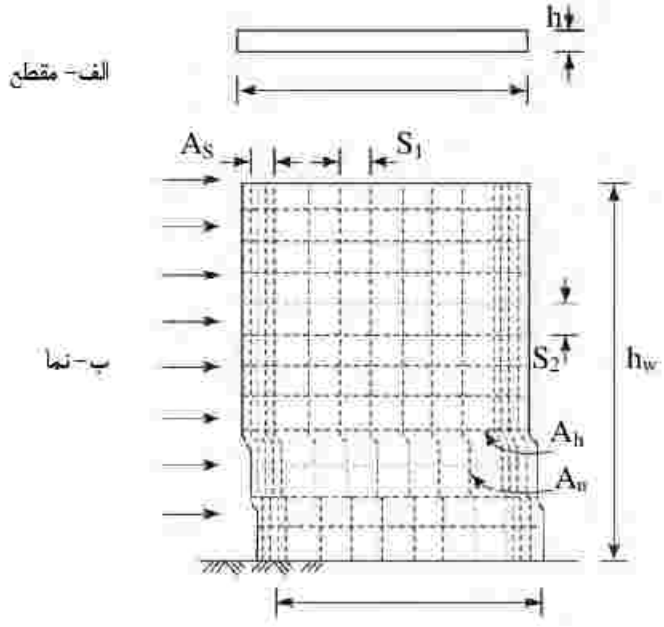
در این حالت دیوار برشی به صورت یک تیر طره‌ای بسیار قوی که پای آن گیردار می‌باشد در مقابل نیروهای جانبی مقاومت نموده و آنها را به پی انتقال می‌دهد. بطور کلی نیروهایی که یک دیوار برشی تحت آن قرار می‌گیرند شامل:

- نیروی برشی متغیر با حداکثر مقدار در پایه
- لنگر خمشی متغیر با حداکثر مقدار در پای دیوار
- نیروی محوری فشاری ناشی از وزن طبقات می‌باشد.

برای دیواربرشی مطابق شکل ۴-۳۱ چهار حالت شکست را می‌توان در نظر گرفت، خمشی، برشی، برشی- لغزشی و واژگونی پی.



شکل ۴-۳۱- انواع حالت‌های شکست دیوار برشی



شکل ۴-۳۲-

۴-۳-۱-۲- انواع شکست دیوار برشی

۴-۳-۱-۲-۱- شکست خمشی

مقاومت خمشی دیوار برشی طره‌ای را می‌توان با این فرض که توزیع میلگرد در دیوار به صورت یکنواخت می‌باشد و دیوار بدون المان مرزی است، از روابط ذیل محاسبه نمود:

$$M_n = 0.5A_s(\phi_s f_y)l_w\left(1+\frac{N_u}{A_s\phi_s f_y}\right)\left(1-\frac{C}{l_w}\right) \qquad (۱-۴)$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{q+\alpha}{2q+0.85\beta_1} \qquad (۲-۴)$$

$$q = \frac{A_s\phi_s f_y}{l_w h\,\phi_c f_c} \qquad \alpha = \frac{N_u}{l_w h\,\phi_c f_c} \qquad (۳-۴)$$

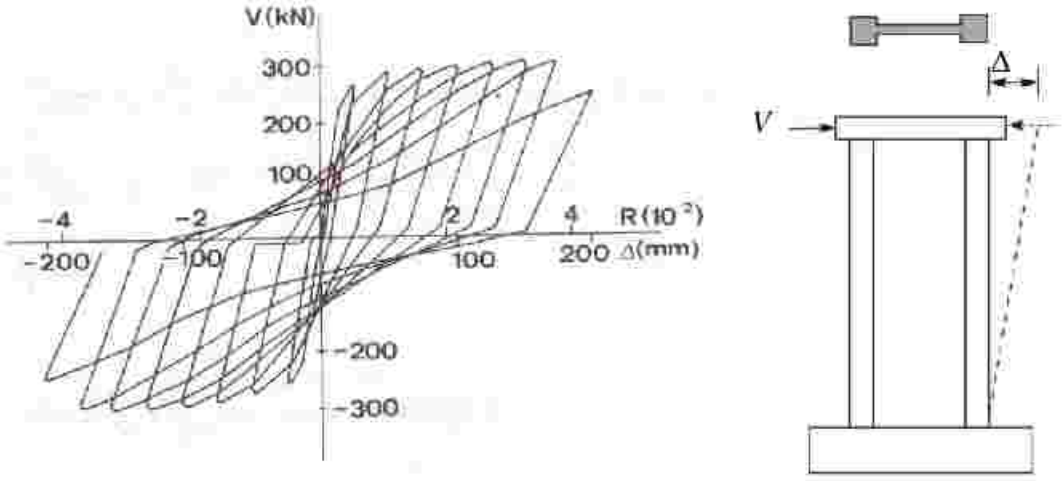
A_s: سطح میلگرد قائم

L_w: طول افقی دیوار

h: ضخامت دیوار

C: فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی

شکست خمشی معمولاً با تسلیم میلگرد همراه می‌باشد. همانطوری که در شکل ۴-۳۳ مشخص می‌باشد کاهندگی مقاومت در حلقه‌های منحنی هیسترزیس دیده نمی‌شود، اما کاهندگی سختی ناشی از تسلیم میلگردها مشخص می‌باشد.



شکل ۴-۳۳- منحنی هیسترزیس نیرو – تغییر مکان دیوار برشی

در شرایط خاصی که دیوار تحت نیروی فشاری زیادی نیز قرار گیرد شکست خمشی با خرد شدن بتن فشاری همراه است که در این حالت علاوه بر کاهندگی سختی، کاهندگی مقاومت نیز به وجود می‌آید.

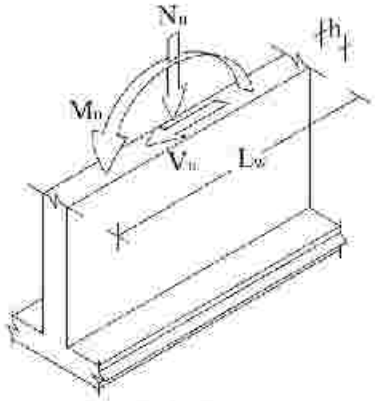
۴-۳-۱-۲-۲- شکست برشی

دیوارهایی که نسبت بعدی (ارتفاع به طول) کمی دارند دچار شکست برشی می‌گردند. در این حالت ترکهای قطری ظاهر می‌شوند. مود شکست در این حالت به صورت ترد در پای دیوار رخ می‌دهد.

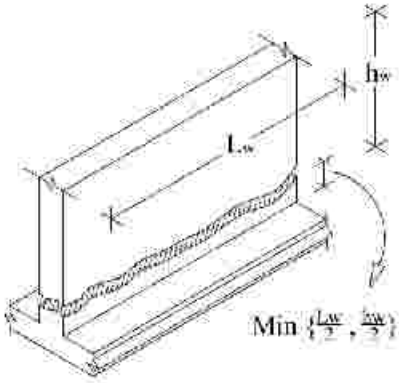
$$V_c = Min\{(0.3\nu_c + \frac{L_w\left(0.6\nu_c + 0.15\frac{N_u}{L_w h}\right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}\right)})hd\,,\ 1.65\nu_c hd + \frac{N_u d}{5L_w}\} \qquad (۴-۴)$$

در این روابط مقدار N_u برای فشار مثبت و برای کشش منفی است در صورتی که مقدار $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}\right)$ منفی باشد $V_c = 1.65\nu_c hd + \frac{N_u d}{5L_w}$ می‌باشد.

نیروی برشی مقاوم نهایی بتن V_c برای همه مقاطعی که در فاصله‌ای کمتر از کوچکترین مقادیر $\frac{L_w}{2}$ و $\frac{h_w}{2}$ از پایه دیوار قرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می‌شود. نحوه توزیع نیروهای داخلی موثر در دیوار سازه‌ای و مقطع بحرانی به منظور نیروی برشی مقاوم نهایی بتن به ترتیب در اشکال ۴-۳۴ و ۴-۳۵ نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۴- نحوه توزیع نیروهای داخلی موثر در دیوار سازه‌ای



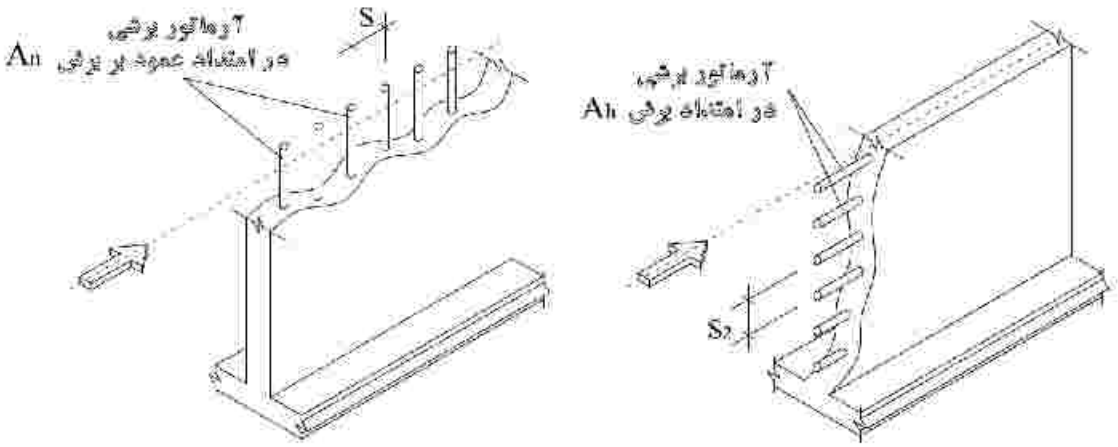
شکل ۴-۳۵- مقطع بحرانی به منظور نیروی برشی مقاوم نهایی بتن

نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها، V_s از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_h f_y \frac{d}{s_2} \qquad (۴-۵)$$

$$V_s = \left[\frac{A_h}{12s}\left(1+\frac{L_w}{d}\right)+\frac{A_v}{12s_2}\left(11-\frac{L_w}{d}\right)\right]\phi_s f_y d \qquad (۴-۶)$$

در این روابط A_h سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش و در طول فاصله S_2 است (شکل ۴-۳۶). برای تامین برش مقاوم V_s علاوه بر آرماتورهای برشی افقی، A_h، آرماتورهای برشی قائم، A_v، نیز باید در دیوار و در طول فاصله S پیش‌بینی شود.



شکل ۴-۳۶- فاصله میلگردهای آرماتور برشی در امتداد برش و عمود بر امتداد برش

نیروی برشی مقاوم نهایی مقطع، V_n در هیچ حالت نمی‌تواند بیشتر از $5v_c hd$ اختیار شود.

$$V_n = V_c + V_s \le 5v_c hd \qquad (۴-۷)$$

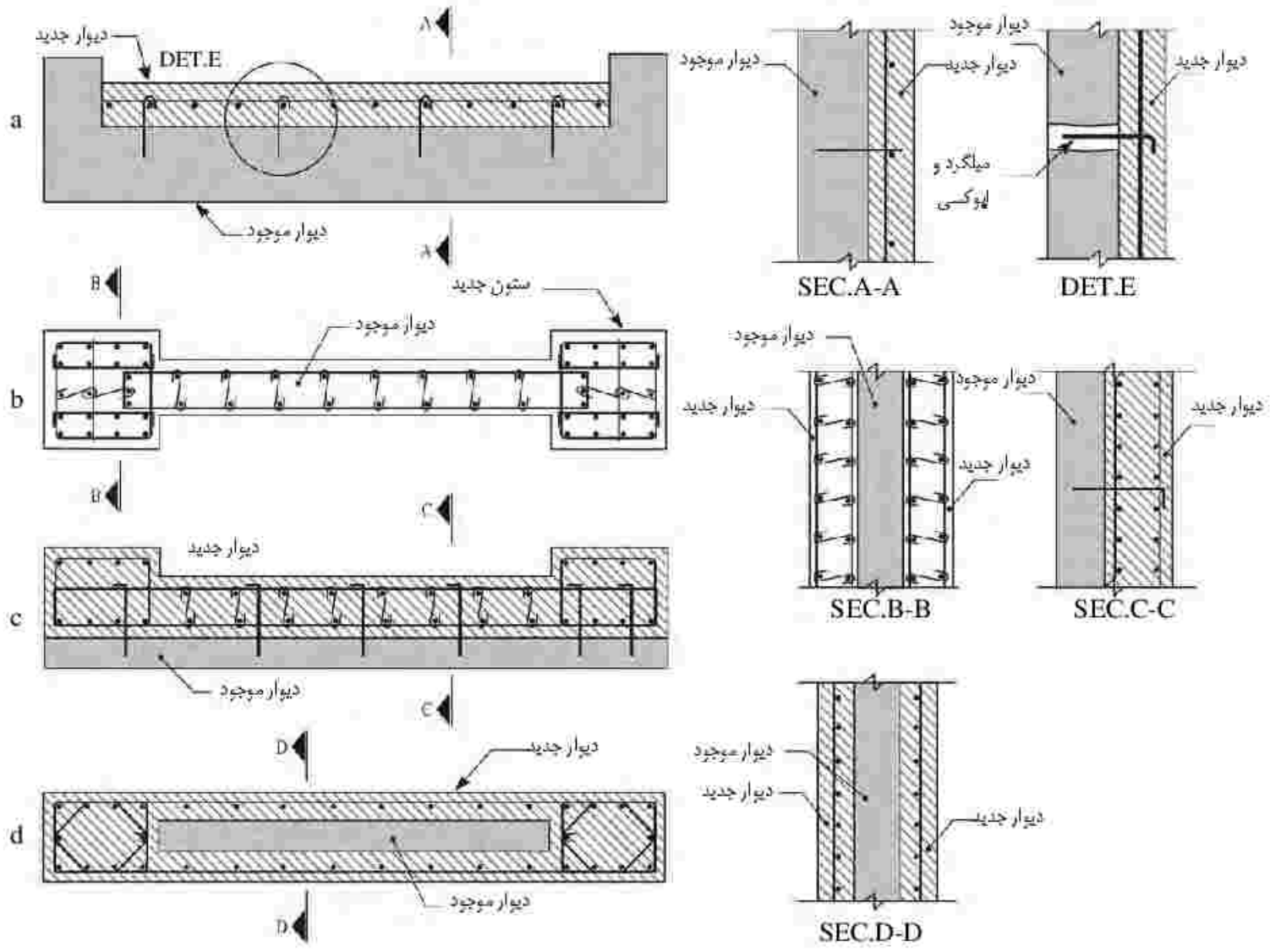
در دیوارها چنانچه نیروی برشی نهایی V_u بیشتر از $0.5V_c$ باشد طراحی برای برش لازم است. در طراحی دیوارها برای برش، ارتفاع موثر مقطع d، باید برابر با $0.8L_w$ در نظر گرفته شود.

۴-۳-۱-۳- تقویت دیوار برشی

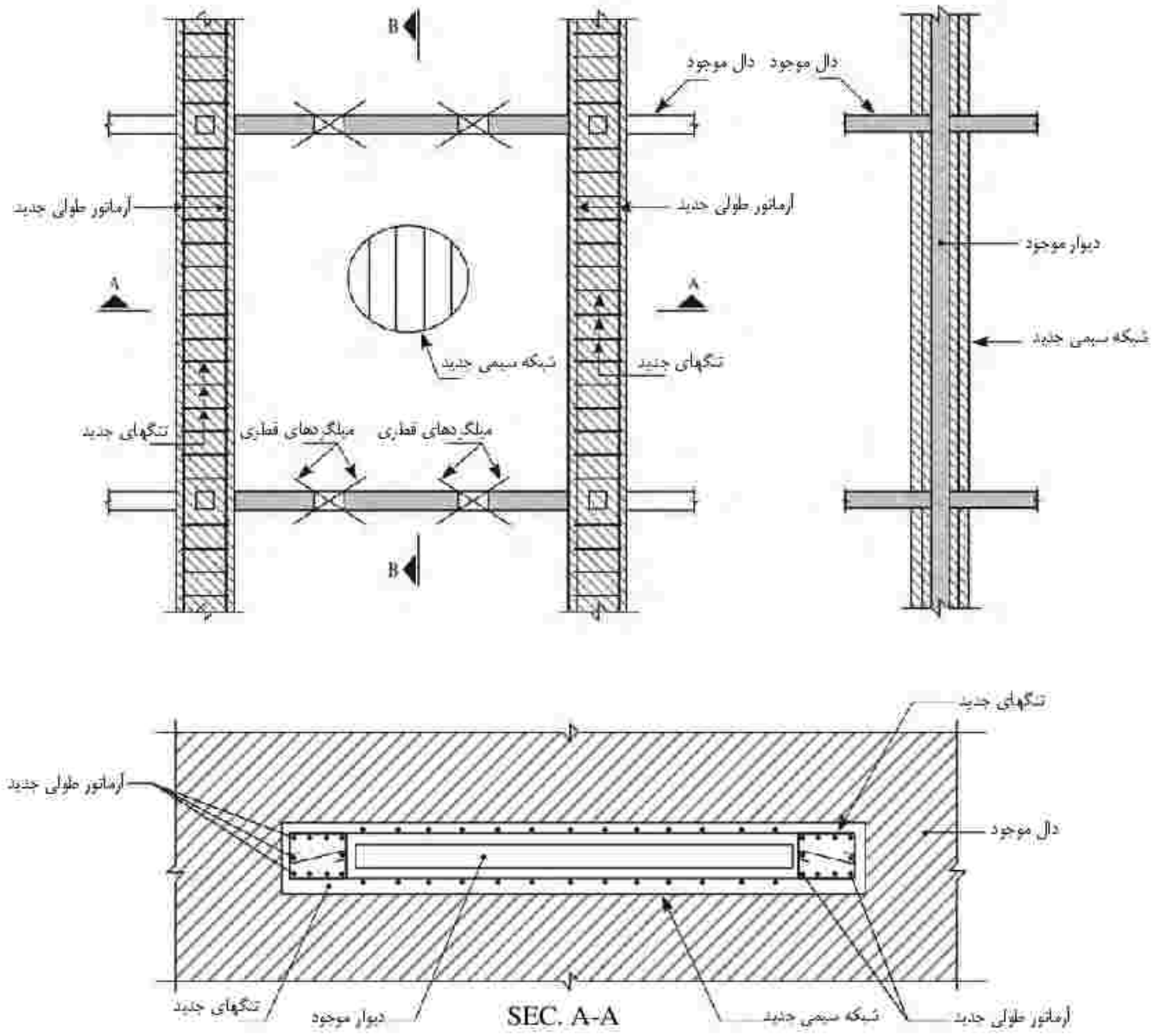
در صورتی که به هر دلیل مقاومت خمشی، برشی، شکل پذیری و یا سختی دیوار برشی کم باشد، دیوار را می‌توان با روش‌های روکش بتنی، استفاده از ورق‌های فولادی و یا FRP تقویت نمود. افزایش ضخامت دیوار بوسیله بتن پاشی، احداث دیوار برشی جدید در مجاورت دیوار قدیمی و پرکردن باز شوها با بتن مسلح می‌تواند سبب افزایش سختی و مقاومت جانبی دیوار گردد. در این روش اتصال بتن قدیم و جدید از طریق کاشت بولت‌ها امکان‌پذیر می‌باشد. در این روش آرماتورهای جدید داخل دیافراگم و ستون نیز کاشته می‌شوند. به هر

حال باید در نظر داشت تقویت دیوارها، سبب شکست برشی ترد دیوار نگردد، بلکه باید شکست بصورت خمشی نرم ایجاد گردد (اشکال ۴-۳۷ و ۴-۳۸).

اتصال ورق‌های فولادی یا انکریولت به دیوار بتنی در یک یا دو طرف نیز می تواند باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری دیوارها گردد.



شکل ۴-۳۷- بهسازی دیوارهای برشی و ستون‌های اطراف آن از یک و یا دو طرف

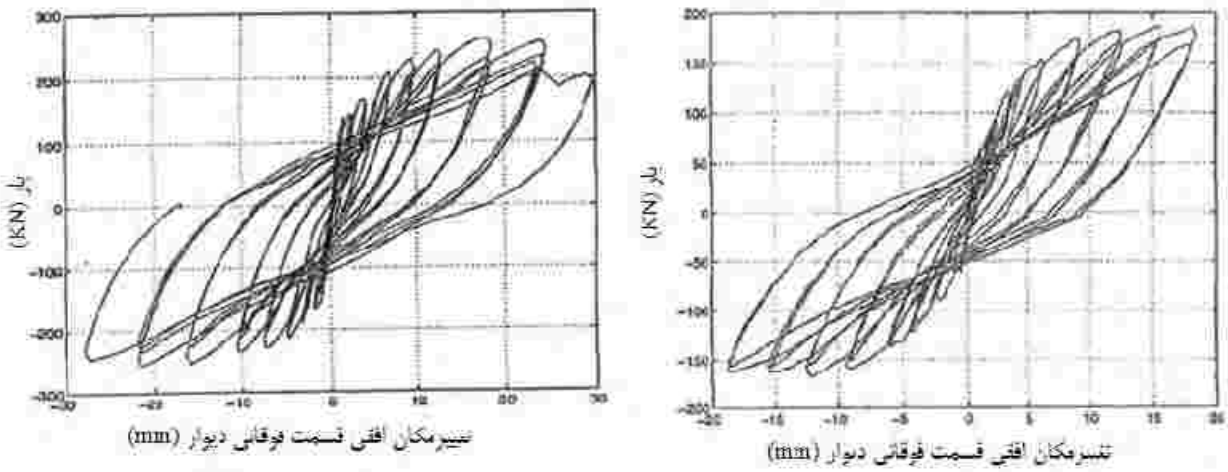


شکل ۴-۳۸- بهسازی دیوارهای برشی از دو طرف

۴-۳-۱-۳-۱- تقویت دیوار برشی با مصالح FRP

الف- تقویت برشی با مصالح FRP

برای جبران ضعف برشی دیوار، صفحات FRP در راستای طول دیوار موازی با آرماتورهای عرضی به صورت افقی در دو وجه دیوار نصب می‌گردد. نحوه عملکرد FRP بدین صورت می‌باشد که پس از ایجاد ترک برشی در بتن، کرنش در FRP در آن منطقه افزایش یافته و نیروها به FRP منتقل می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که تقویت برشی دیوار با صفحات FRP سبب افزایش مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری دیوار می‌گردد. ظرفیت برشی FRP در این حالت بر اساس ظرفیت برشی مقاطع مستطیل شکل دورپیچ شده با FRP مشخص می‌گردد (شکل ۴-۳۹).



دیوار تقویت شده با FRP

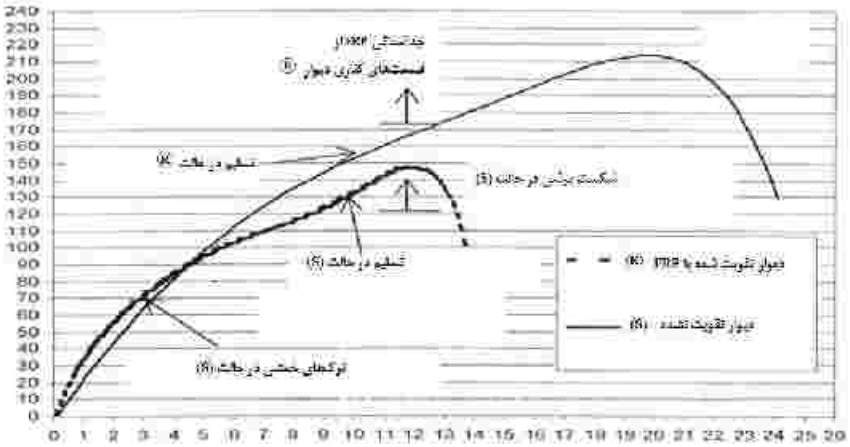
دیوار تقویت نشده

شکل ۴-۳۹- مقایسه منحنی هیسترزیس دیوار عادی و تقویت شده

پ- تقویت خمشی

برای جبران ضعف خمشی دیوار صفحات FRP در راستای ارتفاع دیوار موازی با آرماتورهای طولی بر روی آن بطور قائم نصب می‌گردد طریقه نصب معمولاً به این‌صورت می‌باشد که FRP در دو وجه دیوار نصب می‌گردد.

نحوه همکاری این الیاف در تحمل خمش وارد بر دیوار، همانند نقشی است که آرماتورهای اصلی (قائم) درون دیوار ایفا می‌کند، در صورتیکه FRP به منظور افزایش مقاومت خمشی بر روی دیوار به صورت ارتفاعی استفاده شود، لازم است که انتهای آن به نحو مناسبی در پای دیوار مهار گردد تا نیروهای درون این صفحات به تکیه‌گاه پای دیوار انتقال یابد. برای مهار انتهای صفحات خمشی می‌توان از یک مقطع نبشی فولادی در مجاورت تکیه‌گاه دیوار که بر آن پیچ‌می‌گردد و یا از یک صفحه برشی FRP عمود بر لایه FRP خمشی در انتهای لایه استفاده نمود (شکل ۴-۴۰).



شکل ۴-۴۰- منحنی نیرو – تغییر مکان دیوار برشی عادی و تقویت شده

حالت شکست دیواری که دارای ضعف خمشی می‌باشد، با شروع ترکهای کششی به صورت افقی در لبه‌های دیوار نزدیک پای دیوار ایجاد می‌گردد و پس از آن خارجی‌ترین آرماتورهای کششی تسلیم می‌گردند.

نتایج نشان می‌دهد که تقویت خمشی دیوار با صفحات FRP سبب افزایش مقاومت ترک‌خوردگی، مقاومت تسلیم، سختی ثانویه در هنگام تسلیم و افزایش مقاومت نهایی دیوار می‌گردد.

نوع شکست نیز به حالت شکل‌پذیر خمشی می‌باشد و شکست آن به صورت خرد شدن پنجه دیوار تحت فشار رخ می دهد. نتایج نشان می‌دهد تا پیش از ترک خوردن بتن و جاری شدن فولاد داخل دیوار، مقدار مشارکت FRP در تحمل بارهای وارد کم است، اما پس از جاری شدن فولاد خمشی و ترک خوردن بتن کششی سهم FRP در تحمل خمش وارده به عضو به نحو قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

حالت شکست در این نوع تقویت تا لحظه‌ای که FRP از روی سطح بتن جدا شده است شکل‌پذیر ولی پس از آن کاهش شدید در ظرفیت باربری عضو ایجاد می‌گردد.

در صورتیکه از هر دو تقویت خمشی و برشی به صورت قرارگیری الیاف به طور افقی و عمودی بر روی دیوار به صورت توام استفاده گردد افزایش در بار تسلیم، سختی ثانویه مقاومت نهایی و شکل‌پذیری، بیشتر از حالتهای قبل می‌باشد. در این سیستم قرارگیری الیاف به صورت افقی خود مهار کننده الیاف خمشی می‌باشند.

پ– افزایش شکل‌پذیری

کمبود شکل پذیری به عنوان عمده‌ترین ضعف دیوارهای برشی موجود برای مقابله با نیروی جانبی محسوب می‌گردد. از جمله مهمترین علل این کمبود می‌توان به وصله آرماتورهای طولی در نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک، محصور شدگی ناکافی در نواحی مرزی و مهار ناکافی آرماتورهای عرضی اشاره نمود. حالت شکست در این حالات به صورت ناگهانی و ترد می‌باشد و منجر به افت شدید ظرفیت باربری می گردد.

بطور کلی جهت رسیدن به شکل‌پذیری مناسب لازم است که از تمام حالات شکست ترد اجتناب نمود. از طرف دیگر انرژی وارد به دیوار نیز باید از طریق ایجاد مفصل پلاستیک در ارتفاع دیوار جذب و مستهلک گردد. بنابراین در نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک، لازم می‌باشد که المانهای مرزی به نحو مناسبی محصور گردند و از کمانش آرماتورهای طولی دیوار در این قسمتها نیز جلوگیری بعمل آید. در صورتیکه FRP برشی به صورت کامل از طریق دورپیچ دیوار (محصوریت خارجی) و یا اتصال FRP برشی در دو وجه دیوار با بولت که سبب محصوریت داخلی دیوار می‌گردد انجام پذیرد، FRP برشی سبب محصور شدگی آرماتورها می‌گردد. دورپیچ FRP در این حالت در واقع سبب محصور کردن و محدود کردن ترکهای ایجاد شده در راستای آرماتورهای طولی می‌گردد. بطور کلی افزایش ظرفیت برشی دیوار با FRP باید به حدی باشد که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در طول دیوار بدون وقوع شکست برشی انجام گیرد.

رفتار بار– تغییر مکان دیوار تقویت شده در محل وصله به کمک حلقه های هیسترتیک نشان می‌دهد که مقدار زیادی خمش غیر الاستیک در پای دیوار ایجاد می‌گردد که سبب جذب مقدار قابل توجهی انرژی می گردد. همچنین رفتار هیسترتیک دیوارهای تقویت شده با FRP با استفاده از نمودار بار – تغییرمکان نشان می‌دهد که تقویت با FRP روشی موثر برای افزایش محصور شدگی المانهای مرزی و مهار شدگی آرماتورهای عرضی دیوار می‌باشد.

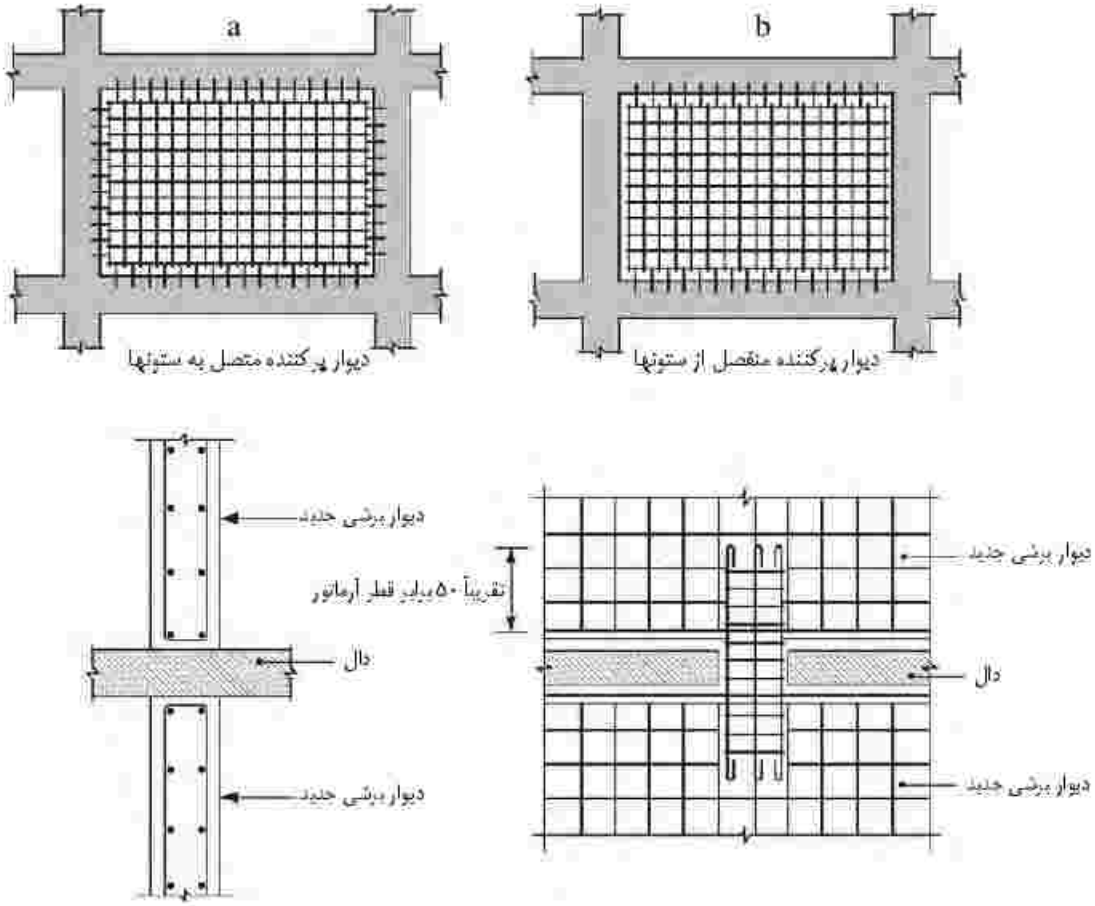
تحقیقات دیگر نشان می‌دهد که برای افزایش میزان تاثیر کامپوزیت FRP می‌توان دیوار را به صورت داخلی محصور نمود. برای این عمل لازم است که دیوار از طریق اتصال بولت‌های پیوسته به چند قسمت تقسیم گردند در این حالت به صورت داخلی با بولت و به صورت خارجی با پوشش FRP محصور می‌گردند. نمونه‌ای از دیوارهای تقویت شده با مصالح FRP در اشکال ۴-۴۱ و ۴-۴۲ نشان داده شده است.

شکل ۴-۴۱- تقویت دیوار برشی با سیستم FRP

شکل ۴-۴۲- تقویت کلی دیوارهای برشی بوسیله مصالح FRP

۴-۳-۲- میان‌قاب‌ها

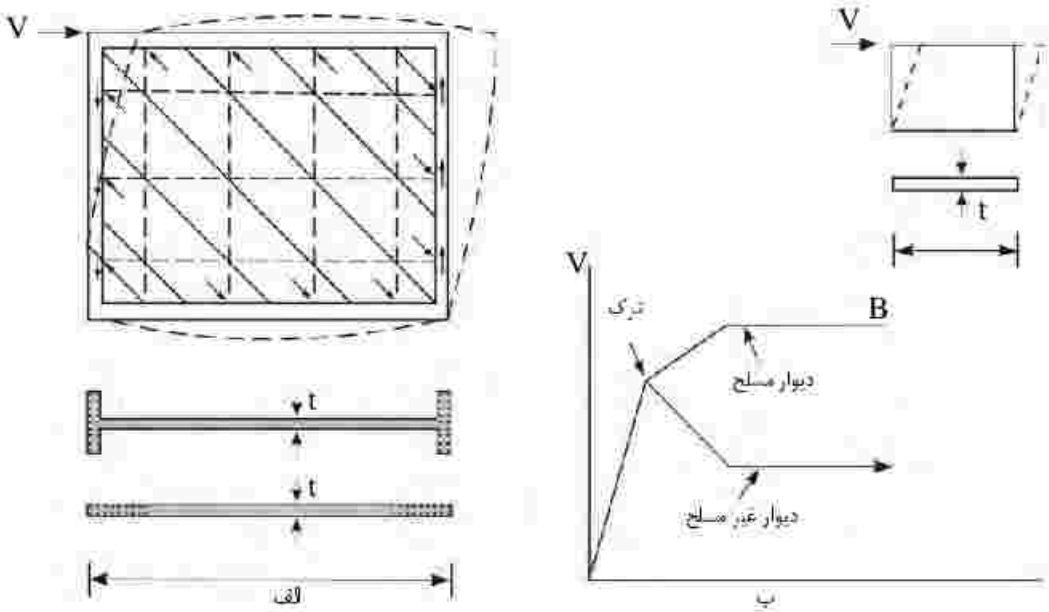
همان گونه که در قبل نیز بدان اشاره شد، از روش‌های افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه‌ها می‌توان به اضافه نمودن میانقاب به سازه اشاره نمود. با توجه به مصالح مصرفی، میان‌قاب‌ها می‌توانند آجری، بتنی و ... می‌باشند. البته اضافه نمودن میان‌قاب‌های بنایی به عنوان روشی برای افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه‌ها به هیچ عنوان توصیه نمی‌شود زیرا تحت بارهای لرزه‌ای، میانقابهای بنایی تنها در برابر سیکل‌های اول بارگذاری مقاومت می‌نمایند و وزن سازه را نیز به شدت افزایش می‌دهند. لذا در این بخش تنها به نحوه اجرای میان‌قاب‌های بتنی به منظور افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه‌ها پرداخته می‌شود (شکل ۴-۴۳).



شکل ۴-۴۳- استفاده از دیوارهای پرکننده با مصالح بنایی و یا بتن مسلح در بهسازی ساختمان

۴-۳-۲-۱- میان‌قاب‌های بتنی

دیوارهای بتنی در داخل قاب‌های ساختمان می‌توانند مسلح و یا غیرمسلح باشند. رفتار این دو نوع دیوار در نمودار شکل (۴-۴۴) مشخص گردیده است.



شکل ۴-۴۴- رفتار میانقاب بتنی تحت بار جانبی الف: ترک قطری و تأثیر میلگرد ب: نمودار نیرو

از رابطه زیر برای محاسبه مقاومت برشی میانقاب بتنی می‌توان استفاده نمود:

$$V_c = 0.1tlf_c' \qquad (۸-۴)$$

که در آن:

t ضخامت دیوار،

l طول دیوار

f_c' : مقاومت فشاری بتن می‌باشد.

چنانچه دیوار مسلح باشد، پس از شکست برشی (ترک قطری)، میلگردها تسلیم شده و دیوار به مقاومت نهایی خود می‌رسد. در این صورت فرض می‌شود که مقاومت نهایی دیوار فقط تابعی از مقدار میلگرد است و داریم:

$$V_w = \rho_w tlf_y \le 0.18tlf_c' \qquad (۹-۴)$$

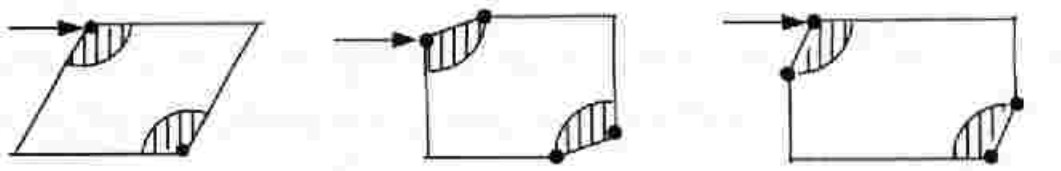
V_w مقاومت نهایی دیوار پس از وقوع ترک قطری،

ρ_w : درصد میلگرد افقی (که مساوی میلگردهای قائم فرض شده است)

f_y : تنش تسلیم میلگرد می‌باشد.

حد $0.18tlf_c'$ به طور تجربی بدست آمده است و بیانگر شکست کنج میانقاب است. به عبارت دیگر، اگر مقدار میلگرد را آنقدر زیاد کنیم تا مقاومت برشی میانقاب از مقاومت شکست کنج بیشتر شود در این صورت شکست کنج غالب شده و مقدار تجربی فوق به عنوان حد مقاومت میانقاب در نظر گرفته می‌شود.

در حالت نهایی شکست، کنج میانقاب خرد می‌شود و بر حسب اینکه تیر قویتر باشد یا ستون، لولاهای خمیری در قاب ایجاد می‌گردد (شکل ۴-۴۵).



الف. قاب ضعیف، ستون از تیر ضعیف‌تر است — ب. قاب ضعیف، تیر از ستون ضعیف‌تر است — پ. قاب قوی

شکل ۴-۴۵- انواع شکست میانقاب‌ها

برای این حالت‌های شکست می‌توان مقاومت میانقاب را مطابق زیر حساب کرد.

$$V = mf_c' tl \qquad (۴-۱۰)$$

f_c' مقاومت فشاری بتن که برابر ۰/۸۵ f_c' در نظر گرفته می‌شود. t و l ضخامت و طول میانقاب بوده و m کمترین مقدار حاصل از روابط زیر می‌باشد.

$$m = \frac{1}{\tan\theta}\sqrt{\frac{2(M_j + M_b)}{f_c' t h^2}} \qquad (۴-۱۱)$$

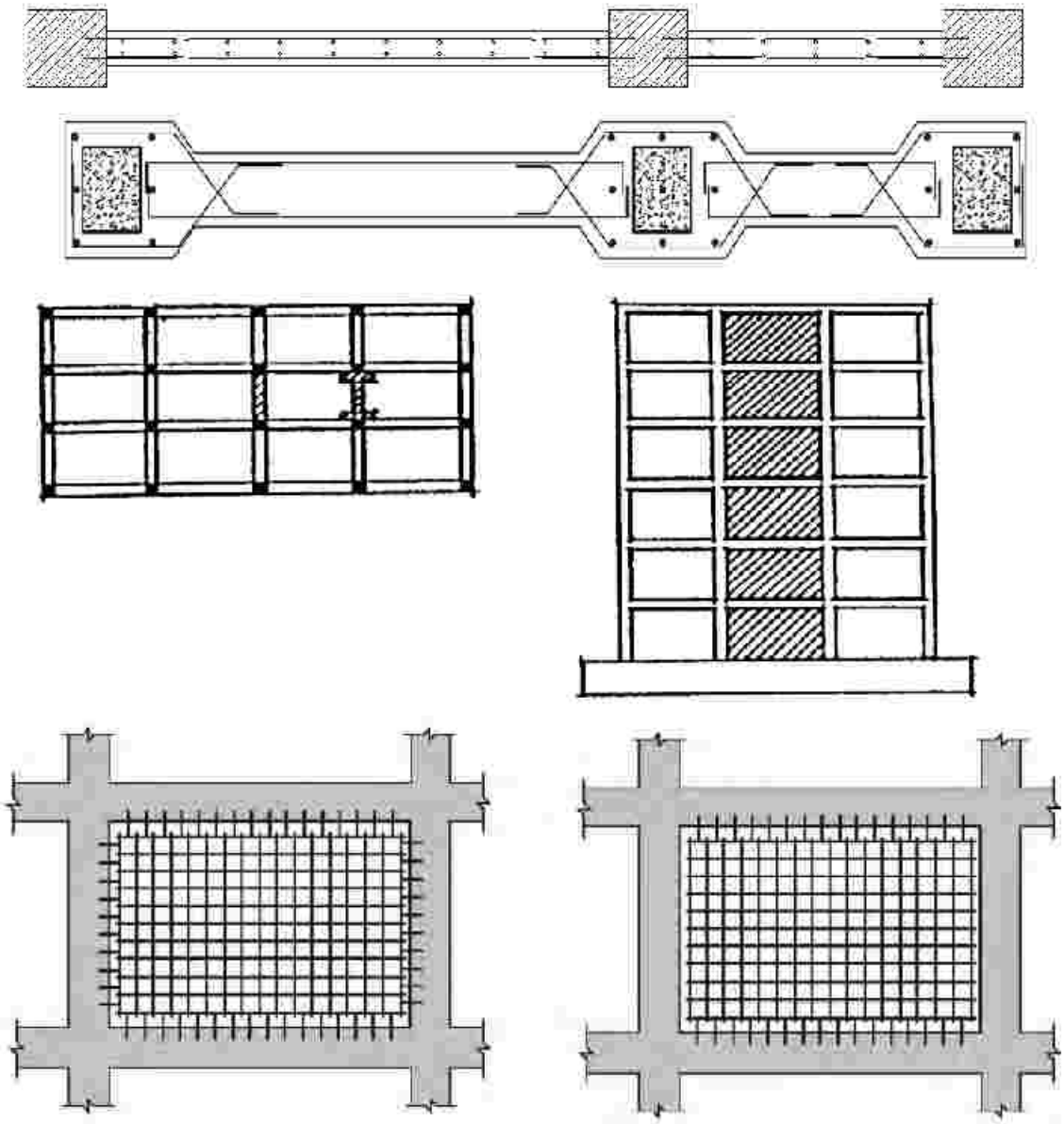
$$m = \frac{4M_j}{f_c' t h^2} + \frac{1}{6\tan^2\theta} \qquad (۴-۱۲)$$

در این روابط f_c' برابر ۰/۸۵ f_c'، t ضخامت میانقاب، h ارتفاع میانقاب، M_b و M_c لنگر نهایی تیر و ستون و M_j لنگر نهایی اتصال است که برای اتصالات مفصلی برابر صفر و اتصالات گیردار برابر کمترین M_b و M_c اختیار می شود و θ برابر است با:

$$\theta = \tan^{-1}\frac{h}{l} \qquad (۴-۱۳)$$

ملاحظه می‌شود که مقاومت میانقاب علاوه بر f_c'، به مقاومت قاب نیز بستگی دارد و هر قدر قاب قوی‌تر شود m و V افزایش می‌یابند.

نمونه‌ای از روش‌های افزودن میانقاب بتنی به ستون و قاب بتنی در اشکال ۴-۴۶ تا ۴-۴۸ نشان داده شده است.



شکل ۴-۴۶- روش‌های افزودن میانقاب بتنی به ستون

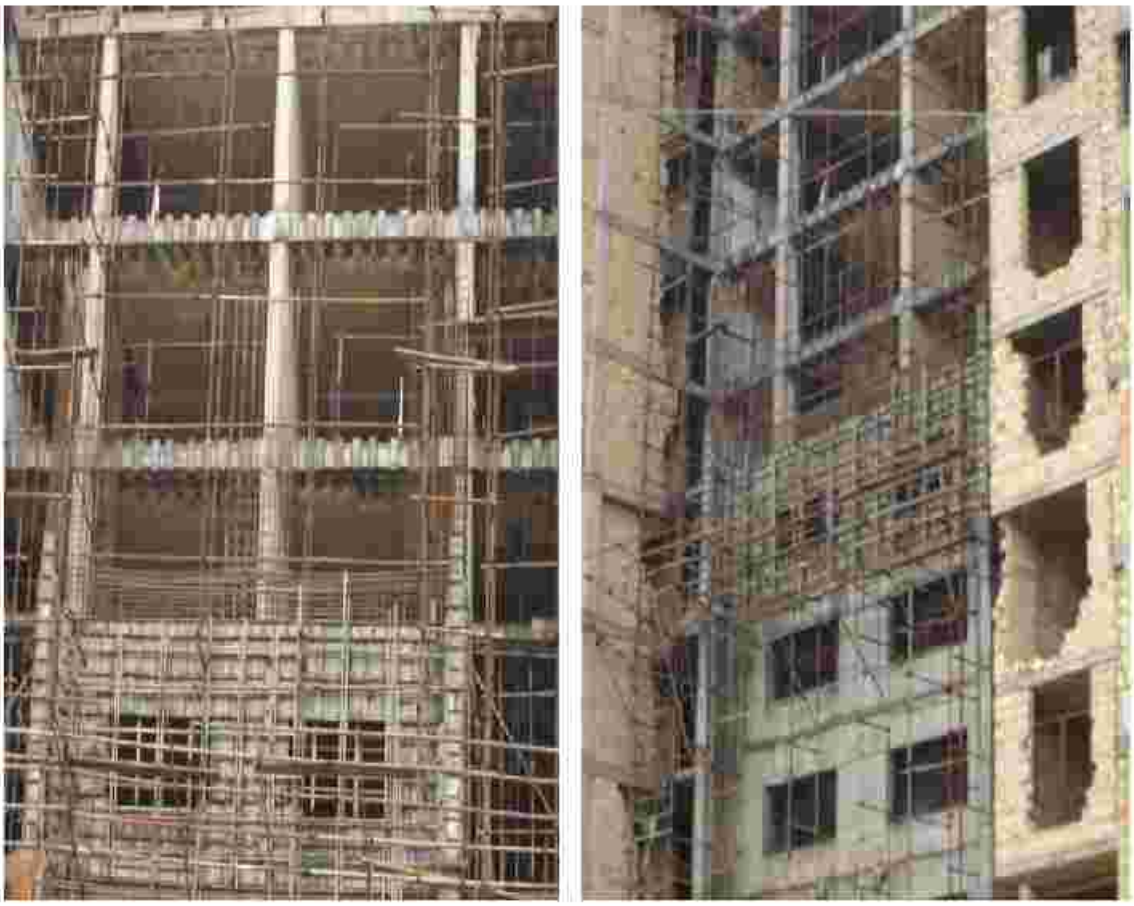
برای افزودن میانقاب بتنی به ستون‌های بتن مسلح موجود دو روش زیر بکار برده می‌شود:

۱- در روش اول آرماتور های انتظار در داخل ستون موجود و دیافراگم سقف کاشته می‌شود و آرماتورهای اصلی دیوار با آنها همپوشانی پیدا کرده و به عملکرد لازم می‌رسند.

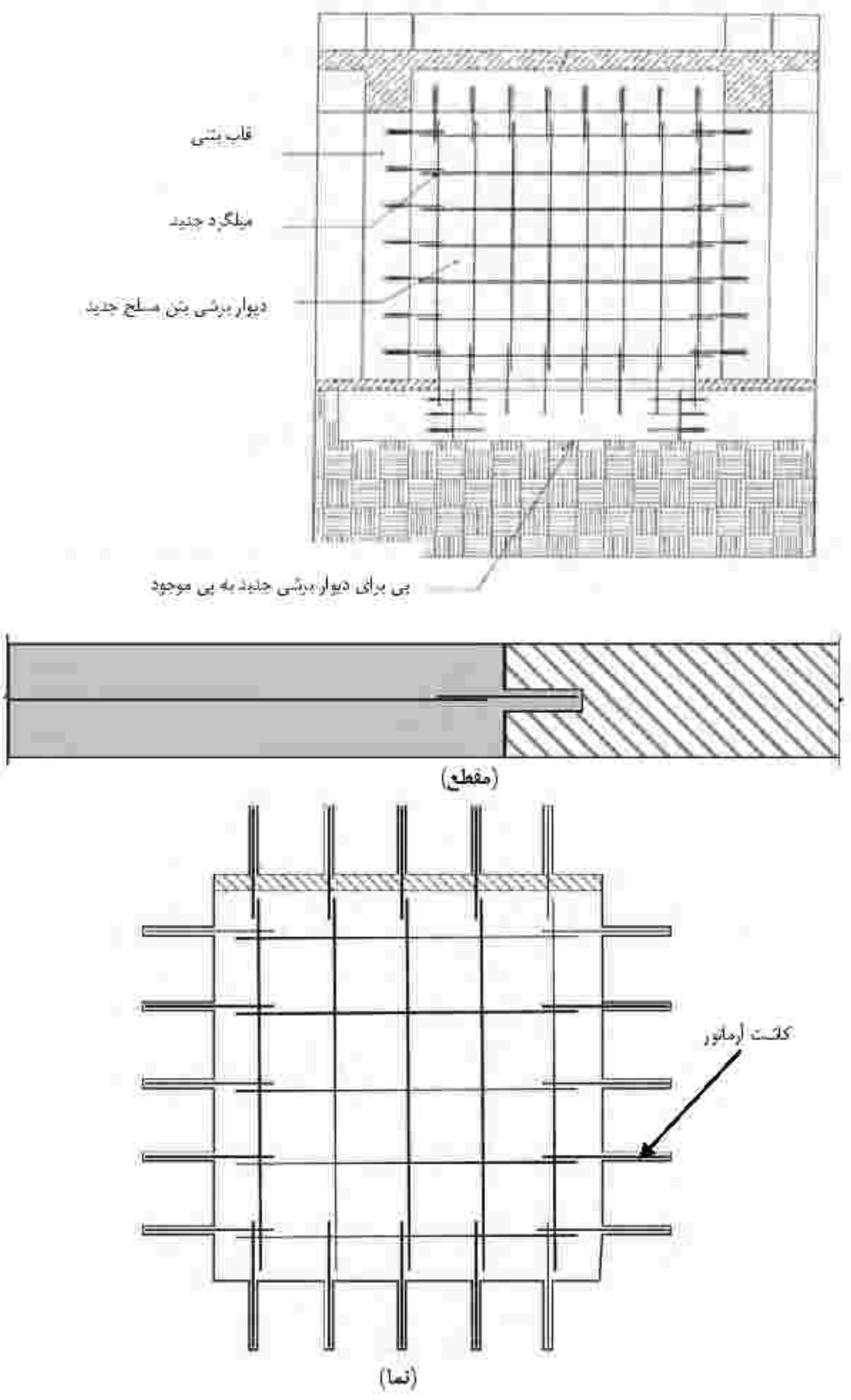
۲- در روش دوم با ایجاد مقطع بزرگتر و با آرماتوربندی پیرامون ستون‌ها و تیرهای موجود آرماتورهای اصلی دیوار در بتن محصورکننده جدید جاگذاری می‌شوند.

در پر کردن قاب‌های موجود بوسیله بتن مسلح می‌توان کل دهانه و یا بخشی از دهانه در هر طرف ستون را بوسیله دیوارهای سازه‌ای پر کرد. در این موارد باید جنبه‌های زیر رعایت گردند:

- آرماتورهای پانل دیوار در مقاطع تیر و ستون مقید شود تا نیروهای کششی آرماتورهای دیوار و انتقال برشی بین بتن قدیم و جدید تامین گردد.
- برای بهبود کفایت ستون‌ها به عنوان اجزای مرزی، می‌توان آنها را روکش نمود و برای این کار آرماتورهای عمودی مرزی اضافی را از کف ها عبور داده و از تنگ‌های مورد نیاز نیز استفاده نمود.
- اثر پانل پر شده بر سایر قاب‌های دیگر که پر نشده است بررسی گردد.
- دیافراگم کف، تیرهای لبه و برشگیرها برای انتقال نیروهای جانبی به دیوار جدید بررسی و در صورت نیاز، تقویت گردند.
- پی زیر پانل پرشده برای وزن اضافی مصالح جدید و نیروهای واژگونی و برشی بررسی و در صورت نیاز، تقویت گردد.

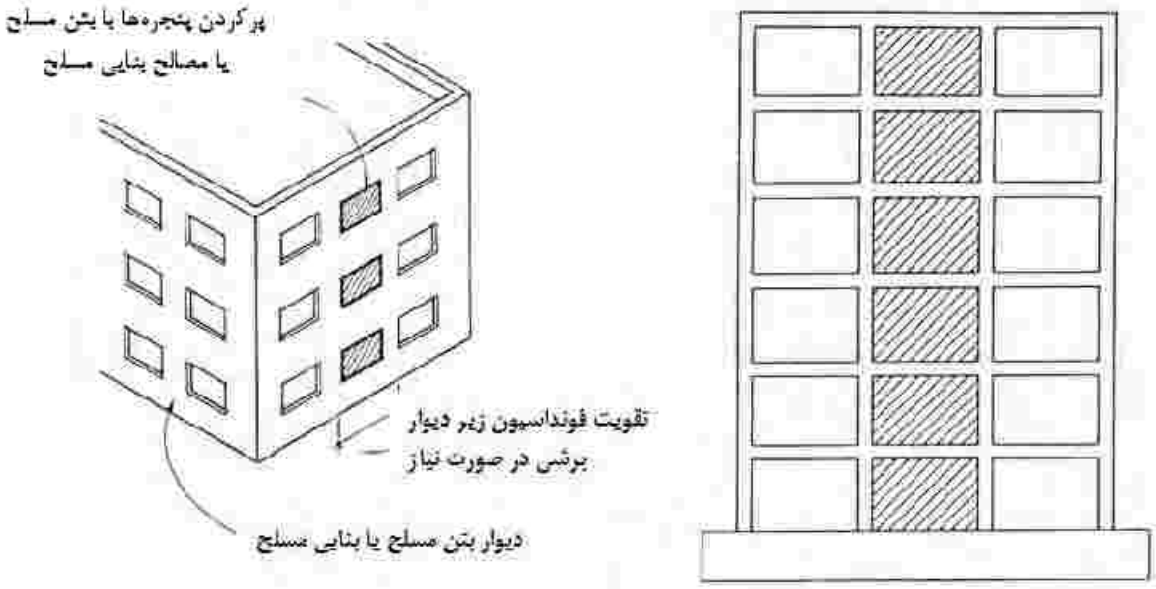


شکل ۴-۴۷- افزودن میانقاب بتنی به عنوان دیوار برشی



شکل ۴-۴۸- اضافه کردن دیوار برشی جدید در یک قاب بتنی

در مورد پر کردن بازشوهای موجود در دیوارهای بتن مسلح باید آرماتورهای ریشه جدید را با استفاده از چسب های اپوکسی در سوراخ‌های ایجاد شده محکم کرد و یا در صورت وجود تیر فولادی در بالای بازشو، آرماتورهای ریشه جدید به تیر موجود جوش گردد (شکل ۴-۴۹).



شکل ۴-۴۹- برکردن بازشوی موجود در یک دیوار بتن مسلح وبا مصالح بنایی

۴-۳-۳- دیوارهای برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی به دو نوع ساخت‌شده و ساخت‌نشده تفکیک می‌شوند.

درصورتی دیوار برشی فولادی ساخت‌شده محسوب می‌گردد که ورق دیوار محدودیت‌های نسبت لاغری زیر را برآورده نماید:

الف- اگر در دو راستای افقی و قائم سخت‌کننده‌استفاده گردد:

$$\frac{s}{t_w} \le 3.82\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۴-۴)$$

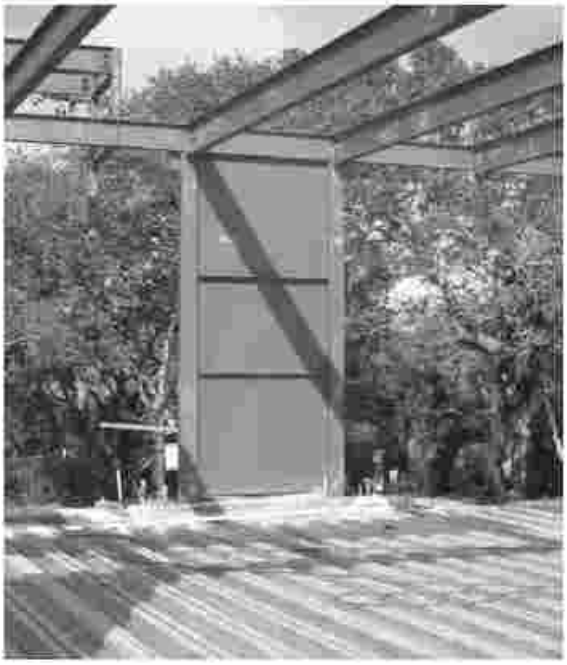
s: فاصله سخت‌کننده‌ها؛

t_w: ضخامت ورق دیوار برشی فولادی.

ب- اگر تنها در یک راستا از سخت‌کننده‌استفاده گردد:

$$\frac{s}{t_w} \le 2.88\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۵-۴)$$

نمونه‌ای از دیوار برشی فولادی در شکل ۴-۵۰ نشان داده شده است.



شکل ۴-۵۰- دیوار برشی فلزی

۴-۳-۳-۱- دیوار برشی فولادی سخت نشده معمولی

دیوار برشی فولادی باید در برابر تغییرشکل‌ها و نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری مقاومت کند. در صورت عدم وجود ضرایب طراحی در آیین‌نامه‌های طراحی، این ضرایب باید با استفاده از جدول ۴-۲ تعیین گردد.

جدول ۴-۲- ضرایب طراحی برای بار لرزه‌ای

نوع دیوار	R	دوره تناوب
دیوار برشی فولادی معمولی	۴	$0.02h^{\frac{3}{4}}$

۴-۳-۳-۱-۱- ورق دیوار

الف-مقاومت برشی

مقاومت برشی طراحی پانل با استفاده از حالت حدی تسلیم برشی از رابطه ۴-۱۶ تعیین می‌گردد.

$$V_n = 0.42F_y t_w L \sin 2\alpha \qquad (۱۶-۴)$$

α زاویه تسلیم ورق نسبت به راستای قائم است که از رابطه۴-۱۷ محاسبه می‌گردد.

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{A_h L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \qquad (۱۷-۴)$$

A_h : سطح مقطع تیر لبه؛

A_c و I_c: سطح مقطع و لنگر اینرسی ستون‌های لبه.

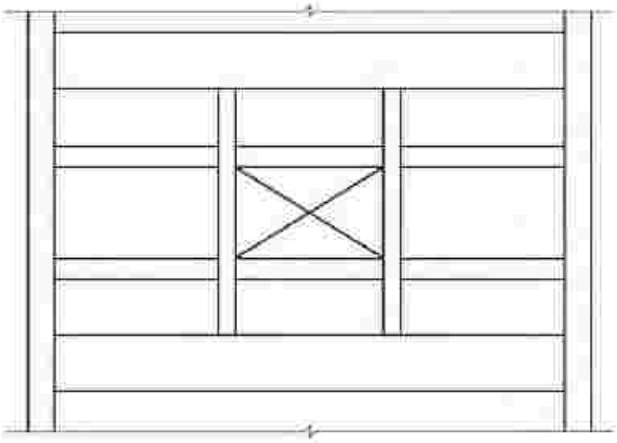
در صورت عدم تعبیه اتصال مناسب دیوار به فونداسیون، نباید میدان کشش ورق لحاظ گردد.

ب- نسبت طول به ارتفاع پانل

نسبت طول به ارتفاع بین $0.8 < \frac{L}{h} \le 2.5$ محدود گردد.

پ- بازشو در ورق

در اطراف بازشوهای ورق باید از اجزای لبه افقی و قائم استفاده گردد که این اجزای لبه اطراف بازشو باید مطابق شکل ۴-۵۱ در تمام ارتفاع یا طول ورق ادامه یابد.



شکل ۴-۵۱- اجزای لبه بازشو

این اجزا باید ضوابط زیر را برآورده نمایند:

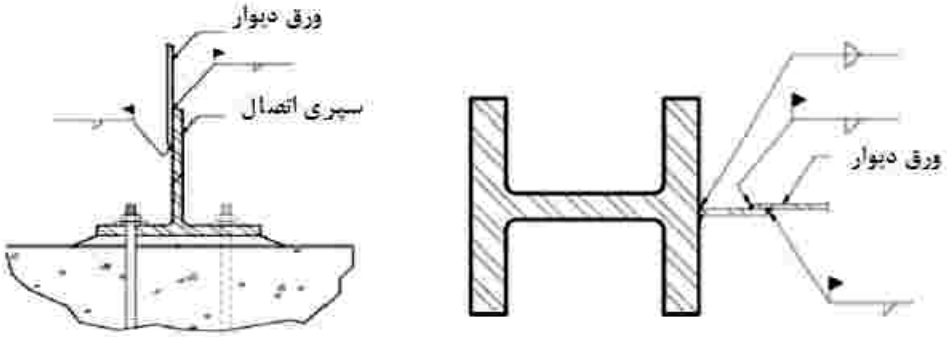
-مقاومت موردنیاز اجزای لبه قائم براساس نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با زاویه α تعیین گردد.

-سختی اجزای لبه بازشو شرایط بندهای۴-۳-۳-۱-۳-ت و ث را برآورده نمایند.

درصورت اثبات عدم نیاز به اجزای لبه بازشو با انجام آزمایش، می‌توان از اجزای لبه استفاده ننمود.

۴-۳-۳-۱-۲- اتصال ورق به اجزای لبه

مقاومت موردنیاز اتصال ورق به اجزای لبه و به فونداسیون باید معادل مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با درنظر گرفتن زاویه α تعیین گردد. اتصال ورق به اجزای لبه در شکل ۴-۵۲ نشان داده شده است.



الف-اتصال ورق دیوار به اجزای لبه ب- اتصال ورق دیوار به فونداسیون

شکل ۴-۵۲- اتصال ورق به اجزای لبه

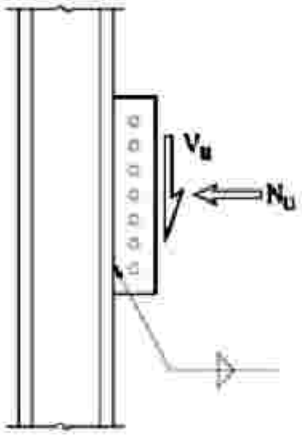
۴-۳-۳-۱-۳- اجزای لبه افقی و قائم

الف-مقاومت موردنیاز

مقاومت موردنیاز اجزای لبه باید براساس نیروهای بدست‌آمده از ترکیبات بارگذاری با فرض عدم اعمال بار ثقلی به ورق دیوار با درنظر گرفتن زاویه α باشد.

ب- اتصال اجزای لبه افقی و قائم

اتصالات اجزای لبه باید الزامات بخش ۱۰-۲-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند (شکل ۴-۵۳).



شکل ۴-۵۳- اتصال اجزای افقی و قائم

پ- وصله اجزای لبه قائم

وصله اجزای لبه قائم باید ضوابط بخش ۱۰-۲-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند.

ت- سختی اجزای لبه قائم

لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_c، نباید کمتر از $0.00307t_w h^4/L$ باشد.

ث- سختی اجزای لبه افقی

لنگر اینرسی جزء لبه افقی حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_b، نباید کمتر از $0.003(\Delta t_w)h^4/L$ باشد.

Δt_w: اختلاف ضخامت ورق بالا و پایین جزء لبه افقی.

۴-۳-۳-۲- دیوار برشی فولادی سخت نشده ویژه

دیوار برشی فولادی باید در برابر تغییرشکل‌های غیرالاستیک ورق دیوار ناشی از نیروهای زلزله مقاومت کند. اجزای لبه افقی و قائم مجاور ورق دیوار نیز باید تحت نیروهای ناشی از تسلیم ورق بصورت الاستیک باقی بمانند. به استثنای اینکه تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای اجزای لبه افقی مجاز می‌باشد. دیوارهای برشی فولادی ویژه باید الزامات این بخش را برآورده نماید. در صورت عدم وجود ضرایب طراحی در آیین نامه های طراحی، این ضرایب با استفاده از جدول۴-۳ تعیین می‌گردد.

جدول ۴-۳- ضرایب طراحی برای بار لرزه‌ای

نوع دیوار	R	Ω	دوره تناوب
دیوار برشی فولادی ویژه	۱۱	۳/۵	$0.02h^{3/4}$

۴-۳-۳-۲-۱- ورق دیوار

الف- مقاومت برشی

مقاومت برشی طراحی پانل مطابق بند ۴-۳-۳-۱-۱-الف تعیین می‌گردد.

ب- نسبت طول به ارتفاع پانل

نسبت طول به ارتفاع بین $0.8 < \frac{L}{h} \le 2.5$ محدود می‌گردد.

پ- بازشو در ورق

بازشو ورق باید ضوابط بند ۴-۳-۳-۱-۱-پ را برآورده نماید.

۴-۳-۳-۲-۲- اتصال ورق به اجزای لبه

مقاومت موردنیاز اتصال ورق به اجزای لبه و فونداسیون باید معادل مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با درنظر گرفتن زاویه α تعیین گردد.

۴-۳-۳-۲-۳- اجزای لبه افقی و قائم

الف- مقاومت موردنیاز

علاوه بر رعایت الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲ مبحث دهم مقررات ملی، مقاومت موردنیاز اجزای لبه قائم باید براساس نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با زاویه α تعیین گردد.

مقاومت موردنیاز اجزای لبه افقی باید بزرگتر از نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با زاویه α یا بزرگتر از ترکیبات بارگذاری با فرض عدم اعمال بار ثقلی به ورق دیوار، باشد.

نسبت لنگر ستون به تیر باید ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۱-۴ مبحث دهم مقررات ملی را بدون لحاظ نمودن اثر ورق دیوار در کلیه نقاط اتصال برآورده نماید.

ب-اتصال اجزای لبه افقی و قائم

اتصالات اجزای لبه باید الزامات بخش ۱۰-۲-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند. مقاومت برشی موردنیاز اتصال نیز باید براساس بخش ۱۰-۲-۱۰ مبحث دهم مقررات ملی تعیین گردد. این مقاومت برشی نباید از برش متناظر با لنگر انتهایی معادل $1.1R_y M_p$ به همراه برش معادل مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با زاویه α کمتر باشد.

پ-محدودیت پهنا به ضخامت

اجزای لبه باید محدودیت الزامات پهنا به ضخامت بند ۱۰-۳-۶-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

ت-مهار جانبی

اجزای لبه افقی باید در محل تقاطع با اجزای لبه قائم و در فاصله‌ای کمتر از $0.086r_y E/F_y$ مهار جانبی داشته باشند. بال‌های اجزای لبه افقی باید بصورت مستقیم یا غیرمستقیم مهار گردد. مقاومت موردنیاز مهار جانبی باید حداقل ۲ درصد مقاومت اسمی بال جزء لبه افقی، $F_y b_f t_f$ باشد. همچنین سختی موردنیاز برای کلیه مهارهای جانبی باید با استفاده از رابطه ۴-۱۸ تعیین گردد.

$$\beta_{br} = \frac{10M_r}{L_b h_0} \qquad (۱۸-۴)$$

در این رابطه M_r باید برابر $R_y ZF_y$ درنظر گرفته شود.

ث- وصله اجزای لبه قائم

وصله اجزای لبه قائم باید ضوابط بند ۱۰-۳-۶-۲ مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند.

ج- سختی اجزای لبه قائم

لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_c، نباید کمتر از $0.00307t_w h^4/L$ باشد

چ- سختی اجزای لبه افقی

لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_c، نباید کمتر از $0.003(\Delta t_w)h^4/L$ باشد.

Δt_w: اختلاف ضخامت ورق بالا و پایین جزء لبه افقی.

۴-۳-۳-۳- دیوار برشی فولادی سخت شده ویژه

دیوار برشی فولادی باید در برابر تغییرشکل‌های و نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری مقاومت کند.در صورت عدم وجود ضرایب طراحی در آیین نامه‌های طراحی، این ضرایب باید با استفاده از جدول زیر تعیین گردد.

جدول ۴-۴- ضرایب طراحی برای بار لرزه‌ای

نوع دیوار	R	Ω	دوره تناوب
دیوار برشی فولادی ویژه	۱۱	۳/۵	$0.02h^{3/4}$

۴-۳-۳-۳-۱- ورق دیوار

الف- ضخامت حداقل ورق

حداقل ضخامت ورق برای رسیدن ورق به تنش تسلیم برشی قبل از کمانش برشی با استفاده از رابطه ۴-۱۹ تعیین می‌گردد.

$$t_{min}=\sqrt{\frac{12(1-\nu)\frac{F_y}{\sqrt{3}}}{\pi^2 E\left[\frac{5.34}{s_1^2}+\frac{4.0}{s_2^2}\right]}} \qquad (۱۹-۴)$$

ν : ضریب پواسون؛

s_1 : کوچکترین فاصله بین سخت‌کننده‌ها؛

s_2 : بزرگترین فاصله بین سخت‌کننده‌ها.

ب- مقاومت برشی

مقاومت برشی طراحی پانل باید با توجه به رابطه زیر برای حالت حدی تسلیم برشی با استفاده از رابطه ۴-۲۰ تعیین گردد.

$$V_n=0.6F_y t_W L \qquad (۲۰-۴)$$

L و t_W: طول و ضخامت پانل دیوار برشی فولادی؛

در مواردیکه تنها سخت‌کننده عرضی، تیر تراز طبقات باشد، نباید اثر میدان کشش ورق لحاظ گردد. همچنین در صورت عدم تعبیه اتصال مناسب بین دیوار و فونداسیون، نباید میدان کشش ورق در چشمه انتهایی لحاظ شود.

زاویه‌ی تسلیم ورق نسبت به قائم، α، از رابطه (۴-۱۷) و (۴-۲۱) به‌دست می‌آید و نیروهای طراحی براساس بحرانی‌ترین حالت تعیین می‌گردد:

$$\tan\alpha=\frac{s_x}{a} \qquad (۲۱-۴)$$

a : فاصله سخت‌کننده‌های افقی؛

s_x : فاصله سخت‌کننده‌های قائم؛

پ-نسبت طول به ارتفاع پانل

نسبت طول به ارتفاع باید $0.8 < \frac{L}{h} \leq 2.5$ محدود گردد.

ت-بازشو در ورق

بازشو ورق باید ضوابط بند ۴-۳-۳-۱-۱-پ را برآورده نماید.

ث- سخت کننده‌ها

سخت‌کننده‌ها باید ضوابط و محدودیت‌های مربوط به فاصله‌ی بین سخت‌کننده‌ها را برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار طبق بخش (۱۰-۲-۶) مبحث ۱۰ مقررات ملی برآورده نماید.

۴-۳-۳-۳-۲- اتصال ورق به اجزای لبه

اتصال ورق به اجزای لبه و فونداسیون مطابق بند ۴-۳-۳-۱-۲ می‌باشد.

۴-۳-۳-۳-۳- روش تحلیل

در این بخش دو روش برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی شامل مدل نوار کششی و غشای اورتوتروپیک ارائه شده است.

الف-مدل نوار کششی

در این روش ورق دیوار با استفاده از تعدادی نوار کششی قطری موازی مدل می‌گردد. حداقل ۱۰ نوار کششی برای مدل ورق دیوار برای تخمین اثرات بارهای توزیع شده بر اجزای لبه استفاده می‌گردد. سطح مقطع نوارها با استفاده از رابطه (۴-۲۲) قابل تعیین می‌باشد.

$$A_s = \frac{[L\cos\alpha + h\sin\alpha]t_w}{n} \qquad (۴-۲۲)$$

L و h و t_w: طول و ارتفاع و ضخامت پانل دیوار برشی فولادی؛

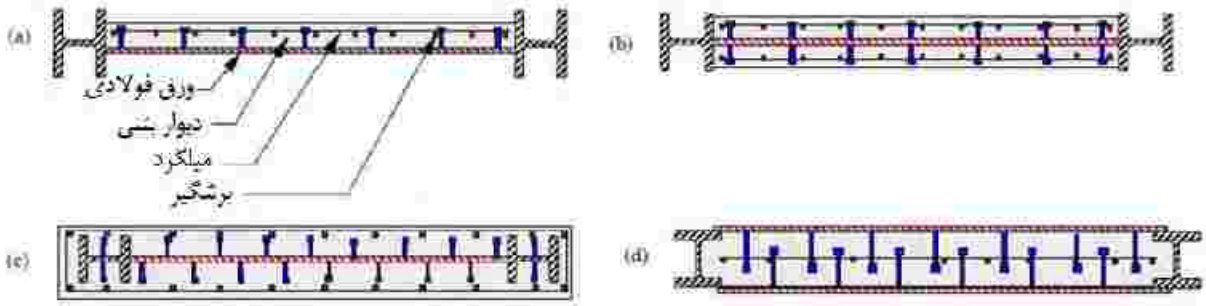
n: تعداد نوارها.

ب-مدل غشای اورتوتروپیک

در این روش از المان‌های غشایی غیرهمگن که اختلاف مقاومت فشاری و کششی ورق دیوار را مدل کند، استفاده می‌گردد. بدلیل اینکه کشش در راستای قطری می‌باشد، محورهای محلی المان‌های غشایی باید منطبق بر زاویه α گردد. خواص مصالح المان‌ها باید همان خواص مصالح دیوار درنظر گرفته شود. از سختی در راستای عمود بر صفحه دیوار باید صرفنظر گردد. علاوه بر این پیشنهاد می‌شود برش درون صفحه المان غشایی ناچیز فرض گردد.

۴-۳-۳-۴- اجرای کامپوزیت دیوار برشی فولادی

خصوصیات دیوار برشی فولادی را می‌توان با اجرای کامپوزیت آن با دیوارهای بتنی بهبود بخشید. در این حالت علاوه بر مشارکت دیوار بتنی در سختی و مقاومت سیستم، با تأمین برشگیرها در فواصل مناسب، از کمانش موضعی ورق جلوگیری به عمل آمده و رفتار بهتری برای ورق فولادی حاصل می‌شود. بتنِ این گونه دیوار برشی‌ها می‌تواند در جا و یا پیش‌ساخته باشد (شکل ۴-۵۴).

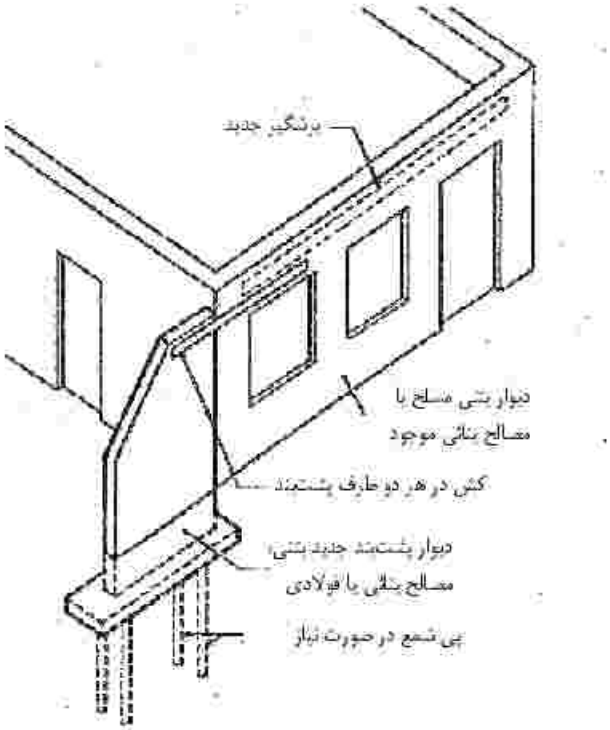


شکل ۴-۵۴- اشکال متداول در اجرای دیوارهای برشی کامپوزیت

۴-۳-۴- دیوارهای پشت بند

در صورتی که اضافه کردن دیوار و یا پرکردن قاب‌های موجود، با توجه به ملاحظات معماری مقدور نباشد و یا تغییرات در کاربری فعلی ایجاد اخلال نماید و در کل امکان اجرای بهسازی در داخل ساختمان با مشکلاتی همراه باشد، می‌توان به عنوان یک راه حل از دیوارهای پشت بند در خارج از ساختمان استفاده نمود (شکل ۴-۵۵).

البته اجرای این نوع از دیوارها در بسیاری از موارد ممکن است دسترسی‌های موجود به ساختمان را تغییر داده و خود موجب بروز اشکالاتی شود. در مجموع در طراحی این نوع دیوارها باید به اتصال آن با سازه قدیمی و همچنین فونداسیون جدید برای آن (بررسی رفتار فونداسیون جدید در رابطه با فونداسیون موجود) دقت ویژه‌ای شود.



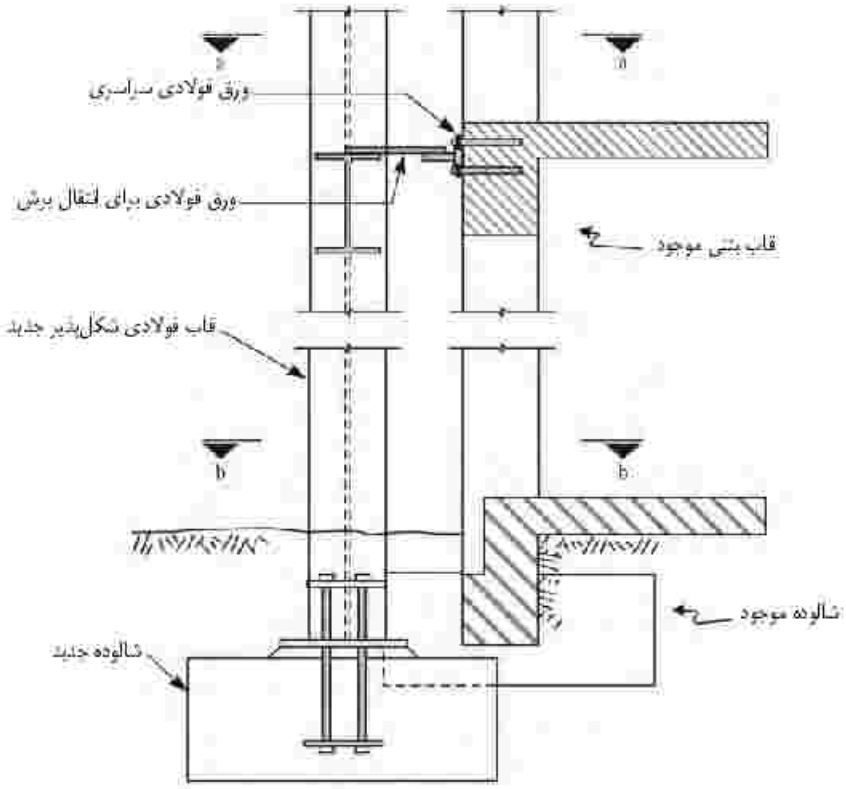
شکل ۴-۵۵- بهسازی با اضافه کردن دیوار پشت بند به ساختمان

۴-۴- اضافه کردن قاب‌های خمشی

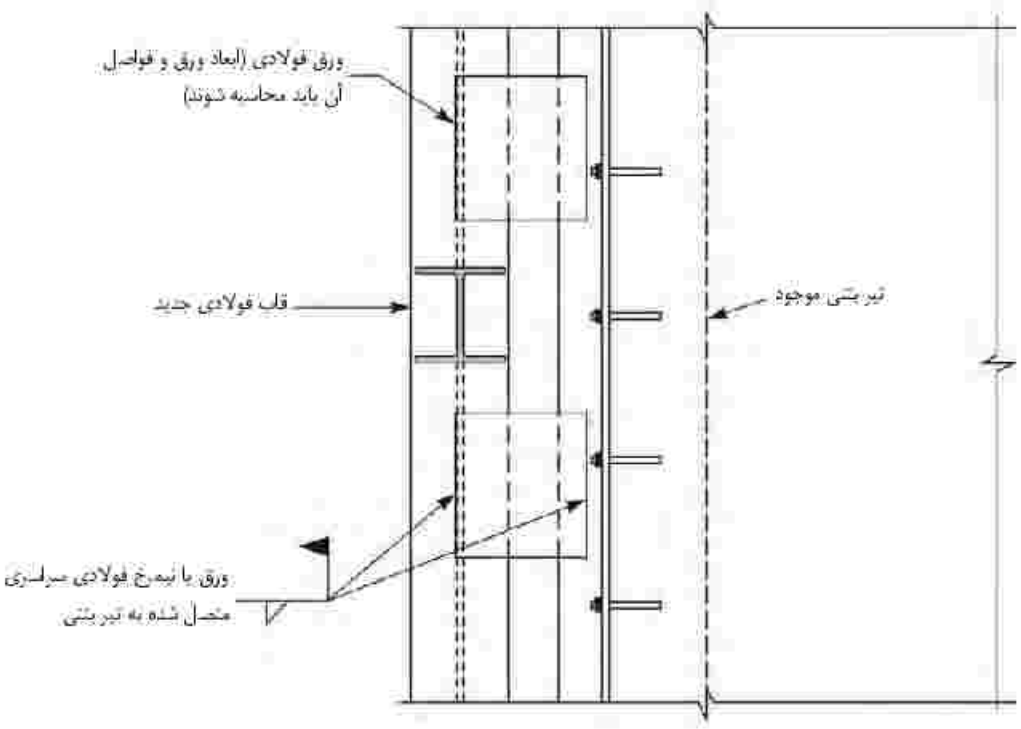
قاب‌های خمشی در صورت ارضای ضوابط تعیین شده ، دارای شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بالایی می باشند . به علت سختی کم پاسخ این سیستم به نیروهای جانبی باتغییر شکل‌های فزاینده همراه است که برای اجزای غیر سازه ای مشکلاتی را بوجود مـی آورد و همچنین با افزایش تغییرشکل‌های ثانویه حتی به ناپایداری کلی سازه منجر می‌شود.

این سیستمها با توجه به سختی کمتر و نرم بودن ، پس از خرابی سیستمهای سخت، مـی‌تواننـد نیـرو جـذب کننـد و در صـورت پاسخگو نبودن سیستم مقاوم اصلی، از خرابی سازه جلوگیری نمایند.

لازم به ذکر است قابهای اضافه شده می توانند بصورت خارجی نیز باشند (شکل ۴-۵۶).

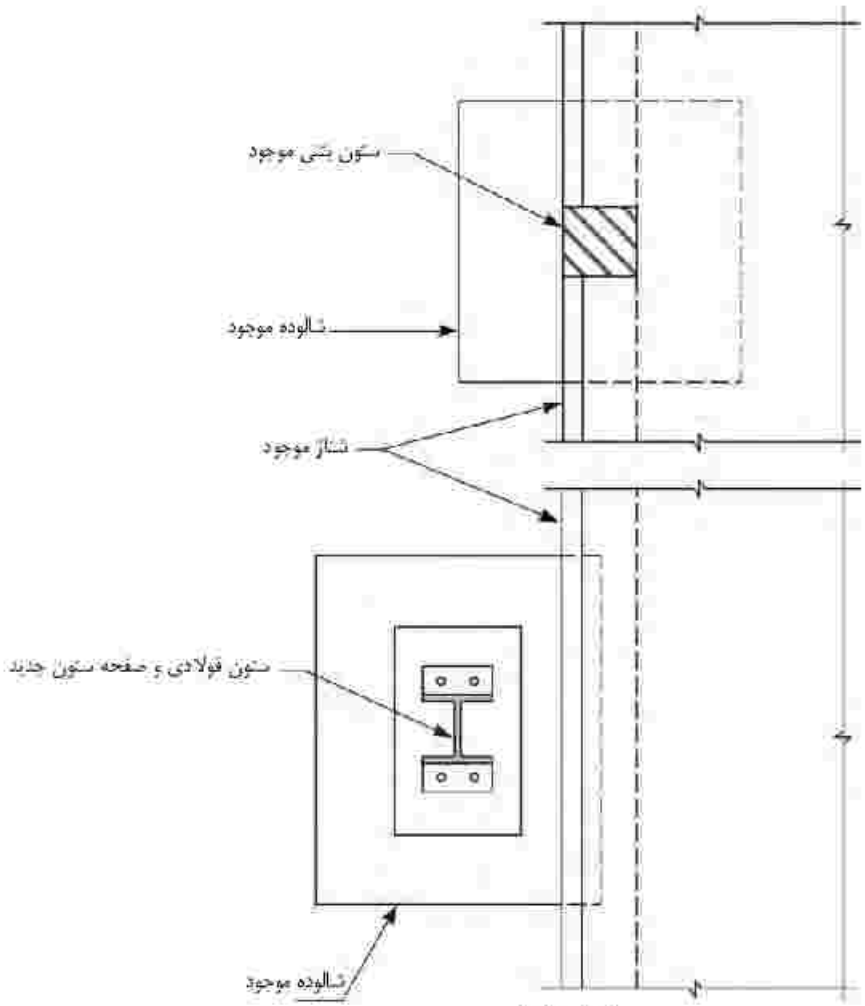


مقطع دیوار



مقطع a-a

شکل ۴-۵۶- بهسازی با اضافه کردن قاب خمشی در خارج از ساختمان



ادامه شکل ۴-۵۶- بهسازی با اضافه کردن قاب خمشی در خارج از ساختمان

مثال ۴-۱ (اضافه نمودن بادبند)

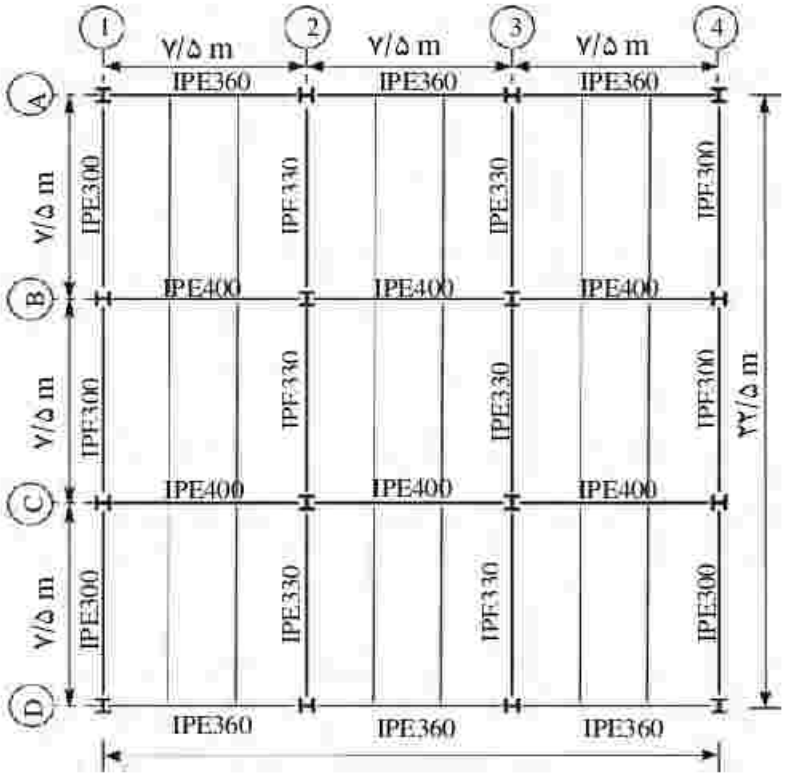
سازه‌ای با مشخصات زیر مفروض است. این سازه باید تحت بارهای لرزه‌ای دارای سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه باشد. مطلوبست بررسی سازه مورد نظر و در صورت لزوم بهسازی آن.

ساختمان دو طبقه و سیستم باربر آن قاب خمشی معمولی می‌باشد. اتصالات تیر به ستون جوشی و کاملاً گیردار است. قاعدهٔ ستون قوی، تیر ضعیف در این ساختمان رعایت نشده است.

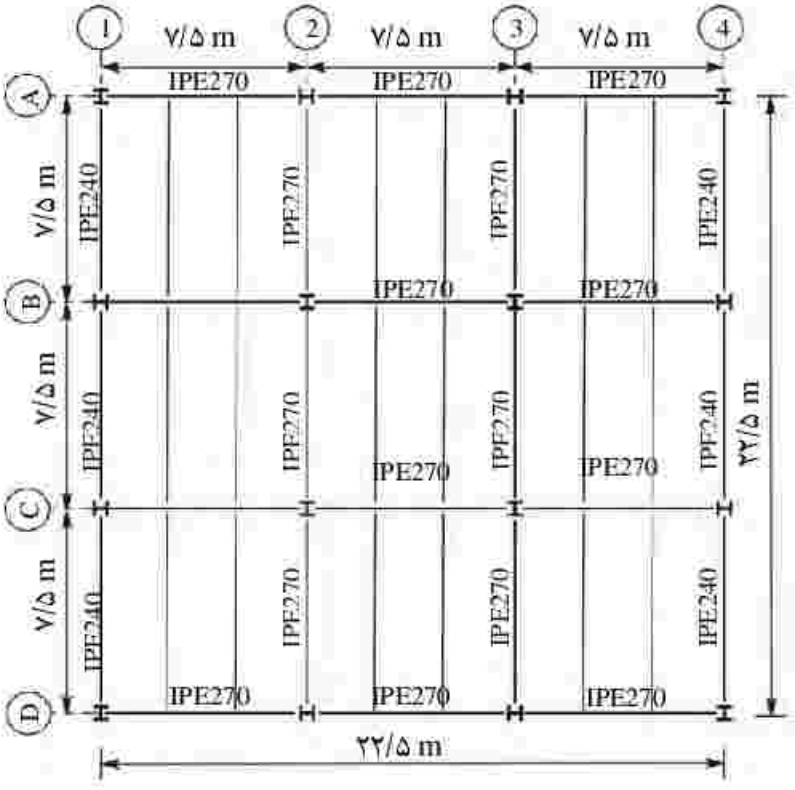
ارتفاع هر طبقه ۳/۳ متر و طول هر دهانه برابر ۷/۵ متر می‌باشد.

محل احداث ساختمان نیز شهر تهران و خاک منطقه نیز نوع III می‌باشد.

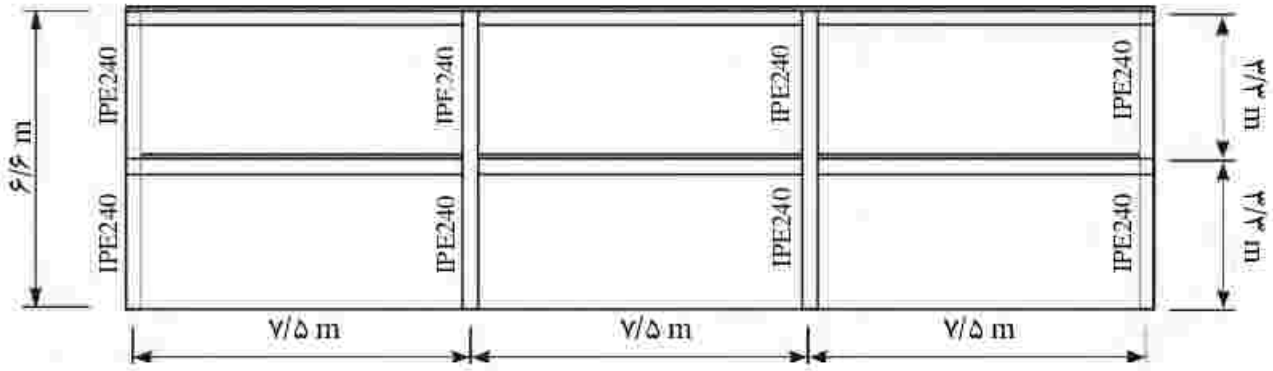
با توجه به کاربری ساختمان هدف از بهسازی ساختمان فوق، بهسازی ویژه می‌باشد. در بهسازی ویژه انتظار می‌رود که تحت زلزله سطح خطر ۲ استفاده بی‌وقفه تامین شده باشد.



شکل مثال ۴-۱-الف- پلان طبقه اول



شکل مثال ۴-۱-ب- پلان طبقه دوم (بام)



شکل مثال ۴-۱-ب- نمای ساختمان

گام ۱: تعیین بارهای ثقلی

بار خطی وارد بر تیرهای سقف

- تیرها در امتداد محورهای 1 و 4:

$$Q_D = 189 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 100 \ {Kg}/{m}$$

- تیرها در امتداد محورهای 2 و 3:

$$Q_D = 213 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 200 \ {Kg}/{m}$$

- تیرها در امتداد محورهای A و D :

$$Q_D = 402 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 300 \ {Kg}/{m}$$

- تیرها در امتداد محورهای B و C:

$$Q_D = 637.5 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 600 \ {Kg}/{m}$$

بار خطی وارد بر تیرهای طبقه

- تیرها در امتداد محورهای 1 و 4:

$$Q_D = 541.5 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 315 {Kg}/{m}$$

- تیرها در امتداد محورهای 2 و 3:

$$Q_D = 750 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 625 \ {Kg}/{m}$$

- تیرها در امتداد محورهای A و D :

$$Q_D = 1290 \ {Kg}/{m} \ , Q_L = 950 \ {Kg}/{m}$$

- تیرها در امتداد محورهای B و C :

$$Q_D = 2250 \ {}^{Kg}/_{m} \ , \ Q_L = 1875 \ {}^{Kg}/_{m}$$

گام ۲: انتخاب روش تحلیل سازه

برای انتخاب روش تحلیل سازه از ضوابط مندرج در نشریه ۳۶۰ تحت عنوان دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود استفاده می‌گردد. این نشریه روش‌های زیر را برای تحلیل سازه ها قابل استفاده می‌داند:

۱. روش استاتیکی خطی

۲. روش دینامیکی خطی

۳. روش استاتیکی غیر خطی

۴. روش دینامیکی غیر خطی

همانطور که مشاهده می‌شود، روشهای تحلیل به دو دسته کلی خطی و غیرخطی تقسیم می‌گردند . همچنین هر کدام از روش‌های خطی و غیرخطی به دو دسته استاتیکی و دینامیکی تقسیم می‌شوند. برای استفاده از روش‌های تحلیل خطی باید یکی از دو شرط ۱ یا ۲ ارائه شده در بند ۲-۳-۱ نشریه ۳۶۰ بر قرار باشد. همچنین چنانچه شرایط ۳ تا ۷ نیز برقرار باشد، می‌توان از روش استاتیکی خطی استفاده کرد. این بندها در ادامه ارائه شده‌اند.

در ادامه بندهای ۳۶۰ فوق‌الذکر کنترل می‌گردد.

- کنترل بند ۲:

طبق این بند چنانچه نسبت نیرو به ظرفیت حتی در یکی از اعضای اصلی بیشتر از ۲ باشد باید هر سه شرط زیر برقرار باشد :

۱. انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد.

۲. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه بیش از ۲۵٪ با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر از آن اختلاف نداشته باشد.

۳. نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در اثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰٪ با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد.

در ادامه موارد فوق بررسی می‌شوند:

کنترل بند ۲-۱:

با توجه به جزئیات و نقشه‌های موجود و همچنین برداشتهای انجام شده، هیچ گونه انقطاعی در سیستم باربر جانبی در راستای طولی و یا عرضی وجود ندارد. بنابراین این شرط برقرار می‌باشد.

کنترل بند ۲-۲:

سازه مورد بررسی دارای دو طبقه می‌باشد و پس از بررسی ضریب DCR این شرط نیز برقرار است .

کنترل بند ۲-۳:

با توجه به منظم بودن سازه در پلان، پیچش در سازه اتفاق نمی‌افتد و بنابراین مقدار تلاش‌های ایجاد شده در اعضا در اثر سازه بسیار ناچیز است.

بنابراین می‌توان از روش‌های تحلیل خطی استفاده کرد.

- کنترل بند ۳:

نوع سازه در جهت طولی و عرضی قاب خمشی فولادی $\alpha = 0.08 \rightarrow T = 0.08 \times (6.6)^{(3/4)} = 0.33\ sec$

زمین تیپ III $\Rightarrow T_s = 0.7\,\text{sec}$

بنابراین :

$T = 0.33\ \text{sec} < 3.5T_s = 3.5 \times 0.7$

$T = 0.33\ \text{sec} < 2.45\,\text{sec}\ \ O.K.$

همچنین سازه دارای دو طبقه با مساحت‌های برابر می‌باشد، بنابراین کلیه شرایط این بند برقرار است.

- کنترل بند ۴:

مطابق محاسبات، این بند نیز برقرار می‌باشد.

- کنترل بند ۵:

مطابق محاسبات، این بند نیز برقرار می‌باشد.

- کنترل بند۶:

مطابق محاسبات، این بند نیز برقرار می‌باشد.

- کنترل بند۷:

سیستم باربر جانبی سازه در راستای طولی و عرضی قاب خمشی فولادی می‌باشد. بنابراین سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد بوده و این شرط نیز برقرار است.

بنابراین با توجه به برقرار بودن موارد فوق می‌توان از روش استاتیکی خطی استفاده کرد.

گام ۳: محاسبه برش پایه با استفاده از نشریه ۳۶۰

جهت محاسبه نیروی جانبی ناشی از زلزله از رابطه زیر که در فصل سوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ارائه شده است، استفاده می‌گردد.

$$V = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_m \times S_a \times W$$

که در آن:

W: وزن کل ساختمان شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (۲-۲) استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد.

S_a: شتاب طیفی بازای زمان تناوب اصلی T است که براساس بخش (۶-۱) دستورالعمل تعیین می‌شود.

- محاسبه S_a :

$$T = \alpha . H^{(3/4)}$$

H: ارتفاع سازه

α: ضریبی است که براساس نوع سیستم سازه‌ای ساختمان تعیین می‌گردد.

نوع سیستم سازه ای در دو جهت طولی و عرضی سازه قاب خمشی فولادی می‌باشد، بنابراین:

$$\alpha = 0.08 \rightarrow T = 0.08 \times (6.6)^{(3/4)} = 0.33 \ sec$$

از آنجا که مقدار A در سطح خطر ۲ مشخص نمی‌باشد و آیین‌نامه‌های معتبر مقدار شتاب طیفی سطح خطر ۲ را حداکثر ۱/۵ برابر سطح خطر ۱ می‌دانند لذا برای محاسبه شتاب طیفی مقدار A محاسبه شده از آیین‌نامه ۲۸۰۰ را ۱/۵ برابر می‌نماییم.

سطح خطر ۲ $\quad T = 0.33 \xrightarrow{2800} S_a = A \times B = 1.5 \times 0.35 \times 2.75 = 1.44$

- محاسبه C_1:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2}$$

زمین نوع (III) $\rightarrow T_S = 0.7$

بنابراین: $\quad C_1 = 1 + \frac{0.7 - 0.33}{2 \times 0.7 - 0.2} = 1.31$

- محاسبه C_2:

با توجه به انجام تحلیل خطی (تحلیل اولیه) مقدار آن برابر ۱ فرض می‌گردد.

- محاسبه C_3:

به عنوان فرض اولیه مقدار C_3 برابر یک فرض می‌شود.

- محاسبه C_m:

جهت طولی و عرضی قاب خمشی فولادی $\longrightarrow C_m=1$

$$V_X = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_m \times S_a \times W_E \rightarrow V = 1.31 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.44 \times W$$
$$V_Y = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_m \times S_a \times W_E \rightarrow V = 1.31 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.44 \times W$$
$$V_X = 1.89W$$
$$V_Y = 1.89W$$

وزن مؤثر در بام = $W_E=80.1$ ton

وزن مؤثر در طبقه اول = $W_E=142.3$ ton

وزن مؤثر کل = $W_T=80.1+142.3=222.4$ ton

مقدار برش پایه

$$V_x = 1.89 W_E$$
$$V_x = 1.89 \times 222.4$$
$$V_x = 420.34 ton$$
$$V_y = 420.34 ton$$

گام ۴: توزیع برش پایه برای زلزله سطح خطر ۲

تراز	W_i ton	H_i m	$WiHi$	$\frac{W_i H_i^K}{\Sigma WiH_i^K}$	$F_X = V_X \times \frac{W_i H_i^K}{\Sigma WiH_i^K}$ ton	$F_Y = V_Y \times \frac{W_i H_i^K}{\Sigma WiH_i^K}$ ton
بام	۸۰/۱	۶/۶	۵۲۸/۷	۰/۵۳	۲۲۲/۷۸	۲۲۲/۷۸
طبقه	۱۴۲/۳	۳/۳	۴۶۹/۶	۰/۴۷	۱۹۷/۵۶	۱۹۷/۵۶
مجموع	۲۲۲/۴		۹۹۸/۳	۱/۰۰	۴۲۰/۳۴	۴۲۰/۳۴

از آنجا که زمان تناوب سازه زیر ۰/۵ ثانیه می‌باشد مقدار k برابر یک درنظر گرفته شده است .

گام ۵: ترکیبات بارگذاری بر اساس دستورالعمل بهسازی

مطابق بند ۳-۲-۷ نشریه ۳۶۰ چنانچه یکی از دو شرط زیر صادق باشند باید اثر همزمانی مولفه‌های زلزله در نظر گرفته شود.

۱. ساختمان در پلان نامنظم باشد.

۲. ساختمان دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند سیستم بار جانبی در جهات مختلف باشد.

برای در نظر گرفتن اثر همزمانی در روش‌های تحلیل خطی باید اثر زلزله در هر جهت با ۳۰٪ اثر زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه شرط دوم در سازه بر قرار است این موضوع در ترکیب بارهای معرفی شده به نرم افزار لحاظ می‌گردد.

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل

$$Q_{uD1} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD2} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD3} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD4} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD5} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD6} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD7} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD8} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD9} = 0.9Q_D + Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD10} = 0.9Q_D + Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD11} = 0.9Q_D - Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD12} = 0.9Q_D - Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$$

$$Q_{uD13} = 0.9Q_D + Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD14} = 0.9Q_D + Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD15} = 0.9Q_D - Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD16} = 0.9Q_D - Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$$

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1.C_2.C_3.J}$$

$$C_1 = 1.31$$
$$C_2 = 1$$
$$C_3 = 1$$

با توجه به اینکه محل احداث پروژه دارای خطر نسبی زیادی می باشد مقدار J=2 (چون DCR سازه چک شده است) است.
بنابراین:

$$Q_{UFX} = Q_G \pm 0.38Q_E$$
$$Q_{UFY} = Q_G \pm 0.38Q_E$$

ترکیب بارهای معرفی شده به نرم افزار مطابق زیر می‌باشد:

- جهت X

$$Q_{UFX\,1} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,2} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,3} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,4} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,5} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,6} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,7} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX\,8} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$

- جهت Y

$$Q_{UFY\,9} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,10} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,11} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,12} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,13} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,14} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,15} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY\,16} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$

گام ۶: مدلسازی

طبق بند (۳-۲-۲-۱) دستورالعمل بهسازی، سازه باید به صورت سه بعدی مدلسازی شود، در موارد ذکر شده در این بند برای تحلیل‌های غیرخطی می‌توان از مدل دو بعدی نیز استفاده کرد. در صورتیکه سازه دارای دیافراگم صلب، مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) دستورالعمل بهسازی باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۳-۲-۳) دستورالعمل ملحوظ شده باشد، می‌توان از مدلسازی دو بعدی در تحلیل های غیرخطی نیز استفاده کرد. در مدلسازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل ۵ یا ۶ دستورالعمل بهسازی برآورد شود.

اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با بارثقلی و اعضای غیر اصلی باید برای تغییر شکل های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار ثقلی ارزیابی شوند. در تحلیل های خطی، فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می‌شود. چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از ۲۵٪ جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آنها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کم تر از ۲۵٪ شود. هرگاه جمع سختی جانبی اجزای غیرسازه‌ای بیش‌تر از ۱۰٪ سختی جانبی کل در هر طبقه باشد باید اثر آن ها نیز در مدل سازه در نظر گرفته شود.

چنانچه حذف برخی از اعضای غیراصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییر شکل در اعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا به مدل اضافه گردد. همچنین دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود.

تحلیل‌های غیر خطی نشریه ۳۶۰ دو روش غیر خطی کامل و غیر خطی ساده شده را به رسمیت می‌شناسد. در روش غیرخطی کامل سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضاء در اثر کاهندگی باید در مدلسازی وارد گردد. اما در روش غیر خطی ساده شده فقط اعضای اصلی مدل شده و از اثر کاهندگی صرف نظر می‌شود. در روش‌های غیرخطی نیز دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود.

گام ۷: معیارهای پذیرش

با توجه به استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی، معیارهای پذیرش برای اعضا مطابق بند ۵-۴-۲-۴ نشریه ۳۶۰ می‌باشد.

گام ۸: کنترل معیارهای پذیرش

مقطع	$\frac{b}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$
IPE240	6.12	38.7
IPE270	6.62	40.9
IPE300	7	42.25
IPE330	6.96	44
IPE360	6.9	45
IPE400	6.68	46.51

$$F_{ye} = 1.1 \times 2400 = 2640 \, {kg}/{cm^2}$$

$$\frac{b}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{420}{\sqrt{2640}} = 8.17$$

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{3185}{\sqrt{2640}} = 62$$

با توجه به اینکه $\frac{b}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{h}{t_w} \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ طبق جدول ۵-۲ نشریه ۳۶۰ مقدار m برای سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود.

۱ – کنترل معیار پذیرش برای تیر

IPE 300

$A = 53.8 \, cm^2$

$I_{3-3} = 8356 cm^4$ $\quad I_{2-2} = 604 cm^4$

$S_{3-3} = 557 cm^3$ $\quad S_{2-2} = 81 cm^3$

$Z_{3-3} = 628 cm^3$ $\quad Z_{2-2} = 125 cm^3$

$r_{3-3} = 12.5 cm$ $\quad r_{2-2} = 3.35 cm$

از آنجا که تیر در بتن دال مهار شده لذا تیر دارای اتکای جانبی می‌باشد.

$$\left.\begin{aligned} b/t_f &= \frac{7.5}{1.07} = 7 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2400}} = 11.12 \\ h/t &= \frac{30}{0.71} = 42.25 < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} = \frac{5365}{\sqrt{2400}} = 109.5 \end{aligned}\right\}$$ مقطع تیر فشرده است

با توجه به اینکه عضو فشرده و دارای اتکای جانبی می‌باشد لذا:

$$M_{CE} = Z.F_{ye}$$

$$F_{ye} = 1.1F_y = 1.1 \times 2400 = 2640\,kg/cm^2$$

$$\rightarrow M_{CEY} = Z.F_{ye} = 628 \times 2640 \times 10^{-5} = 16.58\,ton.m$$

$$\rightarrow M_{CEX} = Z.F_{ye} = 125 \times 2640 \times 10^{-5} = 3.3\,ton.m$$

- کنترل معیار پذیرش:

$$\frac{P_{UE}}{P_{CL}} = 0 < 0.15$$

بنابراین معادله اندرکنش بصورت زیر کنترل می‌شود:

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x kM_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y kM_{CEy}} \le 1.0$$

$P_{UF} = 0$ ، $M_{UDX} = 0.0t.m$، $M_{UDY} = 46.1t.m \rightarrow$ از تحلیل‌های انجام شده محاسبه می‌گردد

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x kM_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y kM_{CEy}} \le 1.0$$

$$\frac{46.1 \times 10^5}{2 \times 0.75 \times 16.58 \times 10^5} = 1.85 > 1 \rightarrow N.G$$

با توجه به محاسبات انجام شده تیرها از کفایت لازم در برابر تلاش‌های داخلی برای بار زلزله سطح خطر ۲ برخوردار نمی‌باشند.

۲- کنترل معیار پذیرش برای ستون

IPB 240

$A = 106\ \text{cm}^2$

$I_{3-3} = 11260\ cm^4$ $I_{2-2} = 3923\ cm^4$

$S_{3-3} = 938\ cm^3$ $S_{2-2} = 327\ cm^3$

$Z_{3-3} = 1053\ cm^3$ $Z_{2-2} = 498\ cm^3$

$r_{3-3} = 10.3\ cm$ $r_{2-2} = 6.08\ cm$

$$F_{ye} = 1.1 \times F_y = 1.1 \times 2400 = 2640 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

۱. محاسبه ظرفیت محوری

با توجه به گیردار بودن قاب و بر اساس محاسبات پس از بهسازی مقدار k برابر ۲ می‌باشد. مقدار L برابر ۳/۳ متر می‌باشد.

$$\lambda_{22} = \frac{kl}{r_{22}} = \frac{2.0 \times 330}{6.08} = 108.6$$

$$\lambda_{33} = \frac{kl}{r_{33}} = \frac{2.0 \times 330}{10.3} = 64.1$$

$$\lambda = 108.6 \rightarrow F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2} \rightarrow F_a = 830 \ {}^{kg}/_{cm^2} \rightarrow$$

بنابراین:

$$P_{CL} = 1.7 \times A \times F_a = 1.7 \times 106 \times 830 \times 10^{-3} = 149.6 \ ton$$

۲. محاسبه ظرفیت خمشی

$$l_b = 350 cm$$

$$l_c = \frac{635 b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{635 \times 24}{\sqrt{2400}} = 311 cm$$

$$l_c = \frac{14 \times 10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right) 2400} = \frac{14 \times 10^5}{\left(\frac{24}{24 \times 1.7}\right) 2400} = 992 cm$$

$l_b > l_c \Rightarrow$ ستون اتکای جانبی ندارد

با توجه به اینکه ستون اتکای جانبی ندارد و فشرده می‌باشد داریم:

$$\sqrt{\frac{72 \times 10^5 C_b}{F_y}} \le \frac{L}{r_T} \le \sqrt{\frac{360 \times 10^5 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{L}{r_T}\right)^2}{1075 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$F_b = 969 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$M_{CE} = \frac{5}{3} \times S \times F_b$$

$$\rightarrow M_{CEY} = \frac{5}{3} \times S_{3-3} \times F_b = \frac{5}{3} \times 938 \times 969 \times 10^{-5} = 15.15\,T.m$$

$$\rightarrow M_{CEX} = \frac{5}{3} \times S_{2-2} \times F_b = \frac{5}{3} \times 327 \times 969 \times 10^{-5} = 5.28\,T.m$$

$$\lambda = 64.1 \rightarrow F_e = 4898\,kg/cm^2 \rightarrow P_{ey} = \frac{12}{23} F_e A \rightarrow P_{ey} = 270880.7\,kg$$

$$\lambda = 108.6 \rightarrow F_e = 1706.38\,kg/cm^2 \rightarrow P_{ex} = \frac{12}{23} F_e A \rightarrow P_{ex} = 94370.23\,kg$$

۳. کنترل معیار پذیرش

کنترل ستون در محل اتصال به تیر

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} = \frac{63}{149.6} = 0.42 \rightarrow 0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.5$$

بنابراین معادله اندرکنش بصورت زیر کنترل می شود:

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UDx}}{m_x \kappa \left[1 - \frac{P_{UF}}{kP_{ex}}\right] M_{CEx}} + \frac{C_{my} M_{UDy}}{m_y \kappa \left[1 - \frac{P_{UF}}{kP_{ey}}\right] M_{CEy}} \le 1$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{yLB}} + 0.85\left[\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{PCEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{PCEy}}\right] \le 1.0 \;;\; M_{UDx} \le m_x \kappa M_{PCEx} \;;\; M_{UDy} \le m_y \kappa M_{PCEy}$$

با توجه به هدف بهسازی (ویژه) و سطح اطلاعات (متعارف) میزان ضریب آگاهی مطابق جدول (۳-۱)، $\kappa = 0.75$ می‌باشد. همچنین مطابق جدول ۵-۲ نشریه ۳۶۰ مقدار m برابر m=2 است.

$P_{UF} = 63ton$ ، $M_{UDX} = 26.4t.m$ ، $M_{UDY} = 25.5t.m \rightarrow$ از تحلیل‌های انجام شده محاسبه می‌گردد

$$\frac{63 \times 10^3}{0.75 \times 149.6 \times 10^3} + \frac{0.85 \times 26.4 \times 10^5}{2 \times 0.75 \times \left[1 - \frac{63 \times 10^3}{0.75 \times 94370.23}\right] \times 5.28 \times 10^5} + \frac{0.85 \times 25.5 \times 10^5}{2 \times 0.75 \times \left[1 - \frac{63 \times 10^3}{0.75 \times 270880.7}\right] \times 15.15 \times 10^5}$$

$$0.56 + 25.78 + 1.38 = 27.72 >> 1$$

بنابراین کلیه ستون‌های طبقه اول کفایت لازم در برابر تلاش‌های حاصل از آنالیز برای زلزله سطح خطر ۲ را ندارد.

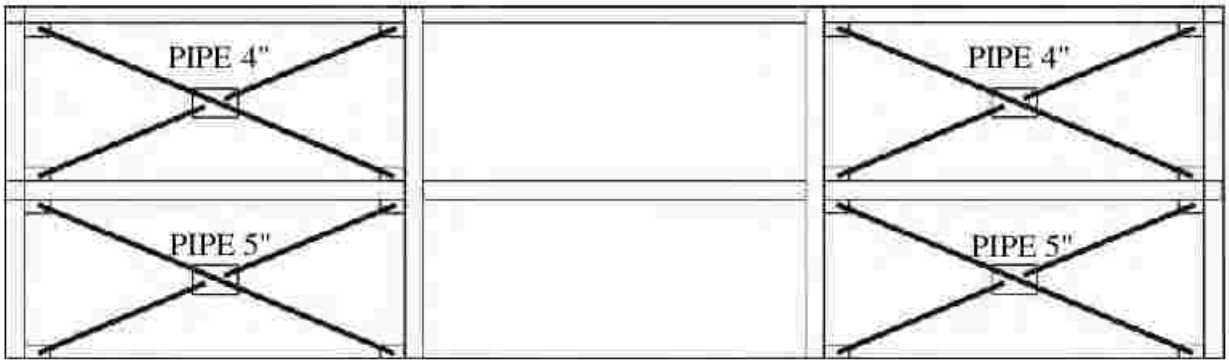
گام ۹: نتیجه‌گیری

- با توجه به ارزیابی‌های انجام شده بر روی سازه و با توجه به سطح عملکردهای مورد انتظار می‌توان گفت سازه مناسب نیست و نیاز به بهسازی دارد.

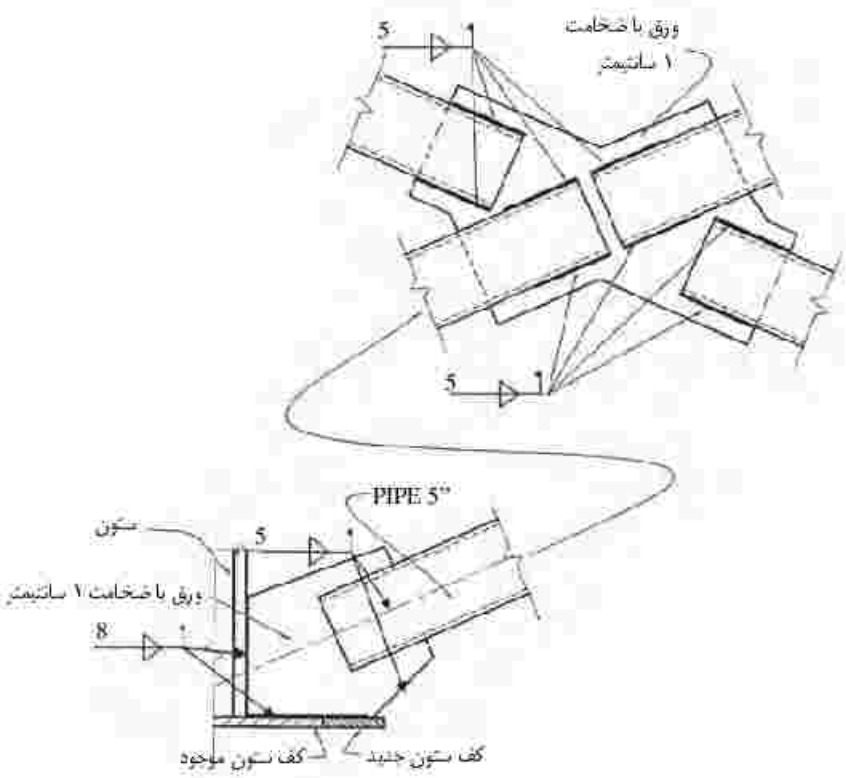
گام ۱۰: *روش بهسازی*

اضافه نمودن مهاربند اساساً منجر به افزایش مقاومت و سختی سازه می‌گردد. در این سازه از مهاربندهای همگرا استفاده می‌شود. مبنای طراحی مهاربند نیز مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان می‌باشد به طوری که کلیه موارد طراحی لرزه‌ای بر اساس فصل ۱۰-۳ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان در طراحی مهاربندها رعایت شده است.

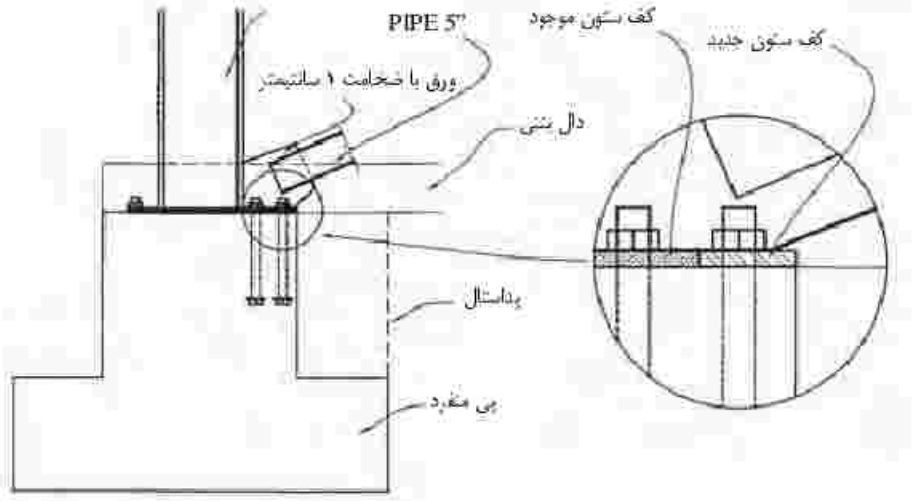
جزئیات اجرایی مطابق اشکال زیر می‌باشد. در طبقه فوقانی از "PIPE4 و در طبقه تحتانی از "PIPE5 در مهاربندها استفاده می‌گردد.

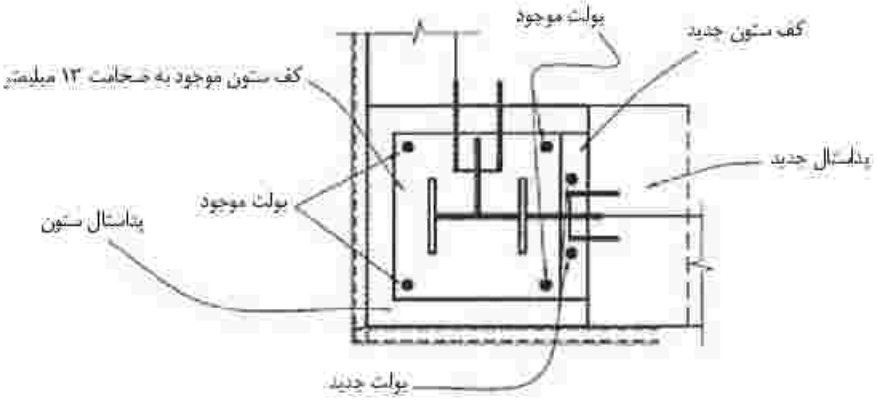


شکل مثال ۴-۱-ت- آرایش مهاربندهای نشان داده شده در هر چهار طرف سازه می‌باشد


5
ورق با ضخامت
۱ سانتیمتر
5
PIPE 5"
ستون
5
ورق با ضخامت ۱ سانتیمتر
8
کف ستون موجود
کف ستون جدید

شکل مثال ۴-۱-ت


PIPE 5"
کف ستون موجود
کف ستون جدید
ورق با ضخامت ۱ سانتیمتر
دال بتنی
پداستال
پی منفرد



شکل مثال ۴-۱-ج

گام ۱۱: تحلیل سازه بهسازی شده

پس از مقاوم‌سازی سازه با استفاده از مهاربندهای همگرا، سازه تحت تحلیل بار افزودن (تحلیل استاتیکی غیرخطی) مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین ترتیب که سازه را تا رسیدن به تغییر مکان هدف تحت تغییرمکان جانبی قرار می‌دهند.

الگوی بارگذاری ۱

در اولین الگوی بارگذاری، مقدار بار جانبی هرطبقه به وزن آن طبقه بستگی دارد.

وزن بام ۸۰/۱ تن،

وزن طبقه ۱۴۲/۳ تن،

وزن کل سازه برابر ۲۲۲/۴ تن می‌باشد.

$$\text{نسبت نیروی جانبی در تراز بام} = \frac{۸۰/۱}{۲۲۲/۴} = ۰/۳۶$$

$$\text{نسبت نیروی جانبی در تراز طبقه} = \frac{۱۴۲/۳}{۲۲۲/۴} = ۰/۶۴$$

الگوی بارگذاری۲

در دومین الگوی بارگذاری، مقدار بار هر طبقه با توجه به نسبت رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^{\ k}}{\sum w_i h_i^{\ k}}$$

تراز	وزن(تن)	ارتفاع(متر)	$w_x h_x^{\ k}$	C_{vx}
بام	۸۰/۱	۶/۶	۵۲۸/۷	۰/۵۳
طبقه	۱۴۲/۳	۳/۳	۴۶۹/۶	۰/۴۷

نسبت نیروی جانبی در تراز طبقه = ۰/۴۷

نسبت نیروی جانبی در تراز بام = ۰/۵۳

محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر

زمان تناوب اصلی مؤثر T_e در امتداد مورد بررسی بر اساس مدل رفتاری برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

که در آن T_i زمان تناوب ساختمان با فرض رفتار خطی است و k_i سختی جانبی ارتجاعی می‌باشد.

بار ثقلی مؤثر

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

مدلسازی

از نرم‌افزار Sap2000 به منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزودن استفاده شده است. با تعریف مفاصل پلاستیک از پیش تعیین شده عملکرد غیرخطی سازه مدل می‌گردد. خصوصیات مفاصل با توجه به نشریه ۳۶۰ دستورالعمل بهسازی تعریف می‌شود.

مفصل محوری مهاربند "PIPE5

برای فشاری

$$F_{ye} = 1.1F_y = 1.1 \times 2400 = 2640\, kg/cm^2$$

$PIPE5"$

$A = 27 cm^2$

$r = 4.7 cm$

قطر خارجی لوله = 13.9 cm

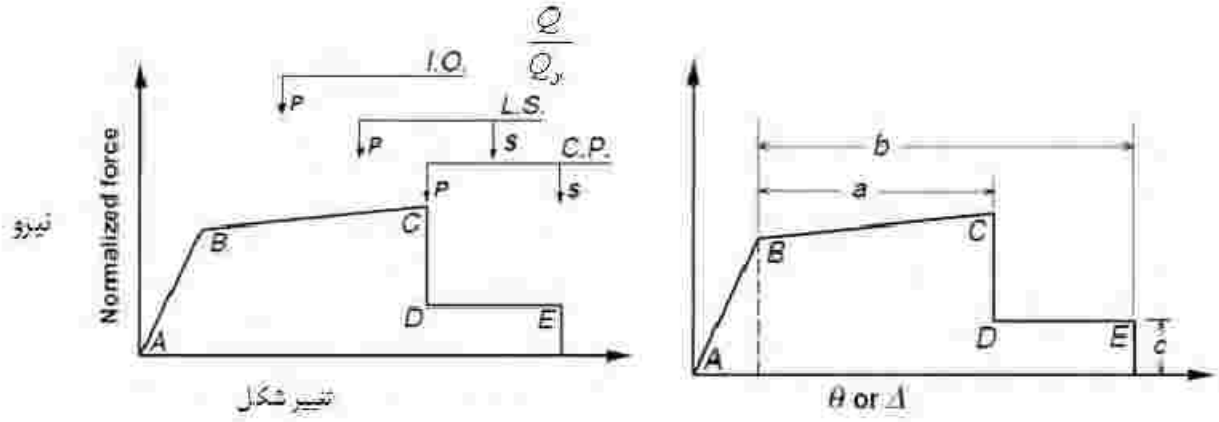
ضخامت جداره لوله = 0.65 cm

$$\frac{d}{t} = \frac{13.9}{0.65} = 21.4$$

$$\frac{d}{t} < \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow 21.4 < 2143$$

$$a = 0.5\Delta_c, b = 9\Delta_c, c = 0.4,$$

$$IO = 0.25\Delta_c, LS = 4\Delta_c, CP = 6\Delta_c$$



شکل مثال ۴-۱-ج

پارامترهای Q و Q_y به ترتیب عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو می‌باشند. در تیرها و ستون‌ها θ عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون، θ_y چرخش حد تسلیم، Δ کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری و Δ_y تغییرمکان حد تسلیم می‌باشد. a، b و c پارامترهای مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل در منحنی نیرو–تغییرشکل اجزا می‌باشد که از جداول ۵-۳ و ۵-۴ نشریه ۳۶۰ محاسبه می‌شوند.

معیارهای پذیرش روش استاتیکی خطی مطابق ضوابط بخش ۵-۵-۳-۴ نشریه ۳۶۰ می‌باشد.

$$P_{CE} = 1.7 F_{as} A$$

$$\lambda = \frac{KL}{r}, K = 1, L = 4.1, r = 4.7cm$$

$$\lambda = \frac{410}{4.7} = 87.2$$

$$C_C = \frac{6440}{\sqrt{2400}} = 131.5$$

$$\Rightarrow \lambda < C_C$$

$$\lambda = 87.2 \Rightarrow F_a = 995\, kg/cm^2$$

$$P_{CE} = Q_{CE} = 1.7 \times 995 \times 27 = 45671\, kg$$

$$\Delta c = \frac{P_{CE}.L}{E.A} = \frac{45671 \times 820}{2.1 \times 10^6 \times 27} = 0.66cm = 6.6mm$$

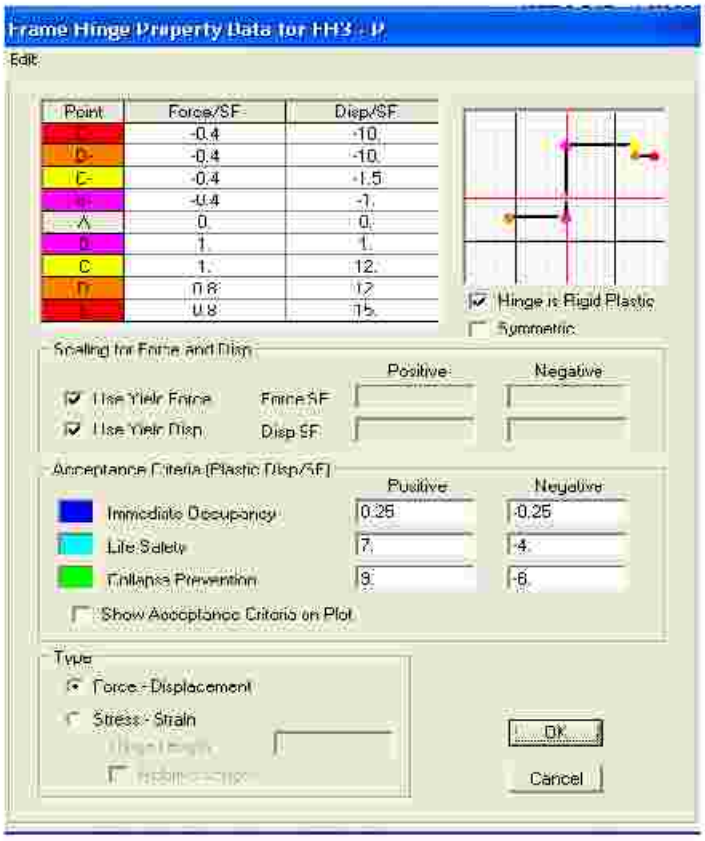
برای کشش

نیرو کششی مورد انتظار = $A \times F_{ye} = 27 \times 2640 = 71280\, kg$

$$\Delta_T = \frac{T.L}{EA} = \frac{21280 \times 820}{2.1 \times 10^6 \times 27} = 1.03cm$$

$$a = 11\Delta_T, b = 14\Delta_T, c = 0.8,$$

$$IO = 0.25\Delta_T, LS = 7\Delta_T, CP = 9\Delta_T$$



شکل مثال ۴-۱-ح

مفصل پلاستیک تیر

محاسبات مفصل پلاستیک برای یکی از تیرها نشان داده شده است:

$$F_{ye} = 1.1 \times F_y = 1.1 \times 2400 = 2640\, kg/cm^2$$

برای تیر IPE330

$$Z = 804\, cm^3 \,,\ell_b = 7.5m \,, I_b = 11770\, cm^4$$

$$Q_{CE} = ZF_{ye}$$

$$Q_{CE} = 804 \times 2640 = 21.23\, ton.m$$

$$\frac{b}{2t_f} = 6.96 \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}} = 8.17$$

$$\frac{h}{t_w} = 44 \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}} = 62$$

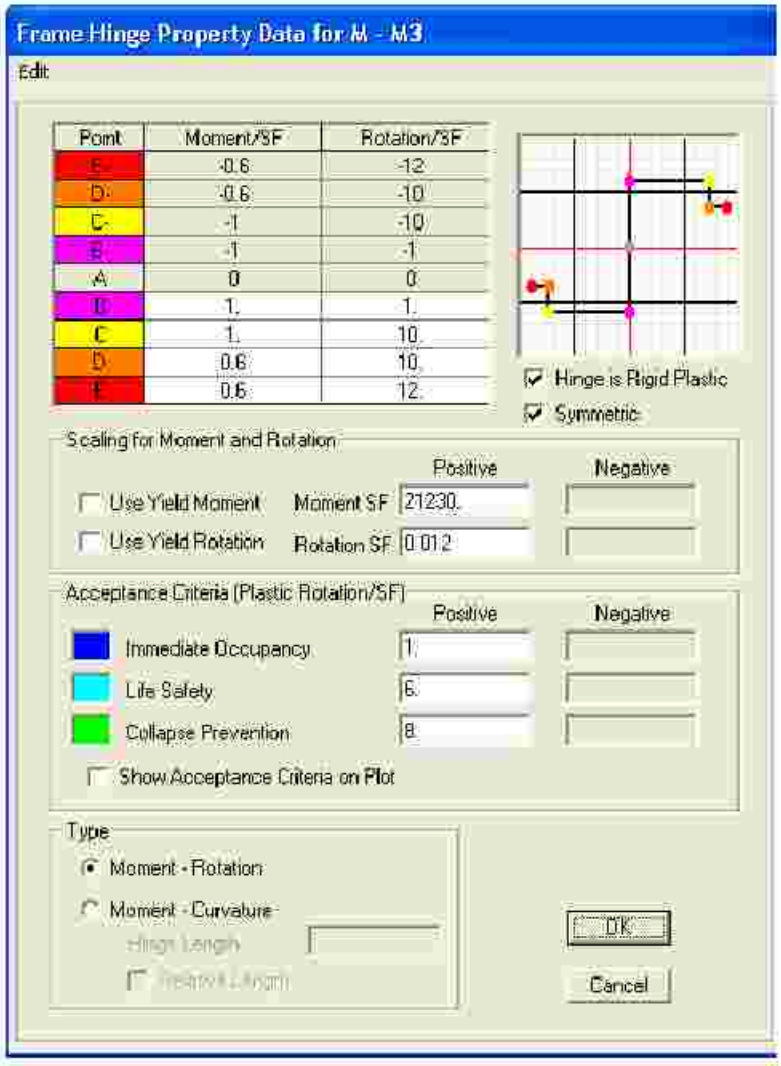
$$a = 9\theta_y , b = 11\theta_y , c = 0.6$$

$$IO = \theta_y$$

$$LS = 6\theta_y$$

$$CP = 8\theta_y$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}\ell_b}{6EI_b} = \frac{804 \times 2640 \times 840}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 11770} = 0.012\,Rad$$



شکل مثال ۴-۱-خ

محاسبه مفصل پلاستیک ستون

$IPB\,240$

$$Z_{3-3} = 1053cm^3 , Z_{2-2} = 498cm^3 , A = 106cm^2$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \le ZF_{ye}$$

$$F_{ye} = 1.1F_y = 2640kg/cm^2$$

$$P_{ye} = AF_{ye} = 106 \times 2640 \times 10^{-3} = 279.8ton$$

$$p = 41ton$$

درجهت قوی: $ZF_{ye} = 1053 \times 2640 \times 10^{-5} = 27.8ton.m$

درجهت ضعیف: $ZF_{ye} = 498 \times 2640 \times 10^{-5} = 13.15ton.m$

$$\frac{P}{P_{ye}} = \frac{41}{279.8} = 0.147 \le 0.15$$

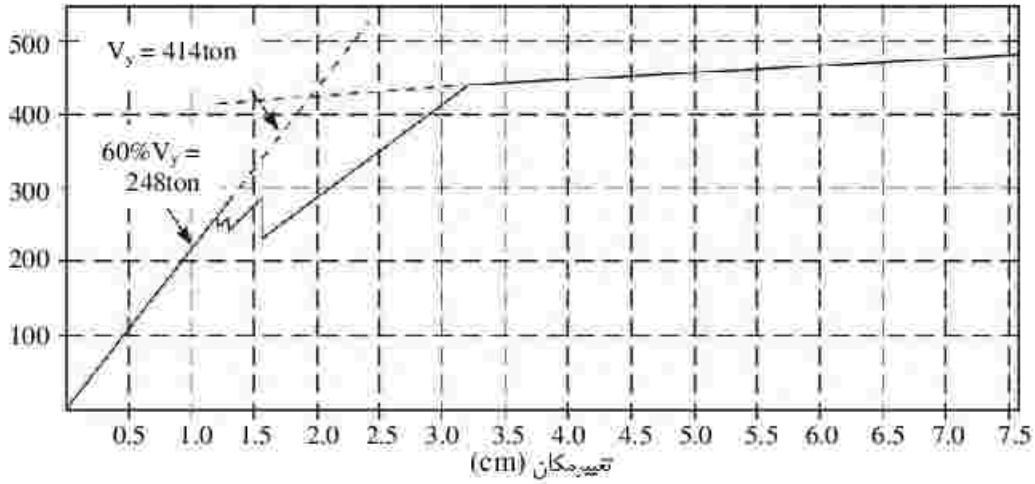
$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}\ell_c}{6EI_c}(1 - \frac{P}{P_{ye}})$$

محور قوی $$\theta_y = \frac{27.8 \times 10^5 \times 330}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 11260}(1 - \frac{41 \times 10^3}{279.8 \times 10^3}) = 0.0055\ Rad$$

محور ضعیف $$\theta_y = \frac{13.15 \times 10^5 \times 330}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 3923}(1 - \frac{41 \times 10^3}{279.8 \times 10^3}) = 0.0075\ Rad$$

گام ۱۲: تحلیل بار افزون

در هنگام تحلیل بار افزودن ٪۱۰۰ تغییر مکان هدف جهت مورد نظر با ٪۳۰ تغییر مکان جهت دیگر به طور همزمان بر سازه اعمال می‌گردد.



شکل مثال ۴-۱-د

تعیین تغییرمکان هدف

$$\delta = C_0C_1C_2C_3S_a\frac{T_e^2}{4\pi^2}g$$

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

مقدار T_1 بر اساس محاسبات نرم‌افزار 0.17 ثانیه بدست می‌آید و از آنجا که $K_1 = K_e$ می‌باشد پس مقدار $T_e = 0.17s$ در نظر گرفته می شود.

$$C_0 = 1.2$$

$$T_s = 0.7 > T_e \Rightarrow C_1 = \frac{\left[1+[R-1]\frac{T_s}{T_e}\right]}{R}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \Rightarrow R = \frac{0.9625}{513/291.5} \times 1 = 0.55$$

$$C_1 = \frac{\left[1+(0.55-1)\times\frac{0.7}{0.17}\right]}{0.5} = -1.71 \Rightarrow C_1 = 1$$ در هر دو جهت

C_2 با استفاده از جدول ۳-۳ نشریه ۳۶۰ برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

طبق نشریه ۳۶۰، C_3 برای سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند $(\alpha > 0)$ برابر ۱ درنظر گرفته می شود .در نمودار برش پایه – تغییرمکان صفحه قبل دیده می شود که سازه دارای سختی مثبت است و پس از تسلیم شیب نمودار همچنان مثبت می باشد .

$$C_1 = 1$$
$$C_2 = 1$$
$$C_3 = 1$$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_t = 1.2 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.44 \times \frac{0.17^2}{4\pi^2} \times 981 = 1.24\,cm$$

از آنجا که ساختمان تحت تحلیل ۳ بعدی قرار گرفته ابتدا تغییر مکانی برابر ۳۰٪ تغییر مکان هدف در ابتدا بدان اعمال شده $(0.3 \times 1.24 = 0.372\ cm)$ و سپس تغییر مکان اصلی هدف که راستای دیگر بدان اعمال می‌گردد.

تغییر شکل و نیرو در مهاربند

در طبقه اول نیروی موجود در مهاربند برابر 28.9 ton و تغییر طول محوری آن حدود 4.6mm می‌باشد.

در طبقه دوم نیروی موجود در مهاربند 14.2 ton و تغییر طول نظیر آن نیز 2.8mm است.

لنگرهای تیر

$IPE\,240, M_{max} = 1.76 ton.m$ $\quad$ $IPE\,270, M_{max} = 2.52 ton.m$

$IPE\,300, M_{max} = 6.0 ton.m$ $\quad$ $IPE\,330, M_{max} = 7.05 ton.m$

$IPE\,360, M_{max} = 11.3 ton.m$ $\quad$ $IPE\,400, M_{max} = 21.0 ton.m$

مقطع تیر	اساس پلاستیک مقطع (cm^3)	لنگر پلاستیک مقطع * (ton-m)	لنگر موجود در تیر (ton-m)	نیاز به ظرفیت مقطع
IPE240	۳۶۷	۹/۶۹	۱/۷۶	۰/۱۸
IPE270	۴۸۴	۱۲/۷۸	۲/۵۲	۰/۲
IPE300	۶۲۸	۱۶/۵۸	۶/۰	۰/۳۶
IPE330	۸۰۴	۲۱/۲۳	۷/۰۵	۰/۳۳
IPE360	۱۰۱۹	۲۶/۹	۱۱/۳	۰/۴۲
IPE400	۱۳۰۷	۳۴/۵	۲۱/۰	۰/۶۱

* $M_{CE} = Z.F_{ye}$

نیروهای ستون

نیروهای محوری: 44.9 ton

خمش حول محور قوی: 4.52 ton.m

خمش حول محور ضعیف: 0.52 ton.m

کنترل ستون در محل اتصال به تیر

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} = \frac{44.9}{149.6} = 0.3 \le 0.5$$

بنابراین معادله اندرکنش بصورت زیر کنترل می شود:

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{C_{mx}M_{UDx}}{m_x\kappa\left[1-\frac{P_{UF}}{kP_{ex}}\right]M_{CEx}} + \frac{C_{my}M_{UDy}}{m_y\kappa\left[1-\frac{P_{UF}}{kP_{cy}}\right]M_{CEy}} \le 1$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{yLB}} + 0.85\left[\frac{M_{UDx}}{m_x\kappa M_{PCEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y\kappa M_{PCEy}}\right] \le 1.0 \;;\; M_{UDx} \le m_x\kappa M_{PCEx} \;;\; M_{UDy} \le m_y\kappa M_{PCEy}$$

با توجه به هدف بهسازی (ویژه) و سطح اطلاعات (متعارف) میزان ضریب آگاهی مطابق جدول (۲-۱)، $\kappa = 0.75$ می‌باشد. همچنین مطابق جدول ۵-۲ نشریه ۳۶۰ مقدار m برابر 2 می‌باشد.

$$P_{UF} = 44.9ton, M_{UDX} = 0.52t.m, M_{UDY} = 4.52t.m$$

$$\frac{44.9\times10^3}{0.75\times149.6\times10^3}+\frac{0.85\times0.52\times10^5}{2\times0.75\times\left[1-\frac{44.9\times10^3}{0.75\times94370.23}\right]\times5.28\times10^5}+\frac{0.85\times4.52\times10^5}{2\times0.75\times\left[1-\frac{44.9\times10^3}{0.75\times270880.7}\right]\times15.15\times10^5}$$

$$0.4+0.23+0.22=0.83<1$$

$$\frac{44.9\times10^3}{0.75\times106\times830}+0.85\left[\frac{0.52\times10^5}{2\times0.75\times5.28\times10^5}+\frac{4.52\times10^5}{2\times0.75\times15.15\times10^5}\right]\le1.0;$$

$$0.68+0.85(0.07+0.20)=0.91<1$$

$$M_{UDx}\le m_x\kappa M_{PCEx};M_{UDy}\le m_y\kappa M_{PCEy}$$

$$0.52<2\times0.75\times5.28;0.52<2\times0.75\times5.28\Rightarrow0.52<7.92$$

مثال ۴-۲ (بررسی آسیب پذیری ساختمان آتش نشانی با قابهای خمشی بتنی میان‌پر)

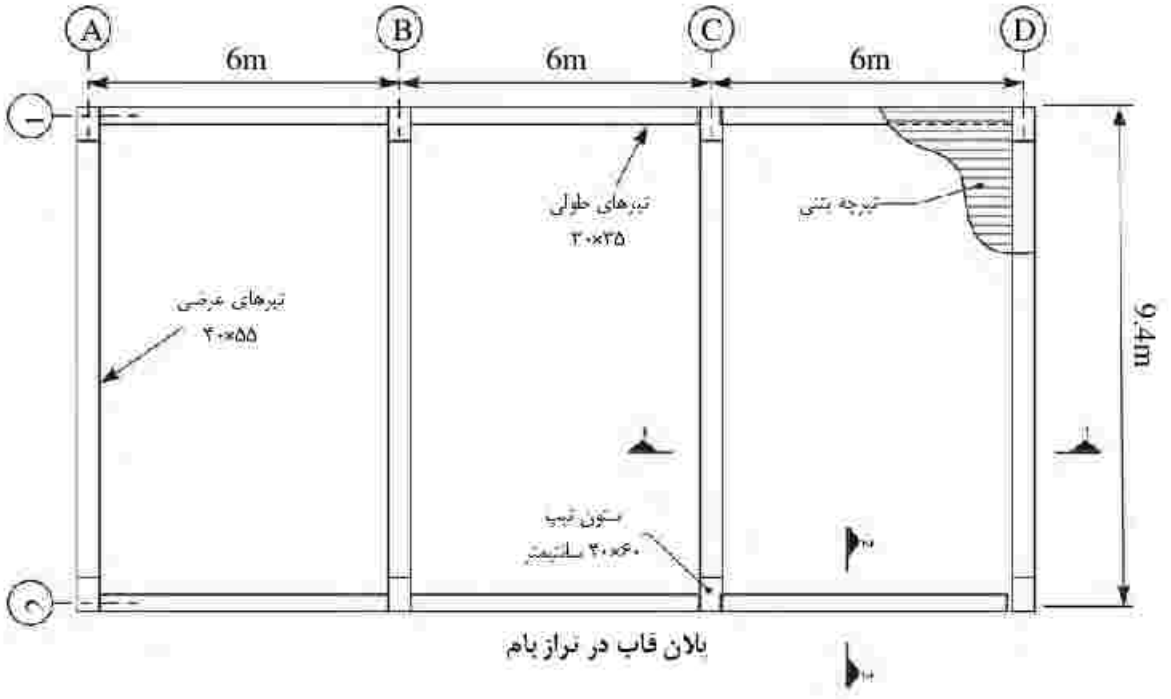
- ساختمان با قاب خمشی بتنی میان‌پر

ساختمان دو طبق مرکز آتش‌نشانی را مطابق شکل۴-۲-الف در نظر بگیرید. کاربری طبقه دوم این ساختمان خوابگاه و طبقه اول آن دارای دو بخش دفتر مرکزی و پارکینگ ماشین‌ها و تجهیزات آتش‌نشانی می‌باشد.

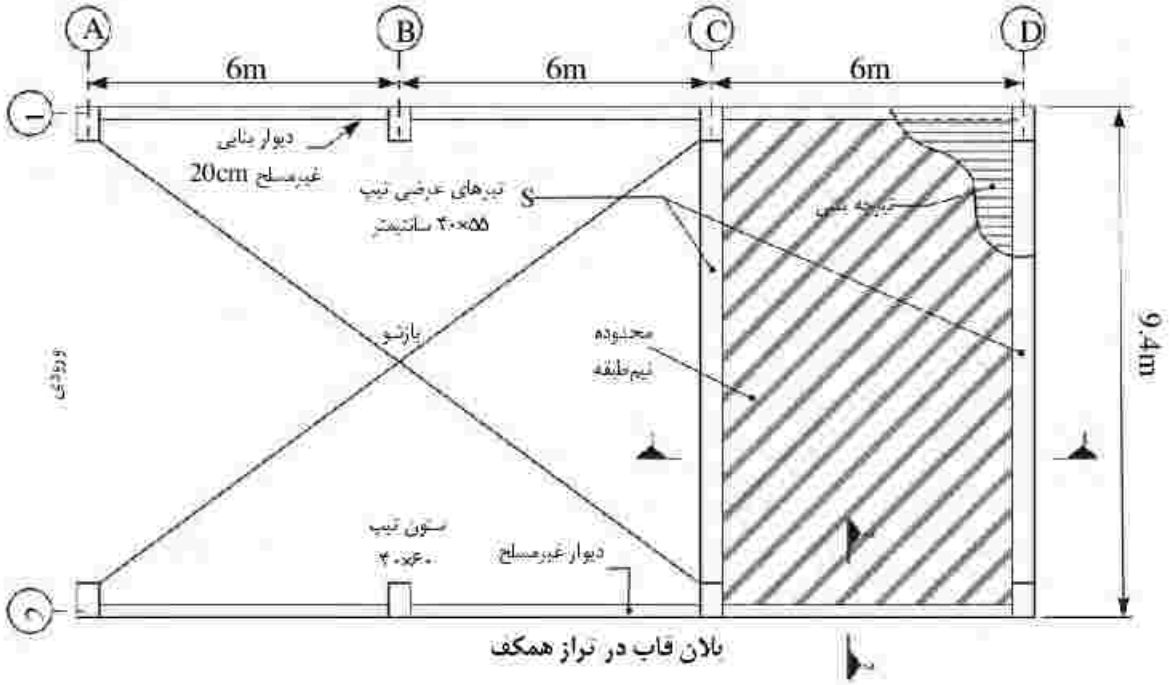
سیستم باربر سازه، قاب خمشی بتنی معمولی می باشد. قابهای راستای طولی و عرضی به وسیله میانقاب های بنایی غیرمسلح پر شده‌اند. سیستم سقف ساختمان از نوع تیرچه بلوک است.

ساختمان مرکز آتش نشانی از نظر سطح خطر زلزله، براساس ساختمانهای موجود در منطقه لرزه‌خیزی شدید طراحی شده است و باید سطح عملکرد آن از نوع استفاده بی وقفه باشد. مطلوبست بررسی سازه مورد نظر و در صورت لزوم بهسازی آن.

تحلیل ساختمان از نوع خطی بوده و فرض بر آن است که در طراحی برای بارهای ثقلی، از وجود میانقابها صرفنظر می گردد و تنها در طراحی برای بارهای جانبی اثر میانقابها در نظر گرفته می شود.

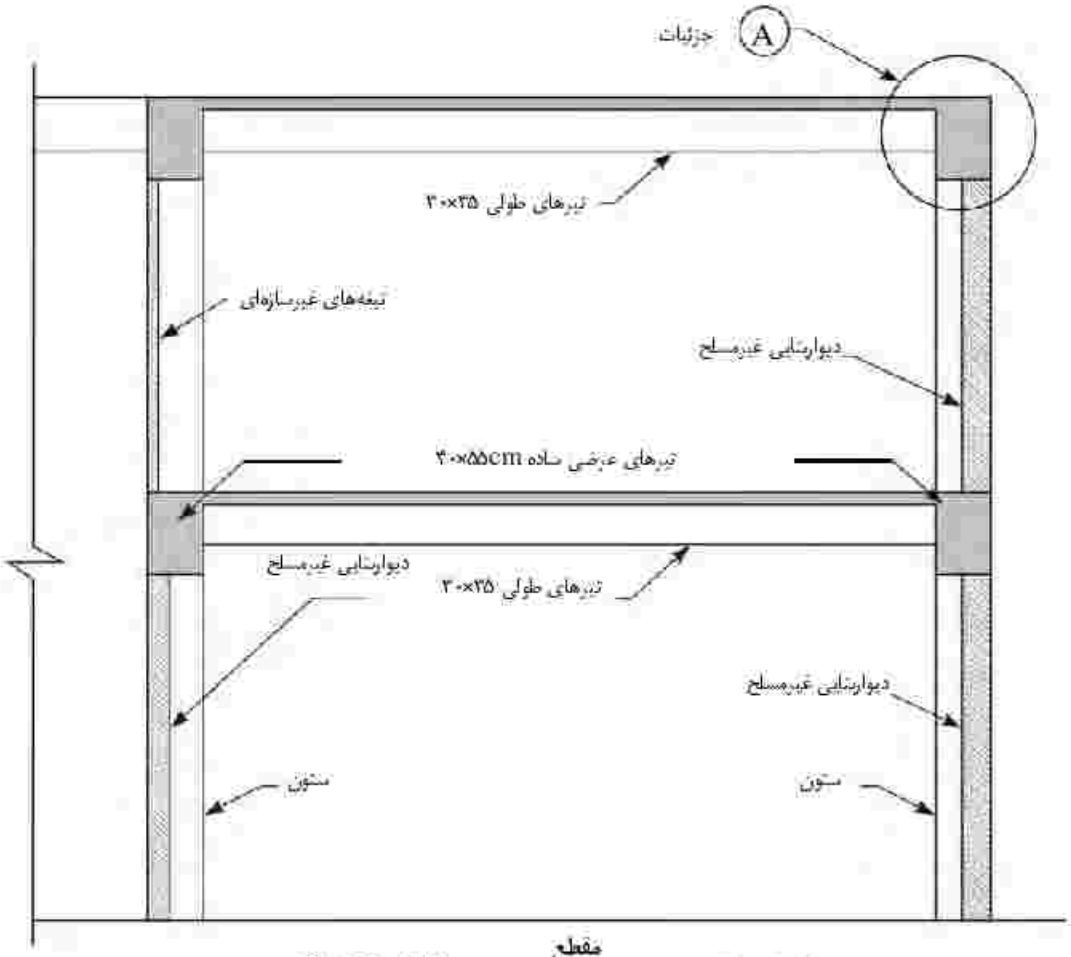


بلان قاب در تراز بام

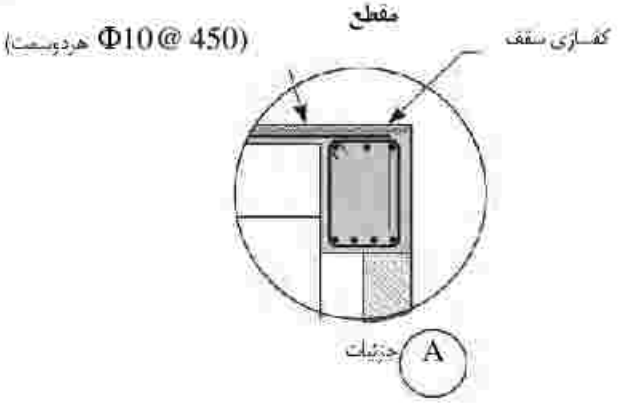


بلان قاب در تراز همکف

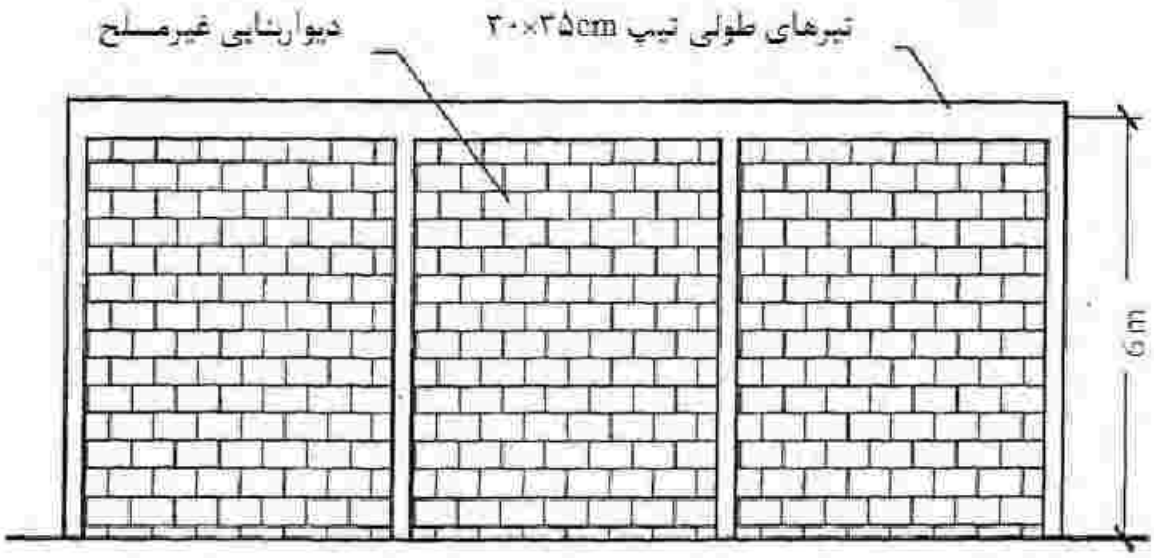
سکل مثال ۴-۲-الف



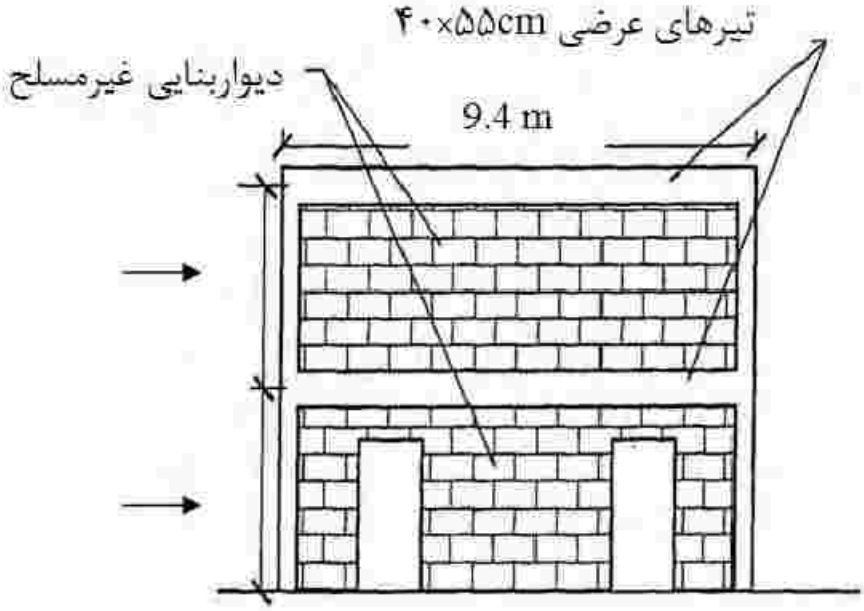
مقطع



شکل مثال ۴-۲-ب

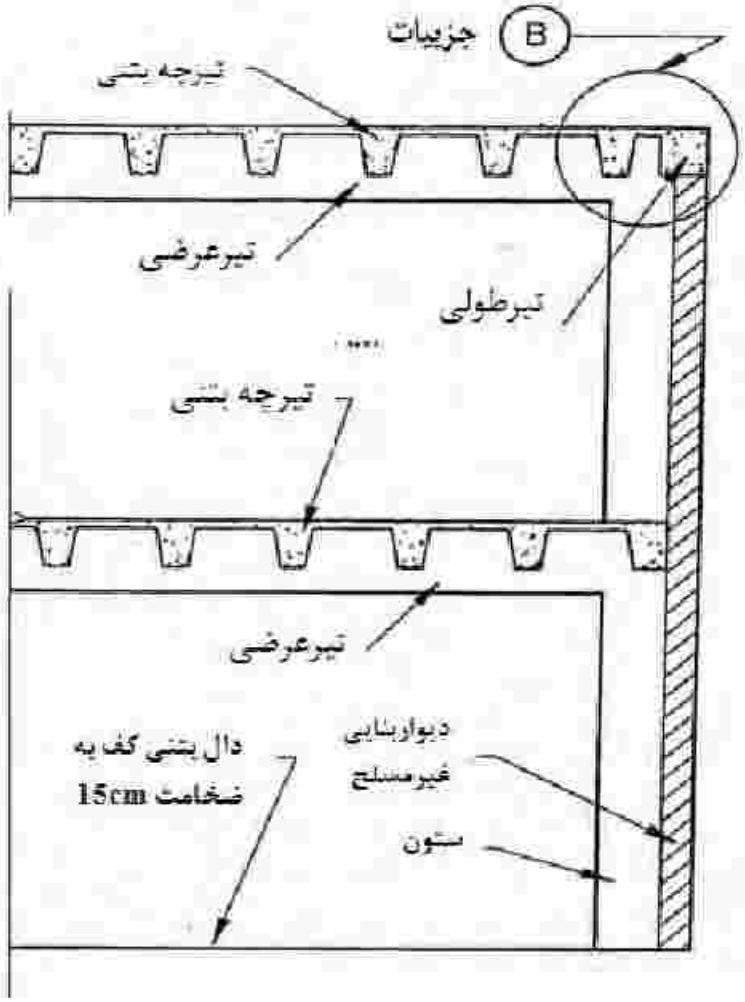


نمای طولی

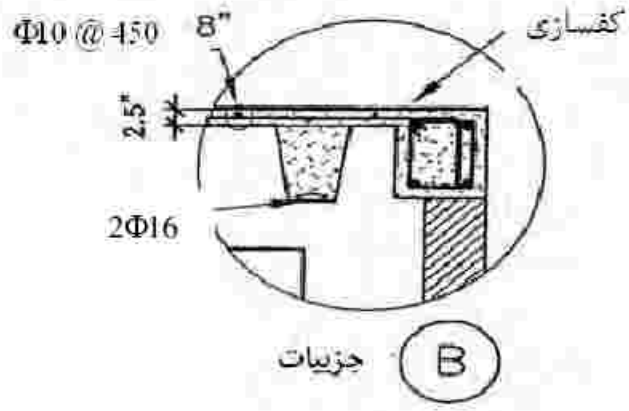


نمای دیوار روی محور D

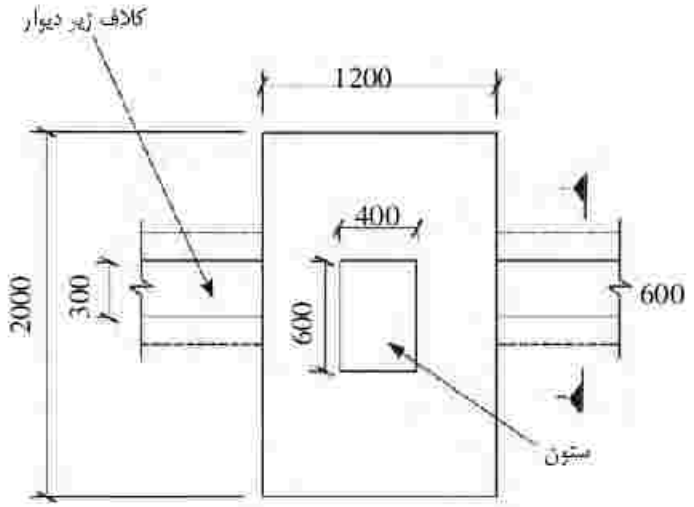
شکل مثال ۴-۲-ب


جزییات B
تیرچه بتنی
تیرعرضی
تیرطولی
تیرچه بتنی
تیرعرضی
دال بتنی کف به
ضخامت 15cm
دیوارخایی
غیرمسلح
ستون

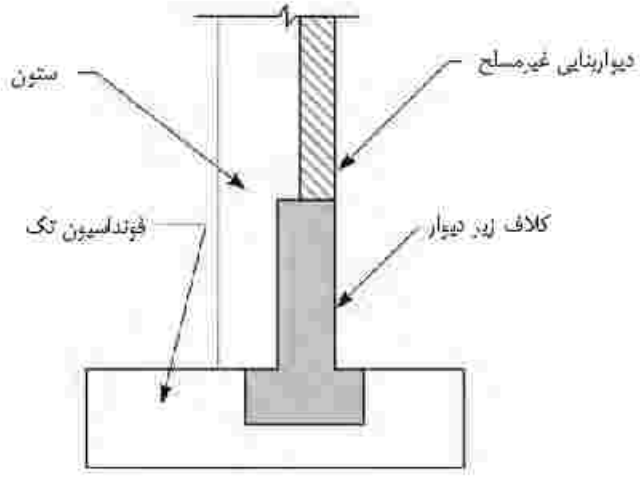
مقطع 2


Φ10 @ 450
8"
کفسازی
2.5"
2Φ16
جزییات B

شکل مثال ۴-۲-ت



پلان فونداسیون



مقطع

شکل مثال ۴-۲-ث

گام ۱: محاسبه بارگذاری زلزله

$V = CW$

$C_1C_2C_3S_a = 1.0222$

وزن بام $= 1325\,KN$

وزن طبقه اول $= 350KN$

مجموع وزن $= 1675\,KN$

V=CW=1.022×1675=1712 KN

توزیع بار جانبی بین طبقات

F (KN)	h_i(m)	W_i (KN)	تراز
1512	6.0	1325	بام
200	3.0	350	طبقه

$\Sigma = 1712$

سقف بام و طبقه همکف از نوع دیافراگم صلب می باشد.

براساس جدول ۶-۲ دستورالعمل ۳۶۰، سختی موثر اعضای قاب بتنی خمشی (صلبیت خمشی) برابر با 0.35EI برای تیرها و 0.7EI برای ستونها می باشد.

$E = 5000\sqrt{f_c} = 5000\sqrt{20} = 22360MPa$

I تیرهای عرضی $\frac{1}{12}\times 40\times 55^3 = 554583cm^4, 0.35\times I = 0.35\times 554583 = 194104cm^4$

I تیـرهای طولی $= \frac{1}{12}\times 30\times 35^3 = 107188cm^4, 0.35\times I = 0.35\times 107188 = 37516cm^4$

I ستونها $= \frac{1}{12}\times 40\times 60^3 = 720000cm^4, 0.7\times I = 0.7\times 720000 = 504000cm^4$

مشخصات مکانیکی مصالح بنایی

مشخصات مکانیکی مصالح بنایی میانقاب همان مقادیر پیش فرض FEMA 273 انتخاب شده است.

$f_m = 6200\,KN/m^2 = 6.2\,N/mm^2$: حداکثرمقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب با شرایط خوب

$f_{me} = 1.2\times 6200\,KN/m^2 = 7440\,KN/m^2$ (مقاومت قابل انتظار فشاری مصالح بنایی)

$E_{me} = 550 f_{me} = 550 \times 7440 = 4092000 \, KN/m^2$: مدول الاستیک مصالح بنایی میانقاب با شرایط خوب

$f_t = 140 \, KN/m^2 = 0.14 \, N/mm^2$: حداکثر مقاومت کششی مصالح بنایی میانقاب با شرایط خوب

$f_{te} = 1.25 f_t = 175 \, KN/m^2 = 0.175 \, N/mm^2$ (مقاومت قابل انتظار کششی مصالح بنایی)

$V_t = 190 \, KN/m^2 = 0.19 \, N/mm^2$: مقاومت برشی

$V_{me} = 1.25 V_m = 238 \, KN/m^2$ (مقاومت قابل انتظار برشی مصالح بنایی)

t_{inf} = ضخامت دیوار = 20 cm : ضخامت پانل مصالح بنایی غیرمسلح

گام ۲: بررسی اثر میانقاب‌ها

براساس روش ارائه شده در دستورالعمل ۳۶۰- دیوارهای میانقابی خارجی و دیوار نیم طبقه امتداد C در طبقه همکف به صورت دستک فشاری مدل می گردد.

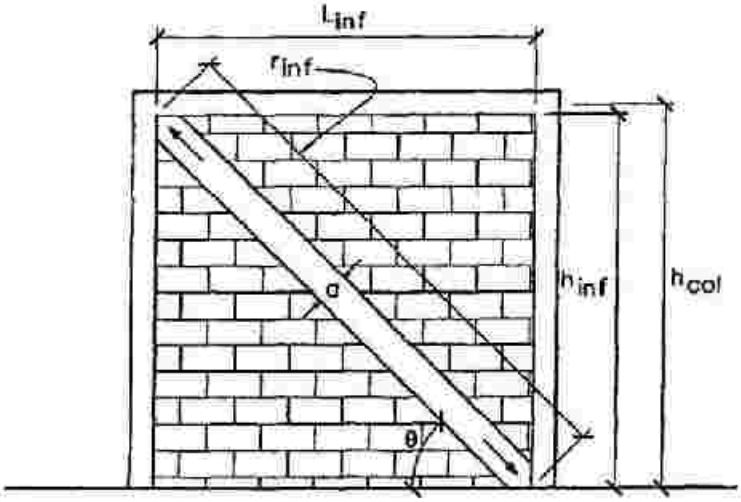
سختی الاستیک داخل صفحه برای پانل میانقابی مصالح بنایی غیرمسلح براساس عرض دستک فشاری معادل a تعیین می گردد.

دستک معادل دارای ضخامت و مدول الاستیک مشابه با پانل میانقابی می باشد و عرض آن a با استفاده از روابط زیر بدست می آید.

$$a = 0.254(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

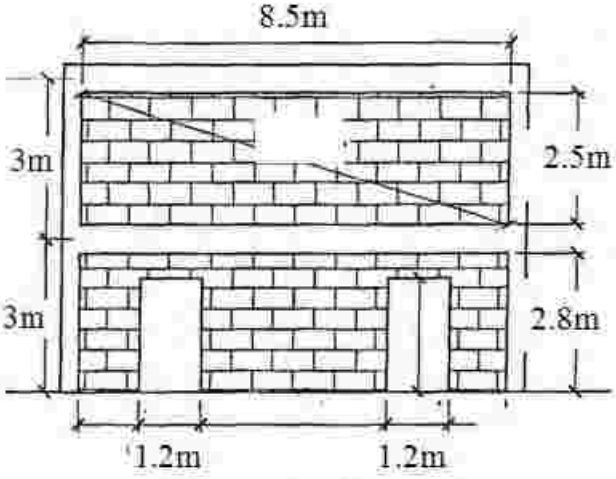
$$\lambda_1 = \left[\frac{10 E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25}$$

دیوار طبقه همکف دارای بازشو است و رابطه فوق مربوط به دیوارهایی است که بازشو ندارند.



شکل مثال ۴-۲-ج تعریف پارامترهای دستک فشاری

دستورالعمل ۳۶۰ استفاده از برنامه‌های اجزای محدود را برای محاسبه مشخصات دستک معادل در دیوارهای دارای بازشو پیشنهاد می کند. این کار می تواند بسیار وقتگیر بوده و ممکن است منجر به استنتاج پاسخهای متناقض با مقادیر بدست آمده از روش دستک معادل گردد. در این مثال از یک روش ساده استفاده شده است. سختی دستک فشاری برای یک میانقاب کامل با استفاده از روابط فوق محاسبه می‌شود و سختی دستک فشاری برای میانقاب بنایی دارای بازشو کسری از میانقاب کامل می باشد.



شکل مثال ۴-۲-ج

سختی خمشی- برشی دیوارها با فرض آنکه دو انتهای المان دیوار گیردار است محاسبه می شود. تغییرمکان دیوار با دو انتهای گیردار به صورت زیر محاسبه شده و سختی آن از رابطه $\frac{1}{\Delta_f}$ قابل دسترسی است.

$$\Delta_f = \frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2Ph}{AG}$$

h = ارتفاع دیوار

E = مدول الاستیک مصالح بنایی

I = ممان اینرسی مقطع دیوار (توجه: برای در نظرگرفتن اثر ترک خوردگی از مقدار $0.5I$ استفاده می شود)

A = سطح مقطع دیوار

G = مدول برشی = $0.4E$ برای بتن و مصالح بنایی

محاسبه سختی خمشی- برشی دیوار طبقه بالا:

$$P = 1KN$$

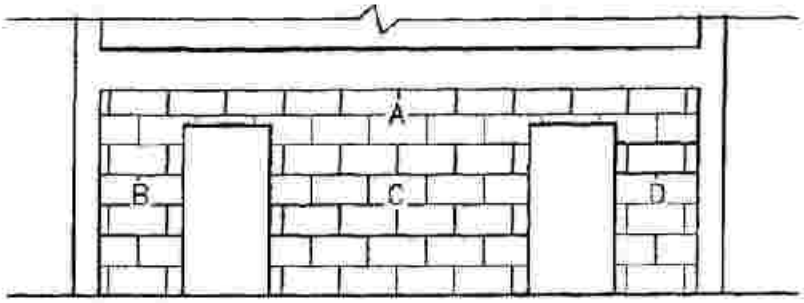
$$\Delta_f\left(h_w, L_w, t_w\right) = \frac{\left(P.h_w^{\ 3}\right)}{12.E_m.I} + \frac{\left(1.2\times P.h_w\right)}{AG}$$

تغییرمکان دیوار $\Delta_{solid} = \Delta_f\left(h_w = 2.5m, L_w = 8.5m, t_w = 20cm\right)$ $\Delta_{solid} = 0.0011mm$

$$R_{wall}=\frac{1(KN)}{\Delta_{wall}(cm)} \qquad R_{wall}=10000KN/cm$$

سختی خمشی- برشی دیوار طبقه بالا $= 10000KN/cm$

محاسبه سختی خمشی- برشی دیوار طبقه پایین:



شکل مثال ۴-۲-ج

تغییرمکان دیوار بدون درنظر گرفتن بازشوها $\Delta_{solid}=\Delta_f(2.8m,8.5m,20cm)$ $\Delta_{solid}=0.0013mm$

تغییرمکان نوار پائین(B وC وD) بدون درنظرگرفتن بازشوها $\Delta_{strip}=\Delta_f(2.3m,8.5m,20cm)$ $\Delta_{solid}=0.001mm$

تغییرمکان نوار بالا(A) $\Delta_A=\Delta_{solid}-\Delta_{strip}$ $\Delta_A=0.0013-0.001=0.0003$

تغییرمکان بخشهای مختلف نوار پایین
$$\begin{cases}\Delta_B=\Delta_f(2.3m,1.2m,20cm) & \Delta_B=0.015mm\\ \Delta_C=\Delta_f(2.3m,3.6m,20cm) & \Delta_C=0.0027mm\\ \Delta_D=\Delta_f(2.3m,1.2m,20cm) & \Delta_D=0.015mm\end{cases}$$

$$R_{BCD}=\frac{1}{\Delta_B}+\frac{1}{\Delta_C}+\frac{1}{\Delta_D} \qquad R_{BCD}=5037\,KN/cm$$

$$\Delta_{BCD}=\frac{1}{R_{BCD}} \qquad \Delta_{BCD}=0.002mm$$

$$\Delta_{wall}=\Delta_A+\Delta_{BCD}$$
$$\Delta_{wall}=0.002+0.0003=0.0023$$

$$\Delta_{wall}=\frac{1(KN)}{\Delta_{wall}(cm)} \qquad R_{wall}=4347.83\,KN/cm$$

سختی خمشی- برشی دیوار طبقه پایین $= 4350\,KN/cm$

نسبت سختی خمشی- برشی دیوار پایین به دیوار طبقه بالا $= \alpha$

$$\alpha=4350/10000=0.435$$

محاسبه مشخصات دستک فشاری دیوار بالا براساس دستورالعمل ۳۶۰:

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me}\,t_{inf}\sin 2\theta}{E_{fe}\,I_{col}\,h_{inf}}\right]^{0.25} \quad ; \quad \lambda_1 = \left[\frac{10\times 4092000\times 0.2\times \sin(2\times 17)}{22360000\times(5.04\times 10^{-3}m^4)\times 2.5}\right]^{0.25} = 2.0$$

$$a = 0.254(\lambda_1 h_{col})^{-0.4}\times r_{inf}, a = (0.254)\left[(2.0)(3.0)\right]^{-0.4}\times 8.9 = 1.1m\,(110cm)$$

بنابراین پهنای دستک فشاری معادل دیوار طبقه پایین برابر است با:

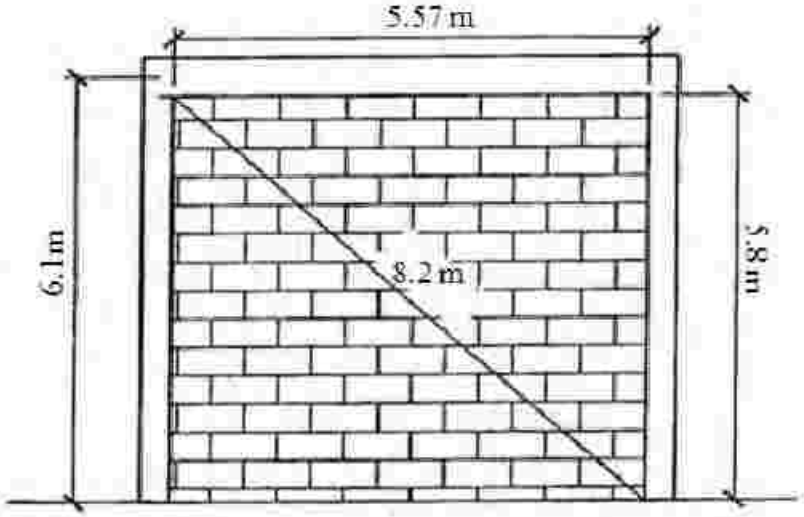
$$a_{bottom} = \alpha \times a_{top} = 0.435\times 110 = 47.85\,cm$$

توجه: این دستک معادل فشاری که برای دیوار طبقه پایین امتداد D بدست آمد برای مدل کردن دیوار امتداد C نیز که شبیه به آن است بکار می رود.

محاسبه مشخصات دستک فشاری برای دیوار میانقابی امتداد طولی:

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me}\,t_{inf}\sin 2\theta}{E_{fe}\,I_{col}\,h_{inf}}\right]^{0.25} \quad ; \quad \lambda_1 = \left[\frac{10\times 4092000(0.2)\sin(2\times 45\times 0.38^\circ)}{(22360000)(5.04\times 10^{-3}m^4)(5.8)}\right]^{1/4} = 1.84$$

$$a = 0.254(\lambda_1 h_{col})^{-0.4}\times r_{inf}, a = (0.254)\left[(1.4)(6.1)\right]^{-0.4}\times 8.2 = 0.78cm = 78cm$$



شکل مثال ۴-۲-خ- میانقاب راستای طولی

پیچش افقی: در پیچش ساختمانهای نامنظم، اثر پیچش تصادفی باید در ضریب A ضرب گردد. یک ساختمان هنگامی نامنظم نامیده می شود که در دیافراگم صلب نسبت ناشی از $\frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}}$ ممان پیچشی از 1.2 بیشتر شود (بند ۱-۸-۱-۱ آیین نامه ۲۸۰۰).

پیچش واقعی: بطور مستقیم از یک مدل ۳ بعدی بدست می آید.

پیچش تصادفی: با استفاده از نیروی افقی طبقه و ۵ درصد بعد افقی ساختمان در جهت عمود بر امتداد زلزله بدست می آید.(توجه: ۵٪ بعد افقی همان بعد دیافراگم بام و یا دیافراگم طبقه همکف ساختمان در جهت عمود بر امتداد زلزله می باشد.)

محاسبه نیروی پیچشی تصادفی

الف) تراز بام:

نیروی زلزله راستای عرضی =

$$e_x = 5\%(18.4) = 0.92m, \quad V = 1512KN, \quad Tx = (1512)(0.92) = 1391KN.m$$

نیروی زلزله راستای طولی =

$$e_y = 5\%(9.4) = 0.47m, \quad V = 1512, \quad Ty = (1512)(0.47) = 711KN.m$$

ب) تراز طبقه

نیروی زلزله راستای عرضی =

$$e_x = 5\%(6.4) = 0.32m, \quad V = 200KN, \quad Tx = (200)(0.32) = 64KN.m$$

نیروی زلزله راستای طولی =

$$e_y = 5\%(9.4) = 0.47, \quad V = 200, \quad Ty = (200)(0.47) = 94KN.m$$

محاسبه جابجایی ها جهت تعیین ضریب افزایش پیچش: در این مثال از برنامه SAP2000 برای محاسبه جابجایی نقاط گرهی استفاده شده است. نیروهای برشی و ممان های پیچشی تصادفی به طور جداگانه بر سازه وارد می گردد. جابجایی های گرهی تراز بام از نرم افزار بدست آمده و به وسیله آن متوسط جابجایی دیافراگم بدست می آید سپس نسبت آن به ماکزیمم جابجایی گرهی دیافراگم محاسبه می گردد.

برای نیروی زلزله راستای عرضی:

$$\delta_{ave} = 42mm, \delta_{max} = 55mm \qquad \delta_{max} / \delta_{ave} = 55/42 = 1.31 > 1.2$$

بنابراین پیچش تصادفی برای زلزله راستای عرضی باید با ضریب A_x افزایش یابد.

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{ave}}\right]^2 = \left[\frac{55}{(1.2)(42)}\right]^2 = 1.2$$

پیچش تصادفی برای نیروی زلزله عرضی بدست می آید:

تراز بام : $T = 1.2(1391) = 1670KN.m$

تراز طبقه : $T = 1.2(64) = 77KN.m$

برای نیروی زلزله راستای طولی:

$\delta_{ave} = 18.4mm, \delta_{\max} = 19.4mm \quad \delta_{\max} / \delta_{ave} = 19.4/18.4 = 1.05 < 1.2$

بنابراین، احتیاج به افزایش پیچش تصادفی برای زلزله راستای طولی نمی باشد.

گام ۳: ترکیبات بار

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل

$Q_{uD1} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD2} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD3} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD4} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD5} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD6} = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD7} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD8} = 1.1(Q_D + Q_L) - Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD9} = 0.9Q_D + Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD10} = 0.9Q_D + Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD11} = 0.9Q_D - Q_{EX} + 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD12} = 0.9Q_D - Q_{EX} - 0.3Q_{EY}$

$Q_{uD13} = 0.9Q_D + Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD14} = 0.9Q_D + Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD15} = 0.9Q_D - Q_{EY} + 0.3Q_{EX}$

$Q_{uD16} = 0.9Q_D - Q_{EY} - 0.3Q_{EX}$

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1.C_2.C_3.J}$$

$C_1 = 1.31$

$C_2 = 1$

$C_3 = 1$

با توجه به اینکه محل احداث پروژه دارای خطر نسبی زیادی می باشد مقدار J=2 در نظر گرفته می شود.

بنابراین:

$$Q_{UFX} = Q_G \pm 0.38Q_E$$
$$Q_{UFY} = Q_G \pm 0.38Q_E$$

ترکیب بارهای معرفی شده به نرم افزار مطابق زیر می‌باشد:

- جهت X

$$Q_{UFX1} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX2} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX3} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX4} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX5} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX6} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX7} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX8} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$

- جهت Y

$$Q_{UFX9} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX10} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX11} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX12} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX13} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX14} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX15} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX16} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$

گام ۴: ضوابط پذیرش

روش استاتیکی خطی

تلاشهای کنترل تغییرشکلی: تلاشهای کنترل شونده توسط تغییرشکل برای این ساختمان شامل خمش در تیر و ستون و نیز برش در پانلهای میانقابی است. تلاشهای کنترل شونده تغییرشکلی در اعضا و اجزای سازه ای اصلی و غیراصلی باید رضایت بخش باشد:

$$mQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

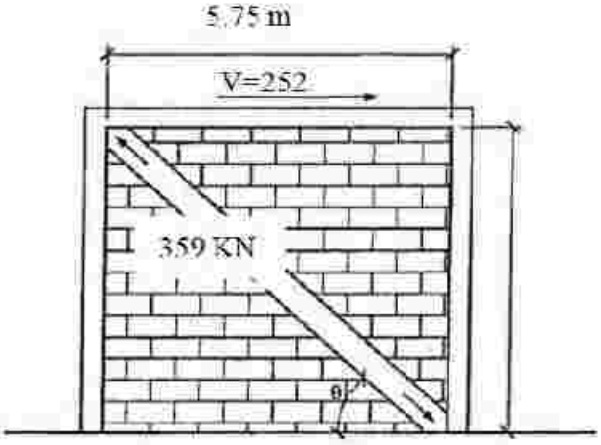
تنش برشی پانلهای میانقابی: پانل های میانقابی فقط در مقاومت در مقابل بارهای لرزه ای شرکت می کنند و در مقاومت مقابل بارهای ثقلی شرکت نمی کند.

پانل های میانقابی راستای طولی

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری = 359 KN

زاویه دستک = $Arc\tan$ (ارتفاع / طول) $= 0.79\,Rad$

مولفه افقی برش $= (359\,KN)\cos(0.79) = 252\,KN$



شکل مثال ۴-۲-د

$$Q_{UD} = V_{me} = A_{ni} f_{vie}$$

$$f_{vie} = V_{me} = 238\,KN/m^2$$

A_{ni} = طول پانل × ضخامت پانل میانقابی

$$A_{ni} = 0.2 \times 5.75 = 1.15 m^2$$
$$Q_{CE} = 1.15 \times 238 = 274 KN$$
$$m = 1.0$$
$$mQ_{CE} = (1.0)(274KN) = (274KN) > (252KN), ok$$

پانلهای میانقابی راستای عرضی: دیوار امتداد D بالای تیر طبقه همکف

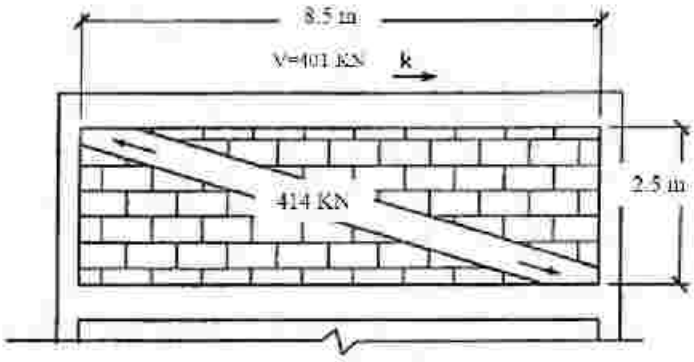
ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری $= (419\,KN)$

زاویه دستک = arc tan (ارتفاع / طول) = 0.29 rad

مولفه برشی افقی $= (419\,KN) \times \cos(0.29) = 401 KN$

$$Q_{UD} = 401 KN$$
$$A_{ni} = 0.2 \times 8.5 = 1.7 m^2$$
$$Q_{CE} = 1.7 \times 238 = 405 KN$$

$$m = 1.0$$
$$mQ_{CE} = (1.0)(405KN) = 405KN > 401KN, ok$$



شکل مثال ۴-۲-ذ- دیوار طولی طبقه دوم محور D

پانلهای میانقابی راستای عرضی:

دیوار امتداد D، طبقه همکف: دیوار میانقابی تراز طبقه همف دارای بازشوهای درب می باشد. نیروی برشی پانل های دیوار به نسبت سختی بین پانل های بین بازشوها توزیع می شود.

زاویه دستک طبقه = arctan (ارتفاع / طول) = 0.32 rad

سختی $R_A = R_C = 66666 KN/m$

$R_B = 370370 KN/m$

$\sum R = 503762 KN/m$

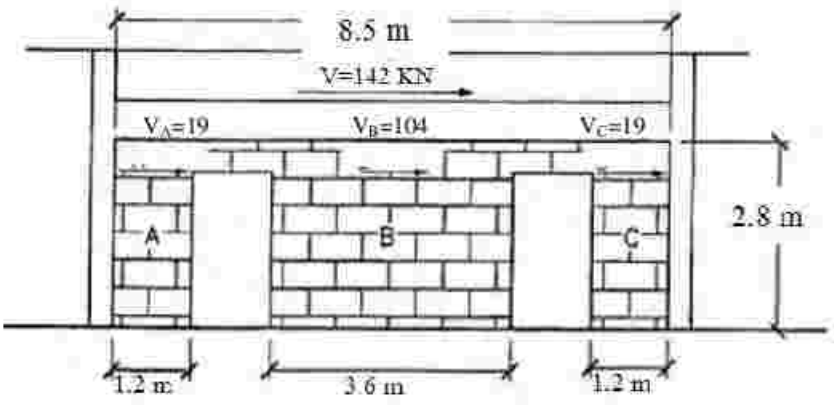
دیوار امتداد C

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری = $150 KN$

مولفه افقی برشی معادل = $(150 KN) \times \cos(0.32) = 142 KN$

$V_A = V_C = V(R/\sum R) = 142 KN\,(66666/503702) = 19 KN$

$V_B = 142 KN\,(370370/503702) = 104 KN$



شکل مثال ۴-۲-ر- دیوار طولی طبقه همکف محور C

پایه A و C :

$$Q_{UD} = 19\,KN$$
$$A_{ni} = 0.2 \times 1.2 = 0.24 m^2$$
$$Q_{CE} = 0.24 \times 238 KN/m^2 = 57.1 KN$$
$$m = 1.0$$
$$mQ_{CE} = (1.0)(57.1KN) = 57.1KN > Q_{UD} = 19KN, OK$$

پایه B :

$$Q_{UD} = 104\,KN$$
$$A_{ni} = 0.2 \times 3.6 = 0.72 m^2$$
$$Q_{CE} = 0.72 m^2 \times 238 = 171.4 KN$$
$$m = 1.0$$
$$mQ_{CE} = (1.0)(171.4KN) = (171.4KN) > 104\,KN, OK$$

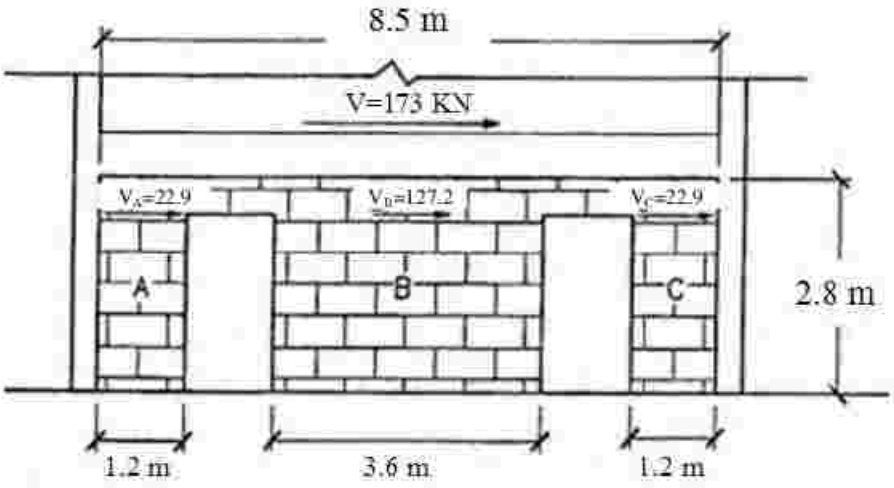
نیروی برشی کل امتداد دیوار $= 57.1\text{KN} + 57.1\text{KN} + 171.4\text{KN} = 285.6\ \text{KN}$

دیوار امتداد D

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری معادل $= 181 KN$

مولفه افقی برشی $= (181 KN) \times \cos(0.32) = 173 KN$

$$V_A = V_C = V(R/\sum R) = 173KN(66666/503702) = 22.9\,KN$$
$$V_B = 173KN(370370/503702) = 127.2\,KN$$



شکل مثال ۴-۲-ژ- دیوار طولی طبقه همکف محور D

پایه A و C :

$$Q_{UD} = 22.9\,KN$$

$$A_{ni} = 0.2 \times 1.2 = 0.24 m^2$$
$$Q_{CE} = 0.24 \times 238 KN\ / m^2 = 57.1 KN$$

$$m = 1.0$$
$$mQ_{CE} = (1.0)(57.1KN) = 57.1KN > Q_{UD} = 22.9KN, OK$$

پایه B :

$$Q_{UD} = 127.2\,KN$$

$$A_{ni} = 0.2 \times 3.6 = 0.72 m^2$$
$$Q_{CE} = 0.72 m^2 \times 238 = 171.4 KN$$

$$m = 1.0$$
$$mQ_{CE} = (1.0)(171.4KN) = (171.4KN) > 127.2\,KN, OK$$

نیروی برشی کل امتداد دیوار = 57.1KN + 57.1KN + 171.4KN = 285.6 KN

پانل های میانقاب عرضی : دیوار امتداد C طبقه همکف

تحلیل این دیوار همانند دیوار راستای D در طبقه همکف است.

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری = $250.6KN$

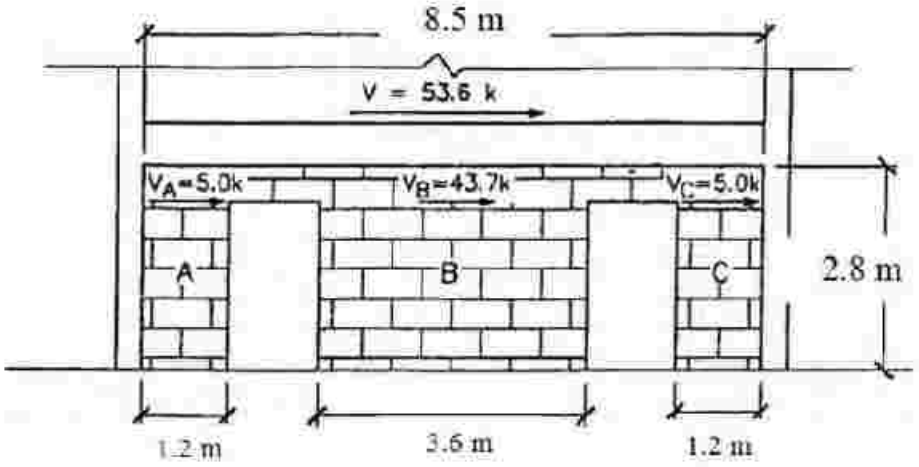
زاویه دستک طبقه = arctan (ارتفاع / طول) = 0.32 rad

مولفه افقی برشی = $(250.6KN) \times \cos(0.32) = 238KN$

سختی $R_A = 66666\,KN/m = R_C$

$$R_B = 370370\,KN/m$$
$$\Sigma_R = 503702\,KN/m$$

$$V_A = V_C = V(R/\Sigma R) = 238KN\,(66666/503702) = 31.5\,KN$$
$$V_B = 238KN\,(370370/503702) = 175\,KN$$



شکل مثال ۴-۲-س

پایه A و C :

$Q_{UD} = 31.5\,KN$

$A_{ni} = 0.2 \times 1.2 = 0.24 m^2$

$Q_{CE} = 0.24 m^2 \times 238 KN/m^2 = 57.1 KN$

$m = 1.0$ (FEMA 310 Table.4-5)

$mQ_{CE} = (1.0)(57.1KN) = 57.1KN > 31.5\,KN, OK$

پایه B :

$Q_{UD} = 175\,KN$

$A_{ni} = 0.2 \times 3.6 = 0.72 m^2$

$Q_{CE} = 0.72 m^2 \times 238 = 171.4 KN$

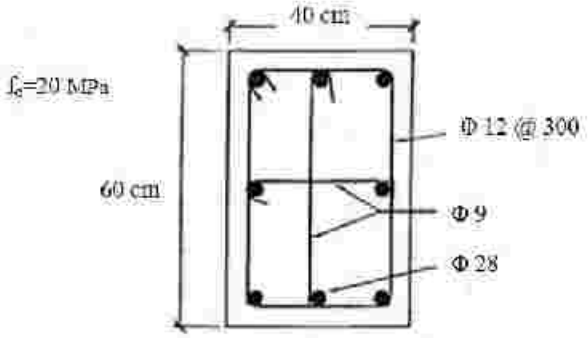
$m = 1.0$ (FEMA 310 Table.4-5)

$mQ_{CE} = (1.0)(171.4KN) = (171.4KN) < 175\,KN, N.G$

نیروی برشی کل امتداد دیوار = 57.1KN +57.1KN +171.4KN = 285.6 KN

گام ۵:

کنترل خمش در ستون‌ها:



شکل مثال ۴-۲-ش- نبب ستون

ستونها حول هر دو محور قوی و ضعیف خود مقاومت خمشی دارند. ستونهای مستطیلی دارای منحنی پیچیده اندرکنش دومحوری نیرو – خمش هستند که مقدار دقیق آن با استفاده از برنامه های کامپیوتری بدست می آید.

روشی که در این مثال استفاده شده است، برای محاسبات دستی مناسب است. اندرکنش دو محوری با رابطه زیر کنترل می‌شود:

$\frac{M_x}{mM_{CEX}}+\frac{M_y}{mM_{CEY}}\le 1.0$ که M_y, M_x ممان های طراحی هستند که هم زمان رخ می دهند. M_{CEY}, M_{CEX}، مقاومت خمشی قابل انتظار تک محوری برای خمش حول محورهای y, x می‌باشند. ضریب m بکاررفته در رابطه بالا با توجه به شکل‌پذیری عضو محاسبه می‌گردد. کنترل ستونه در محل ورودی گاراژ در شکل زیر نشان داده می‌شود.

کنترل ستونها در امتداد A :

ترکیب بار $= Q_E = 100\%.E_{QY} + 30\%.E_{QX}, \quad Q_G = 0.9D$

$M_x = Q_{EX} = 732KN.m$

$M_y = Q_{EY} = 62.3KN.m$

نیروی محوری $\simeq 0$

مقاومت خمشی قابل انتظار ستون M_{CE} براساس تنش کششی تسلیم قابل انتظار آرماتورهای طولی محاسبه می گردد.

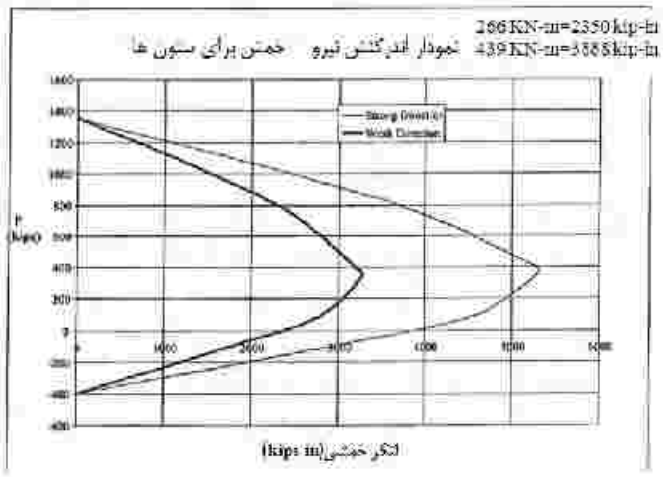
تنش تسلیم اسمی $= 1.25(300MPa) = 375MPa$

ظرفیت ستون براساس برنامه کامپیوتری محاسبه می گردد.

$M_{CEX} = 439KN.m, M_{CEY} = 266KN.m$

ضریب m برای ساختمان مزبور با سطح عملکرد استفاده بی وقفه برابر 1.5 خواهد بود:

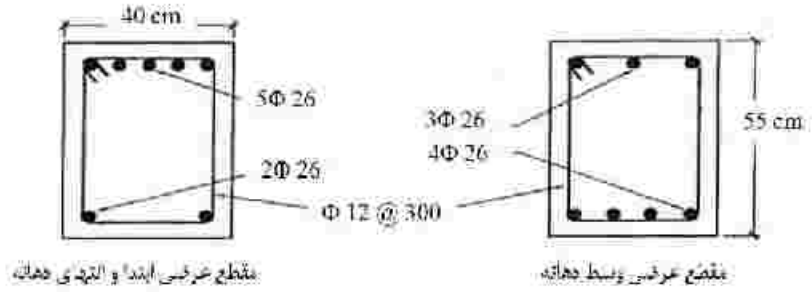
$$\frac{M_x}{mM_{CEX}}+\frac{M_y}{mM_{CEY}}\le 1.0 = \frac{732}{1.5\times 439}+\frac{62.3}{1.5\times 266} = 1.3 > 1.0, FAILS$$



شکل مثال ۴-۲-ص

گام ۶: کنترل خمش در تیرها

خمش وارده بر تیر باید در طول تیر کنترل شود. مقاومت قابل انتظار تیر، باید M_{CE} برای تنش تسلیم قابل انتظار آرماتورهای طولی محاسبه گردد: $1.25(300) = 375$ = تنش تسلیم اسمی، ظرفیت خمشی تیر با استفاده از برنامه کامپیوتری محاسبه شده است.



شکل مثال ۴-۲-ض

تیرها در تراز بام

در انتهای تیر:

لنگر خمشی مثبت = $M_{UD}^{+} = 220KN.m$

لنگر خمشی منفی = $M_{UD}^{-} = 408KN.m$

مقاومت قابل انتظار انتهای تیر = $M_{CE}^{+} = 164KN.m \;,\; M_{CE}^{-} = 389KN.m$

$$D/C \;\; ratios: \begin{cases} M^{+}D/C = 220/164 = 1.3 < 2.0 \\ M^{-}D/C = 408/389 = 1.05 < 2.0 \end{cases}$$

(طبق جدول ۶-۳ و دستورالعمل ۳۶۰ نیاز شکل پذیری کم می باشد.)

توجه: به نسبت D/C نیازمندیم تا با توجه به آن مقاومت برشی تیرها تحت تلاشهای کنترل شونده نیرویی تعیین گردد. ضریب m برای تیرهای بتن مسلح براساس دستورالعمل برابر با ۱/۵ در سطح عملکرد استفاده بی وقفه با نیاز شکل پذیری کم می‌باشد.

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(164KN.m) = 247KN.m > 220KN.m, OK$$
$$mM_{CE}^{-} = (1.5)(389KN.m) = 584KN.m > 408KN.m, OK$$

وسط تیر :

لنگر خمشی مثبت موجود = $M_{UD}^{+} = 155KN.m$

مقدار لنگر منفی وسط دهانه ناچیز است = لنگر خمشی منفی موجود M_{UD}^{-}

مقاومت قابل انتظار وسط تیر = $M_{CE}^{+} = 316KN.m$

$$D/C\ ratios: M^{+}D/C = 155/316 = 0.5 < 2$$

(طبق جدول جدول ۶-۳ و دستورالعمل ۳۶۰ نیاز شکل پذیری کمی می باشد.)

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(316KN.m) = 474KN.m > Q_{UD} = 155KN.m, OK$$

تیرهای تراز طبقه همکف

انتهای تیر

بزرگترین لنگر خمشی مثبت = $M_{UD}^{+} = 119KN.m$

بزرگترین لنگر خمشی منفی = $M_{UD}^{-} = 399KN.m$

مقاومت قابل انتظار در انتهای تیر = $M_{CE}^{+} = 164\,KN.m$ ، $M_{CE}^{-} = 389\,KN.m$

$$D/C\ ratios: \begin{cases} M^{+}D/C = 119/164 = 0.7 < 2.0 \\ M^{-}D/C = 399/389 = 0.9 < 2.0 \end{cases}$$

(طبق جدول جدول ۶-۳ و دستورالعمل ۳۶۰ نیاز شکل پذیری کمی می باشد.)

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(164KN.m) = 246KN.m > 119KN.m, OK$$
$$mM_{CE}^{-} = (1.5)(389KN.m) = 584KN.m > 399KN.m, OK$$

وسط تیر:

بزرگترین لنگر خمشی مثبت = $M_{UD}^{+} = 184KN.m$

از لنگر خمشی منفی در وسط دهانه صرفنظر می شود= بزرگترین لنگر خمشی منفی = M_{UD}^{-}

مقاومت قابل انتظار در وسط تیر = $M_{CE}^{+} = 316KN.m$

$D/C\ ratios: M^{+}D/C = 184/316 = 0.6 < 2.0$ (نیاز شکل پذیری کم)

$mM^{+}_{CE} = (1.5)(316) = 474KN.m > 184KN.m, ok$

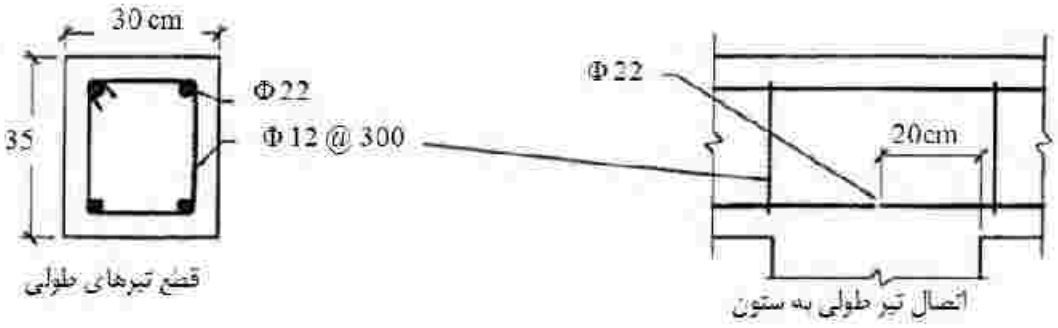
تیرهای راستای طولی

میلگرد طولی پایین تیر از محل اتصال تیر به ستون به صورت ممتد عبور نکرده است. این میلگرد وسط عرض ستون در محل اتصال قطع شده است. بر اساس بخش ۶-۳-۵، دستورالعمل ۳۶۰ مقاومت کششی میلگردهای قرار گرفته در مقطع بتنی که دارای حداقل پوشش خالص $3d_b$ باشد به صورت زیر محاسبه می گردد (نحوه در نظر گرفتن اثر وجود طول مهار ناکافی):

$$f_s = \frac{17.2}{d_b} l_e \le f_y$$

در این معادله f_s حداکثر تنشی است که در میلگرد مهارشده با طول گیرداری L_e قابل ایجاد است.

d_b = قطر میلگرد و f_y تنش تسلیم میلگرد می‌باشد.



شکل مثال ۴-۲-ط

مقاومت برای میلگردهای طولی در ناحیه اتصال تیربه ستون

$$f_s = \frac{17.2}{22} \times 200mm = 158MPa < 300MPa, use\ f_s = 158MPa$$

میلگردهای بالایی تیرهای طولی در نقطه میانی تیر دچار لغزش می شود اگر طول لغزش یا مهاری میلگرد کمتر از مقدار مقابل باشد $20d_b = 20(2.2) = 44cm$، مقاومت تیرهایی که طول مهاری کوتاهی دارند و در وسط آنها خمش منفی موجود باشد براساس روش موجود در بخش ۶-۳-۵، دستورالعمل ۳۶۰ تعیین می گردد. در این مثال تیرهای راستای طولی عملاً در وسط دهانه لنگر خمشی منفی ناچیزی دارند و کنترل شرایط طول مهاری لزومی ندارد.

در انتهای تیر

بزرگترین لنگر مثبت وارده = $M_{UD}^{+} = 24.8KN.m$

بزرگترین لنگر منفی وارده = $M_{UD}^{-} = 46.2KN.m$

مقاومت قابل انتظار در انتهای تیر = $M_{CE}^{+} = 36.6KN.m \ , \ M_{CE}^{-} = 70.5KN.m$

$$D/C \ \ ratios: \begin{cases} M^{+}D/C = 24.8/36.6 = 0.7 < 2.0 \\ M^{-}D/C = 46.2/70.5 = 0.9 < 2.0 \end{cases}$$ (نیاز شکل پذیری کم است)

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(36.6KN.m) = (55KN.m) > (24.8KN.m), OK$$
$$mM_{CE}^{-} = (1.5)(70.5KN.m) = (106KN.m) > (46.2KN.m), OK$$

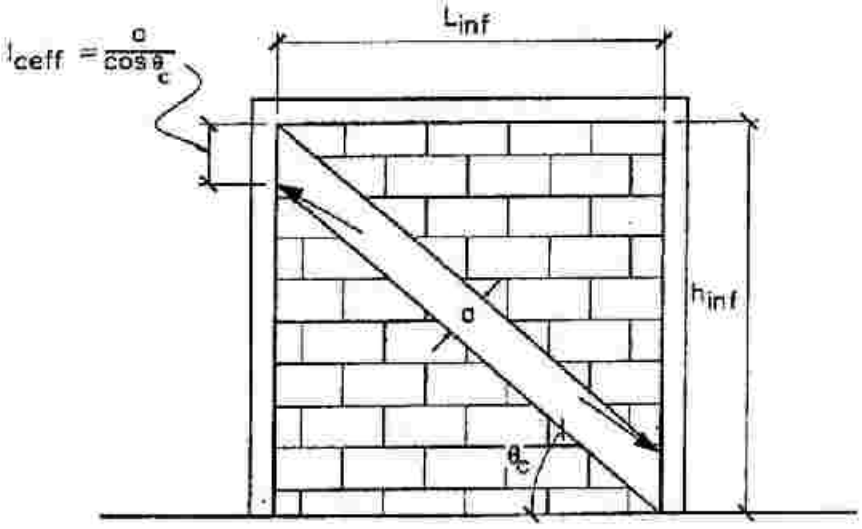
تلاشهای کنترل شونده نیرویی: برش در اعضای سازه نظیر تیر، ستون و دیافراگم جزو تلاشهای کنترل شونده نیرویی است. تلاشهای کنترل شونده نیرویی در اعضای اصلی و ثانوی به شرط زیر رضایت بخش است:

$$Q_{CL} \geq Q_{UF}$$

گام ۷:

برش در ستون

بخش ۷-۸-۲-۳-۱، دستورالعمل ۳۶۰ دو روش را برای محاسبه مقاومت مورد نیاز ستونهایی که به پانل میانقابی متصل هستند بیان می کند. در این مثال از روش دوم استفاده شده است که در آن مقاومت قابل انتظار برشی ستون هایی که به پانل میانقابی چسبیده است باید از نیروی ناشی از مجموع مقاومتهای خمشی ستون در بالا و پایین آن تقسیم بر ارتفاع موثر بیشتر باشد



شکل مثال ۴-۲-ظ- نیروی برشی وارد به ستون از طرف پانل میانقابی

تخمین نیروهای وارده بر ستونها

$$L_{ceff} = \frac{a}{COS\,\theta_c}$$

$$\tan\theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{COS\,\theta_c}}{L_{inf}}$$

معادله فوق با استفاده از روش تکراری با دادن مقادیر θ_c قابل حل است. پس از آن L_{ceff} با توجه به مقادیر تعیین شده برای a و θ_C قابل محاسبه می باشد.

برش در راستای ضعیف ستون

پانلهای میانقابی طولی در راستای ضعیف ستونها ایجاد خمش می نماید. ظرفیت خمشی ستونها در امتداد ضعیف برابر است با

$$M_{CEY} = 266KN.m$$

محاسبه L_{ceff} برای پانل های میانقابی طولی هم تیپ:

$$a = 70cm \;,\; h_{inf} = 580cm \;,\; L_{inf} = 575cm$$

تکرار تا محاسبه کامل:

$$\theta_c = 0.7$$
$$L_{ceff} = 100cm$$

محاسبه برش در ستون در امتداد ضعیف:

$$V_{col} = 2M_{col} / L_{ceff} = 2(267KN.m)/(1.0m) = 534KN$$
$$Q_{UF} = V_{col} = 534KN$$

محاسبه مقاومت برشی ستون با توجه به بخش ۶-۳-۴، دستورالعمل ۳۶۰

کنترل ظرفیت خمشی ستونها نشان می دهد که نیاز شکل پذیری کمی دارند.

دستورالعمل ۳۶۰ تصریح می نماید که مقاومت برشی در اعضای با نیاز شکل پذیری کم در داخل نواحی جاری شده و یا در خارج از آن از فصل ۱۲ آیین نامه بتن ایران محاسبه می شود. با توجه به این موضوع از روش آبا برای محاسبه مقاومت برشی خاموتها و بتن استفاده می گردد.

$$V_n = V_c + V_s$$

در ستونها از آرماتور نمره $\Phi 12$ به عنوان خاموت با فواصل 30cm و از آرماتور نمره $\Phi 10$ به عنوان سنجاق با فواصل 30cm استفاده شده است.

بنابراین مساحت فولاد برشی در هردو راستای قوی و ضعیف ستون برابر است با:

$$2(115mm^2)+79mm^2=309mm^2$$

$$V_s=\frac{A_v F_y d}{S}$$

$$V_s=\frac{(309mm^2)(30KN/mm^2)(50mm)}{300}=105KN$$

$$V_c=0.2\lambda\left[1+\frac{N_u}{12A_g}\right]\sqrt{f'_c}b_w d$$

N_u به صورت محافظه کارانه صفر در نظر گرفته می شود.

$$V_c=0.20(1.0)\sqrt{20MPA}\times(600mm)(350mm)=188KN$$

$$V_n=Q_{CL}=188KN+105KN=293KN<Q_{UF}=534KN$$

غیر قابل قبول

همه ستونهایی که به دیوار تکیه دارند در راستای محور ضعیفشان (راستای طولی) برای برش ناکافی هستند. برش در راستای محور قوی (راستای عرضی) کنترل نمی شود زیرا ستونهای موجود نشان می دهد که دارای ظرفیت برشی ناکافی می باشند.

گام۸:

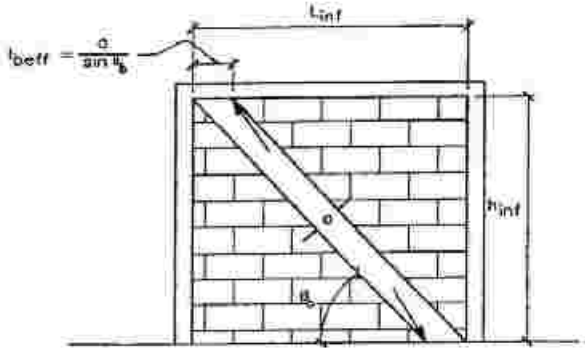
- برش در تیر

بخش ۷-۸-۳-۳-۲، دستورالعمل ۳۶۰ دو روش را برای محاسبه مقاومت تیرهایی که به پانل میانقابی چسبیده اند، معرفی می نماید. در این مثال از روش دوم استفاده می شود که بیان می دارد، مقاومت برشی قابل انتظار تیری که به پانل میانقابی چسبیده است باید از نیروی حاصل از مجموع مقاومت خمشی در انتهای تیر تقسیم به طول معادل L_{beff} بیشتر باشد.

$$L_{beff}=\frac{a}{\sin\theta_b}$$

$$\tan\theta_b=\frac{h_{inf}}{L_{inf}-\frac{a}{\sin\theta_b}}$$

در معادله فوق با استفاده از روش تکراری مقادیر θ_b قابل حل است پس از آن L_{beff} با توجه به مقادیر تعیین شده برای a و θ_b قابل محاسبه است.



شکل مثال ۴-۲-ع – نیروی برشی وارد به تیر از طرف پانل میانقابی

- تیرهای راستای طولی

مقاومت خمشی در نواحی انتهایی تیرهای طولی برابر است با: $M^{-}_{CE} = 70.5KN.m$ و $M^{+}_{CE} = 36.6KN.m$ محاسبه L_{beff} برای پانل های میانقابی طولی:

$a = 75cm$ ، $h_{inf} = 580cm$ ، $L_{inf} = 575cm$

تکرار تا محاسبه کامل:

$\theta_b = 0.9$

$L_{beff} = 100cm$

محاسبه برش تیر:

$V_{beam} = (M_{CE}^{+} + M_{CE}^{-})/L_{beff} = (36.6 + 70.5) \times 10^3 / 1000 = 109KN$

محاسبه مقاومت برشی تیرها براساس بخش ۶-۳-۴ دستورالعمل ۳۶۰ و کنترل ظرفیت خمشی تیرها نشان می دهد که نیاز شکل پذیری در آنها کم است. دستورالعمل ۳۶۰ تصریح می‌کند که مقاومت برشی در اعضای با نیاز شکل پذیری کم در نواحی جاری شده و یا در خارج از این نواحی از فصل ۱۲ آئین‌نامه آبا محاسبه می شود.

$V_n = V_c + V_s$

در تیرها از آرماتور $\Phi 12$ به عنوان خاموت با فواصل 30cm استفاده شده است. بنابراین سطح مقطع فولاد برشی موجود برابر است با: $2(115mm^2) = 230mm^2$

$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$

$V_s = \frac{(230mm^2)(300N.mm^2)(300mm)}{300mm} = 69KN$

$V_c = 0.2\sqrt{f_c} b_w d$

$$V_c = 0.2\sqrt{20MPa} \times (300mm)(300mm) = 80.5KN$$
$$V_n = 80.5KN + 69KN = 150KN > Q_{UF} = 109KN$$

- تیرهای راستای عرضی:

تیرهای راستای عرضی نیم طبقه در امتداد محور C و D و تیرهای عرضی بالایی در امتداد محور D به پانل های میانقابی متصلند تیرهای عرضی همگی دارای ابعاد و میلگردهای طولی یکسانی هستند.

$$M_{CE}^{+} = 164\,KN.m \;,\; M_{CE}^{-} = 389\,KN.m$$

تیرهای نیم طبقه:

محاسبه L_{beff} برای پانل میانقابی عرضی در امتداد خط های C و D زیر نیم طبقه:

$$a = 45cm \quad h_{inf} = 275cm \quad L_{inf} = 845cm$$

پس از محاسبات تکراری:

$$\theta_b = 0.37$$
$$L_{beff} = 130cm$$

محاسبه برش تیر:

$$V_{beam} = (M_{CE}^{+} + M_{CE}^{-}) / L_{beff} = (164 + 389) \times 10^3 / (1300) = 425KN$$
$$Q_{UF} = V_{beam} = 425KN$$

کنترل ظرفیت خمشی تیرها نشان می دهد که نیاز شکل پذیری در آنها کم است. دستورالعمل ۳۶۰ تصریح می کند که مقاومت برشی در اعضای با نیاز شکل پذیری کم در نواحی جاری شده و یا در خارج از این نواحی از فصل ۱۲ آئین نامه آبا محاسبه می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s$$

در تیرها از آرماتور $\Phi 12$ به عنوان خاموت با فواصل 30cm استفاده شده است. بنابراین سطح مقطع فولاد برشی موجود برابر است با: $2(115mm^2) = 230mm^2$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

$$V_s = \frac{(230mm^2)(300N.mm^{-2})(500mm)}{300mm} = 115KN$$

$$V_c = 0.2\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = \frac{0.2\sqrt{20MPa} \times (400mm)(500mm)}{1000} = 178\,KN$$

$$V_n = 115KN + 178KN = 293KN < Q_{UF} = 425KN$$ غیر قابل قبول

تیرهای عرضی در امتداد محور D در تراز بام:

محاسبه L_{beff} برای پانل میانقابی عرضی در امتداد محورD بالای نیم طبقه:

$a = 105cm \qquad h_{inf} = 270cm \qquad L_{inf} = 850cm$

پس از محاسبات تکراری:

$\theta_b = 0.43$

$L_{beff} = 250cm$

محاسبه برش تیر:

$$V_{beam} = (M_{CE}^{+} + M_{CE}^{-})/L_{beff} = (164+389)\times10^3/(2500) = 222KN$$

$$Q_{UF} = V_{beam} = 222KN$$

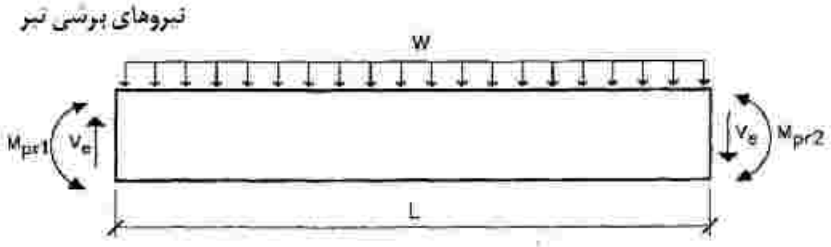
مقاومت برشی این قسمت نیز شبیه تیرهای نیم طبقه است:

$$V_n = 293KN > Q_{UF} = 222KN \;,OK$$

تیرهای عرضی در امتداد محور های A , B , C در تراز بام:

در تیرهای عرضی، مفاصل خمشی در دو انتها در اثر ترکیب بارهای لرزه ای مختلف ایجاد می شود. نیاز برشی تیر براساس فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران به ظرفیت خمشی تیرها وابسته است. نیروی برشی طراحی Ve، با توجه به بارهای استاتیکی وارده بر بخشی از عضو که مابین دو اتصال است بدست می آید.

ظرفیت های خمشی تیر (از برنامه کامپیوتری):



شکل مثال ۴-۲-غ

$$M_{pr1}^{+} = 164\,KN.mm \quad M_{pr1}^{-} = 389\,KN.mm \quad M_{pr2}^{+} = 164\,KN.mm \quad M_{pr2}^{-} = 389\,KN.mm$$

w = بارهای ثقلی = $1.1D + 1.1L = 1.1(30KN/m) + 1.1(6KN/m) = 39.6KN.m$

$L = 8.5m$ (طول خالص دهانه تیر)

$$V_e = (Mpr\,\overset{+}{1} + Mpr\,\overset{-}{2})/L + WL/2 = (164+389)/8.5m + (39.6KN.m)\times8.5m/2 = 233KN$$

$$Q_{UF} = V_e = 233KN$$

$V_n = 293KN$ (در بخش قبل محاسبه شده است)

$V_n = 293KN > 233KN \ ,OK$

گام ۹: ارزیابی پانل‌های میانقابی درجهت عمود بر صفحه

بر اساس بخش ۲-۷-۷-۲ دستورالعمل ۳۶۰، حداقل نیروی خارج از صفحه که دیوار برای آن کنترل می‌شود از رابطه مقابل محاسبه می‌گردد.

$$F_p = B \times S_s \times W$$

که در آن F_p نیروی طراحی در جهت خارج از صفحه وارد بر واحد سطح دیوار بین تکیه‌گاههای جانبی است و w وزن دیوار در واحد سطح می‌باشد.

$W = 440kg/m^2$

$S_S = 0.875$

$B = 0.6$ (جدول ۲-۵، دستورالعمل ۳۶۰)

$F_p = 0.6 \times 0.875 \times 440 = 230kg/m^2$

مقاومت پانل میانقاب در جهت عمود بر صفحه

بر اساس بند ۷-۸-۳-۱ دستورالعمل ۳۶۰، پانل‌های مورد استفاده در این ساختمان شرایط کنش قوسی را دارا نمی‌باشد لذا مقاومت آنها با توجه به بند ۷-۸-۳-۲ این دستورالعمل به صورت زیر بدست می آید .

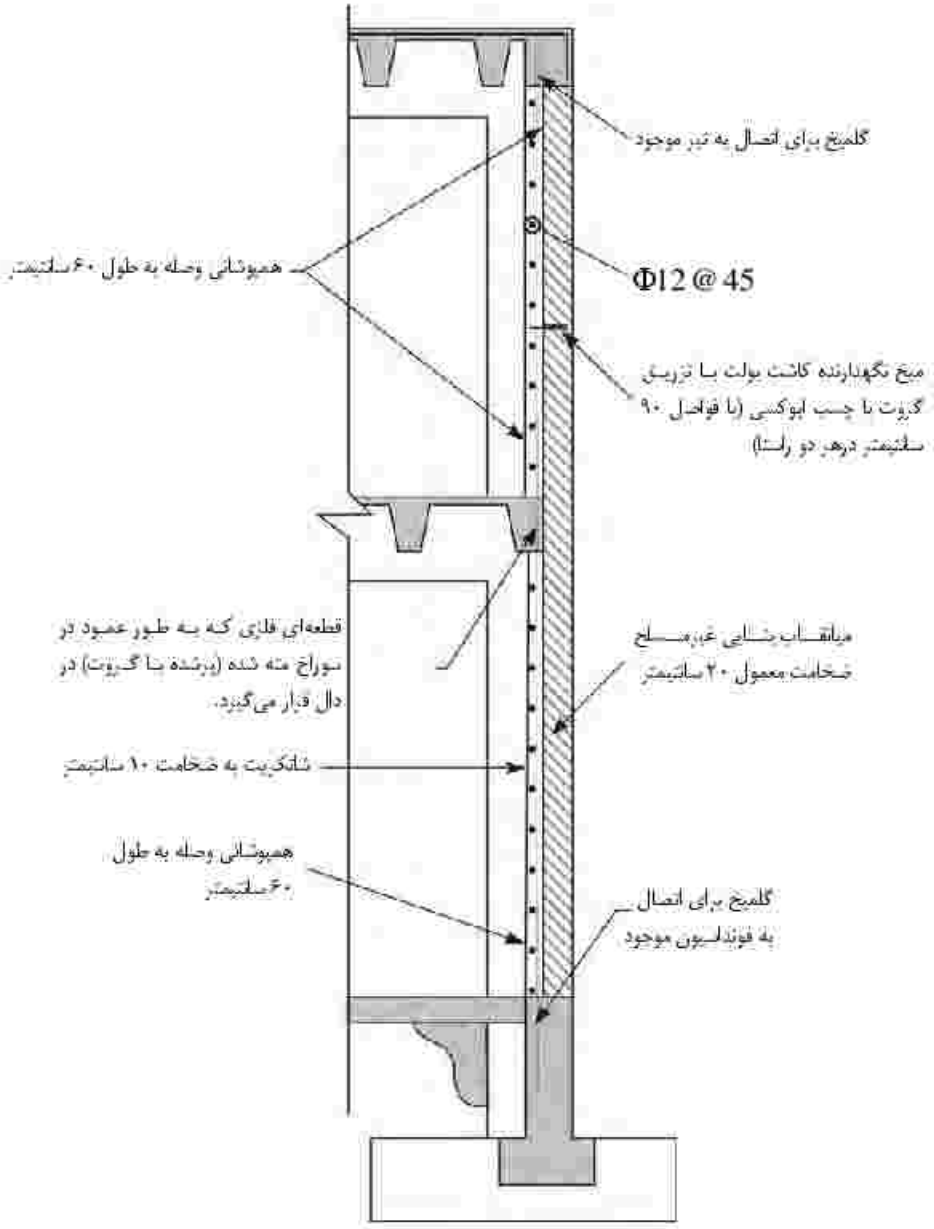
هنگامی که کنش قوسی در نظر گرفته نمی‌شود، کرانه پایین مقاومت یک پانل میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح توسط کرانه پایین مقاومت کششی مصالح بنایی در خمش، f'_t، کنترل می‌شود. f'_t باید مساوی با ۰/۷ برابر مقاومت کششی مورد انتظار مصالح بنایی در خمش که طبق روش آزمایشی معتبری تعیین می‌شود در نظر گرفته می‌شود.

$F_{te} = 140KN/m^2$

$m = 1$

$m \times 0.7 \times F_{te} = 1.0 \times 0.7 \times 14000 = 9800kg/m^2 > 230kg/m^2$

بنابراین دیوارهای ساختمان در هنگام زلزله از صفحه خود خارج نمی‌شوند.



شکل مثال ۴-۲-ف- نمونه ای از روش بهسازی مقطع دیوار موجود در راستای محور ۲

فصل ۵

کاهش جرم

۵-۱- مقدمه

همان گونه که در فصل چهارم بدان اشاره شد با روش‌هایی مانند اضافه نمودن بادبند، دیوار برشی و ... می‌توان منحنی ظرفیت سازه را افزایش داد. ولی می‌توان به منظور بهسازی سازه‌ها از راهبردهای کاهش نیاز، بجای افزایش منحنی ظرفیت سازه استفاده نمود، که در این راهبرد بوسیلهٔ راهکارهایی، پاسخ سازه در برابر نیروهای وارد بر آن اصلاح می‌گردد. در واقع بجای تغییرات در منحنی ظرفیت سازه تغییرات در طیف نیاز صورت می‌گیرد. در کارهای عملی استفاده از این راهبرد باید همراه با افزایش نسبی مقاومت و سختی سازه باشد. از راهکارهای شناخته شده برای دستیابی به این راهبرد می‌توان به کاهش جرم ساختمان، نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و یا سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی (میراگرها) اشاره کرد. در این فصل موضوع کاهش جرم مورد توجه قرار می‌گیرد و سایر موضوعات در فصول بعدی مورد توجه قرار می‌گیرد.

۵-۲- کاهش جرم ساختمان

در ساختمان‌هایی که دارای ضعف کلی از نظر سختی جانبی یا ظرفیت باربری هستند یکی از راهکارهای مفید برای بهسازی، کاهش جرم ساختمان می‌باشد. چرا که با کاهش جرم، می‌توان میزان تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضا کاهش داد. برای این منظور می‌توان با:

۱- تخریب طبقات فوقانی،

۲- تغییر کاربری ساختمان،

۳- تغییر مصالح استفاده شده در نمای ساختمان،

۴- تغییر مشخصات دیوارهای داخلی،

۵- نصب لوله‌های تأسیسات به صورت رو کار به طوری که منجر به کاهش جرم کف ساختمان گردد،

۶- انتقال تجهیزات و انبارهای سنگین به نقاط دیگر،

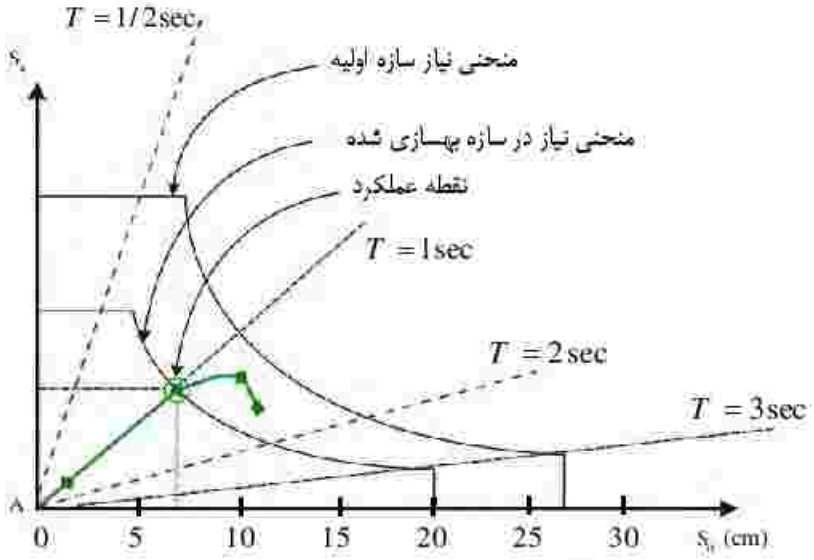
۷- برداشتن مخازن مختلف از روی بام (و یا سایر طبقات)،

جرم ساختمان را کاهش داد.

اگر چه کاهش وزن ساختمان روشی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌باشد و این راهبرد، برخوردی نسبتاً ریشه‌ای با مسئله آسیب‌پذیری سازه می‌باشد ولی در عمل بدلیل وزن ناچیز اعضای قابل حذف در ساختمان و مشکلاتی که در برابر حذف یک طبقه وجود دارد، استفاده از این راهبرد مشکل می‌باشد.

در شکل ۵-۱ تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی نیاز سازه نشان داده شده است.

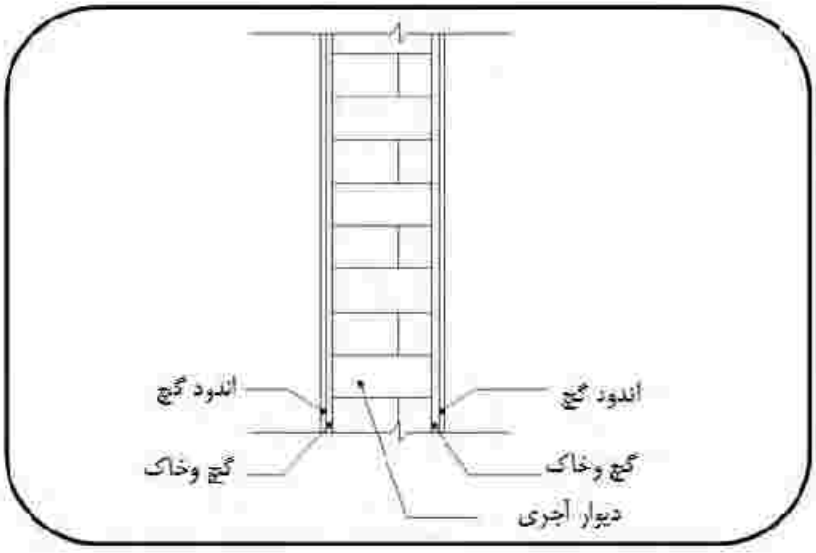
همان گونه که در شکل ۵-۱ مشاهده می‌شود با کاهش جرم سازه تغییری در منحنی ظرفیت سازه به وجود نمی‌آید و تنها این امر موجب کاهش منحنی نیاز سازه می‌گردد.



شکل (۵-۱) تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی نیاز سازه

مثال ۵-۱

مطلوبست مقایسه نیروی زلزله وارد بر ساختمانی که در آن از تیغه‌های سنتی استفاده شده با همان ساختمان در صورتی که از تیغه‌های سبک کنافی استفاده شده باشد. زیر بنای هر طبقه ۲۰۰ مترمربع و تعداد طبقات ساختمان ۵ می‌باشد.ساختمان در شهر تهران می‌باشد و دارای کاربری مسکونی است. سیستم باربر جانبی ساختمان نیز مهاربند هم محور فولادیست. زمین نیز نوع II می‌باشد. ارتفاع تیغه‌ها ۳/۲۰ متر و طول تیغه‌ها در هر طبقه از این ساختمان ۴۵ متر می‌باشد.



تیغه‌های سنتی

شکل مثال ۵-۱-الف

دیوار آجری	۰/۱۰ × ۱۸۵۰ = ۱۸۵	kg/m^2
گل و گچ	۲ × ۰/۰۱۵ × ۱۶۰۰ = ۴۸	kg/m^2
گچ	۲ × ۰/۰۱۰ × ۱۳۰۰ = ۲۶	kg/m^2
	۲۵۹ مجموع (ضخامت ۱۰ سانتیمتر)	kg/m^2

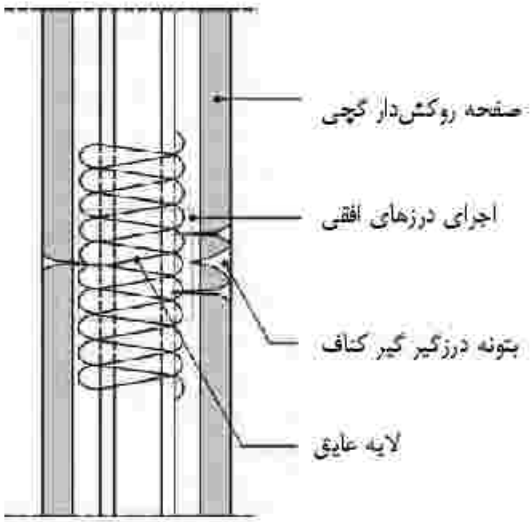
با توجه به ارتفاع و طول دیوارها وزن حاصل از تیغه‌ها برابر:

$$۲۵۹ \times ۴۵ \times ۳/۲۰ = ۳۷۲۹۶\ kg$$

می‌باشد که با توجه به اینکه وزن هر متر مربع دیوار کمتر از ۲۷۵ کیلوگرم بر متر مربع است پس بار معادل گسترده نظیر تیغه‌ها برابر:

$$\frac{۳۷۲۹۶}{۲۰۰} = ۱۸۶/۵\ kg/m^2$$

حال بجای جزئیات فوق، از جزئیات تیغه سبک مطابق شکل زیر استفاده شود، خواهیم داشت:



شکل مثال ۵-۱-ب

وزن یک متر مربع تیغه سبک = ۴۰ kg/m^2

$$۴۰ \times ۴۵ \times ۳/۲۰ = ۵۷۶۰ kg$$

بار معادل سطحی = $\frac{۵۷۶۰}{۲۰۰} = ۲۸/۸ << ۱۸۶/۵$

بار معادل سطحی حداقل طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان = ۵۰ kg/m^2

محاسبه ضریب برش پایه ساختمان:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$$C = \frac{۰/۳۵ \times ۲/۵ \times ۱}{۶} = ۰/۱۴۶$$

	تیغه‌های سنتی	تیغه‌های سبک
وزن واحد سطح تیغه‌ها kg/m^2	۲۵۹	۴۰
بار معادل گسترده نظیر تیغه‌ها kg/m^2	۱۸۶/۵	۵۰
وزن حاصل از تیغه‌ها در ساختمان kg	۳۷۲۹۶	۱۰۰۰۰
نیروی زلزله حاصل از وزن تیغه‌ها در ساختمان kg	۵۴۴۵	۱۴۶۰

با مقایسه اعداد فوق به صراحت می‌توان عنوان نمود که با استفاده از تیغه‌های کناقی بجای تیغه‌های سنتی می‌توان برش پایه حاصل از زلزله را در حدود ۴ تن کاهش داد.

فصل ۶

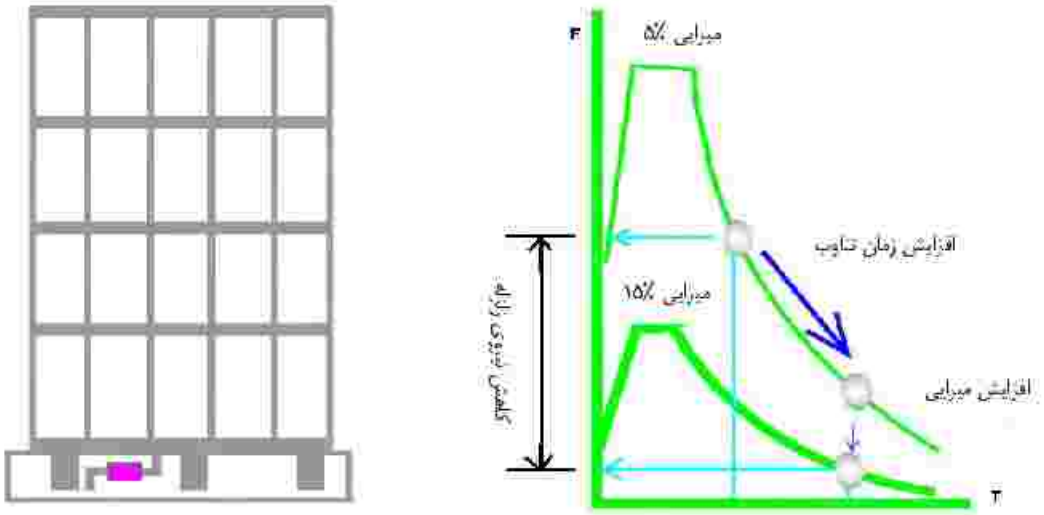
جداسازی لرزه‌ای در بهسازی سازه‌ها

۶-۱- کلیات

در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، به جای افزایش ظرفیت باربری سازه تحت نیروهای جانبی می‌توان نیروهای وارد بر آنها را کاهش داد. در روش جداسازی لرزه‌ای، سازه بر روی تکیه گاههایی که قابلیت تغییرشکل جانبی زیادی دارند قرار می‌گیرد. در صورت وقوع زلزله، عمدهٔ تغییرشکلها در تکیه‌گاه رخ داده و سازه مانند جسمی صلب با تغییرشکل‌های کوچکی ارتعاش می‌کند.

در سالهای اخیر، تکنولوژی جداسازی لرزه‌ای پیشرفت قابل ملاحظه‌ای داشته است. نصب سیستمهای جداساز لرزه‌ای منجر به افزایش زمان تناوب اصلی سازه و کاهش نیروهای وارد بر آن می‌گردد. این روش برای ساختمانهای کوتاه و متوسط بدلیل پائین بودن زمان تناوب آنها، موثرتر از ساختمانهای بلند می‌باشد. نصب جداگر باعث افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می‌گردد.

همانطور که شکل ۶-۱ نشان می‌دهد هرکدام از دو تاثیر فوق می‌توانند باعث کاهش نیروی جانبی ناشی از زلزله شوند.



شکل۶-۱- تأثیرات استفاده از جداسازهای لرزه ای بر طیف پاسخ سازه‌ها

جداگرها باید به اندازه کافی سخت باشد تا تحت بارهای سرویس، بارهای باد یا زلزله‌های کوچک، برای ساکنین ارتعاش‌های آزار دهنده ایجاد نکند.

در استفاده از جداسازهای لرزه‌ای موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف- جداسازی از پایه برای ساختمان‌های سخت‌تر نتایج بهتری بدست می‌دهد (در ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از ۱ ثانیه، با نصب جداگر لرزه‌ای زمان تناوب اصلی سازه به بیش از ۲ ثانیه افزایش می‌یابد).

ب- امواج زلزله در حین عبور از لایه‌های خاک فیلتر می‌شوند. شتاب حرکت زمین در خاک‌های سخت از مولفه‌های فرکانس بالا و در خاک‌های نرم از مولفه‌های فرکانس پائین تشکیل می‌شود. از این رو در خاک‌های سخت جداگر لرزه‌ای بسیار کاربردی بوده و درخاک‌های نرم ازکارایی آن کاسته می‌شود. درخاک‌های خیلی نرم بعلت نزدیکی زمان تناوب سازه جداشده به زمان تناوب حداکثر پاسخ سازه، جداسازی نتیجه مطلوبی نداشته و در مواردی باعث افزایش نیروهای وارد بر سازه نیز می‌گردد.

جداگرها به دلایل زیر باعث کاهش نیروی زلزله وارد برسازه می گردند:

۱ افزایش زمان تناوب مود اول (مود جداشده).

۲ کاهش شتاب طیفی (شبه شتاب) به علت افزایش زمان تناوب(برای اکثر طیفهای طراحی در زمین‌های سخت این موضوع صادق است).

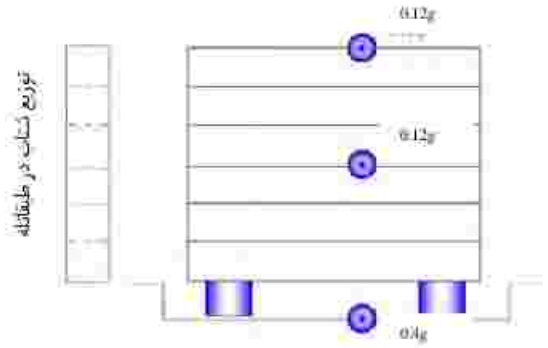
۳ عدم تحریک مودهای بالاتر توسط حرکت زمین، هر چند که ممکن است شتاب طیفی آنها بزرگ باشد، لیکن به علت کوچک بودن پاسخ استاتیکی مودی(مشارکت جرمی)، برش پایه مودهای بالاتر خیلی کوچک می‌باشد.

۴ بالا بودن میرایی سیستم جداگر و خاصیت جذب انرژی که به عنوان عامل ثانویه در نظر گرفته می‌شود.

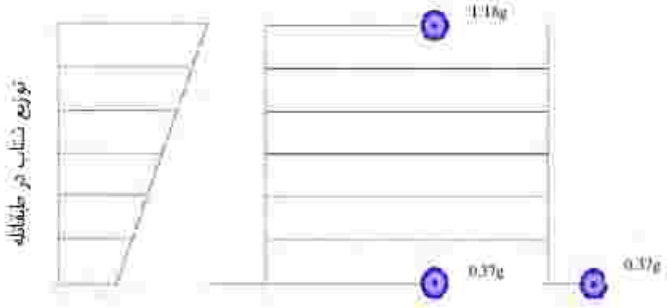
۶-۱-۱- مقایسه ساختمان با و بدون جدا سازی لرزه‌ای در زلزله‌های گذشته

در ساختمان ۷ طبقه مرکز کامپیوتر غرب ژاپن شتاب زلزله وارد به ساختمان در تراز پایه ۰/۴g بود که در این وضعیت با توجه به استفاده از سیستم جدا ساز لرزه‌ای، شتاب وارد به طبقات و بام ۰/۱۲g اندازه گیری شد که نشان دهنده کاهش مقدار شتاب وارد به سازه به میزان ۷۰ درصد می‌باشد (شکل۶-۲). در ساختمان مشابهی که از سیستم جداساز استفاده نشده، میزان شتاب زلزله در تراز پایه ۰/۳۷g اندازه‌گیری شد لیکن مقدار شتاب اندازه گیری شده در تراز بام ۱/۱۸g می‌باشد (شکل۶-۳) که نشان دهنده افزایش شتاب در طبقه بام به میزان ۳۰۰ درصد می‌باشد.

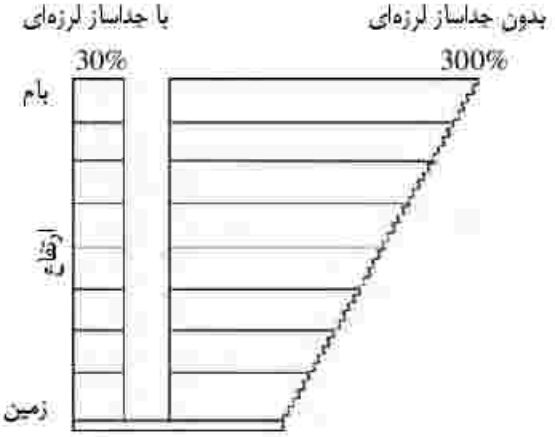
در شکل ۶-۴ شتاب افقی ساختمان‌های مذکور مقایسه شده است.



شکل۶-۲- ساختمان مرکز کامپیوتر غرب ژاپن(جداشده از پایه)، زلزله کوبه ۱۹۹۵



شکل۶-۳- ساختمان سنتی(جداشده)، زلزله کوبه ۱۹۹۵



شکل۶-۴- مقایسه درصد شتاب افقی دو ساختمان مزبور در زلزله کوبه ۱۹۹۵

۶-۱-۲- معیارهای طراحی جداگرها

در طراحی جداگرها معیارهای زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

۱ جداگرها در حداکثر تغییرمکان‌های ناشی از زلزله پایدار باقی بمانند.

۲ با افزایش تغییرمکان، مقاومت جداگر نیز افزایش یابد.

۳ تحت سیکلهای ناشی از بارگذاری زلزله، جداگر زوال محدود شونده داشته باشد.

۴ مشخصات مکانیکی(سختی موثر و میرایی) تکرار شونده و در عین حال پایدار داشته باشد.

۶-۲- انواع سیستم‌های جداسازی

سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای از تنوع بسیار زیادی برخوردار می‌باشند. این سیستم‌ها از لحاظ نوع مواد و عملکرد به شرح زیر تقسیم می‌شوند.

۶-۲-۱- سیستمهای الاستومر (لاستیک طبیعی)

نشیمن لاستیک طبیعی، نخستین بار در سال ۱۹۶۹ برای حفاظت لرزه‌ای ساختمان مدرسه پستالوزی شهر اسکوپیه مقدونیه به کار رفت. این نشیمن‌ها، بلوک‌های لاستیکی بزرگی می‌باشند که برخلاف نمونه‌های امروزی، فاقد صفحات فولادی تقویت کننده بوده و در اثر وزن ساختمان، حدود ۲۵٪ فشرده می‌شوند. (شکل ۶-۵) سختی قائم نشیمنها فقط چند برابر سختی افقی بوده و لاستیک مورد استفاده تقریباً فاقد میرایی است. در هر دو سمت نشیمنهای لاستیکی بلوکهائی از جنس شیشه اسفنجی (فوم) قرار داده می‌شود که جهت جلوگیری از حرکت ساختمان در اثر باد، تردهای داخلی ساختمان یا زمین لرزه‌های با شدت کم می‌باشد.

شکل۶-۵- تغییر شکل قائم جداگر لاستیکی خالص

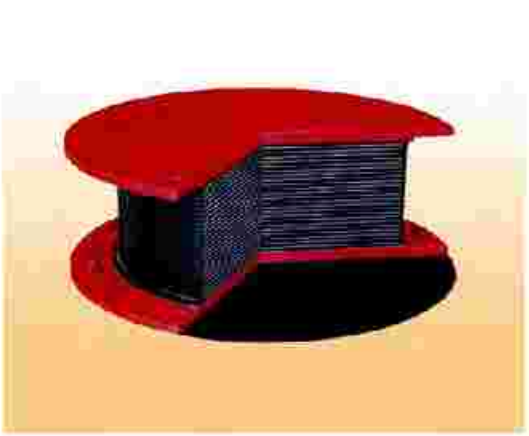
۶-۲-۲- سیستم‌های لاستیکی طبیعی و مصنوعی با میرایی کم به همراه صفحات فولادی

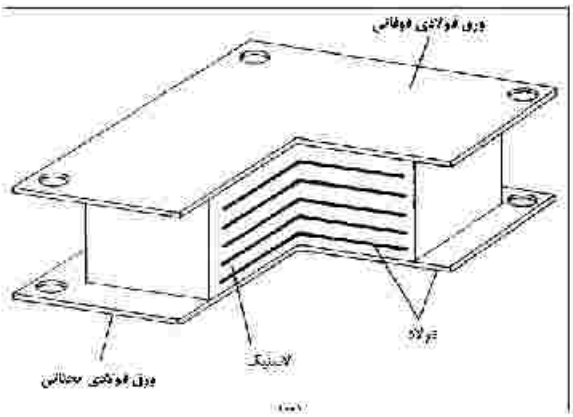
نشیمن‌های لاستیک طبیعی و مصنوعی با میرایی کم بطور گسترده‌ای به همراه میراگر اضافی مانند میراگرهای لزج (ویسکوز)، میله‌های فولادی، میله‌های سربی و وسایل اصطکاکی بکار می‌روند. همانطور که در شکل ۶-۶ نشان داده شده است، این جداگرها شامل دو ورق ضخیم فولادی در بالا و پائین و ورق‌های نازک فولادی متعددی می‌باشند. ورق‌های فولادی مسلح کننده از انبساط جانبی لاستیک جلوگیری کرده و سختی قائم را به مقدار زیادی افزایش می دهند اما هیچ تاثیری بر سختی افقی سیستم که بوسیله مدول برشی الاستومر کنترل می‌شود، ندارند. رفتار ماده در برش تا کرنشهای بیش از ۱۰۰٪ کاملاً خطی بوده و میرایی آن در حدود ۲ تا ۳ درصد مقدار بحرانی می‌باشد.

از مزایای این نوع نشیمن به موارد زیر می‌توان اشاره کرد:

- ساخت آسان نشیمن‌ها (فرآیند ترکیب مصالح و پیوند آن با فولاد).
- مدلسازی آسان و عدم وابستگی پاسخ دینامیکی آنها به دما و سن نمونه‌ها.

این نشیمن‌ها معمولاً به سیستم میراگر مکمل نیاز دارند که دارای اتصالات دقیق و پیچیده‌ای بوده و نوع فلزی آنها در سیکلهای پایین دستخوش پدیده خستگی می‌گردد. اجزای مستهلک کننده انرژی شامل مجموعه‌ای از تجهیزات فولادی تسلیم شونده می‌باشند.

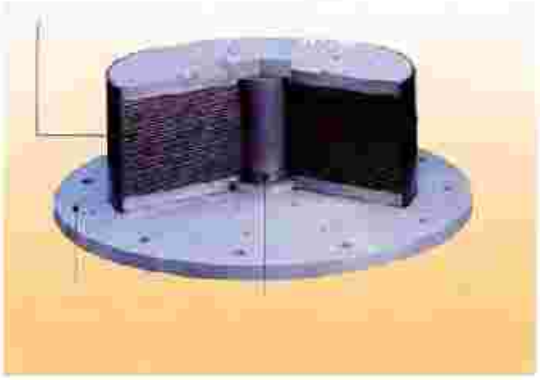


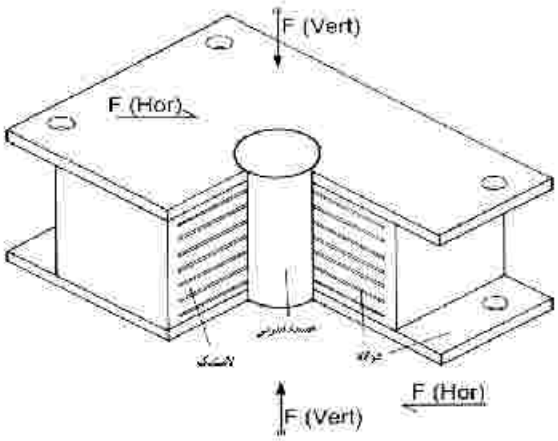


شکل۶-۶- جداگر لاستیکی طبیعی و مصنوعی با میرایی کم

۶-۲-۳- سیستم جداگر لاستیکی با هسته سربی *(LRB)*

این نوع از نشیمنها دارای یک یا چند هسته سربی بوده به همین دلیل از میرایی بالایی برخوردار می‌باشند (شکل۶-۷). صفحات فولادی به کار رفته در این سیستم سبب تغییرشکل هسته سربی در برش می‌شوند. هسته‌های سربی در برابر نیروهای برشی تغییرشکل داده و سبب ایجاد پاسخ دوخطی در نشیمن می‌شوند. سختی و میرایی موثر نشیمنهای با هسته سربی، وابسته به مقدار جابجایی آن می‌باشد. محاسبه تغییرمکان متناظر با مقدار میرایی لازم از ضروری‌ترین سنجش‌های کار با این نوع جداگر می‌باشد. ساختمانهایی که به وسیله این نشیمنها تقویت شده‌اند در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورث‌ریج و ۱۹۹۵ کوبه، عملکرد خوبی داشته‌اند.

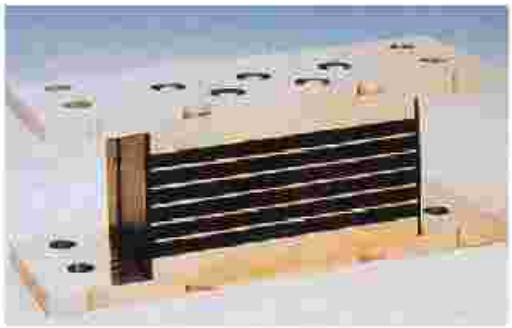




شکل۶-۷- جداگر لاستیکی با هسته سربی (LRB)

۶-۲-۴- سیستم‌های لاستیک طبیعی با میرایی زیاد *(HDNR)*

میرایی این سیستم از افزودن بلوکهای کربنی بسیار ریز، روغنها و سایر پرکننده های ویژه به لاستیک حاصل می‌شود. حد پائین میرائی (۱۰٪) مربوط به سختی معادل ۵۰ تا ۵۵ دورومتر و مدول برشی در حدود ۰/۳۴MPa و حد بالای میرائی(۲۰٪) مربوط به سیستمهای با سختی ۷۵-۷۰ دورومتر و مدول برشی ۱/۴۰ MPa می‌باشد (شکل ۶-۸).



شکل۶-۸- جداگر لاستیک طبیعی با میرایی زیاد (HDNR)

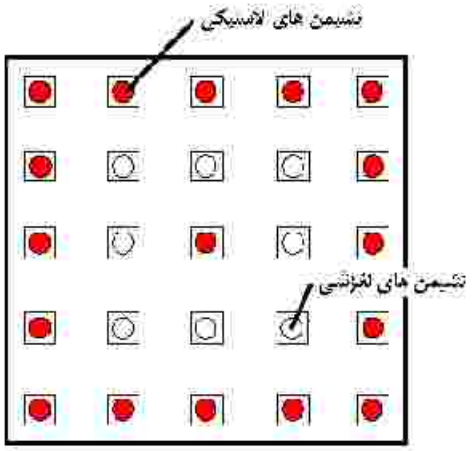
۶-۲-۵- سیستم ترکیبی *EERC*

این سیستم متشکل از دو سیستم الاستومری و لغزنده بوده و در موسسه تحقیقاتی EERC ابداع شده است. در این سیستم، ستونهای داخلی ساختمان برروی المانهای لغزنده‌ای که از جنس فولاد ضدزنگ می‌باشند قرارمی‌گیرند و ستونهای خارجی برروی نشیمنهای لاستیک طبیعی با میرایی کم واقع می‌شوند. نشیمنهای الاستومری سبب بازگشت سیستم به حالت اولیه و کنترل پیچش ساختمان می‌گردند و اجزاء لغزنده، میرایی مورد نیاز سیستم را فراهم می‌آورند.

۶-۲-۶- سیستم ترکیبی *TASS*

این سیستم توسط گروه TAISEI توسعه داده شده است. در این سیستم، تمام بارهای قائم سنگین بوسیله لغزنده تفلونی ضدزنگ حمل می‌شود و نشیمنهای لایه‌ای نئوپرنی که باری به آنها وارد نمی‌شود به منظور ایجاد نیروی جانبی بازگرداننده مورد استفاده قرار می‌گیرند (شکل۶-۹).

ضریب اصطکاک سطح تفلون بین ۵٪ تا ۱۵٪ برای سرعتهای کم تا زیاد متغیر می‌باشد.

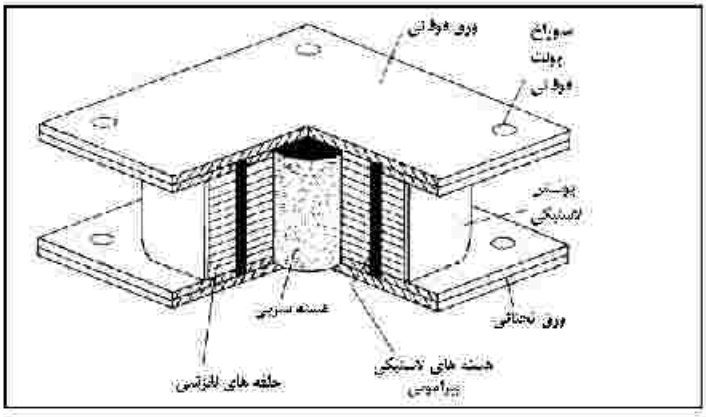


شکل۶-۹- جداگر ترکیبی TASS

در این سیستم بدلیل کمی باربری عمودی نشیمنهای الاستومری، نشیمنها تحت کشش واقع می‌شوند. از سوی دیگرحساسیت سطح لغزنده به سرعت، مدلسازی این سیستم را دشوار کرده است.

۶-۲-۷- سیستم جداگر اصطکاکی پس جهنده *(R-FBI)*

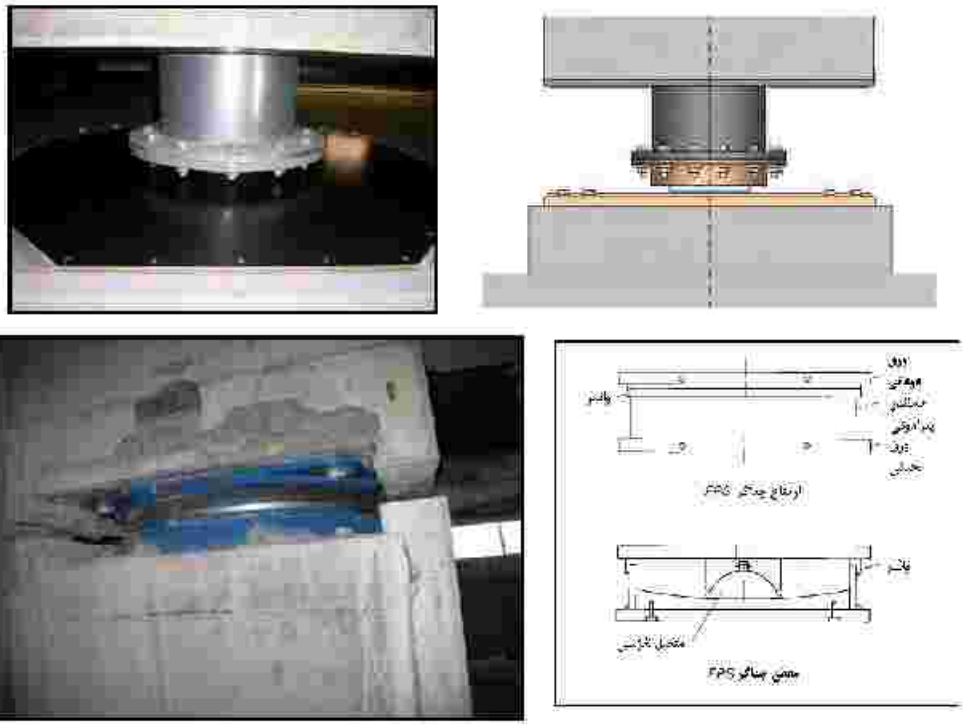
در این نشیمن با استفاده از سطوح متعدد لغزنده مشترک مشکل ضریب اصطکاک زیاد تفلون روی فولاد ضد زنگ در سرعتهای بالا رفع شده است. سرعت بین لایه‌های مختلف تقسیم شده و با کاهش سرعت هر لایه، ضریب اصطکاک کاهش می‌یابد. علاوه بر المانهای لغزنده، هسته مرکزی که از جنس لاستیک می‌باشد، نیرویی بازگرداننده‌ای در سیستم ایجاد می‌کند. آزمایشهای صورت گرفته برروی این سیستم نشان می‌دهند که هسته لاستیکی توانایی توزیع مناسب تغییرمکان‌ها را ندارد، برای رفع این مشکل میله فولادی در داخل هسته لاستیکی قرار گرفته تا توزیع تغییرمکان بین لایه‌های لغزنده را بهبود بخشد (شکل۶-۱۰).



شکل۶-۱۰- جداگر R-FBI

۶-۲-۸- سیستم آونگ اصطکاکی *FPS*

این سیستم بوسیله هندسه خاص خود، عمل لغزش و نیروی بازگرداننده را فراهم می‌کند. جداساز FPS که در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده است دارای قسمت لغزنده مفصلی است که بر روی سطح کروی از جنس فولاد ضدزنگ می‌لغزد. سطح دیگر این لغزنده نیز کروی بوده و با لایه‌ای از فولاد ضد زنگ پوشیده شده است. حرکت قسمت لغزنده مفصلی و سطح کروی باعث ایجاد میرایی در جداساز می‌شود. سختی موثر جداساز و میرائی آن به وسیله شعاع انحنای سطح محدب کنترل می‌گردد.



شکل۶-۱۱- جداگرهای اصطکاکی FPS

۶-۲-۹- سیستم‌های فنری

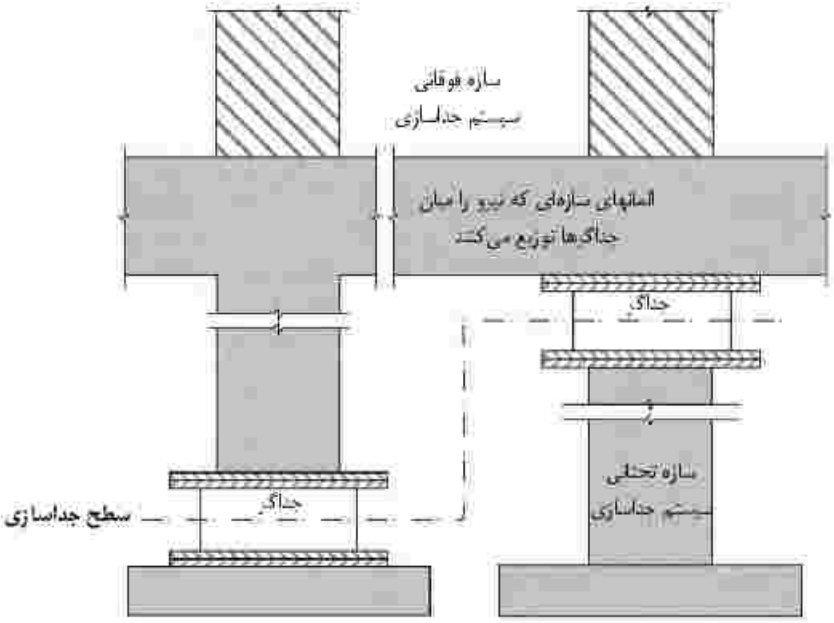
سیستمهای جداسازی الاستومری و لغزنده برای فراهم کردن جداسازی افقی مورد استفاده قرار می‌گیرند. هنگامی که جداسازی کامل (سه بعدی) مد نظر باشد می‌توان از سیستمهای فنری استفاده شود. در شکل ۶-۱۲ سیستم فنری GERB نشان داده شده است. این سیستم برای جداسازی تجهیزات توربین نیروگاهها طراحی می‌شود.

شکل۶-۱۲- جداگرGERB

دراین سیستم از فنرهای حلقوی فولادی که در دو راستای افقی و قائم انعطاف پذیرند استفاده می‌شود. فنرهای فولادی فاقد میرایی بوده و این سیستم همواره با میراگر لزج GERB بکار می‌رود.

۶-۳- تعریف المانهای سازه جداشده

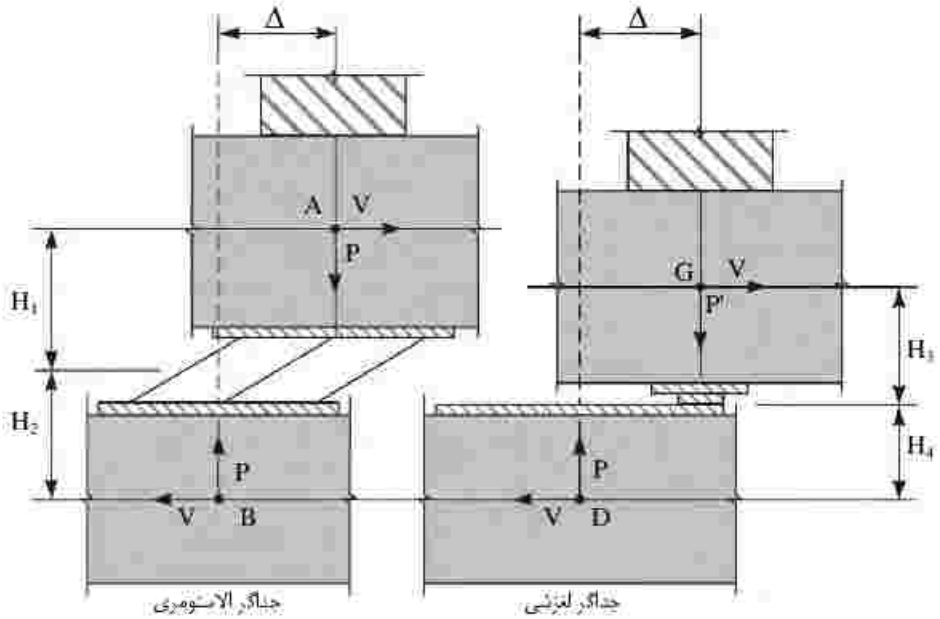
سطح جداسازی، سطح فرضی بین بخش فوقانی سازه و بخش تحتانی آن می‌باشد که بخش تحتانی بصورت صلب با زمین حرکت می‌کند. این سطح جداسازی شده صفحه افقی است که می‌تواند در تراز پروژه جایجا شود(شکل۶-۱۳). سیستم‌های الکتریکی و تاسیسات که از عرض سطح جداسازی عبور می‌کنند باید با حداکثر تغییرمکان نسبی سازگاری داشته باشند. واحدهای جداگر الاستومری-سربی در کرنش‌های کوچک سخت بوده و معمولاً معیارهای تغییرمکان در برابر بارهای باد را تامین می‌نمایند. نیروی اصطکاک ایستایی جداگر لغزشی معمولاً بزرگتر از نیروی باد است.



شکل۶-۱۳- اجزای سیستم جداگر

۶-۴- اثرات بارهای $P-\Delta$ بر سیستم جداسازی

بدلیل وجود تغییرشکل‌های بزرگ در سیستمهای جداسازی شده لحاظ نمودن اثرات $P-\Delta$ در جداسازها و المانهای سازه مجاور، امری ضروریست (شکل۶-۱۴).



شکل۶-۱۴- لنگرهای حاصل از برش افقی و اثرات $P-\Delta$

۶-۵- مراحل نصب جداگر لرزه‌ای

پس از تعیین ابعاد جداگر که با توجه به سطح خطر لرزه‌ای و سطح عملکرد ساختمان تعیین می‌گردد باید تراز برش ستونها و دیوارهای برشی نیز تعیین شوند. تراز برش در طبقه جداسازی شده باید براساس به حداقل‌رسانی اثرات خمشی بر روی ستونهای جدا شده و فونداسیون تعیین شود.

مراحل نصب جداگر برای بهسازی ساختمان کتابخانه دانشگاه ویکتوریای نیوزلند توضیح داده شده است. لازم به ذکر است که سازه این ساختمان از نوع قاب خمشی بتن مسلح بوده که برای جداسازی آن به برش ستونها اکتفا شده و عملیات نصب جداگر برای هر ستون بطور کامل انجام گرفته و سپس عملیات نصب بر روی ستون بعدی آغاز می‌گردد.

ابتدا جک‌های هیدرولیکی در اطراف ستون جدا شونده به منظور باربردای ثقلی از روی ستون در تراز نصب جداگر تعبیه می‌گردند (شکل۶-۱۵).

شکل۶-۱۵- نصب جک های هیدرولیکی اطراف ستون جداشده

سپس تجهیزات فیلتر کننده برای انتقال گرد و خاک ناشی از برش ستون به خارج از ساختمان اجرا می‌گردد. (شکل۶-۱۶)

شکل۶-۱۶- مکش گرد و خاک با استفاده از اجرای سیستم تهویه

برای شروع برش ستون ابتدا حلقه شاقول شده در محل برش ستون و به دور آن ایجاد می‌گردد تا سطح برش بصورت کاملاً افقی باشد. سپس برش ستون به کمک دستگاههای برش با کابلهای تیغه الماسه شروع می‌گردد (شکل ۶-۱۷).

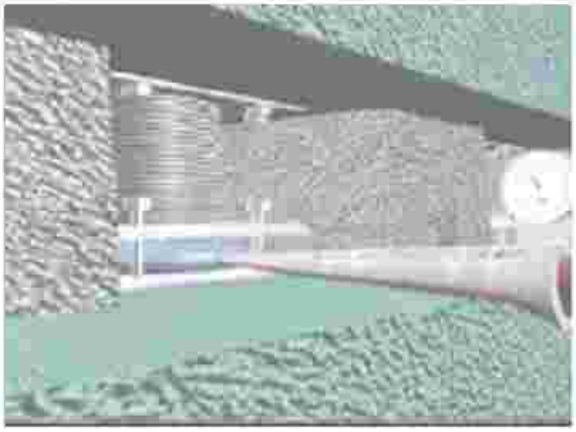
شکل۶-۱۷- برش ستون

پس از بریدن ستون در دو تراز بالا و پائین محل نصب جداگر سازه خرپایی نگهدارنده برای قراردادن جرثقیل در اطراف ستون ایجاد گردیده و سپس بلوک جدا شده با کمک جرثقیل ریلی به بیرون هدایت می‌گردد (اشکال ۶-۱۸ و ۶-۱۹).

شکل۶-۱۸- نصب سازه خرپایی نگهدارنده

شکل۶-۱۹- خروج بلوک بریده شده

پس از خارج کردن بلوک بتنی، جداگر ما بین ستون قرار گرفته و سپس فضای بین جداگر و ستون توسط گروت انبساطی پرشده و پیرامون سطح برش خورده رینگ فولادی اجرا می‌گردد.

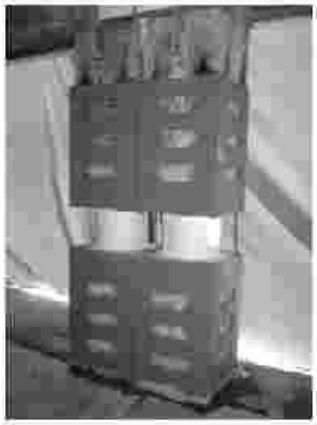


شکل۶-۲۰- نزدیک گروت انبساطی

با اطمینان از برقراری اتصال مناسب، فشار از روی جک‌های هیدرولیکی برداشته شده و بار ستون به سیستم جداگر منتقل می‌گردد(شکل۶-۲۰).

۶-۶- درز انبساط

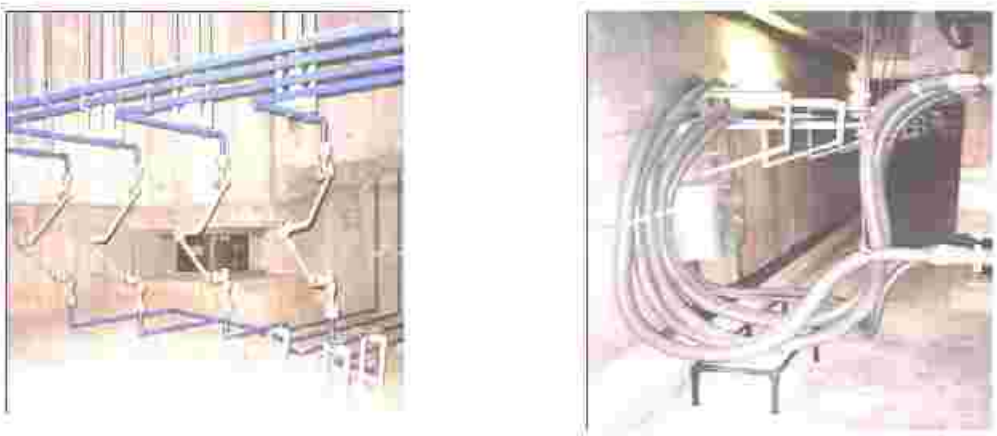
درصورتیکه ساختمان از بلوک‌های نزدیک به هم تشکیل شده و بین بلوک‌ها درز انبساط پیش‌بینی شده باشد، در اثر تغییرشکل افقی جداگر در هنگام زلزله، امکان برخورد این بلوکها به یکدیگر وجود دارد. برای رفع این مشکل میتوان از قفل لرزه‌ای (Seismic lock) در عرض درز انبساطی استفاده نمود. این سیستم از مواد با ویسکوزیته بالا ساخته شده که در برابر حرکات آزاد و طولانی مدت حرارتی ساختمان وارد عمل نمی‌شود ولی در هنگام بروز شوک‌های شدید ناشی از زلزله قفل شده و مانع از حرکت نسبی دو بلوک مجاور نسبت به هم می‌شود. راه حل دیگر دوختن ستونهای بالای سطح جدا شده با استفاده از پیوندهای دائمی مانند اتصال با ورق های فولادی همانند شکل ۶-۲۱ می‌باشد. با توجه به تغییرشکل نسبی کم در طبقات بالاتر نیاز به دوختن درز انبساط در طبقات بالاتر نمی‌باشد.



شکل۶-۲۱- اتصال ستونهای درز انبساطی در بالا و پایین سطح جداشده

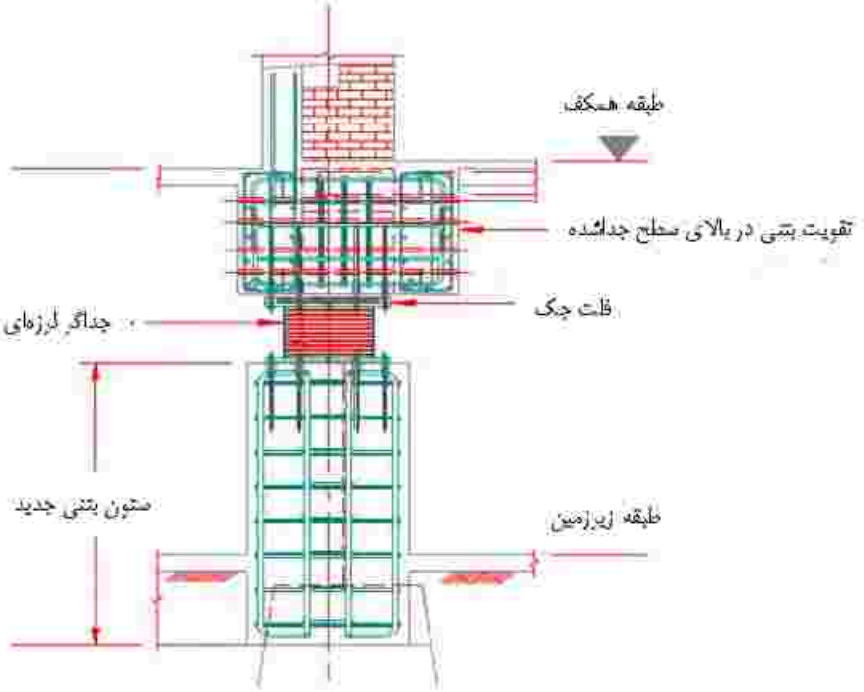
۶-۷- اجزای غیر سازه‌ای

المانهای معماری، مکانیکی و برقی در سطوح جداسازی شده مانند نما، پله برقی، قابهای پنجره، مجاری آب پشت بام، کابلها، لوله‌های آتش نشانی و دیوارها باید در برابر حرکات جداگرها در سطح جدا شده طراحی شوند تا پس از زلزله سریعتر قابل استفاده باشند. در شکل۶-۲۲ برخی از این المانها نشان داده شده‌اند.

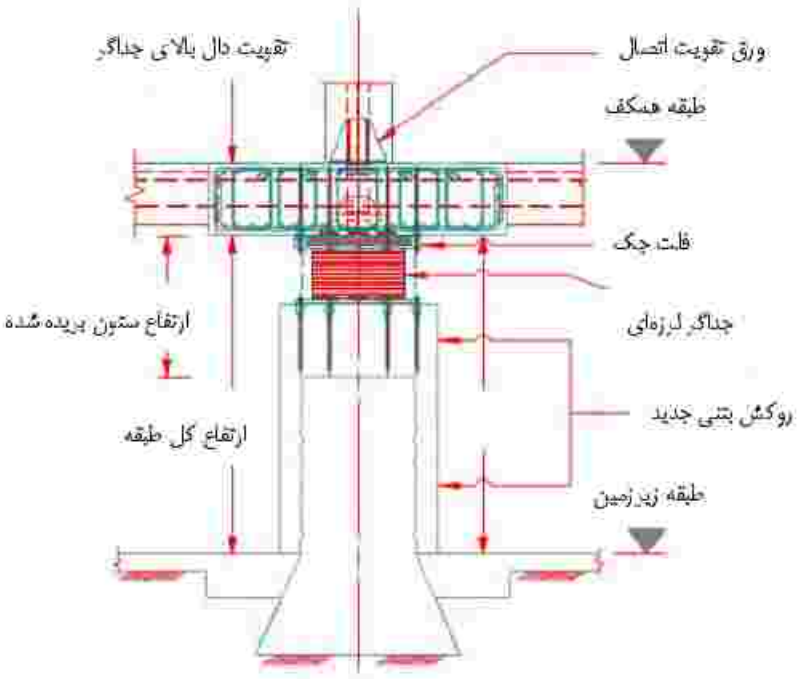


شکل۶-۲۲- استفاده از اتصالات مناسب برای تاسیسات مکانیکی و برقی در تراز جداشده

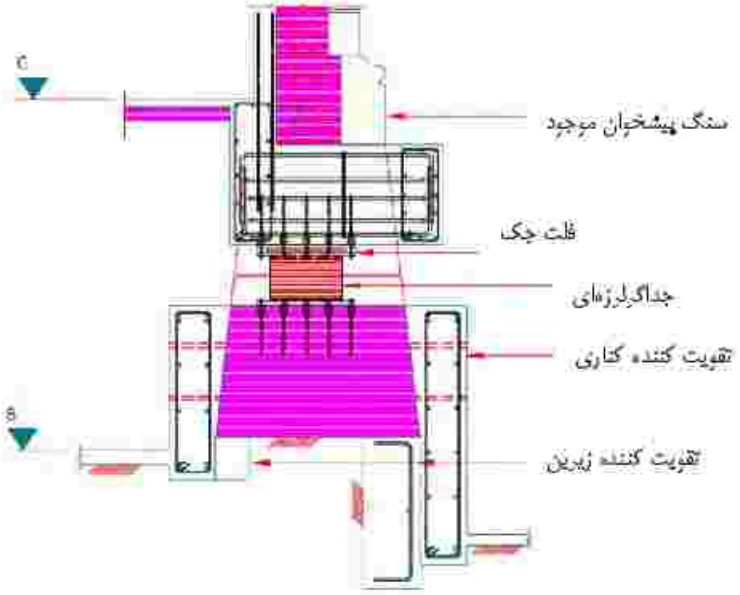
در اشکال ۶-۲۳ تا ۶-۲۶ چند مورد از جزئیات تیپ جداسازی برای بهسازی ساختمانها ارائه شده است.



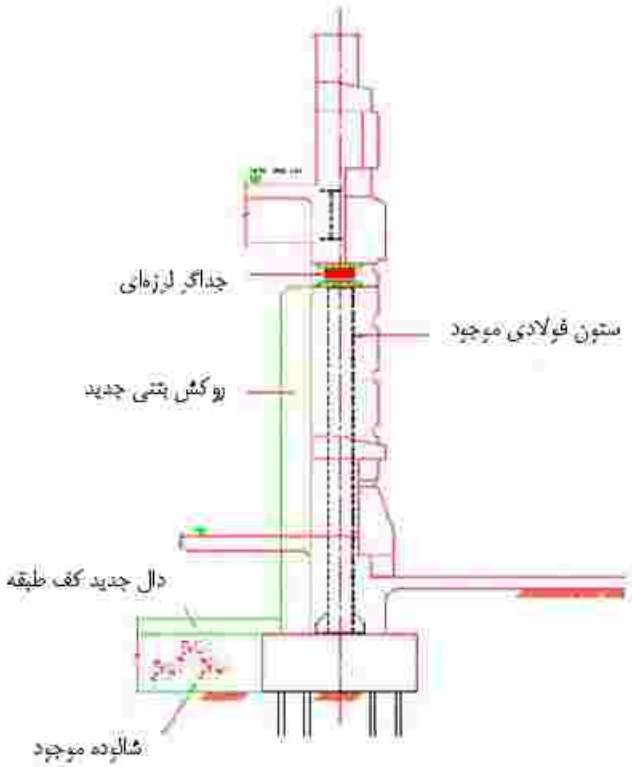
شکل۶-۲۳- جزئیات تیپ نصب جداگر در زیر دیوار برشی باربر



شکل۶-۲۴- جزئیات تیپ نصب جداگر در ستون بتنی موجود



شکل۶-۲۵- جزئیات تیپ نصب جداگر در ساختمان بنایی موجود



شکل۶-۲۶- جزئیات تیپ نصب جداگر در ستونهای فولادی

۶-۸- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با میرایی بالا(HDR):

برای طراحی جداگر لاستیکی با میرایی بالا می توان به ترتیب زیر عمل نمود:

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL} ،$W_{DL+0.2\times LL}$) و بارمحوری سنگین‌ترین ستون($P_{(DL+LL)max}$)

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه (T_F) و انتخاب زمان تناوب سازه جداسازی شده(T_D)

درصورتیکه $T_D \geq 3\times T_F$ باشد جداسازی کارایی بهتری خواهد داشت.

چنانچه $T_D \geq 3.0_{(SEC)}$ باشد نیاز به طیف طرح ویژه ساختگاه می‌باشد.

مناسب‌ترین بازه زمان تناوب هدف (T_D) بین ۲ تا ۲/۵ ثانیه می‌باشد.

۳- محاسبه سختی جانبی موثر کل جداگرها (K_{eff}):

$$K_{eff} = \frac{W_{DL+0.2\times LL}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \qquad (۱-۶)$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\frac{S_{1D}.T_D}{B_1} \qquad (۲-۶)$$

S_{1D}: شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه($S_{1D}=A\times B_{1D}$) برای زلزله طرح

A: نسبت شتاب مبنای طرح منطقه

B_{1D}: ضریب بازتاب سازه در زمان تناوب یک ثانیه

B1: ضریب میرایی که برای جداگر با نسبت میرایی ۲۰٪= β_D برابر ۱/۵ می‌باشد (جدول۸-۱ نشریه ۳۶۰).

۵- محاسبه مجموع مساحت جداگرها A_{total} براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائمA_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشیA_3.

$$A_1 = \frac{N.P_{(DL+LL)max}}{\sigma_{all}} \qquad (۳-۶)$$

$$A_2 = \frac{6S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma} \qquad (۴-۶)$$

$$t = \frac{D_D}{\gamma} \qquad (۵-۶)$$

$$A_3 = \frac{K_{eff}.t}{G} \qquad (۶-۶)$$

$$A_{total} = \max\{A_1, A_2, A_3\} \qquad (۷-۶)$$

γ: کرنش برشی حداکثر لاستیک (150%)

G : مدول برشی لاستیک (0.4~1.0MPa)

σ_{all} : تنش فشاری مجاز (10MPa)

t : ضخامت مجموع لایه‌های لاستیکی بین ورق‌های فولادی

E_C : مدول فشاری قائم لاستیک و فولاد($E_C=E(1+2kS^2)$)

E : مدول قائم لاستیک(3.3G~4.0G)

S : ضریب شکل جداگر ($10\leq S\leq 20$)

k :ضریب اصلاح مدول ($0.5\leq k\leq 1.0$)

A_{total} : مجموع مساحت تمام جداگرها

A_n : سطح مقطع یک جداگر

N : تعداد جداگرها

$$A_n = \frac{A_{total}}{N} \qquad (۸-۶)$$

۶- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

$$t_r = \frac{d}{4S} \qquad \text{برای جداگر استوانه‌ای} \qquad (۹-۶)$$

$$t_r = \frac{a}{4S} \qquad \text{برای جداگر مکعب مستطیلی} \qquad (۱۰-۶)$$

$$n = \frac{t}{t_r}$$

تعداد لایه‌های لاستیک بین ورق‌های فولادی

d: قطر جداگر استوانه‌ای

a: ضلع سطح جداگر مکعب مستطیلی

۷- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی بین لایه‌های لاستیکی:

$$3mm \geq t_s \geq \frac{4t_r \times P_{(DLL+LL)\max}}{A_r.F_s} \geq 2mm \qquad (۱۱-۶)$$

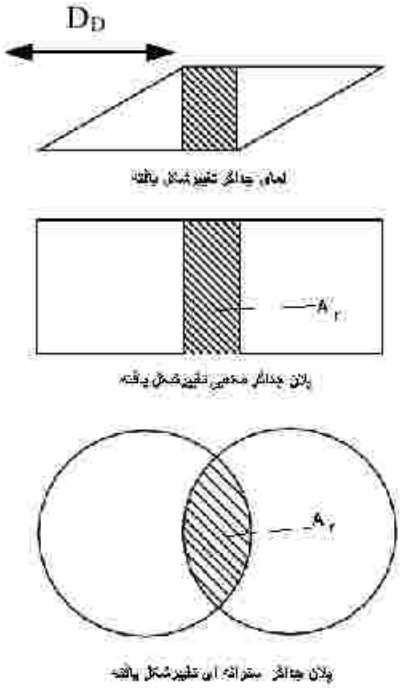
A_r= مساحت همپوشانی سطوح بالا و پائین جداگر تحت تغییرمکان طرح D_D

$$A_r = A\left(1 - \frac{D_D}{a}\right) \qquad \text{برای نشیمن با سطح مربعی} \qquad (۱۲-۶)$$

$$A_r = 0.5\left(d^2 \sin^{-1}\left(\frac{\varsigma}{d}\right) - D_D\varsigma\right) \qquad \text{برای نشیمن استوانه‌ای} \qquad (۱۳-۶)$$

$$\varsigma = \sqrt{(d^2 - D_D^2)} \qquad (۱۴-۶)$$

$F_s=0.6F_y$: تنش مجاز ورق‌های فولادی



شکل۶-۲۷- مساحت همپوشانی تحت تغییرمکان طرح

۸- کنترل بار کمانش

تعیین بار بحرانی کمانش:

$$P_{crit} = \sqrt{P_S . P_E}$$

$$P_S \equiv GA_s \quad , \quad P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t^2} \quad , \quad (EI)_{eff} = E_C(\frac{1}{3})I \qquad (۱۵-۶)$$

$$SF = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} \geq 1.0$$

As: سطح ورق فولادی جداگر

I: ممان اینرسی سطح جداگر

$P_{DL+LL+EQ}$: نیروی محوری وارد بر جداگر ناشی از بارهای ثقلی و زلزله

۹- کنترل روابط آئین‌نامه آشتو

$$\varepsilon_c = \frac{P_{DL+LL}}{K_v 1_r} \qquad \text{کرنش قائم} \qquad (۱۶-۶)$$

$$\varepsilon_{sc} = 6S.\varepsilon_c \qquad \text{کرنش برشی حاصل از بار قائم} \qquad (۱۷-۶)$$

$$K_v = \frac{E_c . A}{t_r} \qquad \text{سختی قائم یک لایه لاستیک} \qquad (۱۸-۶)$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{d^2 . \theta}{2t_r . t} \qquad \text{کرنش برشی حاصل از چرخش جداگر}(\theta) \qquad (۱۹-۶)$$

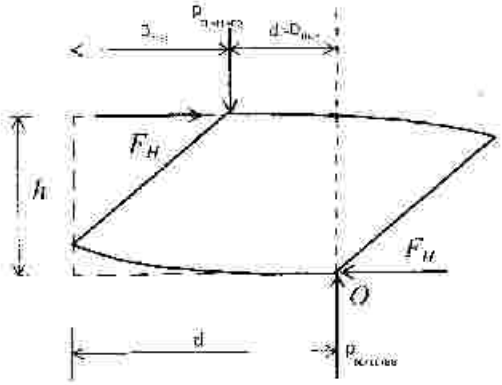
$$\varepsilon_{sh} = \frac{D_D}{t} \qquad \text{کرنش برشی حاصل از تغییر شکل جانبی} \qquad (۲۰-۶)$$

ε_u کرنش نهایی پارگی لاستیک که از آزمایش بدست می‌آید

$$\varepsilon_{sc} \leq \frac{\varepsilon_u}{3} \qquad (۲۱-۶)$$

$$(\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr}) \leq 0.75\varepsilon_u \qquad (۲۲-۶)$$

۱۰- جلوگیری از غلتش جداگر



شکل۶-۲۸- دیاگرام نیروهای وارد بر جداگر

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N} \qquad (۲۳-۶)$$

$$D_{max} \le \frac{d.P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H.h} \qquad (۲۴-۶)$$

K_H: سختی جانبی یک جداگر

D_{max}: تغییرمکان حداکثر

h: ارتفاع جداگر

۱۱- برش پایه طرحV(وارد برسازه جداسازی شده)

$$V = K_{eff}.D_D \qquad (۲۵-۶)$$

۶-۹- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با هسته سربی(LRB):

برای طراحی جداگر لاستیکی با هسته سربی می‌توان به ترتیب زیر عمل نمود.

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL}،$W_{DL+0.2\times LL}$) و بارمحوری سنگین‌ترین ستون($P_{(DL+LL)max}$)

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه(T_F) و انتخاب زمان تناوب سازه جداسازی شده(T_D)

درصورتیکه$T_D \ge 3\times T_F$ باشد جداسازی کارایی بهتری خواهد داشت.

چنانچه $T_D \ge 3.0_{(SEC)}$باشد نیاز به طیف طرح ویژه ساختگاه می‌باشد.

مناسب‌ترین بازه زمان تناوب هدف(T_D) بین ۲ تا ۲/۵ ثانیه می‌باشد.

۳- محاسبه سختی جانبی موثر کل جداگرها (K_{eff}):

$$K_{eff} = \frac{W_{DL+0.2\times LL}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \qquad (۲۶-۶)$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\frac{S_{1D}.T_D}{B_1} \qquad (۲۷-۶)$$

S_{1D}: شتاب طیفی درزمان تناوب یک ثانیه($S_{1D}=A\times B_{1D}$)برای زلزله طرح

A: نسبت شتاب مبنای طرح منطقه

B_{1D}: ضریب بازتاب سازه در زمان تناوب یک ثانیه

B_1: ضریب میرایی که برای جداگر با نسبت میرایی β_D=٪۲۵ برابر ۱/۶ می‌باشد (جدول۸- ۱ نشریه ۳۶۰).

۵- محاسبه مساحت هسته سربی براساس درصد میرایی بحرانی($\beta_{eff}=25\%$)

۵-۱- میزان استهلاک انرژی در هر سیکل:

$$W_D = 2\pi k_{eff}.D_D^2.\beta_{eff} \qquad (۲۸-۶)$$

۵-۲- مقاومت تسلیم سرب:

$$Q_d \cong \frac{W_D}{4D_D} \qquad (۲۹-۶)$$

۵-۳- سختی ثانویه جداگر:

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} \qquad (۳۰-۶)$$

۵-۴- تغییرمکان تسلیم جداگر:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d}, \qquad k_u \approx 10k_d \qquad (۳۱-۶)$$

۵-۵- سطح مقطع کل هسته‌های سربی:

$$A_{pb}^{total} = \frac{Q_d}{F_y^{pb}} \qquad (۳۲-۶)$$

F_y^{pb}: تنش تسلیم سرب

۵-۶- سختی مورد نیاز لاستیک‌ها:

$$k_{rubber} = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} \qquad (۳۳-۶)$$

۶- محاسبه مساحت لاستیک جداگرها(A_{rub}) براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائم A_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشی A_3.

$$A_1 = \frac{N.P_{(DL+LL)\max}}{\sigma_{all}} \qquad (۳۴-۶)$$

$$A_2 = \frac{6S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma} \qquad (۳۵-۶)$$

$$t = \frac{D_D}{\gamma} \qquad (۳۶-۶)$$

$$A_3 = \frac{K_{rubber} \cdot t}{G} \qquad (۳۷-۶)$$

γ: کرنش برشی حداکثر لاستیک (150%)

G : مدول برشی لاستیک (0.4~1.0MPa)

σ_{all} : تنش فشاری مجاز (10MPa)

t : ضخامت مجموع لایه‌های لاستیکی بین ورق‌های فولادی

E_C : مدول فشاری قائم لاستیک و فولاد($E_C=E(1+2kS^2)$)

E : مدول قائم لاستیک(3.3G~4.0G)

S : ضریب شکل جداگر ($10 \le S \le 20$)

k :ضریب اصلاح مدول ($0.5 \le k \le 1.0$)

A_{rub}: مجموع مساحت لاستیک جداگرها

A_{total} : مساحت مجموع جداگرها (لاستیک+هسته سربی)

$$A_{total} = A_{rub} + A^{total}_{pb} \qquad (۳۸-۶)$$

A_n : سطح مقطع یک جداگر

N : تعداد جداگرها

$$A_n = \frac{A_{total}}{N} \qquad (۳۹-۶)$$

۷- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

$$t_r = \frac{d}{4S} \qquad \text{برای جداگر استوانه‌ای} \qquad (۴۰-۶)$$

$$t_r = \frac{a}{4S}$$ (۴۱-۶) برای جداگر مکعبی مستطیلی

تعداد لایه‌های لاستیک بین ورق‌های فولادی:

$$n = \frac{t}{t_r}$$

d: قطر جداگر استوانه‌ای

a: ضلع سطح نشیمن

۸- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی مابین لایه‌های لاستیک:

$$3mm \geq t_s \geq \frac{4t_r \times P_{(DL+LL)\max}}{A_r.F_s} \geq 2mm$$ (۴۲-۶)

A_r: مساحت همپوشانی سطوح بالا و پائین جداگر تحت تغییر مکان طرح D_D (شکل۶-۲۷)

$$A_r = A\left(1 - \frac{D_D}{a}\right)$$ (۴۳-۶) برای نشیمن با سطح مربعی

$$A_r = 0.5\left(d^2 \sin^{-1}\left(\frac{\varsigma}{d}\right) - D_D\varsigma\right)$$ (۴۴-۶) برای نشیمن استوانه‌ای

$$\varsigma = \sqrt{(d^2 - D_D^2)}$$ (۴۵-۶)

$F_s=0.6F_y$: تنش مجاز ورق‌های فولادی

۹- کنترل بار کمانش

تعیین بار بحرانی کمانش:

$$P_{cri} = \sqrt{P_S.P_E}$$

$$P_S = GA_s \quad , \quad P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t^2} \quad , \quad (EI)_{eff} = E_C(\frac{1}{3})I$$ (۴۶-۶)

$$\frac{P_{cri}}{P_{DL+LL+EQ}} \geq 1.0 \text{SF=}$$

As: سطح ورق فولادی یک جداگر

I: ممان اینرسی سطح یک جداگر

۱۰- کنترل روابط آئین نامه آشتو

$$\varepsilon_c = \frac{P_{(DL+LL)\max}}{K_v . A_r} \qquad \text{کرنش قائم:} \qquad (۴۷-۶)$$

$$\varepsilon_{sc} = 6S.\varepsilon_c \qquad \text{کرنش برشی حاصل از بار قائم:} \qquad (۴۸-۶)$$

$$K_v = \frac{E_c . A}{t_r} \qquad \text{سختی قائم یک لایه لاستیک :} \qquad (۴۹-۶)$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{d^2 . \theta}{2 t_r . t} \qquad \text{کرنش برشی حاصل از چرخش جداگر}(\theta) \qquad (۵۰-۶)$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{D_D}{t} \qquad \text{کرنش برشی حاصل از تغییر شکل جانبی:} \qquad (۵۱-۶)$$

ε_u کرنش نهایی پارگی لاستیک که از آزمایش بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{sc} \le \frac{\varepsilon_u}{3} \qquad (۵۲-۶)$$

$$(\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr}) \le 0.75\varepsilon_u \qquad (۵۳-۶)$$

۱۱- جلوگیری از غلتش جداگر (شکل ۶-۲۸)

$$D_{\max} \le \frac{d . P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H . h} \qquad (۵۴-۶)$$

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N} \qquad (۵۵-۶)$$

K_H: سختی جانبی یک جداگر

D_{max}: تغییرمکان حداکثر

h: ارتفاع جداگر

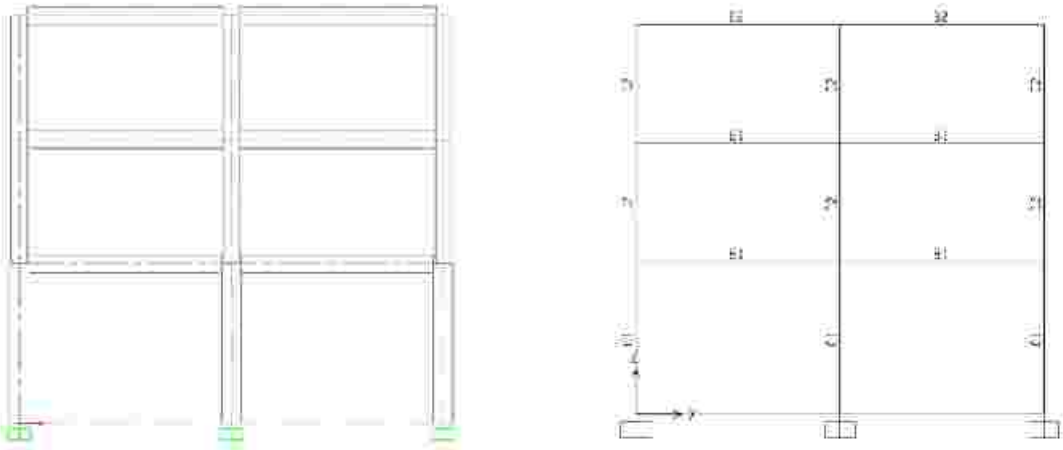
۱۲- برش پایه طرح V (وارد برسازه جداسازی شده)

$$V = K_{eff} . D_D \qquad (۵۶-۶)$$

۶-۱۰-مثال

۶-۱۰-۱- توصیف

مثال حاضر قاب خمشی بتنی دو بعدی(دو دهانه در سه طبقه) می‌باشد. محل احداث این سازه ناحیه‌ای با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد فرض شده است. نوع خاک نیز براساس دسته بندی آئین نامه ۲۸۰۰ از نوع دو(II) می‌باشد. این سازه پیش از بهسازی بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۳ و مفروضات فوق طراحی شد. سپس جهت ارتقای سطح عملکرد این سازه از روش جداگر لرزه‌ای برای بهسازی آن استفاده می‌شود. در این مثال از جداگر LRB (لاستیکی-هسته سربی) با توجه به کاربرد فراوان آن برای بهسازی لرزه‌ای استفاده شده است. در ادامه نحوه طراحی و کنترل آن ارائه شده است. در شکل ۶-۲۹ نمای دو بعدی سازه پیش از جداسازی ملاحظه می‌شود.



شکل۶-۲۹- مدل دو بعدی قاب بتنی

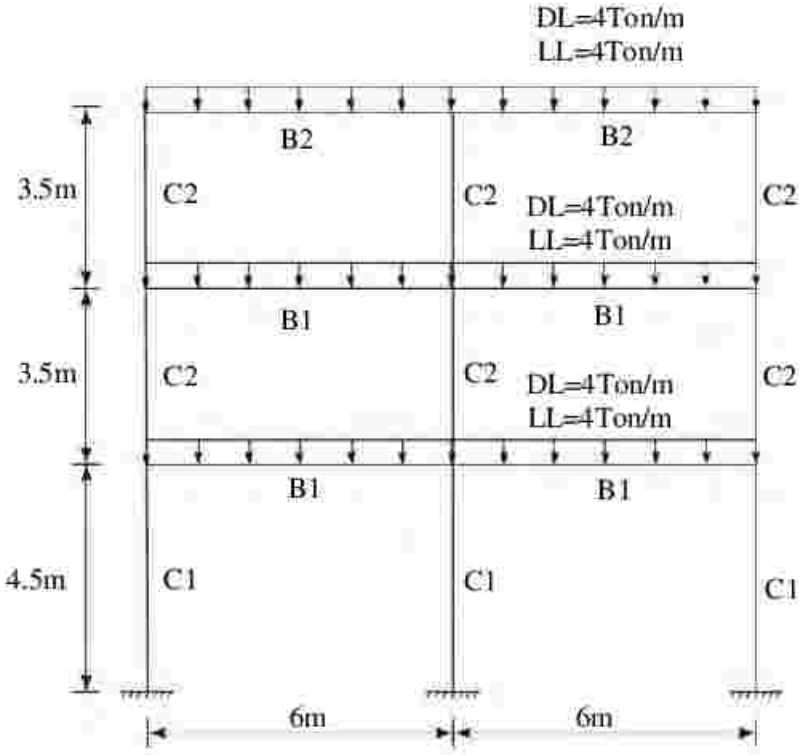
۶-۱۰-۲- طراحی قاب خمشی بتنی بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰

با طراحی قاب خمشی بتنی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ انتظار می‌رود:

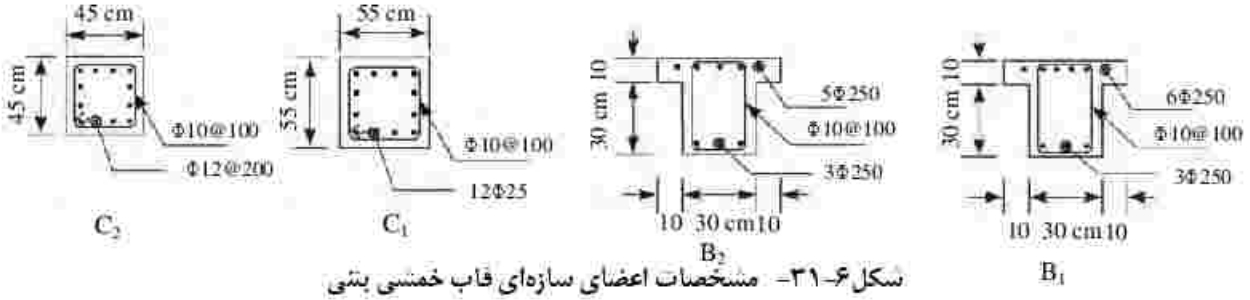
الف : با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله‌های شدید (زلزله طرح که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان کمتر از ۱۰٪ می‌باشد. زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله)، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط(زلزله سطح بهره‌برداری که احتمال وقوع آن یا زلزله‌های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان بیشتر از ۹۹/۵٪ می‌باشد) بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای قادر به مقاومت باشد.

ب : با توجه به اهمیت ساختمان مورد بررسی (ساختمان با اهمیت متوسط، گروه ۳) خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای در آن به حداقل برسد.

پیکربندی و بارگذاری ثقلی قاب خمشی بتنی در شکل (۶-۳۰) و مشخصات مقاطع آن در شکل (۶-۳۱) نشان داده شده است(وزن اسکلت ۲۸/۸ تن می‌باشد).



شکل۶-۳۰- بیکربندی و بارگذاری نقلی قاب خمشی بتنی



شکل۶-۳۱- مشخصات اعضای سازه‌ای قاب خمشی بتنی

مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه بتن $f'_c=250\ kg/cm^2$ و مقاومت تسلیم فولاد $f_y=4000\ kg/cm^2$ می‌باشد.

جهت بارگذاری لرزه‌ای، برش پایه‌ی زلزله بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ تعیین می‌گردد.

$$V=\frac{ABI}{R}W$$

مشخصات لرزه‌ای سازه جهت تعیین برش پایه در جدول۶-۱ داده شده است.

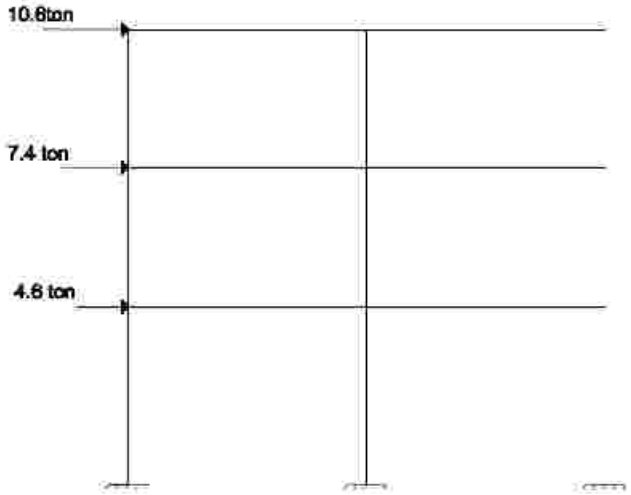
جدول ۶-۱ مشخصات لرزه‌ای سازه

مشخصه لرزه‌ای	مقدار عددی	توضیحات
زمان تناوب اصلی سازه	$T = 0.44Sec$	$T = 0.07(H)^{3/4}$
شتاب مبنای طرح	$A = 0.35\,g$	محل سازه: تهران با خطر نسبی بسیار زیاد
ضریب بازتاب	$B = 2.5$	بر اساس طیف طرح استاندارد آیین‌نامه ۲۸۰۰
ضریب اهمیت	$I = 1$	ساختمان با اهمیت متوسط(گروه ۳)
ضریب رفتار	$R = 7$	قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط
وزن موثر سازه در زلزله	$W = 180\ ton$	$W = W_D + 20\%W_L$

با توجه به جدول۶ ۱برش پایه قابل محاسبه است:

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{0.35\times 2.5\times 1}{7}\times 180 = 0.125\times 180 = 22.5\ ton$$

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در شکل ۶-۳۲ نشان داده شده است:

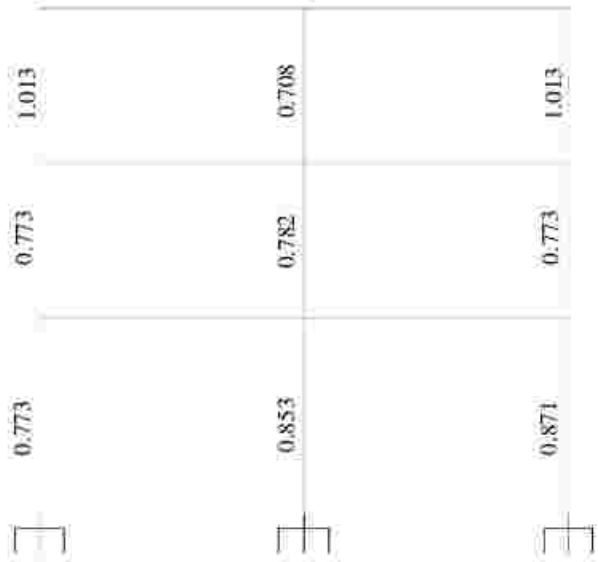


شکل۶-۳۲- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

با توجه به بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای، تحلیل و طراحی سازه به روش حالت حدی بر اساس ترکیب‌های بارگذاری زیر انجام می‌شود(ACI-318-99).

1) $Dcon1 = 1.4D$
2) $Dcon2 = 1.4D + 1.7L$
3) $Dcon3 = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$
4) $Dcon4 = 0.75(1.4D + 1.7L - 1.87E)$
5) $Dcon5 = 0.9D + 1.43E$
6) $Dcon6 = 0.9D - 1.43E$

نسبت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها در شکل ۶-۳۳ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود اعضای سازه طوری طراحی شده است که از حداکثر ظرفیت آنها استفاده و نسبت تنش به عدد ۱ نزدیک شود.



شکل۶-۳۳- نسبت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌های قاب خمشی بتنی

تغییرمکان جانبی نسبی طبقات نیز بر اساس بند (۲-۵) آیین‌نامه ۲۸۰۰ کنترل و نتایج در جدول ۶-۲ ارائه شده است. در این جدول Δ_w تغییرمکان جانبی نسبی طرح در طبقه، Δ_M تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه، Δ_{all} مقدار مجاز تغییرمکان جانبی نسبی طرح و h_i ارتفاع طبقه می‌باشد.

جدول ۶-۲ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات

طبقه	Δ_{wi} (cm)	$\Delta_M = 0.7R\Delta_{wi}$ (cm)	$\Delta_{all} = 0.025h_i$ (cm)	$\Delta_M \le 0.025h_i$
1	1.36	6.66	11.3	Ok
2	1.77	8.67	8.8	Ok
3	1.35	6.62	8.8	Ok

ضوابط طرح لرزه‌ای برای قاب‌های خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط نیز بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان کنترل شده است. پس از طراحی سازه بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، ارزیابی لرزه‌ای آن طبق نشریه‌ی ۳۶۰ انجام می‌شود.

۶-۱۰-۳- ارزیابی لرزه‌ای سازه بر اساس نشریه‌ی ۳۶۰

مبانی وملزومات

- سطح عملکرد ساختمان

سطح عملکرد ساختمان ایمنی جانی می‌باشد، به طوریکه اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۳(ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکردC (ایمنی جانی) باشد.

- سطح خطر لرزه‌ای

سطح خطر لرزه‌ای ساختمان، سطح خطر-۱ می‌باشد. این سطح خطر معادل زلزله طرح (DBE) بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد.

- هدف بهسازی

با توجه به سطح عملکرد و سطح خطر انتخابی، هدف بهسازی مبنا برای این سازه در نظر گرفته می‌شود که در آن انتظار می رود تحت زلزله‌ی سطح خطر-۱، ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد.

- سطح اطلاعات

سطح اطلاعات به صورت سطح اطلاعات متعارف فرض می‌شود. با توجه به جدول (۲-۱) نشریه‌ی ۳۶۰ ضریب آگاهی K برابر ۱ می‌باشد.

- مقاومت مصالح

کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری بتن برابر مقاومت اسمی آن و مقاومت فشاری مورد انتظار بتن با توجه به جدول ۶-۱ نشریه‌ی ۳۶۰، ۱/۲۵ برابر کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری بتن در نظر گرفته می‌شود. کرانه پایین مقاومت تسلیم میل‌گردها برابر مقاومت اسمی و مقاومت تسلیم موردانتظار میل گردها ۱/۱۵ برابر مقاومت کرانه پایین منظور می‌شود.

مقاومت فشاری کرانه پایین بتن $f'_{ce} = 250 \quad kg/cm^2$

مقاومت فشاری مورد انتظار بتن $f'_{ce} = 1.25 \times 250 = 312.5 \quad kg/cm^2$

مقاومت تسلیم کرانه پایین فولاد $f_{yLB} = 4000 \quad kg/cm^2$

مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد $f_{ye} = 1.15 \times 4000 = 4600 \quad kg/cm^2$

- روش تحلیل استاتیکی خطی
- برآورد نیروها وتغییرشکل‌ها

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله(V) به صورت ضریبی از وزن کل سازه طبق رابطه‌ی زیرمحاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

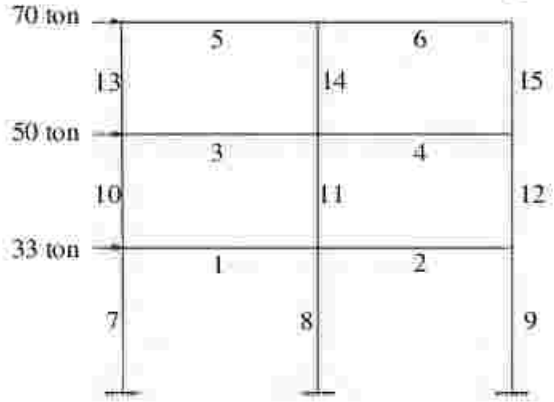
ضرایب این رابطه طبق نشریه‌ی ۳۶۰ تعیین می‌شود:

جدول ۶-۳ ضرایب برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی

توضیحات	مقدار ضریب
بر اساس رابطه تجربی	$T = 0.44\ Sec$
ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم	$C_1 = 1.075$
ضریبی برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آنها	$C_2 = 1$
ضریبی برای اعمال اثرات ثانویه $P\text{-}\Delta$ با رفتار غیرخطی مصالح	$C_3 = 1$
جهت اعمال اثر مودهای بالاتر	$C_m = 0.9$
شتاب طیفی $(S_a = A \times B = 0.35 \times 2.5 = 0.875)$	S_a
وزن مؤثر $W_D + 20\%W_L$	$W = 180\ ton$

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W = 0.85 \times 180 = 153\ ton$$

در شکل زیر توزیع نیروی زلزله در ارتفاع نشان داده شده است.



شکل۶-۳۴- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

- **کنترل ضوابط محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی**

طبق بند (۲-۳-۱) نشریه ۳۶۰ استفاده از روش استاتیکی خطی هنگامی مجاز است که شرایط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت نیرو به ظرفیت ($DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$) برای هر تلاش (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی، بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) درهر عضو اصلی که بزرگترین این نسبت، تلاش بحرانی را مشخص می‌کند، کمتر از ۲ باشد.

۲- اگر نسبت نیرو به ظرفیت حتی در یکی از اعضای اصلی بیش از ۲ باشد باید هر سه شرط زیر برقرار باشد:

۲-۱- انقطاع درسیستم باربر جانبی درصفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد.

۲-۲- متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه بیش از ۲۵٪ با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i}$$

در این رابطه V_i نیروی برشی در عضو i از طبقه مورد نظر با فرض رفتار ارتجاعی سازه و DCR_i نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i و n تعدادکل اعضای طبقه مورد نظر می‌باشد.

۲-۳- نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی دراثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰٪ با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد.

۳- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از T_s ۳/۵ باشد، مشروط بر آن که تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ طبقه تجاوز نکند.

۴- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کمتر از ۴۰٪ باشد.

۵- حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه باشد.

۶- تغییر مکان متوسط جانبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته، کم تر از ۵۰٪ با طبقه بالا یا پایین آن اختلاف داشته باشد.

۷- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

پس از بیان شرایط مربوط به محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی، این شرایط برای قاب خمشی بتنی مورد بررسی در این گزارش کنترل می‌گردد:

۱-مقدار نسبت نیرو به ظرفیت ($DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$) برای تلاش‌های ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها به ترتیب در جداول ۶-۴ و ۶-۵ تعیین شده است. ملاحظه می‌شود مقدار نسبت نیرو به ظرفیت برای تمام تلاشها کمتر از ۲ نمی باشد. بنابراین شرط ۲ باید بررسی گردد.

جدول ۶-۴ مقادیر DCR در تیرها

شماره تیر	V_{UD} (Ton)	V_{CE} (Ton)	DCR_V	M_{UD} (Ton-m)	M_{CE} (Ton-m)	DCR_M
1	42.3	47.6	0.89	64	18.8	3.4
2	42.3	47.6	0.89	64	18.8	3.4
3	40.6	47.6	0.87	59.2	18.8	3.1
4	40.6	47.6	0.87	59.2	18.8	3.1
5	31.64	47.6	0.66	34.5	18.8	1.8
6	31.64	47.6	0.66	34.5	18.8	1.8

جدول ۶-۵ مقادیر DCR در ستون‌ها

شماره ستون	P_{UD} (ton)	P_{CE} (ton)	DCR_P	V_{UD} (ton)	V_{CE} (ton)	DCR_V	M_{UD} (t.m)	M_{CE} (t.m)	DCR_M
7	123.8	847.0	0.1	50.0	67.0	0.7	191.0	57.0	3.3
8	115.8	847.0	0.1	59.6	67.0	0.9	206.0	57.0	3.6
9	123.7	847.0	0.1	49.6	67.0	0.7	191.0	57.0	3.3
10	76.7	561.0	0.1	37.8	49.0	0.8	59.2	31.0	1.9
11	76.3	561.0	0.1	53.0	49.0	1.1	81.7	31.0	2.6
12	76.7	561.0	0.1	37.9	49.0	0.8	59.2	31.0	1.9
13	33.2	561.0	0.1	23.7	49.0	0.5	54.5	31.0	1.7
14	38.7	561.0	0.1	37.4	49.0	0.8	74.4	31.0	2.4
15	33.2	561.0	0.1	23.6	49.0	0.5	54.4	31.0	1.7

۲–چون نسبت نیرو به ظرفیت در برخی موارد بیشتر از ۲ شده است، هر سه شرط زیر باید برقرار باشد:

۲–۱– انقطاع درسیستم باربر جانبی درصفحه و خارج از صفحه وجود ندارد.

۲–۲–متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه در جدول ۶-۶ محاسبه شده است. ملاحظه می‌شود این شرط با تقریب خوبی کنترل شده است.

جدول ۶-۶ محاسبه DCR متوسط طبقات

FLOOR1				FLOOR2				FLOOR3			
ID	$DCR_{i,cr}$	V_i	$DCR_{i,cr}*V_i$	ID	$DCR_{i,cr}$	V_i	$DCR_{i,cr}*V_i$	ID	$DCR_{i,cr}$	V_i	$DCR_{i,cr}*V_i$
7	3.3	49.98	164.93	10	1.9	37.79	71.80	13	1.73	23.69	41.00
8	3.6	59.58	214.50	11	2.6	52.97	137.72	14	2.36	37.38	88.30
9	3.3	49.58	163.60	12	1.09	37.89	72.00	15	1.73	23.59	40.81
1	3.40	42.34	143.96	3	3.10	40.63	125.95	5	1.80	31.64	57.00
2	3.40	42.27	143.72	4	3.10	40.60	125.86	6	1.80	31.64	56.95
Σ		243.75	830.71	Σ		209.88	533.33	Σ		147.94	284.06
$DCR_{avg,1}$=		3.40		$DCR_{avg,2}$=		2.54		$DCR_{avg,3}$=		1.92	

$$\frac{\overline{DCR_1}-\overline{DCR_2}}{\overline{DCR_1}}\times 100=\frac{3.4-2.54}{3.4}\times 100=25\%$$

$$\frac{\overline{DCR_2}-\overline{DCR_3}}{\overline{DCR_2}}\times 100=\frac{2.54-1.92}{2.54}\times 100=24\%$$

۲–۳–با توجه به اینکه قاب بتنی مورد بررسی دوبعدی و متقارن است، در آن پیچش اتفاق نمی‌افتد و این شرط کنترل می‌گردد.

۳– با توجه به مقادیر زمان تناوب وتعداد طبقات شرط سوم نیز کنترل می‌شود.

$$T=0.44 \quad <3.5T_s$$

تعدادطبقات: $n = 3 < 20$

۴-تغییر ابعاد در پلان وجود ندارد.

۵-با توجه به دو بعدی بودن مسئله حداکثر تغییرمکان جانبی هر طبقه با مقدار متوسط آن برابر است و در نتیجه این شرط نیز کنترل می‌گردد.

مقدار تغییرمکان متوسط جانبی در هر طبقه در جدول۶-۷ مشخص شده است.

جدول ۶-۷ کنترل تغییرمکان متوسط جانبی

طبقه	تغییرمکان متوسط جانبی (cm)
۱	۸/۸
۲	۱۹/۸
۳	۲۸

$$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\Delta_2} \times 100 = \frac{19.8 - 8.8}{19.8} \times 100 = 55\%$$

$$\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\Delta_3} \times 100 = \frac{28 - 19.8}{28} \times 100 = 29\%$$

بنابراین شرط ۷ به طور تقریبی کنترل می‌گردد.

۷- این شرط نیز با توجه به دو بعدی بودن مسئله کنترل می‌شود

بنابراین با توجه به کنترل تمام شرایط محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی، استفاده از این روش مجاز می‌باشد.

- **کنترل معیارهای پذیرش**

در این قسمت پس از تشریح نحوه کنترل معیارهای پذیرش، به منظور مقایسه نتایج عددی، نسبت تنش موجود به تنش مجاز در طراحی بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ با نسبت معیارهای پذیرش مقایسه می‌گردد.

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل**

تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل توسط ترکیبات بارگذاری زیر برآورد می‌گردد:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E$$

$$1) Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + Q_E$$

$$2) Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - Q_E$$

$$3) Q_{UD3} = 0.9Q_D + Q_E$$

$$4) Q_{UD4} = 0.9Q_D - Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش بر اساس رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد.

$$Q_{UD} < m\kappa Q_{CE}$$

در این رابطه Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد.

خمش در تیرها به عنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل تلقی می‌گردد. ضریب m برای خمش در تیرها طبق جدول ۶-۴ نشریه‌ی ۳۶۰ تعیین می‌شود. ضریب آگاهی K نیز برابر ۱ در نظر گرفته شده است. نتایج کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها بر اساس ترکیب بار بحرانی در جدول۶-۸ ارائه شده است.

جدول ۶-۸ کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها

شماره عضو	M_{UD} $(ton.m)$	$m\kappa M_{CE}$ $(ton.m)$	$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}}$	طراحی براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ $\frac{M_u}{\varphi M_n}$
1	64.0	56.4	1.13	0.97
2	64.0	56.4	1.13	0.97
3	59.2	56.4	1.05	0.97
4	59.2	56.4	1.05	0.97
5	34.5	84.6	0.41	0.90
6	34.5	84.6	0.41	0.90

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو**

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو با ترکیبات بارگذاری زیر بررسی می‌شود:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}$$

ضرایب C_1 و C_2 و C_3 در جدول ۶-۳ مشخص گردید. ضریب J نیز طبق بند (۳-۴-۱-۱-۲) نشریه‌ی ۳۶۰ برای منطقه با خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود.

$$C_1 = 1.075 \quad , C_2 = C_3 = 1$$

$$J = 2$$

1) $Q_{UF1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + 0.47Q_E$

2) $Q_{UF2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - 0.47Q_E$

3) $Q_{UF3} = 0.9Q_D + 0.47Q_E$

4) $Q_{UF4} = 0.9Q_D - 0.47Q_E$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش بر اساس رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد.

$$Q_{UF} < \kappa Q_{CL}$$

در این رابطه Q_{CL} ظرفیت کرانه‌ی پایین و κ ضریب آگاهی می باشد. برش در تیرها وستون‌ها به عنوان تلاش کنترل شونده توسط نیرو تلقی می‌گردد. نتایج کنترل معیار پذیرش برش در تیرها و ستون‌ها بر اساس ترکیب بار بحرانی در جداول۶-۹ و ۶-۱۰ ارائه شده است.

جدول ۶-۹ کنترل معیار پذیرش برش در تیرها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	κV_{CL} (ton)	$\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$	طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ $\frac{V_u}{\varphi V_n}$
1	28.6	41.8	0.68	0.97
2	28.5	41.8	0.68	0.97
3	27.9	41.8	0.67	0.97
4	27.8	41.8	0.67	0.97
5	24.0	41.8	0.57	0.83
6	23.9	41.8	0.57	0.83

جدول ۶-۱۰ کنترل معیار پذیرش برش در ستون‌ها

شماره عضو	V_{UF} ton	κV_{CL} ton	ارزیابی به روش استاتیکی خطی $\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$	طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ $\frac{V_u}{\varphi V_n}$
7	25.1	58.9	0.43	0.94
8	28.0	58.9	0.48	0.94
9	24.9	58.9	0.43	0.94
10	20.0	43.1	0.46	0.93
11	24.9	43.1	0.58	0.93
12	20.0	43.1	0.46	0.93
13	15.0	43.1	0.35	0.93
14	17.6	43.1	0.41	0.93
15	14.9	43.1	0.35	0.93

- **کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها**

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توأم نیروی محوری و خمش دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با درنظر گرفتن اثر خمش دو محوره به دست آید. در صورتی که روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی، P_{UF}، باید براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو مطابق بند (۳-۴) نشریه ۳۶۰ به دست آید. لنگرهای طراحی، M_{UD}، باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل مطابق بند (۳-۴) بدست آید. ملاک پذیرش براساس معادله زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1$$

که در آن:

M_{UD_x}: لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y}: لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x با حضور نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y با حضور نیروی محوری P_{UF}

κ: ضریب آگاهی

m_x: ضریب m ستون برای خمش حول محورx

m_y: ضریب m ستون برای خمش حول محورy

با توجه به اینکه قاب خمشی بتنی در این مثال دو بعدی در نظر گرفته شده است نیاز به کنترل خمش دو محوره نبوده و رابطه فوق به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\left[\frac{M_{UD}}{m\ \kappa M_{CE}}\right] \le 1$$

نتایج کنترل معیار پذیرش ستون‌ها در جدول ۶-۱۱خلاصه شده است.

جدول ۶-۱۱ کنترل معیار پذیرش در ستون ها

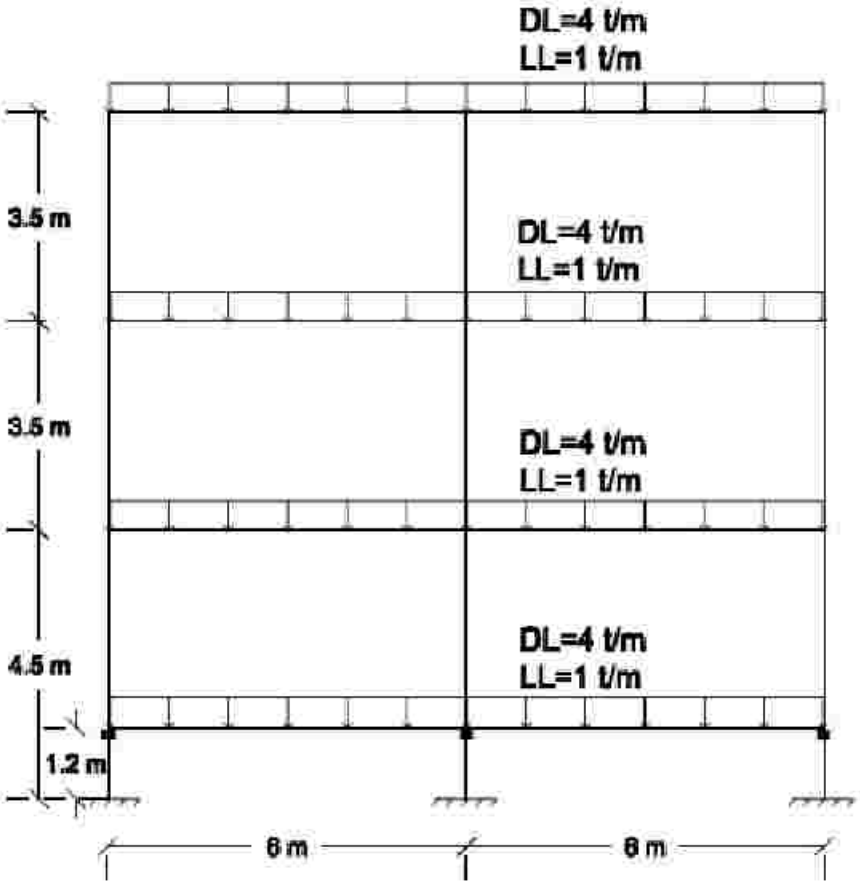
شماره عضو	P_{UF} (ton)	P_{CL} (ton)	$\frac{P_{UF}}{P_{CL}}$	$\left[\frac{M_{UD}}{m\ \kappa M_{CE}}\right]$	طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰
7	90	700	0.13	1.05	0.87
8	116	700	0.17	1	0.85
9	90	700	0.13	1.05	0.87
10	56	460	0.12	0.52	0.78
11	76	460	0.17	0.73	0.78
12	56	460	0.12	0.52	0.78
13	25	460	0.05	0.53	1.01
14	39	460	0.08	0.72	0.71
15	25	460	0.05	0.53	1.01

۶-۱۰-۴- بهسازی به روش جداسازی لرزه‌ای

با توجه به مسائل اجرایی، نصب جداگر در پائین ترین تراز ستون هم از نظر برش ستون و هم از نظر نصب جداگر راحت‌تر می‌باشد. ولی به دلیل افزایش ضریب کمانش ستون بریده شده نسبت به ستون بریده نشده لازم است که اتکای جانبی ستون بریده شده در تراز بالای سطح برش بوسیله کلافبندی افقی تامین گردد. البته این کلاف به همراه کف صلب برای سرویس‌دهی

طبقه همکف ایجاد می‌شود. لازم به ذکر است که تراز کف افقی ایجاد شده باید حداقل ۱/۲ متر بالاتر از کف موجود باشد تا بازرسی جداگرها امکان‌پذیر باشد.

با توجه به ایجاد کف جدید بارهای مرده و زنده که بر روی کف طبقه همکف (روی زمین) قرار گرفته بودند. اکنون بر روی این کف قرار میگیرند. بنابراین بارگذاری جدید در شکل ۶-۳۵ نشان داده شده است



شکل۶-۳۵- بارگذاری ثقلی قاب خمشی جدید

همانطور که در بالا ملاحظه می‌شود با ایجاد کف جدید، بارگذاری ثقلی تغییر پیداکرده و بارگذاری جانبی سیستم جداسازی شده بصورت زیر انجام می‌شود:

- روش استاتیکی خطی

روش استاتیکی خطی(LSP) درجداسازی لرزه‌ای مبتنی بر تغییرمکان است که از معادلات ساده برای تعیین پاسخ سازه جدا شده استفاده می‌شود. اگرچه این روش خطی می‌باشد، لیکن روابط سختی موثر و میرایی موثر از خصوصیات غیرخطی جداگر حاصل شده است. در این روش فرض می‌شود روسازه صلب است وتغییرمکانهای جانبی ابتدا در سیستم جداسازی اتفاق می‌افتد.

- طراحی جداگر لرزه‌ای:

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL}, $W_{DL+0.2\times LL}$) و بار محوری سنگین‌ترین ستون($P_{(DL+LL)max}$)

W_{DL+LL}=272.4 ton

$P_{(DL+LL)max}$=136.2 ton

$W_{DL+0.2\times LL}$=234 ton

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه T_F و زمان تناوب سازه جداسازی شده T_D

زمان تناوب هدف برابر ۲ ثانیه انتخاب می‌گردد.

$$T_{fix} = 0.07H^{3/4} = 0.07\times(10.3)^{0.75} = 0.40(\sec)$$
$$T_D = 2\sec \geq 3T_{fix} = 3\times 0.40 = 1.2(\sec)$$

۳- محاسبه سختی جانبی موثرکل جداگرها (K_{eff}):

$$K_{effD} = \left(\frac{4\pi^2}{T_D{}^2}\right)\frac{W_{DL+0.2LL}}{g} = \left(\frac{4\pi^2}{2^2}\right)\times\frac{234}{9.81} = 235.4(ton/m)$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

با فرض نسبت میرایی بحرانی برابر ۲۵ درصد برای جداگر لاستیکی- سربی داریم (جدول۸-۱ نشریه ۳۶۰):

$$\beta_1 = 25\% \rightarrow B_1 = 1.6$$

$$T_1 = 1(\sec) \rightarrow T_1 > T_s \rightarrow B_{1D} = (S+1)\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^{2/3} = (1.5+1)\left(\frac{0.5}{1}\right)^{2/3} = 1.57$$

$$S_1 = A\times B_{1D} = 0.35\times 1.57 = 0.55$$

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right].\frac{S_1 T_D}{B_1} = \left[\frac{9.81}{4\pi^2}\right]\frac{0.55\times 2}{1.6} = 0.17\ \ m$$

۵- محاسبه مساحت هسته سربی براساس درصد میرایی بحرانی(β_{eff}=25%)

۵-۱- میزان استهلاک انرژی در هر سیکل

$$W_D = 2\pi\, k_{eff}\,.D_D{}^2\,.\beta_{eff} = 2\times\pi\times 235.4\times 0.17^2\times 0.25 = 10.69\ \ tom.m$$

۵-۲- مقاومت تسلیم سرب:

$$Q_d \equiv \frac{W_D}{4D_D} = \frac{10.69}{4\times 0.17} = 15.72\ \ ton$$

۵-۳- سختی ثانویه جداگرها

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} = 235.4 - \frac{15.72}{0.17} = 143\ \ \frac{ton}{m}$$

$k_u \approx 10k_d$

۵-۴- تغییرمکان تسلیم جداگرها:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d} = \frac{15.72}{9\times 143} = 0.012 \ m$$

۵-۵- سطح مقطع کل هسته‌های سرب:

$$A_{pb}^{total} = \frac{Q_d}{F_y^{pb}} = \frac{15.72}{1200} = 0.013 \ m^2$$

شعاع هسته‌ها:

$$A_{pb}^{N} = \frac{A_{pb}^{total}}{N} = \frac{0.013}{3} = 0.0043 \ m^2 \qquad R_{lead} = 4 \ cm$$

$Q_d = 18 \ ton$

۵-۶- سختی مورد نیاز لاستیک‌ها:

$$k_{rubber} = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} = 235.4 - \frac{18}{0.17} = 129.5 \ \frac{ton}{m}$$

۶- محاسبه مساحت لاستیک جداگرها(A_{rub}) براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائمA_1، محدودیت کرنش برشی A_2و محدودیت سختی برشیA_3.

$$A_1 = \frac{N.P_{(DL+LL)\max}}{\sigma_{all}} = \frac{3\times 136.2}{1000} = 0.408 \ m^2$$

$$A_2 = \frac{6S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma} = \frac{6\times 12\times 272.4}{50000\times 1.5} = 0.2615 \ m^2$$

$$t = \frac{D_D}{\gamma} = \frac{0.17}{1.5} = 0.12 \ m$$

$$A_3 = \frac{K_{rubber}.t}{G} = \frac{129.5\times 0.12}{50} = 0.31 \ m^2$$

$A_{total} = A_{rub} + A^{total}_{pb} = 0.408 + 0.013 = 0.421 \ m^2$

$$A_h = \frac{A_{total}}{N} = \frac{0.421}{3} = 0.14 \ m^2 \quad , \quad d = 0.50 \ m$$

۷- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

$$t_r = \frac{d}{4S} = \frac{50}{4\times 12.5} = 1 \ cm$$

$$n = \frac{t}{t_r} = \frac{12}{1} = 12$$

۸- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی مابین لایه‌های لاستیک: (جنس ورق از فولاد ST52 می باشد)

$$t_S = \frac{4t_r.P_{(DL+LL)\max}}{A_r.F_S} = \frac{4\times 1\times 136.2\times 10^3}{0.1128\times 10^4 \times (0.6\times 3600))} = 0.22cm \geq 2mm \qquad t_S = 2.5mm$$

$$A_r = 0.5\left(0.5^2 \sin^{-1}\left(\frac{0.47}{0.50}\right) - 0.17\times 0.47\right) = 0.1128m^2$$

$$\varsigma = \sqrt{(d^2 - D_D^2)} = \sqrt{\left(0.50^2 - 0.17^2\right)} = 0.47$$

۹- کنترل بار کمانش

$$P_{crit} = \sqrt{P_S . P_E}$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 0.5^4}{64} = 0.00307 \ m^4$$

$$P_S = GA_s = 50 \times \pi (0.24^2 - 0.04^2) = 8.8 \ ton$$

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t^2} = \frac{\pi^2 (51)}{0.12^2} = 34955 ton$$

$$(EI)_{eff} = E_C (\frac{1}{3}) I = 50000 \times \frac{0.00307}{3} = 51 \ ton.m^2$$

$$P_{crit} = \sqrt{P_S . P_E} = \sqrt{8.8 \times 34955} = 554.6 ton$$

$$\text{SF} = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} = \frac{554.6}{166} = 3.34 \geq 1.0$$

۱۰- کنترل روابط آشتو

کرنش برشی حاصل از بار قائم از روابط زیر به دست می آید:

$$K_v = \frac{E_C . A}{t_r} = \frac{50000 \times \pi \times 0.25^2}{0.01} = 9.8 \times 10^5 \frac{ton}{m}$$

$$\varepsilon_C = \frac{P_{(DL+LL)\max}}{K_V . t_r} = \frac{136.2}{9.8 \times 10^5 \times 0.01} = 0.0139$$

$$\varepsilon_{SC} = 6S . \varepsilon_C = 6 \times \frac{50}{4} \times 0.0139 = 1.043$$

کرنش نهایی پارگی الاستیک (ε_u) حاصل از آزمایش معمولا در حدود ۵۰۰ درصد به دست می آید.

$$\varepsilon_{SC} \leq \frac{\varepsilon_u}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \Rightarrow 1.043 \leq 1.66 O.K$$

۱۱- جلوگیری از غلتش جداگر

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N} = \frac{185.6}{3} = 61.87 \ \frac{ton}{m}$$

h=12×1+11×0.25+2×2.5=19.75cm

$$D_{\max} \leq \frac{d . P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H \times h} = \frac{0.5 \times 166}{166 + 61.8 \times 0.198} = 0.46m$$

۱۲- برش پایه طرح V:

$$k_{eff} = k_{rubber} + \frac{Q_d}{D_D} = \frac{G.A_{rubber}}{t} + \frac{Q_d}{D_D} = \frac{50 \times \pi(0.25^2 - 0.04^2)}{0.12} + \frac{18}{0.17} = 185.6 \ \frac{ton}{m}$$

$$V = K_{eff}.D_D = 185.6 \times 0.17 = 31.55 \ ton$$

- **توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان: (تحلیل استاتیکی)**

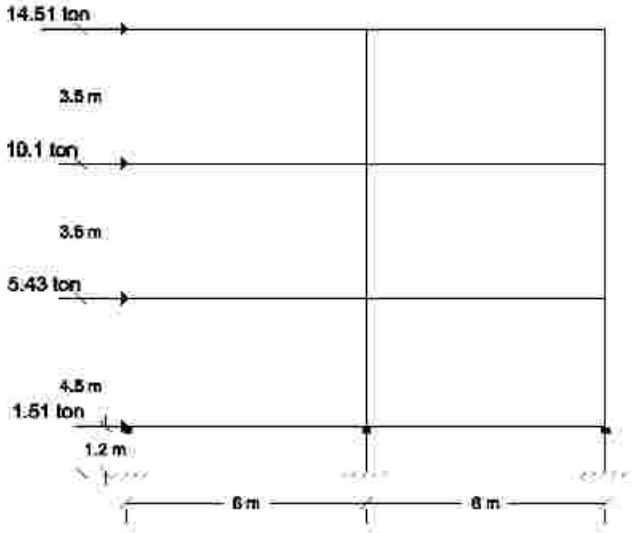
تمام برش پایه V در ارتفاع سازه فوقانی سیستم جداساز طبق رابطه زیر باید توزیع شود:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} V_s$$

جدول ۶-۱۲ جدول توزیع بار جانبی درارتفاع سازه

طبقه	وزن طبقه (ton) W_i	ارتفاع طبقه (m) H_i	ارتفاع از پایه (m) h_i	$w_i h_i$ (ton.m)	$F_i (ton)$	$V_i (ton)$	$M_i (t.m)$
2	68.1	3.5	11.5	783.2	14.51	14.51	50.78
1	68.1	3.5	8	544.8	10.1	24.61	136.92
همکف	68.1	3.3	4.3	292.8	5.43	30.04	263.05
جدید	68.1	1.2	1.2	81.7	1.51	31.55	273.9
جمع	180	11.5	—	1702.5	31.55	—	

در شکل ۶-۳۶ توزیع بار زلزله سطح خطر یک برای مدل جدید نشان داده شده است.



شکل۶-۳۶- نمای بارگذاری استاتیکی بر روی قاب جداسازی شده با کف جدید

- **کنترل معیار پذیرش[۷]**

در این قسمت پس از تشریح نحوه کنترل معیارهای پذیرش، به منظور مقایسه نتایج عددی، نسبت تنش موجود با معیارهای پذیرش کنترل می‌گردد.

در روش خطی اجزای ساختمان جداسازی شده باید برای نیروها و تغییرشکل‌ها طبق روابط زیر با ضریب $m=1$ کنترل شوند:

کنترل شونده توسط تغییرشکل $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$

کنترل شونده توسط نیرو $kQ_{CL} \geq Q_{UF}$

- **تلاش های کنترل شونده توسط تغییرشکل[۷]**

تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$1)Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + Q_E$$
$$2)Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - Q_E$$
$$3)Q_{UD3} = 0.9Q_D + Q_E$$
$$4)Q_{UD4} = 0.9Q_D - Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

در رابطه فوق Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیر خطی عضو می‌باشد.

خمش در تیرها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل تلقی می‌شود. و ضریب m در سازه جداشده برای تیرها ۱ در نظرگرفته می‌شود. یعنی عملاً سطح عملکرد مد نظر برای ارزیابی سازه سطح عملکرد استفاده ی بدون وقفه (IO) می‌باشد. ضریب آگاهی K در اینجا برابر یک در نظر گرفته شده است.

نتایج کنترل معیار پذیرش خمش درتیرها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل بهسازی شده به شرح جدول ۶-۱۳ می‌باشد.

جدول ۶-۱۳ کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها در سطح خطر-۱

شماره عضو	M_{UD} $(ton.m)$	M_{CE} $(ton.m)$	mkM_{CE} $(ton.m)$	بهسازی شده $\frac{M_{UD}}{mkM_{CE}}$	بهسازی نشده $\frac{M_{UD}}{mkM_{CE}}$	طراحی براساس آئین نامه ۲۸۰۰ $\frac{M_u}{\phi M_n}$
6	-30.83	34.3	34.3	0.9	1.13	0.97
5	-30.83	34.3	34.3	0.9	1.13	0.97
4	-38.01	42.8	42.8	0.9	1.05	0.97
3	-38.01	42.8	42.8	0.9	1.05	0.97
2	-42.85	42.8	42.8	1	0.41	0.9
1	-42.85	42.8	42. 8	1	0.41	0.9
Added beam-1	-41.59	42.8	42.8	1	-	-
Added beam-2	-41.59	42.8	42.8	1	-	-

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو [۷]**

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}$$

C_1=1, C_2=C_3=1, J=1

مطابق با بند ۸-۲-۱ نشریه شماره ۳۶۰، در مورد سازه‌های جداسازی شده ضرایب C_0، C_1، C_2، C_3 و J باید مساوی یک اختیار شوند:

C_1=1, C_2=C_3=1, J=1

همانطور که در بالا ملاحظه می‌شود نیروی زلزله بدون کاهش اعمال می‌شود.

$$1) Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + 1.0Q_E$$
$$2) Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - 1.0Q_E$$
$$3) Q_{UD3} = 0.9Q_D + 1.0Q_E$$
$$4) Q_{UD4} = 0.9Q_D - 1.0Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF}$$

دراین رابطه Q_{CL} ظرفیت کرانه پائین و κ ضریب آگاهی می‌باشد. برش در تیرها و ستون‌ها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط نیرو تلقی می‌گردد. نتایج کنترل معیار پذیرش برش در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در ادامه ارائه شده است.

نتایج کنترل معیار پذیرش برای نیروی برشی در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل بهسازی شده به شرح جداول ۶-۱۴ و ۶-۱۵ می‌باشد.

جدول ۶-۱۴ کنترل معیار پذیرش برش در تیرها

شماره عضو	$V_{UF}\ (ton)$	$kV_{CL}\ (ton)$	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{kV_{CL}}$
6	22.34	41.8	0.53
5	22.34	41. 8	0.53
4	24.5	41.8	0.59
3	24.5	41.8	0.59
2	26.04	41.8	0.62
1	26.04	41.8	0.62
Added beam-1	26	41.8	0.62
Added beam-2	26	41.8	0.62

جدول ۶-۱۵ کنترل معیار پذیرش برش در ستون‌ها

شماره عضو	$V_{UF}\ (ton)$	$kV_{CL}\ (ton)$	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{kV_{CL}}$
7	18.3	58.9	0.31
10	12.11	43.1	0.28
13	11.75	43.1	0.27
8	20.16	58.9	0.34
11	13.53	43.1	0.31
14	10.1	43.1	0.23
9	18.3	58.9	0.31
12	12.1	43.1	0.28
15	11.76	43.1	0.27
Sub column-1	13.9	58.9	0.24
Sub column-2	13.9	58.9	0.24
Sub column-3	13.9	58.9	0.24

- **کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها[۷]**

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با در نظر گرفتن اثر خمش دو محوره به دست آید. در صورتی که از روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی، P_{UF}، باید براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو بدست آید. لنگرهای طراحی، M_{UD}، باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل بدست آید. ملاک پذیرش براساس معادله زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1.0$$

عبارات بالا عبارتند از:

M_{UD_x}: لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y}: لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

κ: ضریب آگاهی

m_x: ضریب m ستون برای خمش حول محور x

m_y: ضریب m ستون برای خمش حول محور y

لازم به ذکر است که ضریب m در سازه جداشده برای ستون‌ها برابر ۱ در نظرگرفته می‌شود. یعنی عملاً سطح عملکردمدنظر برای ارزیابی سازه بدون وقفه (Operational) می‌باشد.

با توجه به اینکه قاب مورد نظر دوبعدی می‌باشد. لذا رابطه کنترل خمش به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$\left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right] \le 1.0$$

نتایج کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها به شرح جدول ۶-۱۶ می‌باشد.

جدول ۶-۱۶ کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها

شماره عضو	P_{UF} (ton)	M_{UD} $(ton.m)$	$\delta_S M_{UD}$	mkM_{CE} $(ton.m)$	بهسازی شده $\frac{\delta_S M_{UD}}{mkM_{CE}}$
7	81.34	36.2	47.06	67.8	0.69
10	48.83	23.96	28.4	55.18	0.51
13	22.38	27.45	26.28	50.53	0.52
8	116.48	38.44	50	68.8	0.73
11	76.14	26.56	34.97	56.23	0.62
14	38.81	22.75	20.55	51.69	0.40
9	81.34	36.2	47.02	67.8	0.69
12	48.83	23.96	28.39	40.41	0.70
15	22.38	27.45	26.28	48.07	0.55
Sub column-1	101.91	16.7	25.05	68	0.37
Sub column-2	151.44	16.7	25.05	73.5	0.34
Sub column-3	101.91	16.7	25.05	68	0.37

- **نتیجه گیری ارزیابی سازه بهسازی شده با جداگر لرزه‌ای**

با توجه به اینکه نیروی زلزله برای کنترل اعضای کنترل شونده توسط نیرو بدون کاهش بوده و همچنین ضریب m=1 درنظر گرفته می‌شود لذا عملاً عملکرد سازه بهسازی شده با جداگر لرزه‌ای در سطح قابلیت استفاده بدون وقفه کنترل می‌شود. باتوجه به نتایج بالا، سازه بهسازی شده مزبور برای زلزله سطح خطر یک به سطح عملکرد سازه‌ای استفاده بدون وقفه دست یافته است.

فصل ۷

میراگر در بهسازی سازه‌ها

۷-۱- مقدمه

در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها یکی از روش‌های کاهش نیروی جانبی ناشی از زلزله استفاده از میراگرها می‌باشد.

در حین زلزله انرژی زیادی به سازه اعمال می‌گردد. این انرژی به دو صورت جنبشی و پتانسیل (کرنشی) بر سازه اعمال می‌گردد که به طریقی جذب یا مستهلک می‌گردد. اگر سازه فاقد میرایی باشد ارتعاش آن پیوسته خواهد بود اما بدلیل وجود میرایی در مصالح، ارتعاش کاهش می‌یابد. انرژی وارد بر سازه در اثر زلزله مطابق رابطه (۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$E = E_K + E_S + E_A + E_d \qquad (۷-۱)$$

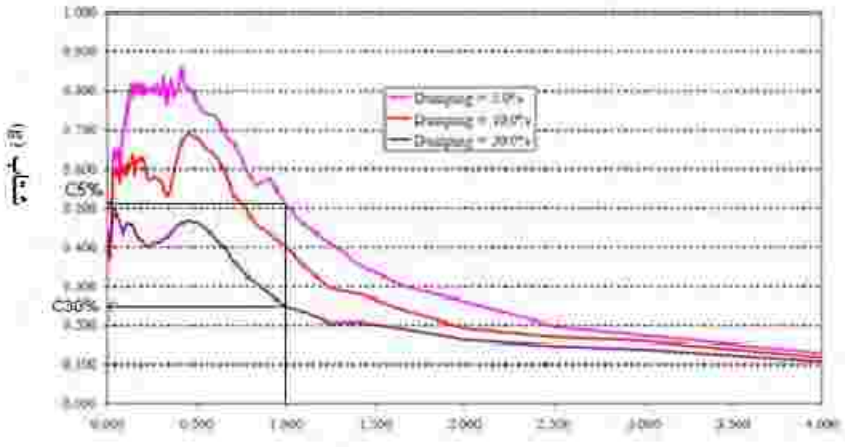
در رابطه فوق E انرژی ورودی زلزله، E_K انرژی جنبشی E_S انرژی کرنشی قابل بازگشت در محدوده الاستیک، E_A مقدار انرژی اتلاف شده به واسطه تغییر شکل غیرالاستیک و E_d مقدار انرژی مستهلک شده به وسیله میراگر الحاقی می‌باشد.

در سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای، استفاده از سیستمهای مستهلک کننده انرژی، جایگاه ویژه‌ای را به خود اختصاص داده‌اند. افزایش میرائی با استفاده از روشهای مختلفی نظیر تسلیم واسطهٔ فلزی نرم، اصطکاک دو فلز بر روی هم، حرکت یک پیستون درون یک ماده لزج و یا رفتار ویسکوالاستیک در موادی از جنس شبیه لاستیک امکان‌پذیر می‌باشد.

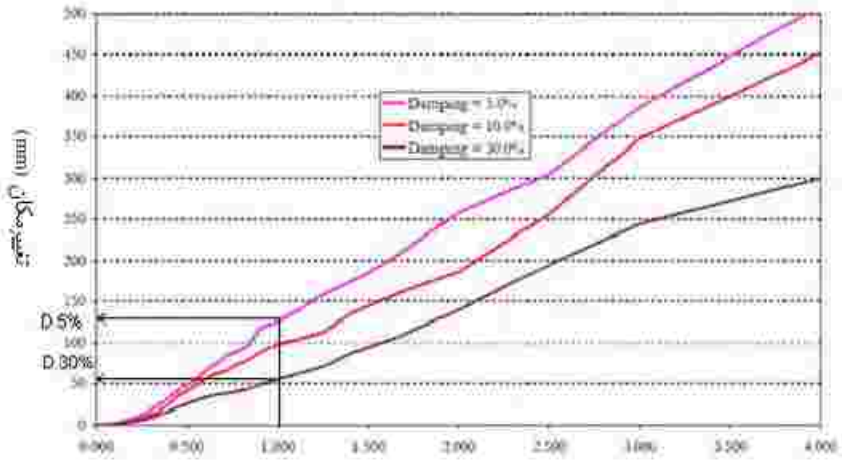
از دیدگاه تحلیلی، میراگرها به دو نوع وابسته به تغییرمکان و وابسته به سرعت تقسیم می‌شوند. از دیدگاه رفتاری انواع میراگرها عبارتند از: ۱. اصطکاکی ۲. تسلیمی ۳. آلیاژی ۴. ویسکوز ۵. جرمی ۶. ویسکو الاستیک (ترکیب ویسکوز و تسلیمی) از نظر رفتاری این میراگرها می‌توانند وابسته به تغییرمکان و وابسته به سرعت باشند که در بندهای مربوطه توضیح داده می‌شود.

۷-۲- اثر میرایی بر پاسخ سازه

افزایش میرایی باعث کاهش پاسخ سازه (شتاب و تغییرمکان) می‌شود. افزایش میرایی در زمان تناوب‌های پائین (نزدیک به صفر) بر مقدار طیف اثری ندارد و در زمان تناوب‌های بالا نیز اثر کمی بر روی شتاب پاسخ دارد. شکل‌های ۷-۱ و ۷-۲ بیشترین اثر افزایش میرایی را در زمان تناوب‌های ۰/۳ تا ۲/۵ ثانیه نشان می‌دهد.



شکل ۷-۱- اثر میرائی بر طیف پاسخ شتاب



شکل ۷-۲- اثر میرائی بر طیف پاسخ تغییرمکان

در آئین‌نامه‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای اثر میرایی با تعریف ضریب میرایی (B) که تابعی از درصد میرایی بحرانی (β) است مشخص می‌شود. این ضریب برای دو حالت زمان تناوب‌های کوتاه (B_S) و زمان تناوب یک ثانیه (B_1) تعریف شده است. دامنه عمل (B_S) بر روی منحنی طیف پاسخ بین زمان تناوب $0.2T_0$ تا T_0 است. T_0 زمان تناوب انتقال از محدوده شتاب ثابت به سرعت ثابت طیف می‌باشد(شکل ۷-۳). از ضریب (B_1) نیز برای کاهش طیف در زمان تناوب‌های بالاتر از T_0 استفاده می‌شود. مقادیر ضریب میرایی براساس درصد میرایی بحرانی در جدول ۷-۱[1] ارائه شده است. در روش استاتیکی خطی با میراگر وابسته به تغییرمکان، درصد میرایی بحرانی موثر (β_{eff}) سازه توسط رابطه (۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۷-۲)$$

پارامترهای روابط فوق به شرح زیر می‌باشد:

β = میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵٪ فرض شود مگر اینکه میرایی دیگری مورد نظر باشد.

W_j = در میراگر وابسته به تغییرمکان، عبارتست از کار انجام شده توسط میراگر j ام در یک چرخه کامل تحت تغییرمکان‌های δ_i کف‌های طبقات.

W_K =حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از رابطه (۷-۳) به دست می‌آید.

$$W_K = \frac{1}{2}\sum_i F_i \delta_i \qquad (۷-۳)$$

F_i = نیروی اینرسی در کف طبقه i ام بوده و عمل جمع روی کلیه کف‌های i انجام می‌گیرد.

[1] این جدول همان جدول۸-۱ نشریه ۳۶۰ می‌باشد.

در روش استاتیکی خطی با میراگر وابسته به سرعت، درصد میرایی بحرانی موثر (β_{eff}) سازه توسط رابطه (۷-۴) محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۷-۴)$$

که برای میراگر ویسکوز خطی از رابطه (۷-۵) محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T\sum_j C_j \cos^2\theta_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i \left[\frac{W_i}{g}\right]\phi_i^2} \qquad (۷-۵)$$

پارامترهای روابط فوق به شرح زیر می‌باشند:

β = میرایی سیستم قابجندی ساختمان که باید مساوی ۵٪ فرض شود مگر اینکه میرایی دیگری مورد نظر باشد.

T= زمان تناوب اصلی سازه بهسازی شده که در محاسبه آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز محسوب شده است.

C_j= ثابت میرایی وسیله j ام

δ_{rj}= تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله j ام در امتداد محور این وسیله

θ_j= زاویه شیب وسیله نقلیه j ام با افق

φ_{rj}= تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله j ام در مود اول در جهت افقی

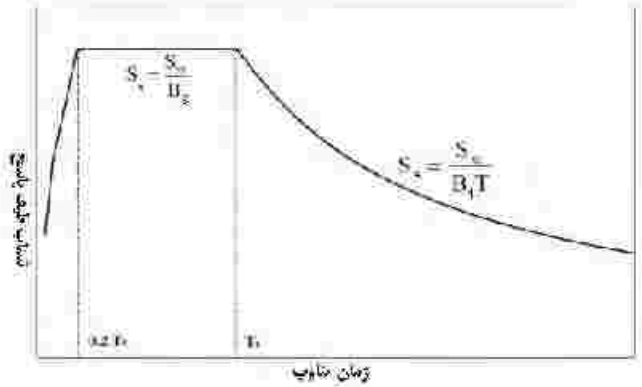
W_i= وزن موجود طبقه i ام

φ_i= تغییرمکان طبقه i ام در مود اول

W_j = در وسایل وابسته به سرعت کار انجام شده توسط میراگر ویسکوز خطی j ام در یک چرخه کامل بارگذاری است که توسط رابطه (۷-۶) حساب می‌شود:

$$W_j = \frac{2\pi^2}{T} C_j \delta_{rj}^2 \qquad (۷-۶)$$

W_K =حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از رابطه (۷-۳) به دست می‌آید.



شکل ۷-۳- طیف پاسخ طرح براساس ضریب میرائی

جدول ۷-۱- ضرایب B_1 و B_S برحسب درصد میرایی موردنظر (β)

B_1	B_S	β
۰/۸	۰/۸	≤۲
۱/۰	۱/۰	۵
۱/۲	۱/۲	۱۰
۱/۵	۱/۸	۲۰
۱/۷	۲/۲	۳۰
۱/۹	۲/۷	۴۰
۲/۰	۳/۰	≥۵۰

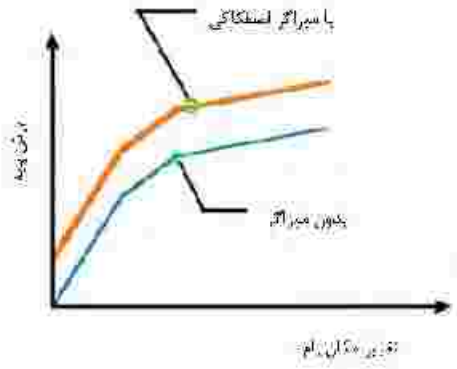
۷-۳- انواع میراگرها

همانطور که گفته شد، میراگرها بر اساس عملکرد آنها به انواع اصطکاکی، تسلیمی، ویسکوز، ویسکوالاستیک، آلیاژی جرمی دسته‌بندی می‌گردند.

از مزایای استفاده از میراگرها می‌توان به جذب انرژی زیاد، سادگی در نصب و تعویض آنها و همچنین هماهنگی با سایر اعضای سازه اشاره نمود.

۷-۳-۱- میراگرهای اصطکاکی

در این نوع میراگر که از نظر تحلیلی وابسته به تغییرمکان هستند، انرژی زلزله صرف غلبه بر اصطکاک موجود در سطح تماس قطعات می‌شود. از ویژگی‌های دیگر این میراگرها می‌توان به عدم ایجاد خستگی در بارهای خدمت (به دلیل فعال نشدن میراگرها تحت این بارها) و وابسته نبودن عملکرد آنها به سرعت بارگذاری و دمای محیط اشاره نمود. این میراگرها به موازات مهاربندها نصب می‌شوند.

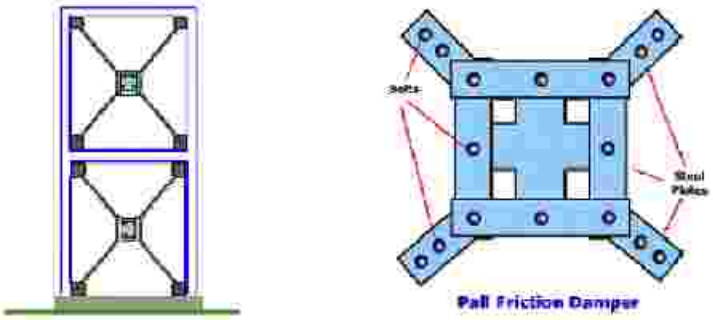


شکل ۷-۴- تأثیر استفاده از میراگرهای اصطکاکی بر منحنی ظرفیت سازه

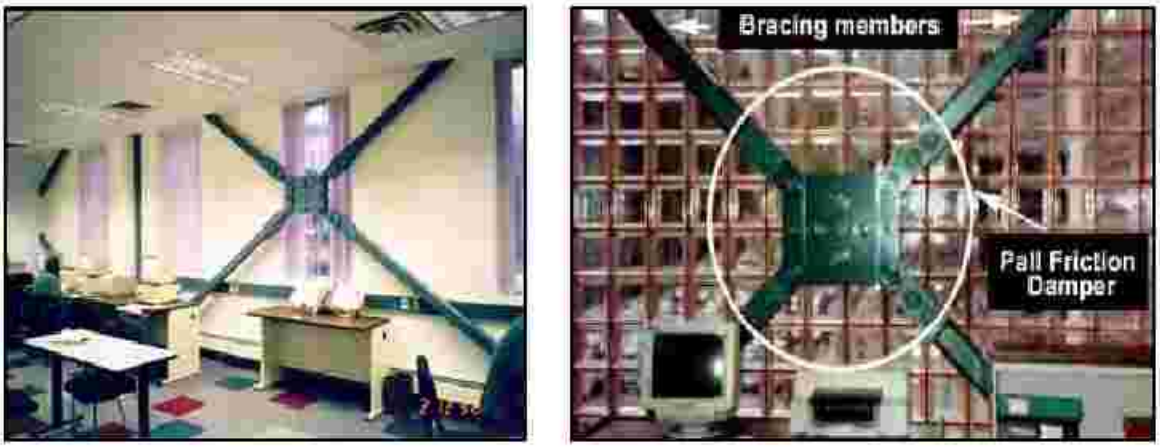
در شکل ۷–۵، میراگرهای اصطکاکی چرخشی نشان داده شده است. به علت رفتار بسیار ساده و سهولت در نصب و ساخت، این نوع میراگر به یکی از متداول‌ترین میراگرهای اصطکاکی تبدیل شده است.

شکل ۷–۵– استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی در مقاوم سازی

نوع دیگر میراگرهای اصطکاکی، میراگر اصطکاکی پال (Pall) می‌باشد (شکل ۷–۶). این میراگر شامل یک یا دو بند و چند سری ورق فولادی به همراه پیچ‌های اصطکاکی می‌باشد که در بخش میانی بادبند نصب می‌شوند. ورقهای فولادی توسط پیچ‌های پرمقاومت به یکدیگر متصل شده که نسبت به یکدیگر تحت نیروی مشخصی لغزش می‌کنند.



شکل ۷–۶– استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال (Pall) در مقاوم سازی



ادامه شکل ۷-۶- استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال (Pall) در مقاوم سازی

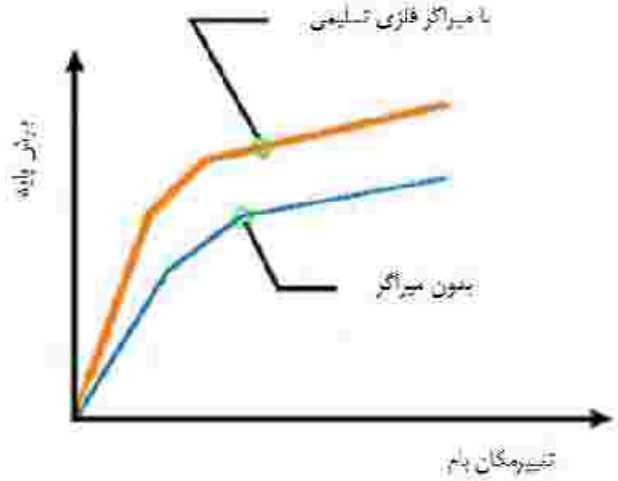
۷-۳-۲- میراگرهای تسلیمی

این میراگر که از لحاظ تحلیلی، وابسته به تغییرمکان است، انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و رفتار غیر خطی در قطعات بکار رفته می‌شود. در این میراگرها از تغییرشکل غیرالاستیک فلزات شکل‌پذیری مانند فولاد و سرب به منظور اتلاف انرژی استفاده می‌شود.

در تمام سازه‌های معمولی اتلاف انرژی بر شکل‌پذیری اعضای فولادی پس از تسلیم متکی است.

شکل ۷-۷- نمونه هایی از انواع میراگرهای فلزی جاری شونده (تسلیمی)

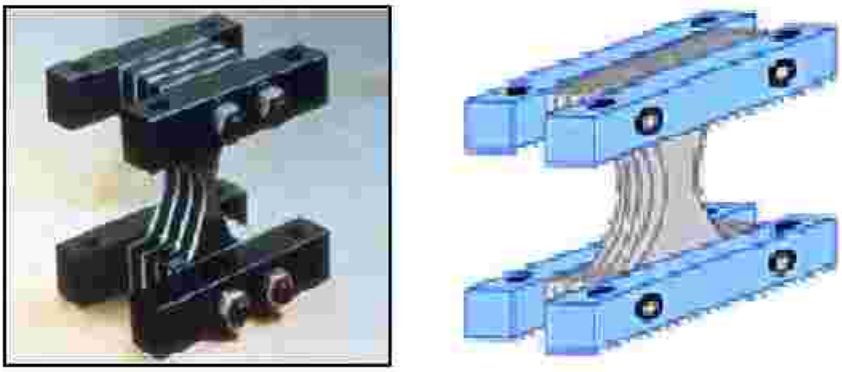
در بادبندها استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی متداول‌تر می‌باشد. این نوع میراگرها اغلب از چند ورق فولادی موازی تشکیل می‌شوند و در ترکیب با سیستم بادبندی، نقش جذب و اتلاف انرژی را بر عهده می‌گیرند. این قسمت از مهاربند به عنوان فیوز در سازه عمل نموده و با تمرکز رفتار غیر خطی در خود، مانع از بروز رفتار غیر خطی و آسیب در سایر اجزای اصلی و فرعی سازه می‌گردد.



شکل ۷-۸- تأثیر استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی بر منحنی ظرفیت سازه

میراگرهای فلزی X شکل، از کارایی قابل توجهی برخوردار می‌باشند. تسلیم گسترده در تمام حجم فولاد، تأمین میرایی هیستـرتیک و اتلاف انـرژی فوق‌العاده از خصوصیات منحصر به فرد این نوع میراگر می‌باشد.

این میراگرها ضمن تأمین میرایی از سختی جانبی بالایی برخوردار بوده و به همین جهت با عنوان میرایی و سختی افزوده(ADAS[1])، نامگذاری شده است.

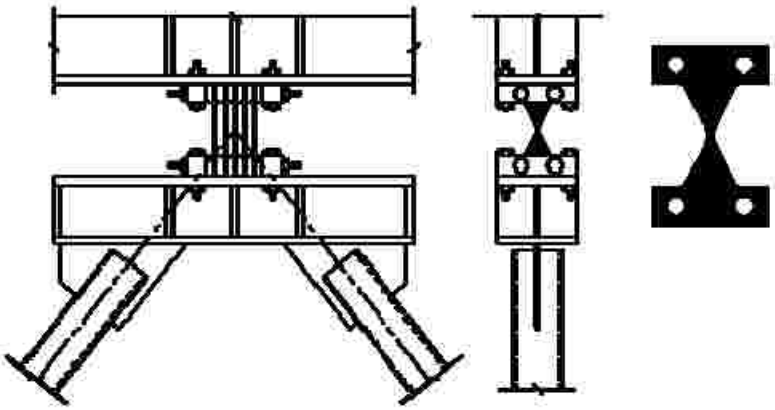


شکل ۷-۹- میراگر X-ADAS

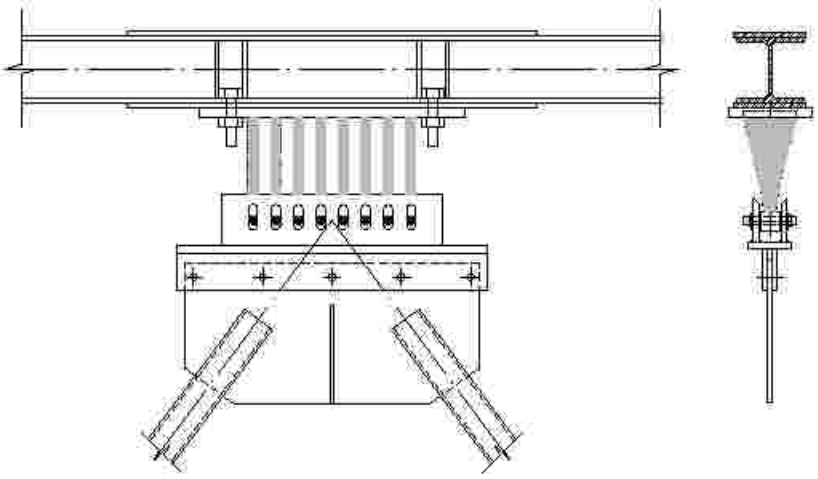
[1] Added Damping And Stiffness

شکل ۷-۱۰- میراگر T-ADAS

این میراگرها معمولاً بین راس مهاربندهای جناقی و تیر طبقه نصب می‌شوند. با پیش‌بینی اتصالات مناسب، این میراگرها در قابهای بتنی نیز قابل نصب می‌باشند.



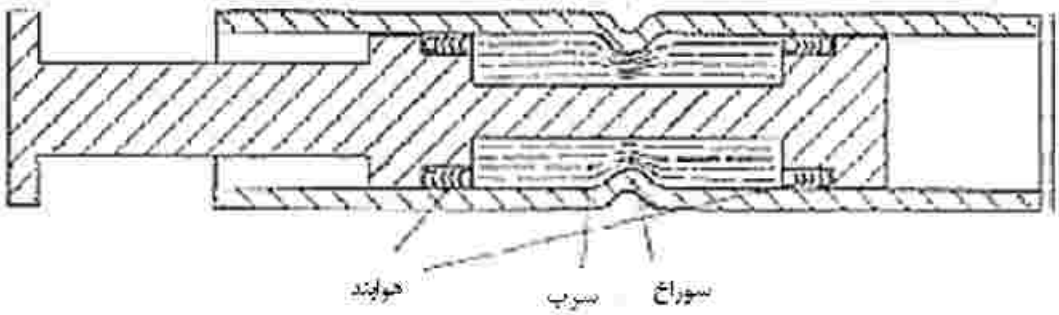
شکل ۷-۱۱- نحوه استقرار میراگر X-ADAS در قاب



شکل ۷-۱۲- نحوه استقرار میراگر T-ADAS در قاب

شکل ۷-۱۳-نمونه هایی از بکارگیری میراگر T-ADAS

از انواع دیگر میراگرهای تسلیم شونده، میراگر سربی تزریقی(LED) می‌باشد. این میراگر از یک سیلندر دومحفظه‌ای، پیستون و سرب داخل پیستون تشکیل شده است که با حرکت پیستون به هنگام زلزله سرب از محفظه بزرگتر به محفظه کوچکتر حرکت می‌کند که با تغییرشکل خمیری، انرژی جنبشی بصورت حرارتی تلف می‌شود. در شکل ۷-۱۴ مقطع طولی میراگر سربی تزریقی نشان داده شده است.



شکل ۷-۱۴-مقطع طولی میراگر سربی- تزریقی(LED)

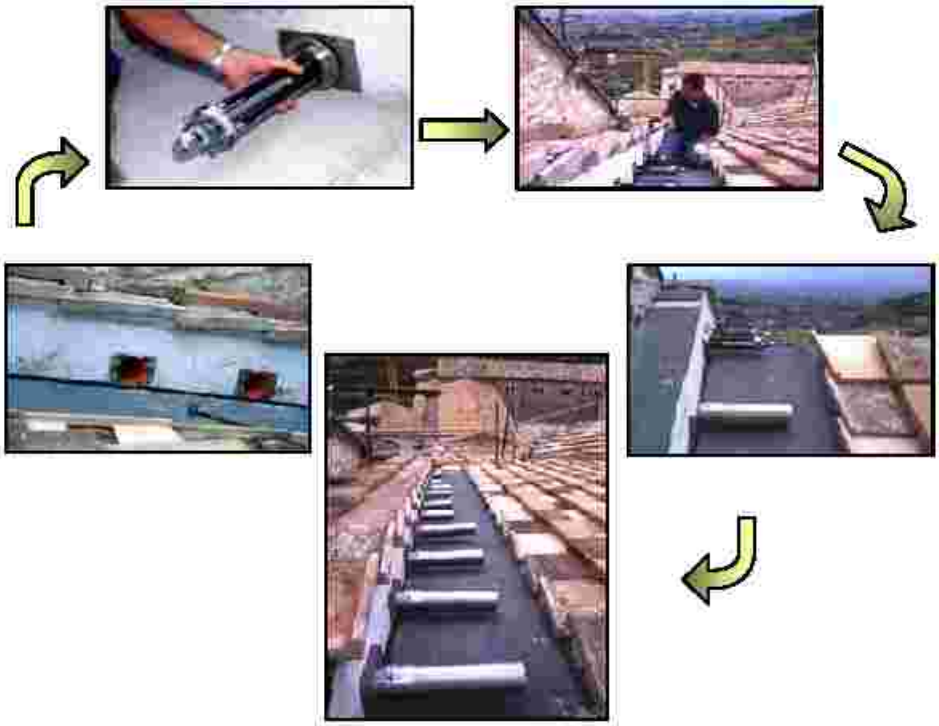
۷-۳-۳- میراگرهای آلیاژی (SMA)

میراگرهای آلیاژی SMA[1]، از فلزاتی ساخته می‌شوند که دو خاصیت زیر را دارا باشند:

۱- انعطاف‌پذیری آنها مشابه با انعطاف پذیری قطعه لاستیکی باشد.

۲- پس از اعمال تغییرشکلهای زیاد در آنها، در اثر حرارت به حالت اولیه خود باز گردند.

آلیاژ نیکل و تیتانیوم ضمن دارا بودن این خواص از مقاومت خوبی در برابر خوردگی نیز برخوردار است.

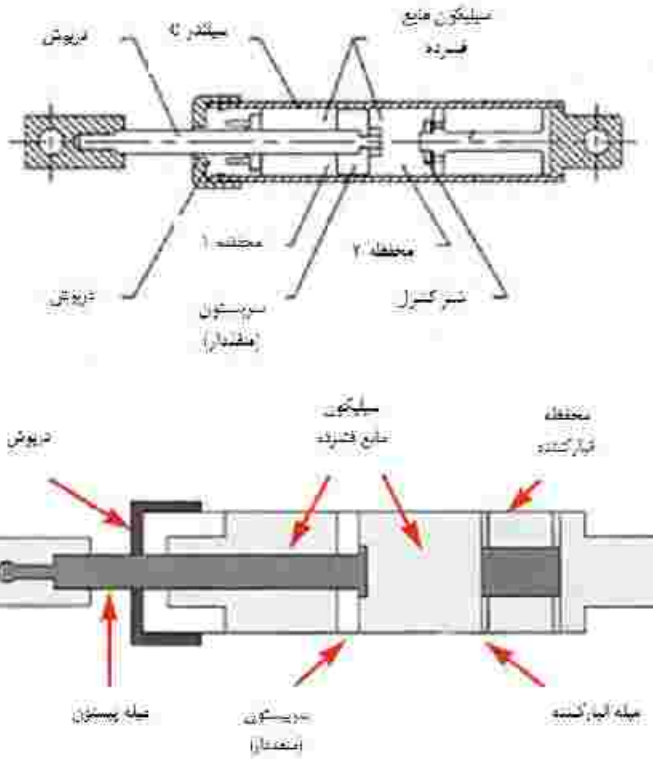


شکل ۷-۱۵- ترمیم سقف کلیسای سن فرانسیس (ایتالیا) با میراگرهای SMA

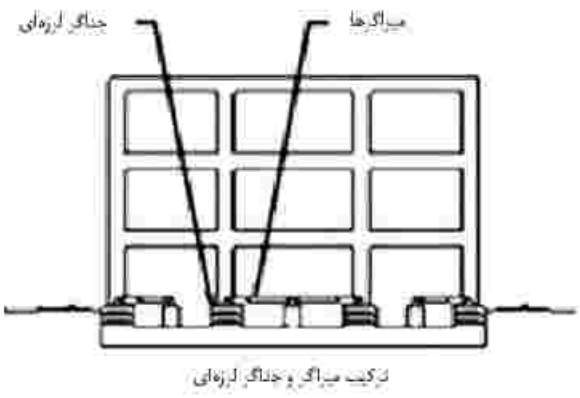
۷-۳-۴- میراگرهای ویسکوز

در این میراگرها با استفاده از حرکت مایع لزج درون سیلندر انرژی مستهلک می‌شود. میراگرهای ویسکوز به دلیل سادگی در نصب، قابلیت انطباق و هماهنگی با سایر اعضا و همچنین تنوع در ابعاد و اندازه‌های آنها، کاربرد بسیاری در طراحی و مقاوم سازی پیدا کرده‌اند.

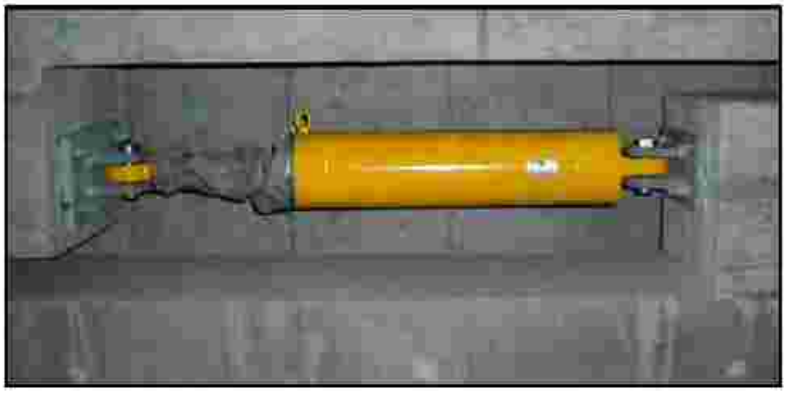
[1] Shape Memory Alloy



شکل ۷-۱۶- جزئیات تیپ سیستم میراگر ویسکوز



ترکیب میراگر و جداگر لرزه‌ای

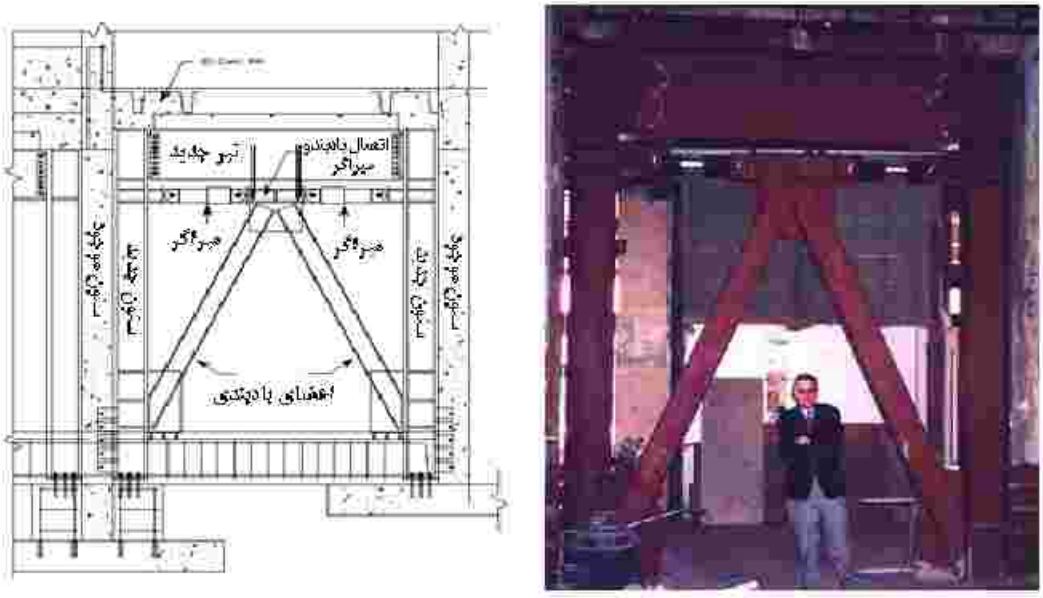


شکل ۷-۱۷- اتصال میراگرهای ویسکوز در کف و فونداسیون سازه ها

این نوع میراگرها به سه روش زیر به سازه متصل می‌گردند:

- نصب میراگرها به کف و یا فونداسیونها (در روش جداسازی لرزه‌ای).
- اتصال میراگرها در بادبندهای جناقی (شکل ۷-۱۸).
- نصب میراگرها در بادبندهای قطری (شکل ۷-۱۹).

در اتصال میراگرها در کف و یا فونداسیون سازه‌ها می‌توان از ترکیب میراگرها با جداسازها استفاده کرد.



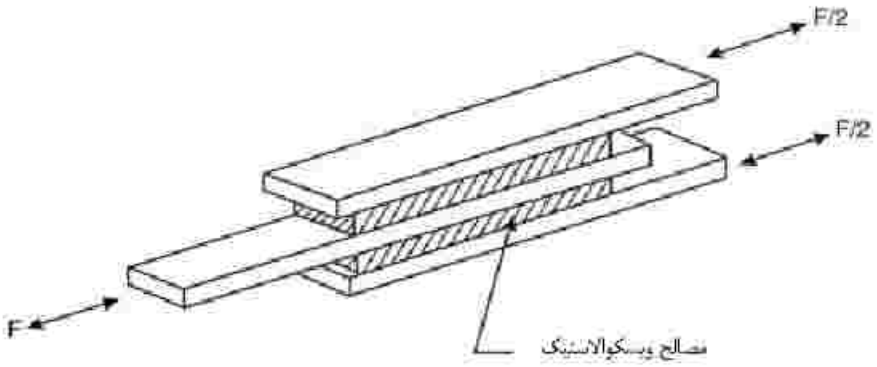
شکل ۷-۱۸-استفاده از میراگرهای ویسکوز در بادبندهای جناغی

شکل ۷-۱۹- استفاده از میراگرهای ویسکوز در بادبندهای قطری

۷-۳-۵- میراگر ویسکوالاستیک

مصالح ویسکوالاستیک از مواد با پایه الاستومری و پلیمری می‌باشند که درهنگام زلزله با انجام تغییرشکل‌های برشی، انرژی را مستهلک می‌کنند. میراگر ویسکوالاستیک از یک یا چند لایه از مواد ویسکوالاستیک محصور شده در میان ورق‌های فولادی

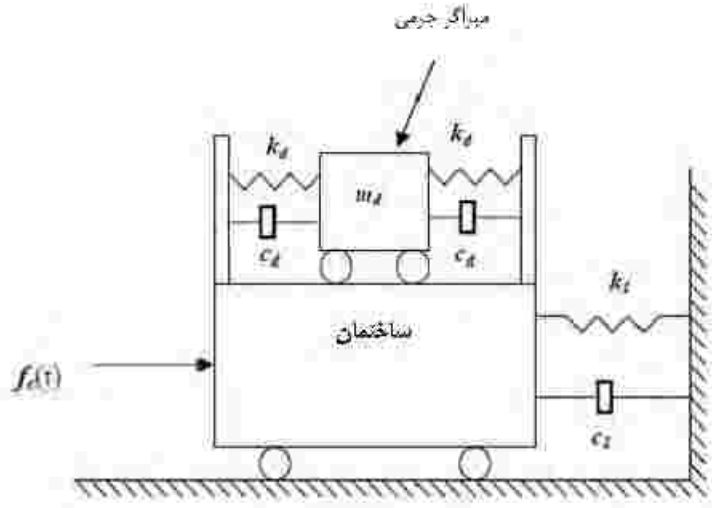
تشکیل می‌شود. در شکل ۷-۲۰ ساده ترین نوع آن نشان داده شده است. این میراگرها به نحوی در سازه قرار می‌گیرند که تغییر مکان نسبی طبقات باعث تغییرشکل برشی آنها شود. خصوصیات مکانیکی این میراگر به حرارت و فرکانس بارگذاری بستگی دارد. فرکانس‌های حرکت مورد انتظار این میراگر را باید تخمین زد. درجه حرارت این میراگر با تبدیل انرژی جنبشی به حرارتی بالاتر می‌رود که این تغییرات حرارت باید در طراحی این نوع میراگر مدنظر قرارگیرد.



شکل ۷-۲۰- میراگر ویسکوالاستیک جامد

۷-۳-۶- میراگر جرمی

شکل ۷-۲۱ ساختار عمومی میراگر جرمی را نشان می‌دهد. جرم روی تکیه‌گاهی که به عنوان غلتک عمل می‌نماید، قرار گرفته و به جرم اجازه حرکت به صورت انتقالی – جانبی نسبت به کف را می‌دهد. فنرها و میراگرها بین جرم و اعضای تکیه‌گاهی عمودی قرار گرفته و نیروی جانبی «در فاز مخالف» به سطح کف و سپس به قاب سازه‌ای انتقال می‌دهند. میراگرهای انتقالی دو جهته به صورت فنر– میراگر در دو جهت عمودی ساخته می‌شوند و امکان کنترل حرکت سازه در دو صفحه عمودی را فراهم می‌آورند.



شکل ۷-۲۱- مدل میراگر جرمی در ساختمان

جدول ۷-۲- کاربرد و رفتار انواع میراگرها

ردیف	نوع میراگر	مدل رفتاری	کاربرد
۱	تسلیمی	وابسته به تغییرمکان	سازه های کوتاه و متوسط در مقابل زلزله
۲	اصطکاکی	وابسته به تغییرمکان	سازه های کوتاه و متوسط در مقابل زلزله
۳	آلیاژی	سایر وسایل (نه وابسته به سرعت و نه وابسته به تغییرمکان)	کنترل لرزه‌ای موضعی
۴	ویسکوز	وابسته به سرعت	اکثر سازه‌ها در مقابل باد و زلزله
۵	ویسکوالاستیک	وابسته به سرعت و تغییرمکان	سازه های کوتاه و متوسط در مقابل باد و زلزله
۶	جرمی	سایر وسایل (نه وابسته به سرعت و نه وابسته به تغییرمکان)	سازه های بلند در مقابل باد و زلزله

۷-۴- روشهای تحلیل سازه با میراگر

هدف از این فصل ارائه روشهای تحلیل سازه میراشده با استفاده از وسایل جاذب انرژی می‌باشد. چهار روش تحلیل، در ادامه بحث شده‌اند.

۱- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر غیرخطی(NS/ND)

۲- روش تحلیل سازه خطی و میراگر غیرخطی(LS/ND)

۳- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر خطی(NS/LD)

۴- روش تحلیل سازه خطی و میراگر خطی(LS/LD)

۷-۴-۱- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر غیرخطی(NS/ND)

تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضای سازه‌ای همانند میراگرها، تحلیل دقیق و کامل سازه را امکان پذیر می‌سازد. برخی از نرم افزارهای طراحی مانند ETABS و SAP2000 می‌توانند رفتار هیسترزیس دوخطی میراگرهای هیسترزیس را با کمک المان پلاستیک مدل کنند. در این نرم افزارها المانهای غیرخطی (شامل میراگرها) در تعداد محدودی از نقاط تعریف شده و نیروهای المانهای غیرخطی در هرگام زمانی یا بارگذاری محاسبه می‌شوند.

علاوه بر این روش‌های تقریبی متعددی برای سازه‌های میراشده غیر خطی وجود دارد. برای مثال به روشهای استاتیکی غیرخطی(NSP) ارائه شده در نشریه ۳۶۰ میتوان اشاره نمود. در این روش، سیستم چند درجه آزادی غیرالاستیک به سیستم یک

درجه آزادی خطی معادل تبدیل می‌شود و پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی براساس طیف ساخته شده از پاسخ طیفی زلزله با میرایی ۵٪ تقسیم بر ضرایب میرایی B_S و B_1 محاسبه می‌شود.

۷-۴-۲- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر خطی(NS/LD)

در روش(NS/LD) با درنظرگرفتن رفتار خطی برای میراگر بطور قابل ملاحظه‌ای ساده می‌شود در این روش میرایی و سختی خطی معادلی برای میراگر تعریف می‌شود. این کار به سازه میراشده این امکان را می‌دهد که تحلیل غیرخطی آن همانند روشهای بکار رفته برای سازه معمولی با تصحیح سختی و میرایی المانها صورت پذیرد.

۷-۴-۳- روش تحلیل سازه خطی و میراگر غیرخطی(LS/ND)

در این روش برای ساده‌سازی تحلیل، رفتار المانهای سازه میراشده بصورت خطی و رفتار میراگرها بصورت غیرخطی مدل می‌شوند و این تحلیل با استفاده از برنامه‌های کامپیوتری موجود به سادگی انجام می‌شود.

۷-۴-۴- روش تحلیل سازه خطی و میراگر خطی(LS/LD)

این روش برای سازه‌های با میراگر الحاقی که امکان مدلسازی خطی داشته باشند، بکار می‌رود. در این وضعیت آنالیز مودال و پاسخ طیفی این نوع سازه‌ها بسیار کاربردی می‌باشد.

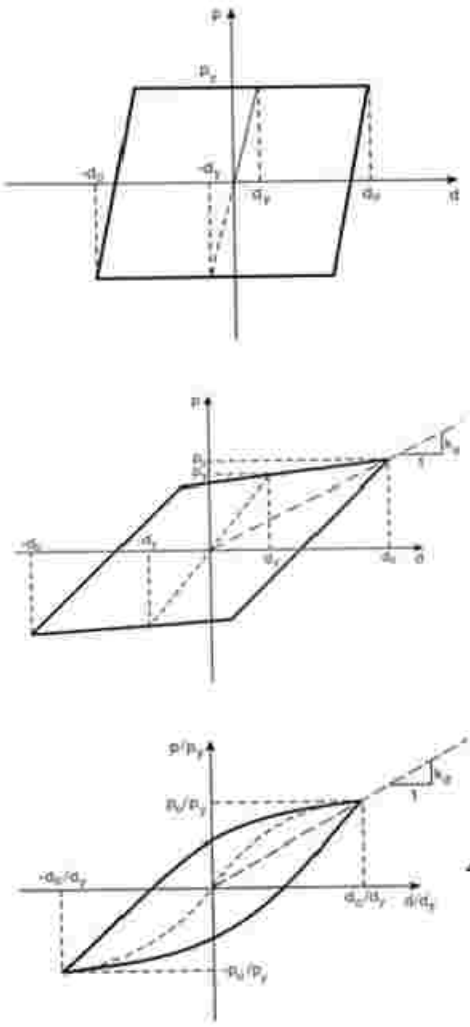
۷-۵- مشخصات کاربردی میراگرها

۷-۵-۱ - میراگرهای وابسته به تغییرمکان (شامل انواع اصطکاکی و تسلیمی)

این میراگرها انرژی زلزله را از طریق تسلیم فلز و یا اصطکاک سطوح تماسی مستهلک می‌کنند. استهلاک انرژی در هردو این وسایل به نیرو و تغییرمکان نسبی داخلی آنها بستگی دارد. بنابراین، هر دو با روابط هیسترزیس نیرو – تغییرشکل مدل می‌شوند.

رفتار نیرو-تغییرشکل این میراگرها به سه روش الاستوپلاستیک، دو خطی و چند خطی که در شکل ۷-۲۲ نشان داده شده‌اند، مدل می‌شوند. مشخصه‌های پسماند این مدلها از روی منحنی نیرو-تغییرشکل مشخص می‌شوند. سطح داخل این منحنی‌ها معرف میزان انرژی مستهلک شده در هر سیکل می‌باشند. در شکل ۷-۲۲ سیکل کامل چرخه‌ای این میراگرها تا بازگشت به نقطه آغاز نشان داده شده است.

میرایی ویسکوز معادل با برابر قراردادن سطح داخل حلقه پسماند با سطح داخل سیکل میراگر ویسکوز تعیین می‌گردد.



شکل ۷-۲۲- رفتار چرخه‌ای مدلهای غیرخطی نیرو-تغییرمکان

انواع منحنی چرخه‌ای به شرح زیر می‌باشد:

۱- مدل الاستوپلاستیک(شکل ۷-۲۲-الف):

سختی الاستیک اولیه (میراگر) از تقسیم نیروی تسلیم تجربی بر تغییرمکان نظیر آن حاصل می‌شود:

$$k_e = \frac{P_y}{d_y} \qquad (۷-۷)$$

P_y و d_y به ترتیب نیرو و تغییرمکان تسلیم می‌باشند. استهلاک انرژی در هر سیکل(E) معادل با سطح داخل حلقه پسماند میان نقاط (d_o, P_y) و $(-d_o, -P_y)$ می‌باشد و از رابطه(۷-۸) تعیین میگردد.

$$E = 4P_y(d_o - d_y), \qquad d_o \geq d_y \qquad (۷-۸)$$

۲- مدل دوخطی(شکل ۷-۲۲-ب):

سختی الاستیک اولیه این مدل همانند مدل الاستوپلاستیک می‌باشد. شیب ثانویه که به شیب کرنش سخت شدگی معروف است با پارامتر k_h تعریف می‌شود. کرنش سخت شدگی هم بر انرژی مستهلک شده و هم بر نیروی بازگرداننده تاثیر می‌گذارد. رابطه استهلاک انرژی دوخطی براساس شکل منحنی آن برابر است با:

$$E = 4(k_e - k_h)d_y(d_o - d_y), \qquad d_o \geq d_y \tag{۷-۹}$$

معادله بالا نشان میدهد که با افزایش تغییرمکان تسلیم(d_y)، نیروی بازگرداننده افزایش می‌یابد و با افزایش سختی ثانویه از میزان استهلاک انرژی در هر سیکل کاسته می‌شود.

۳- مدل پیوسته(شکل ۷-۲۲-ب):

در این مدل رابطه نیرو-تغییرمکان برابر است با:

$$\frac{d}{d_y} = \frac{P}{P_y} + \alpha\left(\frac{P}{P_y}\right)^r \tag{۷-۱۰}$$

d= تغییرمکان میراگر

d_y= تغییرمکان تسلیم میراگر

P= نیروی وارده به میراگر

P_y= نیروی تسلیم میراگر

α= ضریب ثابت مثبت

r= عدد صحیح مثبت فرد بزرگتر از یک

در این مدل سطح زیر حلقه پسماند در حد فاصل (d_o, P_y) و ($-d_o$, $-P_y$) از رابطه (۷-۱۱) تعیین می‌گردد.

$$E = 4d_y P_y\left[\frac{(r-1)}{(r+1)}\right]\left(\frac{P_o}{P_y}\right)^{r+1} \tag{۷-۱۱}$$

مقادیر ضرایب P_y, α, r, d_y از آزمایشات تجربی بر روی میراگرها بدست می‌آید.

۷-۵-۲- میراگر وابسته به سرعت شامل انواع میراگرهای ویسکوز

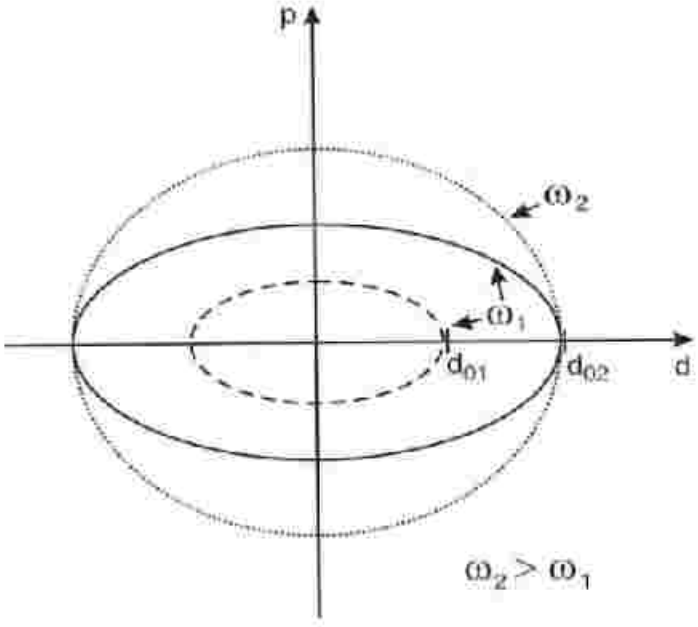
میراگرهای ویسکوز متنوعی برای کاربردهای ساختمانی توسعه یافته‌اند. به عنوان مثال میراگرهای ویسکوز دیواری شکل درساختمانهای ژاپن نصب شده‌اند. این دیوارها از طریق عملکرد برشی، مواد مایع داخل محفظه دیواره‌ای شکل انرژی را مستهلک می‌کنند. نوع دیگری از میراگرهای مایع، براساس عبور مایع از منفذها شکل گرفته‌اند. در ایالات متحده آمریکا بیشتر از این نوع

میراگر استفاده شده است. میراگرهای ویسکوز منفذی با مکانیزم شبیه به میل‌لنگ و پیستون برای مصارف صنعتی و نظامی توسعه یافته‌اند که در شکل ۷-۱۶ نشان داده شده است. در محفظه داخل سیلندر ماده سیلیکون غیرقابل فشرده شدن با اعمال نیرو توسط پیستون به حرکت درمی‌آید. سرپیستون از منافذی با ترموستات فلزی غیرفعال برای خنثی نمودن تغییرات حرارتی تشکیل شده است و برای محصور نگهداشتن محتویات داخل آن از درپوش‌های با مقاومت بالا استفاده شده است. نیروی ایجاد شده در میراگر ویسکوز براساس شکل منفذ برابر با رابطه ۷-۱۲ می‌باشد:

$$P(t) = c_u(\omega)\left|\dot{d}\right|^{\alpha}\operatorname{sgn}(\dot{d}) \qquad (۱۲-۷)$$

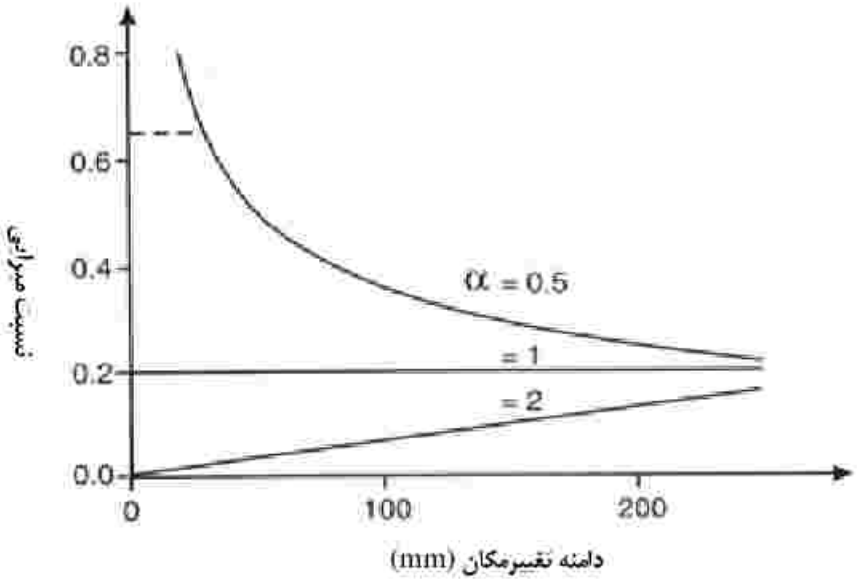
ضریب میرایی برای فرکانس تقریباً ۴ هرتز بوده و محدوده α از ۰/۳ تا۲ متغیر است. در صورتیکه α برابر با یک باشد رفتار میراگر خطی است و در سایر حالات رفتار میراگر غیرخطی خواهد بود. مقادیر کوچک α (برای مثال۰/۵) در کاهش شوکهای با سرعت بالا موثر هستند. درمقابل مقدار $\alpha \equiv 1$ برای استفاده در سازه در مقابل باد و زلزله مطلوب هستند.

در شکل ۷-۲۳ حلقه‌های نیرو-تغییرشکل وابستگی آنها را به دامنه و فرکانس ارتعاش نشان می‌دهد.



شکل ۷-۲۳-رابطه نیرو-تغییرمکان میراگر ویسکوز

برای $\alpha < 1$ ضریب میرایی با افزایش دامنه حرکت کاهش می‌یابد. درمقابل برای $\alpha > 1$ با افزایش دامنه حرکت، میرایی افزایش می‌یابد و برای $\alpha = 1$ ضریب میرایی مستقل از دامنه حرکت خواهد بود (شکل ۷-۲۴).



شکل ۷-۲۴-نسبت میرایی میراگرهای ویسکوز بعنوان تابعی از دامنه حرکت

۷-۵-۳- میراگرهای ویسکوالاستیک جامد (وابسته به سرعت و تغییرمکان)

خاصیت اصلی در طراحی میراگر ویسکوالاستیک مدول برشی ذخیره 'G و مدول برشی از دست رفته "G می‌باشد. مدول برشی ذخیره نشان‌دهنده سختی برشی و مدول برشی از دست رفته نشان‌دهنده سختی ویسکوز یا سختی وابسته به سرعت می‌باشد. روابط تنش-کرنش مواد ویسکوالاستیک به شرح زیر می‌باشد:

$$\tau(t) = G'\gamma(t) \pm \frac{G''\dot{\gamma}(t)}{\omega} \qquad (۱۳-۷)$$

پارامترهای بالا به شرح زیرند:

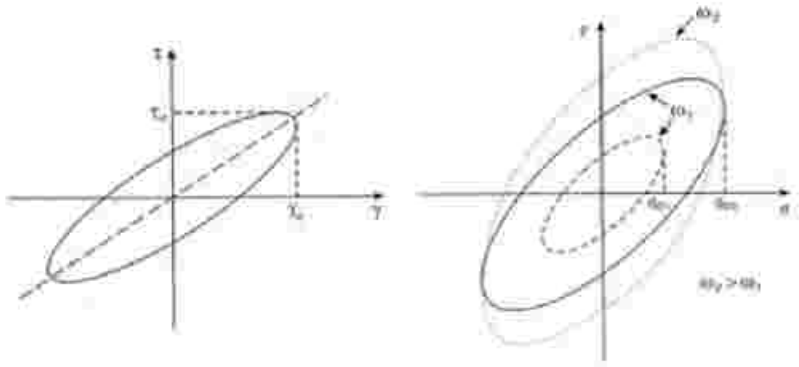
$\tau(t)$= تنش برشی وابسته به زمان t

$\gamma(t)$= کرنش برشی وابسته به زمان t

$\dot{\gamma}(t)$ = سرعت تغییرکرنش برشی(سرعت برشی) وابسته به زمان t

ω= فرکانس دورانی برحسب رادیان برثانیه

در شکل ۷-۲۵ مشاهده می‌شود که رابطه تنش- کرنش، بیضی با شیب غیر صفر است. شیب به پارامتر 'G و سطح بیضی به "G بستگی دارد. بنابراین رابطه‌ای ساده میان انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوالاستیک و میراگرهای ویسکوز برقرار می‌باشد. شکل ۷-۲۵ وابستگی این میراگر را به سرعت و دامنه ارتعاش نشان می‌دهد.



رابطه تنش برشی- کرنش برشی رفتار سیکلیک

شکل ۷-۲۵-اشکال منحنی هیسترزیس میراگر ویسکوالاستیک جامد

سختی موثر صفحه‌ای از مواد ویسکوالاستیک با ضخامت h و سطح A برابر است با:

$$k_d = \frac{AG'(\omega)}{h} \qquad (۱۴-۷)$$

ضریب میرایی ویسکوز معادل یا موثر از رابطه (۷-۱۵) تعیین می‌شود.

$$c_d = \frac{AG''(\omega)}{\omega h} \qquad (۱۵-۷)$$

نسبت مدول برشی از دست رفته به مدول برشی ذخیره، ضریب از دست رفتگی η نامیده می‌شود.

$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} \qquad (۱۶-۷)$$

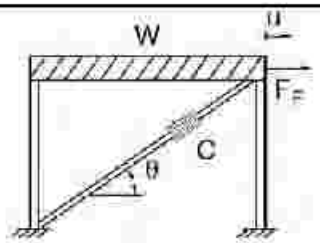
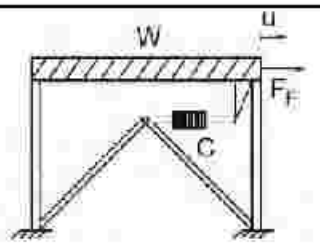
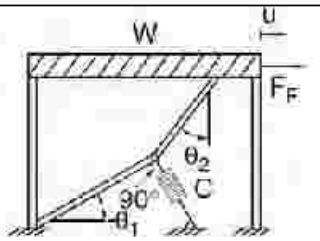
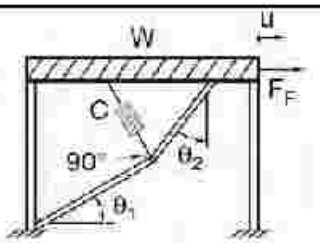
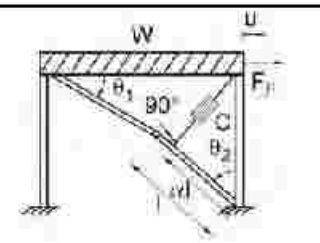
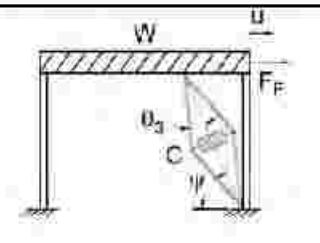
نتایج تجربی نشان میدهند که اگرچه G' و G'' توابعی از فرکانس ارتعاش هستند اما ضریب از دست رفتگی η نسبت به تغییر فرکانس حساس نمی‌باشد. زمانیکه از ضریب ازدست رفتگی استفاده شود میرایی ویسکوز موثر برابر خواهد بود با:

$$c_d = \frac{k_d \eta}{\omega} \qquad (۱۷-۷)$$

پس با فرکانس مشخص ضریب میرایی متناسب با سختی می‌باشد.

۷-۵-۴- اشکال مختلف نصب میراگر

در شکل ۷-۲۶ اشکال قرارگیری میراگرها در قاب یک دهانه و یک طبقه نشان داده شده است. نسبت‌های میرایی برای اشکال بادبندی قطری و جناغی کمتر از ۵٪ می‌باشد و برای سایر اشکال ترکیبی، بیش از ۲۳٪ است. این اشکال، یکارگیری میراگر در سازه‌های با سختی زیاد را ممکن می‌سازد و هزینه کمتری نسبت به اشکال قطری و جناغی دارند. در ایالات متحده سه ساختمان ۳۷ طبقه با این شکل ترکیبی میراگر ساخته شده‌اند (شکل ۷-۲۷).

فطری		$f = \cos\theta$	$\theta = 37^{o}$ $f = 0.799$ $\beta = 0.032$
جناغی		$f = 1.00$	$f = 1.00$ $\beta = 0.05$
اتصال میراگر از پایین به بادبند		$f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$	$\theta_1 = 31.9^{o}, \theta_2 = 43.2^{o}$ $f = 2.662$ $\beta = 0.344$
اتصال میراگر از بالا به بادبند		$f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin\theta_1$	$\theta_1 = 31.9^{o}, \theta_2 = 43.2^{o}$ $f = 3.191$ $\beta = 0.509$
معکوس میراگر از بالا به بادبند		$f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos\theta_2$	$\theta_1 = 30^{o}, \theta_2 = 49^{o}, \alpha = 0.7$ $f = 2.521$ $\beta = 0.318$
اتصال تقسیمی میراگر		$f = \dfrac{\cos\psi}{\tan(\theta_3)}$	$\theta_3 = 9^{o}, \psi = 70^{o}$ $f = 2.159$ $\beta = 0.233$

شکل ۷-۲۶-اشکال مختلف قرارگیری میراگر در قاب سازه ای

شکل ۷-۲۷-اشکال ترکیبی از نصب میراگر در ساختمان‌های بلند

۷-۶- سطوح عملکرد

در جدول ۷-۳ کیفیت سطوح عملکردی سازه‌های مقاوم‌سازی شده با روش‌های جداگر لرزه‌ای و میراگرها براساس FEMA274 ارائه شده است. در این جدول میراگرها بعنوان گزینه مناسب برای اهداف عملکردی ایمنی جانی و خرابی محدود معرفی شده‌اند. در سطح ایمنی جانی، این گزینه مقاوم‌سازی اقتصادی می‌باشد. تجربه‌های بهسازی نشان می‌دهد که میراگرها به سطح عملکرد بی‌وقفه نیز دست خواهند یافت.

جدول ۷-۳- قابلیت جداگر لرزه‌ای و میراگرها در تامین سطوح عملکرد سازه

میراگر	جداسازی لرزه ای	عملکرد	
		محدوده	سطح
توصیه نمی‌شود	بسیار مناسب	کنترل خسارت	قابلیت استفاده بی وقفه
مناسب	مناسب	کنترل خسارت	خرابی محدود
مناسب	توصیه نمی‌شود	ایمنی محدود	ایمنی جانی
توصیه نمی‌شود	غیرعملی	ایمنی محدود	آستانه فروریزش

۷-۷- گام‌های بهسازی سازه با استفاده از میراگر

گام ۱- تعیین میزان کاهش در برش پایه نیروی زلزله و ضریب کاهش میرایی $B=\frac{V}{V_r}>1$

گام ۲- تعیین درصد میرایی بحرانی هدف (β) براساس ضریب کاهش میرایی B و جدول ۷-۱.

گام ۳- انتخاب شکل بادبند و جانمائی میراگر در دهانه‌های مجاز با توجه به ضوابط فصل ۸ نشریه ۳۶۰ و شکل ۷-۲۶.

گام ۴– تعیین سختی موثر میراگر با در نظرگرفتن نیروی نهایی میراگر $F_{\max}$، معادل درصدی از نیروی جانبی زلزله در طبقه (حداکثر ۳۰ درصد) و تغییر مکان نسبی آن طبقه از سازه اولیه (بدون میراگر).

$$K_{eff} = \frac{\Delta_{\max}}{F_{\max}} \qquad (۷-۱۸)$$

K_{eff} : سختی موثر میراگر

$\Delta_{\max}$: تغییرشکل میراگر

$F_{\max}$: نیروی محوری نهایی میراگر

گام ۵– انجام تحلیل خطی و مقایسه سختی موثر میراگرها با استفاده از نیروها و تغییرمکانهای میراگرها (بدست آمده از تحلیل) با مقادیر متناظر فرض شده که در صورت تطابق مقادیر، عضو بادبندی طراحی اولیه می‌گردد و در غیر این صورت سختی موثر جدید در مدل تعریف شده و تحلیل مجدد انجام می‌گردد. پس از همگرایی سختی موثر نهایی K_{eff} بدست می‌آید.

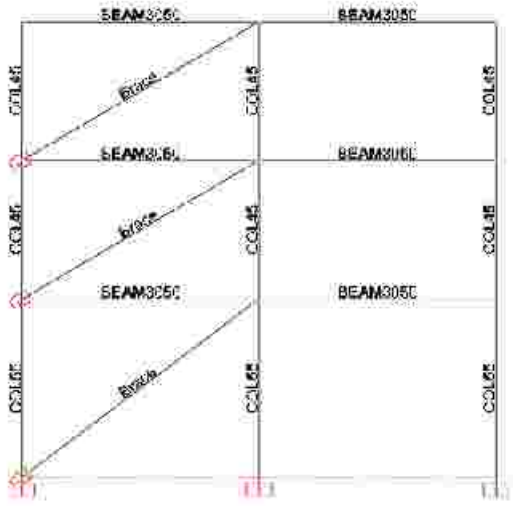
گام ۶– محاسبه درصد میرایی نسبی کل سازه (روابط۷-۲ تا ۷-۶) و کاهش طیف نیاز (برش پایه) در تحلیل خطی و ارزیابی اعضای سازه براساس نشریه ۳۶۰ انجام گردد. در صورت عدم ارضای معیارهای پذیرش به گام ۲ برگردید.

گام ۷– درصورت اقتصادی نبودن طرح، تعداد و یا اندازه میراگرها را کاهش داده و مجدداً تحلیل را انجام دهید.

۷-۸- مثال

مثال حاضر قاب خمشی بتنی دو بعدی(دو دهانه، سه طبقه) با مشخصات تعریف شده در فصل ۶ می‌باشد. در این مثال از میراگر فلزی(وابسته به تغییرمکان) برای بهسازی لرزه‌ای استفاده شده است. در ادامه نحوه طراحی و کنترل آن ارائه شده است.

در هر طبقه از ساختمان بادبند و میراگر به شکل قطری اضافه شده است. میراگرها در محل اتصال بادبند به تیر و ستون با طول ناچیز و با درجه آزادی محوری مدل شده‌اند (شکل ۷-۲۸).



شکل ۷-۲۸-مدل نرم افزاری بادبند و میراگر در سازه

۷-۸-۱ - روش استاتیکی خطی در طراحی میراگر

در این مثال سعی شده است براساس گامهای معرفی شده دربخش قبلی میراگر طراحی شوند.

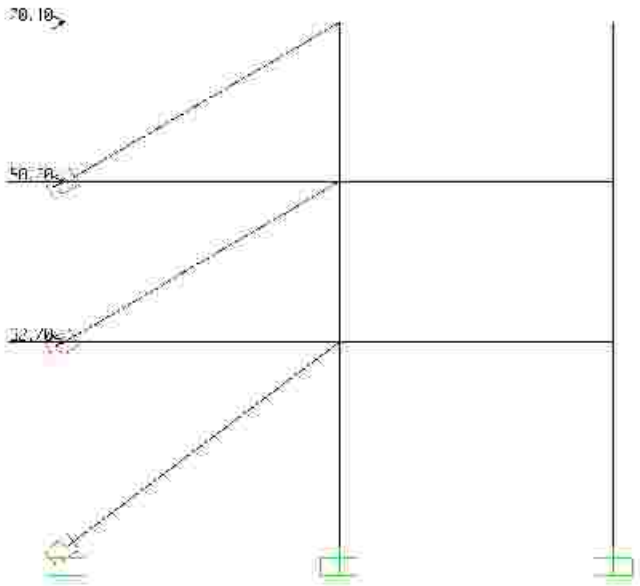
۱) تعیین درصدمیرایی بحرانی هدف براساس کاهش نیروی زلزله.

در این مثال هدف اینست که با اضافه نمودن میراگر، در هر سه طبقه، برش پایه را تا حد ممکن کاهش دهیم.

۲) شکل بادبند و جانمائی میراگر در دهانه‌های مجاز با توجه به ضوابط فصل ۸ نشریه ۳۶۰.

شکل بادبند قطری در نظر گفته شده و با توجه به دوبعدی بودن سازه، گزینه‌های جانمایی میراگر محدود بوده و مطابق شکل ۷-۲۸ انتخاب شده است.

۳) تعیین سختی موثر میراگر، با درنظرگرفتن نیروی نهایی میراگر در هر طبقه برابر با درصدی از نیروی جانبی زلزله در آن طبقه (حداکثر ۳۰ درصد) و تغییر مکان نسبی آن طبقه در سازه اولیه(بدون میراگر).



شکل ۷-۲۹- توزیع اولیه نیروی جانبی کاهش نیافته در ارتفاع سازه

با توجه به نرمی نسبی سازه قاب خمشی فرض می‌شود ۳۰٪ نیروی جانبی در هر طبقه بر میراگر آن طبقه وارد می‌شود. نیروی محوری وارد بر میراگرها در جدول ۷-۴ آورده شده است.

جدول ۷-۴- نیروی محوری وارد بر میراگر

طبقه	برش طبقه (ton)	۳۰٪ برش طبقه ton	نیروی محوری میراگر ton
3	70.1	21.03	24.28
2	120.3	36.1	41.68
1	153	45.9	57.47

با توجه به تفاوت نیروهای میراگرها در طبقات از سه سایز میراگر با نیروهای محوری متفاوت استفاده می‌نماییم.

پارامتر مدلسازی سه سایز میراگر فوق در تحلیل خطی از تبدیل رفتار دوخطی میراگرهای فلزی به رفتارخطی با فرمول زیر بدست می‌آید:

$$F_{\max} = K_{eff} \times D_{\max}$$

$F_{\max}$ نیروی حداکثر

K_{eff} سختی موثر

$D_{\max}$ تغییرمکان حداکثر

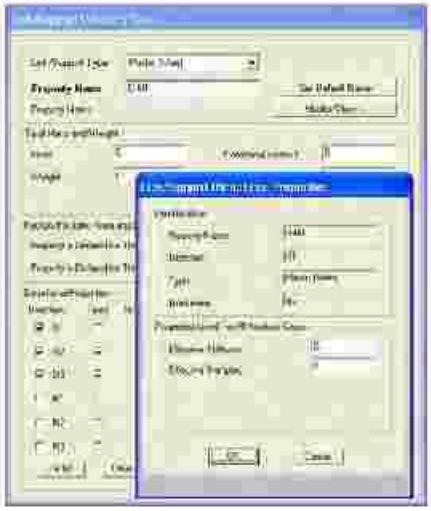
۴) معرفی میراگر در نرم افزار SAP و انجام تحلیل

در این نرم افزار ۱۰ نوع المان الحاقی اعم از یک خطی، دو خطی تا چند خطی در منوی Link/Support Properties ارائه شده است. این المانها با توجه به نوع رفتاری که از میراگر انتظار می‌رود انتخاب و مقادیر پارامترهای آن با فرض اولیه معرفی و سپس با تحلیل سعی و خطا دامنه بهینه آنها برای کنترل نهایی سازه بدست می‌آید. در این مثال از المان Plastic(Wen) برای تعریف میراگر استفاده شده است(شکل ۷-۳۰).

در جدول ۷-۵ مقادیر پارامتر سختی موثر میراگرها با فرض اولیه محاسبه شده است.

جدول ۷-۵- سختی موثر میراگرها در فرض اولیه

طبقه	حداکثر نیروی محوری میراگر (Ton)	تغییرمکان (cm)	سختی موثر $(\frac{ton}{cm})$
3	24.28	9.71	2.5
2	41.68	10.42	4
1	57.47	9.58	6



شکل ۷-۳۰- معرفی سختی موثر میراگر در برنامه SAP2000

تغییرمکان کلی و نسبی طبقات و نیروی محوری در میراگرها پس از معرفی مقادیر فوق در مدلسازی و تحلیل خطی میراگر توسط نرم افزار در جدول ۷-۶ و جدول ۷-۷ ارائه شده است.

جدول ۷-۶- تغییرمکان طبقات تحت نیروی زلزله

طبقه	جابجایی کل	تغییرمکان نسبی طبقات
Text	cm	cm
3	25.01	7.17
2	17.84	9.81
1	8.03	8.03

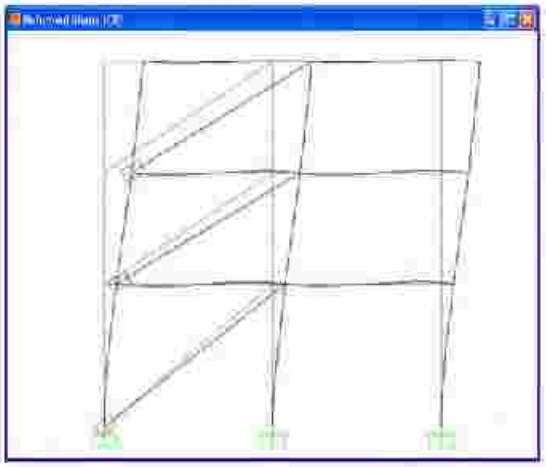
نیروهای موجود در میراگرها:

جدول ۷-۷- نیروی محوری در میراگرها تحت نیروی زلزله

میراگر	P (ton)
طبقه ۳	13.97
طبقه ۲	29.27
طبقه ۱	32.8

حال نیروی محوری میراگر در جدول ۷-۷ را با ستون دوم جدول ۷-۵ مقایسه می‌کنیم، در صورت عدم انطباق مقادیر متناظر آنها سختی موثر جدید حاصل از جداول ۷-۶ و ۷-۷ را برای المان میراگر معرفی می‌نمائیم و این عمل را تا همگرا شدن مقادیر نیروی محوری و تغییرمکان میراگر با مقادیر گام قبلی ادامه می‌دهیم.

نتایج تحلیل مجدد در شکل ۷-۳۱ و جدول ۷-۸ ارائه شده است.



شکل ۷-۳۱- تغیرشکل جانبی سازه میراشده

جدول ۷-۸- تغییرشکل محوری میراگرها

میراگر	تغییرشکل محوری (cm)
طبقه ۳	5.35
طبقه ۲	7.32
طبقه ۱	5.59

۵) محاسبه درصد میرایی نسبی کل سازه

همانطور که گفته شد سعی و خطا باید تا آنجا ادامه یابد که نیروهای ایجاد شده در میراگر با نیروهای مدنظر قرارگرفته برای معرفی سختی تطابق خوبی پیدا کنند. در جدول ۷-۹ تا جدول ۷-۱۱ نتایج نهایی سازه میراشده بدست آمده است.

جدول ۷-۹- سختی و میرایی موثر میراگرها

طبقه	حداکثر نیروی محوری میراگر (Ton)	تغییرمکان نسبی طبقه (cm)	سختی موثر (K_{eff}) $(\frac{ton}{cm})$
3	15	5	3
2	30	7	4.28
1	35	5	7

نیروهای موجود در میراگرها:

جدول ۷-۱۰- نیروهای محوری وارد برمیراگرها در اثر زلزله طرح تحت تحلیل استاتیکی خطی

میراگر	P (ton)
طبقه ۳	17.24
طبقه ۲	33.6
طبقه ۱	42.16

جدول ۷-۱۱- تغییرشکل محوری میراگرها در اثر زلزله طرح تحت تحلیل استاتیکی خطی

میراگر	تغییرشکل محوری (cm)
طبقه ۳	5.75
طبقه ۲	7.85
طبقه ۱	6.02

حال مقدار میرایی اضافه شده به سازه توسط میراگرها را حساب می‌کنیم. درصد میرایی نسبی بحرانی اضافه شده به سازه با استفاده از معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K}$$

$$\beta = 5\%$$

پارامترهای روابط فوق به شرح زیر می‌باشد:

β = میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵٪ فرض شود مگراینکه میرایی دیگری مورد نظر باشد.

W_j = عبارتست از کار انجام شده توسط وسیله j ام در چرخه کامل تحت تغییرمکان‌های δ_i کفهای طبقات، (عمل جمع زدن روی کلیه وسایل j انجام می‌گیرد.)

W_K = حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از معادله زیر به دست می‌آید:

$$W_K = \frac{1}{2}\sum_i F_i \delta_i$$

F_i = نیروی اینرسی در کف طبقه i ام بوده و عمل جمع روی کلیه کفهای i انجام می‌گیرد.

با توجه به روابط فوق، میزان میرایی اضافه شده به سازه در جدول ۷-۱۲ محاسبه شده است.

جدول ۷-۱۲- میرایی محاسبه شده برای میراگرها

Damping of Total Structure							
Story	F_i	δ_i	W_K	F_j	δ_j	W_j	Damping
	ton	cm	ton.cm	ton	cm	ton.cm	%
3	70.1	22.34	783.017	17.24	5.75	396.52	
2	50.2	15.78	396.078	33.60	7.85	1055.04	
1	32.7	7.04	115.104	42.16	6.02	1015.2	
Total	153	--	1294.199	93.00	17.73	2466.76	15.17

- **طراحی بادبند:**

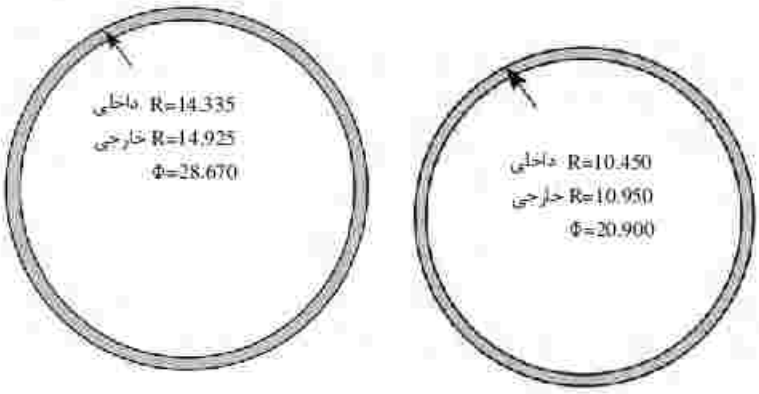
بنابر توصیه نشریه ۳۶۰ اجزا و اتصالاتی که نیروها را بین وسایل اتلاف انرژی انتقال می‌دهند باید طوری طراحی شوند که به ازای نیروهای وارده بر میراگر در حالت ارتجاعی خطی باقی بمانند. بنابراین موضوع طراحی مهاربند براساس حداکثر ظرفیت میراگرها صورت می‌پذیرد.

حداکثر نیروهای ایجاد شده در بادبند براساس ظرفیت میراگر در جدول ۷-۱۳ ارائه شده است.

جدول ۷-۱۳- نیروی وارد بر بادبند تحت اثر زلزله طرح

بادبند	P_u (ton)
طبقه ۳	17.24
طبقه ۲	33.60
طبقه ۱	42.16

با در نظر گرفتن مقطع لوله (شکل ۷-۳۲) با مشخصات زیر کنترل‌ها را انجام می‌دهیم:



مقطع بادبند در طبقه ۳ مقطع بادبند طبقات ۱ و ۲

شکل ۷-۳۲-مقطع بادبندهای قطری در نظر گرفته شده

خصوصیات فیزیکی بادبند طبقه سوم:

$A=33.63(cm^2)$

$I_{22}=I_{33}=1928(cm^4)$

$r_{22}=r_{33}=7.57(cm)$

$L_u=550(cm)$

$K=1.00$

$\lambda=kL/r=1\times550/7.57=72.65 \quad F_a=1093(kg/cm^2)$

$P=F_a\times A=1093\times33.63=36.7\ ton>17.24\ (ton) \quad O.K$

خصوصیات فیزیکی مقطع بادبند طبقات اول و دوم:

$A=54.23(cm^2)$

$I_{22}=I_{33}=5806(cm^4)$

$r_{22}=r_{33}=10.34(cm)$

$L_u=600(cm)$

$K=1.00$

$\lambda=kL/r=1\times600/10.34=58 \quad F_a=1189(kg/cm^2)$

$P= F_a \times A=1189 \times 54.23=64.5 \text{ ton} > 42.16 \text{ (ton)}$

۷-۸-۲- ارزیابی سازه با میراگر

حال برای ارزیابی سازه، بار جانبی استاتیکی معادل حاصل از رابطه (۳-۶) نشریه ۳۶۰ باید توسط ضریب اصلاح میرایی موجود در جدول (۸-۱) کاهش داده شود تا اتلاف انرژی(میرایی) تامین شده توسط وسایل اتلاف انرژی(میراگرها) به حساب آید. اثر میرایی محاسبه شده برابراست با:

$$\beta = 5\%$$

$$\frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} = 15.17\%$$

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} = 5 + 15.17 = 20.17\% \qquad T = 0.44 < T_S = 0.5 \qquad B_1 = 1.5, B_S = 1.8$$

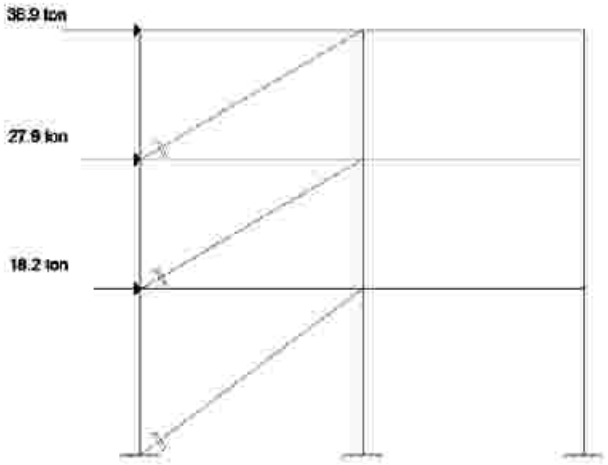
$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W = 0.85 \times 180 = 153 \; ton$$

$$V_{Damper} = \frac{V}{B_S} = \frac{153}{1.8} = 85 \; ton$$

نیروهای داخلی ساختمان بهسازی شده برای طراحی میراگرهای وابسته به تغییرمکان باید براساس نیروی جانبی درهر تراز ساختمان که از رابطه (۳-۱۰) نشریه ۳۶۰ با برش پایه اصلاح شده معادل بدست می‌آید، محاسبه شوند.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V$$

T=0.44 ⟶ k=1.0



شکل ۷-۳۳- توزیع نیرو جانبی در سازه میراسده

- کنترل معیار پذیرش

در این قسمت پس از تشریح نحوه کنترل معیارهای پذیرش، نسبت تنش موجود در سازه بهسازی شده با نسبت معیارهای پذیرش مقایسه می‌گردد.

در روش خطی اجزای ساختمان بهسازی شده با میراگر باید برای نیروها و تغییرشکل‌ها طبق روابط زیر با ضریب $m = 1.0$ کنترل شوند:

کنترل شونده توسط تغییرشکل $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$

کنترل شونده توسط نیرو $kQ_{CL} \geq Q_{UF}$

- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$1) Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + Q_E$$
$$2) Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - Q_E$$
$$3) Q_{UD3} = 0.9Q_D + Q_E$$
$$4) Q_{UD4} = 0.9Q_D - Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

در رابطه فوق Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد.

خمش در تیرها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل تلقی می‌شود و ضریب m در سازه میرا شده برای تیرها یک در نظرگرفته می‌شود. ضریب آگاهی κ در اینجا برابر یک می‌باشد.

نتایج کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل به شرح جدول ۷-۱۴ می‌باشد.

جدول ۷-۱۴- کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها در سطح خطر=۱

شماره عضو	M_{UD} $(ton.m)$	M_{CE} $(ton.m)$	mkM_{CE} $(ton.m)$	بهسازی شده $\frac{M_{UD}}{mkM_{CE}}$
6	-34.9	34.3	34.3	1.02
5	-34.9	34.3	34.3	1.02
4	-49.46	42.8	42.8	1.16
3	-49.46	42.8	42.8	1.16
2	-52.36	42.8	42.8	1.22
1	-52.36	42. 8	42. 8	1.22

- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}$$

ضرایب C_1 و C_2 و C_3 و ضریب J برابرند با:

$C_1=1.0, \quad C_2=C_3=1.0, \quad J=1.0$

$1) Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + 1.0Q_E$

$2) Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - 1.0Q_E$

$3) Q_{UD3} = 0.9Q_D + 1.0Q_E$

$4) Q_{UD4} = 0.9Q_D - 1.0Q_E$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF}$$

دراین رابطه Q_{CL} ظرفیت کرانه پائین و k ضریب آگاهی می‌باشد. برش در تیرها و ستون‌ها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط نیرو تلقی می‌گردد. در ادامه نتایج کنترل معیار پذیرش برش در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی ارائه شده است.

نتایج کنترل معیار پذیرش برای نیروی برشی در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل با میراگر به شرح جداول ۷-۱۵ و ۷-۱۶ می‌باشد.

جدول ۷-۱۵- کنترل معیار پذیرش برش در تیرها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	kV_{CL} (ton)	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{kV_{CL}}$
6	24.78	41.8	0.59
5	24.87	41. 8	0.59
4	23.33	41.8	0.56
3	28	41.8	0.67
2	28.42	41.8	0.68
1	29.4	41.8	0.7

جدول ۷-۱۶- کنترل معیار پذیرش برش در ستون‌ها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	kV_{CL} (ton)	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{kV_{CL}}$
7	23.94	58.9	0.41
10	18.54	43.1	0.43
13	14.58	43.1	0.34
8	26.65	58.9	0.45
11	22.97	43.1	0.53
14	16.58	43.1	0.38
9	24	58.9	0.41
12	18.61	43.1	0.43
15	14.72	43.1	0.34

- **کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها**

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با در نظر گرفتن اثر خمش دومحوره به دست آید. در صورتی که روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی P_{UF}، باید براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو محاسبه شوند. لنگرهای طراحی M_{UD} نیز باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل بدست آید. ملاک پذیرش براساس معادله زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1.0$$

که در عبارات بالا:

M_{UD_x}: لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y}: لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

κ: ضریب آگاهی

m_x: ضریب m ستون برای خمش حول محور x

m_y: ضریب m ستون برای خمش حول محور y

از آنجا که قاب مورد نظر دو بعدی می‌باشد، رابطه کنترل خمش به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$\left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right] \le 1.0$$

که در نتایج کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل با میراگر به شرح جدول ۷-۱۷ می‌باشد.

جدول ۷-۱۷- کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستونها

شماره عضو	P_{UF} (ton)	M_{UD} $(ton.m)$	$mk\,M_{CE}$ $(ton.m)$	بهسازی شده $\frac{M_{UD}}{mk\,M_{CE}}$
7	101	87.55	67.8	1.29
10	59.76	33.37	55.18	0.60
13	25.18	35	50.53	0.69
8	141.6	91.7	67.8	1.35
11	89.54	41.25	56.23	0.73
14	43.2	37	51.69	0.72
9	87.74	87.83	67.8	1.30
12	55.3	33.51	40.41	0.83
15	25.28	35.23	48.07	0.73

۷-۸-۳- نتیجه‌گیری

همانطور که ملاحظه شد، تحلیل خطی برای سازه بهسازی شده با میراگر نتایج کنترل سازه در سطح عملکرد بدون وقفه برای برخی اعضا مطلوب نبوده و در نتیجه بهسازی با کمک میراگر با درنظرگرفتن سطح عملکرد پائین‌تر (خرابی محدود، DC) مناسب می‌باشد.

فصل ۸

بهسازی ساختمان‌های بنایی

۸-۱- مقدمه

بخش قابل توجهی از ساختمانهای موجود در کشور از نوع مصالح بنایی می‌باشند که در ساخت اکثر آنها ضوابط آیین‌نامه‌ای رعایت نشده است. آسیب‌پذیری بسیار شدید این ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته اهمیت توجه به بهسازی لرزه‌ای این ساختمان‌ها را بیش از پیش مطرح می‌نماید. در این فصل سعی بر آن است که با توجه به تجربیات موجود در خصوص عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی و همچنین مراجع و دستورالعمل‌های موجود، رفتار لرزه‌ای المان‌های سازه‌ای در این ساختمان‌ها مورد بررسی قرار گرفته و روش‌های مختلف ارزیابی و بهسازی آنها ارائه گردد.

۸-۲- انواع خسارات بوجود آمده ناشی از زلزله‌های گذشته

وقوع زمین‌لرزه‌های گذشته، آسیب‌دیدگی بسیاری از سازه‌های بنایی را به همراه داشته است. اما عموماً ساختمان‌هایی که ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی در اجرای آنها رعایت شده، پس از وقوع زلزله پایداری خود را که لازمه ایمنی جانی ساکنان است حفظ نموده‌اند و حتی در بسیاری موارد پس از زلزله قابلیت سکونت و استفاده داشته‌اند.

به طور کلی آسیب‌های وارد بر سازه‌های بنایی پس از وقوع زلزله شامل:

الف) عدم انسجام سقف

ب) فروریختگی دیوارها

ب-۱) شکست خارج صفحه

ب-۲) شکست داخل صفحه

- لغزش درز ملات افقی[1]
- کشش قطری[2]
- حرکت گهواره‌ای[3]
- خرابی فشاری پنجه[4]

پ) خرابی کلاف‌های قائم و افقی به علت استفاده از مصالح نامناسب

ت) خرابی کلی سازه به علت نامنظمی در پلان یا ارتفاع می‌باشد.

عدم وجود اتصال مناسب دیوارها با یکدیگر و عدم وجود مهار بین سقف‌ها و دیوارها در ساختمان‌های آجری باعث ایجاد جداشدگی و گسترش ترک در محل تقاطع دیوارها، دیوار با سقف و حتی فروریختگی خارج از صفحه آنها می شود. گاهی اوقات هم

---

[1] Bed-joint sliding
[2] Diagonal tension
[3] Rocking
[4] Toe crushing

حتی اگر فرم سازه‌ای مناسب باشد عدم کیفیت مناسب مصالح دیوار باعث ایجاد ترکهای قطری، از هم پاشیده شدن دیوار و فروریختگی نهایی می‌گردد.

عدم پیکربندی مناسب پلان، بازشوهای بزرگ در دیوار، کمبود مسیر بار در هر دو جهت اغلب باعث خسارت شدید یا حتی فروریختگی بسیاری از ساختمانها می‌گردد. در کل می‌توان خرابی دیوار و سقف را به دو دسته خرابی‌های داخل صفحه (تحت اثر نیروهای داخل صفحه) و خرابی‌های خارج صفحه (تحت اثر نیروهای خارج صفحه) تقسیم‌بندی نمود.

در هنگام وقوع زلزله در دیوارهای موازی با جهت زلزله نیروهای داخل صفحه و در دیوارهای عمود بر آن نیروهای خارج صفحه به وجود می‌آید. البته در واقعیت جهت ارتعاش ناشی از زلزله دقیقاً موازی با یکی از امتدادهای اصلی سازه نمی‌باشد و در نتیجه در اکثر مواقع دیوارها به طور همزمان تحت اثر نیروهای داخل و خارج صفحه قرار می‌گیرند.

خرابی‌های داخل صفحه خرابی‌هایی هستند که در صفحه دیوار به وقوع پیوسته و باعث ایجاد ترک و یا حرکت جانبی در امتداد صفحه دیوار می‌شوند. خرابی‌های خارج صفحه نیز خرابی‌هایی هستند که باعث وقوع خرابی، واژگونی و یا حرکت دیوار در امتداد عمود بر صفحه آن می‌شوند. هر یک از انواع این خرابی‌ها، خود ممکن است به دلایل متفاوت و تحت حالتهای گوناگون رخ دهد که در ادامه به بررسی مفصل‌تر آن پرداخته می‌شود.

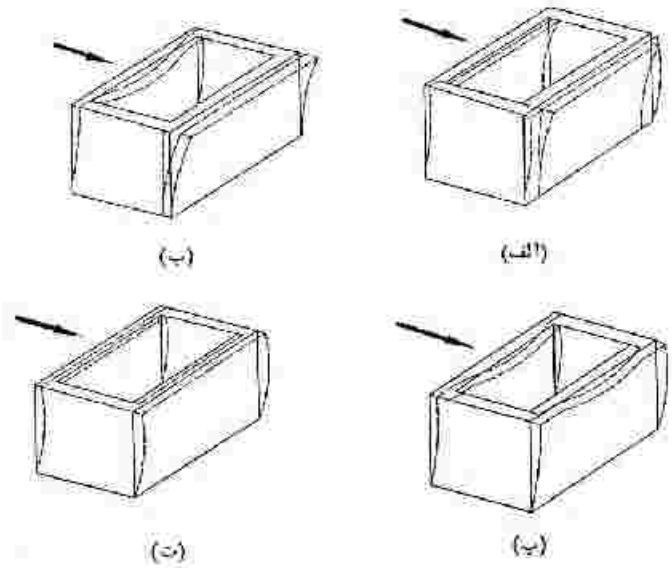
اجزای سازه‌ای ساختمان‌های بنایی که تا قبل از وقوع زمین‌لرزه، اساساً بارهای قائم را تحمل می‌کردند، حال باید بتوانند بارهای افقی را که به صورت لنگر خمشی و نیروی برشی اضافی به سازه وارد می‌شوند را نیز تحمل نمایند. عمده ضعف ساختمان‌های بنایی عدم صلبیت سقف و تغییرمکان دیوارها بعلت انفصال دیوارهای متقاطع و شکم دادن آنها می‌باشد که باعث فروریزش سقف می‌گردد. همچنین بازشوها نقش زیادی در مقاومت دیوار دارند. در ادامه انواع مکانیسم‌های شکست در ساختمان‌های بنایی آجری معرفی شده‌اند.

۸-۲-۱- شکست خارج صفحه

هنگامی که مقاومت کششی دیوار به علت اتصال نامناسب دیوارها با هم کمتر از نیروی وارد به آن باشد ترکهای قائمی در گوشه دیوارهایی که دچار خمش خارج از صفحه شده اند بوجود می‌آید. در این شرایط ارتعاش دیوارها یکنواخت نبوده و دیوارهای خارجی دچار فروریختگی می‌شوند (شکل ۸-۱).

وجود اتصال مناسب بین کلافهای بتنی مسلح در تراز کف و سقف باعث ارتعاش دیوارها به طور همزمان می‌شود (شکل ۸-۱-پ). با این وجود خمش خارج از صفحه دیوارها، باعث کاهش مقاومت ساختمان می‌گردد.

بدیهی است، هنگامی که دیوارها به وسیله دالهای بتنی مسلح صلب و کلاف در تراز سقف به یکدیگر متصل هستند، رفتار بهتری خواهند داشت. در این صورت ارتعاش دیوارها به صورت همزمان انجام می‌گیرد (شکل ۸-۱-ت) و خمش خارج از صفحه دیوارها محدودتر می‌شود. در این حالت هر دیوار از چهار طرف توسط تکیه‌گاههای صلب محصور شده و به مقاومت ساختمان در برابر بارهای جانبی کمک می‌نمایند.



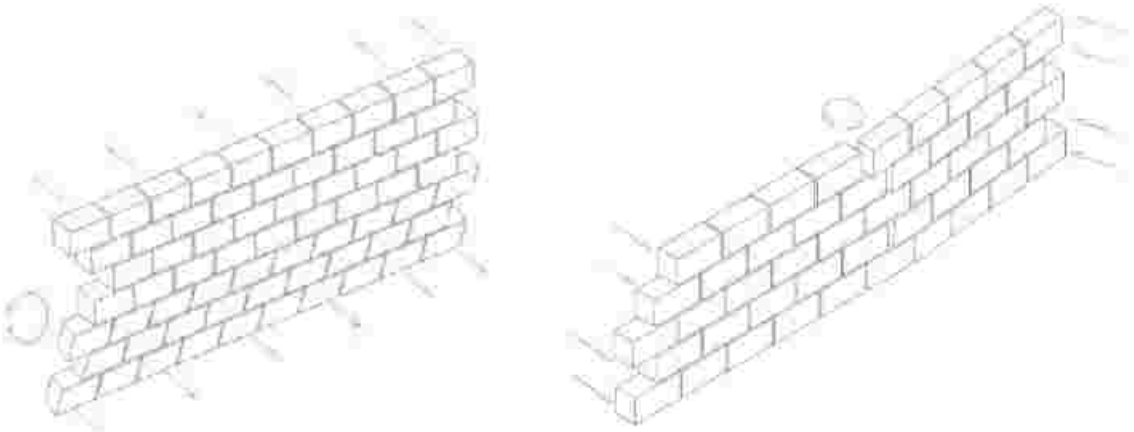
الف و ب) اتصال نامناسب دیوارهای سازه‌ای با یکدیگر (بدون کلاف)

پ) اتصال مناسب دیوارهای سازه‌ای با یکدیگر (با کلاف)

ت) اتصال مناسب دیوارها با سقف توسط دال بتنی صلب

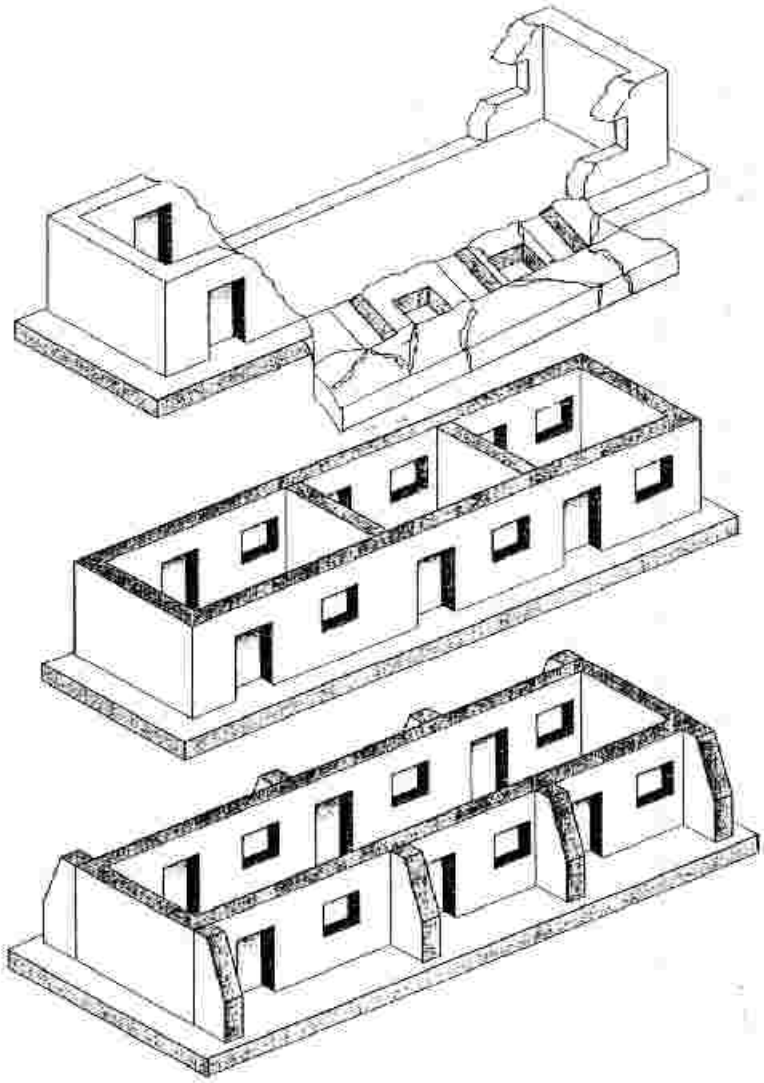
شکل ۸-۱- ارتعاش ساختمان بنایی در حین حرکات زمین لرزه

نیروهای زلزله وارد بر دیوارهایی که در راستای عمودی نیروی زلزله واقع هستند (دیوار عرضی) باعث ایجاد ترکهایی مشابه دال تختی که بر چهار تکیه گاه زمین، سقف و دو دیوار برشی عمود بر دیوار واقع است، می‌گردد. هرگاه فاصله بین دو تکیه‌گاه بالا و پایین زیاد باشد ترکهای خمشی در راستای افقی به وجود می‌آیند (شکل ۸-۲). علاوه بر این چنانچه اتصال دیوار خمشی و دیوارهای متعامد خوب نباشد، در حین زلزله دیوارهای متعامد از هم جدا می‌شوند.



(ب) (الف)

شکل ۸-۲- حالت‌های شکست خارج صفحه دیوار (الف) شکست عرضی (ب) شکست طولی



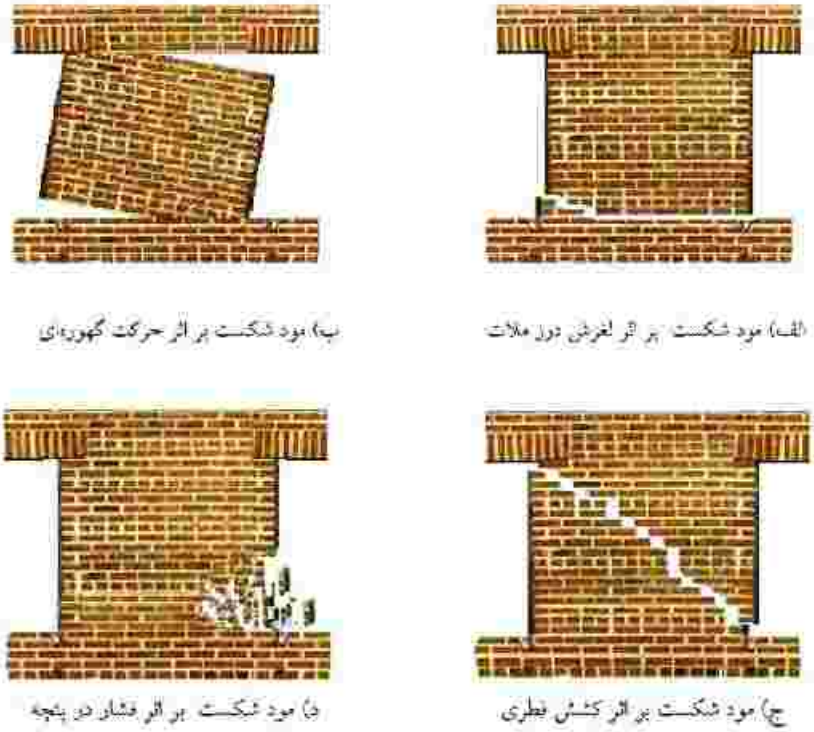
شکل ۸-۳- کاهش خرابی خارج از صفحه در دیوارهای بست‌بنددار

۸-۲-۲- شکست داخل صفحه

نیروهای درون صفحه‌ای که در اثر وقوع زلزله به دیوارهای بنایی وارد می‌شوند، بسته به هندسه آنها (نسبت ارتفاع به طول)، مشخصات مصالح، میزان نیروی محوری و عوامل دیگر ممکن است باعث وقوع انواع متفاوتی از گسیختگی‌های داخل صفحه دیوار شوند. از مهمترین این خرابی‌ها که مورد توجه آیین‌نامه‌های ارزیابی لرزه‌ای هم می‌باشند می‌توان به لغزش افقی درز ملات، ترک خوردگی کششی، حرکت گهواره‌ای و خرابی فشاری پنجه اشاره نمود (شکل ۸-۴).

الف) لغزش درز ملات افقی

این مود خرابی بر اثر پیشرفت ترک افقی در راستای ملات بین آجرها به وجود می‌آید (شکل ۸-۴- الف). در این حالت دیوار در امتداد ملات افقی دچار لغزش می‌شود. این مود خرابی ممکن است به دو صورت اتفاق بیفتد: ۱- لغزش روی صفحه افقی، ۲- لغزش روی صفحه پله‌ای.



شکل ۸-۴- مکانیزم‌های شکست در یک دیوار بنایی

پس از وقوع ترک قطری (شکل ۸-۵) لغزش درز ملات نوعی مود خرابی شکل‌پذیر و با اتلاف انرژی بسیار زیاد در چرخه هیسترزیس می‌باشد. درصورتیکه لغزش درز ملات ادامه پیدا کند و هیچ مود خرابی غیر شکل‌پذیر دیگری رخ ندهد، در محلهای ترک خورده افت مقاومت رخ داده و تا زمانیکه ناپایداری رخ دهد ادامه خواهد یافت. حالت لغزش پله‌ای به طور تئوریک قابل وقوع است ولی در نمونه‌های واقعی به ندرت گزارشاتی از وقوع آن وجود دارد.

شکل ۸-۵- لغزش درز ملات پس از ترک خوردگی قطری

ب) کشش قطری

در این حالت ترک قطری کششی بدون شکل‌پذیری زیاد در دیوار رخ می‌دهد. به طور معمول این حالت در دیوارهای با ملات قوی و آجر ضعیف با نیروی فشاری زیاد ایجاد می‌شود. ترکها در این مود خرابی به صورت ضربدری بوده و از داخل آجرها عبور می‌کنند. در بیشتر اوقات ترک خوردگی به سرعت و به صورت شکست ترد رخ می‌دهد و پس از آن باربری قائم دیوار به سرعت کاهش می‌یابد. حالت دیگر ترک‌خوردگی قطری، ترک‌خوردگی پله‌ای است که در شرایط ملات ضعیف، آجر قوی رخ می‌دهد که در بخش لغزش درز در مورد آن توضیح داده شد.

ج)حرکت گهواره‌ای

در این حالت زمانیکه پاشنه دیوار در اثر خمش زیاد، ترک می‌خورد دیوار مانند جسمی صلب حول پنجه می‌چرخد. این مود خرابی عموماً زمانی رخ می‌دهد که ظرفیت برشی دیوار زیاد، پایه آن لاغر و نیروی فشاری کم باشد. تغییرشکل‌های دیوار در این حالت پس از ترک‌خوردگی زیاد بوده و می‌تواند برای سیکلهای زیادی پایدار باشد. این مود خرابی می‌تواند باعث واژگونی داخل صفحه، افت مقاومت و نرم‌شدگی و تغییرمکانهای خارج صفحه شود.

د)خرابی فشاری پنجه

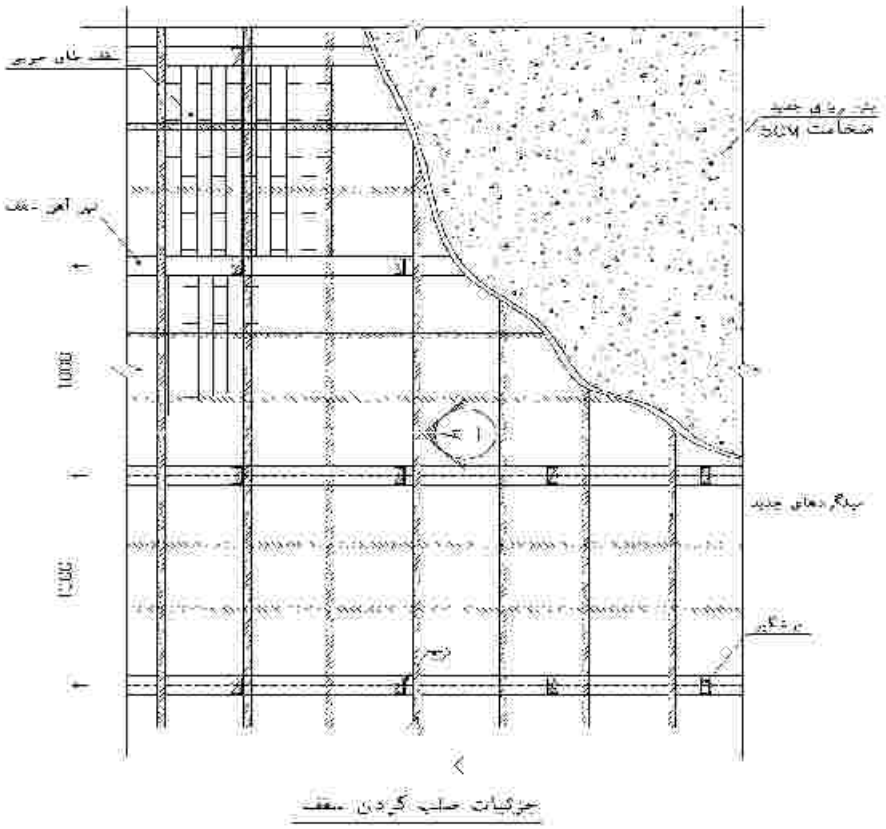
در این حالت در اثر فشار زیاد، پنجه دیوار دچار خردشدگی می‌شود که شکل‌پذیری زیادی برای دیوار به همراه نمی‌آورد و از مودهای غیرشکل‌پذیر محسوب می‌شود. این حالت از خرابی عموماً پس از وقوع حرکت گهواره‌ای و به دلیل چرخش دیوار روی پنجه آن رخ می‌دهد. به همین دلیل بعضی از روش‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بنایی مود خرابی حرکت گهواره‌ای و خرابی پنجه را به طور مشترک مورد بررسی قرار می‌دهند.

۸-۳- روش‌های بهسازی سقف (یکپارچه نمودن سقف)

در کلیه روش‌های تقویت، فرض اساسی این است که سقف به طور یکپارچه عمل می‌کند در غیر اینصورت نمی‌توان از المان‌های لرزه‌ای که در بخشی از ساختمان قرار گرفته برای جذب نیروهای زلزله در بخشهای دیگر استفاده کرد. سقفهای دال بتنی درجا، بتنی پیش ساخته با اتصالات مناسب، سقف تیرچه بلوک و تیرچه‌های فلزی از صلبیت برشی کافی برخوردارند. سقف طاق ضربی، جزء سقفهای ذکر شده نیست و باید منسجم و در صورت نیاز صلب گردد. در سقف‌های طاق ضربی برای ایجاد انسجام و یکپارچگی از روش‌های زیر استفاده می‌شود:

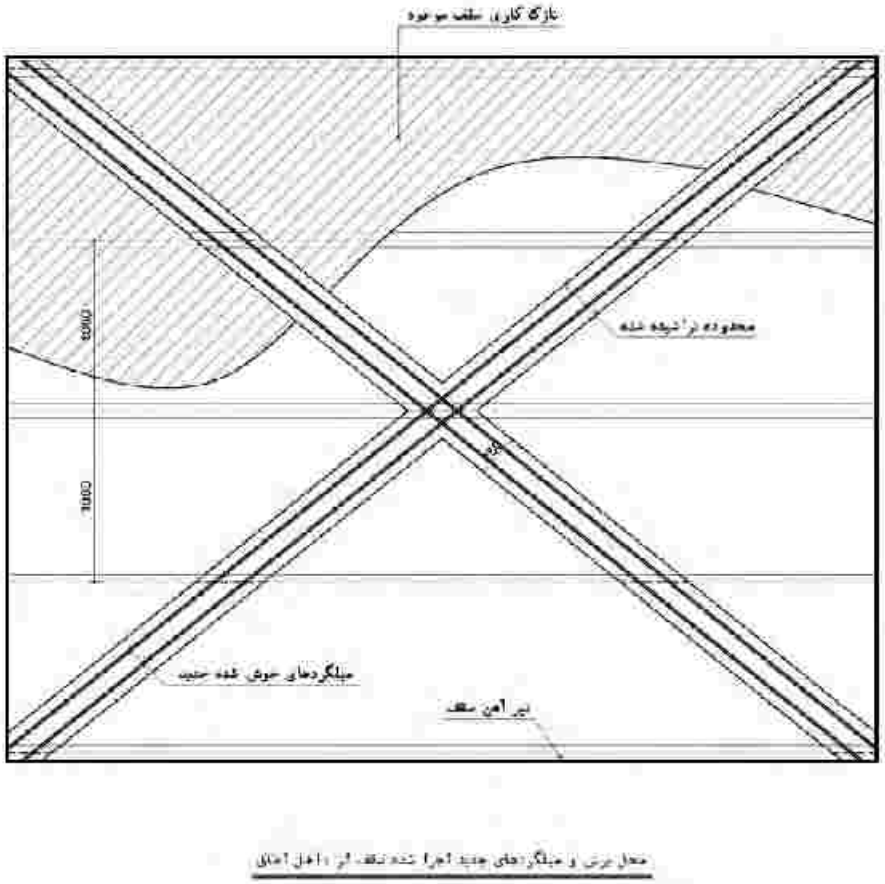
۱. ابتدا خاک، سنگ و نخاله روی آجرها را برداشته و مطابق شکل میلگردهایی را به تیرها جوش می‌دهند. سپس روی سقف بتن می‌ریزیم تا پوششی به ضخامت حداقل ۵ cm روی تیرها ایجاد شود.

در مواردی که استفاده از روش فوق میسر و اقتصادی نباشد می‌توان از روشهای دیگر استفاده نمود، البته درجه صلبیت به اندازه روش گفته شده در بالا افزایش نمی‌یابد.



شکل ۸-۶- بهسازی سقف با بتن روبه

۲. اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری می‌تراشیم و یک جفت میلگرد نمره ۸ یا تسمه را مطابق شکل (۸-۷)، به زیر تیر آهن جوش می‌دهیم.



محل بریدن و میلگردهای جدید اجرا شده سقف از داخل آسانسور

شکل ۸-۷- بهسازی سقف با تسمه فولادی

شرایط انسجام و یکپارچگی برای سقفهای طاق ضربی طبق بند (۳-۱۱-۳-۱) آیین نامه ۲۸۰۰ به صورت زیر بیان شده‌اند:

الف- فاصله بین تیرآهن‌ها از یک متر تجاوز نکند.

ب- تیرآهن باید به گونه‌ای مناسب به کلاف افقی متصل گردد.

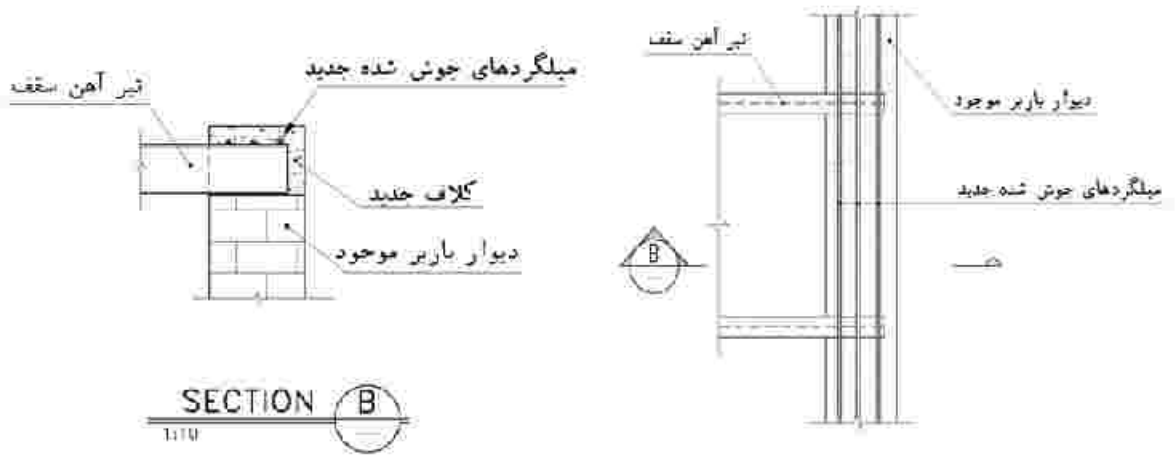
پ- تیرآهن باید بوسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند به طوری که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱/۵ برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ مترمربع تجاوز ننماید.

ت- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه گردد.

ث- حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهنهای سقف و یا استوارکردن آخرین دهانه بکار می‌رود، میلگرد ۱۴ میلیمتری و یا تسمه معادل آن باشد.

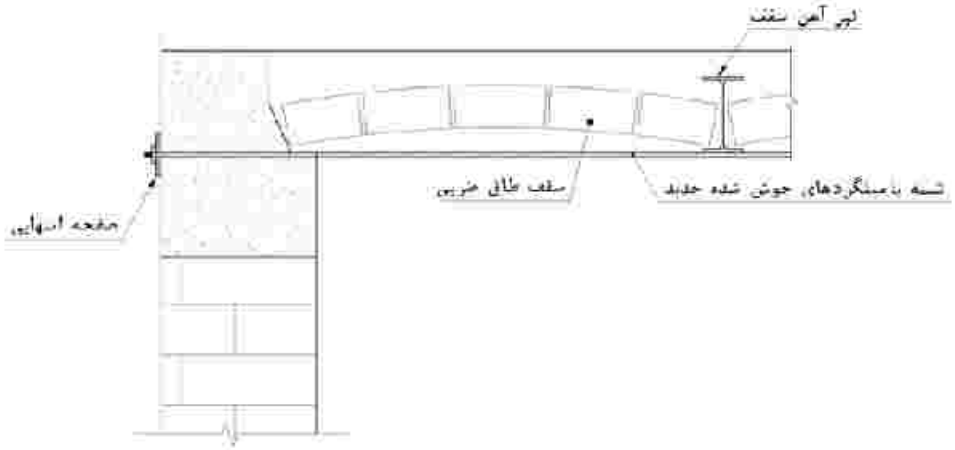
در این روش سقف به صورت کامل صلب نمی‌شود ولی استحکام ویکپارچگی مناسبی در آن بوجود می‌آید.

۳. روی دیوارهای باربر، فاصله بین تیرها را تمیز کرده پس از جوش دادن سه میلگرد نمره ۱۸ به تیرها روی آنها بتن‌ریزی به گونه‌ای انجام می‌شود که کلاف افقی به ارتفاع حداقل ۲۵ cm ایجاد شود.



شکل ۸-۸- بهسازی سقف با ایجاد کلاف جدید

۴. یکی دیگر از راهکارهای بهسازی سقف و منسجم نمودن آن (سقفهای مسطح با طاق ضربی) استفاده از بست‌های افقی است. این بست‌ها باید حداقل در انتهای چشمه‌ها و در یک چهارم دهانه‌ها مطابق شکل قرار گیرند تا برش قوسها توسط این بست‌ها متعادل شود. لازم است که بست‌ها به صورت پیوسته در زیر تمامی دهانه‌ها ادامه یابد.



شکل ۸-۹- بهسازی سقف با مهار باطاق

در بعضی نقاط ایران، سقفها با تیرهای چوبی و کاهگل ساخته می‌شوند. توصیه می‌گردد در صورت امکان، این سقفها برچیده شده و با نوع مناسب‌تری جایگزین گردد. در غیر اینصورت حداقل به روش‌های فوق با تعبیه میلگردهای ضربدری از رو یا زیر و ایجاد کلافهای افقی روی دیوارهای باربر اطراف، اندکی به صلبیت آنها افزوده گردد. لازم به ذکر است که این نوع سقفها یا انواع نظیر آنها مانند سقفهای شیروانی یا ساخته شده از صفحات موجدار فلزی، ماهیتاً از نوع انعطاف‌پذیر هستند.

۸-۴- تقویت ساختمان‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی

روشهای مختلفی برای افزایش سختی و مقاومت سازه‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی وجود دارد که انتخاب هرکدام از این روش‌ها بسته به شرایط ساختمان و سلیقه مهندس طراح انجام می‌شود، البته انتخاب روش مناسب برای تقویت معمولاً تا حد زیادی

تابع مسائل اقتصادی می‌باشد. با توجه به اینکه در ساختمان‌های بنایی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیوارهای باربر سازه می‌باشند، برای تقویت ساختمان در مقابل بارهای لرزه‌ای بیشتر طرح‌های ارائه شده در رابطه با دیوارها می‌باشند.

در زیر به معرفی تعدادی از روشهای موجود برای تقویت ساختمانهای بنایی در مقابل بارهای جانبی می‌پردازیم.

۱- سیستم کامپوزیت FRP

۲- روکش بتنی[1]

۳- تعبیه دیوار برشی

۴- استقرار دیوارهای جدید

۵- استفاده از پشت‌بند

۶- تزریق صمغ اپوکسی یا ملات

۷- تعبیه کلافهای قائم

۸-۴-۱- سیستم کامپوزیت FRP

۸-۴-۱-۱- معرفی سیستم

استفاده از سیستم‌های FRP برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی از حدود اواسط سال ۱۹۸۰ میلادی رواج یافت. در سالهای اخیر استفاده از این سیستم در سراسر جهان به طور چشمگیری رشد نموده است.

سیستمهای FRP با جایگزینی آن به جای تقویت کننده‌های دیگر مانند صفحات فولادی و پوششهای بتنی شکل گرفته است. اعضای سازه‌ای که توسط این سیستم‌ها مقاوم‌سازی می‌شوند عبارتند از تیرها، دالها، ستونها، دیوارها، اتصالات و سازه‌هایی همانند کوره‌ها، دوکش‌ها، طاقها، گنبدها، تونلها، سیلوها، لوله‌ها و خریاها.

۸-۴-۱-۲- مزایا

مزیت اصلی مصالح FRP، نسبت بالای مقاومت به وزن و مقاومت زیاد آن در مقابل خوردگی می‌باشد. مقاومت بالای آنها در عین حال که وزن کمی دارند سبب می‌گردد که جابجایی و حمل و نقل آنها راحت‌تر بوده و هزینه استفاده از آنها کاهش یابد. همچنین مقاوم بودن آنها در برابر خوردگی سبب دوام و پایا بودن عملکرد آنها می‌گردد.

صفحات FRP حداقل دو برابر مقاومت صفحات فولادی را دارا هستند که این مقدار می‌تواند تا ۱۰ برابر مقاومت صفحات فولادی نیز افزایش یابد در حالیکه وزن آنها فقط ۲۰٪ وزن فولاد است.

محدودیت استفاده و کاربرد آنها در مهندسی ساختمان به قیمت بالای آنها برمی‌گردد. البته هزینه و قیمت آنها رو به کاهش است و به این ترتیب استفاده از آنها بیشتر و بیشتر خواهد شد. استفاده از آنها در زمینه مقاوم‌سازی سازه‌ها، هر چند که هزینه بالایی دارد، اما با توجه به هزینه اجرایی کم و نیز سایر مزایای FRP، در کل به عنوان یکی از موثرترین راه‌های مقاوم‌سازی به شمار می‌رود.

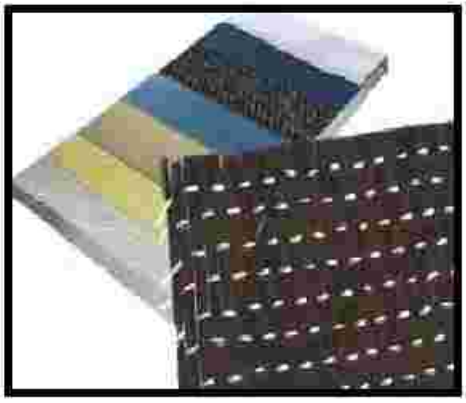
---

[1] Shotcrete

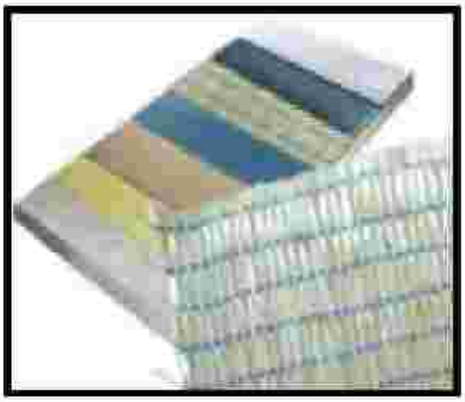
۸-۴-۱-۳- روش‌های ساخت مواد مرکب FRP

FRP مجموعه‌ای از الیاف می‌باشد که توسط رزین به یکدیگر متصل شده‌اند.

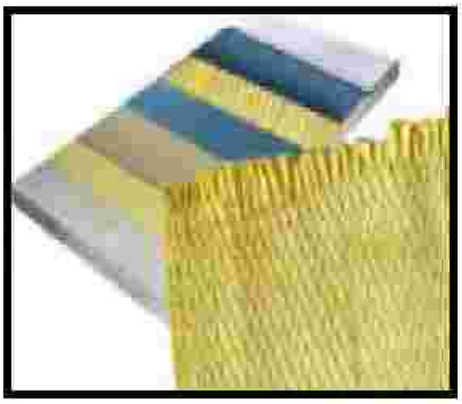
بسته به نوع الیاف مصرفی، FRP به سه نوع الیاف شیشه GFRP، الیاف کربن CFRP و الیاف آرامید AFRP دسته‌بندی می‌شود. رزین‌های مورد استفاده هم عبارتند از پلی‌استر، نیل‌استر و اپوکسی. در اشکال ۸-۱۰ تا ۸-۱۲ انواع مختلف FRP نشان داده شده است.



شکل ۸-۱۰- الیاف کربن



شکل ۸-۱۱- الیاف شیشه



شکل ۸-۱۲- الیاف آرامید

دو روش متداول برای استفاده از FRP در مقاوم‌سازی سازه وجود دارد:

روش اول چسباندن تر می‌باشد. در این روش در محل اجرا، از رزین برای آغشته‌سازی الیاف به هم بافته نشده استفاده می‌گردد. روش دوم استفاده ازمصالح FRP پیش‌ساخته می‌باشد. مصالح پیش‌ساخته‌FRP می‌تواند به اشکال متفاوتی تولید شودکه هم مناسب برای مقاوم‌سازی تیرها در برابر خمش باشد و هم به شکل صفحاتی که بتوان از آنها برای دور پیچ کردن ستونها استفاده کرد.

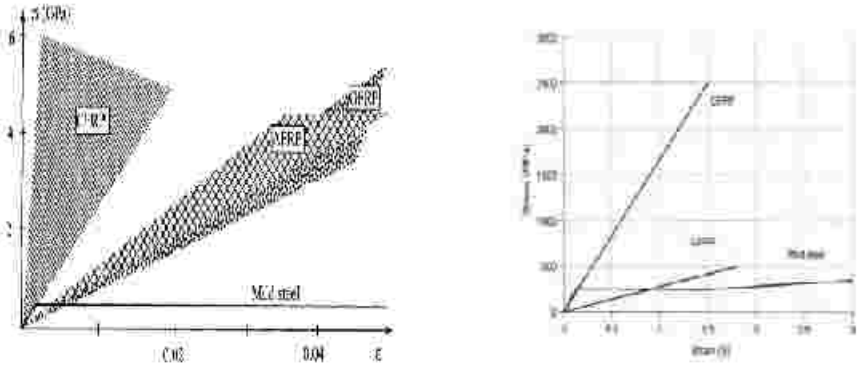
روش چسباندن تر این مزیت را دارد که استفاده از آن در نقاط غیرمسطح و دارای انحنا و نیز لبه‌های مقطع راحت‌تر است. به همین دلیل به نظر می‌رسد که تقویت دیوارهای آجری که معمولاً دارای سطوح غیرمسطح هستند با روش چسباندن تر، مناسب‌تر خواهد بود.

۸-۴-۱-۴- مشخصات مکانیکی مواد مرکب FRP

تاکنون ازهر سه نوع FRP یعنی CFRP، GFRP، AFRP برای مقاوم‌سازی استفاده شده است. جدول ۸-۱ مشخصات مصالح FRP با الیاف یک جهته یا خطی را نشان می‌دهد. باید خاطر نشان کرد که این ارقام و محدوده‌ها برای مصالح معمول و متداول FRP تهیه شده است و ممکن است محصولی خاص در شرایطی خاص، مشخصات دیگر از خود بروز دهد. نمودار تنش- کرنش تک‌محوری انواع الیاف FRP و فولاد در شکل ۸-۱۳ نشان داده شده است.

جدول ۸-۱ مشخصات مکانیکی انواع الیاف

جنس	مشخصات	مدول الاستیسیته (Gpa)	مقاومت کششی (Mpa)	حدنهایی کرنش کششی (%)
کربن	با مقاومت بالا	۲۱۵-۲۳۵	۳۵۰۰-۴۸۰۰	۱/۴-۲
	با مقاومت بسیار بالا	۲۱۵-۲۳۵	۳۵۰۰-۶۰۰۰	۱/۵-۲/۳
	با مدول بالا	۳۵۰-۵۰۰	۲۵۰۰-۳۱۰۰	۰/۵-۰/۹
	با مدول بسیار بالا	۵۰۰-۷۰۰	۲۱۰۰-۲۴۰۰	۰/۲-۰/۴
شیشه	E	۷۰	۱۹۰۰-۳۰۰۰	۵
	S	۸۵-۹۰	۳۵۰۰-۴۸۰۰	۴/۵-۵/۵
آرامید	با مدول متوسط	۷۰-۸۰	۳۵۰۰-۴۱۰۰	۴/۳-۵
	با مدول الاستیسیته بالا	۱۱۵-۱۳۰	۳۵۰۰-۴۰۰۰	۲/۵-۳/۵



شکل ۸-۱۳- نمودار تنش- کرنش تک محوری انواع الیاف (کربن، شیشه و آرامید) و فولاد

۸-۴-۱-۵- رزین ها

رزین‌های پلیمری هم به عنوان ماده نگهدارنده الیاف در ساخت لایه FRP و هم برای چسباندن این لایه‌ها بر روی بتن، آجر و غیره استفاده می‌گردد. کاربرد آنها به عنوان متصل کننده FRP بسیار حیاتی است زیرا چسبندگی ضعیف می‌تواند سبب شکست ناگهانی و غیره منتظره سیستم مرکب شود.

امروزه رزین‌های اپوکسی بسیارقوی تولید می‌شوند، به گونه‌ای که خیلی ازشکست‌های چسبندگی به‌صورت کنده شدن لایه‌ای از بتن یا آجر (یعنی در اثر ضعف بتن یا آجر) رخ می‌دهد. بنابراین مقاومت تعیین‌کننده، مربوط به‌مقاومت ماده‌ای است که چسب قراراست FRP را به آن بچسباند نه مقاومت چسب، درنتیجه شکست یا درداخل بتن و یا در بتن مجاور سطح تماس چسب و بتن، رخ می‌دهد.

۸-۴-۱-۶- ضریب کاهش محیطی برای سیستم‌های FRP با شرایط گوناگون

بجز حالتهای خاص ، خصوصیات مواد FRP که به وسیله سازندگان آنها ارائه می‌شود، عموما به صورت خصوصیات اولیه بوده و اثر شرایط در معرض قرارگیری محیطی تحت زمانهای طولانی بر روی این خصوصیات در نظر گرفته نمی‌شود. به این دلیل خصوصیات مواد FRP مانند خصوصیات کششی، گسیختگی خزشی و پایداری در برابر خستگی، بعد از قرار گرفتن در شرایط محیطی کاهش می‌یابد و لذا این کاهش باید در روابط طراحی لحاظ شود.

همانطور که در جدول ۸-۲ دیده می‌شود، اگر سیستم FRP در مکانی تقریباً کنترل شده و آزمایشگاهی قرار گیرد، ضریب کاهش اعمال شده به مقدار یک نزدیک خواهد بود. اگر FRP در محیطی به شدت نامناسب قرار گیرد، مثلاً جایی که به طور طولانی در معرض رطوبت زیاد، آب شور یا مواد قلیایی باشد، کمترین ضریب کاهش باید استفاده شود.

جدول ۸-۲ ضریب کاهش محیطی برای سیستمهای FRP با شرایط گوناگون

شرایط در معرض قرارگیری	نوع الیاف- رزین	ضریب کاهش محیطی، C_E
شرایط داخلی	کربن - اپوکسی	۰/۹۵
	شیشه- اپوکسی	۰/۷۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۸۵
شرایط خارجی (پلها، اسکله‌ها و پارکینگهای غیر بسته)	کربن - اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه- اپوکسی	۰/۶۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۷۵
محیطهای ناهنجار (کارگاههای شیمیایی و کارخانه‌های تصفیه فاضلاب)	کربن - اپوکسی	۰/۸
	شیشه- اپوکسی	۰/۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۷

۸-۴-۱-۷- مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌ها در سازه

بطور کلی کامپوزیت‌های CFRP دارای خصوصیات بالاتری نسبت به GFRP می‌باشند. اما در عوض کامپوزیت‌های GFRP ارزانتر می‌باشند. جدول ۸-۳ مقایسه کیفی انواع کامپوزیت‌های FRP برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۸-۳ مقایسه کیفی بین الیافهای کربن با مقاومت بالا ، شیشه و آرامید

خصوصیات مصالح	کامپوزیت شیشه	کامپوزیت آرامید	کامپوزیت کربن
مقاومت کششی	خیلی خوب	عالی	خیلی خوب
مقاومت فشاری	ناکافی	خیلی خوب	خوب
مدول الاستیسیته	خوب	خیلی خوب	کافی
رفتار دراز مدت	خوب	خیلی خوب	کافی
رفتار خستگی	خوب	عالی	کافی
ظرفیت کمانش	عالی	کافی	کافی
مقاومت قلیایی	خوب	خیلی خوب	ناکافی

آنچه مسلم است انتخاب نوع مصالح بسته به نوع سازه مورد مقاوم‌سازی و پارامترهای تعیین کننده دیگری از جمله شرایط کاری و هزینه برآورد شده، می‌تواند توسط مهندس طراح مورد بررسی قرار گیرد. جدول ۸-۴ مقایسه کاربردی انواع کامپوزیت‌های FRP برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۸-۴ مقایسه کاربردی انواع الیاف

اعضا	کاربرد	کامپوزیت آرامید	کامپوزیت شیشه	کامپوزیت کربن
تیر	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
دال	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
ستون	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
	ضربه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب
	لرزه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب
دیوار	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
	ضربه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب
	لرزه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب

۸-۴-۱-۸- روش و تکنیک مقاوم‌سازی با FRP

تکنیک پایه مقاوم‌سازی با FRP که در طیف گسترده‌ای به کار می‌رود، شامل روش چسباندن نوارهای تولید شده پیش‌ساخته است. نکته‌ای که در اینجا وجود دارد این است که در راستای نوارهای FRP و یا الیافی که به کمک رزین در محل به کامپوزیت FRP تبدیل می‌شوند باید تا حدی که امکان اجرایی وجود دارد، در جهت محور اصلی تنشهای کششی عضو باشد.

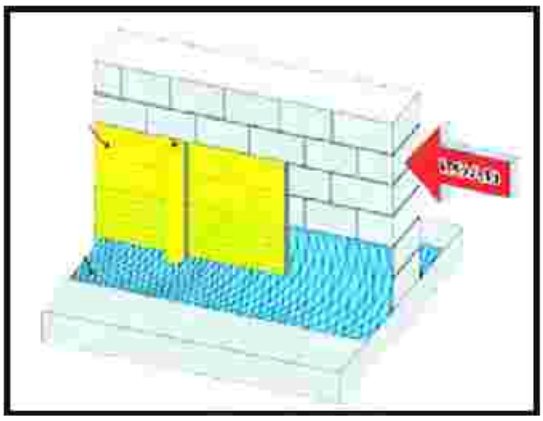
در ادامه به بررسی رفتار و نحوه صحیح قرارگیری FRP در دیوارهای آجری می‌پردازیم.

۸-۴-۱-۸-۱- تقویت دیوارهای آجری بدون اعضای بتنی یا فولادی محیطی

الف: تقویت برشی

دیوارهایی که نسبت بعدی (ارتفاع به طول) کمی دارند دچار شکست برشی شده و ترکهای قطری در آنها ظاهر می‌شوند. مود شکست در این حالت به صورت ترد در دیوار رخ می‌دهد.

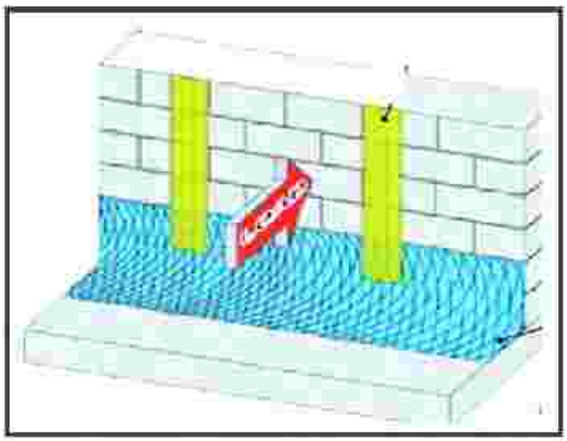
برای جبران ضعف برشی دیوار، صفحات FRP در راستای طول دیوار و به صورت افقی در دو وجه دیوار نصب می‌گردد. نحوه عملکرد FRP بدین صورت می‌باشد که پس از ایجاد ترکهای برشی در دیوار، کرنش در FRP در آن منطقه افزایش یافته و نیروها به FRP منتقل می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که تقویت برشی دیوار با صفحات FRP سبب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری دیوار می‌گردد (شکل ۸-۱۴).



شکل ۸-۱۴- تقویت برشی دیوار با FRP

پ: تقویت خمشی

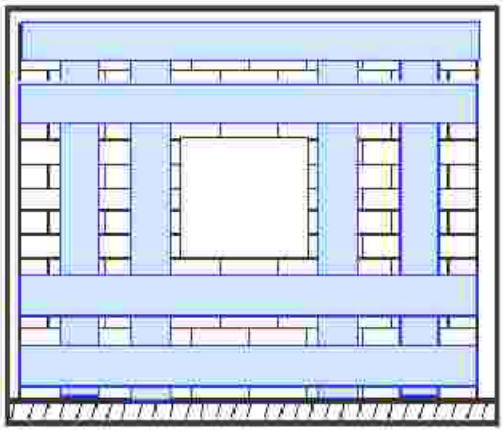
برای جبران ضعف خمشی دیوار، صفحات FRP در راستای ارتفاع و به صورت قائم در دو طرف نصب می‌گردد (شکل ۸-۱۵).



شکل ۸-۱۵- تقویت خمشی دیوار با FRP

در صورتیکه FRP به منظور افزایش مقاومت خمشی بر روی دیوار به صورت ارتفاعی استفاده شود، لازم است که انتهای آن به نحو مناسبی در پای دیوار مهار گردد تا نیروهای درون این صفحات به تکیه‌گاه پای دیوار انتقال یابد. برای مهار انتهای صفحات خمشی می‌توان از مقطع نبشی فولادی در مجاورت تکیه‌گاه دیوار که بر آن پیچ می‌گردد و یا از صفحه برشی FRP عمود بر لایه FRP خمشی در انتهای لایه استفاده نمود.

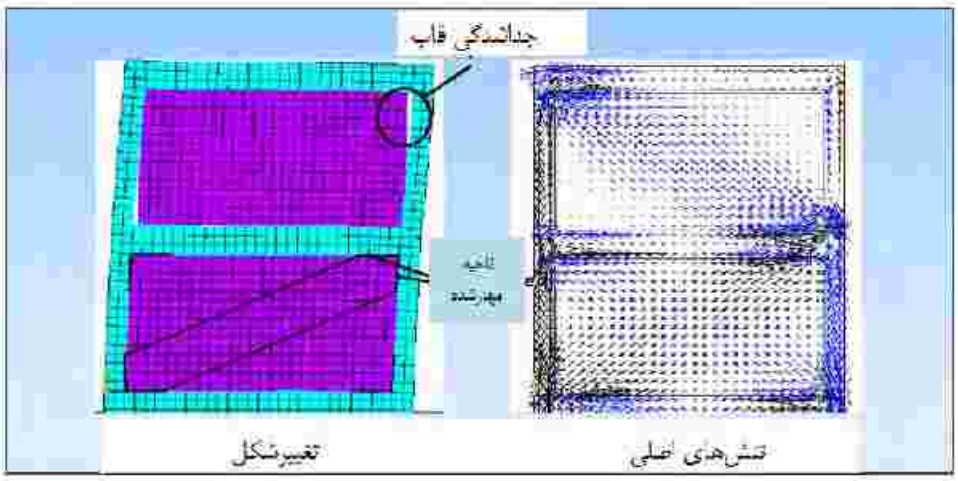
در صورتیکه از هر دو تقویت خمشی و برشی به صورت قرارگیری الیاف به طور افقی و عمودی بر روی دیوار به صورت توام استفاده گردد افزایش سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بیشتر از حالتهای قبل است. در این سیستم قرارگیری الیاف به صورت افقی خود مهار کننده الیاف خمشی می‌باشند (شکل ۸-۱۶).



شکل ۸-۱۶- تقویت برشی و خمشی همزمان با استفاده FRP

۸-۴-۱-۸-۲- تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی

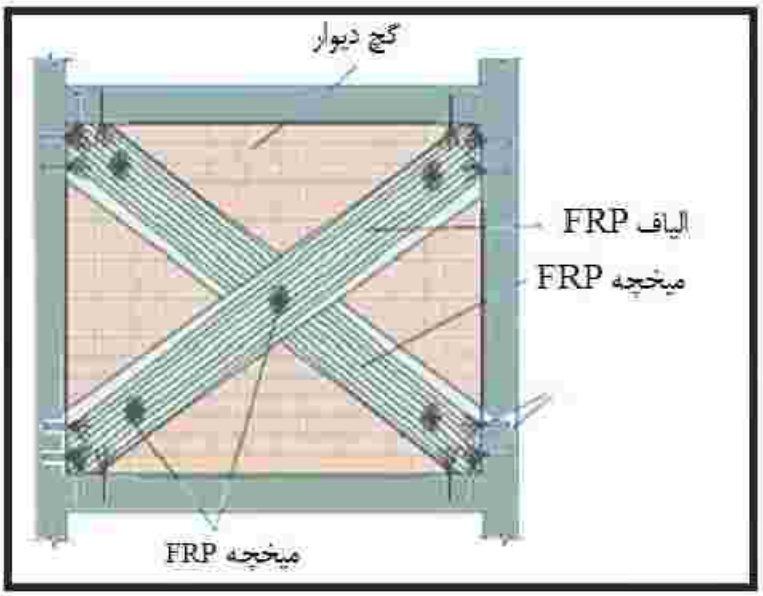
این گونه از دیوارها رفتاری کاملاً متفاوت با دیوارهای آزاد بدون عناصر محیطی دارند و در هنگام اعمال بارهای جانبی در امتداد صفحه دیوار، بین آنها و عناصر احاطه کنندمشان اندرکنش بوجود می‌آید و راستای تنشهای کششی از حالت افقی به حالت قطری عوض می‌گردد (شکل ۸-۱۷).



شکل ۸-۱۷- رفتار دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی

همچنین در حالتی که بارهای جانبی در امتداد عمود بر صفحه دیوار، بر آن اعمال می‌گردد رفتار دیوار شبیه به دال تخت می‌باشد و بر اثر لنگرهای خمشی ایجاد شده ترکهایی پدیدار می‌شود که مشابه خطوط سیلان در دالهای تخت است.

قطرهای دیوار در حالتی که توسط اعضای بتنی یا فولادی احاطه شده است احتیاج به تقویت داشته و ترک‌خوردگی و شکست در این ناحیه اتفاق می‌افتد. لذا برای تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی، الیاف FRP به صورت قطری روی دیوار چسبانده می‌شود (شکل ۸-۱۸).



شکل ۸-۱۸- تقویت برشی و خمشی دیوارهای آجری با اعضای محیطی

در شکل ۸-۱۹ چند نمونه از تقویت‌های اجرا شده و نحوه نصب الیافها روی این نوع دیوارها ملاحظه می‌گردد.

شکل ۸-۱۹- نحوه اجرا و نصب نوارهای FRP

۸-۴-۲- روکش بتنی

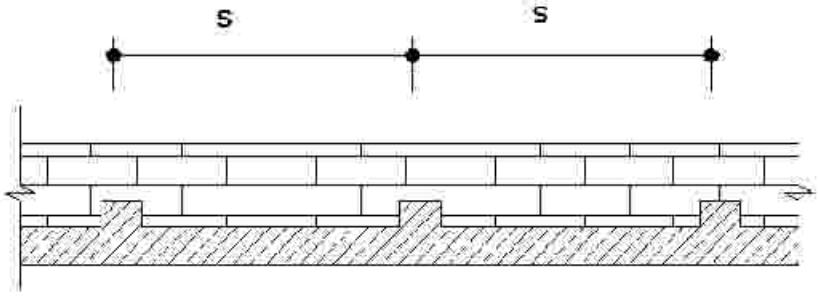
یکی از روشهای موثر تقویت ساختمانهای موجود ایجاد روکش بتنی روی دیوارهاست. در این روش شبکه‌ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب می‌شود و سپس بر روی آن بتن می‌پاشند.

استفاده از روکش بتنی برای سازه‌های بتنی و آجری نتایج مفیدی دربرداشته و تجربه نشان می‌دهد که بتن پاشیده شده به خوبی درزها را پر کرده، اتصال و چسبندگی مناسبی را فراهم می‌آورد. در این روش سطوح آجری کاملاً تمیز می‌شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می‌گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را کمی تر می‌کنند اما نه چندان که بتن فرو ریزد.

همچنین قبل از شروع، قسمتهایی از زیرکار را که خرد شده یا سست است تراشیده و عمل پاشش در چند لایه صورت می‌گیرد تا گودشدگی به حداقل برسد و در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گودشدگی، برآمدگی و یا پوسته شدن، انجامیده است بتن تراشیده، دوباره پاشیده می‌شود.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می‌توان مقاومت لرزه‌ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می‌توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروی جانبی زلزله را بگیرند.

برای ایجاد روکش بتنی باید در دیوار شیارهای قائم ایجاد کرد تا پس از پاشیدن بتن این شیارها همچون کلاف قائم عمل کرده و علاوه بر تقویت مقاومت خمشی دیوار، روکش بتنی و دیوار آجری را به طور مناسبی با هم یکپارچه کنند (شکل ۸-۲۰).

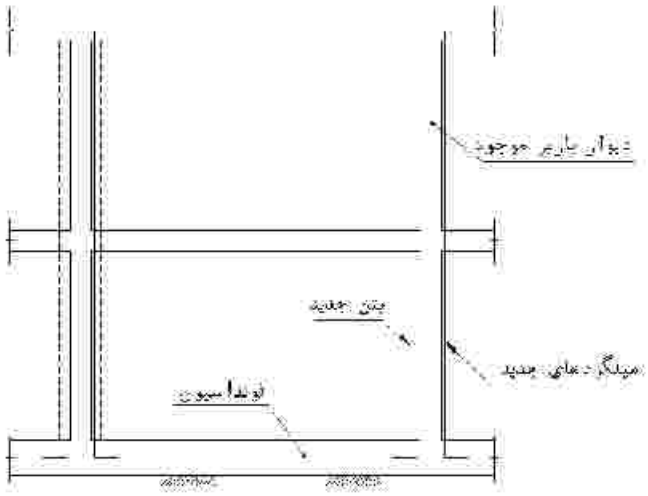


شکل ۸-۲۰- اجرای کلاف یا روکش بتنی

فاصله کلافهای قائم S می‌تواند بین ۲ تا ۲/۵ متر باشد. در کنار بازشوها حتماً باید کلاف قائم قرار گیرد. ایجاد کلاف افقی گرچه می‌تواند عملکرد روکش را بهبود بخشد اما به سبب آنکه بارهای قائم به دیوار آجری وارد می‌شوند، کندن شیار افقی می‌تواند خطرناک باشد و لذا استفاده از کلافهای افقی ایجاد شده با روکش بتنی توصیه نمی‌شود.

در موردی که ایجاد روکش در سطوح بیرونی ممکن نباشد باید سطوح داخلی را روکش کرد. باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف، روکش قطع می‌شود و در نتیجه نیروهای خمشی وارد به روکش در طبقه بالا به طبقه پایین منتقل نمی‌شوند.

برای رفع این نقص می‌باید در نقاطی غیر از تکیه‌گاه تیرها ، آجرهای سقف برداشته و میلگردها را از آن عبور داد تا دیوار برشی به صورت شکل ۸-۲۱ درآید. همچنین می‌توان از نبشی‌های زیر و روی سقف استفاده نمود این نبشی‌ها توسط بولت به یکدیگر متصل شده و میلگردهای روکش بتنی به آنها جوش می‌شوند.



شکل ۸-۲۱- اجرای روکش بتنی برای طبقات

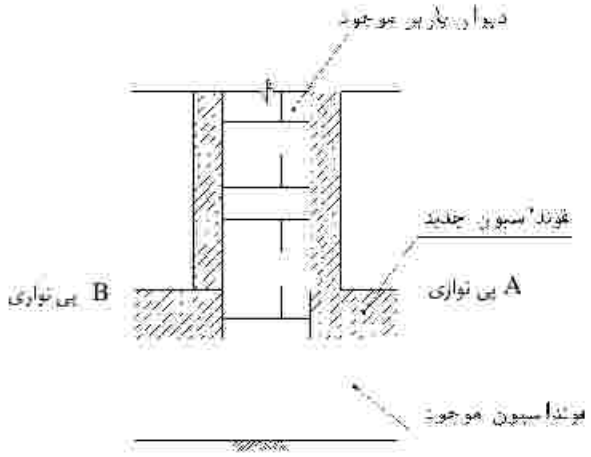
باید توجه داشت که میلگردهای قائم نیز باید به پی متصل شوند.

نکته: چنانچه هر دو سطح دیوار آجری روکش شود، مقاومت جانبی بسیار بهتری حاصل می‌شود، به ویژه اگر این دو روکش با سوراخ کردن دیوار و قراردادن میلگرد رابط به هم وصل شوند.

۸-۴-۲-۱- تقویت پی دیوارهای روکش شده

نیروی افقی حاصل از زلزله که به دیوارهای روکش شده وارد می‌شود باید به زمین منتقل گردد. بدین منظور می‌توانیم از ایجاد پی نواری بتنی روی فونداسیون دیوار موجود استفاده نماییم.

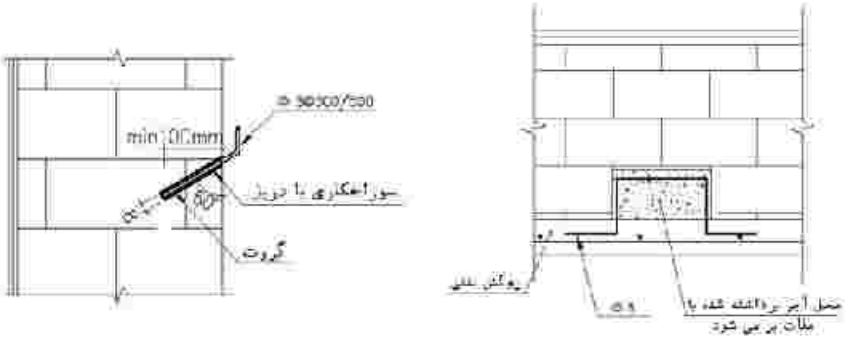
در دیوارهایی که دو طرفشان روکش شده، در دو سمت دیوار پی نواری بتنی A و B را قرار داده و به منظور حفظ انسجام مجموعه، در فواصل معینی دیوار را سوراخ کرده و دو قسمت را به هم متصل می‌کنیم (شکل ۸-۲۲).



شکل ۸-۲۲- فونداسیون روکش بتنی

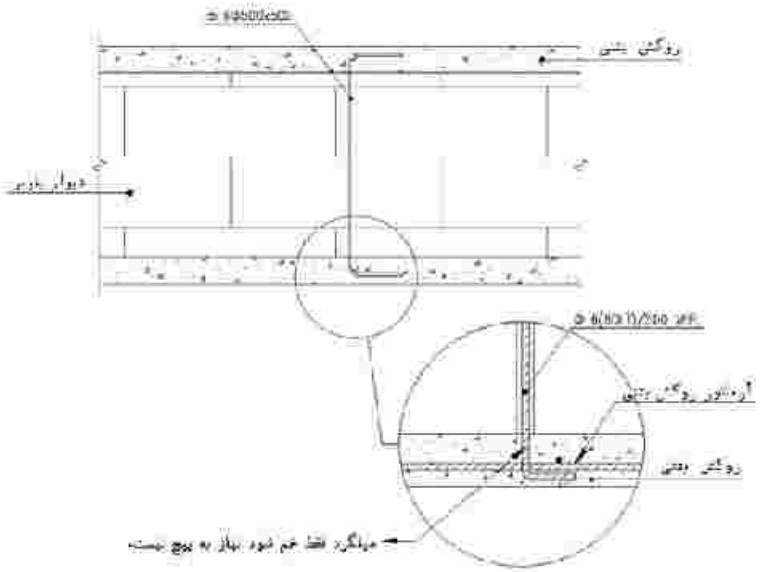
۸-۴-۳-۲- اتصال میلگردهای روکش بتنی به دیوار بنایی

برای اتصال شبکه آرماتورها به دیوار از برشگیرهایی که به دیوار متصل می‌شوند استفاده می‌گردد. این برشگیرها با زاویه‌ای به دیوار متصل شده و اطراف آنها با گروت پر می‌شود. جهت اتصال بهتر شبکه آرماتور بهتر است برشگیرها به صورت عصایی شکل خم شوند (شکل ۸-۲۳).



شکل ۸-۲۳- نمونه‌ای از اتصال شبکه آرماتورهای روکش بتنی به دیوار(برشگیرها)

در روکش‌های دورو برای اتصال میلگردهای روکش بتنی از میلگردهائی که از داخل دیوار عبور می‌کنند، مطابق شکل ۸-۲۴ استفاده می‌کنند.

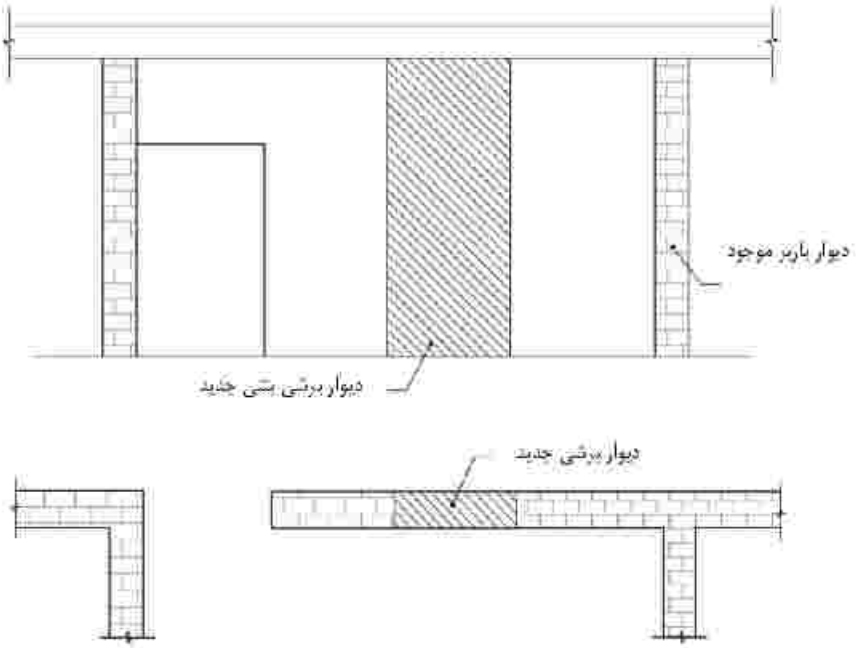


شکل ۸-۲۴- نمونه‌ای از اتصال روکش دورو

۸-۴-۳- تعبیه دیوار برشی

پس از اینکه سقف را یکپارچه (صلب) ساختیم، می‌توانیم با استفاده از دیوارهای برشی ساختمان را در یک یا هر دوجهت مقاوم کنیم. برای مقاوم‌سازی به این روش ابتدا باید بخشی از دیوار موجود را برداشته و بجای آن دیوار برشی بتنی مسلح ساخته شود. (شکل ۸-۲۵).

مقاومت این دیوار برشی با استفاده از روشهای محاسباتی موجود برای دیوار بتن مسلح محاسبه می‌شود.



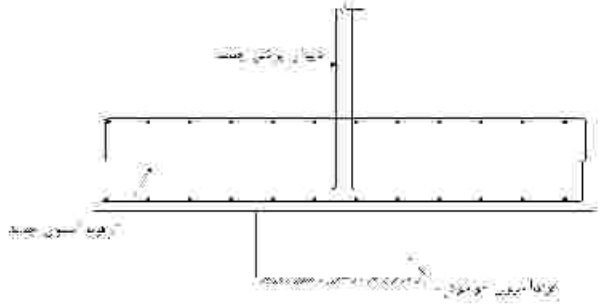
شکل ۸-۲۵- جایگزین کردن دیوار برشی جدید به جای دیوار بنائی

۸-۴-۳-۱- اتصال دیوارهای برشی در طبقات

چنانچه دیوار برشی در بیش از یک طبقه از ساختمان امتداد داشته باشد باید حتماً از سقف عبور نماید و با طبقه بعدی به طور یکپارچه عمل کند. بدین منظور باید سقف را تراشید و میلگردها را عبور داد؛ در صورت وجود تیرآهن در سرراه، آن را درون بتن غرق می‌کنیم (به طور کامل اطراف آنرا بتن فرا می‌گیرد).

۸-۴-۳-۲- پی دیوارهای برشی

دیوارهای برشی به دلیل مقاومت فوق‌العاده‌شان، برای تحمل نیروی زلزله بخش بزرگی از ساختمان کافی هستند. به همین سبب مسئله مهم در مورد آنها طراحی پی است که باید این نیروی بزرگ را به زمین منتقل کند. توصیه می‌شود بجای تعریض پی دیوارهای موجود، بخشی از کف اتاق را مطابق شکل ۸-۲۶ بتن‌ریزی کرد و آن را به عنوان پی دیوار برشی مورد استفاده قرارداد.



شکل ۸-۲۶- پی جدید دیوار برشی

۸-۴-۳-۳- مقایسه روش تقویت روکش بتنی با روش تعبیه دیوار برشی

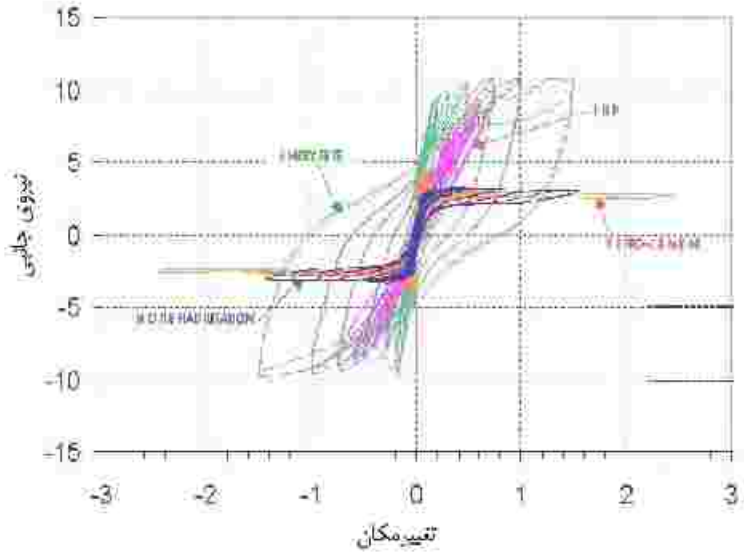
اگر از روش تقویت روکش بتنی استفاده نماییم، اولاً دیوارهای موجود تخریب نمی‌گردند و ثانیاً از دیوار آجری قدیمی به عنوان قالب استفاده می‌شود.

استفاده از روکش بتنی و دیوارهای برشی باعث افزایش وزن ساختمان می‌گردد برای اینکه دیوارهای برشی بتوانند نیروی جانبی ساختمان را به طور کامل تحمل کنند باید سقف سازه صلب باشد ولی در روکش بتنی نیاز به صلب بودن سقف نمی‌باشد.

اگر از روش دیوار برشی استفاده شود برای دیوارهای آجری باقیمانده با طول بیش از ۵ متر نیاز به تعبیه کلاف قائم داریم ولی در روش روکش بتنی کلاف قائم نیز به‌وجود می‌آید.

در روش اجرای دیوار بتنی از فضای اطاقها کاسته نمی شود ولی در روش روکش بتنی از فضای اطاقها به علت افزایش ضخامت دیوار کاسته می‌شود.

در شکل ۸-۲۷ ظرفیت شکل‌پذیری روش‌های فوق با یکدیگر مقایسه شده است.

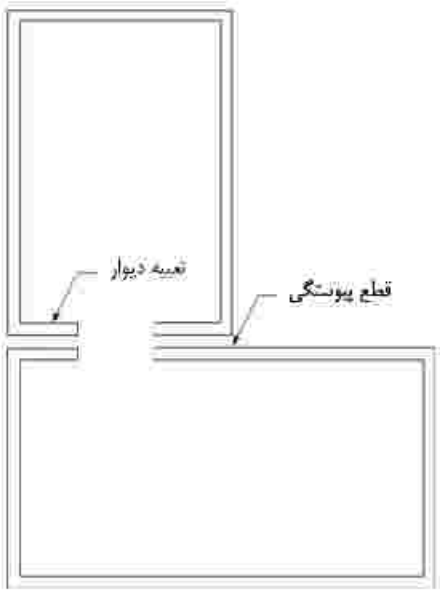


شکل ۸-۲۷- مقایسه رفتار روکش بتنی، FRP و دیوار برشی

۸-۴-۴- استقرار دیوارهای جدید

در حین زلزله، ساختمانهای نامتقارن در معرض اثرات پیچش واقع می‌شوند. با جداسازی قسمتهایی از ساختمان می‌توان مرکز جرم را بر مرکز سختی منطبق نمود که در این صورت پیچش در ساختمان اتفاق نمی‌افتد. همچنین با ایجاد دیوارهای جدید (مصالح بنایی) مانند شکل ۸-۲۸ می‌توان واحدهایی را به طور اختصاصی قرینه نمود.

ضمناً استقرار دیوارهای متقاطع، قدرت باربری بیشتری برای دیوارهای طویل ساختمانهایی نظیرخوابگاهها، مدارس و غیره فراهم می‌نماید. تنها باید دقت شود که تغییرات معماری بوجود آمده باعث از بین رفتن کاربری‌های منتظر نگردد.



شکل ۸-۲۸- ایجاد دیوار جدید و رفع نامنظمی در پلان

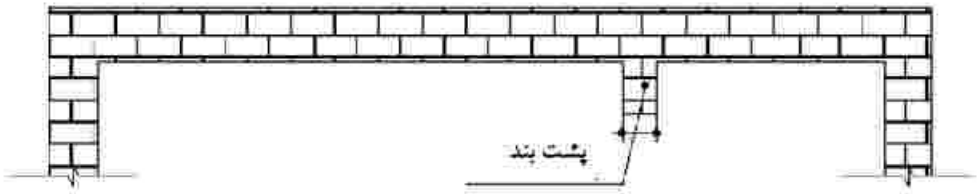
مساله اصلی در این چنین اصلاحاتی، ایجاد گیرداری بین دیوارهای جدید و قدیم می‌باشد. عموماً با استفاده از کلیدهای فولادی و بتنی تعبیه شده در دیوارهای قدیمی این گیرداری تامین می‌شود.

در استقرار دیوارهای جدید باید به یک نکته توجه داشت که دیوار جدید باید در طول مدت بهره‌برداری ساختمان مستقر بوده و هیچگاه برداشته نشود. بنابراین در مقاوم‌سازی ساختمانهایی که امکان تغییر کاربری دارند باید همواره به این نکته توجه نمود که پس از تغییرات کاربری دیوارهای جدید از معماری ساختمان حذف نشود.

۸-۴-۵- استفاده از پشت بند

دیوارهای عمود بر دیوار سازه‌ای، پشت‌بند نامیده می‌شود که از شکست و جداشدن دیوارهای طویل جلوگیری می‌کنند.

براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، دیواری به عنوان پشت‌بند تلقی می‌شود که ضخامت آن حداقل ۲۰ سانتیمتر و طول آن با احتساب ضخامت دیوار سازه‌ای حداقل برابر $\frac{۱}{۶}$ بزرگترین دهانه طرفین پشت‌بند باشد.



شکل ۸-۲۹- ایجاد پشت‌بند

آیین نامه ۲۸۰۰ ایران حداکثر طول مجاز دیوار سازه‌ای بین دو پشت‌بند را ۳۰ برابر ضخامت آن معرفی می‌نماید مشروط برآنکه این مقدار از ۸ متر تجاوز نکند. در حالتی که دیوار سازه‌ای، شرایط ذکر شده را ارضا نکند و یا از نظر مقاومت خمشی (پرتاب خارج از صفحه دیوار) ضعیف باشد می‌توانیم با ایجاد پشت‌بندهای جدید و مهار آن به نحو مناسبی با دیوار سازه‌ای، طول دیوار سازه‌ای را کاهش داده و ساختمان را تقویت نماییم.

برای اتصال پشت‌بند به دیوار، بهتر است از میلگردهای مهاری به عنوان گیره استفاده شود. گیره‌ها هر چند رج در میان، دو دیوار را به یکدیگر متصل می‌نمایند و در مقایسه با رفتار اتصال آجر به آجر (هشت گیر) در زلزله، از نرمی بیشتری برخوردارند و در تمام مدت زلزله پایدار باقی می‌ماند.

۸-۴-۶- تزریق صمغ اپوکسی یا ملات

تکنیک تزریق صمغ اپوکسی برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و بنایی بکار گرفته می‌شود. هدف این تکنیک پرنمودن ترکها و در نتیجه رفع نواقص پیوستگی بین قسمتهای مختلف ناشی از ترکهاست.

همچنین در کشور ما، به هنگام آجرچینی دیوارهای بنایی، درزهای قائم بین آجرها توسط ملات کاملاً پر نمی‌شوند. روشهای تزریق صمغ یا ملات علاوه بر پرکردن ترکها، باعث پرشدن این درزها نیز می‌گردد. به نظر می‌رسد این عمل مقاومت دیوار در مقابل گسیختگی خارج از صفحه را تا چندین برابر افزایش دهد.

ملاتها ترکیبی از سیمان پرتلند، آهک و آب، یا اسلامپ بالا هستند. ملاتها را در درزها و ترکهای با عرض بزرگتر از ۳ میلیمتر و اکثراً در مواقعی که مسائل اقتصادی مهم است، بجای اپوکسی به کار می‌برند. ترکهای ریزتر یا ژل اپوکسی یا به صورت خشک پر می‌شوند. سپس ملات بنایی با فشار پایین، درون حفره‌های سازه پمپاژ می‌شوند. در این عملیات مقدار قابل توجهی از مواد، درون درزها و حفره‌های بین واحدهای آجری جریان می‌یابد. اسلامپ بالا برای جریان انداختن ملات درون ترکها و همچنین آب کافی در ملات برای هیدراسیون سیمان پس از جذب آب آن توسط آجرها یا بلوکهای مورد نیاز می‌باشد.

تزریق اپوکسی چسبناک در ترکهای با عرض ۰/۱۲ میلیمتر امکان‌پذیر می‌باشد. اما مصالح اپوکسی برای ترمیم سازه‌های بنایی بسیار گران تمام می‌شود. زیرا اپوکسی درون تمام حفره‌ها، سوراخها و درزها به همان خوبی ترکها جریان می‌یابد و مصرف را بالا می‌برد. این نوع جریان نیازمند مقدار زیادی اپوکسی است که هزینه بالایی دارد. مقاومت کششی صمغهای اپوکسی تا ۳۵ مگاپاسکال (۳۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع) نیز می‌باشد.

۸-۴-۷- تعبیه کلافهای قائم

پس از تسلیح، موثرترین روش مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی ایجاد کلاف پیرامون آنها می‌باشد. در این صورت دیوار کلاف بندی شده عملاً مانند قاب مرکب رفتار کرده و عضو لرزه‌ای تلقی می‌گردد، از آن گذشته ایجاد کلاف بندی به انسجام و یکپارچگی ساختمان نیز کمک می‌نماید.

چنانچه در ساختمان، کلاف افقی در بالا و پایین دیوارها موجود باشد، اجرای کلاف قائم بسیار راحت خواهد بود. در این صورت در فواصل ۳ متری شیارهای قائمی در دیوارها ایجاد شده، آنگاه سوراخهای قائمی نیز داخل کلافهای افقی جهت عبور میلگردها در محل اتصال با کلاف قائم تعبیه می‌گردد.

میلگردهای طولی در کلاف قائم از سوراخهای تعبیه شده در کلافهای افقی عبور و اطراف آنها با دوغاب سیمان، گروت و یا انواع ملاتهای منبسط شونده پر می‌گردد. از شیارهای ایجاد شده در دیوار نیز به عنوان قالب بتن استفاده می‌شود.

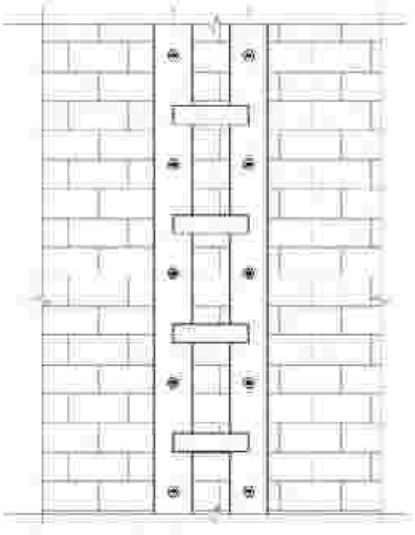
مجموعه ایجاد شده قاب بتنی را تشکیل می‌دهند که دیوار بنایی را در برمی‌گیرد. ابعاد و سایر مشخصات کلافها باید با ضوابط مندرج در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران تطبیق داشته باشد.

برای اجرای کلاف قائم در وسط دیوارها می‌توان از دو ورق به عرض ۱۰ سانتیمتر و ضخامت ۵ میلیمتر در دو طرف دیوار استفاده کرد. این ورق‌ها در فواصل ۵۰ سانتیمتری باید توسط میلگرد به دیوار متصل شوند. این دو ورق با بست‌هایی با ابعاد متناسب در هر ۵۰ سانتیمتر به یکدیگر متصل می‌شوند.

مراحل اجرا به صورت زیر می‌باشد:

- تازک‌کاری در محل اجرا برداشته می‌شود.
- سوراخهای سرتاسری به قطر ۸ میلیمتر در فواصل ۵۰ سانتیمتری از یکدیگر ایجاد می‌شوند.
- سوراخهای مناسب در ورق برای اتصال ورقهای کلاف به دیوار ایجاد می‌شوند.
- ورقهای یک طرف دیوار بوسیله آرماتورهای رابط به فواصل ۵۰ سانتیمتر به دیوار نصب می‌شوند.
- از سمت دیگر آرماتورهای داخل کلاف با ملات مناسب منبسط شونده یا گروت پر شده و ورقهای آن نصب می‌شوند.

نحوه نصب پروفیل در دو طرف دیوار به یکدیگر به گونه‌ای باشد که در صورت جابجایی المان بنایی انسجام کلاف تعبیه شده حفظ شود.



شکل ۸-۳۰- ایجاد کلاف قائم توسط ورقهای فولادی

۸-۵- بهسازی سیستم سازه‌ای ساختمان از طریق کامل نمودن مسیر بار، رفع نامنظمی‌ها در پلان یا ارتفاع

مطالعه رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که عملکرد ساختمان‌ها نسبت به تغییرات کوچکی در تقارن شکل کلی ساختمان، بسیار حساس می‌باشد و انقطاع در مسیر انتقال بار و همچنین نامنظمی در پلان و ارتفاع منجر به خرابی سازه می‌گردد. برای رفع نامنظمی و کامل نمودن مسیر انتقال بار مطابق فصل سوم عمل می‌گردد و در اینجا تنها به موارد نامنظمی ساختمان اشاره می‌گردد.

۸-۵-۱- نامنظمی در پلان

نامنظمی در پلان ساختمان، باعث تولید نیروهای پیچشی در ساختمان تحت اثرنیروهای جانبی می‌گردد. این نیروهای پیچشی به همراه نیروهای افقی ناشی از انتقال جانبی ساختمان، باعث وارد آمدن نیروهای اضافی قابل ملاحظه‌ای برعناصر باربر سازه‌ای گشته و می‌تواند منجر به خرابی گردد. مطابق با بند ۱-۸-۱-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰، ساختمان‌هایی با مشخصات ذیل در گروه ساختمان‌های منظم در پلان قرار می‌گیرند:

۱- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آن‌ها قرار دارند، باشد و در صورت وجود فرورفتگی یا پیشامدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

۲- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

۳- تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

۴- در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

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

۸-۵-۲- نامنظمی در ارتفاع

نامنظمی قائم در ساختمانها شامل طبقه ضعیف، نامنظمی هندسی و نامنظمی در وزن طبقات می باشد که سبب اعمال نیروی قابل ملاحظه اضافی به برخی از اعضا در این طبقات می‌گردد.

مطابق با بند ۱-۸-۱-۲ آیین نامه ۲۸۰۰، اختمان‌های بامشخصات زیر در گروه ساختمان‌های منظم در ارتفاع قرار می‌گیرند:

۱- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد بطوریکه جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

۲- سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی ۳ طبقه روی خود نباشد، به عبارت دیگر هیچ طبقه‌ای نرم نباشد.

۳- مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کم‌تر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد (هیچ طبقه‌ای ضعیف نباشد) مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت موردنظر تحمل می‌نمایند.

مثال ۸-۱: مقاوم‌سازی ساختمان بنایی

ساختمان یک طبقه مصالح بنایی با کاربری آموزشی است. موقعیت این ساختمان در شهرستان کازرون استان فارس و خاک محل مطابق استاندارد ۲۸۰۰ از نوع II می‌باشد. ابعاد کلی پلان ۱۶×۳۱ متر و سیستم مقاوم در برابر بارهای موجود ساختمان دیوارهای بنایی است و با توجه به بازدیدهای عینی انجام شده، این مدرسه در برابر زلزله سطح خطر ۱ آسیب‌پذیر می‌باشد. مطابق با آزمایشات انجام شده مقاومت برشی ملات برابر با ۰/۲۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته می‌شود. ساختمان از آغاز ساخت دارای کاربری آموزشی بوده و با تعداد حدوداً ۲۰۰ نفر دانش‌آموز در مقطع راهنمایی در یک شیفت به سرویس‌دهی خود ادامه می‌دهد. زیربنای این سازه یک طبقه در حدود ۴۸۰ مترمربع است ومساحت بام آن بعلت وجود طره ها در طرفین ۵۲۱ مترمربع می باشد.

ارزیابی کیفی

گروه‌بندی ساختمان

ساختمان در سال ۱۳۴۹ به بهره‌برداری رسیده است. با توجه به بند ۱-۷-۲-الف آیین‌نامه ۲۸۰۰، مدارس جزء ساختمان‌های با اهمیت زیاد، یعنی گروه ۲ آیین‌نامه می‌باشند و طبق جدول ۵ استاندارد ۲۸۰۰، دارای ضریب اهمیتی برابر ۱/۲ هستند.

توزیع نسبی فضاها

ساختمان دارای فضاهای مختلف با کاربری‌های ذیل می‌باشد:

ردیف	کاربری	تعداد	مساحت (m^2)	درصد از کل
۱	کلاس	۷	۲۵۶	۵۳/۳
۲	فضاهای اداری	۱	۳۵	۷/۳
۳	آبدارخانه و سرویس بهداشتی	۱	۱۰	۲/۱
۴	راهرو	--	۹۹	۲۰/۶
۵	تیغه‌بندی	--	۸۰	۱۶/۷
مجموع			۴۸۰	۱۰۰

مشخصات معماری

خلاصه‌ای از مشخصات معماری ساختمان در جدول زیر آورده شده است:

ردیف	نوع مشخصات		شـــــــرح
۱	تعداد	طبقات	۱
		زیرزمین	ندارد
۲	ارتفاع		۳/۹۶ متر
۳	زیربنا		۴۸۰ مترمربع
۴	ابعاد	پنجره‌ها	۲/۴×۲ و ۲/۳×۰/۸ و ۲/۵×۲
		درب‌ها	۰/۹×۳
۵	درز انقطاع		ندارد
۶	اجزای طره‌ای		طره‌های سرتاسری به عرض ۰/۵ متر
۷	تیغه‌بندی ساختمان		۴۵ سانتی‌متری
۸	ارتفاع جان‌پناه		۳۰ سانتی‌متری
۹	سقف کاذب		ندارد
۱۰	کف‌سازی		موزائیک
۱۱	عایق‌کاری بام		ایزوگام
۱۲	دیوارهای پیرامونی		۴۵ سانتی‌متری
۱۳	موقعیت ساختمان در محوطه		شمال محوطه
۱۴	راه‌پله‌ها		ندارد
۱۵	ابعاد کلی ساختمان		۳۱×۱۶
۱۶	راهروها		۳ متری
۱۷	نما		سنگی

مواردی که در مشخصات فنی به آن‌ها پرداخته شده است به طور اجمال در زیر آورده شده‌اند. اطلاعات مندرج در جدول با توجه به بازدیدهای انجام یافته، به‌دست آمده‌اند. لازم به ذکر است که توضیحات بیشتر راجع به مشخصات فنی در بخش پیکربندی آورده شده است.

مشخصات فنی ساختمان

ردیف	نوع مشخصات	شرح
۱	نوع اسکلت	دیوار بنایی با کلافبندی افقی و قائم
۲	سیستم سقف	طاق‌ضربی
۳	سیستم مقاوم لرزه‌ای (جهت x)	دیوار بنایی
۴	سیستم مقاوم لرزه‌ای (جهت y)	دیوار بنایی
۵	درجه اهمیت	زیاد
۶	نوع زمین	II
۷	شتاب مبنای طرح	۰/۳
۸	سیستم پی	نواری
۹	مصالح مصرفی	آجرفشاری و ملات ماسه سیمان

ارزیابی وضعیت اعضای سازه‌ای

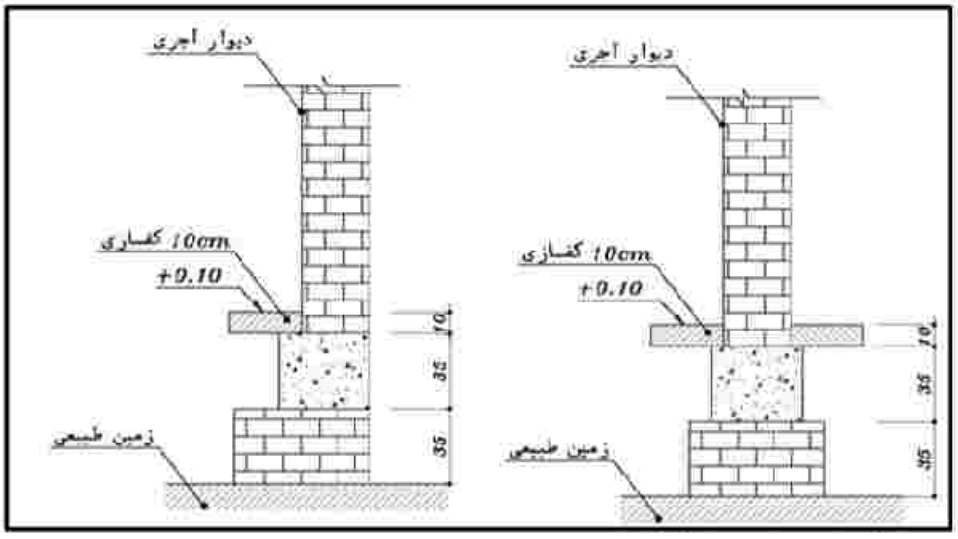
سیستم باربر ثقلی

در این ساختمان جهت انتقال بارهای ثقلی از سیستم دیوارهای باربر بنایی استفاده شده است. دیوارهای موجود در ساختمان دارای ضخامت و وضعیت ظاهری تقریباً مناسبی هستند. در برخی دیوارها ترک‌خوردگی‌هایی دیده شده است که ظاهراً مربوط به نازک‌کاری می‌باشد. به خصوص در اطراف بازشوها این ترکها مشهودتر است. در بعضی دیوارها بازشوهای بزرگ و غیر اصولی اجرا شده است.

سیستم مقاوم لرزه‌ای

دیوارهای آجری

در این ساختمان برای اجرای کرسی‌چینی و دیوارهای اصلی از آجر فشاری و ملات ماسه و سیمان استفاده شده است. با توجه به عملکرد این دیوارها، نوع مصالح بکاررفته و مقاومت برشی آنها از اهمیت خاصی برخوردار است. ضخامت دیوارهای اجرا شده در حدود ۴۰ سانتیمتر می‌باشد. با توجه به شناسایی انجام گرفته سیستم سازه‌ای ساختمان، دیوارهای بنایی با کلاف بتنی است.



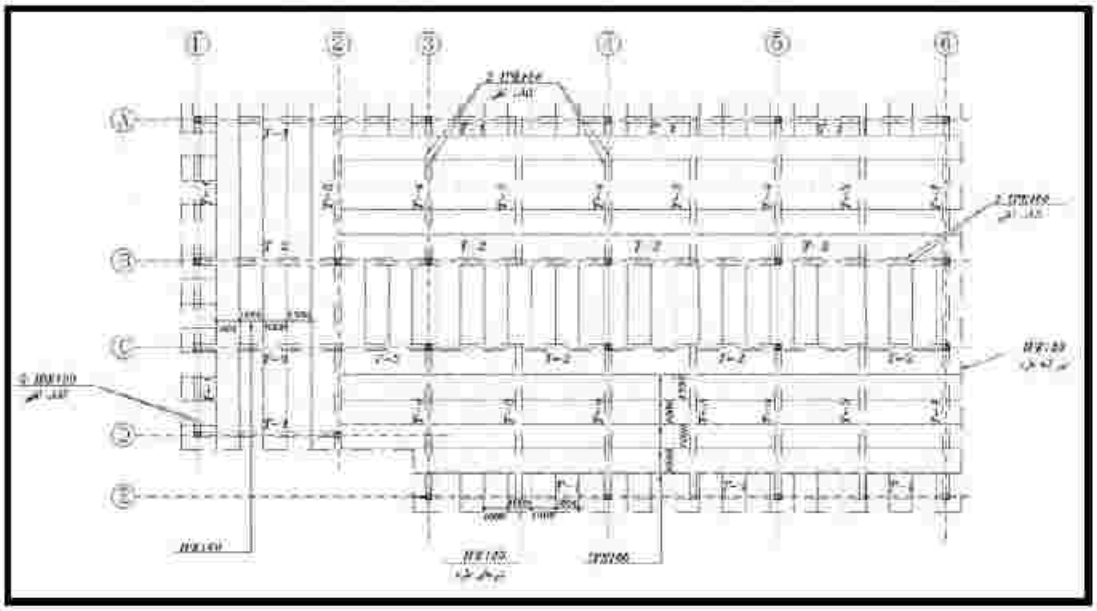
شکل مثال ۸- ۱- الف- نمایش مقطع کلاف بتنی موجود زیر دیوار

پی‌ها

زیر فونداسیون کرسی چینی با عرض ۶۰ و ارتفاع ۳۵ سانتیمتر اجرا شده است. عرض فونداسیون ۴۰ سانتیمتر و ارتفاع آن ۳۵ سانتیمتر می‌باشد آرماتورهای طولی $4\,\Phi12$ در بالا و پایین و خاموت‌ها $\Phi8\,@\,\geq 300mm$ می‌باشند.

سیستم سقف

سیستم سقف از نوع طاق‌ضربی است و تیرچه‌ها بدون هیچ تمهیدی بر روی دیوارهای ساختمان قرار گرفته‌اند.



شکل مثال ۸-۱-ب- پلان تیرریزی سقف طبقه

وضعیت پیکربندی

در این بخش موارد زیر مورد بررسی قرار گرفته است:

گروه‌بندی ساختمان از نظر سیستم سازه‌ای

گروه‌بندی ساختمان از نظر شکل

پیوستگی انتقال بار قائم

پیوستگی انتقال بار جانبی

وضعیت ساختمان از لحاظ پیچش

انسجام سقف

۱- گروه‌بندی ساختمان از نظر سیستم سازه‌ای

مطابق با بند ۱-۹-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰، ساختمان را از نظر سیستم سازه‌ای می‌توان از گروه ساختمان‌های با سیستم دیوارهای باربر دانست.

۲- گروه‌بندی ساختمان از نظر شکل

- پلان: مطابق با بند ۱-۸-۱-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰ ، می توان ساختمان را در پلان منظم دانست.

– ارتفاع: مطابق با بند ۱-۸-۱-۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰ ، می توان ساختمان را در ارتفاع منظم دانست.

۳- پیوستگی مسیر انتقال بار قائم

طبق بند ۱-۵-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ ، عناصری که بارهای قائم را منتقل می‌کنند، باید در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد. در این ساختمان هیچ‌گونه انقطاعی در مسیر انتقال بار قائم وجود ندارد.

۴- پیوستگی مسیر انتقال بار جانبی

در این ساختمانها انفصال در اعضای باربر جانبی مشاهده نشده است، در نتیجه مسیر انتقال بارهای جانبی دارای پیوستگی لازم خواهد بود.

۵- وضعیت ساختمان از نظر پیچش

با توجه به نحوه توزیع تقریباً یکنواخت و متقارن دیوارها، در ساختمان پیچش چندانی ایجاد نخواهد گردید.

۶- انسجام ساختمان

انسجام در سازه و رفتار یکپارچه آن بستگی به اعضا، ترتیب انتقال بار از عضوی به عضو دیگر و توالی و نحوه آن، جزئیات اتصال بین اعضا و کیفیت اجرای ساختمان دارد. سیستم سقف از نوع طاق‌ضربی انتخاب شده است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد، لذا بهسازی و مقاوم‌سازی سقف امری ضروری می‌باشد. همچنین اتصال نامناسب تیرچه‌های سقف و دیوارها قادر به تامین انسجام بین اجزای باربر جانبی نمی‌باشد.

ارزیابی سیستم سازه ای ساختمان

۱ – *محاسبه نیروی برشی*

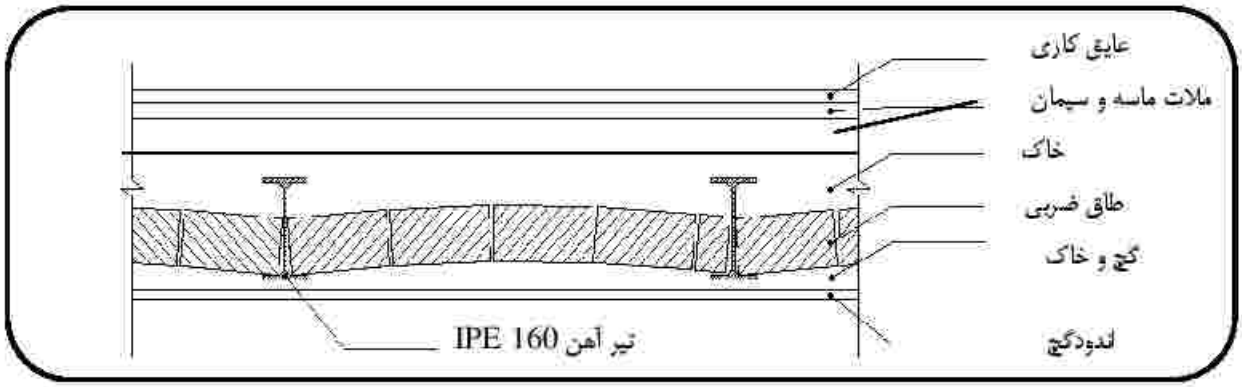
جهت محاسبه نیروی برشی، ابتدا بارهای ثقلی و جانبی ساختمان تعیین می گردند، سپس براساس مقادیر بدست آمده نیروی برشی نیز محاسبه می گردد.

بارگذاری:

الف – بارهای ثقلی:

الف-۱- بار مرده:

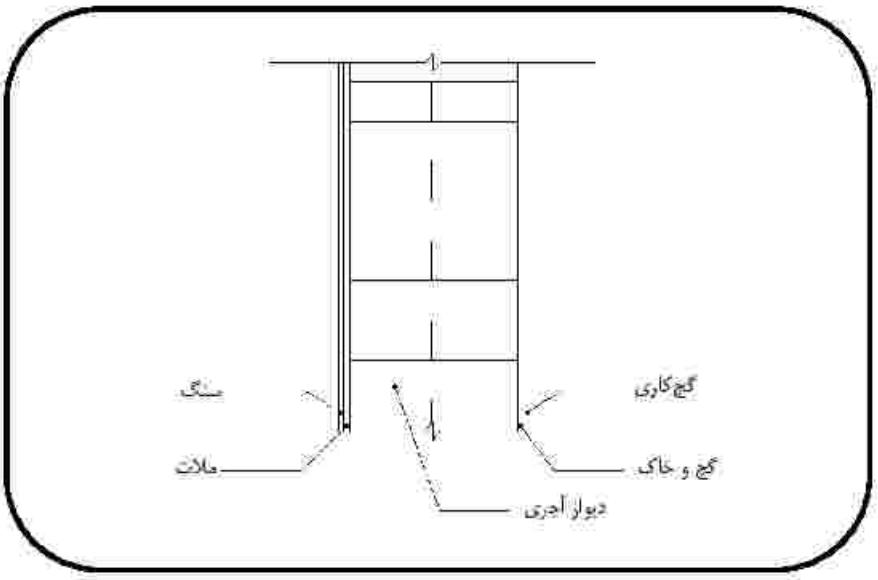
بار مرده سقف: جزئیات سقف موجود ساختمان به شکل زیر می باشد:



عایق کاری	$15 \quad kg/m^2$
ملات ماسه و سیمان	$0.1\times 2400 = 240 \quad kg/m^2$
خاک	$\frac{1}{2}(0.06+0.03)\times 1700 = 76.5 \quad kg/m^2$
سقف طاق ضربی	$213 \quad kg/m^2$
گچ و خاک	$0.035\times 1600 = 56 \quad kg/m^2$
اندود گچ	$0.015\times 1300 = 19.5 \quad kg/m^2$
مجموع	$620\ kg/m^2$

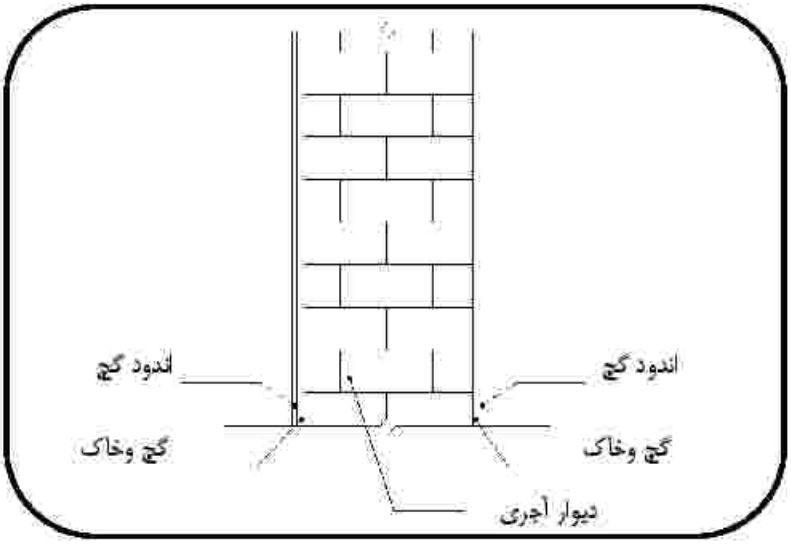
- بار مرده دیوارها :

الف) دیوارهای پیرامونی با ضخامت ۴۵ سانتیمتر مطابق جزئیات زیر :



گچ و خاک	$0.03\times1600=48$	kg/m^2
گچ کاری	$0.02\times1300=26$	kg/m^2
دیوار آجری	$0.35\times1850=647.5$	kg/m^2
سنگ	$0.02\times2700=54$	kg/m^2
ملات	$0.03\times2100=63$	kg/m^2
مجموع	838.5	kg/m^2

ب) دیوارهای داخلی با ضخامت ۴۵ سانتی متر



دیوار آجری	$0.35\times1850=647.5$	kg/m^2
گل و گچ	$0.06\times1600=96$	kg/m^2
گچ	$0.04\times1300=52$	kg/m^2
مجموع (ضخامت ۴۵ سانتیمتر)	795.5	kg/m^2

الف-۲- بارهای زنده:

- بار زنده بام:

با توجه به قرارگیری منطقه در مراکزبا بار برف مبنای متوسط، طبق بند ۶-۴-۲ مبحث ششم حداقل بار برف برای این ساختمان برابر با $100\ kg/m^2$ در نظر گرفته می‌شود و همچنین مطابق با جدول شماره ۶-۳-۱ مبحث فوق حداقل بار زنده بامهای تخت که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی‌گیرند برابربا $150\ kg/m^2$ می‌باشد.

ب- بارهای جانبی

ب-۱- بار باد:

با توجه به ارتفاع کم ساختمان صرفاً بار زلزله به عنوان بار جانبی در نظر گرفته می‌شود و از محاسبه بار باد صرفنظر می‌شود.

ب-۲- بار زلزله:

برای ارزیابی کفایت مقاومت برشی ساختمان، طبق بند۷-۶-۱-۲-۲ دستورالعمل بهسازی ظرفیت برشی دیوارها و حداقل نیروی برش پایه ساختمان در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$V = 0.33\,IAW$$

که در آن:

V = نیروی برش پایه

A = شتاب مبنای طرح

I = ضریب اهمیت ساختمان

W = وزن ساختمان شامل بارهای مرده و درصدی از بار زنده

نیروی برش پایه براساس رابطه زیر در طبقات ساختمان توزیع می‌گردد.

$$f_i = \frac{w_i h_i}{\sum_i^n w_i h_i} V$$

که در آن:

f_i = نیروی جانبی در تراز طبقه

w_i = وزن طبقه i (وزن سقف و سربارزنده و نصف وزن دیوارهایی که در بالا و پایین سقف قرار دارند)

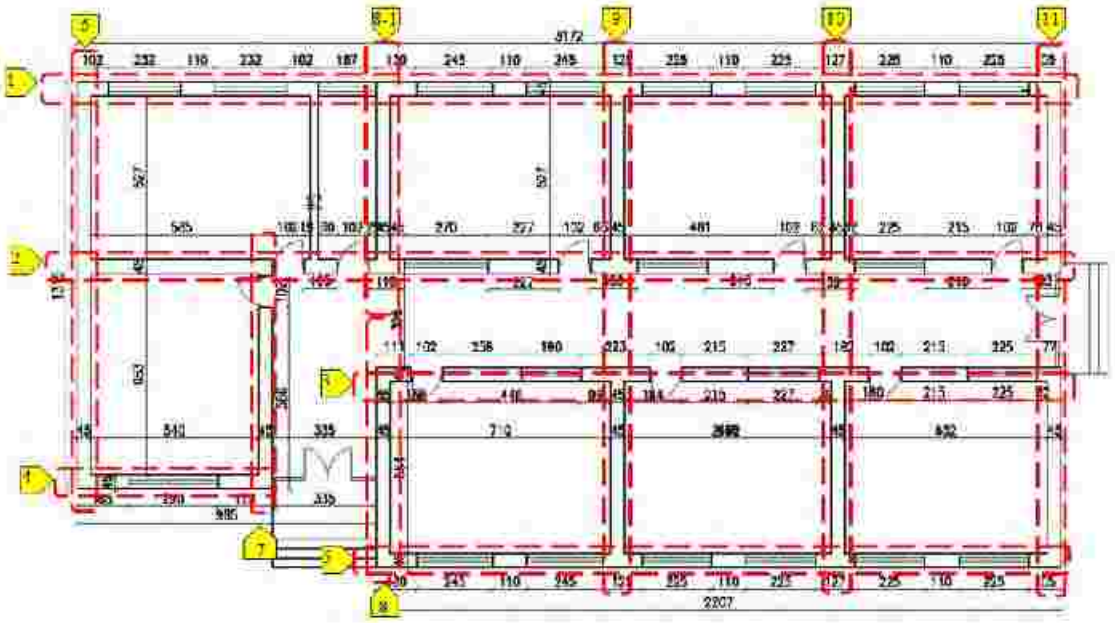
h_i = ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

n = تعداد طبقات ساختمان

محاسبه وزن ساختمان

الف: وزن دیوارها

با توجه به مقادیر بدست آمده از بارگذاری فوق برای دیوارهای ساختمان وزن دیوارها به صورت زیر محاسبه می‌گردند



شکل مثال ۸-۱-ب- نامگذاری دیوارهای ساختمان

وزن دیوارهای ساختمان

محل دیوارها	شماره دیوار	مساحت بازشوها (m^2)	مساحت کل دیوار (m^2)	مساحت خالص دیوار (m^2)	وزن واحد سطح دیوار kg/m^2	وزن کل دیوار kg
پیرامونی	1	38.78	104.68	65.90	838.50	55253.80
داخلی	2	21.38	104.68	83.30	795.50	66261.97
داخلی	3	14.49	72.83	58.34	795.50	46410.27
داخلی	4	5.51	20.79	15.28	795.50	12155.24
پیرامونی	5	26.41	72.83	46.42	838.50	38924.01
پیرامونی	6	0.00	43.40	43.40	838.50	36386.71
داخلی	7	3.12	24.68	21.56	795.50	17153.21
داخلی	8	10.10	51.71	41.61	795.50	33103.14
داخلی	9	10.10	51.71	41.61	795.50	33101.55
داخلی	10	10.10	51.71	41.61	795.50	33101.55
پیرامونی	11	10.10	51.71	41.61	838.50	34890.82
داخلی	12	تیغه های موجود ساختمان				8686.00
مجموع وزن دیوارها (ton)						415.43

ب- محاسبه وزن لرزه ای ساختمان

وزن از رابطه روبرو بدست می‌آید:

$$W = A\times(DL+ \lambda LL)+W_{wall}$$

DL = بار مرده

LL = بار زنده

λ = درصد مشارکت بار زنده طبق بند جدول ۱ فصل ۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰

W_{wall} ≡ وزن دیوارها متشکل از نیمی از وزن دیوارهایی که در بالا و پایین سقف طبقه قرار دارند

$A_{saf}=521m^2$ $\quad Dl=620\ {}^{kg}/_{m^2}$ $\quad Ll=150\,kg\ /m^2$ $\quad \lambda = 0.2$

$W_{wall} \equiv 0.5\times 415.43 \equiv 207.715$ ton

$W_{\text{جانپناه}} = 89.13\times 0.30\times 0.30\times 1850 = 14.840$ ton

$w = 14.84 + 207.715 + 521\times\left[0.620+(0.2\times 0.150)\right] = 561.205$ ton

نیروی برش پایه برابر است با:

$v = 0.33\times 0.30\times 1.2\times 561.205 = 66.671$ ton

به علت یک طبقه بودن نیروی برشی در ترازهای مختلف ارتفاعی تقسیم نمی شود.

۳- کفایت دیوارهای ساختمان موجود

طبق بند ۷-۶-۱-۲-۲ دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود مجموع سطح مقطع دیوار درهر طبقه از مقداری که از رابطه زیرمحاسبه می‌گردد نباید کمتر باشد در غیراینصورت ساختمان به لحاظ کافی نبودن مقاومت برشی آسیب‌پذیر می‌باشد.

$$A_i = \frac{V_i}{V_a}$$

A_i = مجموع سطح مقطع دیوارهای طبقه iام

V_i = نیروی برشی طبقه iام

V_a = تنش مجاز برشی دیوارکه از رابطه زیر محاسبه می شود

(طبق بند ۷-۶-۱-۲-۲ دستورالعمل بهسازی)

$$V_a = 0.1V_i + 0.15\sigma_c \le 6kg/cm^2$$

تنش ناشی از وزن دیوار به طور میانگین برابر است با:

$$\sigma_c = 0.33\ kg/cm^2$$

تنش برشی دیوارهای مصالح بنایی $0.25\ kg/cm^2$ محسوب می‌گردد. در نتیجه:

$$V_a = 0.1\times 0.25 + 0.15\times 0.33 = 0.0745 kg/cm^2$$

$$A_{req'd} = \frac{66671}{0.0745} = 894912.8\ cm^2 = 90\ \ m^2$$

سطح مقطع دیوارهای موجود در ساختمان در هر راستا نباید از ۷۵٪ مقادیر مجاز دیوار نسبی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ و مقدار محاسبه شده فوق کمتر باشد. مطابق بند ۷-۶-۱-۱-۲ دستورالعمل بهسازی دیوارهایی که مقاومت برشی ملات آنها کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمترمربع است شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نیستند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب‌پذیرند ، دیوارهای ساختمان مورد مطالعه، مقاومت برشی ملات کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع دارند و از این لحاظ آسیب پذیرند.

بررسی دیوار نسبی:

حداقل دیوار نسبی درهر امتداد ساختمان برای ساختمان‌های آجری ۱ طبقه نباید از ۷۵٪ مقادیر جدول زیر کمتر باشد:

حداقل دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان‌های آجری

طبقه	زیرزمین	همکف	اول
دیوار نسبی	٪۶	٪۴	—

دیوارهای بالاو پایین بازشوها در محاسبه دیوارنسبی منظور نمی شود. همچنین دیوارهایی‌که شروطا کنترل کننده بازشوها را نیز ارضا نمی کنند (کنترلهای انجام شده در بند ۶ ارزیابی دیوارهای باربر) جز بازشو محاسبه می‌گردند.

دیوارهای نسبی در راستای طولی

دیوارهای امتداد طولی	طول بازشو (m)	طول آستینه دیوار (m)	طول کل دیوار (m)	طول خالص (m)	ضخامت موثر دیوار(m)	مساحت دیوار (m^2)
1	20.41	6.67	31.72	4.64	0.35	1.624
2	12.32	1.05	31.72	18.35	0.35	6.422
3	9.48	0.00	22.07	12.59	0.35	4.406
4	2.90	0.00	6.30	3.40	0.35	1.19
5	13.90	4.55	22.07	3.62	0.35	1.267
مجموع مساحت افقی در راستای طولی (x)						14.909
مساحت طبقه						480
در صد دیوار نسبی در راستای طولی (x)						3.1

دیوارهای نسبی در راستای عرضی

دیوارهای امتداد عرضی	طول بازشو (m)	طول آسیب‌پذیر دیوار (m)	طول کل دیوار (m)	طول خالص (m)	ضخامت موثر دیوار(m)	مساحت دیوار (m^2)
6	0.00	0.00	13.15	13.15	0.35	4.602
7	1.02	0.00	7.48	6.46	0.35	2.261
8	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
9	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
10	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
11	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
مجموع مساحت افقی در راستای عرضی (۷)						24.503
مساحت طبقه						480
در صد دیوار نسبی در راستای عرضی (۷)						5.1

مقدار مساحت افقی دیوارهای ساختمان در هر دو راستا ضوابط دیوار نسبی را رعایت می کنند ولی مقدار مساحت دیوار مورد نیاز طبقه محاسبه شده بر اساس مقاومت برشی مالات در هر دو راستا بیشتر از مقادیر دیوارهای موجود است و ساختمان در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله،آسیب پذیر می‌باشد.

انسجام ساختمان

کلیه عناصر ساختمان باید توسط کلافهای افقی و قائم مطابق ضوابط بند ۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ به یکدیگر پیوسته باشند. سیستم سقف در ساختمان از نوع طاق ضربی انتخاب شده است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد. همچنین اتصال مناسبی بین تیرچه‌های سقف وجود ندارد.

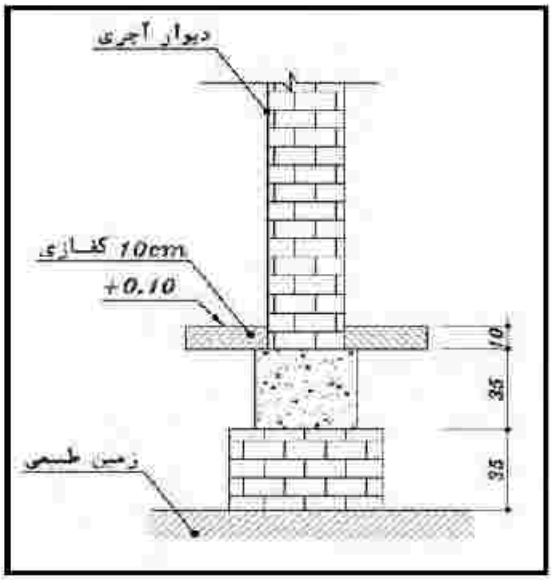
- کلافها

-کلاف افقی

کنترل بندهای زیر مطابق با بند ۳-۹-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ ، الزامی می‌باشد.

الف-در تراز زیر دیوارها:

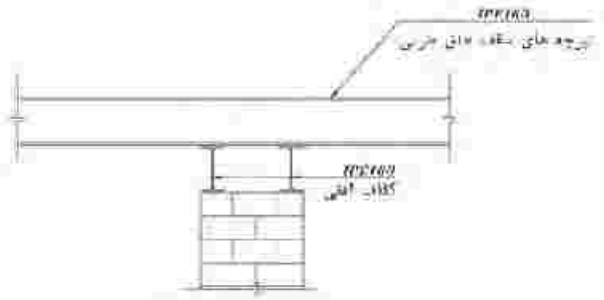
در تراز زیر دیوار، باید کلاف با بتن مسلح وجود داشته باشد و عرض آن از ۲۵ سانتی متر و یا عرض دیوار و ارتفاع آن نیز از $\frac{2}{3}$ عرض دیوار یا ۲۵ سانتیمتر کمتر نباشد. در زیر دیوارهای ساختمان فونداسیون بتن مسلح وجود دارد وعرض آن ۴۰ سانتیمتر و ارتفاع آن نیز ۳۵ سانتیمتر می‌باشد و از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.



شکل مثال۸-۱-ت- وجود سنازهای زیر دیوار

ب – در زیر سقف:

۱- در زیر تراز سقف کلاف افقی وجود داشته باشد، عرض و ارتفاع کلاف نباید از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد و چنانچه از پروفیلهای فولادی استفاده شده باشد سطح مقطع آنها معادل تیرآنها نمره ۱۰ باشد و این کلاف به نحو مناسبی به سقف، دیوار و کلاف قائم متصل شده باشد. مطابق با نقشه‌های اجرایی در تراز سقف ساختمان کلاف افقی با مقطع پروفیل تیرآهن ساده 2IPE 160 موجود است و آسیب پذیر نمی باشد.



شکل مثال۸-۱-ت- وضعیت کلاف افقی روی دیوارها

۲- در هر تراز اضلاع مختلف کلاف باید به یکدیگر متصل شوند تا کلاف‌بندی یکپارچه و شبکه‌مانند به گونه‌ای بهم پیوسته تشکیل گردد. کلاف سقف نباید درهیچ‌جا منقطع باشد و در صورت عبور دودکش و کانال کولر و غیره ، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور کند و قطر این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد. کلاف‌های افقی در این ساختمان به یکدیگر متصل هستند و از داخل آنها دودکش و کانال عبور نکرده است ولی اتصال آنها مناسب نبوده و منسجم نمی‌باشند.

۳- در صورتی که ساختمان دارای ستونهای فولادی باشد این ستونها باید به نحو مناسب به عناصر سقف متصل شوند. این ساختمان فاقد هر گونه ستون فولادی می‌باشد.

۴- میلگردهای طولی کلافها حداقل باید قطری برابر ۱۰ میلی متر برای میلگرد آجدار و ۱۲ میلی متر برای میلگرد ساده داشته باشند و تعداد آنها باید حداقل ۴ عدد باشد و فاصله دو میلگرد مجاور نباید از ۲۵ سانتیمتر تجاوز نماید. میلگردهای طولی باید با تنگهایی به قطر ۶ میلیمتربا فاصله ۲۵ سانتیمتر یا ارتفاع کلاف هرکدام که کمتر باشد، به یکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگها در فاصله ۷۵ سانتیمتری از بر کلاف قائم باید به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد. ضمناً پوشش میلگردها برای کلافهای سقف نباید از ۲/۵ سانتیمتر و برای کلافهای پی نباید از ۵ سانتیمتر کمتر باشد. میلگردهای کلاف های پی ۴ عدد ۱۲ آجدار می باشندو فاصله خاموتهای آنها ۳۰ سانتیمتر و با قطر ۶ میلیمتر و ساده می باشند. در ساختمان مورد نظرکلافهای سقف فلزی بوده و نیاز به کنترل ندارد.

-کلاف قائم

در تمامی ساختمانهای بنایی اجرای کلاف قائم با مشخصات زیرالزامی می‌باشد.

کلافها در گوشه‌های اصلی ساختمان و در طول دیوار با فاصله محور به محور ۵ متر از یکدیگر وجود داشته باشند. در گوشه‌های اطاقهای ساختمان مورد مطالعه کلاف قائم وجود دارد و فاصله آنها در حدود ۷/۲۵ متر می‌باشد.

شکل مثال۸-۱-ج- وجود کلافهای قائم

۱- ابعاد مقطع کلافهای بتن مسلح نباید از ۲۰×۲۰ سانتیمترکمتر باشد و قطر میلگردهای طولی در کلافهای قائم بتنی باید حداقل۱۰میلیمتر برای میلگردهای آجدار و۱۲ میلیمتر برای میلگردهای ساده باشد ضمناً تعداد آنها باید حداقل ۴ عدد باشد. میلگردهای طولی باید با تنگهایی به قطر۶ میلیمتربا فاصله حداکثر ۲۰سانتیمتر به یکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگها

در فاصله ۷۵ سانتیمتری از بر کلاف افقی باید به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد. ضمناً پوشش میلگردها برای کلافهای قائم نباید از ۲/۵ سانتیمترکمتر باشد.در ساختمان مورد مطالعه ابعاد کلافهای قائم ساختمان ۲۵×۲۵ سانتیمتر بوده و میلگردهای کلاف های قائم ۴ عدد ۱۴ آجدار می باشند و فاصله خاموتهای آنها حدود ۳۰ سانتیمتر و با قطر ۸ میلیمتر و آجدار می باشند ، حداکثر فاصله افقی تنگها در بر تکیه گاه کاهش نیافته است و پوشش میلگردها در کلاف قائم از ۲/۵ سانتیمتر کمتر نمی باشد.

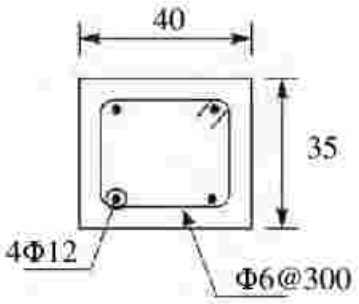
۲- کلافها باید به نحو مناسب به کلافهای افقی متصل شوند. میلگردهای کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۳۰ سانتیمتر در کلاف افقی مهارگردند. در ساختمان مورد مطالعه کلافهای قائم و افقی به نحو مناسبی به یکدیگر متصل نشده‌اند.

- نامنظمی در پلان و ارتفاع ، کنترل پیچش

ساختمان در پلان و ارتفاع منظم بوده و با توجه به توزیع یکنواخت جرم آن، ابعاد کلی ساختمان، نحوه قرار گیری دیوارها و همچنین نوع سقف (عدم صلبیت کافی) در این سازه پیچش اتفاق نمی‌افتد.

- پی

در صورتی که پی دیوار باربر از بتن غیر مسلح و یا لاشه سنگ باشد، عمق و عرض پی باید هر کدام حداقل دو برابر ضخامت دیوار باشد و پی بصورت یک شبکه گسترده در زیر دیوار باربر قرار داشته باشد.



شکل مثال۸-۱-ج- پی موجود در ساختمان و آرماتورهای آن

همانطور که ملاحظه می‌گردد پی موجود در ساختمان مسلح بوده ولی لازم است که ظرفیت باربری پی به لحاظ توان انتقال نیروهای دیوار به خاک بررسی گردد و در صورت نیاز با افزودن ابعاد پی این نقص برطرف شود. تنش ایجاد شده در خاک زیر پی در دو حالت زیر ناشی از بارهای وارده محاسبه می‌شود.

الف) بار ثقلی

این بار ناشی از بار مرده و زنده طبقات، وزن دیوارهای روی پی، کرسی‌چینی و وزن خود پی می‌باشد. بارمرده و زنده طبقات بر حسب سهم بارگیر هر دیوار به پی منتقل می‌گردد.

ب) بارهای ثقلی به همراه زلزله

عناصر باربر جانبی سازه نیروی ناشی از زلزله را به پی ساختمان منتقل می‌کنند این نیرو باعث افزایش تنشهای خاک زیر پی می‌گردد. تنشهای مجاز مربوط به این ترکیبات بارگذاری را می‌توان به میزان یک سوم افزایش داد.

در ساختمان با توجه به وزن زیاد سازه جهت کنترل تنش خاک زیر فونداسیون از ترکیب بارهای ثقلی استفاده می‌کنیم.

بدین منظور تنش خاک زیر فونداسیون برای یک فنر از دیوار کنار راهرو به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$W_{wall} = 1 \times 838.5 \times 3.35 = 2809\,kg$$

$$W_{roof} = 620 \times (\frac{5.7}{2} + 0.80) = 2263\,kg$$

$$W_{fl} = (\frac{5.7}{2} + 0.80) \times 1 \times 150 = 547.5\,kg$$

$$W_{found} = 0.35 \times 0.40 \times 1.00 \times 2500 = 350\ kg$$

$$W_{beamwall} = 0.35 \times 0.60 \times 1.00 \times 1850 = 388.5\,kg$$

$$W_{column} = 1 \times 0.30 \times 0.30 \times 1850 = 166.5$$

$$W_{total} = 6524.5\,kg$$

$$A_{s\ foundation} = 40 \times 100 = 4000\,cm^2$$

$$q_{all} = 1.63\,kg/cm^2 \le 2kg/cm^2 \quad OK$$

- ساختمان‌های مجاور

ساختمان مورد نظر از چهار طرف آزاد بوده و از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- ارزیابی دیوار باربر

در ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای باربر موارد زیر باید کنترل گردد:

۱-کنترل اجرای واحدهای بنایی

دیوارهای بنایی باید طوری چیده شوند که همپوشانی افقی بین واحدها برقرار باشد درزهای قائم روی هم قرار نگیرد. حداقل ۱۰٪ دیوار شامل واحدهای بنایی باشد که رج داخلی را به رج خارجی متصل نماید. فاصله بین واحدها از ۶۰ سانتیمتر تجاوز ننماید. عرض ترکهای مورب از نشست ناهمگون دیوار از ۳ میلیمتر تجاوز ننماید، دیوار فاقد شکم‌دادگی و کج‌شدگی باشد و واحدهای بنایی یک سطح پیوسته و صاف ایجاد کرده باشند با توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان همپوشانی افقی بین واحدهای بنایی برقرار بوده درزهای افقی در یک تراز می‌باشند و درزهای قائم روی هم قرار نگرفته‌اند. عرض ترکهای موجود در حدود ۰/۵ میلیمتر است و دیوارها فاقد شکم‌دادگی و کج‌شدگی می‌باشند.

۲- کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی

درزهای قائم بین واحدهای بنایی در ساختمان به طور کامل پر شده‌اند.

۳- کنترل ارتفاع دیوارها و جلوگیری از پرتاب خارج از صفحه

در این ساختمان نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار بیش از ۱۰ نبوده و ساختمان از این نظر آسیب‌پذیر نمی‌باشد. همچنین مطابق بند ۷-۶-۱-۳-۳ دستورالعمل بهسازی، لازمست لنگر خمشی خارج از صفحه ناشی از اینرسی دیوار محاسبه شده و تنش خمشی ایجاد شده با مقادیر مجاز کنترل شود. نیروی اینرسی عمود بر دیوار از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_P = 0.7\,AIW_P$$

F_P = نیروی عمود بر صفحه دیوار

W_P = وزن دیوار و ملحقات آن

مقاومت کششی دیوار براساس تبصره۱ بند۲-۸ استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر منظور می‌شود.

برای قطعات الحاقی که با مصالح بنایی و ملات ماسه سیمان ساخته می‌شوند می‌توان مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آنها (مطابق آیین نامه ۵۱۹) در محاسبات منظور نمود. نیروی F_P محاسبه شده از رابطه فوق به صورت گسترده وعمود بر سطح دیوار به آن وارد می‌شود.

مطابق با نشریه ۵۱۹ :

$$f_{c.b} = m' f'_{c.b}$$

در این رابطه $f'_{c.b}$ حداقل مقاومت آجر مصرفی در آزمایش استاندارد فشاری و $f_{c.b}$ تنش مجاز بر آجرچینی و m' ضریبی است که طبق جدول زیر محاسبه می گردد.

ضریب مقاومت فشاری مصالح بنایی

حداقل مقاومت آجر مصرفی	تا ۱۰۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع			۱۰۰ تا ۱۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع			۱۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع		
نوع ملات	ملات ماسه آهک	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان	ملات ماسه آهک	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان	ملات ماسه آهک	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان
ضریب m'	۰/۰۶	۰/۰۹	۰/۱۲	۰/۰۵۳	۰/۰۸	۰/۱۰۶	۰/۰۴	۰/۰۶۳	۰/۰۸۸

در این حالت در صورت نداشتن ترکهای سازه‌ای دیوار به صورت یک دال یکپارچه تحت اثر بار گسترده یکنواخت عمل می‌کند، به علت آنکه دیوارهای هر راستا تنها از یک سمت به دیوارهای راستای دیگر متصل می‌باشند تکیه‌گاههای آن به صورت مفصلی فرض می‌شوند. طبق جداول تعیین لنگر دالها لنگر مثبت در این حالت (تکیه گاه مفصلی) از رابطه زیر محاسبه می‌شود. برای بحرانی ترین حالت دیوار با طول ۷/۳۰ متر و ارتفاع ۳/۳۰ متر کنترل می‌گردد:

$$F_P = 0.7 \times 0.3 \times 1.2 \times W_P = 0.252 W_P$$

$$M = \alpha \times w \times l^2 , a > b$$

$$\frac{a}{b} = \frac{7.30}{3.30} = 2.21 \Rightarrow \alpha = 0.095 \ , \beta = 0.006$$

$$l = b \Rightarrow \alpha = 0.095$$

$$l = a \Rightarrow \alpha = 0.006$$

که در آن W مقدار نیروی گسترده وارد به دیوار در واحد سطح است و L طول ضلع موردنظر می‌باشد. با توجه به رابطه فوق مشاهده می‌گردد که لنگر ماکزیمم در جهت طول کوچکتر ایجاد می‌شود. در این ساختمان طول افقی تمامی دیوارها از ارتفاع دیوار بیشتر می‌باشد که این موضوع باعث استفاده از ارتفاع دیوار در رابطه فوق می شود.

$$F_p = 0.8385 \times 0.252 = 0.2113 \, ton/m^2$$

$$M = 0.095 \times 0.2113 \times 3.30^2 = 0.218 \; ton.m$$

$$S = I/C \quad \text{و} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{و} \quad C = h/2$$

$$\text{در واحد طول} \quad S = \frac{bh^2}{6} = 100 \times 40^2/6 = 26666 \; cm^3$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{0.2186 \times 10^5}{26666} = 0.819 < \{0.15 \times 0.12 \times 100 = 1.8 \; kg/cm^2\}$$

طبق نشریه ۵۱۹ برای واحد بنایی با مقاومت فشاری تا ۱۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع این ضریب برای ملات ماسه سیمان برابر با ۰/۱۲ می‌گردد. با توجه به محاسبات بالا مشاهده می‌شود که دیوار ساختمان ظرفیت خمشی کافی در برابر بارهای وارده را داشته و احتمال ترک‌خوردگی و پرتاب دیوار وجود ندارد در صورتی که آن دیوار فاقد ترک سازه‌ای باشد.

۴- کنترل ارتفاع دیوار

- حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین ۲ طبقه می‌باشد و تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز نماید. با توجه به یک طبقه بودن ساختمان و ارتفاع آن (حدوداً ۳/۹۵ متر) این بند ارضا می‌گردد.
- حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف) ۴ متر می‌باشد با توجه به ارتفاع ساختمان این بند ارضا می‌گردد.

۵- کنترل طول آزاد دیوار

در صورتی که طول آزاد دیوار از ۵ متر بیشتر باشد، دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود. باتوجه به پلان ساختمان دیوارهای با طول آزاد بیش از ۵ متر در ساختمان وجود داشته وساختمان از این لحاظ آسیب‌پذیر می‌باشد.

۶-کنترل تراکم دیوار

۶-۱ کنترل بازشوهای دیوار

اندازه و موقعیت بازشوها باید ضوابط بند ۳-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ را رعایت کنند.

۱- ضخامت هیچ دیواری کمتر از ۲۰ سانتیمتر نباشد.

۲- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار از یک سوم سطح دیوار بیشتر نباشد.

۳- مجموع طول بازشوها در هر دیوار از نصف طول دیوار بیشتر نباشد.

۴- فاصله افقی دو بازشو نباید از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچکترین بازشو طرفین خود کمتر بوده و از $\frac{1}{6}$ مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد.

۵- ابعاد بازشو از ۲/۵ متر بیشتر نباشد.

۶- فاصله اولین باز شو از بر خارجی ساختمان کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو نباشد.

در ادامه جداولی جهت کنترل ضوابط فوق آورده شده است. در این جداول نامگذاری دیوارها مطابق با نقشه‌های نشان‌داده شده می‌باشد. ۵ شرط به شرح زیر کنترل شده است:

Cond.1: ضخامت هیچ دیواری از ۲۰ سانتی‌متر کمتر نباشد.

Cond.2: فاصله افقی دو بازشو از $\frac{1}{6}$ مجموع طول آن دو بازشو کمتر نباشد.

Cond.3: فاصله افقی دو بازشو از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچک‌ترین بازشوی طرفین خود کمتر نباشد.

Cond.4: ابعاد باز شو بیش از ۲/۵ متر نباشد.

Cond.5: مجموع سطح بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{1}{3}$ سطح آن دیوار بیش‌تر نباشد.

Cond.6: مجموع طول بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{1}{2}$ طول دیوار بیشتر نباشد .

Cond.7: فاصله اولین بازشو از بر خارجی ساختمان کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو نباشد.

الف- کنترل شرط ۱ (Cond. 1)

تمامی دیوارهای باربر ضخامتی بیش از ۲۰ سانتی‌متر دارند و دیوارهای با ضخامت کم‌تر از ۲۰ سانتی‌متر در صورت وجود جزء تیغه‌های ساختمان به حساب آورده شده‌اند.

ب- کنترل شروط ۲، ۳ و ۴ (Cond. 2, Cond. 3,Cond.4)

کنترل شروط ۲ و ۳ و ۴

Wall.NO.1							
WI_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x (Li-1+Li+1)	2/3 x Min (Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.02	3.30					
OP	2.32	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.77	1.27	G	NG	
OP	2.32	1.90					G
WL	1.02	3.30	0.70	1.27	G	NG	
OP	1.87	1.90					G
WL	1.30	3.30	0.72	1.27	G	G	
OP	2.45	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.82	1.27	G	NG	
OP	2.45	1.90					G
WL	1.25	3.30	0.78	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.27	3.30	0.75	1.27	G	G	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30					

Wall.NO.2							
WI_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.30	3.30					
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.05	3.30	0.34	2.04	G	NG	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.15	3.30	0.62	0.53	G	G	
OP	2.70	0.80					NG
WL	2.27	3.30	0.62	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.50	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.27	0.80					G
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.59	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.25	0.80					G
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.23	3.30					

WL=دیوار

OP= بازشوی موجود در دیوار

Wall.NO.3							
WI_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.11	3.30					
OP	1.02	3.06					NG
WL	2.56	3.30	0.49	0.53	G	G	
OP	1.90	0.80					G
WL	2.23	3.30	0.49	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.27	0.80					G
WL	1.62	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.25	0.80					G
WL	0.77	3.30					

* توجه شود که کنترل شروط ۲ و ۳ مربوط به دیوارهائی است که در طول آنها حداقل دو بازشو وجود دارد، لذا در دیوارهائی که فقط دارای یک بازشو هستند کنترل این شروط مفهومی نداشته و فقط ابعاد بازشو (شرط ۴) برای این دیوارها در جداول زیر کنترل می‌گردد

Wall.NO.4							
WI_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.65	3.30					
OP	2.90	1.90					NG
WL	1.75	3.30					

Wall.NO.5							
WI_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.30	3.30					
OP	2.45	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.82	1.27	G	NG	
OP	2.45	1.90					G
WL	1.25	3.30	0.78	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.27	3.30	0.75	1.27	G	G	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.05	3.30					

Wall.NO.6							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	13.15	3.30					

Wall.NO.7							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	5.86	3.30					
OP	1.02	3.06					NG
WL	0.55	3.30					

Wall.NO.8							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

Wall.NO.9							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

Wall.NO.10							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

Wall.NO.11							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

پ- کنترل شروط ۵ و۶ (Cond. 5, Cond. 6)

کنترل شروط ۵ و ۶

نام دیوار	طول بازشو (m)	مساحت بازشو (m^2)	طول کل دیوار (m)	مساحت (m^2)	cond4.	cond5.
1	20.41	38.78	31.72	104.68	NG	NG
2	12.32	21.38	31.72	104.68	G	G
3	9.48	14.49	22.07	72.83	G	G
4	2.90	5.51	6.30	20.79	G	G
5	13.90	26.41	22.07	72.83	NG	NG
6	0.00	0.00	13.15	43.40	G	G
7	1.02	3.12	7.48	24.68	G	G
8	3.06	10.10	15.67	51.71	G	G
9	3.06	10.10	15.67	51.71	G	G
10	3.06	10.10	15.67	51.71	NG	NG
11	3.06	10.10	15.67	51.71	NG	NG

ت- کنترل فاصله بازشو از بر خارجی دیوار (Cond. 7)

کنترل فاصله بازشوها مطابق با دستورالعمل

نام دیوار	طول دیوار (راست)	طول دیوار (چپ)	(2/3 h_{op1})	(2/3 h_{op2})	$L_{1>}$ (0.66h_1)	$L_{2>}$ (0.66h_2)
1	1.02	1.10	1.25	1.25	NG	NG
2	6.30	1.23	2.02	2.02	G	NG
3	1.11	0.77	2.02	0.53	G	G
4	1.65	1.75	1.25	1.25	G	G
5	1.30	1.05	1.25	1.25	G	NG
6	0.00	0.00	0.00	0.00	G	G
7	5.86	0.55	2.02	2.02	G	NG
8	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G
9	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G
10	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G
11	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G

۷- کنترل وجود هشت گیر

اگر در اجرای قسمتهای مختلف یک دیوار باربر و یا گوشه دو دیوار متقاطع باربر، از روش هشت گیر استفاده شده باشد، محل اجرای هشت‌گیر به عنوان نقطه انفصال دردیوار تلقی می‌گردد و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد. با توجه به نقشه‌های اجرایی موجود در محل تقاطع دیوارها در این ساختمان از کلاف استفاده شده و هشت‌گیر اجرا نشده است. لذا از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۸- کنترل قرارداشتن تیرهای باربر سقف بر روی دیوار

در صورتیکه تیرهای باربر سقف بار خود را به صورت مستقیم به بالای دیوار مصالح بنایی منتقل نماید و برای این منظور از کلاف یا زیرسری چوبی، فلزی، بتنی و یا صفحه تکیه‌گاه استفاده نشده باشد، ناحیه بالای دیوار و اتصال دال

به دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد. ساختمان مورد مطالعه دارای کلاف افقی است و تیر آهنها مستقیماً روی دیوار قرار نگرفته‌اند ولی نحوه اتصالشان به کلاف بدون تمهید خاصی است و از این لحاظ آسیب‌پذیر تلقی می‌گردند.

۹- کنترل نیروی رانش و سقفهای قوسی

در این ساختمان سقف قوسی وجود ندارد.

۱۰ - لوله و دودکش درون دیوار باربر

با توجه به بازدیدها و سوندژهای انجام شده دودکش از داخل دیوارها عبور نکرده است.

- ارزیابی سقف

۱ - زیادبودن وزن سقف

طبق بازدیدها و سوندژهای انجام شده در سقف هیچگونه افزایش ضخامت غیرمتعارفی در جهت افزایش سختی دال و همچنین عایق نمودن مضاعف بام و غیره انجام نشده است و سقف از این نظر آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۲- انسجام و یکنواختی سقف

سیستم سقف در این ساختمان از نوع طاق‌ضربی است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد. همچنین اتصال مناسبی بین تیرچه‌های سقف وجود ندارد.

۳- طول تکیه گاهی تیرهای سقف

در سقفهای طاق ضربی و چوبی طول تکیه گاهی نباید از ۲۰ سانتیمتر یا ارتفاع تیر کمتر باشد، سیستم سقف ساختمان از نوع طاق ضربی است و طول تکیه‌گاهی تیرهای آن برای دیوارهای میانی کمتر از ۲۰ سانتیمتر می‌باشد.

۴- کنترل بازشوها دردال

مطابق دستورالعمل مجموع سطوح بازشو باید از ۵۰٪ سطح کل دیافراگم کمتر باشد و طول بازشو در مجاورت دیوار باربر باید کمتر از ۰/۲۵ طول دیوار باشد و حداکثر طول بازشو در مجاورت دیوارهای باربر ۲ متر می‌باشد. سقف ساختمان فاقد بازشو می‌باشد و از این لحاظ آسیب‌پذیر نیست.

۵- نسبت طول دهانه به عرض دال

چنانچه نسبت طول دهانه به عرض دیافراگم در سقفهای انعطاف‌پذیر بیش از ۳ باشد، دال به لحاظ تغییرشکل زیاد آسیب‌پذیر می‌باشد. در این ساختمان نسبت طول به عرض کمتر از ۳ است و از لحاظ تغییرشکل زیاد آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- ارزیابی اتصالات اعضای ساختمان

۱- اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع

واحدهای بنایی در تمام دیوارهای باربر متقاطع باید در یک تراز چیده و در یک سطح بالا آورده شده باشد. در صورتیکه دیوارهای متقاطع مطابق بند ۳-۱۰-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ایران اجرا نگردیده باشد و یا در اجرای آنها از کلافهای بتنی، فلزی و چوبی گوشه استفاده نشده باشد، دیوارهای متقاطع به لحاظ اتصال نامناسب آسیب‌پذیر می‌باشد. واحدهای بنایی دیوارهای باربر در این ساختمان در یک تراز چیده شده و در اجرای دیوارهای ساختمان از کلاف قائم استفاده شده است در نتیجه دیوارهای متقاطع به لحاظ اتصال نا مناسب در این قسمت آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۲- اتصال دیوارهای باربر و دال

دیوارهای باربر مصالح بنایی باید در تراز طبقات مطابق بند ۳-۱۱-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ایران به دال متصل شده باشد تا نیروهای زلزله بدون جابجا شدن دال به دیوار باربر انتقال یابد. انتظار می‌رود باتوجه به نحوه اتصال سقف و تکیه‌گاهها و نوع مصالح آن (طاق ضربی) سازه در زلزله منسجم عمل ننماید.

۳- اتصال بین دیوارها و دال در جهت عمود برصفحه دیوار

برای اینکه نیروهای عمود بر صفحه دیوار بتواند به دال منتقل گردد، اتصال دیوار و دال باید بتواند نیروی عمود بر صفحهٔ دیوار را تحمل نماید. بین دیوارها و دال اتصال مناسبی وجود ندارد و در نتیجه اتصال دیوار و دال در جهت عمود بر صفحه دیوار نیز آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد.

۴- اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر

تیغه‌های متصل به دیوار باربر در ساختمان دارای اتصال کافی می‌باشد و دیوار وتیغه متکی به آن به طور همزمان چیده شده‌اند، اتصال تیغه‌ها آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- اعضای غیرسازه‌ای

۱- دیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها

در ساختمان برای ایجاد فضاها از پارتیشن‌های غیر آجری استفاده نشده است دیوارهایی که ضخامت آنها کمتر از ۲۰ سانتیمتر است را می‌توان جز دیوارهای غیرسازه‌ای (تیغه) محسوب نمود.

مطابق ضوابط بند ۳-۷ استاندارد ۲۸۰۰ تیغه‌ها باید ضوابط زیر را رعایت کنند:

۱- حداکثر طول مجاز دیوار غیر سازه ای (بین دو پشت‌بند) نباید از ۶ متر یا ۴۰ برابر ضخامت دیوار هر کدام که کمترند، بیشتر باشد. طول تیغه‌های موجودبین دو پشت‌بند نهایتاً ۵/۲۷ متر است که با توجه به ضخامت آنهاحدود ۲۷ سانتیمتر این شرط ارضا می‌گردد.

۲- حداکثر ارتفاع مجاز تیغه‌ها از کف مجاور بیش از ۳/۵ متر نباشد. ارتفاع تیغه‌های ساختمان تا زیرسقف ۳/۳۰ متر می‌باشد. این بند استاندارد ۲۸۰۰ نیز ارضا می‌گردد.

۳- لبه فوقانی تیغه‌هایی که در تمام ارتفاع ساختمان ادامه ندارد باید با کلاف فولادی، بتنی یا چوبی که به سازه ساختمان و یا کلافهای احاطه کننده متصل می‌باشند، کلاف‌بندی شود. در لبه فوقانی تیغه‌ها کلاف وجود نداشته ولی ارتفاع تیغه‌ها تا زیر سقف ساختمان می‌باشد و تیغه‌ها ضوابط این بند را ارضا نموده و آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

۴- لبه قائم تیغه‌ها نباید آزاد باشد. این لبه باید به یک تیغه دیگر یا یک دیوار سازه‌ای و یا یکی از اجزای سازه ویا عنصر قائم متکی باشد. تیغه‌های این ساختمان با دیوارهای سازه ای متقاطع بوده ولبه قائم آنهابه یک تیغه دیگر و یا یک دیوار سازه‌ای متصل گردیده است.

۵- در صورتی که دیوار و یا تیغه متکی برآن به صورت لاریز یا هشتگیر چیده شده باشد اتصال آنها کافی تلقی گردد. تیغه‌های ساختمان و دیوارهای متصل به آنها به صورت همزمان و هشتگیر ایجاد گردیده‌اند و اتصال آنها با یکدیگر کافی می‌باشد و از این لحاظ نیز آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

۲- نمای ساختمان

در نماسازی با آجر ارجح است که آجر به طور همزمان با دیوار اجرا شود و ابعاد آن با مصالح دیوار یکسان باشد تا هر دو در هر رگ روی یک لایه ملات چیده شوند. نمای ساختمان با سنگ پلاک اجرا شده و فاقد ترک عمیقی است لذا به نظر آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۳- جان پناه و دودکش‌ها

جانپناه ساختمان دارای ارتفاع و ضخامت ۳۰سانتیمتر است و مطابق بند ۹-۹-۶-۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، جان‌پناه‌های بنایی غیرمسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگتر از ۱/۵ نیاز به کنترل برای بهسازی دارند، این نسبت برای جانپناه مدرسه برابر با ۱ است که از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- ارزیابی سیستم کلاف

در ارزیابی سیستم کلاف باید کلیه ضوابط بند ۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ رعایت گردد این ضوابط در بند انسجام کنترل گردیده‌اند. همچنین کنترل موارد زیر نیز الزامی است:

۱- ارزیابی کیفیت مصالح کلاف

چنانچه در بررسی‌های عینی کلاف، تخلخل یا نواقص دیگری در بتن مشاهده گردد، کلاف به لحاظ کیفیت نامناسب مصالح آسیب‌پذیر می‌باشد. همچنین استفاده از روشهای مناسب آزمایشگاهی جهت تعیین مقاومت فشاری بتن توصیه می‌گردد. چنانچه

مقاومت فشاری بتن کمتر از ۱۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع باشد، کلاف آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد. در ساختمان مورد مطالعه مقاومت بتن کلافها کمتر از میزان فوق بوده و آسیب‌پذیر می‌باشند.

نتایج چکش اشمیت

ردیف	مشخصات محل آزمایش	قرائتها										زاویه چکش نسبت به افق (degree)	عدد میانگین	جنس و مقاومت فشاری kg/cm^2	توضیحات
		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰				
۱	کلاف قائم و C-3	14	16	15	14	17	17	16				0	16	<100	کد HT-5,6
۲	کلاف قائم و D-4	18	18	16	15	16	16	18	15	16	17	0	17	<100	کد HT-2,3
۳	فونداسیون و F-4	23	22	21	20	23	20	23				0	22	119	کد F-1

نتایج کر گیری

ردیف	شماره نمونه	امتداد افقی:۰ عمودی:۱	قطر (D) (cm)	ارتفاع (L) (cm)	نسبت ارتفاع به قطر (L/D)	وزن (gr)	وزن مخصوص (gr/cm^3)	نیروی گسیختگی (kg)	مقاومت فشاری (kg/cm^2)	وجود میلگرد عمود بر محور مغزه				خراب تصحیح			مقاومت فشاری نهایی (kg/cm^2)
										قطر (mm)	کمترین فاصله (cm)	$\varphi.d$	if	قطر نمونه	L/D	وجود میلگرد	
۱	F1	0	9.30	10.50	1.13	1.518	2.13	6.350	93	—	—	—	—	1.00	0.87	1.00	82
										—	—	—	—				
										—	—	—	—				
	محل نمونه‌برداری: فونداسیون – طبقه همکف (F-4)																
۲	F2	0	9.30	18.70	2.01	2.766	2.18	8.750	129	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	129
										—	—	—	—				
										—	—	—	—				
	محل نمونه‌برداری: فونداسیون – طبقه همکف (F-4)																

۲- ارزیابی اتصالات اجزای کلاف

چنانچه در بررسی‌های انجام شده مشخص گردد که میلگردهای کلاف بتنی در اتصالات همپوشانی لازم را نداشته و یا اتصالات کلافهای فولادی مناسب نباشند، سیستم کلاف به لحاظ وضعیت نامناسب اتصالات آسیب‌پذیر می‌باشد. در این ساختمان کلافهای افقی فلزی وکلافهای قائم بتنی می‌باشند و اتصال مناسبی بین آنها برقرار نیست و از این لحاظ آسیب‌پذیر می‌باشند.

۳- ارزیابی سیستم کلاف بواسطه وجود انفصال

چنانچه کلاف افقی و یا قائم در هر تراز از ساختمان بواسطه وجود بازشو و یا نیم طبقه ادامه نیافته و به کلاف قائم و یا افقی مجاور متصل نباشد، سیستم کلاف به لحاظ وجود انفصال آسیب‌پذیر می‌باشد.در کلافهای افقی و قائم ساختمان بازشو وجود نداشته در نتیجه از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

۴- ارزیابی کلاف بواسطه عبور لوله

در صورتیکه لوله آب، فاضلاب و یا دودکش از کلاف افقی و یا قائم عبور نماید و قطر انفصال ایجاد شده بیش از یک هشتم عرض کلاف باشد، کلاف به لحاظ وجود انفصال آسیب‌پذیر می‌باشد. ساختمان از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۵- ارزیابی اتصال دیوار و کلاف

در صورتیکه بین دیوار و کلاف اتصال مناسبی وجود نداشته باشد این اتصال آسیب‌پذیر است. در این ساختمان اتصال کلافهای قائم به دیوارها مناسب ارزیابی می‌گردد.

۶- ارزیابی وجود کلاف افقی پی

در صورتیکه در تراز پی از کلاف افقی استفاده نشده باشد و خود پی نیز به واسطه ناپیوستگی، قابلیت ایفای نقش کلاف افقی را نداشته باشد، سیستم کلاف بندی آسیب‌پذیر می‌باشد. مطابق با بررسی‌های انجام شده پی ساختمان از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

-کنترل واژگونی

جهت کنترل ساختمان در برابر واژگونی از روابط فصل۳ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده می‌شود در این روشها، لنگر مقاوم واژگونی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه موردنظر می باشد. در هنگام وجود برکنش در طبقه موردنظر، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده بعلاوه لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستونهای کششی بدست می‌آید.

۱ - محاسبه نیروی برشی جهت کنترل واژگونی ساختمان

جهت محاسبه نیروی جانبی از ضوابط بند ۳-۳-۱-۲ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده می‌کنیم.

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

W = وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده

S_a = شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است.

C_1 = ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکانهای غیرارتجاعی سیستم است، که از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$C_1 = 1 + \frac{T_S - T}{2T_S - 0.2}$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه است و T_S زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس بند ۲-۴-۳ استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آید.

در هر صورت مقدار C_1 نباید از ۱ کمتر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود.

C_2 = اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکانهـا بـه دلیـل رفتـار چرخـشی آنهـا وارد مـی‌کنـد و مقـدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود.

C_3 = برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتار غیرخطی مصالح می‌باشد.

C_m = برای اعمال اثر مودهای بالاتر

جدول ۱۸ – مشخصات خاک منطقه

نوع زمین	T_o	T_S	S
II	0.1	0.5	1.5

$$T = 0.05 \times (H)^{3/4}$$

$H = 3.9m$ (ارتفاع ساختمان)

$$T = 0.05 \times 3.9^{(0.75)} = 0.138$$

$$T_o \le T \le T_S \Rightarrow S = 1.5 \;\&\; B = 2.5$$

$$S_a = BA = 0.75$$

$$C_1 = 1 + \frac{T_S - T}{2T_S - 0.2} \le 1.5$$

$$C_1 = 1 + \frac{0.50 - 0.138}{2 \times 0.5 - 0.2} = 1.452 \le 1.5$$

$C_2 = C_3 = 1$ در تحلیل خطی

و براساس جدول (۳-۱) دستورالعمل بهسازی لرزه ای در ساختمانهای یک طبقه $C_m = 1$ در نظر گرفته می شود. در نتیجه:

$$V = 1.452 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.75 \times W$$

$$V = 1.089 \times 561.205 = 611.15$$

۲– توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

ساختمان یک طبقه بوده و نیاز به توزیع نیرو در ارتفاع ندارد.

۳– کنترل لنگر واژگونی ساختمان

کنترل لنگر وراگونی

طبقه	h(m)	f_x(ton)	f_y(ton)	W_D	درجهت x $M_x = f_x \times h$	درجهت y $M_y = f_y \times h$	X(m)	Y(m)	درجهت x $M_R = w_o \times x/2$	درجهت y $M_R = w_o \times y/2$
1	3.90	611	611	545.57	2382.9	2382.9	31.72	15.67	8652.74	4274.54
مجموع					2382.9	2382.9			8652.74	4274.54

W_D وزن طبقه ناشی از بار مرده

طبق بند ۳-۲-۱۰-۱ دستورلعمل بهسازی، جهت کنترل واژگونی از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 J}$$

در رابطه فوق:

M_{ST} = لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده

M_{OT} = لنگر واژگونی در طبقه موردنظر

J = ضریب کاهش بار است که براساس بند ۳-۴-۱-۱ دستورالعمل بهسازی برای مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد برابر 2 در نظر گرفته می‌شود.

در جهت x $\quad 8652.74 > \frac{2382.9}{1\times1\times1.452\times2} = 820.56 \; ok$

در جهت y $\quad 4274.54 > \frac{2382.9}{1\times1\times1.452\times2} = 820.56 \; ok$

بنابراین ساختمان ازنظر واژگونی مشکلی ندارد.

-کنترل تیرهای فلزی سقف و نعل درگاه

۱- تیرهای سقف

الف) مطابق با توضیحات ارایه شده نوع سقف از طاق ضربی و تیرهای IPE160 در فواصل ۱ متری می‌باشند.

برای کنترل آنها از ضوابط فصل پنجم دستورالعمل استفاده می‌کنیم.

برای بلندترین دهانه (بحرانی ترین حالت) کنترل می‌گردد:

$L_{span} = 5.52m$

عرض بارگیر $= 100 \; cm$

بارمرده $= 620 \; kg/m^2$

بارزنده $= 150 \; cm$

$q = (0.620+0.150)\times1.00 = 0.77 \quad ton/m$

طبق دستورالعمل بهسازی $\quad comb1 = 1.1(Q_{DL} + Q_{LL})$

بارورد بر واحد طول تیر $\quad \Rightarrow Q = 1.1\times0.77 = 0.847 \quad ton/m$

کنترل خمشی طبق بند ۵-۴-۲-۳-۲ دستورالعمل بهسازی:

$$M_{max} = \frac{QL^2}{8}$$

$$M_{\max_2} = \frac{0.847 \times 5.52^2}{8} = 3.23 \quad ton.m$$

تیرها با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته می‌شوند. تلاشها در اعضای اصلی و غیراصلی که توسط تغییرشکل کنترل می‌شوند از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{ye}$$

Z : اساس مقطع خمیری

F_{ye} : تنش تسلیم مورد انتظار مصالح

$$F_{y_e} = 1.1 \times F_y \Rightarrow F_{y_e} = 1.1 \times 2400 = 2640 \quad {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$Z = 123 cm^3$$

$$M_{PCE} = 123 \times 2640 = 324720 \quad kg.cm$$

K= ضریب آگاهی طبق بند (۲- ۲- ۵-۴) دستورالعمل بهسازی

طبق جدول (۵ – ۲) دستورالعمل چنانچه شرایط زیر برقرار باشد و سطح عملکرد مورد انتظار LS (ایمنی جانی) موردنظر باشد "m=6" انتخاب می شود.

الف) $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$

ب) $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$

برای پروفیل IPE ۱۶۰

الف) $\frac{h}{t_w} = \frac{16}{0.50} = 32 \leq \frac{3185}{\sqrt{2640}} = 61.98$ OK✓

ب) $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{8.2}{2 \times 0.74} = 5.54 \leq \frac{420}{\sqrt{2640}} = 8.17$ OK✓

$$\Rightarrow mkQ_{CE} = 6 \times 1 \times 324720 = 1{,}948{,}320\, kg.cm = 19.48\, ton.m$$

$$M_{UD1} = 3.23 ton.m$$

$$M_{UD1} < mkQ_{CE}$$

۲- تیرهای نعل درگاه

مطابق با برداشتهای انجام شده پنجره‌ها به تراز زیر سقف متصل شده‌اند و ساختمان فاقد نعل درگاه است در نتیجه آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

موارد آسیب‌پذیر و روش های بهسازی آن

ردیف	مواردی که نیاز به بهسازی دارند	طرح پیشنهادی
۱	افزایش مقاومت جانبی دیوارهای باربر	استفاده از روکش بتنی
۲	انسجام سقف و افزودن یکپارچگی آن	اجرای تسمه ضربدری
۳	انسجام سقف و دیوار باربر	استفاده از نبشی‌های سرتاسری
۴	پرتاب خارج از صفحه دیوارها	روکش بتنی و استفاده از کلافهای فولادی
۵	بهسازی بازشوها	روکش بتنی
۶	بهسازی طول آزاد دیوارها	تعبیه کلاف قائم با روکش بتنی یا ورق فولادی
۷	افزایش ضخامت دیوار	استفاده از روکش بتنی
۸	بهسازی جانپناه بام	آسیب‌پذیر نمی‌باشد
۹	طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف	بوسیله نبشی‌های سرتاسری
۱۰	مقاومت برشی حداقل ملات	استفاده از روکش بتنی
۱۱	کنترل رفتار المانهای مقاوم در برابر بارهای جانبی با توجه به انعطاف‌پذیری سقف	استفاده از روکش بتنی

معرفی طرح نهایی بهسازی

۱- بهسازی سقف

جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی در سقف طاق ضربی ساختمان از روش زیر برای بهسازی استفاده می‌شود:

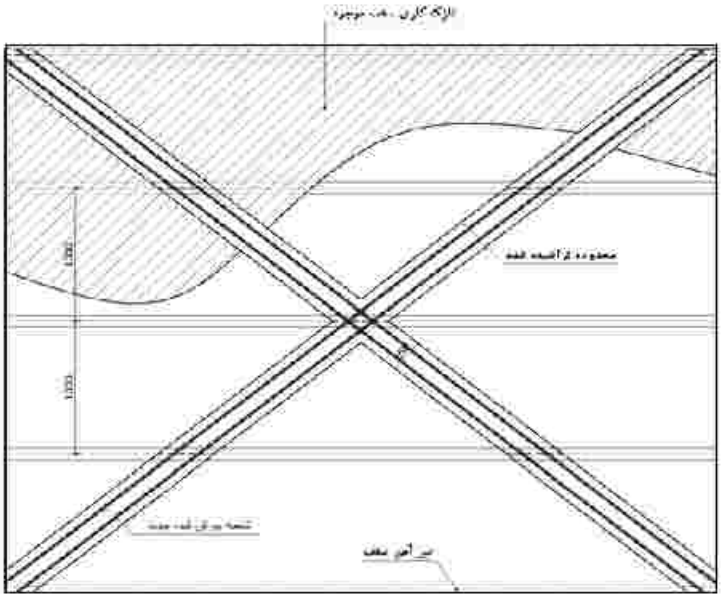
اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری تراشیده می شود تا تیر آهن‌های سقف موجود مشخص شوند. نبشی‌های پیرامونی که مربوط به اتصال روکش بتنی به سقف می‌باشند در محل خود نصب می‌گردند. یک جفت تسمه مطابق شکل ۸-۱-ج، به زیر تیر آهن‌های سقف موجود و انتهای نبشی‌های پیرامونی جوش می‌شوند.

دراین روش سقف به صورت کامل صلب نمی‌شود ولی انسجام و یکپارچگی مناسبی در آن بوجود می‌آید.

مهاربندی‌های ضربدری برای تیرآهن‌های سقف طاق ضربی یکی از شرایط لازم جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی سقف می‌باشد.

مزایای استفاده از این روش:

- آسیب نرسیدن به کفسازی و عدم نیاز به کفسازی مجدد.
- حجم پایین تخریب.
- آسیب کمتر به تاسیسات مکانیکی و برقی موجود در کف.
- اقتصادی‌تر بودن این روش نسبت به سایر روشها.
- سهولت اجرا.



شکل مثال ۸-۱-ح- بهسازی سقف با تسمه فولادی

۲- روکش بتنی

در این روش شبکه‌ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب می‌شود و سپس بر روی آن بتن می‌پاشند. ابتدا نازک‌کاری موجود دیوار تراشیده شده، سطوح آجری کاملاً تمیز می‌شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می‌گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را کمی تر می‌کنند ، اما نه چندان که بتن فرو ریزد. همچنین قبل از شروع، قسمتهایی از زیر کار را که خرد شده یا سست می‌باشند از دیوار جدا می‌گردند. پس از تراشیدن نازک‌کاری، برشگیرها مطابق با جزئیات اجرائی ارائه شده در محل خود نصب شده و اطراف آنها با گروت پر می‌شود. بعد از نصب برشگیرها شبکه فولادی در محل خود نصب می‌شود. تمامی آرماتورها به نبشی‌های فوقانی و تحتانی جوش شده و برشگیرها نیز به شبکه متصل می‌شوند. عمل پاشش بایستی توسط بتن پاش انجام شده و در چند لایه صورت گیرد تا میزان گودشدگی به حداقل برسد. در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گودشدگی، برآمدگی و یا پوسته شدن، انجامیده است بتن تراشیده و دوباره پاشیده می شود.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می توان مقاومت لرزه‌ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می‌توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروی جانبی زلزله را بگیرند.

باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف، روکش قطع می‌شود و در نتیجه نیروهای وارد به ساختمان در تراز سقف به روکش منتقل نمی‌شوند. برای رفع این نقص از نبشی‌های محیطی افقی در زیر سقفها استفاده می‌شود.

۳- تقویت پی دیوارهای روکش شده

نیروی افقی حاصل از زلزله که به دیوارهای روکش شده وارد می‌شود باید به زمین منتقل شود. در محل اتصال روکش بتنی با فونداسیون برای روکش بتنی ، پی جدیدی احداث می‌گردد این پی جدید روی فونداسیون اجرا می‌شود. ابعاد این فونداسیون باید به صورتی انتخاب شود که نیروهای وارد بر روکش را تحمل نماید. با توجه به اینکه در روکش بتنی اجرا شده در اثر بارهای

جانبی علاوه بر برش، خمش هم ایجاد می‌گردد، باید در بالا و پائین مقطع پی آرماتور به کار برده شود و با توجه به اینکه رفتار این دیوارها به صورت کلی برشی بوده و به علت گستردگی و یکپارچه عمل کردن دیوارهای تقویت شده مقدار خمش ایجاد شده در پی کم است، این پی‌ها نیاز به ارتفاع زیادی ندارند.

۴- انسجام سقف و دیوار

با توجه به ارزیابی‌های انجام شده تیرهای سقف بدون هیچ مهار و یا تمهیدی روی کلاف افقی قرار گرفته‌اند. جهت انسجام سقف و دیوار راهکار زیر پیشنهاد می گردد.

در زیر سقف جهت ایجاد اتصال بین سقف طاق ضربی و دیوار، از نبشی سرتاسری که توسط بولتهایی در فواصل معین به کلافها متصل شده است و تیرچه‌های سقف نیز به این نبشی‌ها جوش می‌شوند، استفاده می‌شود. این نبشی‌ها در روکش بتنی نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند و میلگردهای روکش به این نبشی‌ها متصل می‌شوند.

مزایای استفاده از راهکارهای فوق:

۱- تخریب کم

۲- سهولت اجرا

۳- ایجاد انسجام کافی به طور همزمان برای سقف

۴- بستن پا طاق سقف طاق ضربی

۵- تامین طول نشیمن کافی برای تیرچه‌ها

۶- جوش میلگردهای روکش بتنی به نبشی‌ها

۷- تامین انسجام سقف و دیوارها و کلافها

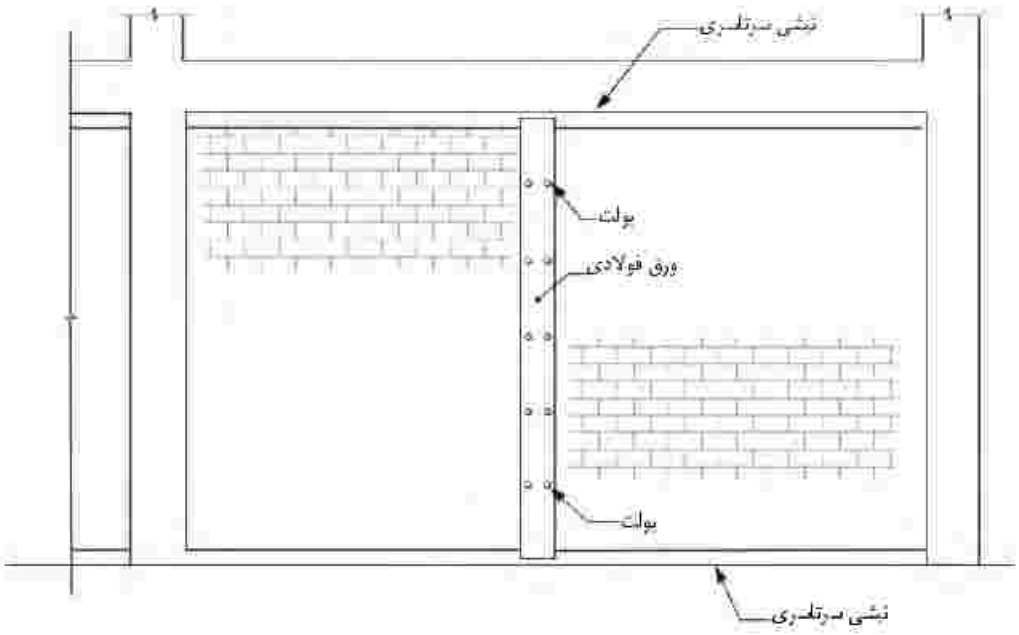
۸- تامین اتصالات لازم جهت تامین مقاومت پرتاب خارج از صفحه

۵- تامین مقاومت لازم جهت ممانعت از پرتاب خارج از صفحه

طبق ارزیابی‌های انجام شده بعلت عدم وجود اتصال مناسب بین دیوار و کلافهای قائم وافقی، امکان پرتاب خارج از صفحه دیوار در اثر نیروی زلزله وجود دارد در صورت عدم استفاده از روکش بتنی بمنظور مقاومسازی دیوار، برای کنترل پرتاب خارج از صفحه آنها از تسمه‌هایی که به دو طرف دیوار متصل می‌گردند و با بولت به یکدیگر متصل می‌شوند، استفاده می‌گردد. در دیوارهایی که طول آزاد بیشتر از ۵ متر دارند این کلافها آسیب‌پذیری ناشی از طول زیاد دیوارها را نیز مرتفع می‌سازند.

۶- بهسازی دیوارهای با بازشو

دیوارهایی که به علت وجود بازشو آسیب پذیر می باشند با ایجاد روکش بتنی بهسازی می گردند این روکش بتنی هم مقاومت دیوار در برابر بارهای جانبی را افزایش می دهد و هم موارد دیگر آسیب پذیری موجود را از بین می برد.



شکل مثال ۸-۱-خ- کنترل برناب خارج از صفحه

۷- بهسازی دیوارهایی که شرایط حداقل کیفیت ملات را ندارند.

طبق بند ۷-۶-۱-۱-۲ دستورالعمل بهسازی چنانچه مقاومت برشی ملات دیوارها کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمترمربع باشد آن دیوارها شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نمی‌باشند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب‌پذیر هستند. با استفاده از روکش بتنی این نقص برطرف می‌گردد. با توجه به این ضعف میزان روکش بتنی و ضخامت آن طوری باید محاسبه گردد که چنانچه بار وارد بر دیوار برحسب سختی بین دیوار و روکش تقسیم گردد نیروی وارد به دیوار بیش از مقاومت برشی آن نگردد (دیوار پایدار بماند) و همچنین روکش و میلگردهای آن توانایی تحمل بار وارده بر حسب سختی روکش را دارا باشند.

۸- بهسازی رفتار دیوارهادر برابربارهای جانبی با در نظر گرفتن انعطاف پذیری سقف.

سقف ساختمان بوسیله نبشی‌های پیرامونی وتسمه‌های ضربدری منسجم می‌شود ، بعلت ساختار سقف و اجرای آن با طاق ضربی، پس از انسجام نیز نمی‌توان سقف را کاملا صلب فرض نمود. بنابراین نیروی وارد شده به هر دیوار با فرض سقف منعطف و بر حسب سطح بارگیر آن ، محاسبه می شود.

ارزیابی تفصیلی فنی طرح نهایی بهسازی

۱ - مقدار روکش بتنی مورد نیاز

با توجه به اینکه بتن با ضخامت کم و همچنین کیفیت نامناسب به روی دیوار پاشیده می‌شود و همچنین با توجه به سوابق و تجربیات اجرای روکش بتنی، در محاسبه ظرفیت دیوارها از مقاومت برشی بتن صرفنظر شده و صرفاً مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده منظور می گردد. برای محاسبه روکش بتنی به آیین نامه های معتبر مراجعه شود[۱].

۱- به عنوان نمونه ACI 530

۲- محاسبه ابعاد چشمه‌های آرماتور مورد نیاز

بهسازی سقف منجر به منسجم شدن آن می‌گردد و دیوارها بر حسب سختی خود بار تحمل نمی‌کنند و تنها نسبت سطح بار گیر آنها معین کننده نیروی برشی وارده به هر دیوار می‌باشد. با این فرض و توضیحات بند فوق نیروی برشی سهم هر دیوار را تنها مقاومت برشی ملات و میلگردهای روکش بتنی اجرا شده روی آن تحمل می‌کند و آرماتورهای آن به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

ابتدا نیروی برشی دیوار بر حسب سطح بارگیر آن معین می‌شود و سپس با فرض اینکه این نیرو به نسبت سختی بین روکش و دیوار تقسیم می‌گردد، آرماتورهای روکش بتنی طراحی می شود.

میزان افزایش وزن ساختمان بدلیل اجرای روکش بتنی برابر است با:

$$L_{total} = 260 \ \ m$$
$$t_{shot} = 6 \ cm$$
$$W_{shot} = 0.06 \times 260 \times 3.60 \times 2.5 = 140.4 \ \ ton$$
$$V = 0.33 \, AIW$$
$$V = 0.33 \times 0.3 \times 1.2 \times \frac{1}{2} \times 140.4 = 8.339 ton$$
$$V_{total} = 66.67 + 8.339 = 75 ton$$

محاسبه روکش بتنی برای دیوار شماره ۱ در راستای طولی ساختمان

سطح بارگیر دیوار:
$$A_1 = 31.72 \times \frac{5.95}{2} = 94.37 \ m^2$$

نسبت سطح بارگیر به مساحت کل:
$$\frac{A_1}{A_{total}} = \frac{94.37}{521} = 0.1811$$

نیروی برشی وارد به دیوار (روکش و دیوار بنایی):

$$V_1 = 0.1811 \times V_{total}$$
$$V_1 = 0.1811 \times 75 = 13.582 \ ton$$

با توجه به مقاومت برشی ملات دیوارها، مقدار نیروی برشی قابل تحمل دیوار مطابق زیر محاسبه می‌گردد:

طول خالص دیوار بدون بازشو
$$L_{net} = 11.31 m$$

ضخامت مؤثر
$$t_{eff} = 0.35 \ m$$

تنش مجاز برشی ملات
$$v_a = 0.0745 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

مقاومت برشی دیوار
$$\Rightarrow V_{wall} = 11.31 \times 0.35 \times 0.0745 \times \frac{10^{-3}}{10^{-4}} = 2.95 ton$$

با توجه به توزیع نیرو بر حسب سختی نباید نیروی وارد به دیوار از مقدار فوق تجاوز کند.

محاسبه نسبت سختی روکش و دیوار:

سختی روکش بتنی از رابطه زیر بدست می آید:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_c I_{gc}} + \frac{h}{A_v G_c}}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f_c}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$$

سختی دیوار از رابطه زیر بدست می‌آید

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_{me} I_{g\,me}} + \frac{h}{A_v G_{me}}}$$

$$E_{me} = 550 f_{me}$$

$$G_{me} = 0.40 E_{me}$$

با توجه به رابطه‌های فوق نسبت سختی روکش بتنی به سختی دیوار بنایی برابر است با:

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}} = \frac{E_c t_c}{E_{me} t_{me}} \times \left[\frac{(\frac{h}{l})^2 + 2.5}{(\frac{h}{l})^2 + 2.5} \right]$$

برای دیوار شماره ۱ و با فرضیات زیر این نسبت محاسبه می‌گردد:

$$f_c = 150 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15100\sqrt{150} = 184936 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$t_c = 6 \ cm$$

$$f_{me} = 15 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{me} = 550 \times 15 = 8250 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$t_{me} = 35 \ cm$$

$$h = 360 \ cm$$

$$L_{net} = 1131 cm$$

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}} = \left[\frac{184936 \times 6}{8250 \times 35} \right] = 3.84$$

مقدار نیروی برشی وارده به روکش بتنی برابر است با:

$$\begin{cases} \dfrac{V_{shot}}{V_{wall}} = 3.84 \\ V_{shot} + V_{wall} = 13.582\ ton \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_{shot} = 10.776\ ton \\ V_{wall} = 2.806\ ton \ \le V_{max(wall)} = 2.95\ ton \ \ ok \end{cases}$$

با توجه به اینکه بتن با ضخامت کم و کیفیت نامناسب به روی دیوار پاشیده می‌شود و همچنین با توجه به سوابق و تجربیات اجرای روکش بتنی، در محاسبه از مقاومت برشی بتن صرفنظر شده و صرفاً مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده منظور می‌شود.

محاسبه ابعاد چشمه‌های میلگرد روکش بتنی:

فواصل میلگردهای افقی با توجه به نیروی برشی وارد بر دیوار:

$$s = \frac{A_s f_s d}{V}$$

$$f_s = 0.55 \times F_y = 0.55 \times 3000 = 1650\ \tfrac{kg}{cm^2}$$

$$d = 0.8\, L_{net}$$

$$If\ \ use\ \Phi 4 \Rightarrow s = \frac{0.125 \times 0.55 \times 3000 \times (1131 \times 80\%)}{10.776 \times 1000} \Rightarrow s = 17.31\ \ cm$$

فواصل میلگردهای قائم:

مساحت مقطع میلگرد قائم برای مقابله با شکست خمشی از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$A_s = \frac{\left[\dfrac{h}{l} \times 1.4 \times V - \dfrac{1}{2} \times (W_1 + W_2)\right]}{0.35 \times F_y}$$

با توجه به اینکه روکش بار ثقلی را تحمل نمی‌کند از این بار صرفنظر می‌کنیم.

W_1 = وزن دیوار برابر با وزن روکش می‌باشد.

W_2 = وزن سربار دیوار برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود.

$$W_1 = 11.31 \times 3.60 \times \left[(0.06 \times 2.5)\right] = 6.107\ \ ton$$

$$W_2 = 0\ \ ton$$

$$V = 10.776\ ton$$

$$A_s = \frac{\left[\dfrac{360}{1131} \times 1.4 \times 10776 - (0.5 \times 6107)\right]}{0.35 \times 3000} = 1.66 cm^2 \Rightarrow use\ A_s\ \min$$

با توجه به محاسبات فوق از همان قطر و فواصل میلگرد افقی برای آرماتورهای قائم استفاده می‌گردد.

در ادامه ابعاد چشمه‌های آرماتور برای تمامی دیوارهای ساختمان در غالب جدول محاسبه گردیده است:

ابعاد شبکه‌های ارماتور

نام دیوار	سطح مرگیر	نسبت مساحت به کل طبقه	مقدار نیروی برشی وارده	طول دیوار	طول موثر	ضخامت موثر	مقاومت تقریبی برشی دیوار	نسبت لنگر به طول دیوار	نیروی وارد به دیوار	پایداری دیوار تحت اثر بار جانبی	نیروی وارد به بزرگی پذیری	$S-(\emptyset/\varepsilon_{mu})$
1	94.37	0.18	13.58	31.72	11.31	0.35	2.949	3.84	2.805	ok	10.779	17.31
2	155.43	0.30	22.37	31.72	19.40	0.35	5.059	3.84	4.620	ok	17.754	18.03
3	110.35	0.21	15.89	22.07	12.59	0.35	3.283	3.84	3.280	ok	12.605	16.48
4	22.37	0.04	3.22	6.30	3.40	0.35	0.887	3.84	0.665	ok	2.555	21.96
5	66.21	0.13	9.53	22.07	8.17	0.35	2.130	3.84	1.968	ok	7.563	17.82
6	51.29	0.10	7.38	13.15	13.15	0.35	3.429	3.84	1.524	ok	5.858	37.04
7	37.40	0.07	5.38	7.48	6.46	0.35	1.684	3.84	1.112	ok	4.272	24.95
8	47.22	0.09	6.80	6.44	6.44	0.35	1.679	3.84	1.404	ok	5.394	19.70
8-1	64.42	0.12	9.27	6.17	6.17	0.35	1.609	3.84	1.915	Nok	7.359	13.83
9	112.82	0.22	16.24	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	3.354	Nok	12.888	16.14
10	112.04	0.22	16.13	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	3.330	Nok	12.798	16.26
11	58.76	0.11	8.46	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	1.747	ok	6.712	31.00

مطابق جدول فوق با توجه به اجرای روکش به ضخامت ۶ سانتیمتر و همچنین تقسیم نیروی بر حسب سختی، نیروهای وارد بر دیوارهای مشخص شده، بیش از مقاومت برشی دیوار بوده و پس از اعمال نیروی جانبی دیوار پایدار نخواهد ماند، برای رفع این نقیصه لازم است که نسبت سختی روکش به دیوار افزایش یابد و در نتیجه باید ضخامت روکش افزایش یابد با توجه به نحوه اجرا روکش بتنی و محدودیتهای آن، از روکش دورو استفاده می‌گردد.

محاسبه روکش بتنی برای دیوار شماره ۱-۸ در راستای عرضی ساختمان

محاسبه سختی روکش بتنی دورو

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}} = \frac{E_c t_c}{E_{me} t_{me}}$$

$$f_c = 150 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15100\sqrt{150} = 184936 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t_c = 2 \times 6\ cm$$

$$f_{me} = 15 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{me} = 550 \times 15 = 8250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$t_{me} = 35\ cm$$

$$h = 360\ cm$$

$$l_{net} = 617 cm$$

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}} = \left[\frac{184936 \times 2 \times 6}{8250 \times 35}\right] = 7.69$$

مقدار نیروی برشی وارده به روکش بتنی برابر است با:

$$\begin{cases} \dfrac{V_{shot}}{V_{wall}} = 7.69 \\ V_{shot} + V_{wall} = 9.27\ ton \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_{shot} = 8.203\ ton \\ V_{wall} = 1.067\ ton \ \le V_{max(wall)} = 1.592 ton \ \ ok \end{cases}$$

$$s = \frac{A_s f_s d}{V}$$

$$f_s = 0.55 \times F_y = 0.55 \times 3000 = 1650 \frac{kg}{cm^2}$$

$$d = 0.8\, L_{net}$$

$$If\ \ use\ \Phi 4 for\ each\ side \Rightarrow s = \frac{0.125 \times 0.55 \times 3000 \times (617 \times 80\%)}{8.203/2 \times 1000} \Rightarrow s = 24.82\ \ cm$$

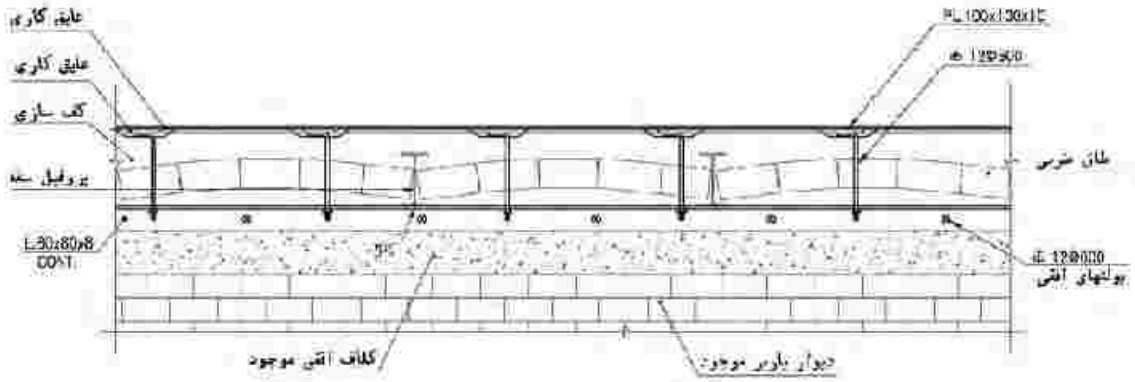
نوع و آرماتور روکش بتنی

نام دیوار	سطح مقطع	نسبت مساحت به کل طبقه	برش وارده	ممان اینرسی	ممان موثر	ضخامت موثر	مقاومت فشاری برشی دیوار	نسبت سختی روکش به دیوار	نیروی وارد به دیوار	پایداری دیوار تحت اثر بار جانبی	نیروی وارد به روکش بتنی	$S_{xAl}dV_i$ $Q=۴۰$	نوع روکش
1	94.37	0.18	13.58	31.72	11.31	0.35	2.949	3.84	2.805	ok	10.779	17.31	پک زن t=6 cm
2	155.43	0.30	22.37	31.72	19.40	0.35	5.059	3.84	4.620	ok	17.754	18.03	پک زن t=6 cm
3	110.35	0.21	15.89	22.07	12.59	0.35	3.283	3.84	3.280	ok	12.605	16.48	پک زن t=6 cm
4	22.37	0.04	3.22	6.30	3.40	0.35	0.887	3.84	0.665	ok	2.555	21.96	پک زن t=6 cm
5	66.21	0.13	9.53	22.07	8.17	0.35	2.130	3.84	1.968	ok	7.563	17.82	پک زن t=6 cm
6	51.29	0.10	7.38	13.15	13.15	0.35	3.429	3.84	1.524	ok	5.858	37.04	پک زن t=6 cm
7	37.40	0.07	5.38	7.48	6.46	0.35	1.684	3.84	1.112	ok	4.272	24.95	پک زن t=6 cm
8	47.22	0.09	6.80	6.44	6.44	0.35	1.679	3.84	1.404	ok	5.394	19.70	پک زن t=6 cm
8-1	64.42	0.12	9.27	6.17	6.17	0.35	1.609	7.69	1.068	ok	8.206	24.81	دو رو t=2x6 cm
9	112.82	0.22	16.24	15.67	12.61	0.35	3.288	7.69	1.870	ok	14.372	28.96	دو رو t=2x6 cm
10	112.04	0.22	16.13	15.67	12.61	0.35	3.288	7.69	1.857	ok	14.272	29.16	دو رو t=2x6 cm
11	58.76	0.11	8.46	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	1.747	ok	6.712	31.00	پک زن t=6 cm

مینیمم مقدار آرماتورهای مصرفی در روکش بتنی و با توجه به استفاده از شبکه‌های جوش شده برابر با ۰/۲٪ می‌باشد بنابراین با فرض استفاده از روکش بتنی با ضخامت ۶ سانتیمتر آرماتور مورد نیاز برابر است با:

$$\rho_{min} = 0.002$$
$$A_{s\,min} = 0.002 \times 6 \times 100 = 1.2 \Rightarrow$$
$$use\ \Phi 4 @ 10cm \Rightarrow 10 \times 0.125 = 1.25 \geq 1.2\ ok$$

محاسبه اتصالات روکش بتنی به سقف:



شکل مثال ۸-۱-د- اتصال روکش بتنی به سقف

برای اتصال روکش بتنی به سقف از اتصالات مطابق شکل فوق استفاده می‌نماییم. برای این اتصال از نبشی 8×80×80 در زیر سقف استفاده می‌گردد این نبشی توسط بولتهای افقی و قائم به سقف متصل شده است، این اعضا به صورت زیر کنترل می‌شوند:

۱ - کنترل بولت‌ها

ماکزیمم نیروی برشی وارد به دیوار مطابق محاسبات انجام شده برابر با 13.58 ton/m برای دیوار شماره ۱ می‌باشد (از تقسیم نیرو بر طول موثر دیوار و مقایسه نتایج) و بدلیل اینکه بولتها متصل کننده دیوار و روکش می‌باشند برای نیروی کل وارد به دیوار برحسب سطح بارگیر، محاسبه می‌گردند:

تنش مجاز برشی بولتها مطابق با جدول ۱۰-۱-۱۰-۶ مبحث دهم مقررات ملی، برای قطعات دندانه شده و در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد برابر است با :

$$F_v = 0.22 F_u$$

مطابق با بند ۵ توضیحات جدول مذکور وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلیمتر تجاوز کند این تنش مجاز را باید ۲۰٪ کاهش داد و در نتیجه:

$$F_v = 0.8 \times 0.22 \times F_u$$
$$F_v = 0.8 \times 0.22 \times 5000 = 880\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$use\ \Phi 12 \Rightarrow A_s = 1.13 cm^2$

$SHEAR\ CAPACITY\ FOR\ \ 1\Phi 12 = 1.13 \times 880 = 995\ Kg$

$for\ ground\ floor \rightarrow V_{max} = 13.580\ ton \Rightarrow n = 13.580 \times 1000 / 995 = 13.648$

$L_{net} = 11.31 m \Rightarrow \frac{11.31}{13.648} = 0.82\ m$

$use\ \ \Phi 12\ @\ \ 60\ cm$

۲- کنترل نبشی های محیطی زیر سقف

این نبشی به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

- برش داخلی (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می‌گردد)

$V_{max} = 10.79\ \ ton\ in\ 11.31 m$

$F_v = 0.4 F_y$

$F_y = 0.4 \times 2400 = 960\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$SHEAR\ \ CAPACITY\ \ FOR\ \ \ L80 \times 80 \times 8 = 0.8 \times 960 = 768\ {}^{Kg}/_{cm}$

$\Rightarrow \frac{10790}{1131} = 9.54 < 768\ \ \ ok$

- نیروی محوری (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می‌گردد)

با توجه به فواصل بولتها طول آزاد عضو فشاری برابر با ۶۰ سانتیمتر می‌باشد بولتها به صورت یکی در میان و فواصل ۶۰ سانتیمتری به دیوار و سقف متصل می‌گردند در نتیجه ماکزیمم طول آزاد نبشی بین بولتها ۶۰ سانتیمتر می‌باشد:

$IF\ use\ \ L80 \times 80 \times 8$

$\lambda = \frac{K L}{r} = \frac{1 \times 60}{2.42} = 24.8 \Rightarrow F_a = 1354\ \frac{kg}{cm^2}$

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10790}{12.3} = 877.23\ \frac{kg}{cm^2}$

$\Rightarrow 877.23 < 1354\ ok$

- کنترل جوش آرماتور روکش بتنی به نبشی

ساق جوش ۲ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می‌گردد)

$$L=\frac{V}{650D}\Rightarrow If\ D=2mm\Rightarrow\frac{\frac{10790}{1131}\times100}{650\times0.2}=7.338cm$$

$$\Phi4@100mm\Rightarrow10in1m$$

$$7.338/10=0.75\ cm$$

با توجه به خم کردن آرماتورها جهت اتصال به نبشی و ناصاف بودن انتهای میلگرد و سهولت در اجرا در جهت اطمینان طول چوش برای هر میلگرد برابر با ۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

- کنترل محل سوراخ بولتها در بال نبشی

برای کنترل محل سوراخها باید شرایط زیر رعایت شوند.

- حداقل فواصل سوراخها

فاصله مرکز به مرکز سوراخهای استاندارد نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد.

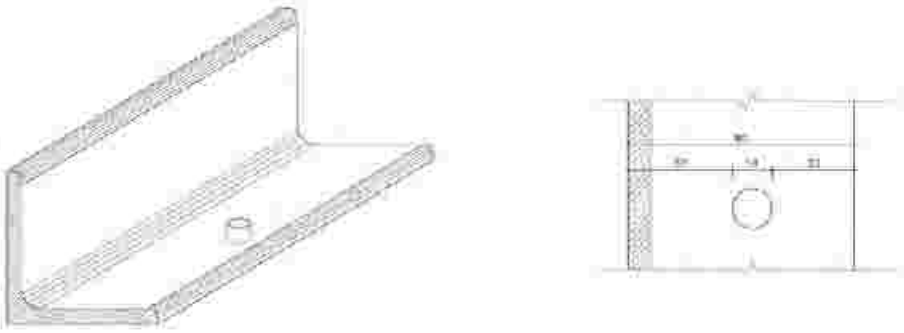
- حداقل فاصله تا لبه

فاصله مرکز سوراخهای استاندارد تا لبه قطعه اتصال شونده (لبه نورد شده ورق) نباید از ۲ برابر قطر بولت کمتر باشد.

- حداکثر فاصله تا لبه

حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه برای قطعات زنگ نشده که تحت اثر خوردگی و زنگ زدگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قسمت متصل شونده و همچنین از۱۲/۵ سانتیمتر بیشتر شود.

با توجه به اندازه بولتهای مورد نیاز و همچنین محل سوراخهای آنها این شرایط به صورت زیر کنترل می‌شوند:



شکل مثال۸-۱-ز- محل سوراخهای نبشی

$1)\ 3d < 300\,mm \Rightarrow 3\times 12 < 300\,mm \qquad ok$

$2)\ 2d \le 29\,mm \Rightarrow 2\times 12 < 29\ mm \qquad ok$

$3)\ 29 < 8t\ or\ 125\,mm \Rightarrow 29 < 8\times 8\ or\ 125\ mm \quad ok$

محاسبه اتصالات روکش بتنی به دیوار (برشگیرها):

این اتصالات باید به نحوی اجرا شوند که نیروی برشی وارد بر دیوار نسبت سختی کاملا به روکش بتنی منتقل گردد، جهت کنترل این برشگیرها از نیروی برشی ماکزیمم وارد بر دیوار استفاده می‌نماییم.

$V_{max} = 13.58\ ton\ in\ 11.31m$

$F_v = 0.8\times 0.22\times F_u$

$F_v = 0.8\times 0.22\times 5000 = 880\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$SHEAR\ CAPACITY\ FOR\ 1\Phi 4 = A_s \times F_v = 0.125\times 880 = 110\ kg$

$$n = \frac{13580}{110} = 123.454$$

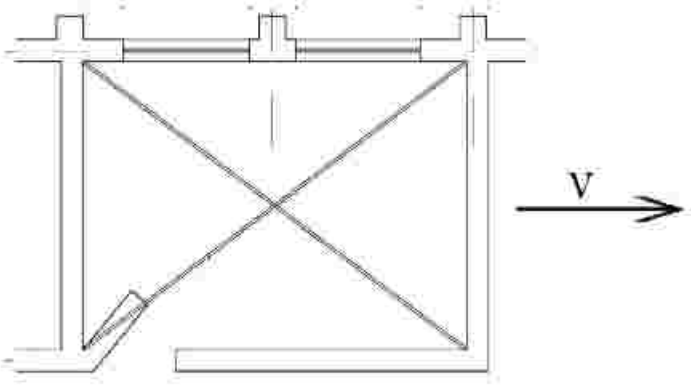
$need\ 123.454\ bolts\ in\ 11.31\times 3.60\,m^2$

$$\Rightarrow \frac{11.31\times 3.60}{123.454} = 0.3298 bolts\ in\ 1m^2 \Rightarrow \sqrt{0.3298} = 0.56\ m$$

$\Rightarrow use\,\Phi 4\ @\ 500\times 500\ mm$

محاسبه تسمه‌های ضربدری منسجم کننده سقف:

چون این تسمه‌ها جهت انسجام سقف به کار می‌روند باید توانایی تحمل نیروی برشی وارد بر سقف را داشته باشند. نهایتاً مساحت این تسمه‌ها مطابق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ جهت اجرای سقف طاق ضربی نباید از مساحت یک میلگرد ۱۴ کمتر شود. نباید مساحت محسور بین تسمه ها از ۲۵ مترمربع بیشتر گردد:



شکل مثال ۸-۱-ر- تسمه های ضربدری

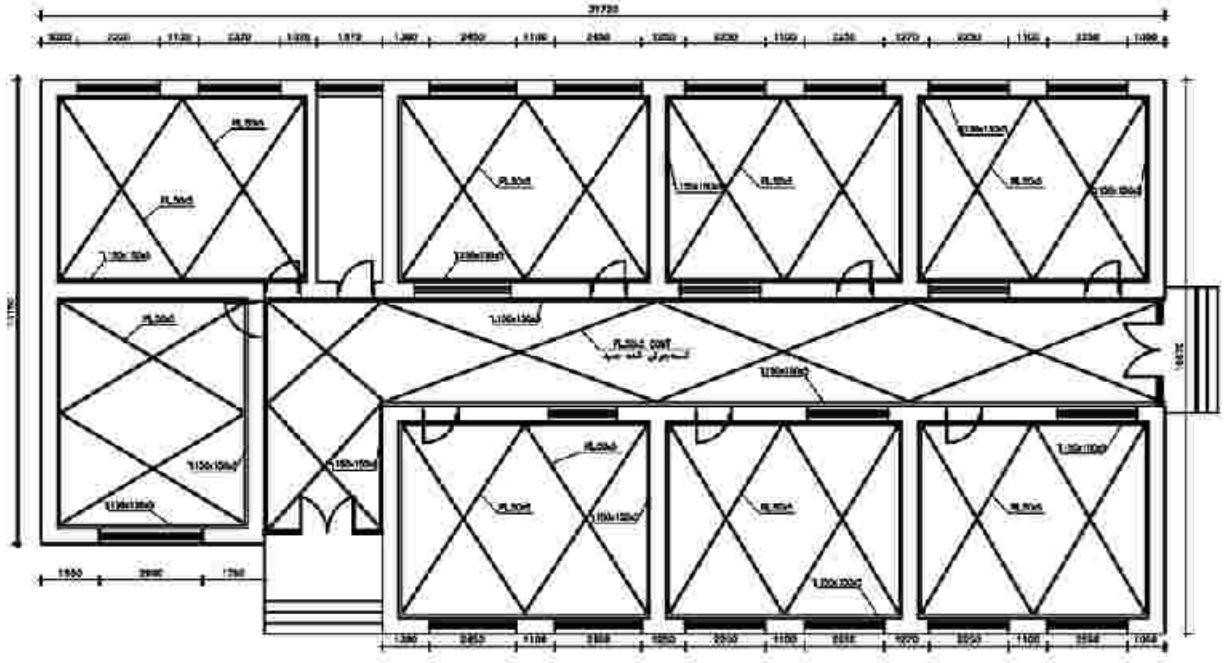
$$V_i = 0.33 \times A\ IW_i$$
$$W_i = A_i \times (DL + \lambda LL)$$
$$W_i = 25 \times 680 = 17\ ton$$
$$V_i = 0.33 \times 0.3 \times 1.2 \times 17 = 2.02\ ton$$

$$T = \max\left[\frac{2.02}{2\cos 40} = 1.32 ton\ \&\ \frac{2.02}{2\sin 40} = 1.57 ton \right]\ (for\ each\ plate)$$

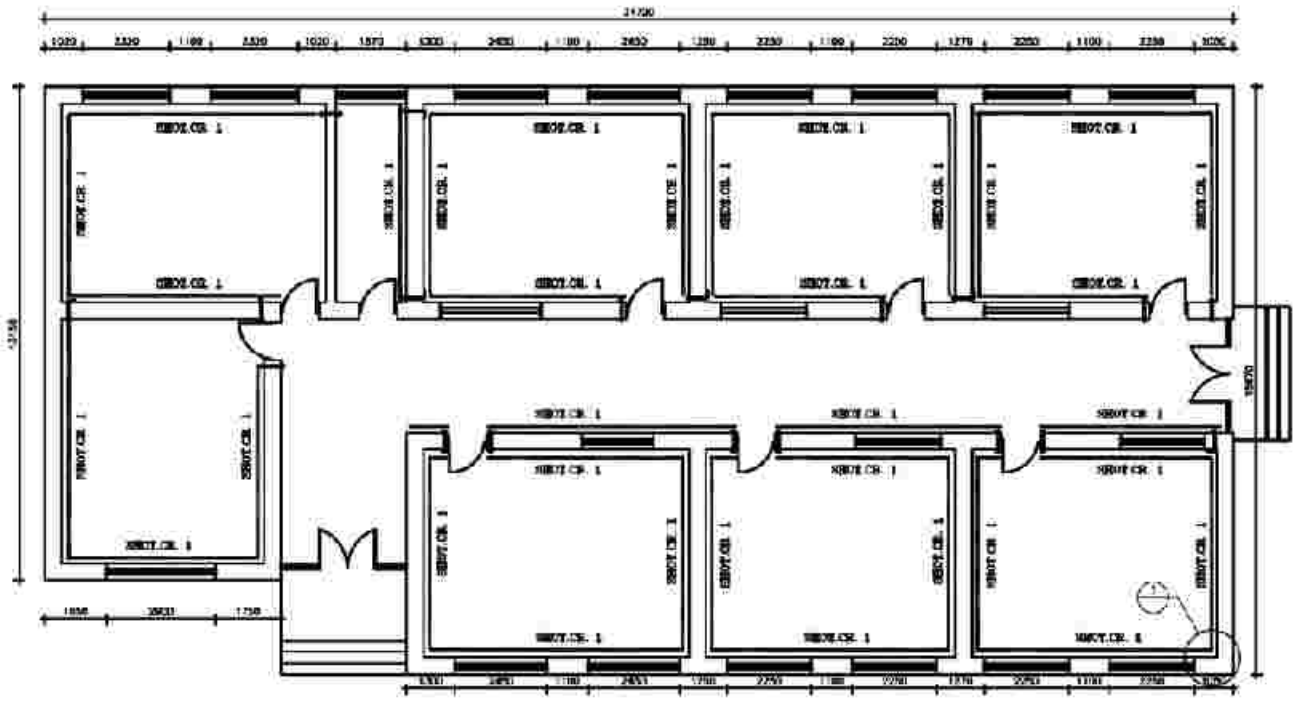
$$F_t = \min(0.6F_y\ or\ 0.5F_u) = 1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$\frac{1570}{1440} = 1.09\ cm^2$$

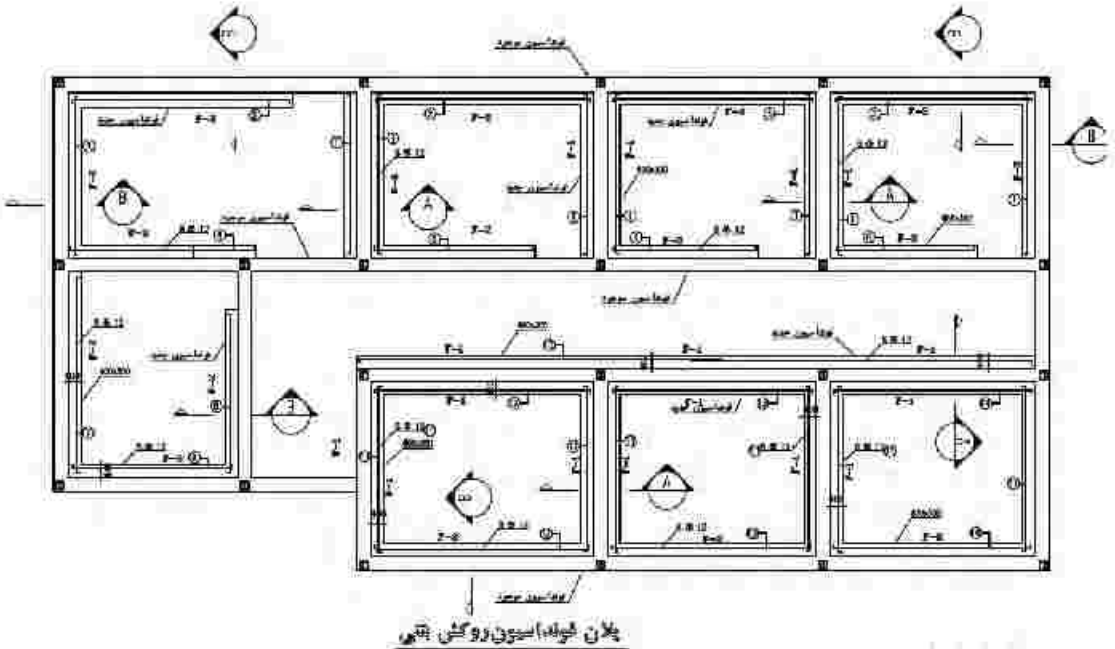
$use\ plate\ 50 \times 5 mm$



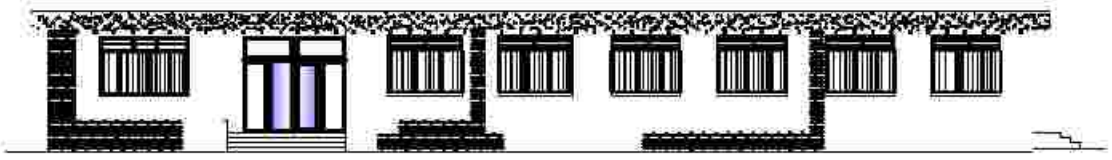
شکل مثال ۸-۱-ز- تسمه‌ها و نبشی‌های زیر سقف



شکل مثال ۸-۱-ژ- پلان روکش بتنی

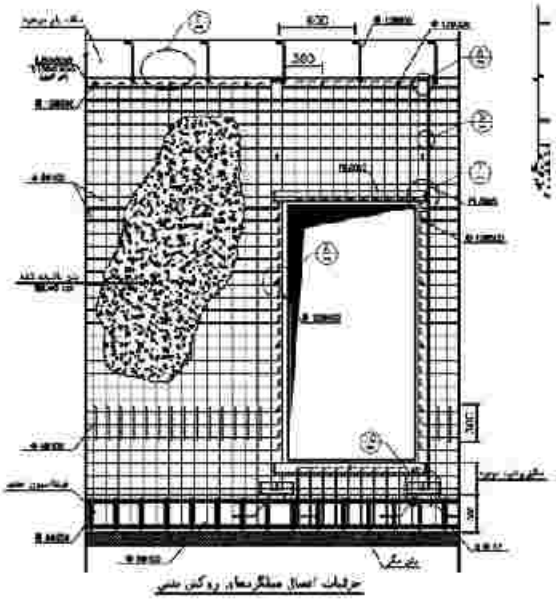


پلان فونداسیون روکش بتنی

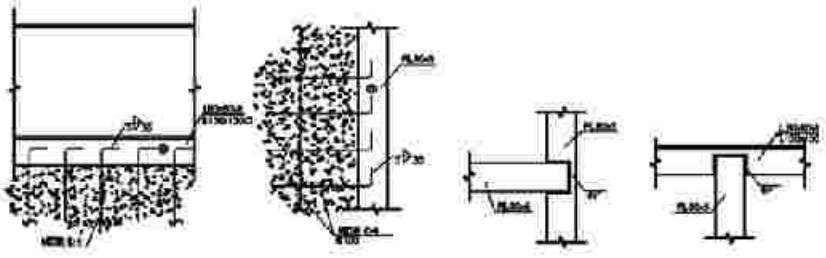


نمای جنوبی

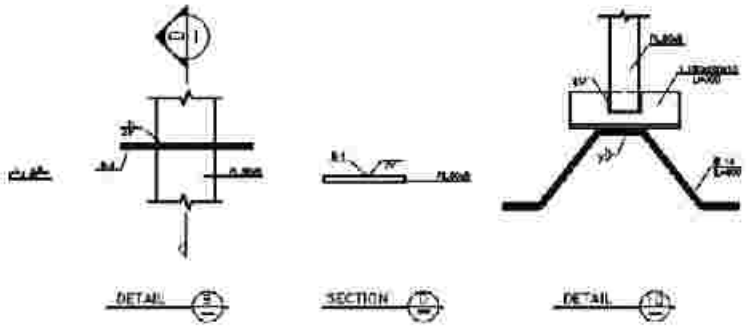
تغییرات نمای شمالی



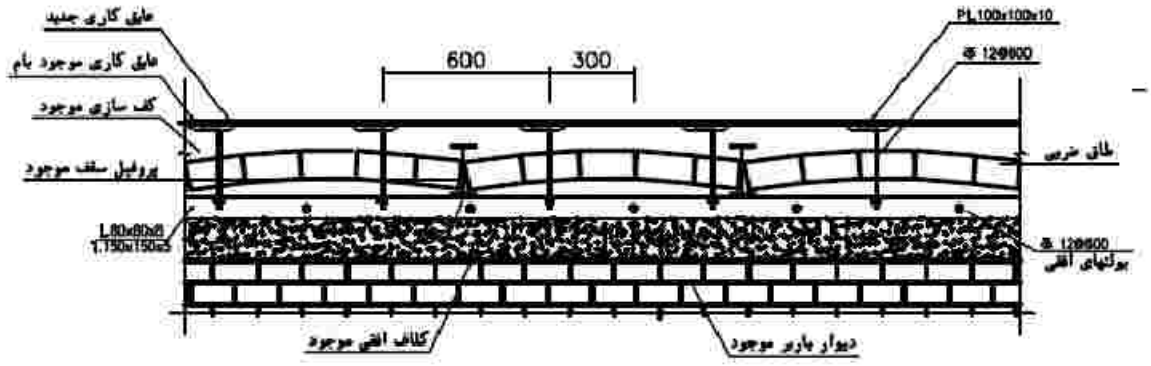
جزئیات اتصال میلگردهای روکش بتنی



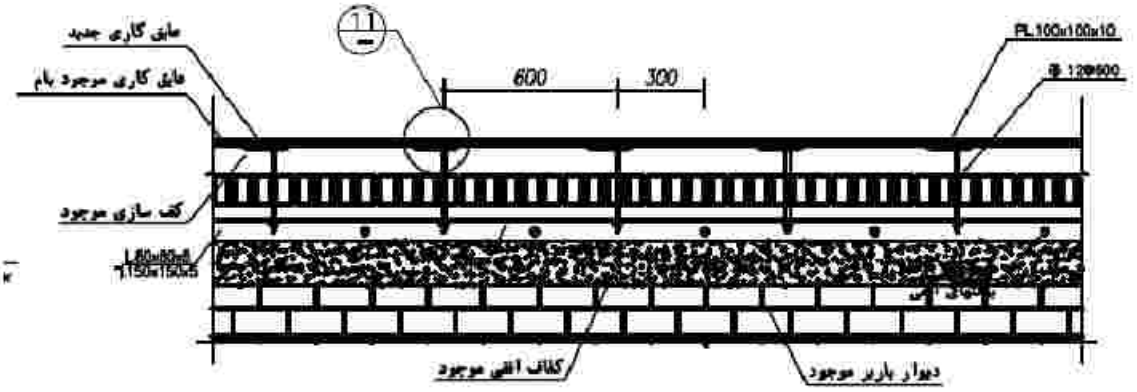
DETAIL DETAIL DETAIL DETAIL



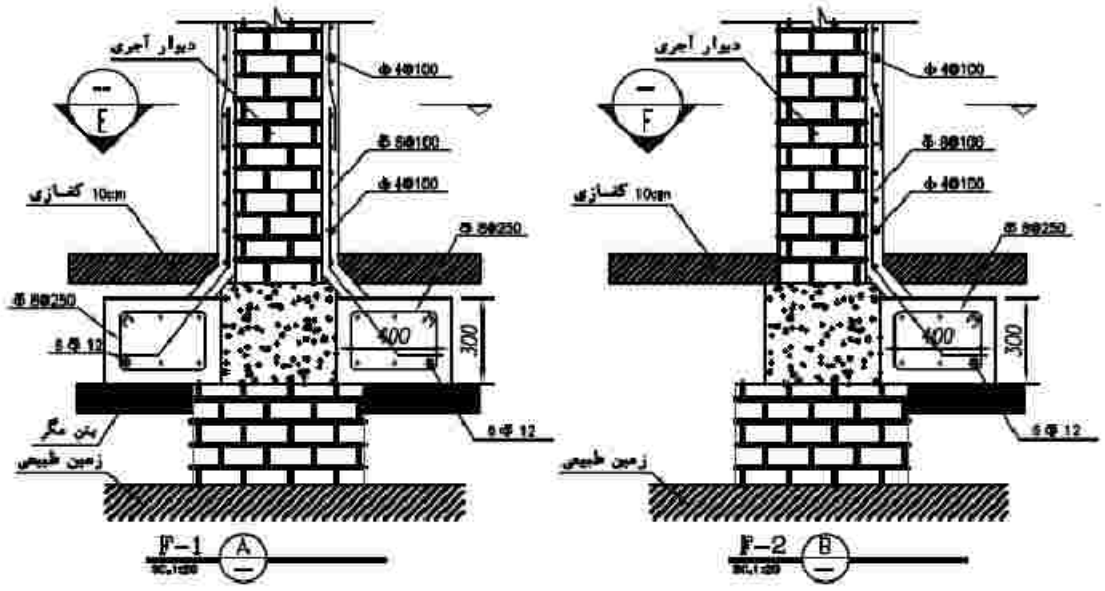
DETAIL SECTION DETAIL

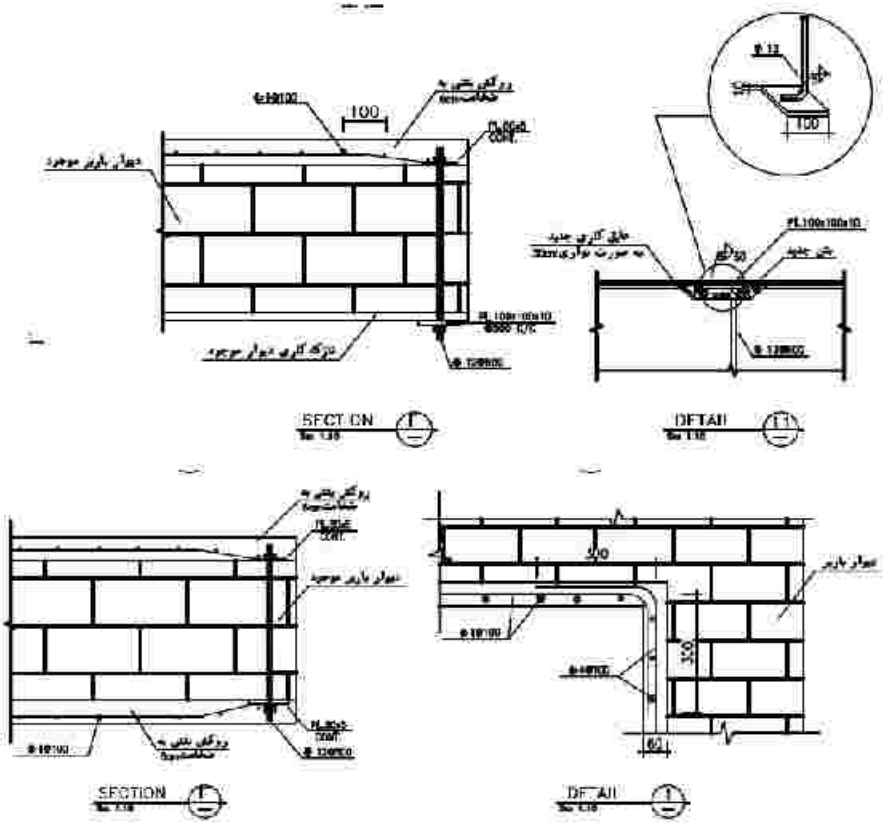


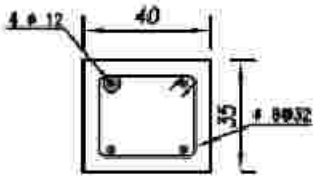
جزئیات اتصال نبشی های زیر بام در جهت عمود بر تیرچه ریزی



جزئیات اتصال نبشی های زیر بام در جهت تیرچه ریزی







آرماتور گذاری فونداسیون موجود

فصل ۹

بهسازی ساختمان‌های روستایی

۹-۱- مقدمه

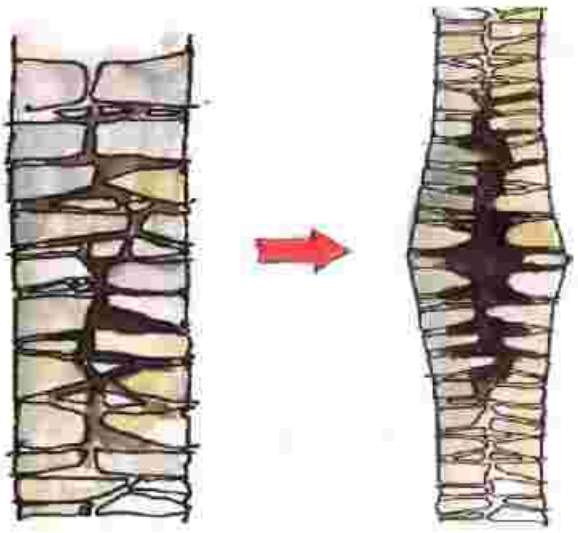
دو دسته ساختمان‌های روستایی در ایران وجود دارد. دسته اول ساختمان‌هایی هستند که در آنها ضوابط مربوط به ساختمان‌های بنایی غیر مسلح رعایت شده و برای مقاوم‌سازی این گونه ساختمان‌ها می‌توان مطابق فصل مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی این راهنما عمل نمود. دسته دوم ساختمان‌های روستایی هستند که عمدتاً توسط افراد محلی بدون توجه به اصول اولیه مهندسی ساخته شده‌اند. مصالح اصلی این ساختمان‌ها به شرایط محیطی روستا و اقلیم آن منطقه بستگی دارد، از این رو مشخصات مصالح مصرفی در این نوع ساختمان‌ها عمدتاً بر هیچ یک از استانداردها و نشریات معتبر، منطبق نمی‌باشد. در نتیجه ارائه این فصل به هیچ عنوان به معنای تأیید این گونه ساختمان‌ها نیست، بلکه با توجه به تعداد زیاد این گونه ساختمان‌ها و آمار مرگ و میر بالای افراد حتی در زلزله‌های ضعیف می‌باشد. بهسازی این ساختمان‌ها به معنی رفع عیوب سازه و مقاومت آن در برابر زلزله‌های بزرگ نمی‌باشد، بلکه احتمال فروریزش کلی سازه و بروز فاجعه را تا حدودی کاهش می‌دهد.

۹-۲-مقاوم‌سازی دیوارها

در ساختمان‌های روستایی، دیوارها علاوه بر جداسازی فضاها، وظیفه تحمل بارهای قائم و جانبی را دارا می‌باشند. این دیوارها باید یکپارچگی مناسب برای انتقال نیروهای جانبی به فونداسیون را دارا باشند. روش‌های مختلفی به منظور بهسازی دیوارهای ساختمان‌های روستایی وجود دارد که این روش‌ها متناسب با نوع ضعف و خرابی موجود در دیوار است.

۹-۲-۱- عناصر همبند در دیوارهای سنگی

از خرابی‌های خارج از صفحه این گونه دیوارها شکم دادن و جداشدگی لایه‌های دیوار می‌باشد. نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۹-۱ نشان داده شده است. علت اصلی این نوع خرابی حرکت یا لرزش خارج از صفحه دیوار می‌باشد.



شکل ۹-۱ شکم دادن و جداشدگی جداره دیوار

بهترین روش مقاوم‌سازی این دیوارها نصب عناصر همبند می‌باشد که با استفاده از آنها می‌توان از شکم دادن و تورق دیوار جلوگیری نمود. این المان‌ها بتن مسلح درجا می‌باشند. از محاسن استفاده از المان‌های همبند مقید نمودن دو سمت دیوار و در نتیجه کاهش احتمال جداشدگی و شکم دادن آن و تا حدودی کاهش آسیب‌های وارد بر دیوار می‌باشد.

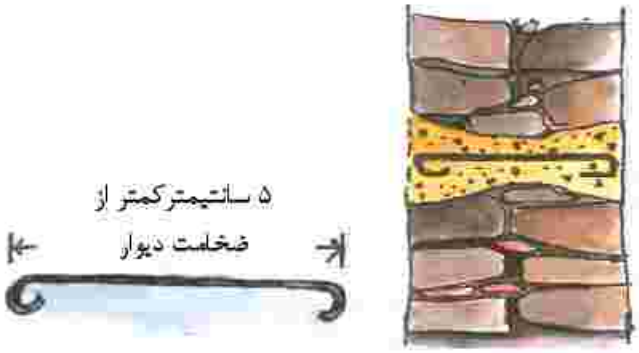
۹-۲-۱-۱- نحوه اجرای عناصر همبند

ابتدا موقعیت عناصر همبند را مشخص نموده سپس سنگی را که در موقعیت المان همبند می‌باشد از داخل دیوار خارج می‌نماییم تا سوراخی در موقعیت مورد نظر به وجود بیاید. سوراخ ایجاد شده در دیوار باید بگونه‌ای باشد که قسمت میانی سوراخ قطر کمتری نسبت به دو سر سوراخ داشته باشد. سوراخ ایجاد شده از دو طرف با بتنی با طرح اختلاط مناسب (بتن مورد استفاده با نسبت ۵۰ کیلوگرم سیمان، ۰/۰۷ متر مکعب ماسه و ۰/۱۴ متر مکعب شن می‌باشد) پر می‌گردد. سپس میلگرد سنجاقی با قطر ۸ میلیمتر که از دو طرف خم شده، در داخل سوراخ رانده می‌شود (شکل ۹-۲). همواره باید از وجود پوشش بتنی مناسب در دو انتهای المان همبند اطمینان حاصل گردد. طول میلگرد پس از خم همواره باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد. عمل‌آوری و محافظت از بتن با پاشیدن آب بر روی بتن باید حداقل ۱۰ روز ادامه یابد.

شکل ۹-۲ طول میلگرد همبند پس از خم همواره باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد

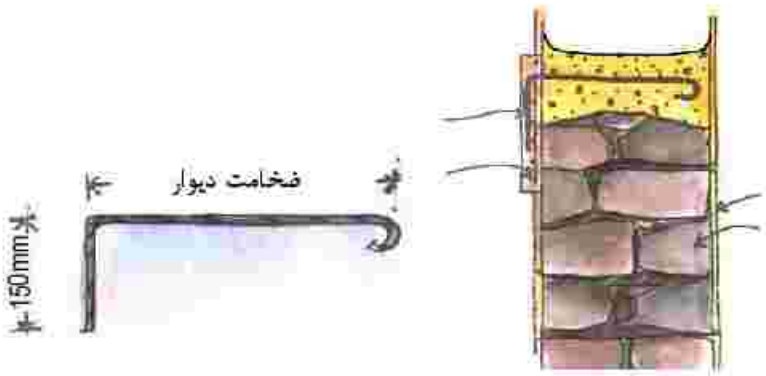
۹-۲-۱-۲- جزئیات مناسب میلگرد المان همبند

الف - دو طرف میلگرد داخل عضو همبند باید بصورت قلاب بوده و طول آن پس از خم باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد. (شکل ۹-۳).



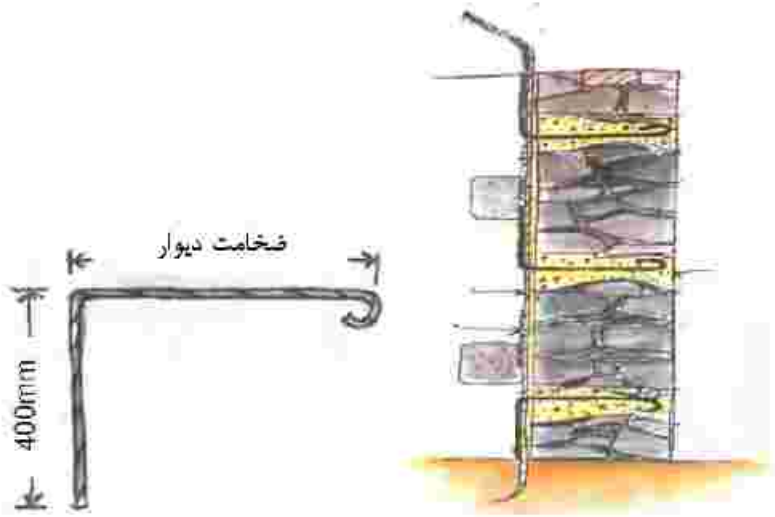
شکل ۹-۳ دو طرف میلگرد داخل عضو همبند باید بصورت قلاب باشد

پ – یک طرف میلگرد سنجاقی به صورت قلاب در داخل عضو همبند قرار می‌گیرد و طرف دیگر به صورت L شکل به شبکه سیمی متصل می‌گردد. طول قسمت خم شده باید حداقل ۱۵ سانتیمتر باشد. طول میلگرد پس از خم‌شدگی باید معادل ضخامت دیوار باشد (شکل ۹-۴).



شکل ۹-۴ یک طرف میلگرد به صورت قلاب و طرف دیگر به صورت L شکل به شبکه سیمی جوش می‌شود

پ – یک طرف میلگرد به صورت قلاب در سوراخ قرار می‌گیرد و طرف دیگر به صورت L شکل مانند میله‌ای عمودی بر روی دیوار قرار می‌گیرد. طول قسمت خم شده باید حداقل ۴۰ سانتیمتر باشد. طول میلگرد پس از خم‌شدگی باید معادل ضخامت دیوار باشد (شکل ۹-۵).



شکل ۹-۵ یک طرف میلگرد به صورت قلاب و طرف دیگر به صورت L شکل مانند میله‌ای عمودی بر روی دیوار قرار می‌گیرد

۹-۲-۲- عناصر همبند در دیوارهای آجری

نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۹-۶ نشان داده شده است. علت اصلی این نوع خرابی حرکت یا لرزش خارج از صفحه دیوار می‌باشد.

شکل ۹-۶ نمونه‌ای از خرابی خارج از صفحه دیوارهای بنایی

همانند دیوارهای سنگی، برای مقاوم‌سازی دیوارهای آجری در مقابل تورق، می‌توان از اجزای همبند استفاده نمود. برای اجرای آن ابتدا موقعیت عناصر همبند را مشخص نموده سپس آجری را که در موقعیت المان همبند می‌باشد از داخل دیوار خارج می‌نماییم تا سوراخی در موقعیت مورد نظر به وجود بیاید. سوراخ ایجاد شده تا قسمت میانی آن و از دو طرف با بتنی با طرح اختلاط مناسب (بتن مورد استفاده با نسبت ۵۰ کیلوگرم سیمان، ۰/۰۵۲۵ متر مکعب ماسه و ۰/۱۰۵ متر مکعب شن می‌باشد) پر می‌گردد. سپس میلگرد با قطر ۸ میلیمتر که از دو طرف خم شده را در داخل سوراخ قرار داده و سوراخ کاملاً با بتن پر می‌گردد. همواره باید از وجود پوشش بتنی مناسب در دو انتهای عناصر همبند اطمینان حاصل گردد. طول میلگرد پس از خم همواره باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد. عمل‌آوری و محافظت از بتن با پاشیدن آب بر روی بتن باید حداقل ۱۰ روز ادامه یابد.

۹-۲-۳- تسمه‌های افقی

اتصال ضعیف دیوارها به یکدیگر، مقاومت کششی داخل صفحه کم، آسیب‌پذیری دیوارهای بلند و طولانی که منجر به ایجاد ترک‌های زیادی در سازه می‌گردد و... همگی از جمله ضعف‌های قابل مشاهده در ساختمان‌های روستایی می‌باشد. استفاده از تسمه‌های افقی که مانند کمربندی دورپیچ در محیط ساختمان اجرا می‌گردد از جمله روش‌هاییست که می‌تواند از ایجاد چنین مشکلاتی جلوگیری نماید.

این تسمه‌ها باعث یکپارچگی دیوارها، کاهش خمش خارج از صفحه و افزایش مقاومت برشی داخل صفحه دیوارها با ایجاد مکانیزم دورگیری می‌گردد که این عمل از ایجاد ترک‌های قطری مخصوصاً ترک‌هایی که در گوشه‌های بازشوها به وجود می‌آیند جلوگیری می‌نماید.

۹-۲-۳-۱- موقعیت تسمه‌های افقی لرزه‌ای

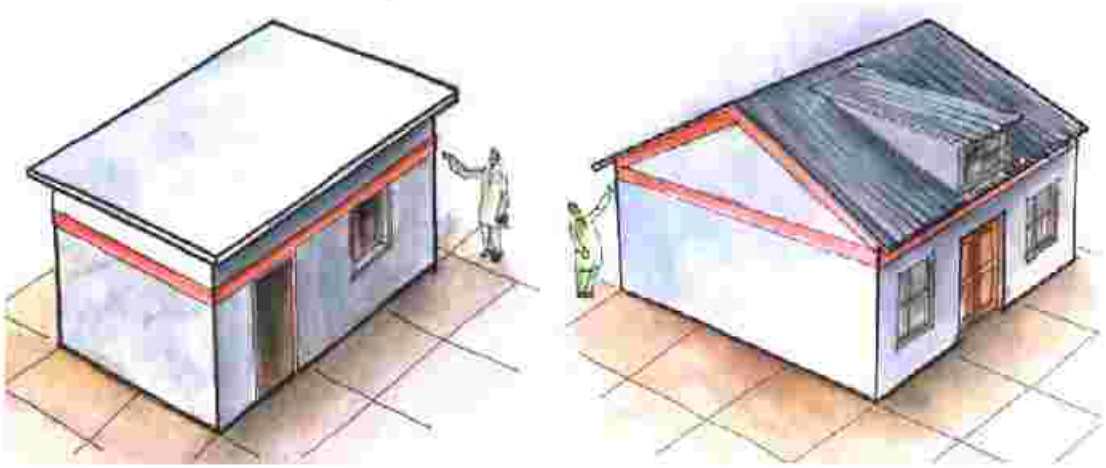
تسمه‌های لرزه‌ای باید به صورت پیوست بر روی دیوار اجرا شوند (شکل ۹-۷).

۱- در قسمت زیرین تراز طبقه

۲- در قسمت فوقانی بازشوها (در شرایطی که فاصله تراز طبقه از قسمت فوقانی بازشوها کمتر از ۹۰ سانتیمتر باشد به تسمه لرزه‌ای قسمت فوقانی بازشوها احتیاجی نیست).

۳- در قسمت زیرین سطح شیبدار بر روی دیوار.

نکته: در سقفها و کفهایی که بتن مسلح می‌باشند، بکاربردن تسمه لرزه‌ای افقی در تراز طبقه و کف احتیاج نمی‌باشد.



شکل ۹-۷ موقعیت تسمه‌های افقی لرزه‌ای

۹-۲-۳-۲- مشخصات تسمه افقی لرزه‌ای

مطابق شکل ۹-۹، تسمه افقی لرزه‌ای از آرماتورهای شبکه سیمی جوش‌شده گالوانیزه و میلگردهای طولی ساخته می‌شوند که پس از پیچ شدن به دیوار کاملاً با اندود سیمان پوشانده می‌شوند. پهنای سیمانکاری شده باید ۳ سانتیمتر بیشتر از شبکه سیمی جوش شده باشد. معمولاً تسمه افقی لرزه‌ای از ۲ میلگرد طولی نمره ۱۰ تشکیل شده که بوسیله شبکه جوشی و یا خرپایی به یکدیگر وصل می‌شوند (شکل ۹-۹).

۹-۲-۳-۳- نحوهٔ کارگذاری تسمه افقی لرزه‌ای

مراحل اجرای تسمه افقی لرزه‌ای به شرح زیر است:

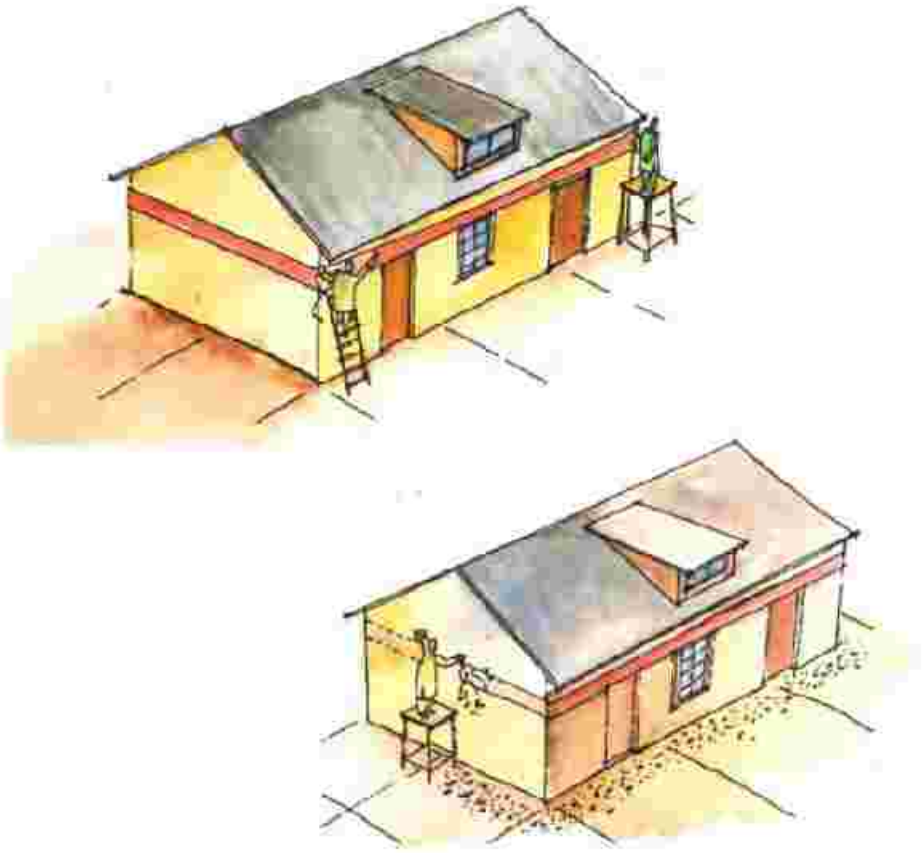
گام ۱. مشخص نمودن لبهٔ فوقانی و تحتانی تسمهٔ افقی لرزه‌ای بر روی دیوار.

گام ۲. کندن نما و پوشش دیوار بین لبهٔ فوقانی و تحتانی تسمهٔ افقی لرزه‌ای (شکل ۹-۸).

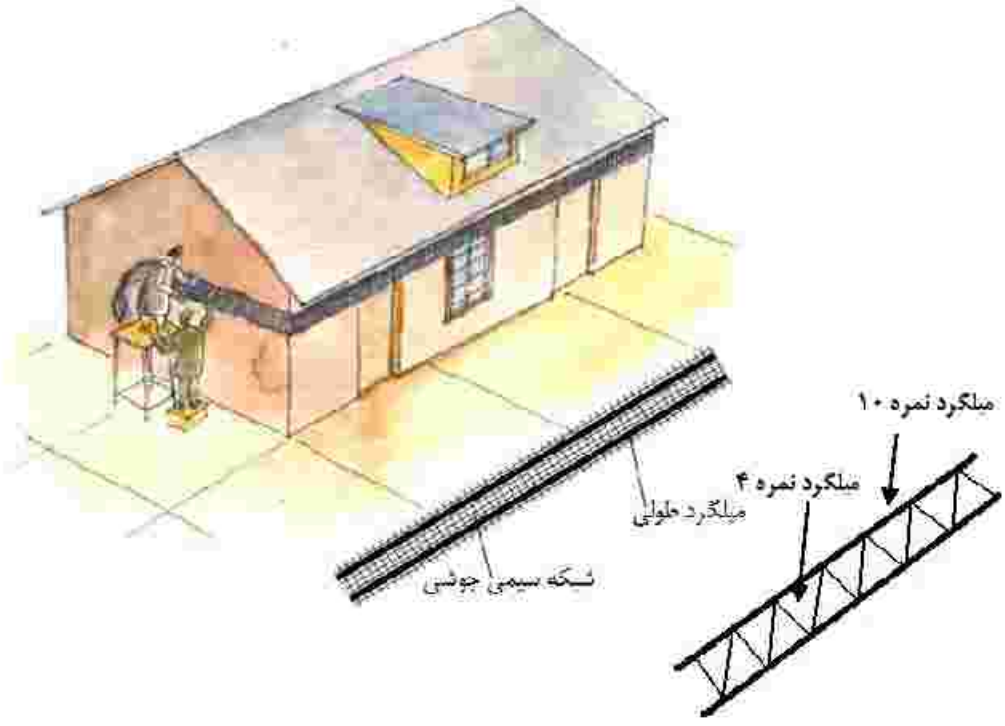
گام ۳. تراشیدن و کندن ملات موجود بر روی بندها تا عمق حدوداً ۱/۲ سانتیمتر و تمیز نمودن آنها.

گام ۴. تهیه شبکه سیمی جوشی به طول مورد نیاز با بریدن آرماتور و جوش نمودن آنها.

گام ۵. نصب شبکه سیمی جوشی توسط دو ردیف میخ با طول ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر که به فاصله ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر قرار گرفته‌اند بر روی دیوار آجری یا بلوک بتنی. میخ‌ها باید بر روی بندها که با ملات پر شده‌اند کوبیده شوند. بین شبکه و دیوار نیز باید حدود ۱/۵ سانتیمتر فاصله باشد تا فاصله آن را بتوان با ملات پر نمود. (شکل ۹-۹)

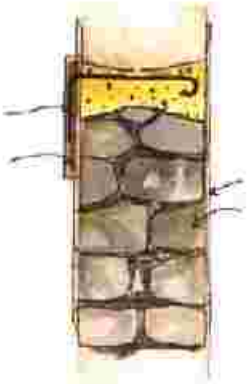


شکل ۹-۸ آماده‌سازی دیوار برای نصب تسمه لرزه‌ای



شکل ۹-۹ نصب تسمه لرزه‌ای

در دیوارهای با لاشه سنگ، مطابق شکل ۹-۱۰ باید گل میخ‌های L شکل توسط بتن درجا به فاصله ۱/۲۵ تا ۱/۵ متر اجرا گردد و بعد از اینکه بتن خود را گرفت می‌توان شبکه سیمی جوشی را به گل میخ‌ها متصل نمود. به عنوان قیدهای اضافی نیز از میخ‌هایی به طول ۱۰ سانتیمتر به فاصله ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر استفاده می‌گردد.

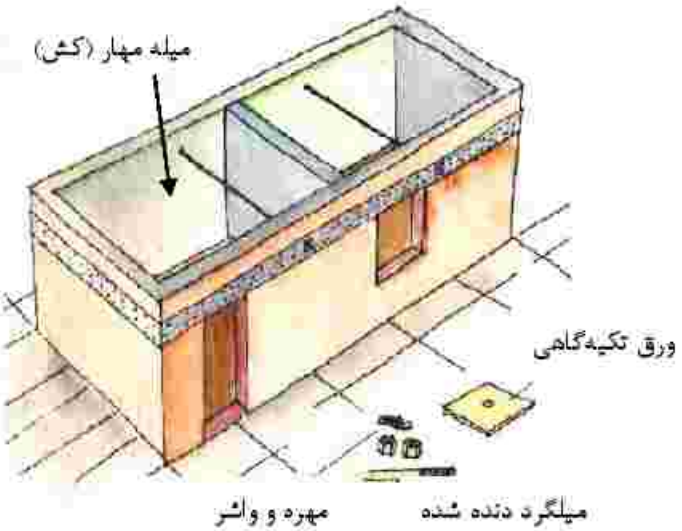


شکل ۹-۱۰ گل میخ‌های برشی برای نصب تسمه لرزه‌ای

با همپوشانی میلگردهای شبکه سیمی جوشی باید از یکپارچه بودن آن اطمینان حاصل گردد. همپوشانی میلگردها باید حداقل ۳۰ سانتیمتر باشد.

گام ۶. نصب میله‌مهار (شکل ۹-۱۱)

میله مهار باید دارای قطر ۱۲ میلیمتر باشد و هر دو طرف آن به خوبی رزوه شده و به کمک مهره و صفحه فلزی به ابعاد ۱۰×۱۰ سانتیمتر مطابق شکل ۹-۱۱ به تسمه کششی متصل شود. میله مهار در ارتفاعی مناسب نصب شده و تسمه روی دیوار را به تسمه دیوار روبه‌رویی متصل می‌نماید. میله باید درون غلاف مناسبی قرار گیرد تا از آسیب و خوردگی در امان باشد. میله مهار توسط مهره‌های دو انتها کاملاً در جای خود محکم می‌گردد. میله‌مهار از ناپایداری خارج از صفحه دیوار جلوگیری می‌نماید.

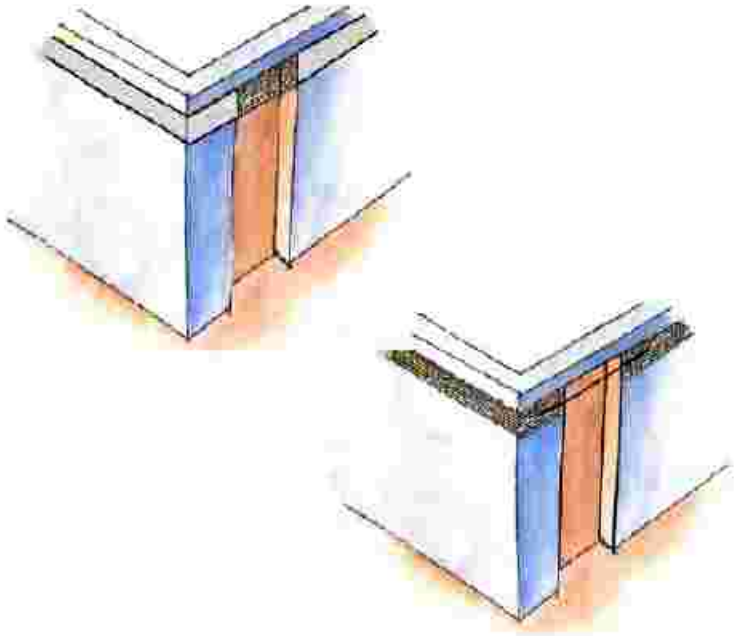


شکل ۹-۱۱ نحوه نصب میله‌مهار

گام ۷. جایی که تسمه کششی با بازشو برخورد می‌نماید می‌توان به یکی از دو شکل زیر رفتار نمود (شکل ۹-۱۲):

الف – امتداد دادن شبکه سیمی و سایر آرماتورها بدون پوشش روی آن.

ب – استفاده از میلگردی با قطر ۱۲ میلیمتر بجای شبکه آرماتورها به طوری که میلگرد اتصال هم‌پوشانی مناسبی با تسمه کششی داشته باشد.



شکل ۹-۱۲ نحوه عبور تسمه کششی از روی بازشوها

گام ۸. اجرای اندود ملات

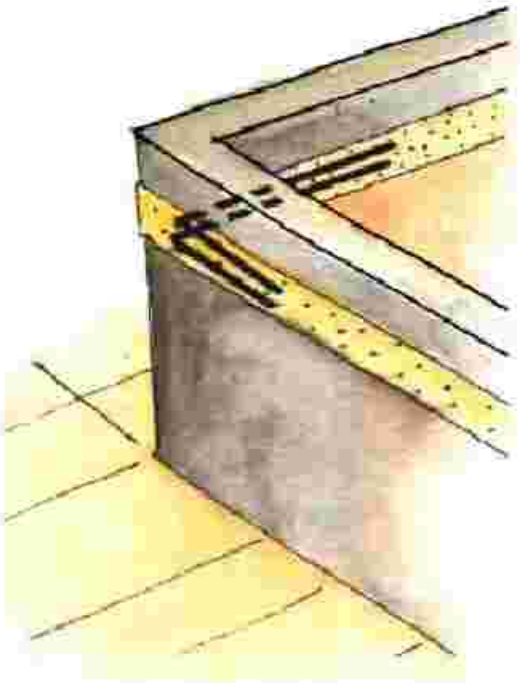
با ریختن آب بر روی سطح دیوار باید غبار را از روی دیوار پاک و تمام دیوار را کاملاً خیس نمود. در شرایطی که هنوز دیوار خیس است، ملاتی از سیمان را با نسبت ماسه به سیمان، ۳ به ۱ و ضخامت حدود ۱۲ میلیمتر به عنوان لایه اول اندود بر روی دیوار اجرا نموده و بعد از ۱ و یا ۲ ساعت لایه دوم اندود را مشابه لایه اول با ضخامتی مناسب بر روی دیوار اجرا نموده به طوری که پوشش مناسبی حداقل به اندازه ۱۶ میلیمتر بر روی میلگردها ایجاد گردد.

اگر ضخامت پوشش اجرا شده بر روی آرماتورها زیاد باشد، اندود اجرا شده بر روی میلگردها شروع به ریزش می‌نماید به همین دلیل اجرای اندود با ضخامت ۱۶ میلیمتر بر روی میلگردها امری مهم و ضروری است.

گام ۹. مراقبت از اندود روی میلگردها حداقل به مدت ۱۵ روز.

۹-۲-۳-۴- جزئیات تسمه افقی در گوشه‌ها

مطابق شکل ۹-۱۳، تسمه‌های افقی در محل گوشه به کمک ۲ میلگرد نمره ۱۰ L شکل به یکدیگر وصل می‌شوند. بهتر است این میلگردها، به میلگردهای طولی تسمه‌ها جوش شوند.



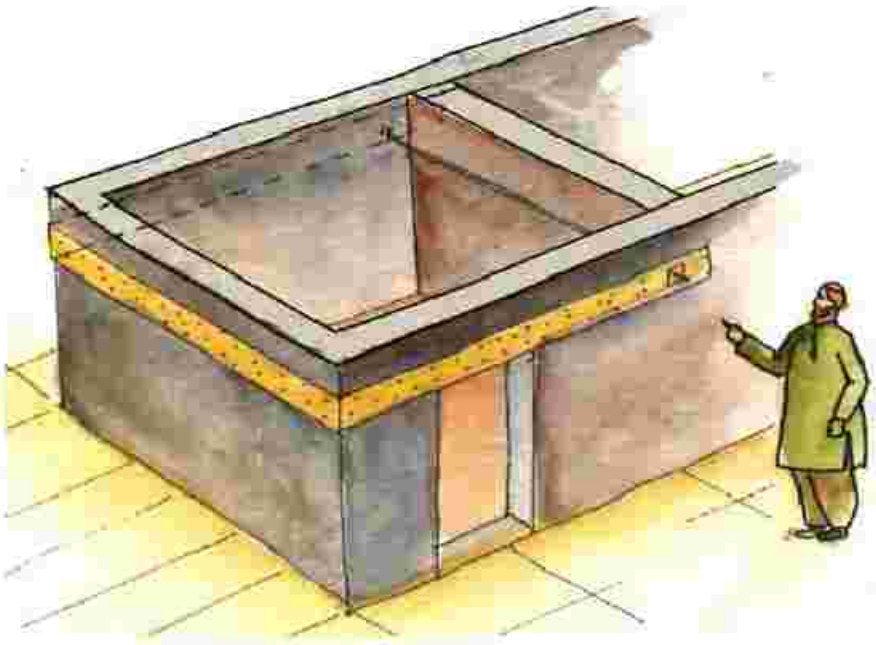
شکل ۹-۱۳ نحوه اتصال انتهای تسمه کششی یک وجه از دیوار به انتهای تسمه وجه دیگر

۹-۲-۳-۵- پیوستگی تسمه در شرایطی که بصورت محیطی کامل اجرا نشده باشد

۱- اجرای تسمه کششی بر روی دیوار و تا حد امکان در امتداد آرماتورهای تسمه بر روی دیوار چهارم.

۲- ایجاد سوراخ بر روی دو دیوار مقابل و تسمه روی آنها

۳- قرار دادن میله مهار درون سوراخ به منظور بستن دو انتهای کمربندی لرزه‌ای (شکل ۹-۱۴).



شکل ۹-۱۴ اطمینان از پیوستگی تسمه در شرایطی که تسمه تنها در سر وجه اجرا شده باشد

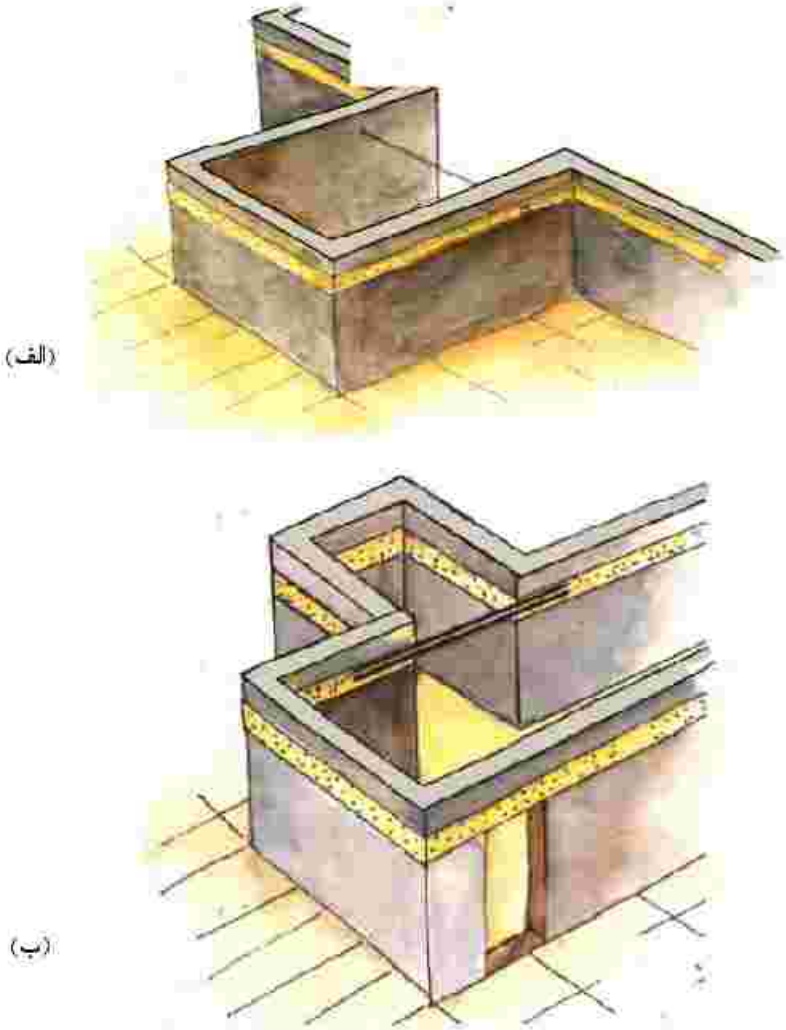
۹-۲-۳-۶- پیوستگی تسمه لرزه‌ای اجرا شده بر روی سازه الحاقی متصل به دیوار اصلی

۱- تسمه به صورت پیوسته در تمام اطراف سازه اجرا می‌گردد.

۲- میلگرد اتصال بر روی سازه الحاقی به دو صورت زیر اجرا می‌گردد (شکل ۹-۱۵):

الف- میلگرد اتصال بر روی دو دیوار متقابل به هم بر روی سازه الحاقی اجرا می‌گردد.

ب- اگر تسمه لرزه‌ای بر روی وجه داخلی دیوار سازه اصلی اجرا شده باشد، میلگرد اتصال را می‌توان بر روی انتهای تسمه لرزه‌ای سازه اصلی با طول مهاری مناسب اجرا نمود.



شکل ۹-۱۵ اطمینان از پیوستگی تسمه لرزه‌ای اجرا شده بر روی سازه الحاقی متصل به دیوار اصلی

۹-۲-۴- تسمه‌های قائم

دیوارهایی که در محل اتصال دیوار به دیوار فوقانی و یا دیوار به سقف ضعیف می‌باشند دچار ترک‌های افقی شده و حتی در بعضی موارد دچار فروریزش می‌شوند. تعبیه تسمه‌های قائم از ایجاد چنین شکست‌هایی جلوگیری می‌نماید (شکل ۹-۱۶).

خرابی به علت ضعف در مقاومت خمشی دیوارهای بنایی

خرابی به علت ضعف در محل اتصال دیوار به دیوار فوقانی　　خرابی به علت ضعف در محل اتصال دیوار به سقف ضعیف

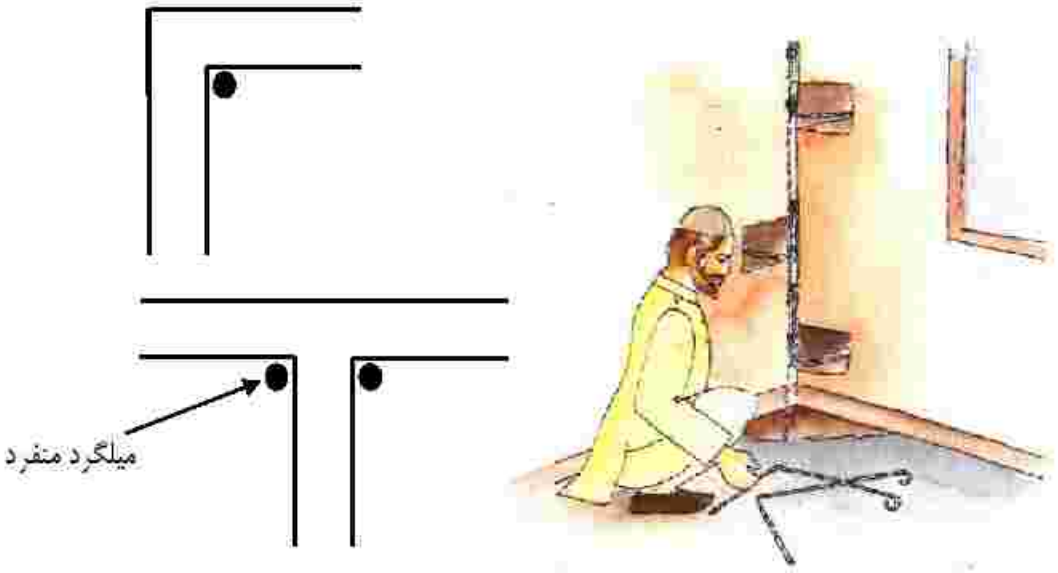
شکل ۹-۱۶ انواع خرابی به علت ضعف در مقاومت خمشی دیوارهای بنایی

تعبیه تسمه قائم منجر به افزایش مقاومت کششی دیوار، کاهش ترک‌های افقی، کاهش احتمال شکم دادن دیوار و فروریزش آن می‌شود. میلگردهای قائم همچنین پیوستگی بین سقف و دیوار را افزایش داده و تکیه‌گاه‌های اضافی برای دیوار به وجود می‌آورد که این امر از لرزش دیوارها بر اثر زلزله جلوگیری می‌نماید. استفاده از تسمه‌های قائم، پیوستگی دیوارهای فوقانی و تحتانی را نیز افزایش می‌دهد.

تسمه‌های قائم را می‌توان به شکل میلگرد تک یا شبکه جوشی (شکل ۹-۹) اجرا نمود. میلگرد منفرد در محل گوشه‌ها، در سمت داخل اتصال و در تقاطع‌ها (T) در هر دو سمت داخل اتصال اجرا می‌گردد (شکل ۹-۱۷). قطر میلگردهای قائم منفرد مورد نیاز برای تقویت ساختمانهای بنایی در جدول ۹-۱ ارائه شده است.

جدول ۹-۱- میلگردهای قائم منفرد مورد نیاز برای تقویت خمشی ساختمان‌های بنایی

تعداد طبقه	طبقه	قطر میلگرد مورد نیاز
۱	همکف	۱۲
۲	طبقه اول	۱۲
	همکف	۱۶

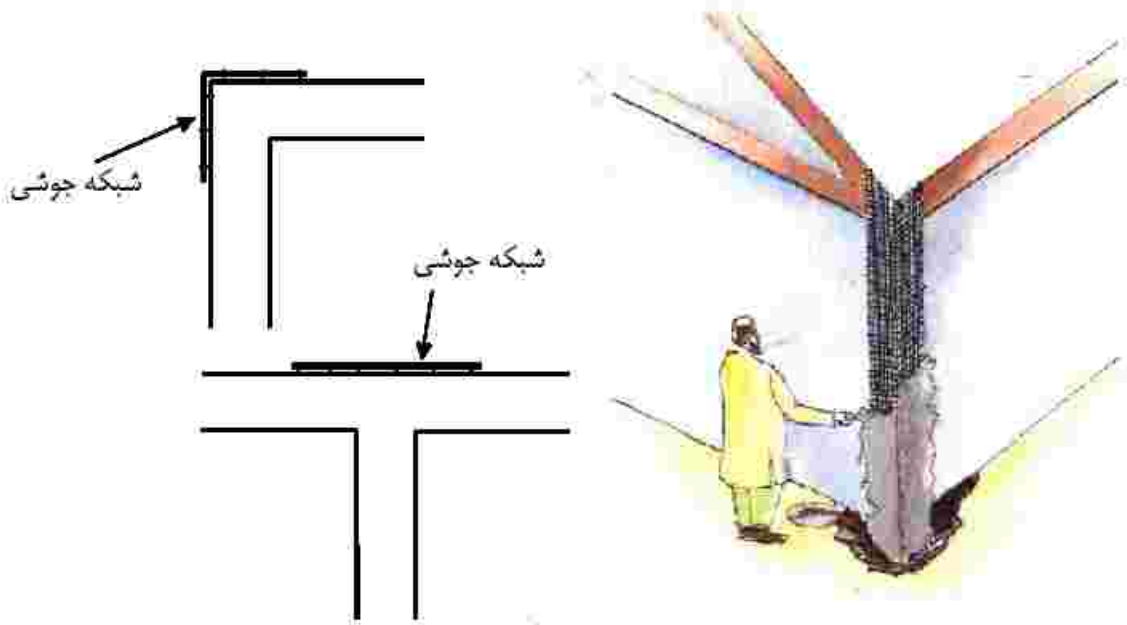


شکل ۹-۱۷ تعبیه میلگرد منفرد در وجه داخلی دیوار

شبکه جوشی، در محل اتصال گوشه‌ها در سمت خارج دیوار به شکل L و در محل تقاطع‌ها در سمت خارج به صورت مسطح نصب می‌گردد (شکل ۹-۱۸). عرض تسمه کششی برای تقویت ساختمانهای بنایی در جدول ۹-۲ ارائه شده است.

جدول ۹-۲- شبکه جوشی آرماتور مورد نیاز برای تقویت خمشی ساختمان‌های بنایی

تعداد طبقه	طبقه	عرض تسمه کششی به سانتیمتر
۱	همکف	۳۰
۲	طبقه اول	۳۰
	همکف	۴۰



شکل ۹-۱۸ تعبیه شبکه جوشی آرماتور در سمت خارج دیوارها

۹-۲-۴-۱- نحوه اجرای میلگردهای قائم منفرد

گام ۱. علامت‌گذاری مکان‌هایی که در آن میلگردهای عمودی باید جایگذاری شوند.

گام ۲. کندن اندود روی دیوار تا فاصله ۱۰ سانتیمتر از کنج دیوار به طوری که اندود سایر قسمتها آسیب نبیند.

گام ۳. کندن ملات روی بندها تا عمق حدود ۱۲ میلیمتر.

گام ۴. کندن سوراخی به عمق ۴۵ سانتیمتر و به اندازه ۳۰×۳۰ سانتیمتر در گوشه کف اتاق.

گام ۵. ایجاد سوراخ‌هایی به صورت متوالی بر روی دیوار به منظور ایجاد بستهای برشی. سوراخ اول به فاصله ۱۵ سانتیمتری از کف و بر روی یکی از دیوارها ایجاد می‌شود و سوراخ بعدی بر روی دیوار مجاور و به فاصله ۶۰ سانتیمتر بالاتر از سوراخ اول کنده می‌شود. البته همواره سوراخ آخر باید ۱۵ سانتیمتر با سقف فاصله داشته باشد. تمام سوراخ‌ها باید با دقت تمیز شوند.

گام ۶: تعبیه میلگرد منفرد به شکلی که قسمت تحتانی درون سوراخ قرار گرفته و حداقل دارای ۱۵ سانتیمتر خم L شکل باشد. میلگرد منفرد از تمام طبقات میانی باید عبور نماید و به یکی از المانهای سازه‌ای سقف مهار شود.

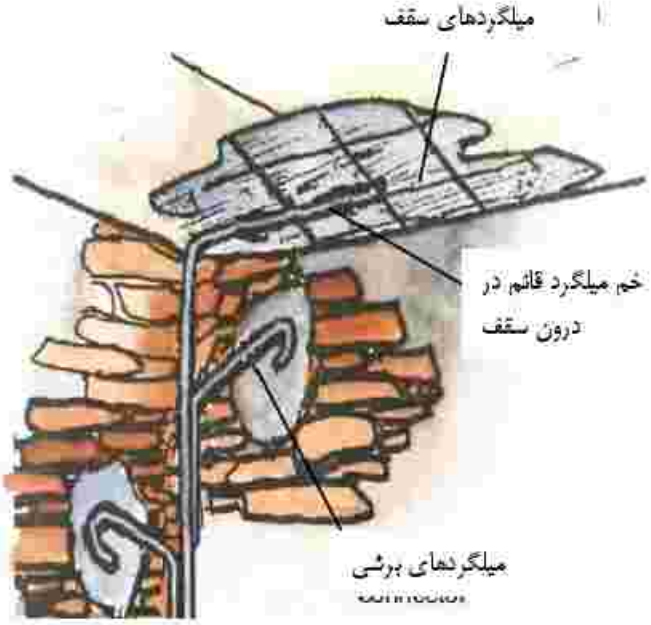
گام ۷: تعبیه میلگردهای آجدار با قطر ۸ میلیمتر درون سوراخ‌های داخل دیوار که به منظور اتصال برشی ساخته شده‌اند (شکل ۹-۱۹). میلگردهای آجدار برشی باید به میلگرد اصلی متصل شوند. میلگردهای قائم اصلی نیز باید حداقل ۳/۵ تا ۵ سانتیمتر از دیوار فاصله داشته باشد (شکل ۹-۲۰).

گام ۸ پرنمودن سوراخ ایجاد شده در کف با بتن مناسب.

گام ۹. تمیز نمودن سوراخ‌های اتصال دهنده‌های برشی و پرنمودن آن با ملات مناسب منبسط شونده. به هنگام پر نمودن سوراخ همواره باید از پوشش روی میلگردها اطمینان حاصل گردد.

گام ۱۰. تمیز نمودن سطح دیوار با فرچه و آب.

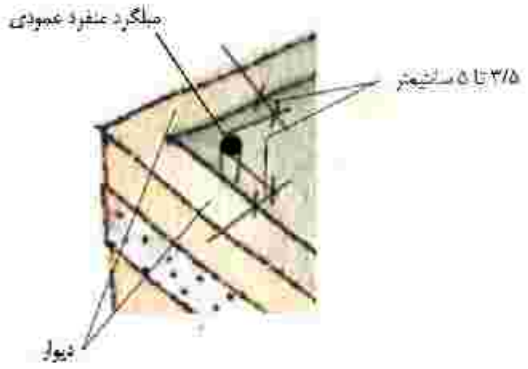
گام ۱۱. بتن‌ریزی در اطراف میلگرد منفرد. بتن‌ریزی به کمک ورق فولادی گالوانیزه و تخته چوبی به صورت مرحله‌ای انجام می‌شود و ارتفاع هر مرحله از بتن‌ریزی نباید بیشتر از ۹۰ سانتیمتر باشد. حداقل پوشش روی میلگرد باید ۱/۵ سانتیمتر باشد. آرماتور قائم باید کاملاً در سقف مهار شوند. لازم به ذکر است بتن مورد استفاده با نسبت ۵۰ کیلوگرم سیمان در ۰/۰۵۲۵ متر مکعب ماسه و ۰/۱۰۵ متر مکعب شن می‌باشد.



شکل ۹-۱۹ آرماتور قائم باید کاملاً در سقف مهار شوند

گام ۱۲. باز نمودن قالبها پس از سخت شدن بتن.

گام ۱۳. مراقبت از بتن حداقل به مدت ۱۵ روز.

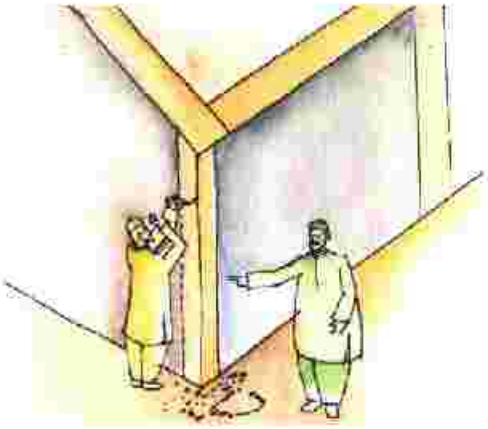


شکل ۹-۲۰ میلگردهای قائم اصلی باید حداقل ۳/۵ تا ۵ سانتیمتر از دیوار فاصله داشته باشد

۹-۲-۴-۲-نحوه اجرای تسمه قائم در گوشه‌ها

گام ۱. مشخص نمودن گوشه‌هایی از سازه که باید تسمه قائم در آن اجرا گردد.

گام ۲. علامت‌گذاری امتداد تسمه قائم بر روی دیوار (شکل ۹-۲۱)



شکل ۹-۲۱ علامت‌گذاری امتداد تسمه قائم

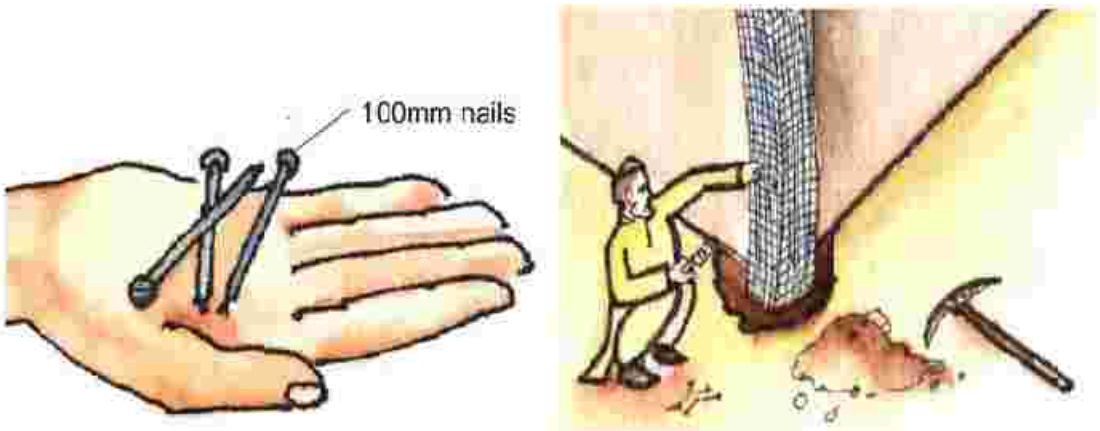
گام ۳. کندن اندود روی دیوار در قسمت‌های علامت‌گذاری شده به طوری که سایر قسمت‌ها آسیب نبیند. تسمه از روی شالوده شروع و به سقف ختم می‌شود.

گام ۴. تراشیدن ملات موجود بر روی بندها تا عمقی حدود ۱/۲ سانتیمتر.

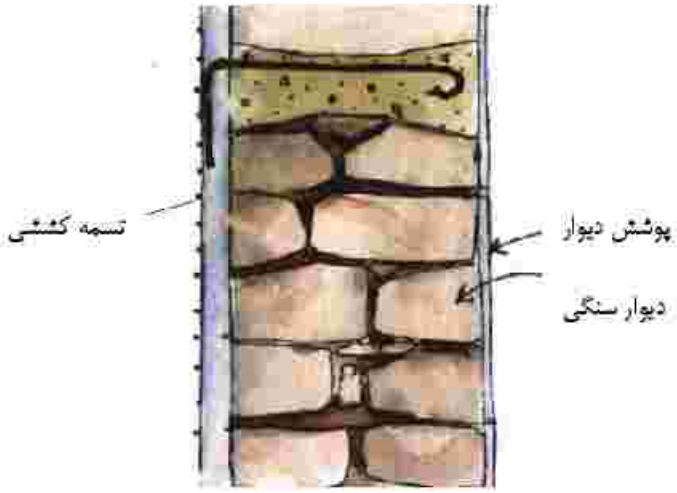
گام ۵. آماده نمودن شبکه جوشی به طول مورد نیاز و متصل نمودن آن به به آرماتورهای طولی.

گام ۶. نصب شبکه بر روی دیوار توسط میخ‌هایی به طول ۱۰ یا ۱۵ سانتیمتر و به فاصله حدوداً ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر بصورت شطرنجی به طوری که میخ‌ها درون ملات (بر روی بندها) کوبیده شوند (شکل ۹-۲۲). در دیوارهایی که از سنگ ساخته شده‌اند تسمه‌های کششی توسط گل‌میخ‌هایی که درون دیوار تعبیه شده‌اند اجرا می‌گردند (شکل ۹-۲۳). این گل‌میخ‌ها به شکل L بوده و اطمینان بیشتری برای عملکرد بهتر تسمه ایجاد می‌نماید. گل‌میخ اول باید ۱۵ سانتیمتر بالاتر از کف زمین اجرا گردد و فاصله آنها از یکدیگر نباید بیشتر از ۶۰ سانتیمتر باشد. سپس شبکه سیمی جوشی اجرا می‌گردد. برای اطمینان از پیوستگی شبکه در محل‌های اتصال، میلگردها باید حداقل دارای ۳۰ سانتیمتر همپوشانی باشند.

گام ۷. تعبیه فاصله‌دهنده‌هایی برای ایجاد فاصله‌ای حدود ۱/۵ سانتیمتر بین شبکه و دیوار تا ملات به طور کامل بین آنها قرار گیرد.



شکل ۹-۲۲ نصب شبکه بر روی دیوار توسط میخ‌هایی به طول ۱۰ یا ۱۵ سانتیمتر



شکل ۹-۲۳ در دیوارهایی که از سنگ ساخته شده‌اند تسمه کشسی توسط گل‌میخ اجرا می‌گردند

گام ۸. پاک نمودن گرد غبار را از روی دیوار با ریختن آب برروی آن و خیس نمودن تمام قسمت‌های دیوار.

گام ۹. اجرای ملاتی با نسبت ماسه به سیمان، ۳ به ۱ و ضخامت حدود ۱۲ میلیمتر به عنوان لایه اول اندود بر روی دیوار در شرایطی که هنوز دیوار خیس است و سپس اجرای لایه دوم اندود مشابه لایه اول با ضخامتی مناسب بر روی دیوار به طوری که پوشش مناسبی حداقل به ضخامت ۱۶ میلیمتر بر روی تسمه ایجاد گردد. اگر ضخامت پوشش اجرا شده بر روی آرماتورها زیاد باشد، اندود اجرا شده بر روی میلگردها شروع به ریزش می‌نماید، به همین دلیل اجرای اندود با ضخامت ۱۶ میلیمتر بر روی میلگردها امری مهم و ضروری است.

گام ۱۰. محافظت از اندود روی میلگردها حداقل به مدت ۱۵ روز.

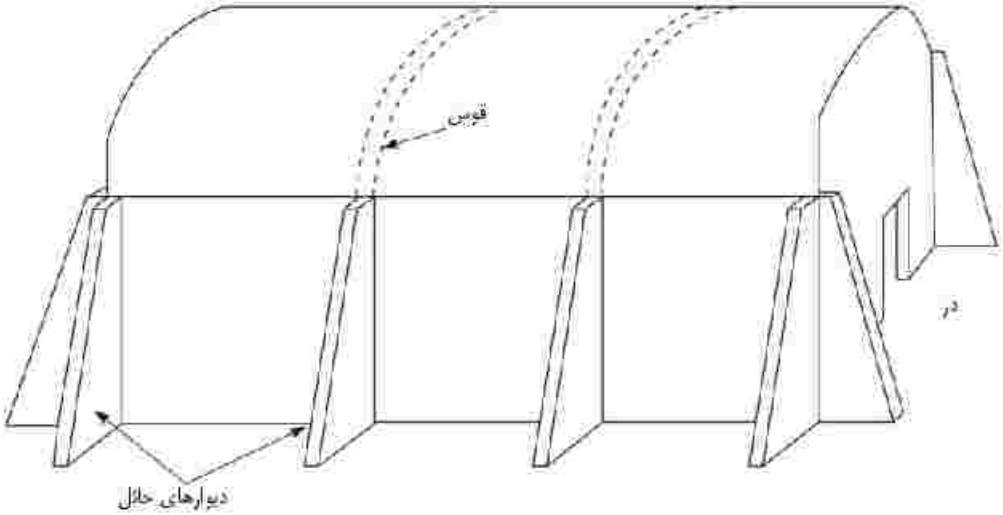
۹-۳- ساختمان‌های خشتی و گلی

۹-۳-۱- دیوارهای خشتی و گلی

استفاده از خشت‌های گلی خام که در زیر آفتاب خشک می‌شوند برای ساختن ساختمان‌ها در بسیاری از نقاط خشک ایران رایج است. زیرا مصالح این گونه ساختمان‌ها در محل موجود است و در ماه‌هایی که کار کشاورزی وجود ندارد روستائیان می‌توانند آنها را بسازند. دیوارهایی که با خشت‌های گلی ساخته می‌شوند ضخیم و سنگین هستند و در نتیجه عایق خوبی در مقابل سرما و گرما می‌باشند. ولی از لحاظ سازه‌ای ضعیف بوده و احتمال فروریختن آنها در زلزله‌های متوسط و بزرگ بسیار زیاد است. این دیوارها بدون تقویت یا مسلح شدن نباید بکار روند.

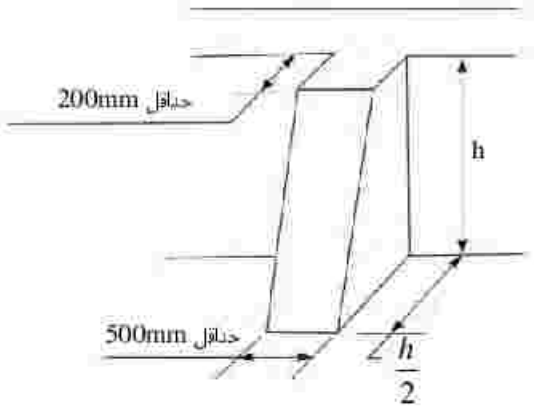
دیوارهای خشتی و گلی را می‌توان با استفاده از دیوارهای حائل ذوزنقه‌ای مطابق شکل ۹-۲۴ در مقابل زلزله تقویت نمود. این دیوارهای حائل باید در همان زمانی که دیوارهای اصلی ساخته می‌شوند ساخته و به آنها متصل گردند. اگر دیوارهای حائل بعداً اضافه شوند احتمالاً در موقع خشک شدن منقبض شده و از دیوارهای اصلی فاصله می‌گیرند. پس اگر سازه خشتی فاقد دیوار حائل ذوزنقه‌ای باشد نشان‌دهنده ضعف سازه می‌باشد و باید آن را تقویت نمود.

در هر یک از گوشه‌های ساختمان دو دیوار حائل (یکی در جهت طول و دیگری در جهت عرض ساختمان) باید ساخته شود. این دیوارهای حائل در جایی که دیوار عرضی با دیوار طولی برخورد می‌کند و یا دیوار سقف قوسی سنگینی را تحمل می‌کند باید ساخته شوند.



شکل ۹-۲۴ تقویت دیوارهای خشتی و گلی با استفاده از دیوارهای حائل ذوزنقه‌ای

اندازه و شکل دیوارهای حائل باید مطابق شکل ۹-۲۵ باشد. ضخامت این دیوارها باید حداقل ۵۰ سانتیمتر باشد و طول آنها در بالای دیوار باید حداقل ۲۰ سانتیمتر و در پای دیوار باید $\frac{h}{2}$ (h ارتفاع دیوار) باشد. پی دیوار حائل باید در همان تراز پی دیوار اصلی قرار داده شود. ساختمان‌های خشتی گنبدی شکل را نیز می‌توان به وسیله دیوارهای حائل تقویت نمود.



شکل ۹-۲۵ اندازه و شکل دیوارهای حائل

طی تجربیاتی که از زلزله‌های اخیر بدست آمده علت اصلی فرو ریختن این ساختمان‌ها جدا شدن دیوارها در محل اتصال با سقف و ریختن دیوارها می‌باشد. در اثر ارتعاشات افقی ناشی از زلزله دیوارها به طور افقی حرکت کرده و از سقف جدا می‌شوند و معمولاً خرابی ساختمان از گوشه‌ها (محل برخورد دیوارها) آغاز می‌گردد.

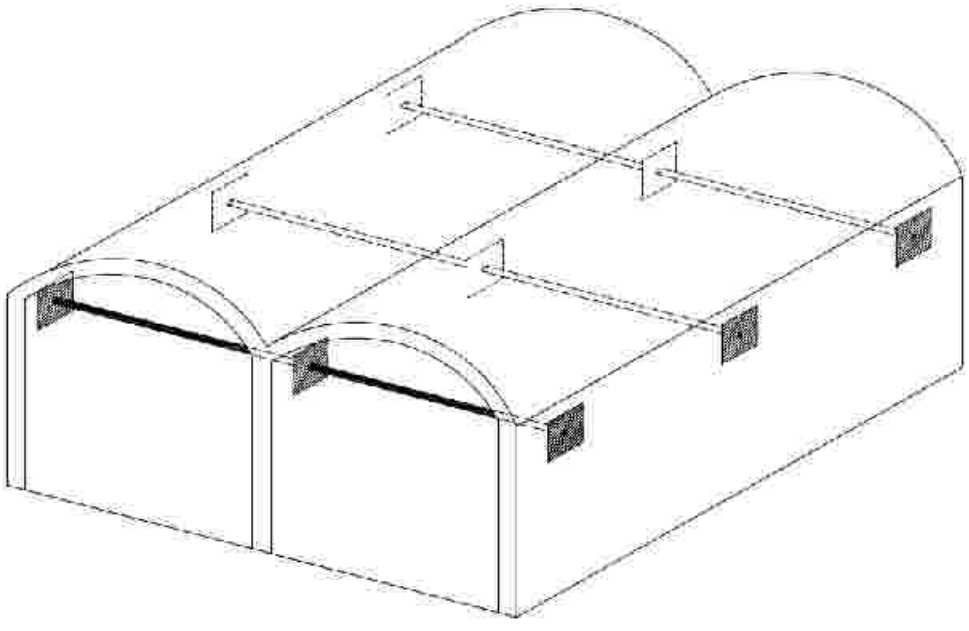
در بسیاری از روستاهای ایران با خشت‌های خام ساختمان‌های دو طبقه نیز می‌سازند. پس از زلزله قائنات تقریباً تمام ساختمان‌های دو طبقه خشتی فرو ریختند ولی اکثر ساختمان‌های یک طبقه با وجود اینکه ترک‌های زیادی دیدند و غیرقابل استفاده گشتند به طور کامل فرو نریختند. از ساختن ساختمان‌های خشتی بیش از یک طبقه مطلقاً باید خودداری نمود.

زلزله‌های اخیر ایران نشان داده‌اند که ساختمان‌های مخروطی شکل، ساختمان‌های با سقف گنبدی و همچنین برج‌های استوانه‌ای نسبت به ساختمان‌های با سقف مسطح مقاوم‌تر می‌باشند. به نظر می‌رسد که فرم‌های مزبور در موقع وقوع زلزله رفتار سه بعدی داشته و در حین زلزله بصورت یکپارچه عمل می‌کنند.

با افزودن بعضی از مواد می‌توان خصوصیات مکانیکی خشت را اصلاح کرد. مثلاً هرگاه به خشت کاه افزوده شود از مقاومت فشاری آن مقداری کاسته می‌شود ولی مقاومت کششی، شکل‌پذیری و خاصیت جذب انرژی آن بهتر می‌گردد و از ترک‌های ناشی از انقباض جلوگیری به عمل می‌آید. از این جهت به نظر می‌رسد که با افزودن کاه به خاک رس مصالح بهتری برای مقاومت در مقابل زلزله حاصل می‌شود، البته لازم است در این مورد تحقیقات آزمایشگاهی بیشتری صورت گیرد.

۹-۳-۲- مقاوم‌سازی طاق‌های قوسی

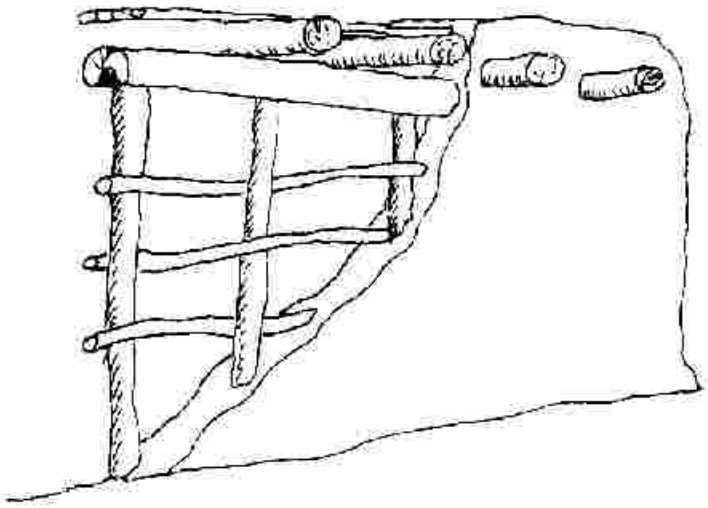
طاق‌های قوسی از جمله سقف‌های سنگین مورد استفاده در ساختمان‌های سنتی می‌باشند. این سقف‌ها به علت شکل هندسی خود مقاومت مناسبی در برابر بارهای قائم دارند. بهترین روش برای مقاوم‌سازی این نوع سقف‌ها استفاده کش‌های فولادیست. این پروفیل‌ها از اعمال نیروهای افقی به دیوار جلوگیری می‌نماید. پروفیل‌ها باید مطابق شکل ۹-۲۶ توسط صفحات فلزی ۵۰×۵۰ سانتیمتر به دیوار متصل شوند. نمونه‌ای از طاق قوسی مقاوم‌سازی شده با این روش در شکل ۹-۲۶ نشان داده شده است.



شکل ۹-۲۶ نمونه‌ای از طاق قوسی مقاوم‌سازی شده با کش‌های فولادی

۹-۳-۳- ساختمان‌های کاه‌گلی توام با چوب

این نوع ساختمان‌ها بیشتر در شمال ایران ساخته می‌شوند. نحوه ساختن این ساختمان‌ها بدین ترتیب است که ستون‌های چوبی در فواصل تقریباً ۷۵ سانتیمتر از یکدیگر قرار داده می‌شوند و آنها را به وسیله چوب‌های باریک، چپر و غیره به طور افقی و مورب به یکدیگر وصل می‌کنند. سپس یک رو یا هر دو روی دیوار را با گل یا کاه‌گل می‌پوشانند (شکل ۹-۲۷). چوب پس از چند سال می‌پوسد یا به وسیله موریانه خورده می‌شود. ساختمان در چنین شرایطی حتی در زلزله‌ای با شدت متوسط فرو می‌ریزد، بخصوص اگر سقف ساختمان سنگین باشد. توجه کنید سقف کاه‌گلی در حالت مرطوب خیلی سنگین می‌گردد، بنابراین خطر فرو ریختن آنها در هنگام زلزله در فصل بارندگی بیشتر از سایر فصول سال است.



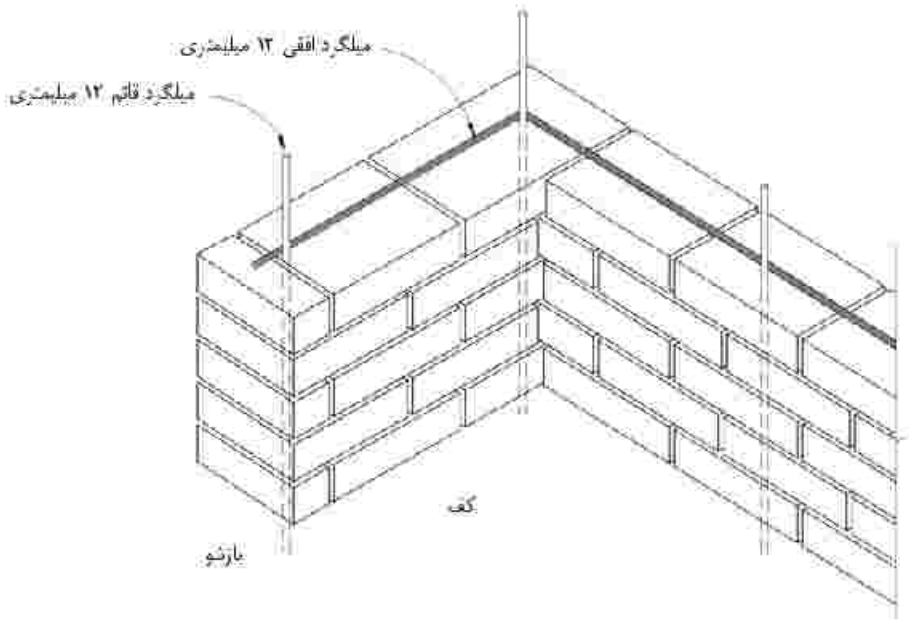
شکل ۹-۲۷ ساختمان‌های کاه‌گلی توام با چوب

اگر نتوان از ساختن این نوع ساختمان‌ها اجتناب نمود تمام ساختمان باید مطابق بخش ۹-۳-۴ به یکدیگر بسته شود یا باید از سقف‌های سبک مانند ورق‌های کنگره‌ای فولادی یا آلومینیومی استفاده نمود.

۹-۳-۴- مسلح نمودن دیوارهای گلی

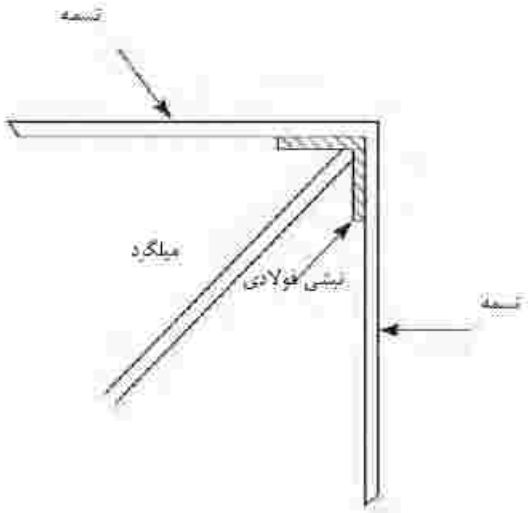
وقتی که به دلایل اقتصادی استفاده از دیوارهای گلی و یا خشت خام اجتناب‌ناپذیر باشد با مسلح نمودن دیوارها می‌توان جان افراد زیادی را در زلزله احتمالی آینده نجات داد. استفاده از سه میلگرد قائم ۱۲ میلیمتری در هر یک از گوشه‌های ساختمان مطابق شکل ۹-۲۸ روشی برای مسلح کردن خشت‌های با کیفیت خوب می‌باشد. برای این کار خشت‌ها را باید به وسیله مته سوراخ نمود و میلگردها را از داخل آنها عبور داد. در جایی که دو قطعه میلگرد به یکدیگر متصل می‌شوند باید یکدیگر را در طول ۳۰ سانتیمتر بپوشانند و به وسیله سیم‌های فولادی به یکدیگر بسته شوند. این میلگردهای قائم از پائین باید داخل پی دیوارها قرار داده شوند. در گوشه‌ها باید علاوه بر میلگردهای قائم از میلگردهای افقی فولادی ۱۲ میلیمتری در هر یک متر ارتفاع دیوارها مطابق شکل ۹-۲۸

استفاده نمود. این روش شبیه روشی است که برای ساختمان‌های آجری بکار می‌رود و اجرای آن برای ساختمان‌های خشتی پرزحمت است و ممکن است اقتصادی نباشد.



شکل ۹-۲۸ مسلح نمودن دیوارهای گلی

اما روش مناسب و ساده برای مسلح کردن این دیوارها استفاده از فولادهای نبشی به طور قائم در گوشه‌های ساختمان و در محل برخورد دیوارها می‌باشد (شکل ۹-۲۹). نبشی‌ها باید حداقل ۷۵ سانتیمتر در داخل زمین ادامه داده شوند و اندازه آنها نباید از ۶×۷۵×۷۵ میلیمتر کمتر باشد.



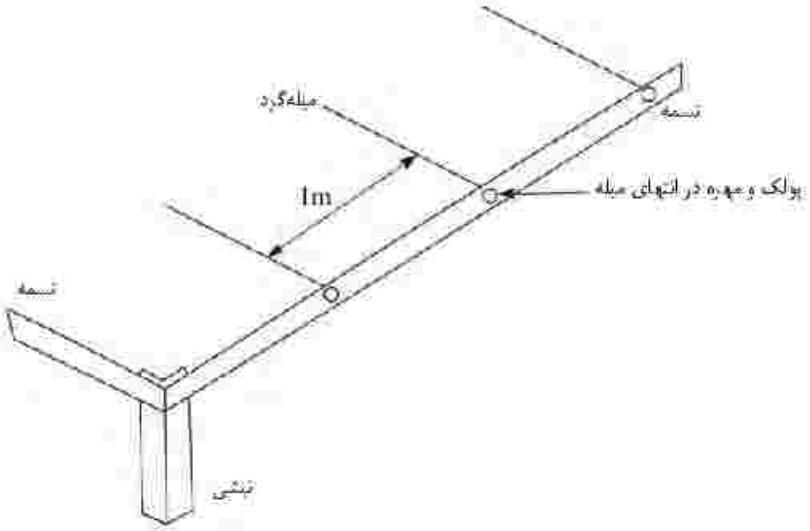
شکل ۹-۲۹ مسلح کردن این دیوارهای خشتی با استفاده از فولادهای نبشی

قسمت فوقانی نبشی‌ها باید به صورت‌های زیر به یکدیگر متصل شود:

۱- تسمه‌های فولادی با ابعاد حداقل ۶×۷۵ میلیمتر به نبشی‌ها جوش شوند.

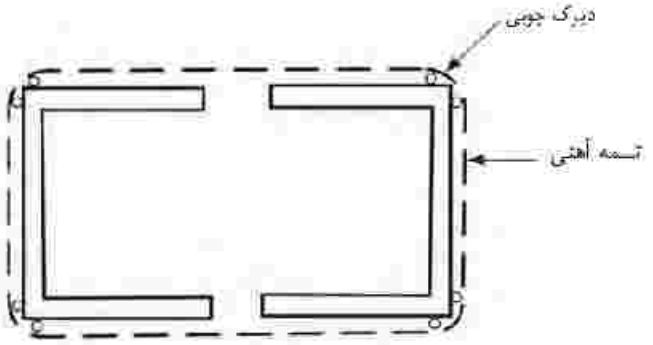
۲- میلگردهای فولادی ۱۲ میلیمتری در امتداد قطر اتاق‌ها و در زیر سقف‌ها قرار گیرند و به نبشی‌ها جوش شوند.

۳- در مناطقی از ایران که به طور سنتی اتاق‌ها دراز و با سقف‌های قوس نیم دایره‌ای ساخته می‌شوند استفاده از مهارهای قطری چندان فایده‌ای ندارد. در این حالت بهترین روش مسلح کردن استفاده از نبشی‌های فولادی و تسمه‌های فولادی مطابق فوق و بستن نبشی‌ها به یکدیگر بوسیله میلگردها در فواصل یک متری می‌باشد (شکل ۹-۳۰).



شکل ۹-۳۰ بستن نبشی‌ها به یکدیگر بوسیله میلگردها در فواصل یک متر

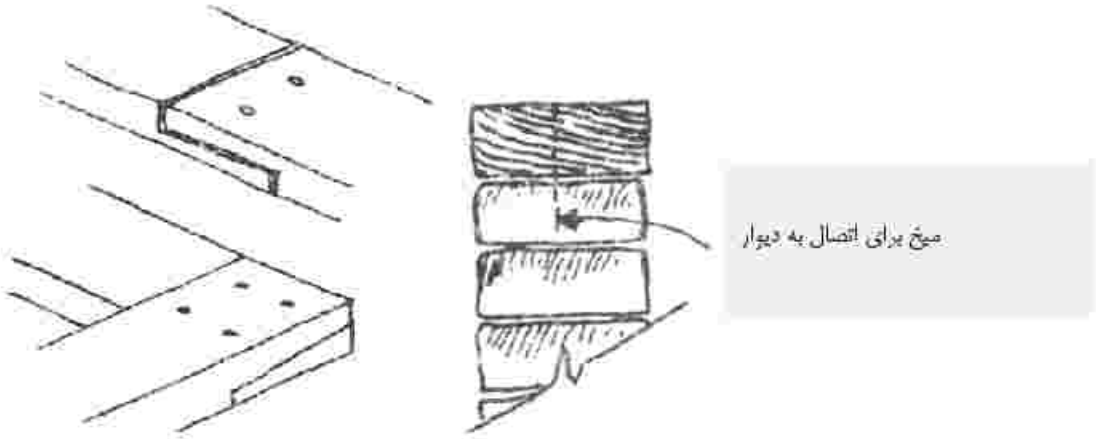
در جایی که مسلح کردن دیوارها به صورت فوق اقتصادی نباشد حداقل با استفاده از دیرک‌های چوبی بزرگ در گوشه‌ها به طور قائم به جای نبشی‌های فولادی و بستن آنها به یکدیگر به وسیله تسمه آهنی می‌توان تا حدودی بر مقاومت ساختمان در مقابل نیروهای زلزله اضافه نمود (شکل ۹-۳۱). این روش تقویت ساختمان نه تنها خیلی ضعیف‌تر از روش‌های مورد بحث در بالا می‌باشد بلکه چوب ممکن است پوسیده و یا توسط حشرات خورده شود، بنابراین ممکن است عمر نسبتاً کمی داشته باشد.



شکل ۹-۳۱ تقویت دیوار با استفاده از دیرک‌های چوبی بزرگ در گوشه‌ها به طور قائم و بستن آنها با تسمه آهنی

برای تقویت ساختمان‌های خشتی می‌توان از تیر کلاف سراسری در بالای دیوارها استفاده نمود. کلاف‌های بتنی سنگین در روی ساختمان‌های خشتی با مقاومت کم ممکن است اثر معکوس داشته باشد و باعث فروریختن دیوارها در اثر ارتعاشات زلزله گردد.

برای بستن دیوارهای خشتی به یکدیگر می‌توان از تیرهای کلاف چوبی (شکل ۹-۳۲) استفاده نمود، هر چند که اثر آن از تیر کلاف بتنی کمتر است. ضخامت این تیرها باید حداقل برابر ۱۰ سانتیمتر و عرض آنها باید برابر با عرض دیوار باشد. در گوشه‌های دیوار تیرهای چوبی را باید به طور محکم به یکدیگر متصل نمود. این تیرها همچنین باید به وسیله میخ‌هایی به دیوار زیر متصل گردند.



شکل ۹-۳۲ تقویت ساختمان‌های خشتی با استفاده از تیر کلاف سراسری در بالای دیوارها

۹-۴- ساختمان‌های چوبی

به علت نسبت مقاومت به وزن بالا، رفتار ساختمان‌های چوبی در زلزله می‌تواند خیلی خوب باشد. همچنین مقاومت نهائی چوب تحت بارگذاری دینامیکی حدود ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت آن در شرایط استاتیکی می‌باشد. چوب بر خلاف فولاد مزیت رفتار ارتجاعی را ندارد بنابراین باید بصورت ماده شکننده طرح گردد. مقاومت یا سختی چوب تحت بارگذاری دوره‌ای به مقدار جزئی تنزل پیدا می‌کند و ساختمان‌های چوبی دارای میرایی زیادی می‌باشند.

۹-۴-۱- علل اصلی خسارات وارد بر ساختمان‌های چوبی بر اثر زلزله

علل اصلی خسارات وارد بر ساختمان‌های چوبی بر اثر زلزله عبارتند از:

۱- کافی نبودن مقاومت اتصالات.

۲- استفاده از سقفهای سنگین بدون اینکه قاب نگدارنده مقاومت کافی داشته باشد.

۳- فقدان یکپارچگی زیربنا.

۴- واکنش زیاد در روی زمین‌های نرم. (بطور کلی هر چقدر ساختمان چوبی در روی زمین نرم‌تری قرار گرفته باشد خسارات وارد برآن نیز بیشتر است.)

۵- نامتقارن بودن فرم سازه.

۶- وجود طبقه نرم در ساختمان‌های چوبی دو طبقه بطوریکه طبقه تحتانی کاملاً فروریخته در حالیکه طبقه فوقانی بدون صدمه به زمین نشسته است.

۷- عدم پیوستگی بین سازه چوبی و شالوده به طوری که لغزش تمام ساختمان قابل مشاهده است.

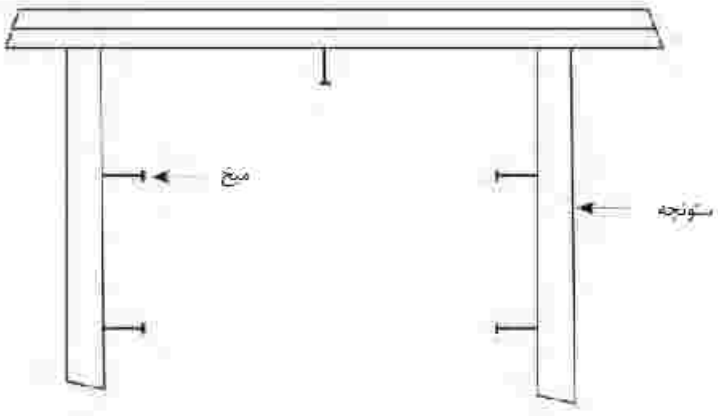
۸- از بین رفتن مقاومت چوب در اثر پوسیدگی یا حمله حشرات.

۹- عدم مقاومت کافی در مقابل آتش سوزی پس از زلزله.

۹-۴-۲- مقاوم‌سازی ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی

۹-۴-۲-۱- مقاوم‌سازی دیوار ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی در برابر تغییرشکل‌های خارج از صفحه

در بعضی از روستاهای ایران (مثلاً کناره جنوبی دریای مازندران) که خانه‌های چوبی ساخته می‌شود بین قاب چوبی را با آجر یا سنگ و ملات پر می‌کنند. این پرکننده‌های سنگین داخل ساختمان را در برابر هوای سرد و گرم حفظ می‌کنند. برای ازدیاد مقاومت اینگونه ساختمانها در مقابل زلزله باید دقت نمود که از ملات مرغوب استفاده شود و آجرها یا سنگها کاملاً فواصل خالی درون قاب چوبی را بپوشانند. برای اینکه از جدا شدن و بیرون ریختن این پرکننده‌ها در هنگام وقوع زلزله جلوگیری شود باید آنها را با میخ‌های بلند به قاب چوبی متصل نمود (شکل۹-۳۳). طول این میخ‌ها باید حداقل ۱۰ سانتیمتر باشد و آنها را باید در فواصل ۶۰ سانتیمتر به اندازه حداقل ۲ سانتیمتر در داخل ستونچه‌ها، ورق تحتانی و ورق فوقانی فرو کرد. بقیه طول میخ‌ها در داخل ملات پرکننده‌ها جاگذاشته می‌شود. (شکل ۹-۳۳)



شکل ۹-۳۳ میخ‌های بلند برای اتصال آجرها یا سنگ‌ها به قاب چوبی

خرابی متداول این ساختمان‌ها بیشتر به علت تغییرشکل‌های خارج از صفحه دیوارها و در نتیجه ریزش تکه‌های بزرگ نما، ایجاد ترک‌های عمیق و یا جداشدگی مواد پرکننده و در بعضی از موارد ریزش مواد پرکننده دیوارها می‌باشد، که علت اصلی این خرابی‌ها عدم دورگیری مناسب پرکننده‌های دیوار است (شکل ۹-۳۴).

الف: ریزش نکه‌های بزرگ نما

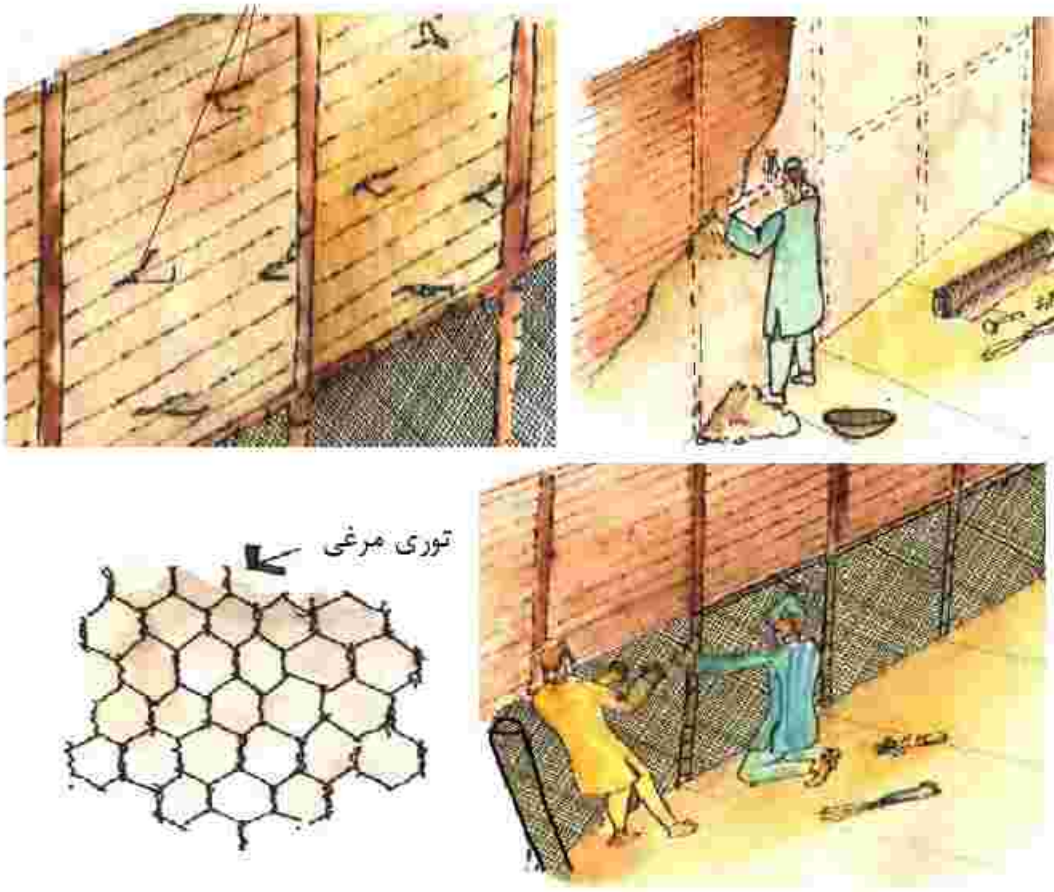
ب: ایجاد ترک بر روی مواد بر کننده دیوار

پ: ریزش نکه‌هایی از مواد برکننده

شکل ۹-۳۴ انواع خرابی‌های متداول در ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی

بهترین روش برای مقاوم‌سازی دیوار ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی تحت تغییرشکل‌های خارج از صفحه استفاده از توری مرغی می‌باشد. با اجرا نمودن توری مرغی در دو سمت دیوار می‌توان از تغییرشکل‌های جانبی دیوار و در نتیجه خرابی آن جلوگیری نمود. در مناطقی که به علت رطوبت زیاد احتمال خوردگی بالاست بهتر است بجای توری مرغی از تورهای با ضخامت بالا استفاده شود.

برای نصب توری مرغی ابتدا باید تمام اندودکاری سطح دیوار را کنده به طوری که سنگ‌ها و کلیه المان‌های چوبی نمایان شوند. سپس ۲ میلگرد با قطر ۶ میلیمتر و به طول ۱۰ سانتیمتر از میان پرکننده دیوار تعبیه می‌گردند. این میلگردها در نقاط مختلف دیوار و با فاصله از المانهای چوبی اجرا می‌گردند. سپس توری مرغی از یک گوشه دیوار در امتداد طولی و عرضی اجرا می‌گردد. توری مرغی باید با میخ‌های مناسب به طول ۵ یا ۶ سانتیمتر به المان‌ها متصل می‌گردند. در آخر روی دیوار اندود می‌شود (شکل ۹-۳۵).



شکل ۹-۳۵ نحوه اجرای توری مرغی برای مقاوم‌سازی دیوار در برابر تغییرشکل‌های خارج از صفحه

۹-۴-۲-۲- مقاوم‌سازی ساختمان‌های چوبی در برابر تغییرشکل‌های داخل صفحه

تغییرشکل‌های داخل صفحه این ساختمان‌ها باعث ریزش تکه‌های بزرگ نما، ایجاد ترک‌های قطری و یا تغییرشکل جانبی دائم سازه می‌گردد، که علت اصلی این خرابی‌ها عدم وجود بادبندهای مناسب و یا اتصالات ضعیف بادبندها می‌باشد (شکل ۹-۳۶).

شکل ۹-۳۶ تغییرشکل جانبی دائم سازه به علت عدم وجود بادبندهای مناسب و یا اتصالات ضعیف بادبندها

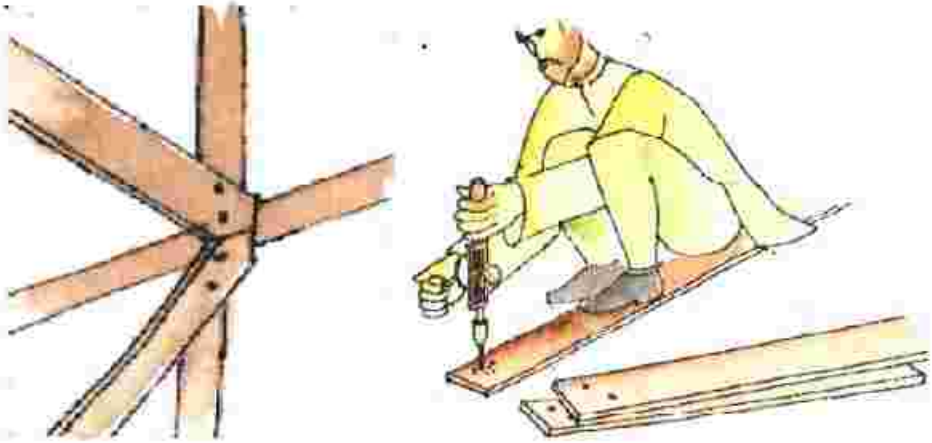
استفاده از مهاربندها با اتصال مناسب به تیر و ستون منجر به افزایش سختی جانبی سازه شده و تغییرشکل‌های داخل صفحه ساختمان را کاهش می‌دهد.

برای نصب بادبندهای قطری در این ساختمان‌ها به صورت زیر عمل می‌گردد:

۱- کندن تمام اندودکاری روی دیوار تا کلیه المانهای چوبی نمایان گردند.

۲- نصب تخته‌هایی با مقطع ۱۰×۲ سانتیمتر بر روی سطح دیوار به صورت قطری.

۳- استفاده از حداقل دو میخ مناسب به طول‌های ۶ تا ۷/۵ سانتیمتر در هر انتهای عضو قطری برای متصل نمودن آن به اعضای اصلی. برای جلوگیری از ایجاد ترک در عضوهای قطری (به علت زدن میخ) باید عضو را از پیش سوراخ نمود. این عمل را در تیرها و ستون‌های چوبی نیز می‌توان انجام داد (شکل ۹-۳۷).



شکل ۹-۳۷ پیش سوراخ نمودن عضو و استفاده از حداقل دو میخ برای اتصال عضو قطری به اعضای اصلی

۴- در مکان‌هایی که اعضای قطری به صورت نمایان می‌باشند، چوب‌های بادبند باید از جنس مناسب بوده و برای محافظت بیشتر رنگ شوند.

۵- از هرگونه ناپیوستگی اعضای قطری باید جلوگیری شود و برای پیوستگی بیشتر باید بین دهانه‌های مجاور جهت بادبندها مخالف یکدیگر باشند (شکل ۹-۳۸).

شکل ۹-۳۸ پیوستگی اعضای قطری

فصل ۱۰

بهسازی لرزه‌ای عناصر غیر سازه‌ای

۱۰-۱- مقدمه

در گذشته اکثر تلاش طراحان به کم کردن آسیب وارد شده به سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی معطوف بوده است، در حالی که نگهداری سیستم‌های مکانیکی، الکتریکی، لوله کشی و معماری معمولاً به سازندگان و یا پیمانکاران مسئول نصب آنها واگذار می‌شد. زلزله ۱۹۶۴ آلاسکا و زلزله‌های متعاقب آن باعث شد که کنترل لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای مورد توجه قرار گیرد و زیانهای مالی و خطرات جانی ناشی از آسیب دیدن این گونه سیستم‌ها کاهش داده شود. براساس ارزیابی‌های انجام شده بعضاً، خسارات مالی ناشی از آسیب به اجزای غیرسازه‌ای از مقدار آسیب وارد بر اجزای سازه‌ای تجاوز می‌نماید.

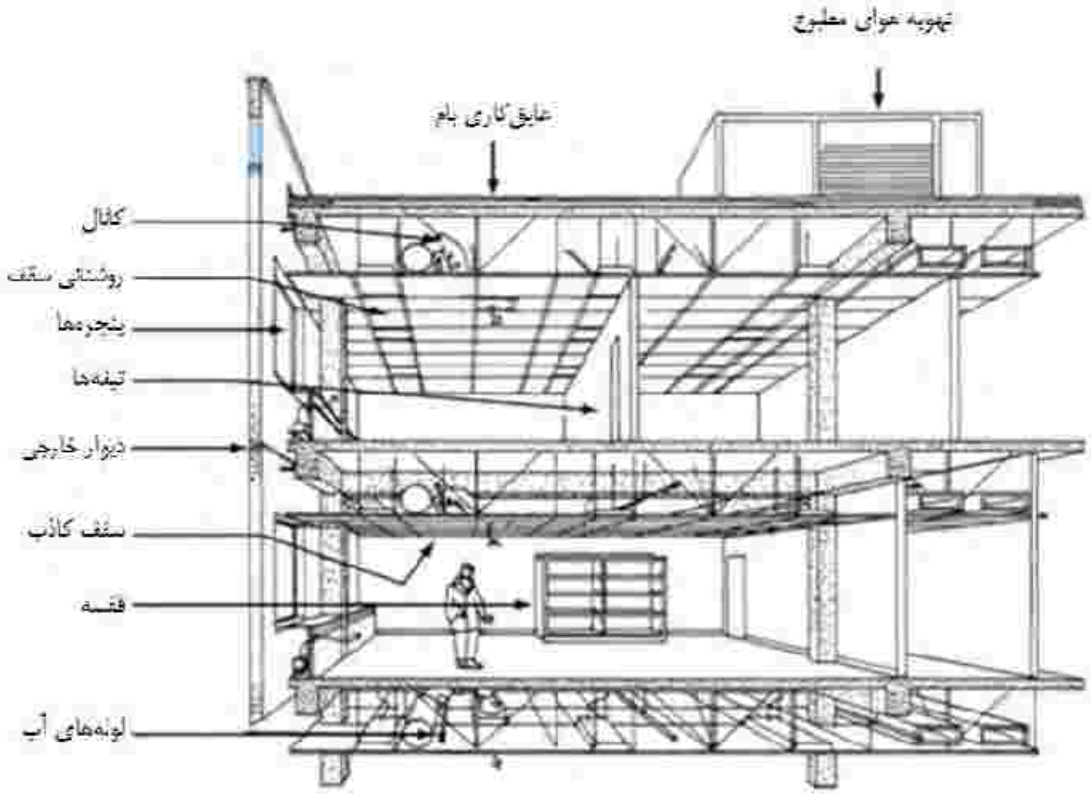
از آسیب‌های متداول تجهیزات مکانیکی سنگین در اثر زلزله‌های گذشته می‌توان به واژگونی آنها اشاره نمود. نمونه‌ای از این آسیب‌ها در شکل ۱۰-۱ نشان داده شده است. آسیب‌دیدگی وسایل معمولی مانند وسایل روشنایی در اثر زلزله‌های گذشته نیز کاملاً مشهود است (شکل ۱۰-۲).

شکل ۱۰-۱- واژگونی تجهیزات سنگین در هنگام زلزله

با توجه به موارد ذکر شده و ابعاد وسیع خسارتهایی که در اثر آسیب‌های اجزای غیرسازه‌ای، بر ساختمان وارد می‌شود، ایمن‌سازی لرزه‌ای این سیستم‌ها در سالهای اخیر مورد توجه طراحان و مسئولین بهره‌بردار قرار گرفته است.

سیستم‌های غیرسازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی و الکتریکی می‌باشد. این اجزا عناصری از قبیل دیوارهای غیربار بر، پانلهای دیوار خارجی، سقفهای کاذب، تجهیزات تهویه هوا، دیگهای بخار، آسانسورها، وسایل قطع و وصل الکتریکی، دستگاه‌های روشنایی و... را در بر می‌گیرند.

شکل ۱۰-۲- آسیب به سیستم روشنایی در هنگام زلزله



شکل ۱۰-۳- اجزای غیر سازه‌ای تیپ در یک ساختمان معمولی

۱۰-۲- مقاوم‌سازی اجزای معماری

اجزا و سیستم‌های معماری شامل تیغه‌های غیر باربر داخلی، پانلهای دیوار خارجی، سقفهای کاذب و موارد مشابه است. زلزله‌های اخیر مثالهای متعددی از آسیب‌های وارد شده به چنین سیستم‌هایی را نشان می‌دهند. بسیاری از این اجزا هنگام وقوع زلزله دچار آسیب‌های شدیدی شده‌اند که یا صرف هزینه‌های زیادی ترمیم می‌شوند. در ادامه به انواع متداول آسیب‌های وارد بر این اجزا و راهکارهای بهسازی لرزه‌ای آنها پرداخته شده است.

۱۰-۲-۱- بررسی آسیب‌های وارد به سیستم‌ها و اجزای معماری در زلزله‌های اخیر

تجربه حاصل از زلزله‌های اخیر اطلاعات ارزشمندی را در رابطه با آسیب‌پذیری عناصر غیرسازه‌ای فراهم آورده است. جدول ۱۰-۱ فهرست آسیب‌های وارد بر اجزا و سیستم‌های معماری را که پس از وقوع زلزله‌های گذشته تعیین شده است، نشان می‌دهد. همانطور که دیده می‌شود، اجزایی که بیشتر دچار آسیب شده‌اند عبارتند از سیستمهای سقف و سیستمهای تیغه بندی. از بین تمامی سیستمهای سقف، سقف ساخته شده به روش سنتی (اندود شده) بدترین عملکرد را داشته‌اند و بهترین عملکرد مربوط به سیستم سقفهای پیش ساخته بوده است.

جدول ۱۰-۱- آسیب وارد به سیستمها و اجزای معماری در طی زلزله‌های اخیر

جزء معماری	آسیب های وارده شده در زلزله	
سقف های معلق		
درب ها		
پنجره ها		

ادامه جدول ۱۰-۱- آسیب وارد به سیستمها و اجزای معماری در طی زلزله‌های اخیر

جزء معماری	آسیب های وارد شده در زلزله	
تیغه ها		
نماها		
لوازم آسیزخانه و کمدها		

سیستم‌های تیغه‌ای در اثر جابجائی نسبی سازه تا حدودی آسیب می‌بینند. این آسیب‌ها شامل گسیختگی‌هایی در قسمت درزها، گسیختگی‌های فشاری در قسمت فوقانی (ناشی از اثر سازه بر تیغه) و گسیختگی‌های کنج‌ها می‌شود.

۱۰-۲-۳- راهکارهای کاهش آسیب پذیری در سیستم‌های معماری

بطور کلی می‌توان از دو راهبرد برای طراحی لرزه‌ای اجزای معماری استفاده کرد:

۱- روش جداسازی، که در آن اجزا از فاصله کافی نسبت به سازه برخوردارند بطوری که تغییر شکل سازه، تنش چشمگیری بر اجزا اعمال نمی‌کند.

۲- روش تغییرشکل، که در آن اجزا با این هدف طراحی می‌شوند که بتوانند تغییر شکل لازم در برابر زلزله را تحمل کنند. مقدار نیروی زلزله به وزن سیستم، ضریب زلزله مربوط به جزء و مشخصات عملکردی آن بستگی دارد.

نیروی زلزله در اعضای مختلف سازه‌ای، پاسخ‌های متفاوتی را بوجود می‌آورد و اجزای غیرسازه‌ای متصل به این اعضا باید تغییرشکل ناشی از این اعضا سازه‌ای را نیز تحمل کنند. برای مثال، تمامی اجزای غیرسازه‌ای موجود در ساختمان باید طوری طراحی شوند که با میزان تغییرمکان جانبی پیش بینی شده برای سازه مطابقت داشته باشند. با استفاده از تغییرمکانهای جانبی پیش‌بینی شده

طبقه، می‌توان درجه جداسازی لازم را تعیین کرد تا از آسیب‌دیدگی برخی از اجزای معماری جلوگیری یا از میزان آن کاست. اجزای غیرسازه‌ای باید برای نیروهای ناشی از وزن خودشان نیز مهار شوند. به عنوان مثال این نیروها از پاسخ دینامیکی دیوار بنایی یا سقف کاذب ناشی می‌شوند.

جدول ۱۰-۲- آسیب‌های گزارش شده در سیستمها و اجزای معماری طی زلزله‌های اخیر

سیستمها	اجزا	آسیب ثبت شده
تیغه‌ها	دائمی – بنایی و کاشی کاری دائمی- پایه و صفحه گچی یا اندود غیر قابل نصب- فلز، چوب و شیشه	ترک‌خوردگی واحدها؛ تغییرمکان افقی؛ از بین رفتن واحد یا گسیختگی فشاری در بالای تیغه‌ها؛ گسیختگی درزها؛ واژگونی واژگونی همراه با گسیختگی‌های سقف مجاور تیغه ها؛ ترک خوردگی سطح؛ تغییرمکان افقی؛ ورقه ورقه شدن رویه از پایه‌ها جداشدگی در کانال بالا و پایین، شکستگی‌های فشاری ؛ واژگونی ؛ ترک‌خوردگی یا جداشدگی
توارجوبی زیرسازی	اندود یا صفحه گچی	ترک‌خوردگی در رویه؛ گسیختگی‌های مربوط به جداشدن اجزای سازه‌ای که توار زیرسازی بر روی آنها قرار گرفته است.
سقف‌ها	سیستم کاشی داخل سقف آویزان – زبانه‌های روکار سیستمهای زبانه‌دار توکار از نوع آویزان اندود یا صفحه گچی آویزان کاشی ، اندود ، یا صفحه گچی به کار رفته در سطح	پیچیده‌شدن یا شکستگی آویزه‌ها؛ جداشدن کاشیها از سیستم معلق؛ خمش فشاری سیستم در پیرامون اتاق؛ شکستگی درزهای لرزه‌ای؛ شکستگی برشی در اتصالات درونی سیستم آویخته. گسیختگی‌های مشابه با زبانه‌های روکار وجود دارد، بجز اینکه کاشیهای کمتری از سیستم آویزان جدا می‌شوند. اندود از روی تیغال جدا می‌شود؛ ایجاد ترکهای برشی در رویه؛ سیستم آویزان مشابه با دیگر سیستمهای آویخته دچار آسیب می‌شود. معمولاً عملکرد بهتری نسبت به سیستم‌های آویزان دارند؛ به خاطر تغییر مکان سازه اندود ترک می‌خورد و می‌افتد؛ جداشدن کاشیها از سقف.
درها، چارچوب‌ها	چوب ، فلز توخالی ، فلز و شیشه	قابها به خاطر جابجایی محصور کننده آنها دچار اعوجاج می‌شوند. گاهی درها موجب تغییر شکل لولاها می‌شوند.

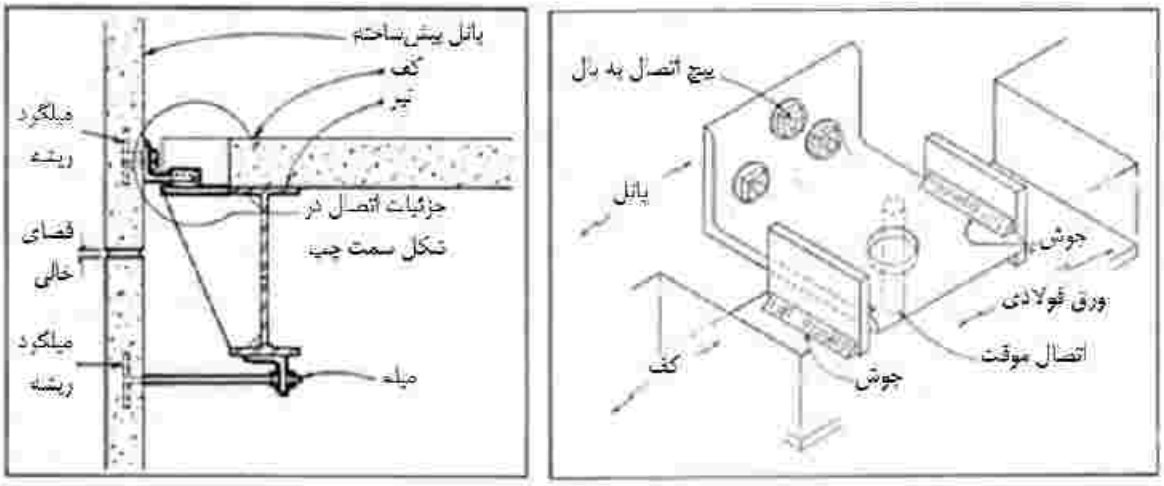
در اغلب حالات روش ایجاد مقاومت کافی در اجزای معماری نتایج قابل قبولی نمی‌دهد.

تاکنون اقدامات زیادی برای جلوگیری از وارد شدن آسیب غیرسازه‌ای به سیستمهای معماری انجام شده است که در ادامه به ذکر آنها پرداخته شده است.

الف) نماها و شیشه‌کاری:

نماهای صلب و سنگین نباید به قابهای ساختمانی نسبتاً انعطاف‌پذیر متصل شوند. این دیوارها نباید به گونه‌ای نصب شوند که جلوی تغییرشکل‌های جانبی قاب را بگیرند. شکافی که با پرکننده‌های ارتجاعی پرشده باشد می‌تواند قاب سازه‌ای را از دیوارهای

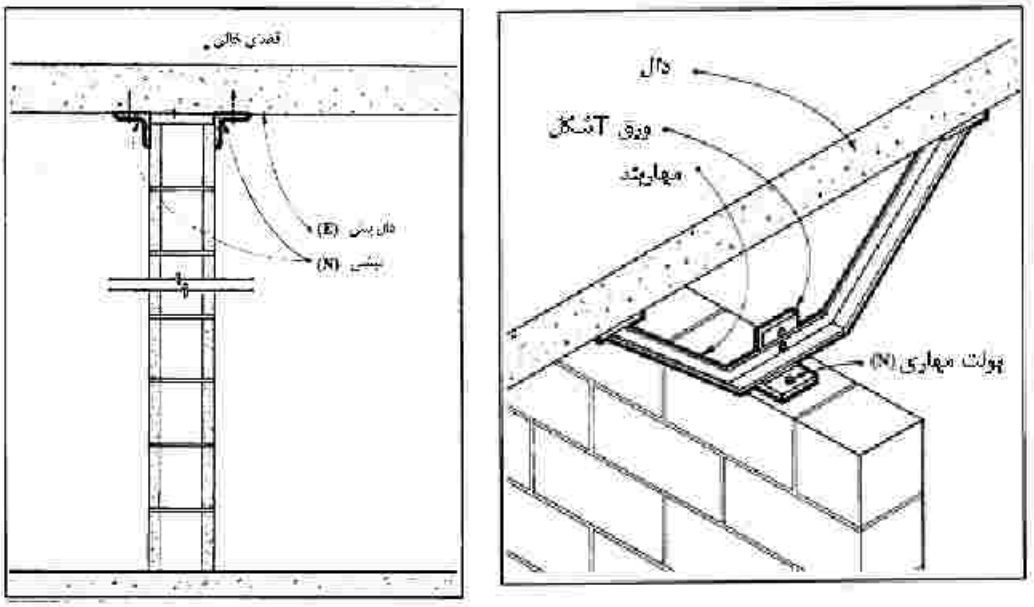
پرکننده غیر سازه‌ای جدا کند. در عین حال این دیوارها باید بوسیله مهارهایی در مقابل حرکت خارج صفحه مهار شوند (شکل ۱۰-۴-).



شکل ۱۰-۴- چگونگی اتصال نما و دیوار معماری به سازه

ب) تیغه‌ها:

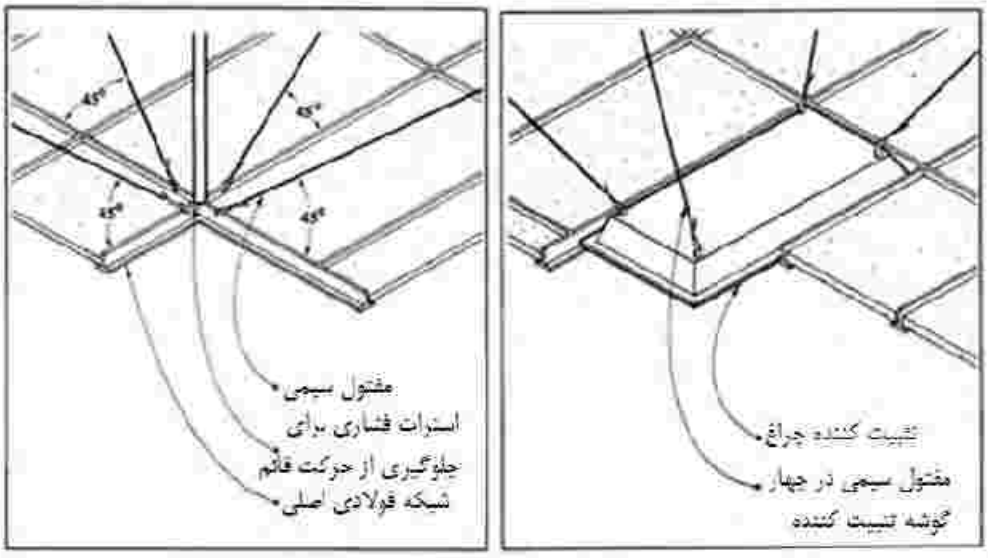
در ساختمانهایی که قابهای سازه‌ای انعطاف پذیر دارند، تیغه‌ها فقط به عضو سازه‌ای از قبیل دال متصل شده و توسط درز از دیگر عضوهای سازه‌ای جدا شوند و حتی‌الامکان تیغه‌های بنایی غیرمسلح با تیغه‌های سبک جایگزین شوند. این تیغه‌ها باید در فواصل حداکثر ۴ متری به سقف یا قاب فوقانی متصل شوند (شکل ۱۰-۵). این اتصالات امکان تغییرشکل خارج از صفحه را محدود می‌نمایند. مجراها و لوله‌کشی‌های موجود در تیغه‌ها باید به عضو سازه‌ای که تیغه به آن مهار شده است، متصل شوند. بازشوهای موجود در تیغه‌هایی که شبکه‌های لوله کشی، مجاری انتقال و مجاری هوا از آنها می‌گذرد باید به نحو مناسبی تقویت شوند (شکل ۱۰-۶).



شکل ۱۰-۵- جزئیات ایمن سازی تیغه‌ها در برابر زلزله

پ) سقف‌ها:

شبکه‌های سقف‌های کاذب باید بطور مناسبی از چهار گوشه مهاربندی شوند. سقفهای پیش ساخته گچی نیز باید با استفاده از ابزارهایی مهار و میخکوبی شوند. همچنین در سقفهایی که شکل نامنظم دارند، اتصالات نوارهای فولادی زیرسازی باید با استفاده از پرچ، پیچ یا جوش تقویت شود. سطوح بزرگی از سقف که توسط ردیفهایی از چراغهای خطی یا وسایل روشنایی از هم جدا شده‌اند با بستهای صلب به یکدیگر بسته و وسایل روشنایی به سیستم سقف محکم متصل شوند.



شکل ۱۰-۶- مهاربندی جانبی سقف کاذب و چراغ روشنایی

ت) خروجی‌ها :

در دیوارهای مربوط به خروجی‌ها نباید از دیوارهای غیرمسلح بتنی استفاده شود. همچنین استفاده از نماهای شکننده در داخل راهروهای خروجی مجاز نمی‌باشد. تمامی باز شوهای درهای خروجی از لحاظ سازه‌ای باید به گونه‌ای باشند که از خارج شدن درها از چارچوب‌های خود جلوگیری کنند. قفسه‌های خود ایستا یا قفسه‌های شیشه‌ای نباید در نواحی پر رفت و آمد عمومی به ویژه در نزدیکی درهای خروجی قرار داده شوند.

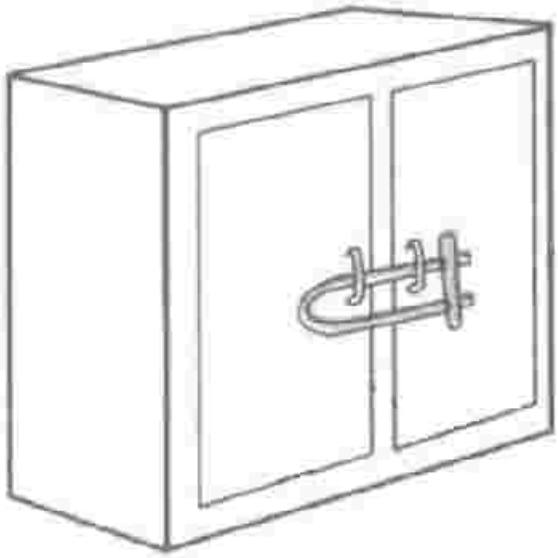
وسایل روشنایی آویخته در نزدیکی درهای خروجی نصب نشوند. استفاده از چراغهایی که در داخل و یا بر روی سطح نصب می‌شوند، مناسب‌تر هستند.

ث) قفسه‌ها و کابینت‌ها:

قفسه‌ها باید به کف‌ها محکم شده و یا از بالا بطور جانبی به اجزای سازه‌ای مهار شوند. برای تقویت قفسه‌ها می‌توان آنها را با مهاربندی جانبی و میل مهارها به اجزای سازه‌ای متصل نمود. قفسه‌هایی که در امتداد دیوارها قرار داده شده‌اند، برای اجتناب از برخورد با دیوار، باید به آن متصل شوند (شکل ۱۰-۷).

شکل ۱۰-۷- مهار قفسه با اتصال دیوار

اقلام بی‌ثبات واقع در قفسه‌های مرتفع باید توسط میله در جای خود تثبیت شوند. لوازم پزشکی نیز در کابینتهایی نگهداری شوند که به کف و یا دیوارها محکم شده و به درهای قفل‌دار مجهز شوند (شکل ۱۰-۸).



شکل ۱۰-۸- استفاده از درهای قفل‌دار برای قفسه‌ها

ج) درها و پنجره‌های شیشه‌ای:

درها و پنجره‌های شیشه‌ای برای جلوگیری از شکست در هنگام زلزله از مهمترین اقدامات می‌باشد. عدم فاصله کافی شیشه از لبه‌های قاب پنجره و اعمال بار در هنگام زلزله به شیشه دلیل اصلی شکست می‌باشد. در هنگام نصب قاب در و پنجره، فراهم نمودن فاصله کافی برای جلوگیری از شکست لرزه‌ای لازم می‌باشد.

یکی از تکنیک‌های پیشنهادی برای کاهش خطرات جانی ناشی از شکستن شیشه، بکار بردن فیلم سولار چسبنده در پنجره می‌باشد. این فیلم تکه‌های شیشه را در کنار هم نگه‌می‌دارد و اثرات حرارت و نور را کاهش دهند.

۱۰-۳- مقاوم‌سازی اجزای مکانیکی و الکتریکی

تجهیزات مکانیکی و الکتریکی همانند اجزای معماری که در بخش قبلی در مورد آنها بحث شد، در معرض آسیب‌های ناشی از زلزله قرار دارند. از آنجا که روشهای نصب این گونه سیستمها محدود است، امکان بروز آسیب در این اجزا زیاد می‌باشد. از طرف دیگر اغلب تجهیزات مکانیکی و الکتریکی مخصوص پروژه ساخته نمی‌شوند و اغلب بصورت پیش ساخته می‌باشند و مشخصات آنها را سازندگان تعیین می‌کنند. آشنا نبودن این سازندگان به مباحث طراحی و ایمن‌سازی لرزه‌ای، موجب بروز آسیب‌های متعددی به این سیستمها در خلال زلزله‌های گذشته شده است.

۱۰-۳-۱- بررسی آسیب‌های وارد شده به سیستم‌های مکانیکی و برقی در زلزله‌های اخیر

تجهیزات مکانیکی و الکتریکی معمولاً به دو صورت زیر نصب می‌شوند:

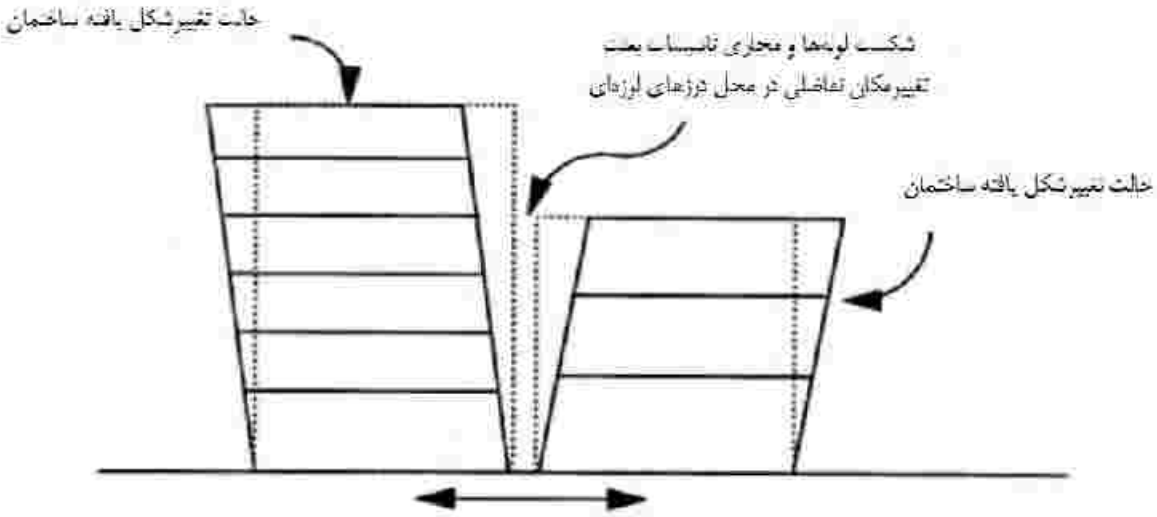
۱- تجهیزاتی که به صورت صلب به سازه ساختمان یا زمین مهاربندی می‌شوند.

۲- تجهیزاتی که بر روی جداسازهای لرزه‌ای نصب می‌شوند.

گسیختگی تجهیزاتی که به صورت صلب به زمین یا سازه متصل شده‌اند، عموماً ناشی از کمبود استحکام مهارها یا عدم توانایی اجزای متصل به این تجهیزات به علت جابجایی‌های نسبی و نیروی زلزله ناشی از وزن تجهیزات می‌باشد.

تجهیزاتی که بر روی جداسازهای ارتعاشی نصب می‌شوند نیز می‌توانند دچار آسیب‌های متعددی شوند. هر یک از این جداسازها و پایه‌های ارتجاعی آنها باید بتواند در برابر نیروهای وارد شده مقاومت کنند. اغلب گسیختگی‌ها در این نوع از سیستمها مربوط به عدم مهار کافی پایه‌های ارتجاعی و جداسازها می‌باشد (شکل ۱۰-۹).

شکل ۱۰-۹- آسیب وارده به جداگر فنری در زلزله



شکل ۱۰-۱۰- تغییرمکان نسبی دو سمت سازه که باعث شکست لوله ها و داکتهای صلب می‌شوند

لوله‌ها و کانالهایی که درزهای لرزه‌ای ساختمان را قطع می‌کنند به سبب ایجاد جابجایی نسبی سازه در دو طرف درزها، دچار آسیب می‌شوند (شکل ۱۰–۱۰). تیغه‌هایی که شامل لوله‌کشی یا مجرای صلب مدفون می‌باشند نیز به سبب برهم‌کنش بین شبکهٔ لوله‌کشی و بدنهٔ تیغه، دچار آسیب دیدگی می‌شوند.

در شکل ۱۰–۱۱، ۱۰– ۱۲ و ۱۰–۱۳ مثالهای متعددی از آسیب‌های وارد شده به انواع سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی نشان داده شده است.

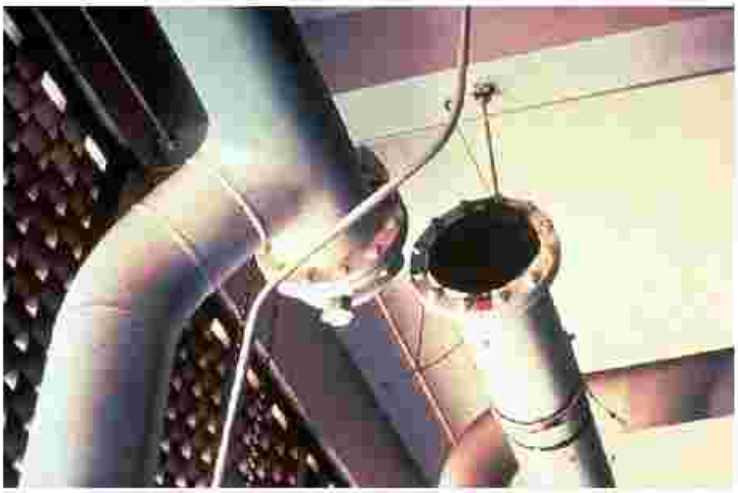
شکل ۱۰–۱۱– آسیب وارده به تاسیسات مکانیکی بالای سقف کاذب

شکل ۱۰-۱۲- آسیب وارده به مبدل برق

در طی زلزله‌های اخیر، وسایل روشنایی سبک و تاسیسات لوله‌کشی نیز دستخوش آسیب‌های چشمگیری شده‌اند. انواع وسایل روشنایی که بیشترین آسیب را متحمل شده‌اند وسایل روشنایی آویخته از زنجیرند که مستقیماً توسط سازه نگه داشته نشده اند. وسایل روشنایی که در ردیفهای طولانی و نوک به نوک هم قرار می‌گیرند غالبا بیشتر از وسایل روشنایی که بطور جداگانه نصب می‌شوند آسیب دیده‌اند، زیرا این وسایل بر اثر برخورد با یکدیگر در حین وقوع زلزله آسیب می‌بینند.

شکل ۱۰-۱۳- نمونه‌ای از آسیب وارده به وسایل روشنایی در زلزله

آسیب‌پذیری لوله کشی‌ها در هنگام زلزله از چند جنبه حائز اهمیت است. برای مثال قطع جریان در لوله‌های اصلی آب به واسطه شکستگی‌ها می‌تواند جان بازماندگان زلزله را به خطر بیاندازد. همچنین شکست و انفجار در لوله های گاز طبیعی می‌تواند باعث آتش سوزی‌های وسیع گردد. در صورت آسیب دیدن لوله‌ها و شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب احتمال شیوع بیماری پس از زلزله افزایش پیدا می‌کند. در شکل ۱۰-۱۴ نمونه‌ای از آسیب‌های وارد شده به تاسیسات لوله کشی در زلزله نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۱۴- نمونه‌ای از آسیب وارده به تاسیسات لوله‌کشی در زلزله‌های گذشته

۱۰-۳-۲- راهکارهای کاهش آسیب‌پذیری در سیستمهای مکانیکی و الکتریکی

در ادامه بعضی از راهکارهایی که تا به حال در مورد کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای سیستمهای مکانیکی و الکتریکی بکار گرفته شده‌اند، شرح داده خواهد شد.

الف) تجهیزات نصب شده بر روی جداسازهای لرزه‌ای :

بطور کلی تجهیزات سنگین نمی‌بایست در طبقات بالای ساختمان نصب شوند. در صورت نصب شدن این تجهیزات در ارتفاع، تمامی پایه‌های جداساز آنها می‌باید از لحاظ مقاومت در برابر زلزله به دقت مورد بررسی قرار گیرند. وسایل جداساز لرزه‌ای که بر روی کف‌ها نصب می‌شوند باید به دال و کف تجهیزات متصل شوند. تا جایی که ممکن است باید از بکار بردن پایه‌ها و پداستالهای سنگین در زیر تجهیزاتی که بر روی جداسازهای لرزه‌ای نصب می‌شوند خودداری نمود تا نیروهای وارد بر آنها کاهش یابد.

در اطراف پایه می‌توان از وسایل و مهارهای مقید کننده‌ای برای جلوگیری از حرکات جانبی و قائم استفاده نمود تا این جابجایی‌ها را محدود کنند (شکل ۱۰-۱۵).

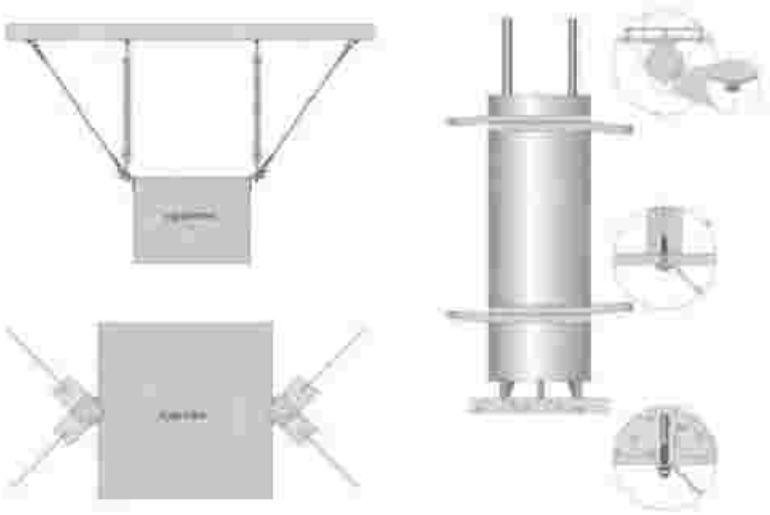
شکل ۱۰-۱۵- جداسازی لرزه‌ای با مهار جانبی

ب) مخازن و تجهیزات سنگین بدون استفاده از جداسازها:

تکیه‌گاه‌های مربوط به مخازن و تجهیزات سنگین باید در مقابل نیروهای زلزله طراحی و تکیه‌گاه‌ها به کف‌ها مهار شوند. مخازن آویزان نیز باید به سیستم‌های آویز نگهدارنده خود تسمه‌بندی شده و به مهار جانبی مجهز شوند (شکل ۱۰-۱۶).

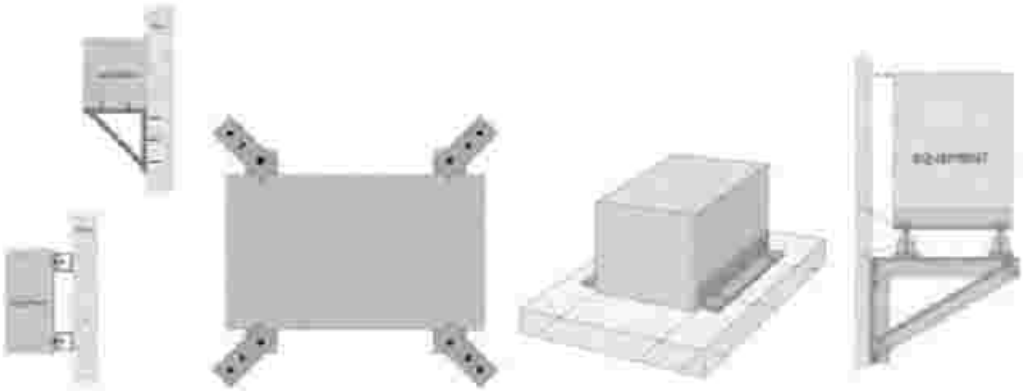
از لوله‌های خمیده نباید برای ساخت پایه مخازن یا سایر تجهیزات استفاده نمود. چرا که تجربه نشان داده که گسیختگی‌های متعددی در صفحه تضعیف شده توسط رزوه، در این تکیه‌گاه‌ها ایجاد می‌شود.

مخازن افقی باید به نشیمن خود مهار شده و نشیمن آنها به کف‌های سازه‌ای پیچ و متصل شوند. هر قاب نگه دارنده منابع یا تجهیزات هوایی باید به مهاربندی کافی مجهز و به دال سازه‌ای و دیوارها مهار شود (شکل ۱۰-۱۷ و ۱۰-۱۸).



شکل ۱۰-۱۶- دورگیری و مهار منابع تولید حرارت آب

شکل ۱۰-۱۷- مهاربندی تانک‌های افقی



شکل ۱۰-۱۸- اشکال مختلف برای مهار تجهیزات

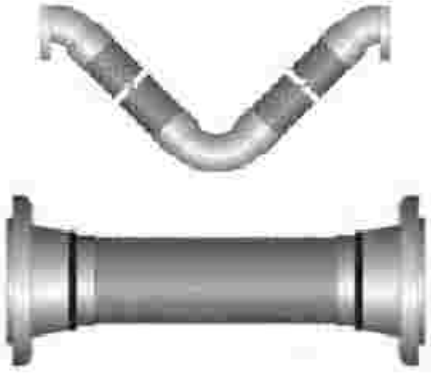
پ) تاسیسات لوله کشی:

خطوط لوله باید حتی المقدور به سیستم سازه‌ای متصل شوند و اتصالات آن باید در مکان‌هایی پیش‌بینی شود که سیستمهای سازه‌ای تغییرشکلهای زیادی نداشته باشند. در شبکه لوله‌کشی باید درزهای متحرکی تعبیه شود تا امکان انجام حرکات منطبق با سازه فراهم شود و همچنین باید در برابر نیروهای افقی هم در جهت طولی و هم در جهت جانبی مهار شود (شکل ۱۰-۱۹ و ۱۰-۲۱).

سیستم‌های لوله‌کشی آویخته باید در سراسر طول خود، سازگاری با سایر اجزای متصل شده را داشته باشند. برای مثال، اگر لوله اصلی امکان تغییرمکان جانبی دارد، خطوط لوله انشعابی نباید به اجزای سازه‌ای مهاربندی شوند و همچنین در اتصالات تجهیزات باید درزهای متحرک تعبیه شود.

لوله‌ها نباید درزهای لرزه‌ای در سازه‌ها را قطع کنند. اگر چنین کاری اجتناب ناپذیر باشد، قطع شدگی باید در پایین‌ترین طبقه ممکن انجام شود و تمامی تغییرشکلها و تنش‌های ایجاد شده در آنها مورد ارزیابی قرار گیرد. در جایی که لوله‌ها از محل درزهای لرزه‌ای یا انبساطی عبور می‌کنند و یا در قسمتهائی که لوله‌های دارای تکیه‌گاه‌های صلب به تجهیزاتی که جداساز لرزه‌ای دارند متصل می‌شوند، باید از درزهای انعطاف‌پذیر استفاده نمود. در شکل ۱۰-۲۰ جزئیاتی در مورد شبکه‌های لوله‌کشی که درزهای لرزه‌ای را قطع می‌کنند، ارائه شده است.

شکل ۱۰-۱۹- مهارهای طولی لوله



شکل ۱۰-۲۰- درز انبساطی در لوله

شکل ۱۰-۲۱- مهارهای جانبی برای لوله‌ها

در دو قسمت غیر مشابه از ساختمانها که ممکن است در اثر زلزله حرکات متفاوتی داشته باشند (از قبیل دیوار، سقف یا دو دیوار متعامد با سختی‌های مختلف) نباید سیستم لوله‌کشی بصورت صلب به آنها متصل شود.

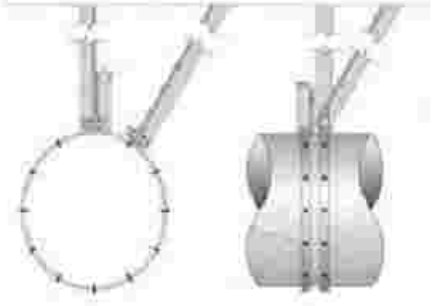
وزن لوله‌ها باید در یک نقطه یا نقاطی واقع در بالای مرکز ثقل لوله نگه‌داشته شود و در فواصل منظم از مهارهای جانبی استفاده شود.

ت) سیستم‌های توزیع هوا :

آویزه‌ها و تکیه‌گاه‌هایی که برای نگه‌داری مجاری هوا از آنها استفاده می‌شود باید به مهارهای جانبی مجهز شوند (شکل ۱۰-۲۲ و ۱۰-۲۳). اتصالات مجاری انعطاف‌پذیر هوا باید در وضعیت نیمه تا شده و به صورتی نصب شوند تا امکان انجام حرکات نسبی بین آنها فراهم شود.

بازشدگی‌های مربوط به عبور مجاری هوا در میان دیوارها یا سقف‌ها باید به اندازه کافی بزرگ باشند تا انجام حرکات پیش بینی‌شده لوله‌ها و مجاری هوا ممکن شود.

شکل ۱۰-۲۲- مهارهای طولی و جانبی برای داکت‌های مستطیلی



شکل ۱۰-۲۳- مهارهای طولی و جانبی برای داکت‌های با قطر زیاد

ث) آسانسورها :

تمام اجزای الکتریکی درون پانلهای آسانسور باید به قاب پانلی محکم شوند و تمامی درها و پانلهای مفصلی به قفلهای مناسبی مجهز شوند.

تکیه‌گاههای ریلهای هدایت کننده وزنه تعادل که در بعضی از آسانسورها موجود می‌باشد باید برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طراحی شوند. دستک ریلهای هادی وزنه تعادل باید بوسیله زیرسری تقویت شوند. از این زیر سری‌های ایمنی می‌توان برای محافظت مجموعه‌های غلتکی، در برابر آسیب‌های ناشی از سقوط وزنه تعادل استفاده نمود. دستکها را می‌توان با استفاده از صفحات لچکی یا بستهایی که در فواصل متوالی قرار داده می‌شوند تقویت نمود.

چاله آسانسور و سیستم سازه‌ای اطراف آن باید به مقدار کافی تقویت و مهار شوند تا از تابیدگی درها و سقوط آویزها به درون چاله آسانسور جلوگیری به عمل آید.

ج) شبکه‌های روشنایی :

شبکه‌های روشنایی که در تورفتگی سقف کارگذاشته می‌شوند باید به سیستم آویز سقف که برای تحمل وزن تجهیزات واقعی بر سقف طراحی می‌شود، محکم شده و به آن مهار شوند. تمام قلابهایی که برای آویزان کردن شبکه‌های روشنایی از آنها استفاده می‌شود باید مجهز به بستهای ایمنی باشند. در حالتی که از سقف‌های کاذب پیش ساخته استفاده شده است، شبکه‌های روشنایی نباید به اعضای زیرسازی سقف‌های کاذب متصل و حتی‌الامکان مستقیماً به اعضای سازه‌ای متصل شوند.

تاسیسات روشنایی بهتر است مستقیماً به اعضای سازه‌ای متصل شوند. اما در صورت استفاده از تاسیسات الکتریکی آویخته باید آنها را بوسیله وسایل مناسبی مهار نمود.

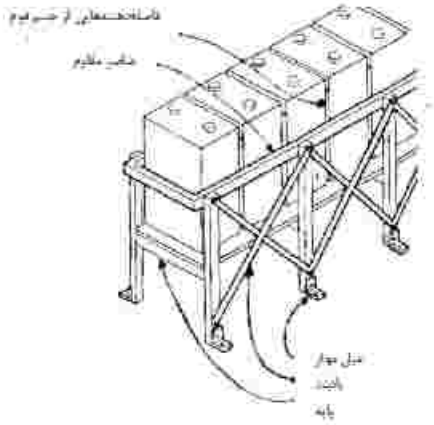
چ) سایر سیستمهای الکتریکی ساختمان:

تمامی تجهیزات الکتریکی از قبیل مبدلها، وسایل قطع و وصل و تابلوهای کنترل باید به اعضای سازه‌ای مهاربندی شوند (شکل ۱۰-۲۵). هرگاه احتمال حرکت بین اجزای تابلو برق وجود داشته باشد، به جای سیمهای صلب مسی باید از سیمهای به هم تابیده انعطاف‌پذیر استفاده کرد. برای جلوگیری از کشیدگی سیمهای برق در مجراهای طولانی، می‌توان از جعبه تقسیم اضافی با سیم‌های مسی استفاده نمود.

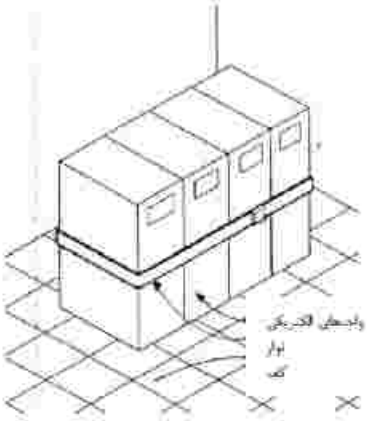
تاحدامکان باید از قطع درزهای لرزه‌ای توسط مجراها و لوله‌های محافظ سیمهای برق اجتناب نمود و در صورت قطع درزهای لرزه‌ای از آرایشهایی که تغییر شکل‌های مورد نیاز را فراهم می‌سازند استفاده نمود. در تمامی مجاری که درزهای لرزه‌ای را قطع می‌کنند سیم زمین باید جداگانه نصب شود. همچنین در هر جای دیگری از شبکه برق که احتمال گسیختگی سیستم اتصال به زمین وجود دارد، باید از سیم زمین جداگانه استفاده نمود.

۵) سیستم‌های اضطراری:

مولدهای برق اضطراری که در ساختمان تعبیه می‌شوند باید بر روی جداسازهای لرزه‌ای نصب شوند و مباحث پیشین در مورد آنها رعایت شود. پایه‌های باتری استارت کننده باید به سازه متصل شوند و هر کدام از باتری‌ها برای جلوگیری از حرکت بطور مناسبی به پایه‌ها متصل شوند (شکل ۱۰-۲۴). واحدهای روشنایی اضطراری که با باتری کار می‌کنند نیز باید به سازه ساختمان مهارشده و نکات قبلی در مورد آنها رعایت گردد.



شکل ۱۰-۲۴- مهاربندی سیستم باتری و برق اضطراری



شکل ۱۰-۲۵- دورگیری واحدهای الکتریکی با نوار

مثال ۱۰-۱

این مثال نمونه‌ایی از مقاوم‌سازی تجهیزات سرمایش-گرمایش(HVAC) قرارگرفته در طبقه بام یک ساختمان ۵ طبقه در مقابل اثرات زلزله می‌باشد. ابعاد و وزن تجهیزات مکانیکی به شرح زیر می‌باشد:

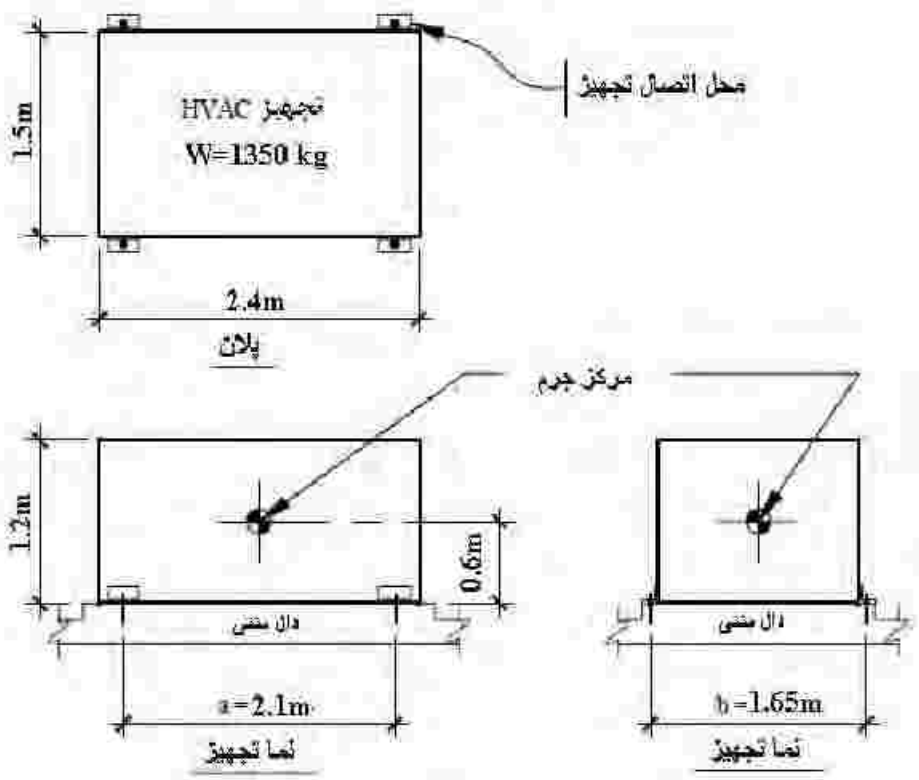
ارتفاع: h=1.2m

عرض: w=1.5m

طول: L=2.4m

وزن در حال انجام کار: Wp=1350 kg

تجهیز بر روی دو شاسی طولی قرار گرفته که در چارگوشه به پایه متصل شده است (شکل ۱۰-۲۶). محل استقرار تجهیز در طبقه پنجم(بام) یک ساختمان اداری می‌باشد. جهت اتصال به کف بتنی اتصال مستقیم با کمک بولتهای مهاری طراحی شده است.



شکل ۱۰-۲۶- پلان و نماهای جانبی تجهیز سرمایش-گرمایش(HVAC)

پارامترهای طراحی:

نیروی افقی لرزه‌ای وارد بر تجهیز براساس نشریه ۳۶۰ به شرح زیر می‌باشد:

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_S I_P W_P \left[1 + \frac{2x}{h}\right]}{R_P}$$

$$F_{P\max} = 1.6 S_S I_P W_P$$

$$F_{P\min} = 0.3 S_S I_P W_P$$

نیروی قائم لرزه‌ای وارد بر تجهیز براساس نشریه ۳۶۰ به شرح زیر می‌باشد:

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_p S_S I_P W_P}{R_P}$$

$$F_{PV\max} = \frac{2}{3} F_{P\max}$$

$$F_{PV\min} = 0.2 S_S I_P W_P$$

پارامترهای فوق عبارتند از:

F_P: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء مورد نظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

F_{PV} : نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قائم در مرکز جرم جزء مورد نظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

S_S : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر مورد نظر.

I_P : ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح ایمنی جانی، برابر یک و برای سطح قابلیت استفاده بدون وقفه برابر با ۱/۵ می‌باشد.

W_P: وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری.

a_p : ضریب بزرگنمایی پاسخ جزء غیرسازه ای.

x: ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه ساختمان.

h: ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه.

R_p : ضریب اصلاح پاسخ جزء.

ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p (جدول۹-۲ نشریه ۳۶۰):

برای اتصال مستقیم: $a_p = 1.0$

ضریب اصلاح پاسخ R_p (جدول۹-۲ نشریه ۳۶۰):

برای اتصال مستقیم: $R_p = 3.0$

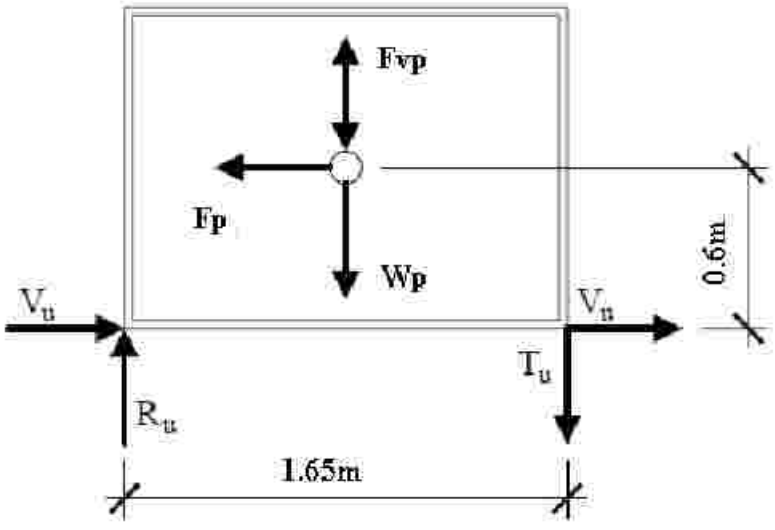
شتاب طیفی: $S_S=1.487$

ضریب عملکرد تجهیز I_p (استفاده بدون وقفه): $I_p = 1.5$

تراز نصب تجهیز،x، نسبت به ارتفاع کل ساختمان،h: $\frac{x}{h}=1$

برآورد نیروهای لرزه‌ای وارد بر تجهیز:

در شکل ۱۰-۲۷ دیاگرام آزاد نیروهای وارد بر تجهیز برای تحلیل نشان داده شده است:



شکل ۱۰-۲۷- دیاگرام آزاد نیروهای وارد برتجهیز

نیروی افقی لرزه‌ای وارد بر تجهیز برابر است با:

$$F_P = \frac{0.4a_P S_S I_P W_P \left[1+\frac{2x}{h}\right]}{R_P} = \frac{0.4(1)(1.487)(1.5)(1350)\left[1+2(1)\right]}{3} = 1204.5\,kg$$

$$F_{P\max} = 1.6 S_S I_P W_P = 1.6\times 1.487\times 1.5\times 1350 = 4818\ kg$$

$$F_{P\min} = 0.3 S_S I_P W_P = 0.3\times 1.487\times 1.5\times 1350 = 903\ kg$$

$$F_{P\min} = 903 \le F_P = 1204.5 \le F_{P\max} = 4818 \qquad O.K.$$

نیروی قائم لرزه‌ای وارد بر تجهیز:

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_P S_S I_P W_P}{R_P} = \frac{0.27(1)(1.487)(1.5)(1350)}{3} = 271\ kg$$

$$F_{PV\ \max} = \frac{2}{3} F_{P\max} = \frac{2}{3}\times 4818 = 3212\ kg$$

$$F_{PV\ \min} = 0.2 S_S I_P W_P = 0.2\times 1.487\times 1.5\times 1350 = 602\ kg$$

$$F_{PV\ \min} = 602 \le F_{PV} = 271 \quad NOT.G.\ F_{PV} = 602\ kg$$

نیروهای وارد بر تکیه گاهها در اتصال مستقیم با کمک بولت مهاری به شرح زیر می‌باشد:

ترکیب بار U=1.2DL+1.0E :

$$V_u = \frac{F_P}{4bolts} = \frac{1204.5}{4} = 301.12\ kg/bolt$$

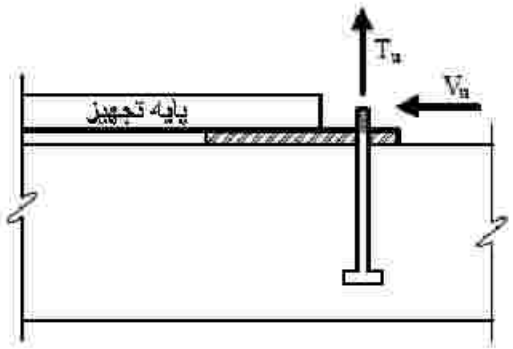
$$T_u = \frac{-1.2\times 1350\times 0.825 + 1.0\times 1204.5\times 0.6 + 1.0\times 602\times 0.825}{1.65\times 2} = -35.5\ kg/bolt$$

ترکیب بار U=0.9DL-1.0E :

$$V_u = \frac{F_P}{4bolts} = \frac{1204.5}{4} = 301.12\ kg/bolt$$

$$T_u = \frac{-0.9\times 1350\times 0.825 + 1204.5\times 0.6 + 602\times 0.825}{1.65\times 2} = 65.75\ kg/bolt \qquad tension$$

همانطور که ملاحظه می‌شود بولتها به کشش می‌افتند. در ادامه طراحی و کنترل بولتها به شرح زیر صورت می‌پذیرد.



شکل ۱۰-۲۸- اتصال مستقیم تجهیز بوسیله بولت مهاری به سازه

طراحی میله مهار برای نیروی کششی

$$f'_c = 280\frac{kg}{cm^2}$$

$$\begin{cases} f_y = 3500\dfrac{kg}{cm^2} \\ f_{ut} = 4200\dfrac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

تعیین قطر میله مهار

$$A_s = \frac{T_u}{f_{ds}}$$

روش حالت حدی:

$$f_{ds} = (\min)\begin{cases} \phi f_y = 0.9\times 3500 = 3150\left(\dfrac{kg}{cm^2}\right) \\ 0.8 f_{ut} = 0.8\times 4200 = 3360\left(\dfrac{kg}{cm^2}\right) \end{cases}$$

$$A_s = \frac{65.75}{3150} = 0.021cm^2$$

محاسبه سطح مقطع مورد نیاز بولت مهاری برای نیروی برشی:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\mu\phi f_y} = \frac{1204.5/4}{0.9\times 0.85\times 3500} = 0.112cm^2$$

μ=ضریب اصطکاک مساوی ۰/۹

ϕ = مساوی ۰/۸۵

از گلمیخ Ø10 استفاده می‌شود.

کنترل تنش لهیدگی در کلاهک:

مساحت کل کلاهک بولت مهاری (گلمیخ) حداقل باید ۲/۵ برابر سطح مقطع تنه بولت مهاری (گلمیخ) باشد.

قطر کلاهک گلمیخ:

$$d_h = 25mm$$

$$A_h = \pi\times\frac{2.5^2}{4} = 4.91cm^2$$

$$\frac{A_h}{A_s} = \frac{4.91}{0.79} = 6.2 > 2.5 \qquad O.K.$$

کنترل ضخامت کلاهک

$$t_h \geq \frac{d_h - d_s}{2} = \frac{2.5-1}{2} = 0.75cm$$

ضخامت کلاهک ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌گردد. ضمناً کلاهک گلمیخ باید هم محور تنه‌ی گلمیخ باشد.

تعیین طول مهاری لازم برای جلوگیری از قلوه کن شدن بتن:

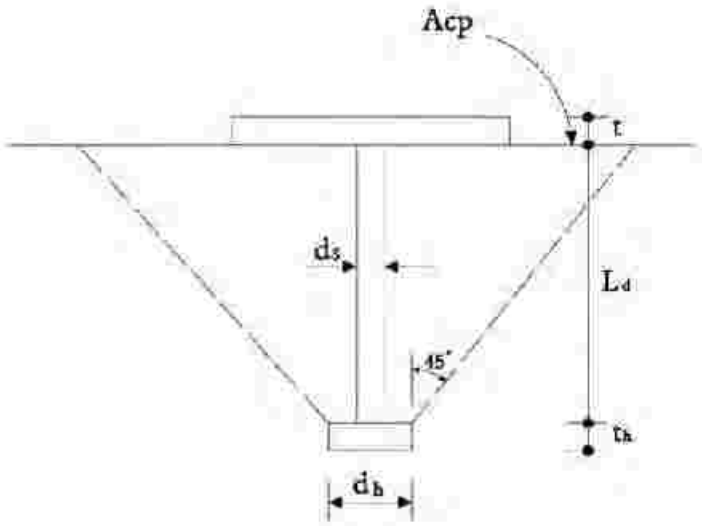
$$P_{dc} \geq A_s f_{ut}$$

P_{dc} = مقاومت کشش مخروطی بتن

$$P_{dc} = 1.06\phi\sqrt{f_c'}A_{cp}$$

$$A_{cp} = \pi\left[(L_d + d_h/2)^2 - (d_h/2)^2\right]$$

A_{cp} = مساحت تصویرشده مخروط ۴۵ درجه براساس شکل ۱۰-۲۹



شکل ۱۰-۲۹- شکست مخروطی بتن (قلوه کن شدن بتن)

طول گلمیخ(L_d) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\pi\left[(L_d + d_h/2)^2 - (d_h/2)^2\right]1.06\phi\sqrt{f_c'} \geq A_s f_{ut}$$

$$A_s f_{ut} = 0.79 \times 4200 = 3318kg$$

$$1.06\phi\sqrt{f_c'} = 1.06 \times 0.65 \times \sqrt{280} = 11.53 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\pi\left[(L_d + d_h/2)^2 - (d_h/2)^2\right] = \frac{3318}{11.53} = 288$$

$$\left[(L_d + 1.25)^2 - (1.25)^2\right] = 91.6$$

$$L_d = 8.4 \ cm$$

L_d مساوی ۹۰میلی‌متر انتخاب می‌شود

کنترل ضخامت ورق سطحی:

$$\frac{d_s}{t} \le 2.7 \longrightarrow t = \frac{d_s}{2.7}$$

$$t = \frac{1}{2.7} = 0.37cm \longrightarrow t = 1cm$$

مراجع:

[1]. [ATC40, 1996] – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, completed by Applied Technology Council under project ATC 40, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01, November 1996 (also available from ATC).

[2]. Jack P. Moehle, " State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US". Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley

[3]. Hugo Bachmann, Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities

[4] Building Construction Under Seismic Condition in the Balkan Region, vol 5, *Repair and* Strengthening of reinforced concrete, stone and brick masonry building, UNDP/UNIDO industrial Development Organization, 1983.

[5] Amarnath Chakrabarti, Devdas Menon, Amlan K.Sengupta, "Handbook on Seismic retrofit of Building"

[6] ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.

[7] Chen, Handbook of Seismic Retrofit, chapter 11.

[8] SEISMIC RETROFITTING OF HIGHWAY BRIDGES, Federal Highway Administration (FHWA) publication Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges

[9] FEMA172, NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

[10] Terry J. Wipf, P.E. Professor of Civil Engineering, EVALUATION OF POST-TENSION STRENGTHENED STEEL GIRDER BRIDGE USING FRP BARS Sponsored by the Iowa Department of Transportation and the Federal Highway Administration (FHWA), Iowa State University Manager of Bridge Engineering Center for Transportation Research and Education.

[11] Jack Moehle, Beam-Column Connections, University of California, Berkeley with contributions from Dawn Lehman and Laura Lowes University of Washington, Seattle

[12] EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE CONTINUING EDUCATION COMMITTEE (EERI)

[13] FEMA-451 (2006) "NEHRP Recommended Provisions: Design Examples",Chapter13.

[14] Earthquake Tip, Learning Earthquake Design and Construction.

[15] ACI 318-08 (American Concrete Institute), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

[16] FEMA 351, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings

[17] Rakesh Sharma, Harsh Gupta, Md.Moqutada, Seismic Resistance of Steel Structure.

[18] FEMA 353, Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications.

[19] Michel Bruneau, Canadian Conference on Effective Design of Structures McMaster University Hamilton, Ontario, Canada July 10 – 13, 2005

[20] Mark Fintel, Performance of Buildings with Shear Wall in earthquakes of Last 30 years.

[21] FEMA 454, Designing for Earthquakes, a Manual for Architects, December 2006.

[22] Hugo Bachmann, Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.

[23] Earthquake Tip, Learning Earthquake Design and Construction (Eq.Tip).

[24] FEMA 454, Designing for Earthquakes, a Manual for Architects, December 2006.

[26] Building Construction Under Seismic Condition in the Balkan Region, vol 5, Repair and Strengthening of reinforced concrete, stone and brick masonry building, UNDP/UNIDO industrial Development Organization, 1983.

[27] Fumio WATANABE, Satoru MIYAZAKI, Masanori TANI, Susumu KONO, SEISMIC STRENGTHENING USING PRECAST PRESTRESSE DCONCRETE BRACES, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3406

[28] ACI 318-08 (American Concrete Institute), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

[29] ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.

[30] FEMA 306, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Basic Procedures Manual. Applied Technology Council. Redwood City, CA, 1999.

[31] FEMA 307, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Technical Resources. Applied Technology Council. Redwood City, CA, 1999.

[32] Zhao Q. and Astaneh-Asl, A. (2007) "Seismic Behavior of Composite Shear Wall Systems and Application of Smart Structures Technology," International J. of Steel Structures, KSSC, Vol.7 No.1 (2007-03), pp. 69-76.

[33] US Army Corps of Engineering, Seismic Evaluation and Rehabilitation for Building.

[34]. [ATC, 1996] – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, completed by Applied Technology Council under project ATC 40, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01, November 1996 (also available from ATC).

[35] Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun Chang, Jong-Dar Yau; "Earthquake Engineering Seismology to Performance-Base Handbook"

[36] FEMA451(2006), "NEHRP Recommended Provisions: Design Examples",Chapter13.

[37] Kelly, James, Naeim, Farzad; Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice.

[38] C.Yilmaz, E.Booth and C.Sketchley"RETROFIT OF ANTALYA AIRPORT INTERNATIONAL TERMINAL BUILDING, TURKEY USING SEISMIC ISOLATION" First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

[39] Trevor E Kelly (2001); "Base Isolation Design Guidelines" Holmes Consulting Group.

[40] Robert. D. Hanson, TSU T. Soong; "Seismic design with supplemental energy dissipation devices" published by Earthquake Engineering Research Institute

[41] Trevor E Kelly Holmes Consulting Group (2001), Damper Design Guidelines.

[42].I. H. Mualla, L.O. Nielsen, B. Belev, W. I. Liao, C. H. Loh, A. Agrawal. "PERFORMANCE OF FRICTION-DAMPED FRAME STRUCTURE: SHAKING TABLE TESTING AND NUMERICAL SIMULATIONS".

[43] C. PasquinA, N. Leboeuf, T. Pall(2002) "FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC REHABILITATION OF EATON BUILDING, MONTREAL" 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering Montréal, Québec, Canada,June 5-8

[44] Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun Chang, Jong-Dar Yau; "Earthquake Engineering Seismology to Performance-Base" Handbook

[45] A. Whittaker, M. Constantinou; "Earthquake Engineering Seismology to Performance-Base" Handbook (Chapter 12: Seismic Energy Dissipation Systems for Buildings).

[46] FEMA274; "GLOBAL TOPICS REPORT ON THE PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS"

[47] FEMA356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.

[48] Manual for Restoration and Retrofitting of Rural Structures in Kashmir, For Reducing Vulnerability of Existing Structures of Earthquake Affected Areas of Jammu and Kashmir, UNESCO New Delhi.

[49] John D.Gillengerten, "THE SEISMIC DESIGN HANDBOOK,Farzad Naeim", Chapter13.2nd Edition.

[50] Fema-172 (1992) "NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings"

[51] Fema-74 (1994) "Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage" .

[52] Chen .Wai-Fah, Scawthorn.Ch.(2002) "Earthquake Engineering Handbook,Chen", Chapter20.

[53] FEMA-413 (2004) "INSTALLING SEISMIC RESTRAINTS FOR ELECTRICAL EQUIPMENT"

[54] FEMA-412 (2002) "INSTALLING SEISMIC RESTRAINTS FOR MECHANICAL EQUIPMENT"

[55] FEMA-414 (2004) "INSTALLING SEISMIC RESTRAINTS FOR DUCT AND PIPE"

[۵۶] براجا. ام. داس "اصول مهندسی ژئوتکنیک" جلد دوم. ترجمه مهندس شاپور طاحونی.

[۵۷] مهندس شاپور طاحونی "طراحی ساختمان‌های بتن مسلح بر مبنای آیین‌نامه بتن ایران" انتشارات دانشگاه تهران.

[۵۸] نشریه شماره ۳۴۵ راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمانهای بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP

[۶۰] مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ۱۳۸۷.

[۶۱] مهندس شاپور طاحونی "طراحی ساختمان‌های فولادی بر مبنای آیین‌نامه فولاد ایران " انتشارات علم و ادب.

[۶۲] مهندس شاپور طاحونی "طراحی سازه‌های بتن مسلح بر مبنای ACI" جلد دوم.

[۶۳] دکتر علیرضا رهایی و مهندس سعید نعمتی "ارزیابی عملکرد و روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی".

[۶۴] مهندس شاپور طاحونی "راهنمای جوش و اتصالات جوشی" ساختمان‌های فولادی ۱۳۸۶

[۶۵] پایان‌نامه دکترا، دکتر مهدی شریفی. استاد راهنما دکتر مرتضی زاهدی "بررسی ضوابط پیشنهادی کمیته SAC در مورد اتصالات جوشی" زمستان ۱۳۸۳.

[۶۶] نشریه ۲۶۴ "آیین‌نامه اتصالات در سازه‌های فولادی" ساختمان‌های فولادی ۱۳۸۶

[۶۷] آیین‌نامه زلزله ایران، ۲۸۰۰. ویرایش ۱۳۸۴

[۶۸] جزئیات اجرایی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

[۶۹] نشریه ۱۲۰، آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، دفتر امور فنی.

[۷۰] نشریه ۳۶۰، (۱۳۸۵)، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی.

[۷۱] نشریه ۳۷۶، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان های بنایی غیرمسلح موجود.

[۷۲] نشریه ۳۴۵، راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP.

[۷۳] ساختمان‌های کوچک در مناطق لرزه‌خیز، تألیف دکتر حجت الله عادلی، آذر ۱۳۶۲

[۷۴] شاپور طاحونی، امیرپیمان زندی(۱۳۸۳)"اتصالات در سازه‌های فولادی"چاپ ششم.

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی-فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه پیوست در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی nezamfanni.ir قابل دستیابی می‌باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

Islamic Republic of Iran
Vice presidency for Strategic Planning and Supervision

Guideline and Details for Seismic Rehabilitation of Existent Building

No. 524

2011

این نشریه:

ارائه جزییات مناسب برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. رویکردها و انواع روش‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود از دیگر موارد ذکر شده در این نشریه می‌باشد.