فصل ۸

بهسازی ساختمان‌های بنایی

۸-۱- مقدمه

اکثر ساختمانهای موجود در کشور از نوع مصالح بنایی می‌باشد که عموماً ضوابط آیین‌نامه‌ای در ساخت آنها منظور 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 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 [۱]

وقوع زمین‌لرزه‌های گذشته، آسیب‌دیدگی بسیاری از سازه‌های بنایی با شدت‌ها و دلایل گوناگون 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 داشته اند.

به طور کلی آسیب‌های وارده 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 در برابر زلزله‌ها باعث ایجاد جداشدگی و گسترش ترک در محل تقاطع دیوارها و حتی فروریختگی خارج از صفحه دیوارها 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.

اثرات نامطلوب کافی نبودن مهار بین سقف و دیوارها در ساختمانهای آجری قدیمی مشاهده می شود. 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 در یک دسته‌بندی کلی خرابی دیوارها 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.

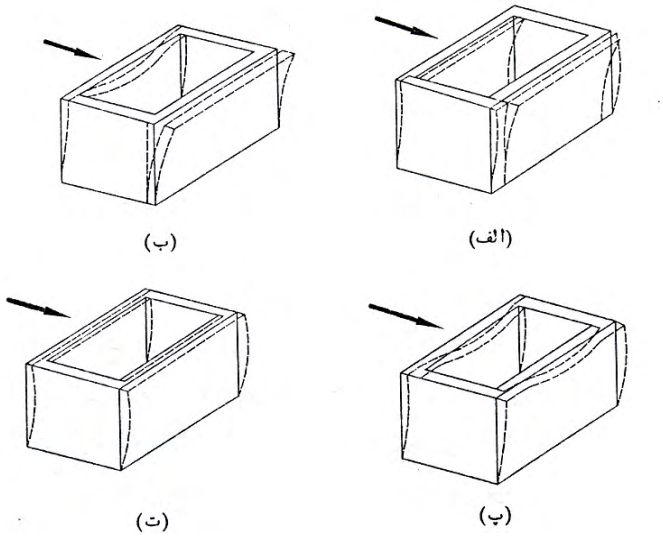
در هنگام وقوع زلزله در دیوارهای موازی با جهت زلزله نیروهای داخل صفحه و در دیوارهای عمود بر آن نیروهای خارج صفحه به وجود می‌آید. البته در واقعیت جهت ارتعاش ناشی از زلزله دقیقاً موازی با یکی از امتدادهای اصلی سازه نمی‌باشد و در نتیجه در اکثر مواقع دیوارها به طور همزمان تحت اثر نیروهای داخل و خارج صفحه قرار می‌گیرند.

خرابی‌های داخل صفحه خرابی‌هایی هستند که در خود صفحه دیوار به وقوع پیوسته و باعث ایجاد ترک و یا حرکت جانبی در آن 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 سعی می‌شود به بررسی مفصل‌تر آن پرداخته شود.

۸-۲-۱- انواع مکانیزم های شکست در ساختمانهای بنایی آجری

۸-۲-۱-۱- شکست خارج صفحه

هنگامی که مقاومت کششی دیوار بر اثر اتصال نامناسب دیوارها با هم کمتر از نیرویاینرسی وارده باشد ترکهای قائم در گوشه دیوارها که دچار خمش خارج از صفحه شده اند بوجود می آید. در این شرایط ارتعاش دیوارها یکنواخت نبوده و دیوارهای خارجی دچار فروریختگی می شوند (شکل ۸-۱).



شکل ۸-۱- ارتعاش ساختمان بنایی در حین حرکات زمین لرزه

الف و ب) اتصال نامناسب دیوارهای سازه ای با یکدیگر (بدون کلاف)

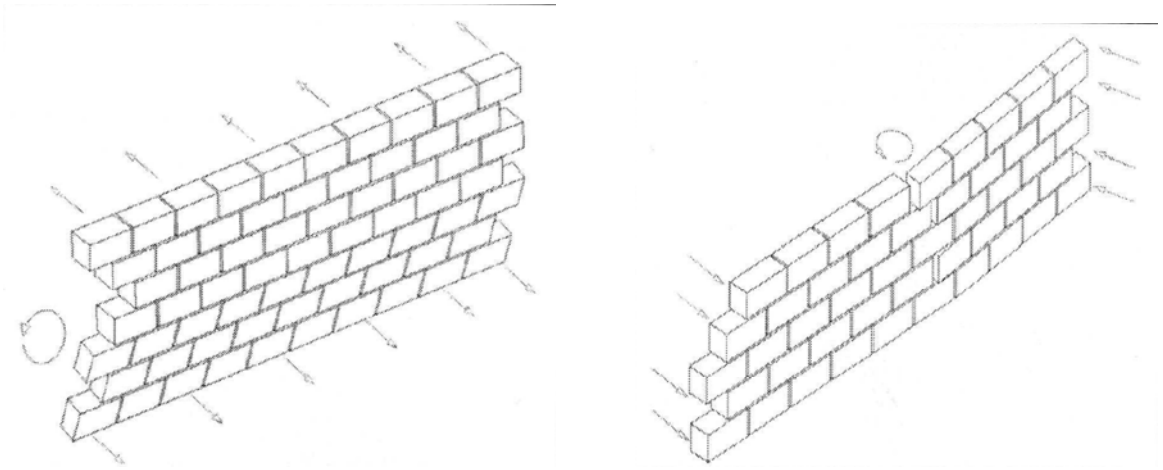
پ) اتصال مناسب دیوارهای سازه ای با یکدیگر (با کلاف)

ت) اتصال مناسب دیوارها با سقف توسط دال بتنی صلب

وجود اتصال مناسب بین کلاف‌های بتنی مسلح در تراز کف و سقف باعث ارتعاش دیوارها به طور همزمان می‌گردد (شکل ۸–۱– پ). با این وجود خمش خارج از صفحه دیوارها، باعث کاهش مقاومت ساختمان می‌گردد.

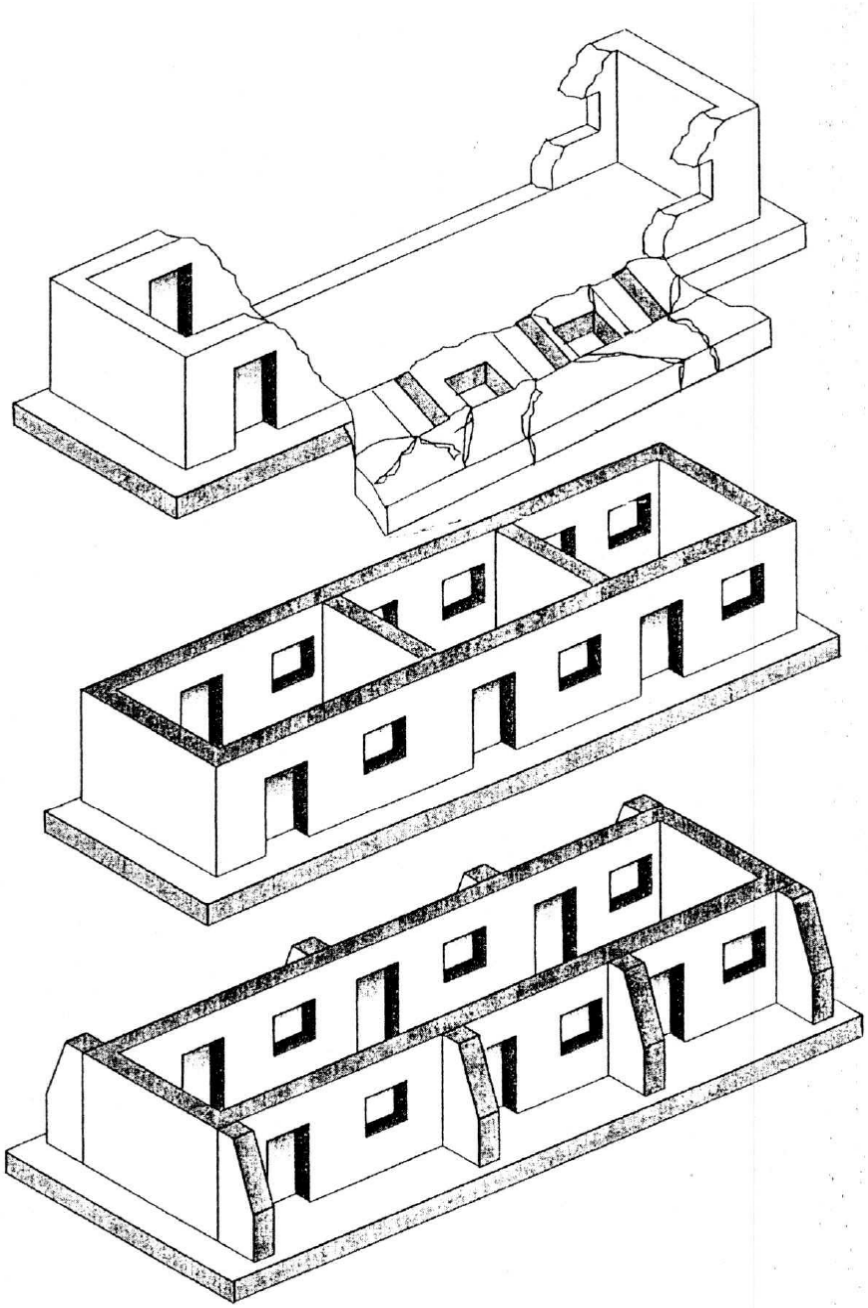
بدیهی است، هنگامی که دیوارها به وسیله دالهای بتنی مسلح صلب و کلاف در تراز سقف به یکدیگر متصل هستند، رفتار بهتری خواهند داشت. در این صورت ارتعاش دیوارها به صورت همزمان انجام می‌گیرد (شکل ۸–۱–ت) و خمش خارج از صفحه دیوارها محدودتر می‌شود. در این حالت هر دیوار از چهار طرف توسط تکیه‌گاه‌های صلب محصور شده و به مقاومت ساختمان در برابر بارهای جانبی کمک می‌نمایند.

نیروهای زلزله وارد بر دیوارهایی که در راستای عمودی نیروی زلزله واقع هستند (دیوار عرضی) باعث ایجاد ترکهایی مشابه یک دال تختی که بر چهار تکیه گاه زمین، سقف و دو دیوار برشی عمود بر دیوار واقع است، می گردد. هرگاه فاصله بین دو تکیه گاه بالا و پایین زیاد باشد ترکهای خمشی در راستای افقی به وجود می آیند (شکل ۸–۲). علاوه بر این چنانچه اتصال دیوار خمشی و دیوارهای متعامد خوب نباشد، در حین زلزله دیوارهای متعامد از هم جدا می شوند.



(الف) (ب)

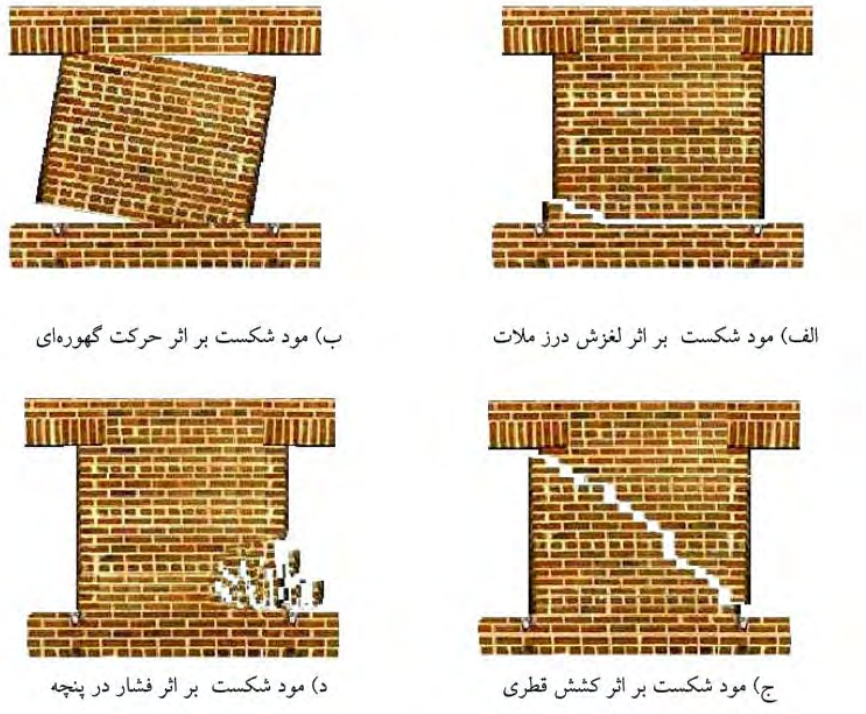
شکل ۸–۲– حالت‌های شکست خارج صفحه دیوار (الف) شکست عرضی (ب) شکست طولی



شکل ۸-۳- کاهش خرابی خارج از صفحه به دیوارهای پشت‌بند

۸-۲-۱-۲- شکست داخل صفحه

نیروهای درون صفحه ای 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 گسیختگی های داخل صفحه دیوار شوند. از مهمترین این خرابی‌ها که مورد توجه آیین‌نامه‌های ارزیابی لرزه‌ای هم می‌باشند می توان به لغزش افقی درز ملات، ترک خوردگی کششی، حرکت گهواره‌ای و خرابی فشاری پنجه اشاره نمود (شکل ۸-۴).



شکل ۸-٤- مکانیزم‌های شکست در یک دیوار بنایی

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 بیافتد: لغزش روی یک صفحه افقی و یا روی یک صفحه پله‌ای پس از وقوع ترک قطری (شکل ۸-۵) لغزش درز ملات یک نوع مود خرابی شکل پذیر 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 گزارشات زیادی از وقوع آن در نمونه‌های واقعی موجود نیست.

شکل ۸-۵- لغزش درز ملات پس از ترک خوردگی قطری

ب) کشش قطری

در این حالت یک 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 می شود. 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 ترک خوردگی قطری، ترک خوردگی 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 یک جسم صلب حول پنجه می‌چرخد. این مود خرابی عموماً زمانی رخ می‌دهد که ظرفیت برشی دیوار زیاد، پایه آن لاغر و نیروی فشاری کم است. تغییرشکل‌های دیوار در این حالت پس از ترک خوردگی زیاد بوده و می‌تواند برای سیکلهای زیادی پایدار باشد. این مود خرابی ممکن است باعث واژگونی داخل صفحه، افت مقاومت و نرم‌شدگی و تغییرمکانهای خارج صفحه شود.

د)خرابی فشاری پنجه

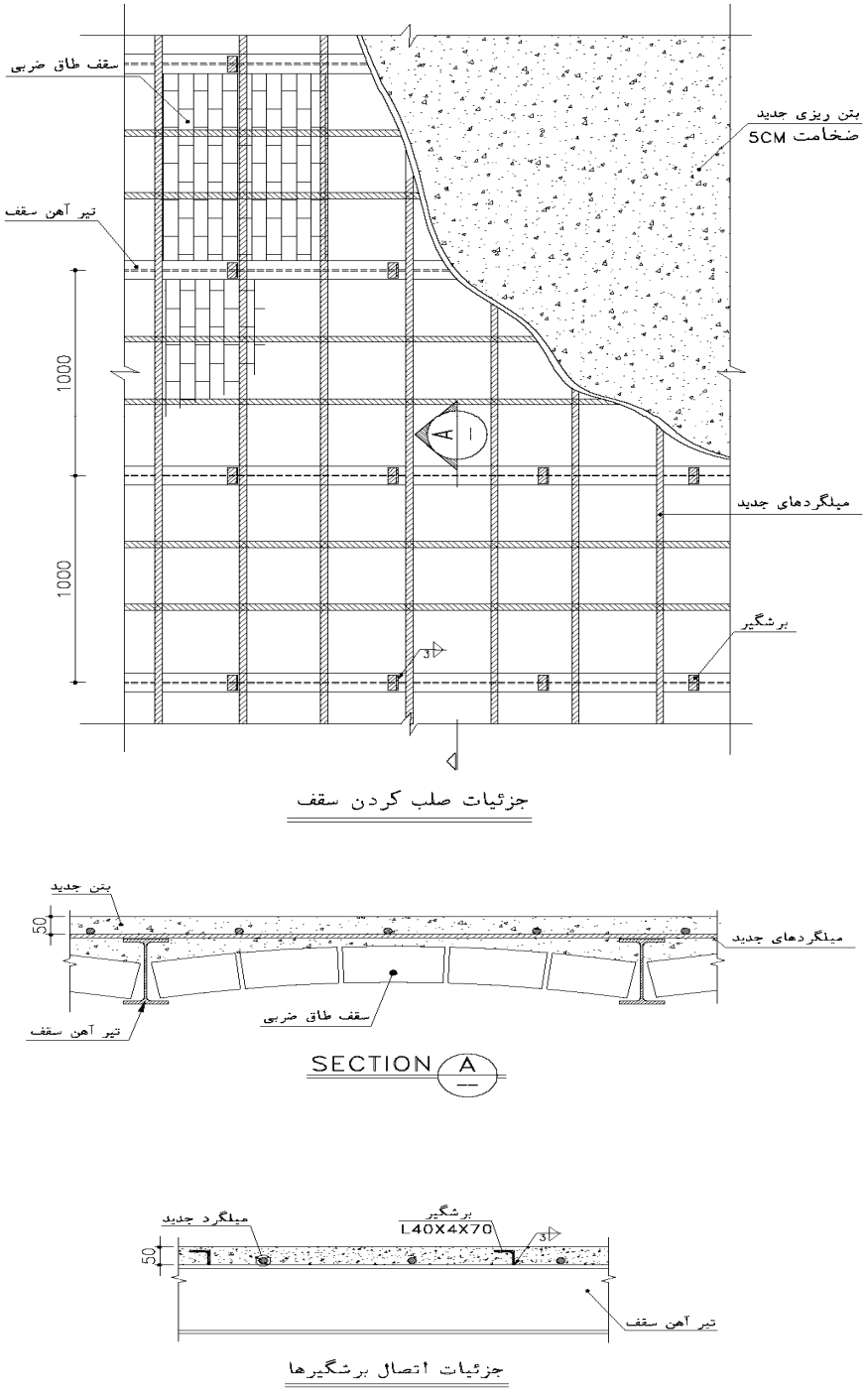
در این حالت در اثر فشار زیاد، پنجه دیوار دچار خرد شدگی می‌شود که شکل پذیری زیادی برای دیوار به همراه نمی‌آورد و از مودهای غیر شکل‌پذیر محسوب می‌شود. این حالت از خرابی عموماً پس از وقوع حرکت گهواره‌ای و به دلیل چرخش دیوار روی پنجه آن رخ می‌دهد. به همین دلیل بعضی از روش‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بنایی مود خرابی حرکت گهواره‌ای و خرابی پنجه را به طور مشترک مورد بررسی قرار می‌دهند

۸-۳- روش‌های بهسازی سقف (یکپارچه نمودن سقف) [۲]

در کلیه روش‌های تقویت، فرض اساسی این است که سقف به طور یکپارچه عمل می‌کند در غیر اینصورت نمی‌توان از المان‌های لرزه‌ای که در یک بخش از ساختمان قرار گرفته است برای جذب نیروهای زلزله در بخشهای دیگر استفاده کرد. سقفهای دال بتنی درجا، بتنی پیش ساخته با اتصالات مناسب، سقف تیرچه بلوک و تیرچه های فلزی از صلبیت برشی کافی برخور دارند سقف طاق ضربی ، جزء سقفهای ذکر شده نیست و باید منسجم و در صورت نیاز صلب گردد. در سقف‌های طاق ضربی جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی از روش‌های زیر استفاده می‌شود:

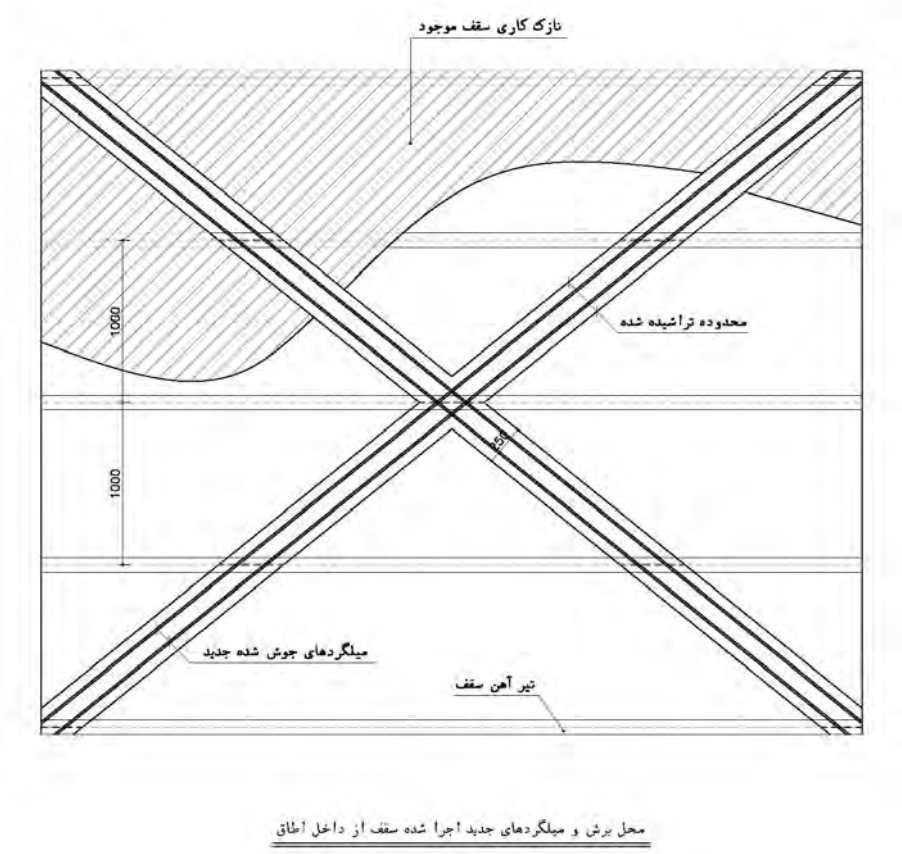
۱. ابتدا خاک، سنگ و نخاله روی آجرها را برداشته و مطابق شکل میلگردهایی را به تیرها جوش می دهند. سپس روی سقف بتن می ریزیم تا پوششی به ضخامت حداقل ۵ cm روی تیرها ایجاد شود.

در مواردی که استفاده از روش فوق میسر و اقتصادی نباشد می توان از روشهای دیگر استفاده نمود، البته درجه صلبیت به اندازه روش گفته شده در بالا افزایش نمی‌یابد.



شکل ۸-٦- بهسازی سقف

۲. اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری می تراشیم و یک جفت میلگرد نمره ۸ یا تسمه را مطابق شکل زیر، به زیر تیر آهن جوش می دهیم.



شکل ۸-۷- بهسازی سقف

شرایط انسجام و یکپارچگی برای سقفهای طاق ضربی طبق بند ۳-۱۱-۳-۱- آیین نامه ۲۸۰۰ به صورت زیر بیان شده اند:

الف- فاصله بین تیرآهن ها از یک متر تجاوز نکند.

ب- تیرآهن باید به گونه ای مناسب به کلاف افقی متصل گردد.

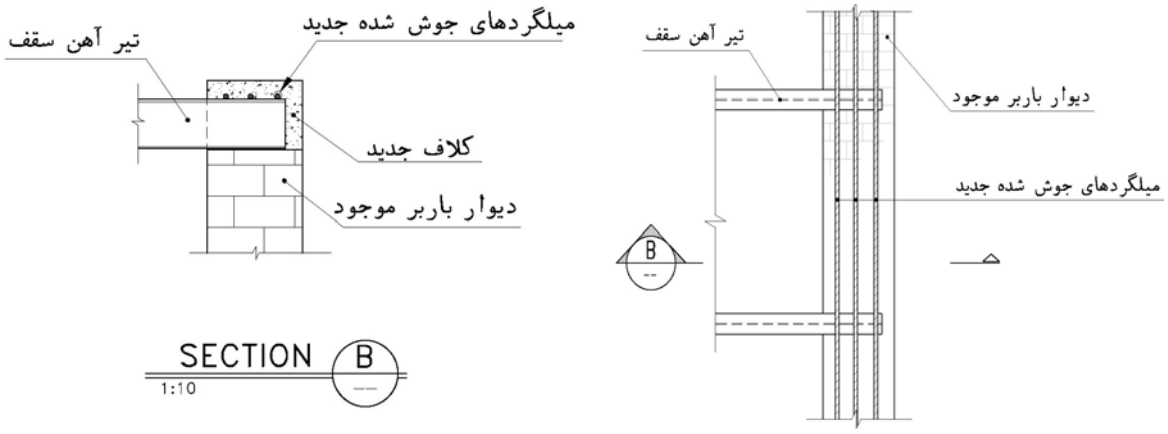
پ- تیرآهن باید بوسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند به طوری که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱/۵ برابر عرض آن نباشد و ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضر بدری از ۲۵ مترمربع تجاوز ننماید.

ت- تکیه گاه 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 می رود، میلگرد ۸ میلیمتری و یا تسمه معادل آن باشد.

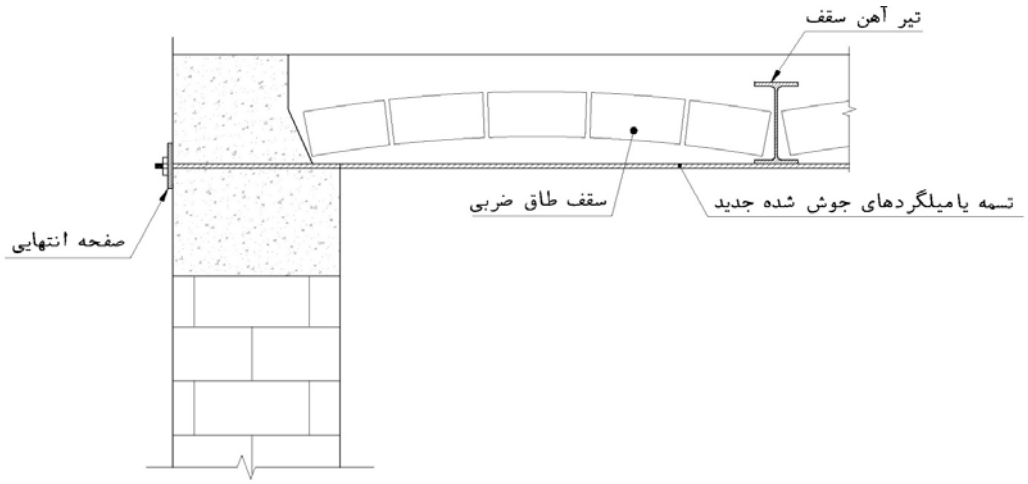
دراین روش سقف به صورت کامل صلب نمی شودولی اسنجام ویکپارچگی مناسبی‌درآن بوجود می‌آید.

۳. روی دیوارهای باربر، فاصله بین تیرها را تمیز کرده پس از جوش دادن سه میلگرد نمره ۱۸ به تیرها روی آنهارا بتن می ریزیم تا یک کلاف افقی به ارتفاع حداقل ۲۵ cm ایجاد شود.



شکل ۸-۸- بهسازی سقف

۴. یکی دیگر از راهکارهای بهسازی سقف و منسجم نمودن آن (سقفهای مسطح با طاق ضربی) استفاده از بست های افقی است. این بست ها باید حداقل در انتهای چشمه ها و در یک چهارم دهانه ها مطابق شکل قرار گیرند تا برش قوسها توسط این بستها متعادل شود . لازم است که بستها به صورت پیوسته در زیر تمامی دهانه ها ادامه یابد.



شکل ۸-۹- بهسازی سقف

در بعضی نقاط ایران، سقف‌ها با تیرهای چوبی و کاهگل ساخته می‌شوند. باقی گذاردن این سقف‌ها به همانگونه که ساخته شده‌اند، به هیچ وجه در مقاوم سازی صحیح نمی باشد.

توصیه می‌گردد در صورت امکان، سقف برچیده شده و با نوع مناسب تری جایگزین گردد. در غیر اینصورت حداقل به روش‌های فوق با تعبیه میلگردهای ضربدری از رو یا زیر و ایجاد کلافهای افقی روی دیوار باربر اطراف، اندکی به صلبیت آن افزوده گردد. لازم به ذکر است که این نوع سقف‌ها یا انواع نظیر آنها ماند سقفهای شیروانی یا ساخته شده از صفحات موجدار فلزی ماهیتاً از نوع انعطاف پذیر هستند.

۸-٤- تقویت ساختمان‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی [۳]

روشهای مختلفی برای افزایش سختی و مقاومت سازه های بنایی در مقابل بارهای جانبی وجود دارد که انتخاب هرکدام از این روش ها بسته به شرایط ساختمان و سلیقه مهندس طراح انجام می شود، البته انتخاب روش مناسب برای تقویت معمولاً تا حد زیادی تابع مسائل اقتصادی می‌باشد.با توجه به اینکه در ساختمان های بنایی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی دیوارهای باربر سازه می‌باشند جهت تقویت ساختمان در مقابل این بارها اکثراً طرح های ارائه شده در رابطه با دیوارها می‌باشد.

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 پشت بند
۶- تزریق صمغ اپوکسی یا ملات
۷- تعبیه کلاف‌های قائم

۸-٤-۱- سیستم کامپوزیت FRP [٤ و ۵]

۸-٤-۱-۱- معرفی سیستم

سیستم های FRP که به جدارهای خارجی اعضا می چسبند جهت مقاوم سازی سازه های بتنی از حدود اواسط سال ۱۹۸۰ میلادی مورد استفاده قرار گرفته است.

تعداد پروژه هایی که از سیستمهای FRP در سراسر جهان استفاده می کنند، به طور چشمگیری از ده سال پیش تاکنون رشد نموده است.

اعضای سازه ای که توسط سیستمهای FRP مقاوم سازی می شوند عبارتند از تیرها، دالها، ستونها، دیوارها، اتصالات و سازه هایی همانند کوره ها، دوکش‌ها طاقها، گنبدها، تونلها، سیلوها، لوله ها و خرپاها.ایده سیستمهای FRP با جایگزینی آن به جای تقویت کننده های دیگر مانند صفحات فولادی و پوششهای بتنی شکل گرفته است.

[1] Shotcrete

۸-٤-۱-۲- مزایا [٤]

مزیت اصلی مصالح FRP، نسبت بالای مقاومت به وزن و مقاومت زیاد آن در مقابل خوردگی می باشد. مقاومت بالای آنها در عین حال که وزن کمی دارند سبب می گردد که جابجایی و حمل و نقل آنها راحت تر بوده و هزینه استفاده از آنها و نیروی کارکاهش یابد. همچنین مقاوم بودن آنها در برابر خوردگی سبب دوام و پایا بودن عملکرد آنها می باشد.

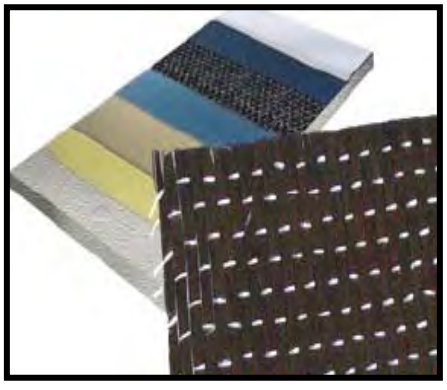
صفحات FRP حداقل دو برابر مقاومت صفحات فولادی را دارا هستند که این مقدار می تواند تا ۱۰ برابر مقاومت صفحات فولادی نیز باشد در حالیکه وزن آنها فقط ۲۰٪ وزن فولاد است.

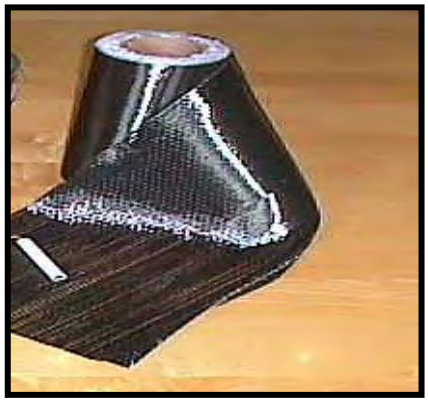
محدودیت استفاده و کاربرد آنها در مهندسی ساختمان به قیمت بالای آنها بر می گردد البته هزینه و قیمت آنها رو به کاهش است و به این ترتیب استفاده از آنها بیشتر و بیشتر خواهد شد. استفاده از آنها در زمینه مقاوم سازی سازه ها، هر چند که هزینه بالایی دارد، اما با توجه به هزینه اجرایی کم و نیز سایر مزایای FRP، در کل به عنوان یکی از موثرترین راه های مقاوم سازی می تواند به شمار رود.

۸-٤-۱-۳- روش‌های ساخت مواد مرکب FRP [٥]

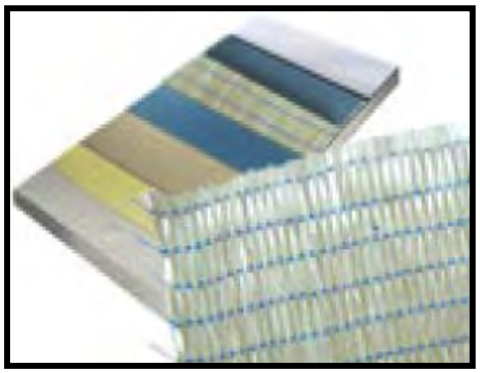
شکل‌گیری FRP به صورت قرار دادن الیاف پیوسته در یک زرین می باشد که این زرین نقش نگهداشتن و به هم مرتبط کردن این الیاف جداگانه را ایفا می کند. الیاف متداول مورد استفاده کربن، شیشه و آرامید می باشند. در شکل صفحه بعد انواع مختلف الیاف کربن، شیشه و آرامید ملاحظه می گردد.

رزین های مورد استفاده هم عبارتند از پلی استر، نیل استر و اپوکسی بسته به نوع الیاف مصرفی، FRP به سه نوع الیاف شیشه GFRP، الیاف کربن CFRP و الیاف آرامید AFRP دسته‌بندی می‌شوند.

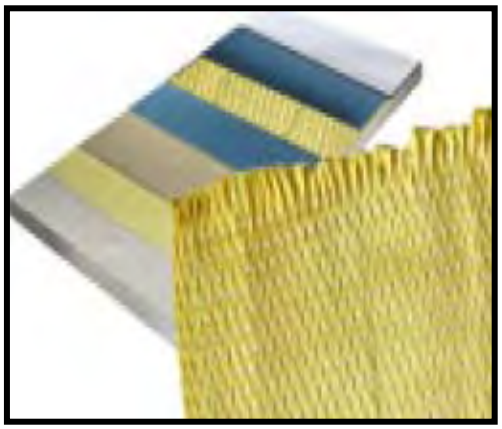




شکل ۸-۱۰- الیاف کربن



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 می باشد. در این روش در محل اجرا، از زرین برای آغشته سازی الیاف به هم بافته نشده و یا الیاف در یک جهت نگه داشته شده، استفاده می گردد. روش دوم استفاده از مصالح FRP پیش ساخته می باشد. مصالح پیش ساخته FRP می تواند به اشکال متفاوتی تولید شود که هم مناسب برای مقاوم سازی 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 غیر مسطح و دارای انحنا و نیز لبه های مقطع راحت تراست. به همین دلیل به نظر می رسد که تقویت دیوارهای آجری که معمولاً دارای سطوح غیر مسطح هستند با روش چسباندن تر، مناسب تر خواهد بود.

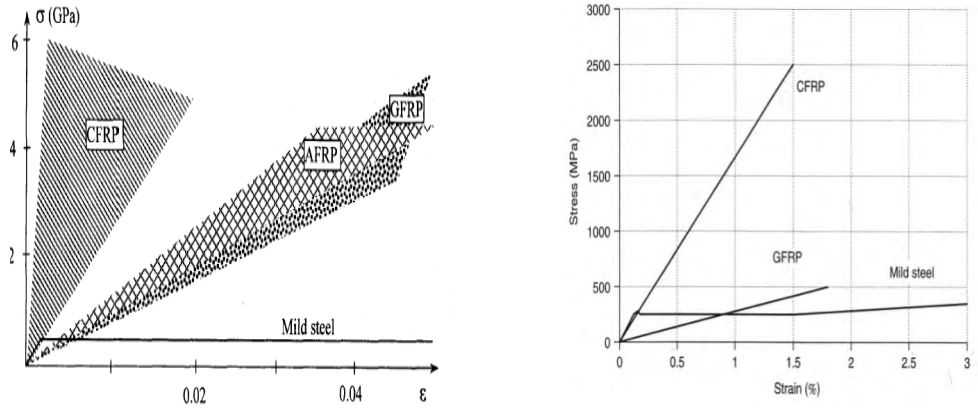
۸-٤-۱-۳- مشخصات مکانیکی مواد مرکب FRP [٤ و ٥]

تاکنون از هر سه نوع FRP یعنی CFRP، GFRP، AFRP جهت مقاصد عملی مقاوم سازی استفاده شده است. جداول مشخصات بدست آمده مصالح FRP با الیاف یک جهته یا خطی را نشان می دهد. باید خاطر نشان کرد که این ارقام و محدوده ها

جهت مصالح معمول و متداول FRP تهیه شده است و ممکن است محصولی خاص در شرایطی خاص، مشخصات دیگر از خود بروز دهد.

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

۸-٤-۱-۵- رزین ها [۵]

رزین های پلیمری هم به عنوان ماده نگهدارنده الیاف در ساخت لایه FRP و هم برای چسباندن این لایه ها بر روی بتن، آجر و ... استفاده می گردد.کاربرد آنها به عنوان متصل کننده FRP بسیار حیاتی است زیرا چسبندگی ضعیف می تواند سبب شکست ناگهانی و غیره منتظره سیستم مرکب شود.

امروزه زرین های اپوکسی بسیار قوی تولید می شوند به گونه ای که خیلی از شکست های چسبندگی به صورت کنده شدن لایه ای از بتن یا آجر (یعنی در اثر ضعف بتن یا آجر) رخ می‌دهد. بنابراین مقاومت تعیین کننده، مربوط به مقاومت ماده ای است که چسب قرار است FRP را به آن بچسباند نه مقاومت چسب، در نتیجه شکست یا در داخل بتن و یا در بتن مجاور سطح تماس چسب و بتن، رخ می دهد.

۸-٤-۱-٦- ضریب کاهش محیطی برای سیستم های FRP با شرایط گوناگون

همانطور که در جدول ۸-۲ دیده می شود، اگر سیستم FRP در یک مکان تقریباً کنترل شده و آزمایشگاهی قرار گیرد، ضریب کاهش اعمال شده به مقدار یک نزدیک خواهد بود. اگر FRP در یک محیط به شدت نا مناسب 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، CE
شرایط داخلی	کربن- اپوکسی	۰/۹۵
	شیشه- اپوکشی	۰/۷۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۸۵
شرایط خارجی(پلها، اسکله ها و پارکینگهای غیر بسته)	کربن- اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه- اپوکشی	۰/۶۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۷۵
محیطهای ناهنجار(کارگاههای شیمیایی و کارخانه های تصفیه فاضلاب)	کربن- اپوکسی	۰/۸
	شیشه- اپوکشی	۰/۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۷

۸-٤-۱-۷- مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت ها در سازه [۵]

بطور کلی کامپوزیت های CFRP دارای خصوصیات بالاتری نسبت به GFRP می باشند . اما در عوض کامپوزیتهای GFRP ارزانتر می باشند. جدول زیر مقایسه کیفی انواع کامپوزیت های FRP برای مقاوم سازی 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 مقاوم سازی و پارامترهای تعیین کننده دیگری از جمله شرایط کاری و هزینه برآورد شده، می توان توسط مهندس طراح مورد بررسی قرار گیرد.

جدول ۸-٤ مقایسه کاربردی انواع الیاف [۵]

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

۸-٤-۱-۸- روش و تکنیک مقاوم‌سازی با FRP [۵]

تکنیک پایه مقاوم سازی با FRP که در طیف گسترده ای به کار می رود، شامل روش چسباندن نوارهای تولید شده پیش ساخته است. نکته ای 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 می شوند باید تا حدی که امکان اجرایی وجود دارد، در جهت محور اصلی تنشهای کششی عضو باشد.

در ساختمان های بنایی، دیوارهای آجری عناصر اصلی و باربر سیستم می باشند، در ادامه به بررسی رفتار و نحوه صحیح قرارگیری FRP می پردازیم.

دیوارهای آجری

الف- دیوار آجری بدون اعضای بتنی یا فولادی محیطی

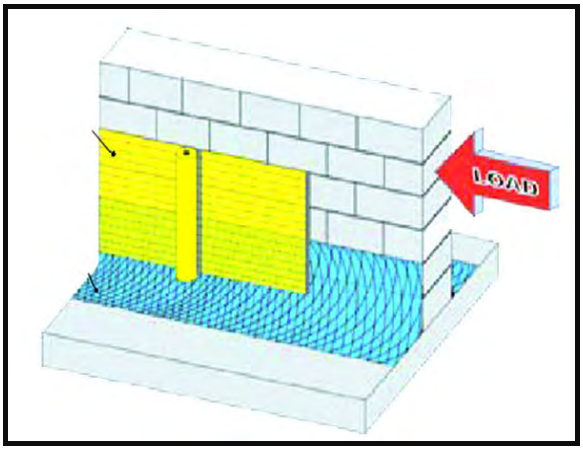
ب- دیوار آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی

۸-٤-۱-۹- تقویت دیوارهای آجری بدون اعضای بتنی یا فولادی محیطی

الف: تقویت برشی

دیوارهایی که نسبت بعدی (ارتفاع به طول) کمی دارند دچار شکست برش می گردند، در این حالت ترکهای قطری ظاهر می شوند. مود شکست در این حالت به صورت ترد در دیوار رخ می دهد.

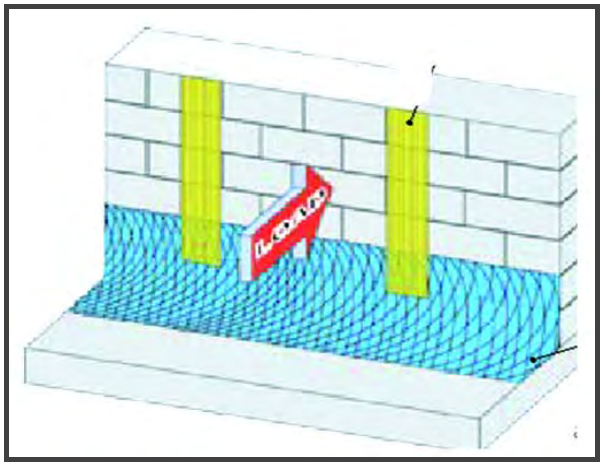
برای جبران ضعف برش دیوار، صفحات FRP در راستای طول دیوار و به صورت افقی در دو وجه دیوار نصب می‌گردد. نحوه عملکرد FRP بدین صورت می باشد که پس از ایجاد ترک های برشی در دیوار، کرنش در FRP در آن منطقه افزایش یافته و نیروها به FRP منتقل می گردد. نتایج نشان می‌دهد که تقویت برشی دیوار با صفحات FRP سبب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری دیوار می‌گردد.



شکل ۸-۱٤- تقویت برشی دیوار با FRP

ب: تقویت خمشی

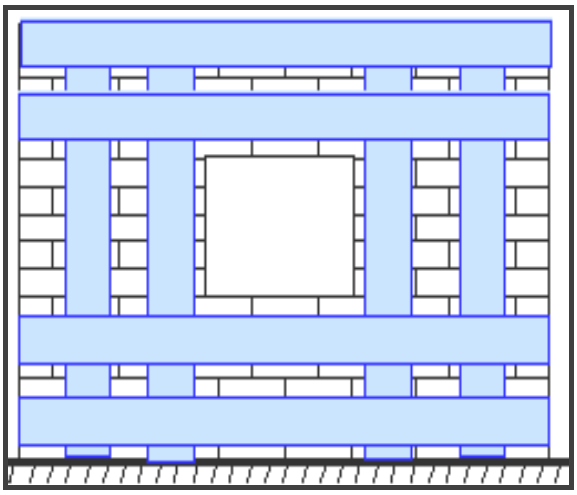
برای جبران ضعف خمشی دیوار صفحات FRP در راستای ارتفاع دیوارو به صورت قائم نصب می گردد طریقه نصب معمولاً به این صورت می باشد که FRP در دو وجه دیوار نصب می‌گردد.



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 تکیه گاه پای دیوار انتقال یابد. برای مهار انتهای صفحات خمشی می توان از یک مقطع نبشی فولادی در مجاورت تکیه گاه دیوار که بر آن پیچ می گردد و یا از یک 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 شکل پذیری بیشتر از حالتهای قبل است. در این سیستم قرارگیری الیاف به صورت افقی خود مهار کننده الیاف خمشی می باشند.

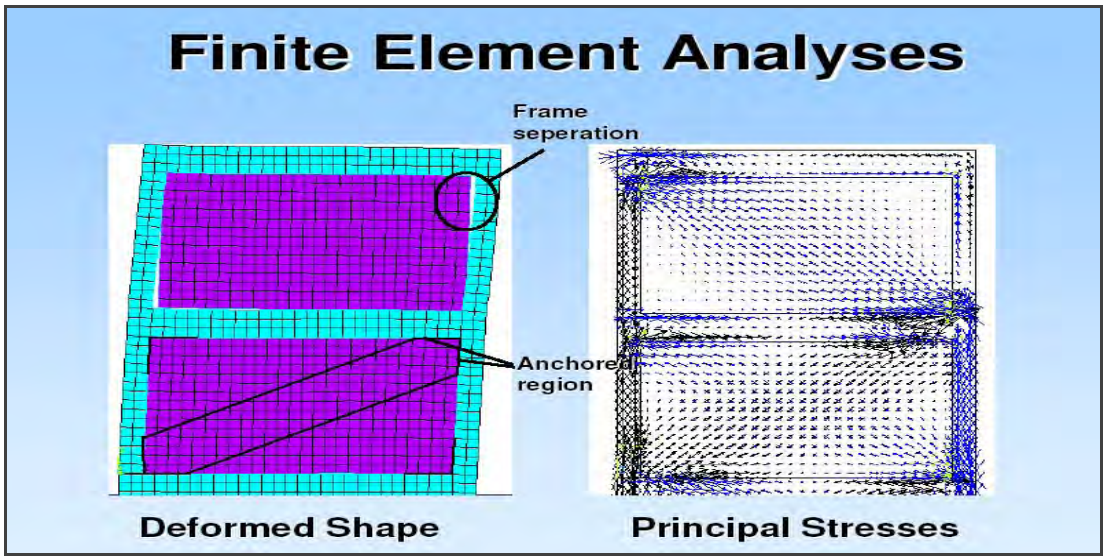


شکل ۸-۱۶- تقویت همزمان برشی و خمشی همزمان با FRP

۸-٤-۱-۱۰- تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی [۵]

این گونه از دیوارها رفتاری کاملاً متفاوت با دیوارهای آزاد بدون عناصر طبیعی دارند و در

هنگام اعمال بارهای جانبی در امتداد صفحه دیوار، بین آنها و عناصر احاطه کننده شان اندرکنش بوجود می آید و راستای تنشهای کششی از حالت افقی به حالت قطری عوض می‌گردد.



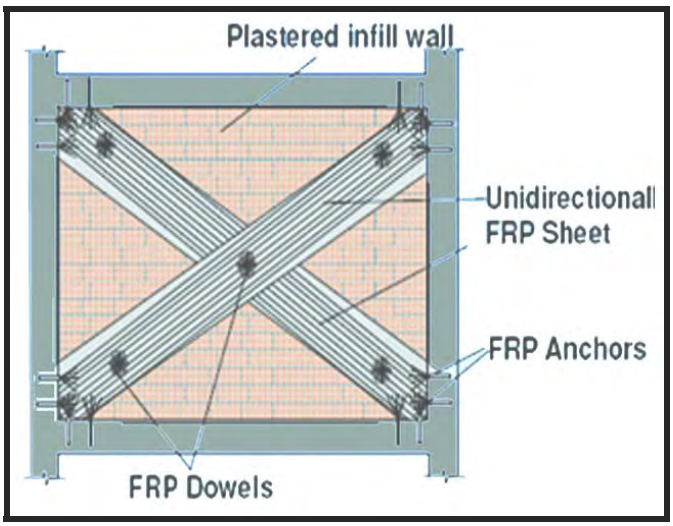
شکل ۸-۱۷- رفتار دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی

همچنین در حالتی که بارهای جانبی در امتداد عمود بر صفحه دیوار، بر آن اعمال می گردد رفتار دیوار شبیه به یک دال تخت عمل می کند و بر اثر لنگرهای خمشی ایجاد شده ترکهایی پدیدار می شود که مشابه خطوط سیلان در دالهای تخت است.

تقویت برشی و خمشی

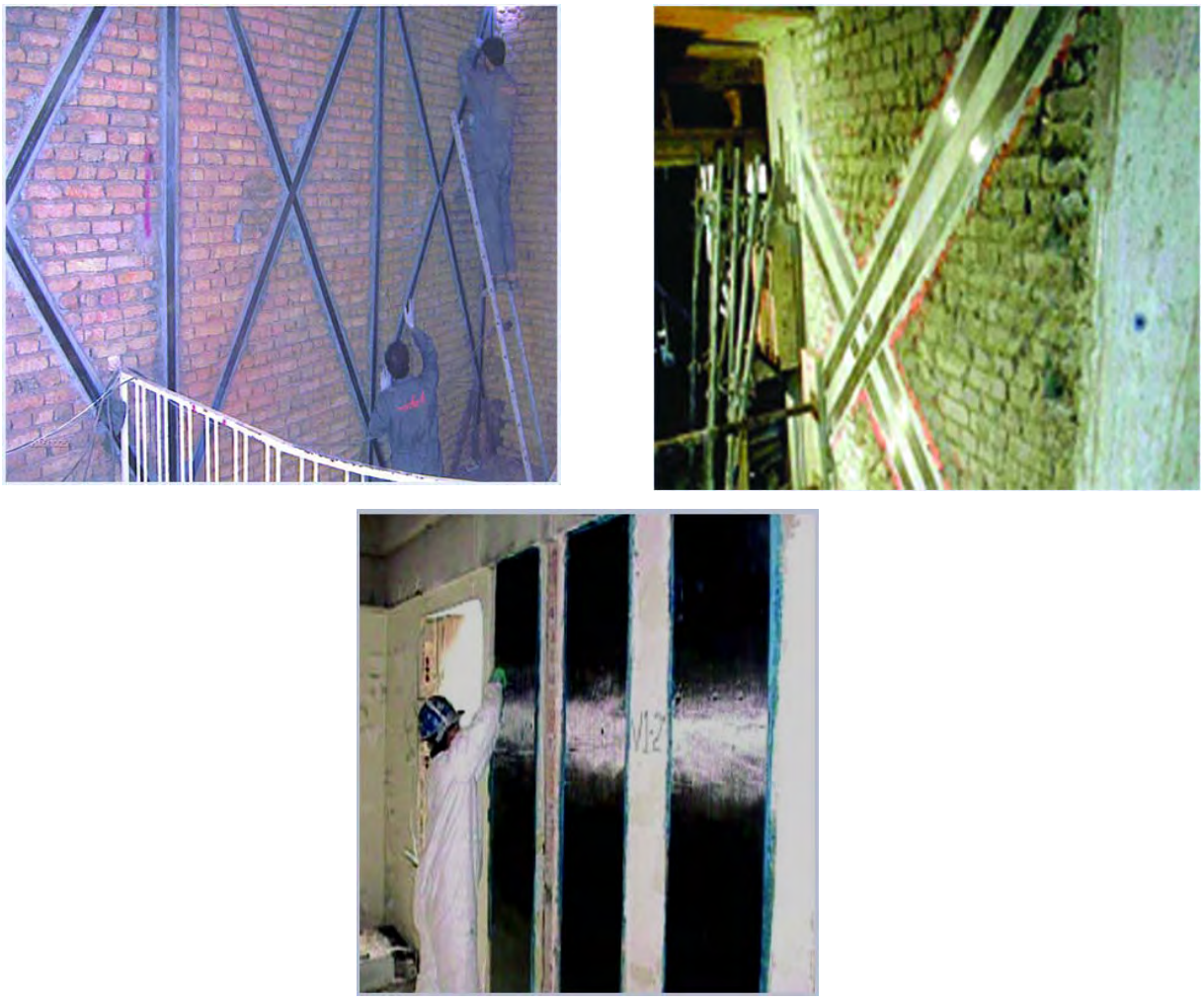
همانطور که در قسمت قبل توضیح داده شد و رفتار دیوار در حالت نیروی جانبی در امتداد صفحه دیوار و عمود برصفحه دیواربررسی گردید، می‌توان نتیجه گرفت‌که قطرهای دیواردرحالتی که، توسط اعضای بتنی یا فولادی احاطه شده است احتیاج به تقویت داشته وترک خوردگی وشکست دراین ناحیه اتفاق می افتد.

لذا برای تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی، الیاف FRP به صورت قطری روی دیوار چسبانده می شود.



شکل ۸-۱۸- تقویت برشی و خمشی دیوارهای آجری با اعضای محیطی

در اشکال زیر چند نمونه از تقویت های اجرا شده و نحوه نصب الیافهای روی این نوع دیوارها ملاحظه می گردد.



شکل ۸-۱۹- نحوه اجرا و نصب نوارهای FRP

۸-٤-۲- روکش بتنی [۳]

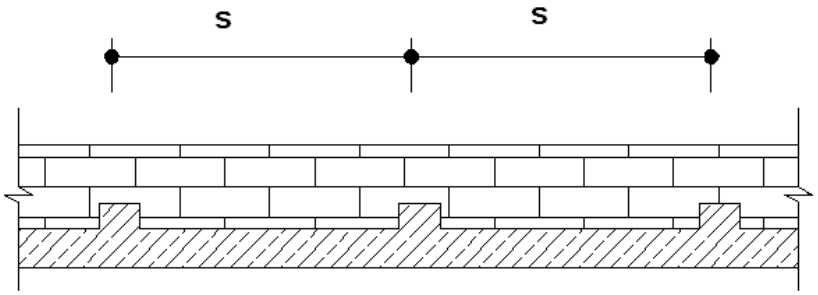
یکی از روشهای موثر تقویت ساختمانهای موجود ایجاد روکش بتنی روی دیوارهاست. در این روش شبکه ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب می شود و آن گاه بر روی آن بتن می پاشند.

استفاده از روکش بتنی برای سازه های بتنی و آجری نتایج مفیدی در بر داشته و تجربه نشان می دهد که بتن پاشیده شده به خوبی لای درزها را پر کرده، اتصال و چسبندگی مناسبی را فراهم می آورد. در این روش سطوح آجری کاملاً تمیز می شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را کمی تر می کنند 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 می گیرد تا گود شدگی به حداقل برسد و در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گود شدگی، برآمدگی ویاپوسته شدن، انجامیده است بتن تراشیده، دوباره پاشیده می شود.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می توان مقاومت لرزه ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می توانند 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 خوب با هم یکپارچه کنند.



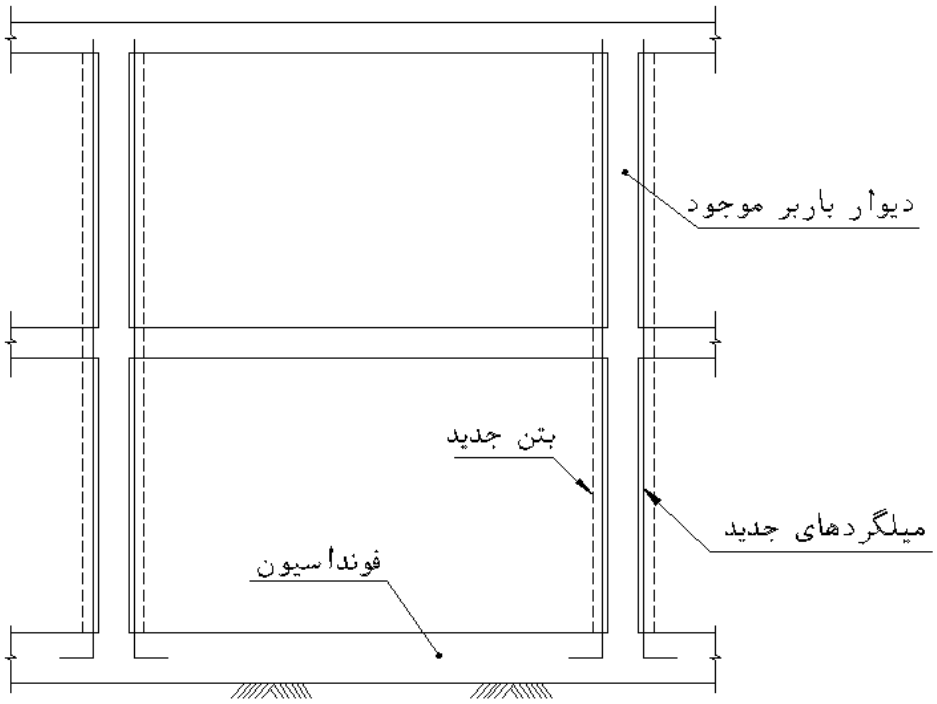
شکل ۸-۲۰- اجرای کلاف با روکش بتنی

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 می تواند عملکرد روکش را بهبود بخشد اما به سبب آنکه بارهای قائم به دیوار آجری وارد می شوند، کندن شیار افقی می تواند خطرناک باشد و لذا استفاده از کلافهای افقی ایجاد شده با روکش بتنی توصیه نمی شود.

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 می شود و در نتیجه نیروهای خمشی وارد به روکش در طبقه بالا به طبقه پایین منتقل نمی شوند.

برای رفع این نقص می باید در نقاطی غیر از تکیه گاه تیرها ، آجرهای سقف برداشته و میلگردها را از آن عبور داد تا دیوار برشی به صورت شکل زیر درآید. همچنین می توان از نبشی های زیر و روی سقف استفاده نمود این نبشی ها توسط بولت بیکدیگر متصل شده و میلگرهای روکش بتنی به آنهاجوش می شوند

باید توجه داشت که میلگردهای قائم نیز باید به پی نیز متصل شوند.



شکل ۸-۲۱- اجرای روکش بتنی برای طبقات

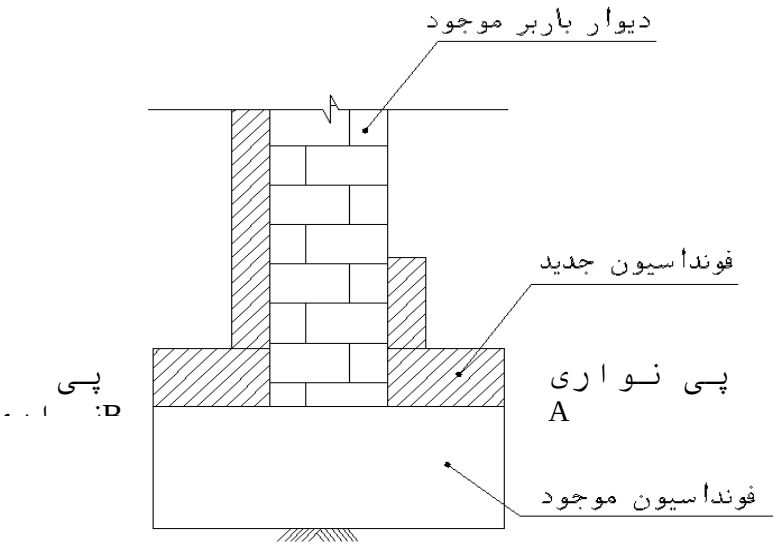
روکش دورو- چنانچه هردوسطح دیوارآجری روکش شود، مقاومت جانبی بسیار بهتری حاصل می شود، به ویژه اگر این دو روکش با سوراخ کردن دیوار و قراردادن میلگرد رابط به هم وصل شوند.

۸-٤-۲-۱- تقویت پی دیوارهای روکش شده

نیروی افقی حاصل از زلزله که به دیوارهای روکش شده واردمی شود باید به زمین منتقل شود.

- ایجاد پی نواری روی شالوده

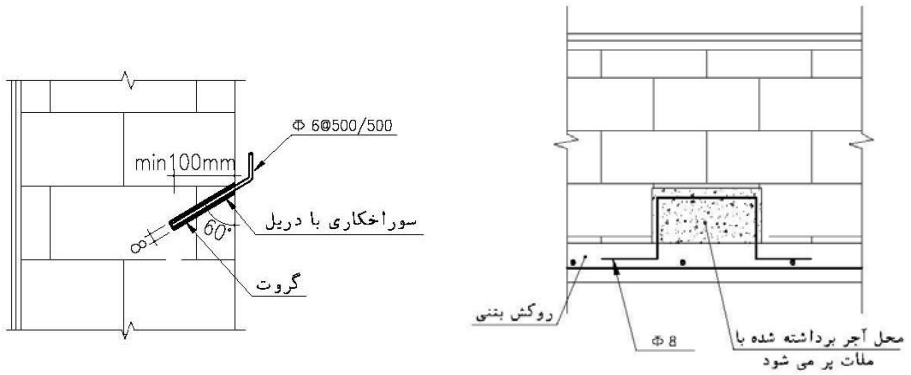
در دو طرف دیوار پی نواری بتنی A و B را قرار داده و در فواصل معینی دیوار را برش داده و دو قسمت را به هم متصل می کنیم.



شکل ۸-۲۲- فونداسیون روکش بتنی

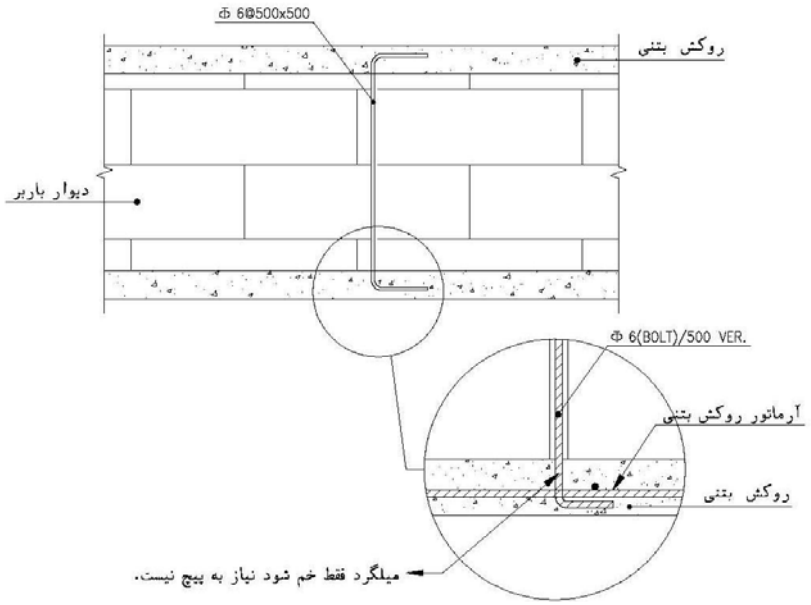
۸-٤-۲-۲- اتصال میلگردهای روکش بتنی به دیوار بنایی [۳]

برای اتصال شبکه آرماتورها به دیوار از برشگیرهایی که به دیوار متصل می شوند استفاده می کنند . این برشگیرها با زاویه به دیوار متصل شده و اطراف آنها با گروت پر می شود. جهت اتصال بهتر شبکه آرماتور بهتر است که به صورت عصایی شکل خم شوند.



شکل ۸-۲۳- اتصال شبکه های آرماتور روکش به دیوار(برشگیرها)

در روکش‌های دو رو از میلگردهایی که از داخل دیوار عبور می کنند مطابق شکل زیر استفاده می کنند.

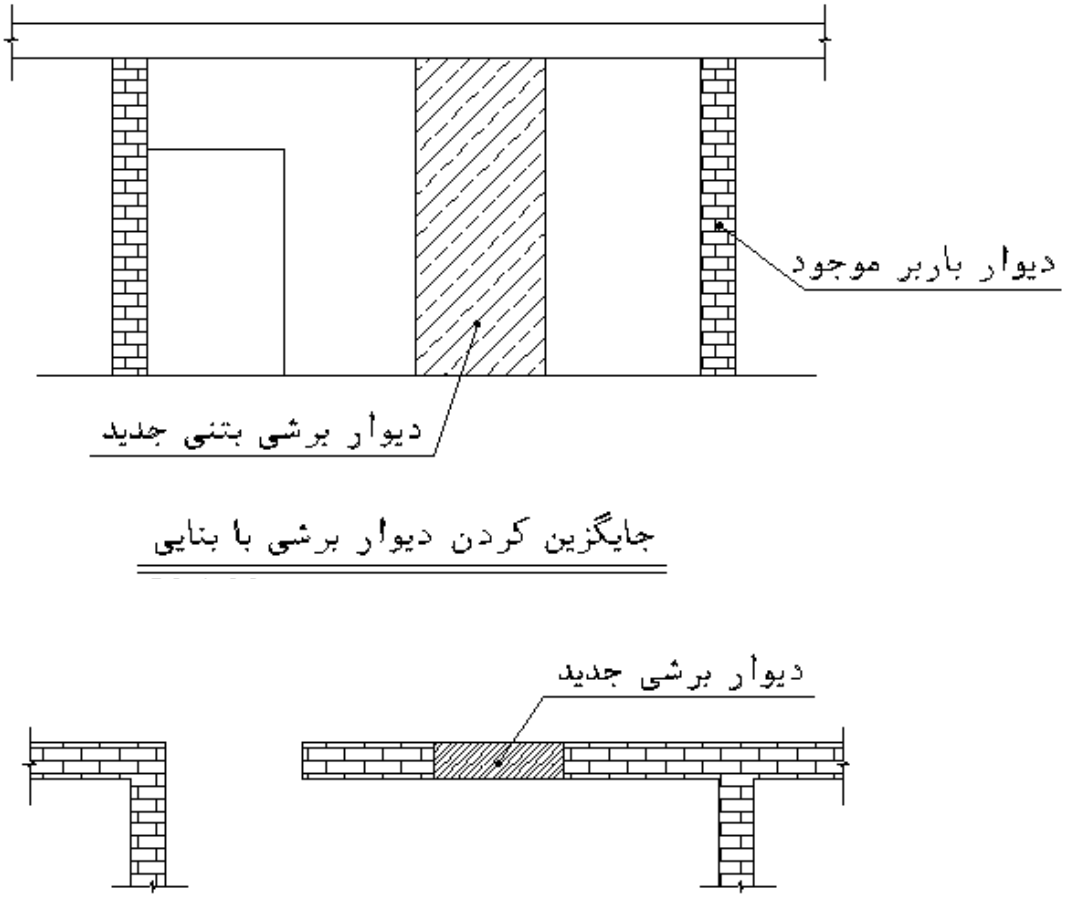


شکل ۸-۲٤- اتصال روکش دورو

۸-٤-۳- تعبیه دیوار برشی [۳]

پس از اینکه سقف را یکپارچه (صلب) ساختیم، می توانیم با استفاده از دیوارهای برشی ساختمان را در یک یا هر دو جهت مقاوم کنیم. برای مقاوم سازی به این روش ابتدا می بایست بخشی از یک دیوار موجود را برداریم و بجای آن دیوار برشی بتنی مسلح ساخته شود.

مقاومت این دیوار برشی با استفاده از روشهای محاسباتی موجود برای دیوار بتن مسلح محاسبه می‌شود.



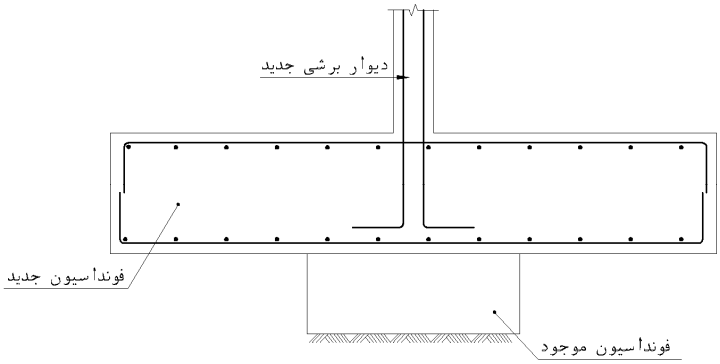
شکل ۸-۲۵- دیوار برشی

۸-٤-۳-۱- اتصال دیوارهای برشی در طبقات [۳]

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 صورت‌وجودتیرآهن در سرراه، آن رادرون بتن غرق می کنیم.(به طور کامل اطراف آنرا بتن فرا می گیرد).

۸-٤-۳-۲- پی دیوارهای برشی [۳]

دیوارهای برشی به دلیل مقاومت فوق العاده شان، برای تحمل نیروی زلزله، بخش بزرگی از ساختمان کافی اند. به همین سبب مسئله مهم در مورد آنها طراحی پی است که باید این نیروی بزرگ را به زمین منتقل کند. توصیه می شود بجای تعریض پی دیوارهای موجود، بخشی از کف اتاق را مطابق شکل زیر بتن ریزی کرد و آن را به عنوان پی دیوار برشی مورد استفاده قرارداد.



شکل ۸-۲۶- پی جدید دیوار برشی

۸-٤-۳-۳- مقایسه روش تقویت روکش بتن با روش تعبیه دیوار برشی

اگر از روش تقویت روکش بتنی استفاده نماییم، اولاً دیوارهای موجود تخریب نمی گردند و ثانیاً از دیوار آجری قدیمی به عنوان قالب استفاده می شود.

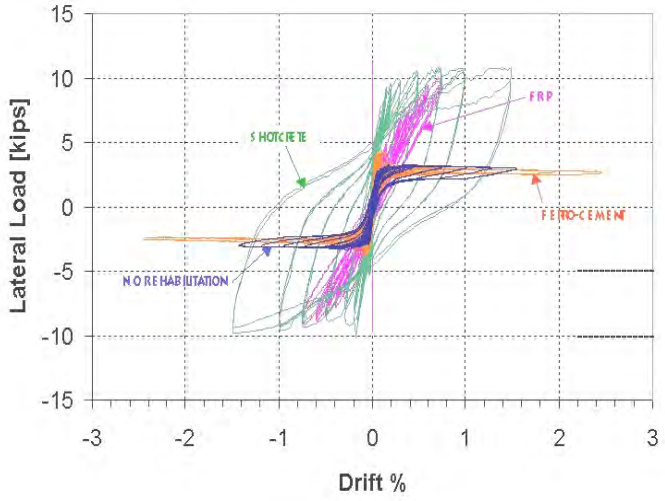
استفاده از روکش بتنی و دیوارهای برشی باعث افزایش وزن ساختمان می گردد برای اینکه دیوارهای برشی بتوانند نیروی جانبی ساختمان را به طور کامل تحمل کنند باید سقف سازه صلب باشد ولی در روش بتنی نیاز به صلب بودن سقف نمی باشد.

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 موجود می آید.

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 می شود.

با توجه به خصوصیات معماری مدارس مورد بحث، این کاهش فضا به میزان نگران کننده ای نمی باشد.

در شکل زیر ظرفیت شکل پذیری روشهای های فوق با یکدیگر مقایسه شده است.

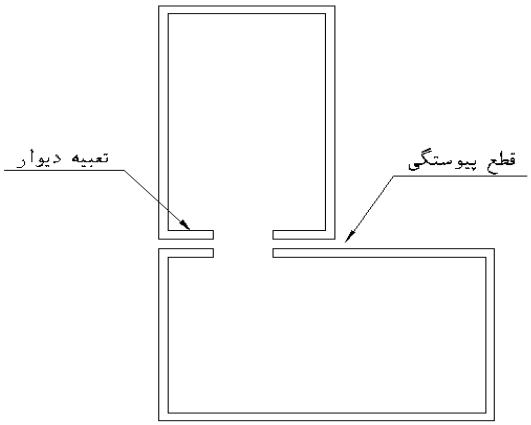


شکل ۸-۲۷- مقایسه رفتار روکش بتنی و FRP

۸-٤-٤- استقرار دیوارهای جدید [۳]

در طول رخ داد زلزله، ساختمانهای نامتقارن در معرض اثرات پیچش واقع می شوند. با جداسازی قسمتهایی از ساختمان می‌توان، مرکز جرم را بر مرکز سختی منطبق نمود که در این صورت پیچش در ساختمان اتفاق نمی افتد. همچنین با ایجاد دیوارهای جدید (مصالح بنایی) مانند شکل زیر می توان واحدهایی را به طور اختصاص قرینه نمود.

ضمناً استقرار دیوارهای متقاطع، قدرت باربری بیشتری برای دیوارهای طویل ساختمانهایی نظیرخوابگاهها، مدارس و... فراهم می نماید. تنها باید دقت شود که تغییرات معماری بوجود آمده باعث ازبین رفتن کاربری های مدنظر نگردد.



شکل ۸-۲۸- قطع پیوستگی

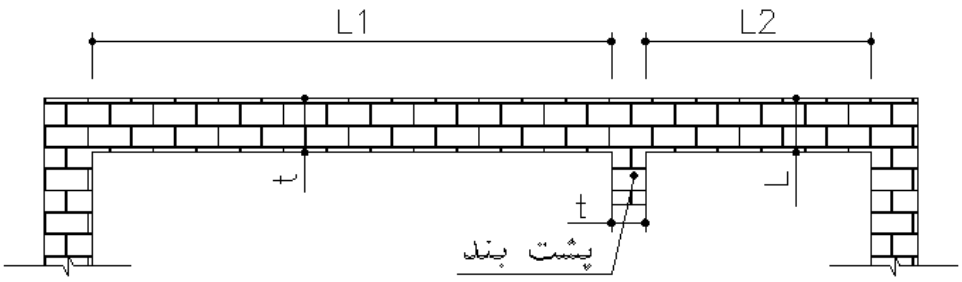
مساله اصلی در این چنین اصلاحاتی، ایجاد گیرداری بین دیوارهای جدید و قدیم می باشد. عموماً با استفاده از کلیدهای فولادی و بتنی تعبیه شده در دیوارهای قدیمی این گیرداری تامین می شود.

در استقرار دیوارهای جدید باید به یک نکته توجه داشت و آن اینکه دیوار جدید باید در طول مدت بهره برداری ساختمان مستقر بوده و هیچگاه برداشته نشود. بنابراین در مقاوم سازی ساختمانهایی که امکان تغییر کاربری دارند باید در استفاده از این روش دقت نمود که پس از تغییرات کاربری دیوارهای جدید از معماری ساختمان حذف نشود.

۸-٤-٥- استفاده از پشت بند [۳]

دیوارهای عمود بر دیوار برشی، پشت بند نامیده می شودکه از شکست و جداشدن دیوارهای طویل جلوگیری می کند.

براساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، دیواری به عنوان پشت بند تلقی می شود که ضخامت آن حداقل ۲۰ سانتیمتر و طول آن با احتساب ضخامت دیوار سازه ای حداقل برابر $\frac{۱}{۶}$ بزرگترین دهانه طرفین پشت بند باشد.



شکل ۸-۲۹- ایجاد پشت بند

آیین نامه ۲۸۰۰ ایران حداکثر طول مجاز دیوار سازه ای بین دو پشت بند را ۳۰ برابر ضخامت آن معرفی می نماید مشروط برآنکه این مقدار از ۸ متر تجاوز نکند. در حالتیکه دیوار سازه ای، شرایط ذکر شده را ارضا نکند و یا از نظر مقاومت خمشی (پرتاب خارج از صفحه دیوار) ضعیف باشد می توانیم با ایجاد پشت بندهای جدید و مهار آن به نحو مناسبی با دیوار سازه ای، طول دیوار سازه ای را کاهش داده ساختمان را تقویت نماییم.

برای اتصال پشت بند به دیوار، بهتر است از میلگردهای مهاری به عنوان گیره استفاده شود. گیره ها در هر چند رج در میان، دو دیوار را به یکدیگر متصل می نمایند و در مقایسه با رفتار اتصال آجربه آجر (هشت گیر) در زلزله، از نرمی بیشتری برخوردارند و در تمام مدت زلزله پایدار باقی می ماند.

۸-٤-٦- تزریق صمغ اپوکسی یا ملات [۳]

تکنیک تزریق صمغ اپوکسی برای مقاوم سازی سازه های بتنی و بنایی بکارگرفته می شود. 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 نمی شوند. روشهای تزریق صمغ یا ملات علاوه بر پرکردن ترکها، باعث پرشدن این درزها نیز می گردد. به نظر می رسد این عمل مقاومت دیوار در مقابل گسیختگی خارج از صفحه را تا چندین برابر افزایش دهد.

ملاتها ترکیبی از سیمان پرتلند، آهک و آب، با 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 می برند. ترکهای ریزتر با ژل اپوکسی یا به صورت خشک پر می شوند. سپس ملات بنایی با فشار پایین، درون حفره های سازه پمپاژ می شوند. در این عملیات مقدار قابل توجهی از مواد، درون درزها و حفره های بین واحدهای آجری جریان می یابد. 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 می باشد.

تزریق اپوکسی چسبناک در ترکهای با عرض ۰/۱۲ میلیمتر موفق بوده است. اما مصالح اپوکسی برای ترمیم سازه های بنایی بسیار گران تمام می شود. زیرا اپوکسی درون تمام حفره ها، سوراخها و درزها به همان خوبی ترکها جریان می باید و مصرف را

بالا می برد. این نوع جریان نیازمند مقدار زیادی اپوکسی است که هزینه بالایی دارد. مقاومت کششی صمغهای اپوکسی تا ۳۵ مگاپاسکال (۳۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع) نیز بالغ می شود.

۸-٤-۷- تعبیه کلافهای قائم [۳]

پس از تسلیح، موثرترین روش مقاوم سازی دیوارهای بنایی ایجاد کلاف پیرامون آنها می باشد. در این صورت دیوار کلاف بندی شده عملاً مانند قاب مرکب رفتار کرده و یک عضو لرزه بر تلقی می گردد، از آن گذشته ایجاد کلاف بندی به انسجام و یکپارچگی ساختمان نیز کمک می نماید.

۱. 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 می گردد.

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 می گردد. از شیارهای ایجاد شده در دیوار نیز به عنوان قالب بتن استفاده می شود و با بتن پر می گردد.

مجموعه ایجاد شده یک قاب بتنی را تشکیل می دهند که دیوار بنایی را در برمی گیرد. ابعاد و سایر مشخصات کلافها باید با ضوابط مندرج در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران تطبیق داشته باشد.

۲. برای اجرا کلاف قائم در وسط دیوارها می توان از دو ورق به عرض ۱۰ سانتیمتر و ضخامت ۵ میلیمتر دردو طرف دیوار استفاده کرد این ورق ها در فواصل ۵۰ سانتیمتر باید توسط میلگرد به دیوار متصل شوند این دو ورق با بست هایی با ابعاد متناسب در هر ۵۰ سانتیمتر به یکدیگر متصل می شوند .

مراحل اجرا به صورت زیر می باشد.

نازک کاری در محل اجرا برداشته می شود.

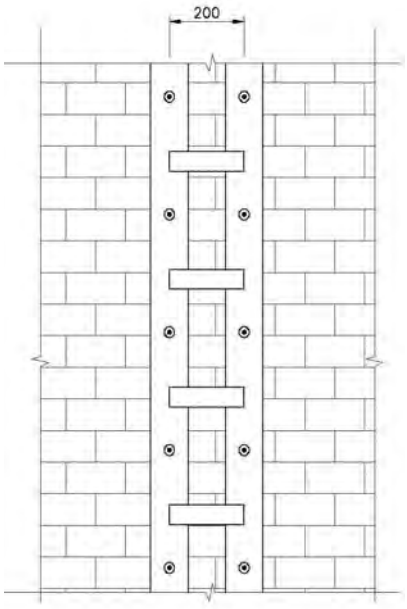
سوراخها ی سرتاسری به قطر ۸ میلیمتر در فواصل ۵۰ سانتی از یکدیگر ایجاد می شوند.

سوراخهای مناسب در ورق برای اتصال ورقهای کلاف به دیوار ایجاد می شوند.

آرماتورهای داخل کلاف با ملات مناسب منبسط شونده یا گروت پر می شوند.

ورق ها با پیچهایی به فاصله ۵۰ سانتیمتر توسط میلگردهای با قطر ۱۲ میلیمتر به دیوار نصب می شوند.

نحوه نصب پروفیل در دو طرف دیوار به یکدیگر به گونه ای باشد که در صورت جابجایی المان بنایی فی مابین 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، رفع نواقص پی و افزایش مقاومت لرزه‌ای ساختمان [٦]

مطالعه رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که عملکرد ساختمان‌ها نسبت به تغییرات کوچکی در تقارنِ 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 [٦]

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 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 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.

۸-۵-۲- نامنظمی در ارتفاع [٦]

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 بابند۱-۸-۱-۲ ساختمان‌های بامشخصات زیردر 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٪ 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٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد (هیچ طبقه‌ای ضعیف نباشد) مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومتی است که برش طبقه را در جهت موردنظر تحمل می‌نمایند.

۸-٦- مثال مقاوم‌سازی ساختمان بنایی [۳]

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 III می‌باشد. ابعاد کلی پلان ۱۶×۳۱ متر می باشد.. سیستم مقاوم در برابر بارهای موجود در این ساختمان دیوارهای بنایی می‌باشد 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 ۰/۱۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته می‌شود. ساختمان مذکور در شهرستان کازرون فارس واقع شده است. شهرستان کازرون در قسمت غربی استان فارس واقع است. ساختمان از آغاز ساخت دارای کاربری آموزشی بوده است و با تعداد حدوداً ۲۰۰ نفر دانش‌آموز در مقطع راهنمایی در یک شیفت به سرویس‌دهی خود ادامه می دهد. زیربنای این سازه یک طبقه در حدود ۴۸۰ مترمربع است. بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، این کاربری دارای بار زنده موثر kg/m^2 ۳۵۰ الی kg/m^2 ۵۰۰ می‌باشد.

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	۲/۳×۲ و ۲/۳×۰/۸ و ۲×۲/۵
		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		۱۶×۳۱
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 بدون کلاف بتنی
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	III
۷	شتاب مبنای طرح	۰/۳
۸	سیستم پی	نواری
۹	مصالح سفتکاری	آجرفشاری و ملات ماسه خاکدار بدون سیمان

ارزیابی وضعیت اعضای سازه‌ای

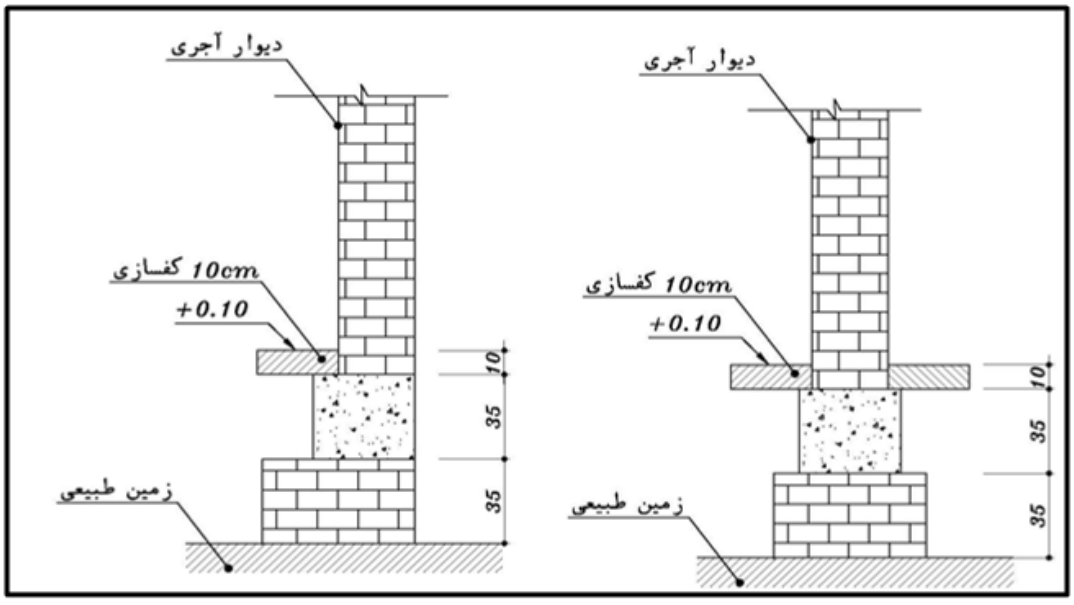
سیستم باربر ثقلی

در این ساختمان جهت انتقال بارهای ثقلی از سیستم دیوارهای باربر بنایی استفاده شده است. دیوارهای موجود در ساختمان دارای ضخامت تقریباً مناسبی هستند وضعیت ظاهری دیوارها تقریباً مناسب می‌باشد. در برخی دیوارها ترک‌خوردگی‌هایی دیده شده است که ظاهراً مربوط به نازک کاری می‌باشد. به خصوص دراطراف بازشوها این ترکهامشهودتر است. در بعضی قسمتها در دیوار بازشوهای بزرگ و غیر اصولی اجرا شده است.

سیستم مقاوم لرزه‌ای

دیوارهای آجری

در این ساختمان برای اجرای کرسی چینی و دیوارهای اصلی از آجر فشاری و ملات ماسه و سیمان استفاده شده است. با توجه به عملکرد این دیوارها، نوع مصالح بکاررفته در این دیوارها و مقاومت برشی آنها از اهمیت خاصی برخوردار است. ضخامت دیوارهای اجرا شده در حدود ۴۰سانتیمترمی باشد.با توجه به شناسایی انجام گرفته سیستم سازه‌ای ساختمانها دیوارهای بنایی با کلاف بتنی است.



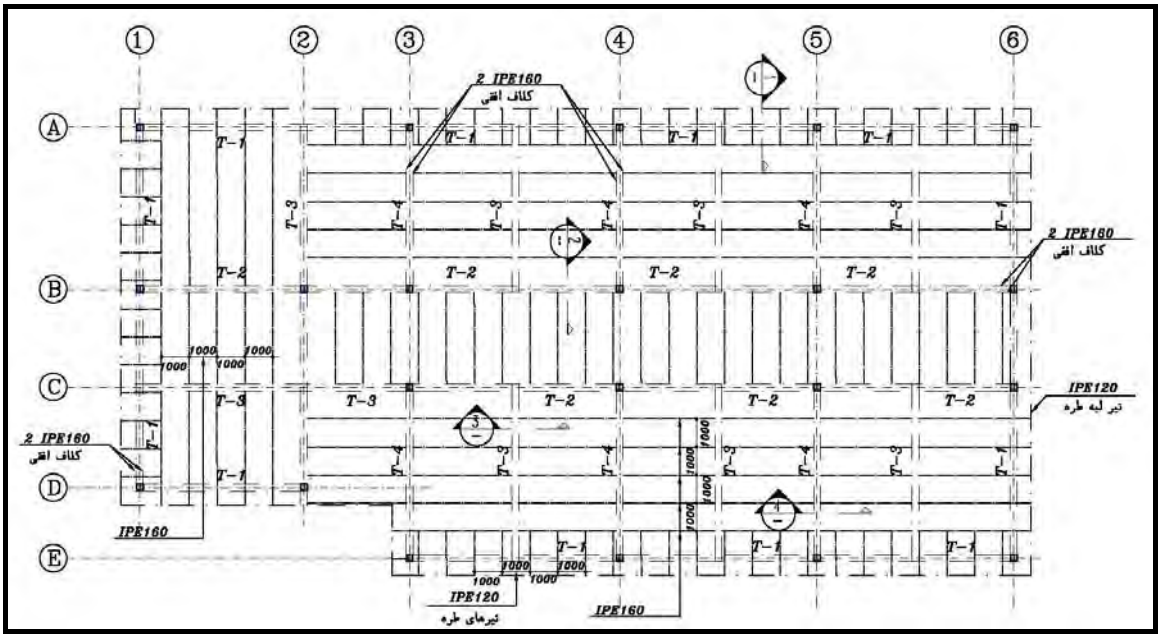
پی‌ها

زیر پی کرسی چینی با ضخامت ۶۰ سانتیمتر می باشد. عرض فونداسیون ۴۰ سانتیمتر و ارتفاع آن ۳۵ سانتیمتر می باشد آرماتورهای طولی $2\Phi 12$ در بالا و پایین و خاموت ها $\Phi 8@\geq 300mm$ می‌باشند.

سیستم سقف

سیستم سقف از نوع طاق‌ضربی می‌باشد و تیرچه‌ها بدون هیچ تمهیدی بر روی دیوارهای ساختمان قرار گرفته اند.

جزئیات سقف:



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 دیوارهـای 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 پلان 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 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

به دلیل نحوه توزیع تقریباً یکنواخت و متقارن دیوارها، در ساختمانها 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، 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

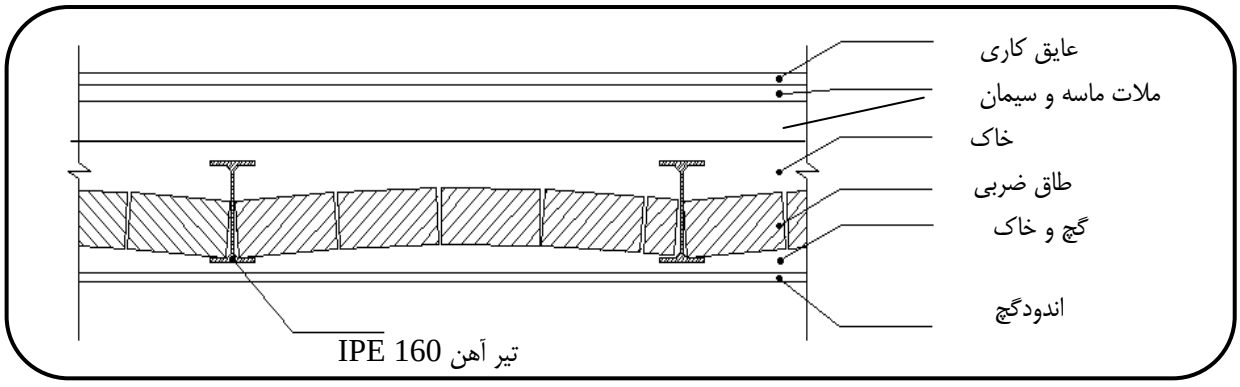
جهت محاسبه نیروی برشی، ابتدا بارهای ثقلی و جانبی ساختمان تعیین می گردند، سپس براساس مقادیر بدست آمده نیروی برشی نیز محاسبه می گردند.

بارگذاری:

الف- بارهای ثقلی:

الف-۱- بار مرده:

بار مرده سقف: جزئیات سقف موجود ساختمان به شکل زیر می باشد:

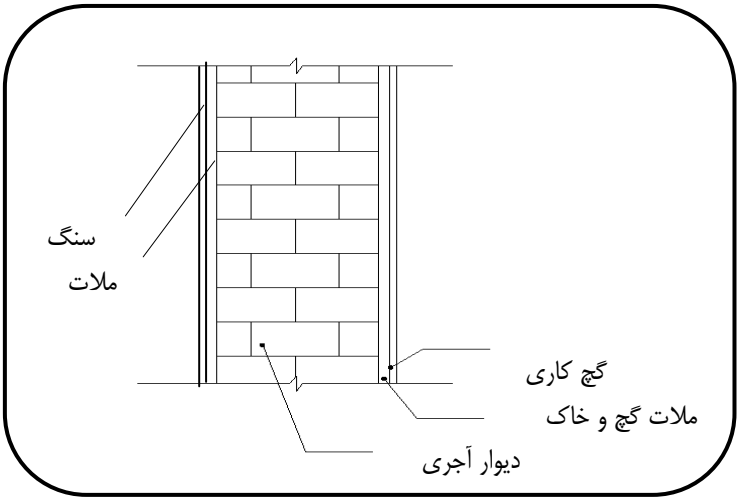


عایق کاری	$15kg/m^2$
ملات ماسه و سیمان	$(0.1)\times 2400 = 240kg/m^2$
خاک	$\frac{1}{2}(0.06+0.03)\times 1700 = 76.5kg/m^2$
سقف طاق ضربی	$213kg/m^2$

گچ و خاک	$0.035\times1600 = 56 kg/m^2$	
اندود گچ	$0.015\times1300 = 19.5 kg/m^2$	
مجموع	$620\ kg/m^2$	

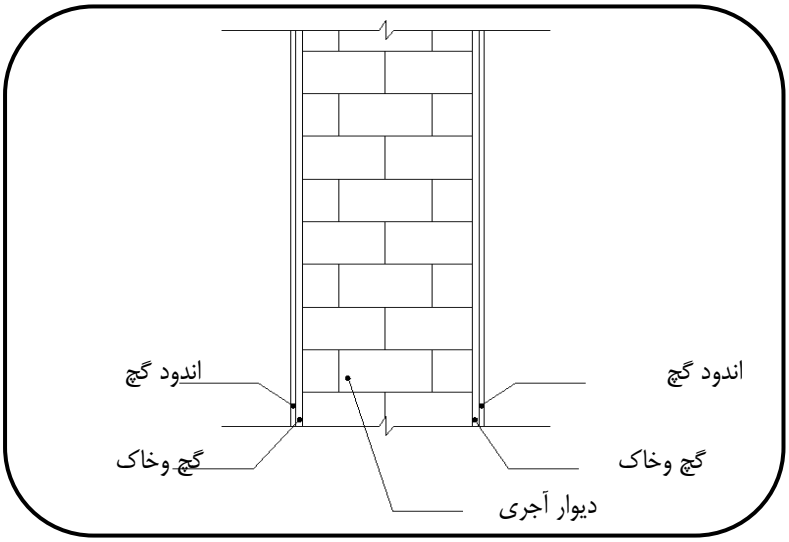
– *بار مرده دیوارها* :

الف) دیوارهای پیرامونی با ضخامت ۴۵ سانتیمتر مطابق جزئیات زیر :



ملات 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 ۴۰ سانتیمتر)	795.5	kg/m^2

الف–۲– بارهای زنده:

– بار زنده بام:

با توجه به قرارگیری منطقه در مراکز بار برف مبنا متوسط حداقل بار برف برای این ساختمان طبق بند۶–۴–۲ مبحث ششم برابر با $100\ kg/m^2$ در نظر گرفته می شود و همچنین مطابق با جدول شماره ۶–۳–۱ مبحث فوق حداقل بار زنده بامهای تخت که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی گیرند برابربا $150\ kg/m^2$ می باشد.

ب– بارهای جانبی

ب–۱- بار باد:

با توجه به ارتفاع کم ساختمان صرفاً بار زلزله به عنوان بار جانبی در نظر گرفته می شود و از محاسبه بار باد صرفنظر می کنیم.

ب–۲- بار زلزله:

برای ارزیابی کفایت مقاومت برشی ساختمان، طبق بند۷–۶–۱–۲–۲ دستورالعمل ظرفیت برشی دیوارها، وحداقل نیروی برش پایه ساختمان در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$V = 0.33IAW$$

که در آن:

V = نیروی برش پایه

A = شتاب مبنا 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 می گردد.

$$f_i = \frac{w_i h_i}{\sum_1^n w_i h_i} V$$

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)

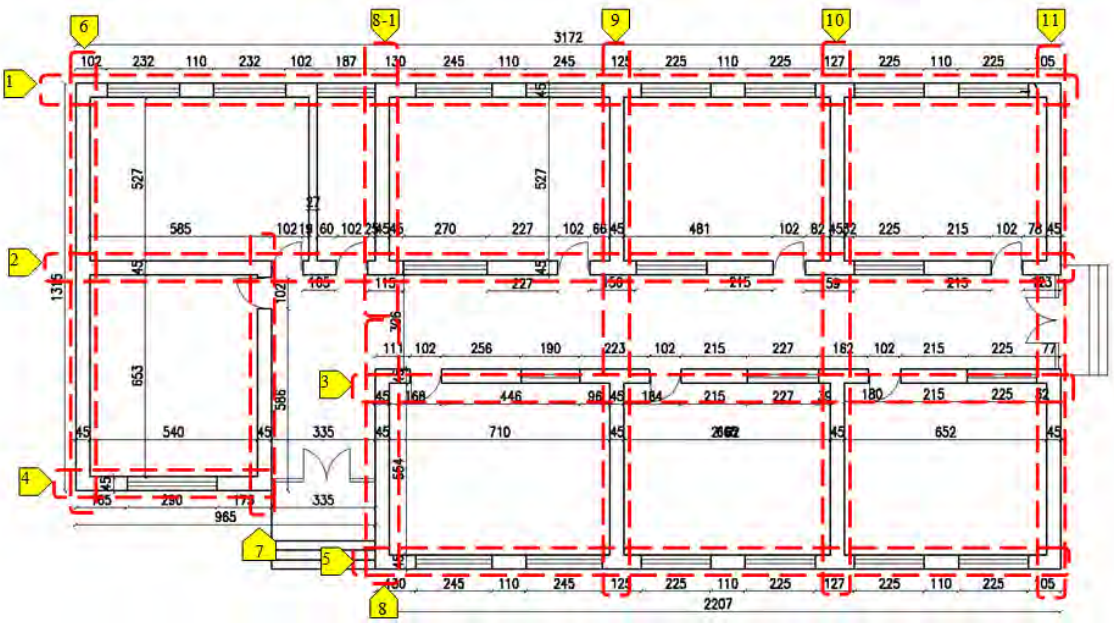
h_i = ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

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 می گردند.



نامگذاری دیوارهای ساختمان

وزن دیوارهای ساختمان

محل دیوارها	Wall. No.	Opening Area	Total Wall Area	Net. Wall Area	W per kg/m^2	W total 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 ساختمان

وزن از رابطه روبرو بدست می آید:

$$W = A\times(DL+\lambda LL)+W_{wall}$$

DL = بار مرده

LL = بار زنده

λ = درصد مشارکت بار زنده طبق بند جدول ۱ فصل ۲ آیین نامه ۲۸۰۰

W_{wall} = وزن دیوارها متشکل از نیمی از وزن دیوارهایی که در بالا و پایین سقف طبقه قرار دارند.

$A_{roof}=521m^2 \qquad Dl=620\ {}^{kg}\!/_{m^2} \quad Ll=150\,kg/m^2 \qquad \lambda = 0.2$

$W_{wall} = 0.5\times 415.43 = 207.715$ 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.

۲- کفایت دیوارهای ساختمان موجود

طبق بند ۷-۶-۱-۲-۲ دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود مجموع سطح مقطع دیوار درهر طبقه از مقداری که ازرابطه زیرمحاسبه می گردد نباید کمتر باشد در غیراینصورت ساختمان به لحاظ کافی نبودن مقاومت برشی آسیب پذیرمی باشد.

$$A_i = \frac{V_i}{V_a}$$

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)

$$V_a = 0.1V_t + 0.15\sigma_c \le 6kg/cm^2$$

مطابق جدول ۲-۲ تنش ناشی از وزن دیواربه طور میانگین برابر است با:

$$\sigma_c = 0.33\ kg/cm^2$$

تنش برشی دیوارهای مصالح بنایی $0.15\ \text{kg/cm}^2$ محسوب می گردد. در نتیجه:

$V_a = 0.1\times 0.15 + 0.15\times 0.33 = 0.0645 \quad kg/cm^2$

$A_{req1} = \frac{66671}{0.0645} = 1033658\ cm^2 = 103.36 \quad m^2$

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 سانتیمتر مربع است شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نیستند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب پذیرند ، 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 در هر 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 شروط کنترل کننده بازشوها را نیز ارضا نمی کنند جزبازشومحاسبه می گردند.

دیوارهای نسبی در راستای طولی

Wall NO. (X Local)	Opening Length	NG Cond. Wall Length	Total Wall Length	Net length	Effective Wall Thick	Wall Area
1	20.41	6.67	31.72	4.64	0.40	1.86
2	12.32	1.05	31.72	18.35	0.40	7.34
3	9.48	0.00	22.07	12.59	0.40	5.04
4	2.90	0.00	6.30	3.40	0.40	1.36
5	13.90	4.55	22.07	3.62	0.40	1.45
مجموع مساحت افقی در راستای طولی (x)						17.04
مساحت طبقه						471.90
در صد دیوار نسبی در راستای طولی (x)						3.61

دیوارهای نسبی در راستای عرضی

Wall NO. (Y Local)	Opening Length	NG Cond. Wall Length	Total Wall Length	Net length	Effective Wall Thick	Wall Area
6	0.00	0.00	13.15	13.15	0.40	5.26
7	1.02	0.00	7.48	6.46	0.40	2.58
8	3.06	0.00	15.67	12.61	0.40	5.04
9	3.06	0.00	15.67	12.61	0.40	5.04
10	3.06	0.00	15.67	12.61	0.40	5.04
11	3.06	0.00	15.67	12.61	0.40	5.04
مجموع مساحت افقی در راستای طولی (y)						28.02
مساحت طبقه						471.90
در صد دیوار نسبی در راستای طولی (y)						5.94

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 ملات در هر دو راستا بیشتر از مقادیر دیوارهای موجود است و ساختمان در برابر بارهای جانبی آسیب پذیر می باشد.

انسجام ساختمان

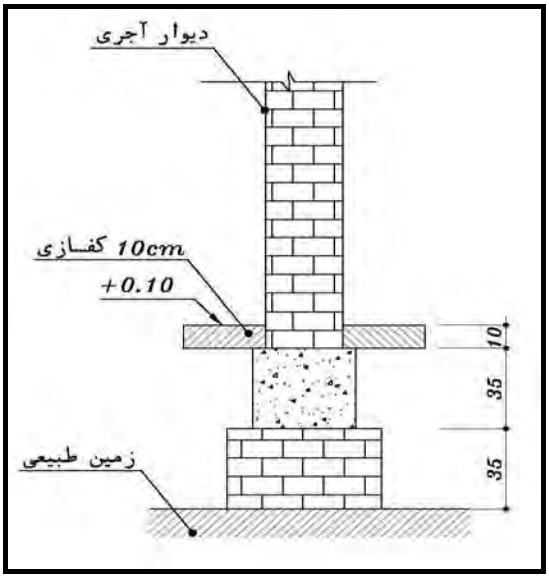
کلیه عناصر ساختمان باید توسط کلافهای افقی و قائم مطابق ضوابط بند ۳-۹ به یکدیگر پیوسته باشند. سیستم سقف در ساختمانها از نوع طاق‌ضربی انتخاب شده است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد. همچنین اتصال مناسبی بین تیرچه‌های سقف وجود ندارد.

- کلافها

-کلاف افقی

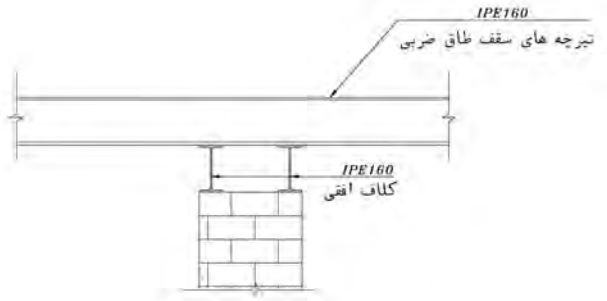
کنترل بندهای زیر الزامی می‌باشد.

در تراز زیر دیوار کلاف با بتن مسلح وجود داشته باشد و عرض آن از ۲۵ سانتی متر و یا عرض دیوار و ارتفاع آن نیز از $^{2}/_{3}$ عرض دیوار یا ۲۵ سانتیمتر کمتر نباشد.در زیر دیوارهای ساختمان فونداسیون بتن مسلح وجود دارد وعرض آن ۴۵ سانتیمتر و ارتفاع آن نیز ۳۵ سانتیمتر می باشد و از این لحاظ آسیب پذیر نمی باشد.



وجود شناژهای زیر دیوار

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 نقشه های اجرایی در تراز سقف ساختمان کلاف افقی با مقطع پروفیل 2 تیرآهن ساده IPE 160 موجود است و آسیب پذیر نمی باشد.



وضعیت کلاف افقی روی دیوارها

۲- در هر تراز اضلاع مختلف کلاف باید به یکدیگر متصل شوند و کلاف بندی منسجم باشد. کلاف سقف نباید در هیچ جا منقطع باشد و در صورت عبور دودکش و کانال کولر و ... باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور کند و قطر این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد.کلاف افقی ساختمان به یکدیگر متصل هستند ولی اتصال آنها مناسب نیست منسجم نمی باشند و از داخل آنها دودکش و کانال عبور نکرده است.

۳- در صورتی که ساختمان دارای ستونهای فولادی باشد این ستونها باید به نحو مناسب به عناصر سقف متصل شوند. ساختمان فاقد هر گونه ستون فولادی می باشد.

۴- میلگردهای طولی کلافها حداقل باید قطری برابر۱۰ 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. میلگردهـای طـولی بایـد بـا تنگهـایی بـه قطـر ۶ میلیمتربـا فاصـله ۲۵ سـانتیمتر یـا ارتفـاع کـلاف هرکـدام کـه کمتر باشد ، به یکدیگر بسـته شـوند. حـداکثر فاصـله تنگهـا در فاصـله ۷۵ سـانتیمتری از بـر کـلاف قـائم بایـد بـه ۱۵ سانتیمتر کاهش یابـد. ضـمناً پوشـش میلگردهـا بـرای کلافهـای سـقف نبایـد از ۲/۵ سـانتیمتر و بـرای کلافهـای پـی نباید از ۵ سانتیمتر کمتـر باشـد.میلگردهـای کـلاف هـای پـی ۴ عـدد ۱۲ آجـدار مـی باشـندو فاصـله خاموتهـای آنهـا ۳۰ سانتیمتر و با قطر ۶ میلیمتر و ساده می باشند. کلاف های سقف فلزی است و نیاز به کنترل ندارد.

-کلاف قائم

در تمامی ساختمانهای بنایی اجرای کلاف قائم با مشخصات زیرالزامی می باشد.

کلافها در گوشه های اصلی ساختمان و در طول دیوار با فاصله محور به محور ۵ متر از یکدیگر وجود داشته باشند. در گوشه های اطاقهای ساختمان کلاف قائم وجود دارد و فاصله آنها در حدود ۷/۲۵ متر می باشد.

وجود کلافهای قائم

۱- ابعاد مقطع کلافهای بتن مسلح نباید از ۲۰×۲۰ کمتر باشد و قطر میلگرد های طولی در کلافهای قائم بتنی باید حد اقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای آجدارو ۱۲ میلیمتر برای میلگردهای ساده باشد ضمناً تعداد آنها باید حداقل ۴ عدد باشد. میلگردهای طولی باید با تنگهایی به قطر ۶ میلیمتربا فاصله ۲۰ سانتیمتر 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.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.

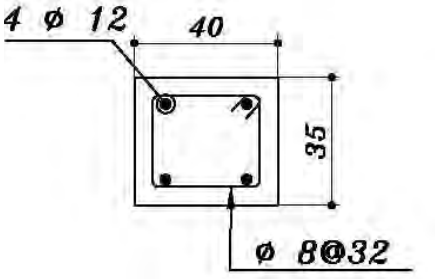
۲- کلافها باید به نحو مناسب به کلافهای افقی متصل شوند. میلگردهای کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۳۰ سانتیمتر در کلاف افقی مهارگردند. کلافهای قائم و افقی به نحو مناسبی به یکدیگر متصل نشده‌اند.

- 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 نمی افتد .

- 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 دیوار باشد و پی بصورت یک شبکه گسترده در زیر دیوار باربر قرار داشته باشد.



پی موجود در ساختمان و آرماتورهای آن

همانطور که ملاحظه می گردد پی موجود در ساختمان دارای شرایط مسلح بودن می باشد ولی لازم است که ظرفیت باربری پی به لحاظ توان انتقال نیروهای دیوار به خاک بررسی گرددودر صورت نیاز با افزودن ابعاد پی این نقص بر طرف شود. تنش ایجاد شده در خاک زیر پی دو حالت زیر ناشی از بارهای وارده محاسبه می شود.

الف) بار ثقلی

این بار ناشی از بار مرده و زنده طبقات ،وزن دیوارهای روی پی ، کرسی چینی و وزن خود پی می باشد .بر حسب سهم بارگیر هر دیوار در جهت ثقلی این نیرو به پی منتقل می گردد.

ب) بارهای ثقلی به همراه زلزله

عناصر باربر جانبی سازه نیروی ناشی از زلزله را به پی ساختمان منتقل می کنند این نیرو باعث افزایش تنشهای خاک زیر پی می گردد . تنشهای مجاز مربوطه به این ترکیبات بارگذاری را می توان به میزان یک سوم افزایش داد .

در ساختمان با توجه به وزن زیاد سازه جهت کنترل تنش خاک زیر فونداسیون ازترکیب بارهای ثقلی استفاده می کنیم.

$$W_{wall} = 1 \times 838.5 \times (3.30 + 0.30) = 3018.6\ kg$$

$$W_{roof} = 620 \times (\frac{5.7}{2} + 0.80) = 2263 kg$$

$$W_{ll} = (\frac{5.7}{2} + 0.80) \times 1 \times 100 = 365\ kg$$

$$W_{found} = 0.35 \times 0.45 \times 1.00 \times 2500 = 393.75\ kg$$

$$W_{basewall} = 0.35 \times 0.60 \times 1.00 \times 1850 = 388.5\ kg$$

$$W_{\text{جانبی}} = 1 \times 0.30 \times 0.30 \times 1850 = 166.5$$

$W_{total} = 6594.75\ {}^{kg}/_{m}$

$A_{S\ foundation} = 45 \times 100 = 4500\,cm^2$

$q_u = 1.465\ {}^{kg}/_{cm^2} \le 2\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad ok$

- ساختمان های مجاور

ساختمان فاقد مجاورت بوده و آسیب پذیر نمی باشد.

- ارزیابی دیوار باربر

در ارزیابی آسیب پذیری 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 شکم دادگی و کج شدگی باشد و واحدهای بنایی یک سطح پیوسته و صاف ایجاد کرده باشندبا توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان همپوشانی افقی بین واحدهای بنایی برقرار بوده درزهای افقی در یک تراز می باشند و درزهای قائم روی هم قرار نگرفته اند. عرض ترکهای موجود در حدود ۰/۵ میلیمتر است و دیوارها فاقد شکم دادگی و کج شدگی می باشند.

۲- کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی

درزهای قائم بین واحدهای بنایی در ساختمان به طور کامل پرشده اند .

۳- کنترل ارتفاع دیوارها و جلوگیری از پرتاب خارج از صفحه

در ساختمان نسبت ارتفاع به ضخامت دیواربیش از۱۰ نبوده و ساختمان از این نظر آسیب پذیر نمی باشد. 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 می شود.

$$F_P = 0.7\,AIW_P$$

F_P = نیروی عمود بر صفحه دیوار

W_P = وزن دیوار و ملحقات آن

مقاومت کششی دیوار براساس تبصره۱ بند۲-۸ استاندارد ۲۸۰۰به صورت زیر منظورمی شود.

برای قطعات الحاقی که با مصالح بنایی و ملات ماسه سیمان ساخته می شوند می توان مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آنها (مطابق آیین نامه ۵۱۹) محاسبات منظور نمود. نیروی Fp محاسبه شده از رابطه فوق به صورت گسترده وعمود بر سطح دیوار به آن وارد می شود .

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 برسانتیمترمربع		
نوع ملات	ملات ماسه آهك	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان	ملات ماسه آهك	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان	ملات ماسه آهك	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 سازه ای دیوار به صورت یک دال یکپارچه تحت اثر بار گسترده یکنواخت عمل می‌کند،به علت آنکه دیوارها هر راستا تنها از یک سمت به دیوارهای راستای دیگر متصل می باشند تکیه گاههای آن به صورت مفصلی فرض می شوند. طبق جداول تعیین لنگر دالها لنگر مثبت در این حالت (تکیه گاه مفصلی) از رابطه زیر محاسبه می شود. برای بحرانی ترین حالت دیوار با طول ۷/۳۰ متر و ارتفاع ۳/۳۰ متر کنترل می گردد:

$$F_P = 0.7 \times 0.3 \times 1.2 \times W_P = 0.252 W_p$$

$$M = \alpha \times w \times l^2 , a > b$$

$$\frac{a}{b} = \frac{7.30}{3.30} = 2.21 \Rightarrow \alpha = 0.095 \ , \beta = 0.006$$

$$l = a \Rightarrow \alpha = 0.095$$

$$l = b \Rightarrow \alpha = 0.006$$

که در آن w مقدارنیروی گسترده وارد به دیوار در واحد سطح است و L طول ضلع مورد نظرمی باشد. با توجه به رابطه فوق مشاهده می گردد که لنگر ماکزیمم در جهت طول کوچکتر ایجاد می شود.درساختمان طول افقی تمامی دیوارها از ارتفاع دیوار بیشتر می باشد که این موضوع باعث استفاده ازارتفاع دیوار دررابطه فوق می شود.

$$F_P = 0.8385 \times 0.252 = 0.2113 \, ton/m^2$$

$$M = 0.095 \times 0.2113 \times 3.30^2 = 0.218 \ ton.m$$

$$S = I/C \quad \text{و} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{و} \quad C = h/2$$

در واحد طول $S = \frac{bh^2}{6} = 100 \times 40^2/6 = 26666 \ cm^3$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{0.2186 \times 10^5}{26666} = 0.819 < \{0.15 \times 0.12 \times 100 = 1.8 \ kg/cm^2\}$$

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 می گردد. با توجه به محاسبات بالا مشاهده می شود که دیوار ساختمان ظرفیت خمشی کافی در برابر بارهای وارده را داشته و احتمال ترک خوردگی و پرتاب دیوار وجود ندارد در صورتی که آن دیوار فاقد ترک سازه ای باشد.

٤- کنترل ارتفاع دیوار

- حداکثر تعدادطبقات بدون احتساب زیرزمین ۲ طبقه می باشد 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 (حدودا ۳/۹۵ متر) این بند ارضا می گردد.
- حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف) ۴ متر می باشد با توجه به ارتفاع ساختمان این بند ارضا می گردد.

٥- کنترل طول آزاد دیوار

در صورتی که طول آزاد دیوار از ۵ متر بیشتر باشد، دیوار آسیب پذیر تلقی می شود.باتوجه به پلان ساختمان دیوارهای با طول آزاد بیش از ۵ متر در ساختمان وجود داشته وساختمان از این لحاظ آسیب پذیر می باشد.

٦-کنترل تراکم دیوار

٦-١ 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 نباید کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو باشد.

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 بیشتر باشد.

Cond.3: فاصله افقی دو بازشو از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچک‌ترین بازشوی طرفین خود بیشتر باشد.

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 باز شو از بر خارجی ساختمان نباید کمتر از $\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو باشد

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 (Cond. 2, Cond. 3,Cond.4)

کنترل شروط ۲ و ۳ و ۴

Wall.NO.1							
Wl_i / OP_i	Length	Height	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							
Wl_i / OP_i	Length	Height	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					

Wall.NO.3							
WI_i / OP_i	Length	Height	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					

Wall.NO.4							
WI_i / OP_i	Length	Height	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	Length	Height	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							
WI_i / OP_i	Length	Height	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	Length	Height	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	Length	Height	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	Length	Height	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	Length	Height	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	Length	Height	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 (Cond. 5, Cond. 6)

کنترل شروط ۵ و ۶

Wall. No.	Opening Length	Opening Area	Total Wall Length	Total Wall Area	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)

جدول – کنترل فاصله بازشوها مطابق با دستورالعمل

Wall. No.	Wall Length (1)	Wall Length (2)	(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 هشت گیر به عنوان نقطه انفصال دردیوارتلقی می گردد و دیوار آسیب پذیرمی باشد. با توجه به نقشه های اجرایی موجود درمحل تقاطع دیوارهادرساختمان ازکلاف استفاده شده و هشت گیراجرا نشده است. لذا از این لحاظ آسیب پذیر نمی باشد.

۸- کنترل قرارداشتن تیرهای باربر سقف برروی 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 تکیه گاه استفاده نشده باشد، ناحیه بالای دیوار و اتصال دال به دیوار آسیب پذیر تلقی می گردد. ساختمان دارای کلاف افقی است وتیر آهنها مستقیماً روی دیوار قرار نگرفته اند ولی نحوه اتصالشان به کلاف بدون تمهید خاصی است و از این لحاظ آسیب پذیر تلقی می گردند.

۹- کنترل نیروی رانش و سقفهای قوسی

در ساختمان سقف قوسی وجود ندارد.

۱۰- لوله و دودکش درون دیوار باربر

با توجه به بازدیدها و سونداژهای انجام شده دودکش از داخل دیوار عبور نکرده است.

- ارزیابی سقف

۱- زیادبودن وزن سقف

طبق بازدیدها و سونداژهای انجام شده در سقف هیچگونه افزایش ضخامت غیرمتعارفی در جهت افزایش سختی دال و همچنین عایق نمودن مضاعف بام و .... انجام نشده است و سقف از این نظر آسیب پذیر نمی باشد.

۲- انسجام و یکنواختی سقف

سیستم سقف در ساختمانها از نوع طاق‌ضربی انتخاب شده 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 می باشد وطول تکیه گاهی تیرهای آن برای دیوارهای میانی کمتر از ۲۰ سانتیمتر می باشد.

٤- کنترل بازشوها دردال

مطابق دستورالعمل مجموع سطوح بازشو باید از ۵۰٪ سطح کل دیافراگم کمتر باشد و طول بازشوی در مجاورت دیوار باربر باید کمتر از ۰/۲۵ طول دیوار باشد و حداکثر طول باز شو در مجاورت دیوارهای باربر ۲ متر می باشد. در ساختمان بازشو در سقف وجود ندارند آسیب پذیر نمی باشند.

۵- نسبت طول دهانه به عرض دال

چنانچه نسبت طول دهانه به عرض دیافراگم در سقفهای انعطاف پذیر بیش از ۳ باشد، دال به لحاظ تغییر شکل زیاد آسیب پذیر می باشد. نسبت طول به عرض کمتر از ۳ می باشد و از لحاظ تغییرشکل زیاد آسیب پذیر نمی باشد.

- 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 آسیب پذیر می باشد. واحدهای بنایی دیوارهای باربر در 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 آسیب پذیر نمی باشد.

۲- اتصال دیوارهای باربر و دال

دیوارهای باربر مصالح بنایی باید در تراز طبقات به 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. انتظارمی رود باتوجه به نحوه اتصال سقف و تکیه گاهها و نوع مصالح آن (طاق ضربی) سازه درزلزله 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 دیوارهای و دال اتصال مناسبی وجود ندارد و در نتیجه اتصال دیوار و دال در جهت عمود بر صفحه دیوار نیز آسیب پذیر تلقی می گردد.

٤- اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر

تیغه های متصل به دیوار باربر در ساختمان دارای اتصال کافی می باشد و دیوار وتیغه متکی به آن به طور همزمان و به صورت هشتگیر چیده شده اند اتصال تیغه ها آسیب پذیر نمی باشد .

- اعضای غیرسازه ای

۱- دیوارهای غیرباربر و تیغه ها

در ساختمان برای ایجاد فضاها از پارتیشن های غیر آجری استفاده نشده است دیوارهایی که ضخامت آنها کمتر از ۲۰ سانتیمتر است را می توان جز دیوارهای غیر سازه ای (تیغه) محسوب نمود.

مطابق ضوابط بند ۳-۷ استاندارد ۲۸۰۰ تیغه ها باید ضوابط زیر را رعایت کنند:

۱- حداکثر طول مجاز دیوار غیر سازه ای (بین دو پشتبند)نباید از ۶ متر یا ۴۰برابر ضخامت دیوار هر کدام که کمترند ، بیشتر باشد.طول تیغهای موجود بین دو پشت بند نهایتا ۵/۲۷ متر است که با توجه به ضخامت آنها حدود ۲۷ سانتیمتر این شرط ارضا می گردد.

۲- حداکثر مجاز ارتفاع تیغه ها از کف مجاور بیش از ۳/۵ متر نباشد .ارتفاع تیغه های ساختمان تازیرسقف ۳/۳۰ متر می باشد. این بند استاندارد ۲۸۰۰ نیز ارضا می گردد.

۳- لبه فوقانی تیغه هایی که در تمام ارتفاع ساختمان ادامه ندارد باید با کلاف فولادی ، بتنی یا چوبی که به سازه ساختمان و یا کلافهای احاطه کننده متصل می باشند ، کلاف بندی شود.در لبه فوقانی تیغه ها کلاف وجود نداشته ولی ارتفاع تیغه هاتازیر سقف ساختمان می باشدو تیغه ها ضوابط این بندرا ارضا نموده و آسیب پذیرنمی باشند.

۴- لبه قائم تیغه ها نباید آزاد باشد . این لبه بایدبه یک تیغه دیگریا یک دیوارسازه‌ای و یا یکی از اجزای سازه ویا عنصر قائم متکی باشد.تیغه های ساختمان با دیوارهای سازه ای متقاطع بوده ولبه قائم آنهابه یک تیغه دیگرو یایک دیوار سازه ای 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.تیغه های ساختمان و دیوارهای متصل به آنها به صورت همزمان و هشتگیر ایجاد گردیده اند و اتصال آنها با یکدیگر کافی می باشد و از این لحاظ نیز آسیب پذیر نمی باشند.

۲- نمای ساختمان

در نما سازی با آجر ارجح است که آجربه طور همزمان با دیوار اجرا شود و ابعاد آن با مصالح دیوار یکسان باشد تا هر دو در هررگ روی یک لایه ملات چیده شوند. نمای ساختمان با سنگ پلاک اجرا شده و فاقد ترک عمیقی است به نظر آسیب پذیری نمی باشد.

۳- جان پناه و دودکشها

جانپناه ساختمان ارفاعی برابر با ۳۰ سانتیمتر دارد و ضخامتی برابر ۳۰سانتیمتر و مطابق بند ۹-۹-۶-۱ دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود، جان پناه های 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 جانپناه نیز آسیب پذیر تلقی نمی گردد.

- ارزیابی سیستم کلاف

در ارزیابی سیستم کلاف باید کلیه ضوابط بند ۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ رعایت گردد این ضوابط در بند انسجام کنترل گردیده اند.همچنین کنترل موارد زیر نیز الزامی است:

۱- ارزیابی کیفیت مصالح کلاف

چنانچه در بررسی های عینی کلاف، تخلخل یا نواقص دیگری در بتن مشاهده گردد، کلاف به لحاظ کیفیت نامناسب مصالح آسیب پذیر می باشد. همچنین استفاده از روشهای مناسب آزمایشگاهی جهت تعیین مقاومت فشاری بتن توصیه می گردد. چنانچه مقاومت فشاری بتن کمتر از ۱۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع باشد، کلاف آسیب پذیر تلقی میگردد. مقاومت بتن کلافها کمتر از میزان فوق بوده و آسیب پذیر می باشند

نتایج چکش اشمیت

ردیف	مشخصات محل آزمایش	قرائتها ۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	زاویه چکش نسبت به افق (degree)	عددمیانگین	حدودمقاومت فشاری kg/cm²	توضیحات
۱	کلاف قائم , C - 3	14	16	15	14	17	17	16				0	16	<100	کد:HT - 5,6
۲	کلاف قائم , D - 4	18	18	16	15	16	16	18	15	16	17	0	17	<100	کد:HT - 2,3
۳	فونداسیون , F- 4	23	22	21	20	23	20	23				0	22	119	کد:F-1
۴	---														

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/cm³)	نیروی گسیختگی (kg)	مقاومت فشاری (kg/cm²)	وجود میلگرد عمود بر محور مغزه: قطر (mm)	کمترین فاصله (cm)	φ.d	if	ضرایب تصحیح: قطر نمونه	L/D	وجود میلگرد	مقاومت فشاری نهایی (kg/cm²)
۱	F1	0	9.30	10.50	1.13	1,518	2.13	6,350	93	---	---	---	---	1.00	0.87	1.00	82
	محل نمونه برداری: 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 نمونه برداری: فونداسیون - طبقه همکف : (D - 1)																

۲- ارزیابی اتصالات اجزای کلاف

چنانچه در بررسی های 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 آسیب پذیر می باشد.کلافهای افقی فلزی وکلافهای قائم بتنی می باشندواتصال مناسبی بین آنها برقرار نیست و از این لحاظ آسیب پذیر می باشند

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، در کلافهای کلافهای افقی و قائم ساختمان بازشو وجود نداشته در نتیجه از این لحاظ آسیب پذیر نمی باشند.

٤- 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 آسیب پذیر می باشد. ساختمان از این لحاظ آسیب پذیر نمی باشد.

۵- ارزیابی اتصال دیوار و کلاف

در صورتیکه بین دیوار و کلاف اتصال مناسبی وجود نداشته باشد این اتصال آسیب پذیر می باشد. اتصال کلافهای قائم به دیوار ها به دلیل هشتگیر کردن آجرها در محل کلاف مناسب ارزیابی می گردد .

٦- ارزیابی وجود کلاف افقی پی

در صورتیکه در تراز پی از کلاف افقی پی استفاده نشده باشد و خود پی نیز به واسطه ناپیوستگی، قابلیت ایفای نقش کلاف افقی را نداشته باشد، سیستم کلاف بندی آسیب پذیرنمی باشد. مطابق با بررسی های انجام از این لحاظ آسیب پذیر نمی باشد.

-کنترل واژگونی

جهت کنترل ساختمان در برابر واژگونی از روابط فصل۳ دستورالعمل بهسازی لرزه ای استفاده می شود 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 می آید.

۱- محاسبه نیروی برشی جهت کنترل واژگونی ساختمان

جهت محاسبه نیروی جانبی از ضوابط بند ۳-۳-۱-۲ دستورالعمل بهسازی لرزه ای استفاده می کنیم.

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی ازوزن کل ساختمان (W) محاسبه می شود:

W = وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

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 می آید.

$$C_1 = 1 + \frac{T_S - T}{2T_S - 0.2}$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه است و T_S زمانتناوب 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 می آید.

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 سازه ای را بر تغییرمکانها به دلیل رفتار چرخشی آنها وارد می کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می شود.

C_3 = برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتار غیرخطی مصالح می باشد.

C_m = برای اعمال اثر مودهای بالاتر

جدول ۱۸- مشخصات خاک منطقه

Sa	T_S	T_o	نوع زمین
0.75	0.5	0.1	II

$$T = 0.05 \times (H)^{3/4}$$

$H = 3.9m$ (ارتفاع ساختمان)

$$T = 0.05 \times 3.9^{(0.75)} = 0.138$$

$$S_a = BA = 0.75$$

$$C_1 = 1 + \frac{T_S - T}{2T_S - 0.2} \le 1.5$$

$$C_1 = 1 + \frac{0.50 - 0.138}{2 \times 0.5 - 0.2} = 1.452 \le 1.5$$

$C_2 = C_3 = 1$ 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:

$$V = 1.452 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.75 \times W$$

$$V = 1.089375 \times 55.995 \simeq 605.68 ton$$

۲- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

ساختمان یک طبقه بوده و نیاز به توزیع نیرو در ارتفاع ندارد.

۳- کنترل لنگر واژگونی ساختمان

جدول ۱۹-کنترل لنگر واژگونی

طبقه	h(m)	f_x(ton)	f_y(ton)	W_D	درجهx $M_o = f_x \times h$	درجهy $M_o = f_y \times h$	X(m)	Y(m)	درجهx $M_R = W_D \times x/2$	درجهy $M_R = W_D \times y/2$
1	3.90	606	606	545.57	2363.4	2363.4	31.72	15.67	8653.74	4274.54
مجموع					2363.4	2363.4			8653.74	4274.54

W_D وزن طبقه ناشی از بار مرده

طبق بند ۳-۲-۱۰-۱ دستورالعمل بهسازی، جهت کنترل واژگونی از رابطه زیر استفاده می شود:

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 J}$$

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 می شود.

در جهت x $8653.74 > \dfrac{2363.4}{1\times1\times1.453\times2}$ ok

در جهت y $2363.4 > \dfrac{4274.54}{1\times1\times1.452\times2}$ 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 تیرآهنهای تیرهای IPE160 در فواصل ۱ متری می باشند .

برای کنترل آنها از ضوابط فصل پنجم دستورالعمل استفاده می کنیم

برای بلندترین دهانه (بحرانی ترین حالت) کنترل می گردد:

$L_{(m)} = 5.52m$

عرض بارگیر $= 100\ cm$

بارمرده $= 620\ ^{kg}/_{m^2}$

بارزنده $= 100\ ^{kg}/_{m^2}$

$q = (0.620 + 0.100)\times1.00 = 0.720\ ^{tom}/_{m}$

$comb1 = 1.1(Q_{DL} + Q_{LL})$ طبق دستورالعمل بهسازی

$\Rightarrow Q = 1.1\times0.720 = 0.792\ ^{ton}/_{m}$ بارورد بر واحد طول تیر

کنترل خمشی طبق بند ۵-۴-۲-۳-۲ دستورالعمل بهسازی:

$$M_{\max} = \frac{QL^2}{8}$$

$$M_{\max_1} = \frac{0.792\times5.52^2}{8} = 3.016 \quad ton.m$$

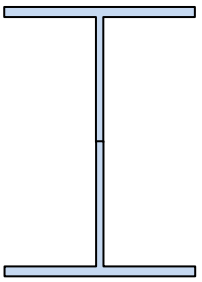
تیرها با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می شوند. تلاشها در اعضا اصلی و غیراصلی که توسط تغییر شکل کنترل می شوند از رابطه زیر بدست می آید:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{ye}$$

Z : اساس مقطع خمیری

F_{ye} : تنش تسلیم مورد انتظار مصالح



$$F_{y_e} = 1.1 \times F_y \Rightarrow F_{y_e} = 1.1 \times 2400 = 2640 \ {}^{kg}\!/_{cm^2}$$

$$Z = \Sigma A_{ci} d_{ci} + \Sigma A_{ti} d_{ti}$$

$$\bar{y}_c = \frac{(8.2 \times 0.74)(\frac{0.74}{2}) + (7.26 \times 0.5)(3.63)}{(8.2 \times 0.74) + (7.26 \times 0.50)} = 1.59cm$$

$$A_{ci} = 9.698cm^2$$

$$Z = 2 \times (9.698) \times (9 - 1.59) = 124.32cm^3$$

$$M_{PCE} = 124.32 \times 2640 = 328226 \quad kg.cm$$

$$K = 1$$

K= ضریب آگهی طبق بند (۲- ۲- ۴۵) دستور العمل 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 $\frac{h}{t_m} \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$

ب $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$

برای تیرآهن ۱۶۰

الف) $\frac{h}{t_w} = \frac{16}{0.50} = 32 \le \frac{3185}{\sqrt{2640}} = 61.98$ OK✓

ب) $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{8.2}{2 \times 0.74} = 5.54 \le \frac{420}{\sqrt{2640}} = 8.17$ OK✓

$$\Rightarrow mkQ_{CE} = 1 \times 6 \times 328226 = 1,969,356 \quad Kg.cm$$

$$M_{UD_1} = 3.01 \quad ton.m$$

$$M_{UD_1} < mkQ_{CE}$$

۲- تیرهای نعل درگاه

مطابق با برداشتهای انجام شده پنجره ها به تراز زیر سقف متصل شده اندو ساختمان فاقد نعل درگاه است در نتیجه آسیب پذیر نمی باشند.

موارد آسیب پذیر و روش های بهسازی آن

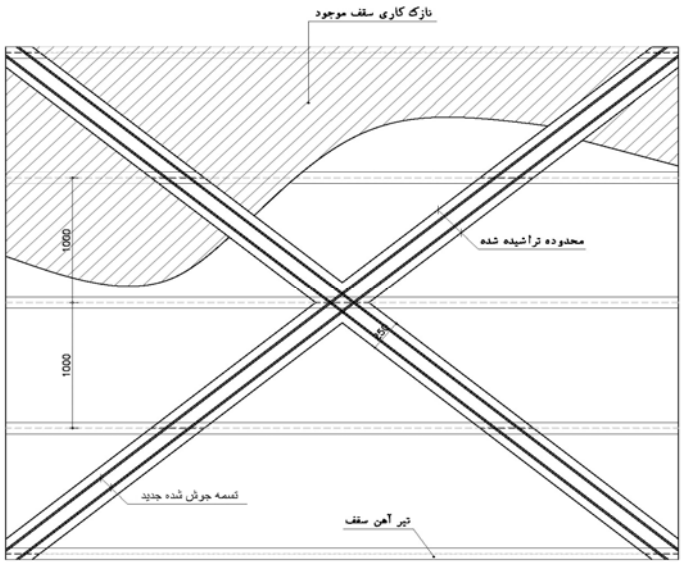
ردیف	مواردی که نیاز به بهسازی دارند	طرح پیشنهادی
۱	افزایش مقاومت جانبی دیوارهای باربر	استفاده از روکش بتنی
۲	انسجام سقف و افزودن یکپارچگی آن	اجرای تسمه ضربدری
۳	انسجام سقف و دیوار باربر	استفاده از نبشی های سرتاسری
۴	پرتاب خارج از صفحه دیوارها	روکش بتنی واستفاده از کلافهای فولادی
۵	بهسازی بازشوها	روکش 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 تکیه گاهی تیرهای سقف	بوسیله نبشی های سرتاسری
۱۰	مقاومت برشی حداقل ملات	استفاده از روکش بتنی
۱۱	کنترل رفتار المانهای مقاوم در برابر بارهای جانبی با توجه به انعطاف پذیری سقف	استفاده از روکش بتنی

معرفی طرح نهایی بهسازی

۱- بهسازی سقف

در سقف طاق ضربی مدرسه جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی از روش زیر برای بهسازی آن استفاده می شود:

اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری می تراشیم تا مطابق شکل زیر، تیر آهن های سقف موجود مشخص شود. نبشی‌های پیرامونی که مربوط به اتصال روکش بتنی به سقف می‌باشند در محل خود نصب می‌گردند.یک جفت تسمه مطابق شکل زیر، به زیر تیر آهن های سقف موجود و انتهای نبشی‌های پیرامونی جوش می‌شوند.



بهسازی سقف و تسمه ای آن

دراین روش سقف به صورت کامل صلب نمی شود ولی اسنجام و یکپارچگی مناسبی در آن بوجودمی آید.
مهاربندی های ضربدری برای تیرآهن های سقف طاق ضربی یکی از شرایط لازم جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی سقف می باشد.

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.
اقتصادی تر بودن این روش نسبت به سایر روشها.
سهولت اجرا.

۲- روکش بتنی

در این روش شبکه ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب می شود و سپس بر روی آن بتن می پاشند . ابتدا نازک کاری موجود دیوار تراشیده شده، سطوح آجری کاملاً تمیز می شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را کمی تر می‌کنیم اما نه چندان که بتن فرو ریزد.همچنین قبل از شروع، قسمتهایی از زیرکار 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 گود شدگی به حداقل برسد. در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گود شدگی، برآمدگی و یا پوسته شدن، انجامیده است بتن را تراشیده، دوباره می پاشیم.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می توان مقاومت لرزه ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروی جانبی زلزله را بگیرند.

باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف، روکش قطع می شود و در نتیجه نیروهای وارد به ساختمان در تراز سقف به روکش منتقل نمی شوند. برای رفع این از نبشی های محیطی افقی در زیر سقفها استفاده می شود.

۳- تقویت پی دیوارهای روکش شده

نیروی افقی حاصل از زلزله که به دیوارهای روکش شده وارد می شود باید به زمین منتقل شود. در محل اتصال روکش بتنی با فونداسیون برای روکش بتنی پی جدیدی احداث می گردد این پی جدید روی فونداسیون اجرا می شود. 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 می گردد. 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 دیوارها زیاد نمی باشد، این پی ها نیاز به ارتفاع زیاد ندارند.

٤- انسجام سقف و دیوار

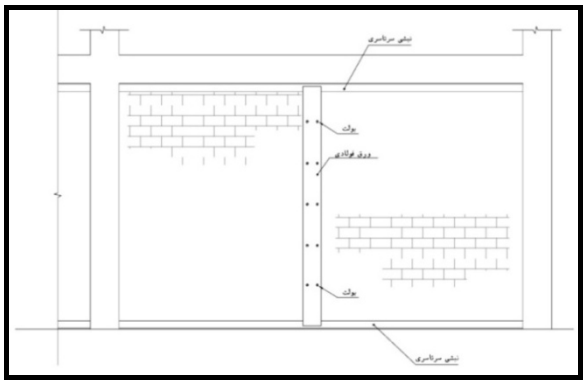
با توجه به ارزیابی های انجام شده تیرهای سقف بدون هیچ مهار و یا تمهیدی روی کلاف افقی قرار گرفته اند. پیشنهادجهت بهسازی موارد فوق استفاده از راهکار زیر می باشد.

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. تیرچه های سقف نیز به این نبشی ها جوش می شوند، استفاده می شود.این نبشی در روکش بتنی نیز مورد استفاده قرار می گیرند و میلگردهای روکش به این نبشی ها متصل می شوند.

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 تیرچه ها
۶- جوش میلگردهای روکش بتنی به نبشی ها
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 ارزیابی های 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 جهت مقاومسازی دیوار، برای کنترل پرتاب خارج از صفحه آنها از تسمه هایی که به دو طرف دیوار متصل می گردند و با بولت به یکدیگر متصل می شوند ، استفاده می گردد. در دیوارهایی که طول آزادشان بیشتراز ۵ متردارند این کلافها آسیب پذیری ناشی از طول زیاد دیوار ها را نیز از بین می برند.



کنترل پرتاب خارج از صفحه

٦- 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 دهند هم موارد دیگر آسیب پذیری موجود را از بین می برند.

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 سانتیمتر مربع باشد آن دیوارها شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نمی باشند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب پذیر هستند. با استفاده ازروکش بتنی این نقص برطرف می گردد . با توجه به این ضعف میزان روکش بتنی و ضخامت آن طوری باید محاسبه گردد که چنانچه بار وارد بر

دیوار برحسب سختی بین دیوارو 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.

با توجه به این موضوع که سقفهای طاق ضربی بوسیله نبشی های پیرامونی و همچنین تسمه های ضربدری منسجم می شوند و بعلت ساختار موجودی سقف و اجرای آن با طاق ضربی پس از انسجام نیز نمی توان سقف را کاملا صلب فرض کرد. بنابر این برای محاسبه مقدار نیروی وارد شده به هر دیوار در محاسبات آتی با فرض سقف منعطف آنها را کنترل می کنیم .

-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 می شود و همچنین با توجه به سوابق و تجربیات اجرای روکش بتنی، در محاسبه ظرفیت دیوارها از مقاومت برشی بتن صرفنظر شده و صرفا بر روی مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده حساب می شود.

۲- محاسبه ابعاد چشمه ها ی آرماتور مورد نیاز

بهسازی سقف منجر به منسجم شدن آن می گردد و دیوارها بر حسب سختی خود بار تحمل نمی کنند و تنها نسبت سطح بار گیر آنها معین کننده نیروی برشی وارده به هر دیوار می باشد . با این فرض و توضیحات بند فوق نیروی برشی سهم هر دیوار را تنها مقاومت برشی ملات ومیلگردهای روکش بتنی اجرا شده روی آن تحمل می کند و آرماتورهای آن به صورت زیر محاسبه می گردد:

ابتدا نیروی برشی دیوار بر حسب سطح بارگیر آن معین می شود و سپس با فرض اینکه این نیرو به نسبت سختی بین روکش و دیوار تقسیم می گردد ، آرماتورهای روکش بتنی را طراحی می کنیم.

میزان افزایش وزن ساختمان بر اثر اجرای روکش بتنی برابر است با :

$$L_{total} = 260 \quad m$$

$$t_{shot} = 6\ cm$$

$$W_{shot} = 0.06 \times 260 \times 3.60 \times 2.5 = 140.4\ \ ton$$

$$\Delta V = 1.2 \times 0.33 \times 0.3 \times \frac{1}{2} \times (140.4) = 8.339\ ton$$

$$V_{total} = 66 + 8.339 \simeq 75\ ton$$

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 ودیوار بنایی) :

$$V_1 = 0.1811 \times V_{total}$$

$$V_1 = 0.1811 \times 75 = 13582\ \ kg$$

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 $v_a = 0.0645\ {}^{kg}/_{cm^2}$

مقاومت برشی دیوار $\Rightarrow V_{wall} = 11.31 \times 0.40 \times 0.0645 \times \frac{10^3}{10^{-4}} = 2.917\ ton$

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 دیوار از رابطه زیر بدست می آید:

سختی روکش بتنی از رابطه زیر بدست می آید:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_c I_{gc}} + \frac{h}{1.2 A_v G_c}}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f_c}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$$

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_{me} I_{gme}} + \frac{h}{A_v G_{me}}}$$

$$E_{me} = 550\, f_{me}$$

$$G_{me} = 0.40 E_{me}$$

با توجه به رابطه های زیر نسبت سختی روکش به دیوار بنایی برابر است با:

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}} = \frac{E_c t_c}{E_{me} t_{me}} \times \left[\frac{(\frac{h}{l})^2 + 2.5}{(\frac{h}{l})^2 + 2.16} \right]$$

برای دیوار فوق و با فرضیات زیر این نسبت محاسبه می گردد:

$$f_c = 150\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15100\sqrt{150} = 184936\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$t_c = 6\ cm$$

$$f_{me} = 15\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{me=} 550 \times 15 = 8250\ \frac{kg}{cm^2}$$

$t_{me} = 40\ cm$

$h = 360\ cm$

$L_{net} = 1131 cm$

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}} = \left[\frac{184936 \times 6}{8250 \times 40}\right] \times \left[\frac{(\frac{360}{1131})^2 + 2.5}{(\frac{360}{1131})^2 + 2.16}\right] = 3.87$$

مقدار نیروی برشی وارده به روکش بتنی برابر است با

$$\begin{cases} \frac{V_{shot}}{V_{wall}} = 3.87 \\ V_{shot} + V_{wall} = 13.582\ ton \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_{shot} = 10794\ ton \\ V_{wall} = 2.788\ ton\ \le V_{\max(wall)} = 2.917\ ton\ \ ok \end{cases}$$

با توجه به اینکه بتن با ضخامت کم و همچنین کیفیت نامناسب به روی دیوارپاشیده می‌شود و همچنین با توجه به سوابق و تجربیات اجرای روکش بتنی، در محاسبه از مقاومت برشی بتن صرف‌نظر شده و صرفاً بر روی مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده حساب می‌شود.

محاسبه ابعاد چشمه‌های میلگرد روکش بتنی:

فواصل میلگردهای افقی با توجه به نیروی برشی وارد بر دیوار:

$$s = \frac{A_s f_s d}{V}$$

$f_s = 0.55 \times F_y = 0.55 \times 3000 = 1650\ \frac{kg}{cm^2}$

$d = 0.8 L_{net}$

$$If\ use\ \Phi 4 \Rightarrow s = \frac{0.125 \times 0.55 \times 3000 \times (1131 \times 80\%)}{10794 \times 1000} \Rightarrow s = 17.288\ \ cm$$

فواصل میلگردهای قائم:

مساحت مقطع میلگرد قائم برای مقابله با شکست خمشی از ربطه زیر محاسبه می گردد:

با توجه به اینکه روکش بار ثقلی را تحمل نمی کند از این بار صرف نظر می کنیم.

W_1 = وزن دیوار برابر با وزن روکش می باشد.

W_2 = وزن سربار دیواربرابر با صفر در نظر گرفته می شود

$$A_s = \frac{\left[\frac{h}{l}\times 1.4\times V - \frac{1}{2}\times\left(W_1 + W_2\right)\right]}{0.35\times F_Y}$$

$$W_1 = 11.31\times 3.60\times\left[\left(0.08\times 2.5\right)\right] = 8.143 \ \ ton$$

$$W_2 = 0 \ \ ton$$

$$V = 10.794 \ ton$$

$$A_s = \frac{\left[\frac{360}{1131}\times 1.4\times 10794 - \frac{1}{2}\times\left(8143\right)\right]}{0.35\times 3000} = 0.7\, cm^2 \Rightarrow use \ A_s \ \min$$

با توجه به محاسبات فوق از همان قطر و فواصل میلگرد افقی برای آرماتورهای قائم استفاده می‌گردد.

در ادامه ابعاد چشمه های آرماتور برای تمامی دیوارهای ساختمان در غالب جدول محاسبه گردیده است:

ابعاد شبکه های آرماتور

Wall. No.	سطح بارگیر	نسبت مساحت به کل طبقه	مقدار نیروی برشی وارده	طول دیوار	طول موثر	ضخامت موثر	مقاومت نهایی برشی دیوار	نسبت سختی روکش به دیوار	نیروی وارد به دیوار	پایداری دیوار تحت اثر بار جانبی	نیروی وارد به روکش بتنی	$S=(A_{sf}f_yd/V)$ $\phi=4_{mm}$
1	94.37	0.18	13.58	31.72	11.31	0.40	2.918	3.87	2.79	ok	10.79	17.29
2	155.43	0.30	22.37	31.72	19.40	0.40	5.005	3.88	4.58	ok	17.79	17.99
3	110.35	0.21	15.89	22.07	12.59	0.40	3.248	3.87	3.26	Nok	12.63	16.45
4	22.37	0.04	3.22	6.30	3.40	0.40	0.877	3.71	0.68	ok	2.54	22.12
5	66.21	0.13	9.53	22.07	8.17	0.40	2.108	3.85	1.97	ok	7.57	17.82
6	51.29	0.10	7.38	13.15	13.15	0.40	3.393	3.87	1.51	ok	5.87	36.98
7	37.40	0.07	5.38	7.48	6.46	0.40	1.667	3.83	1.12	ok	4.27	24.97
8	47.22	0.09	6.80	6.44	6.44	0.40	1.662	3.82	1.41	ok	5.39	19.72
8–1	64.42	0.12	9.27	6.17	6.17	0.40	1.592	3.82	1.92	Nok	7.35	13.85
9	112.82	0.22	16.24	15.67	12.61	0.40	3.253	3.87	3.33	Nok	12.91	16.12
10	112.04	0.22	16.13	15.67	12.61	0.40	3.253	3.87	3.31	Nok	12.82	16.23
11	58.76	0.11	8.46	15.67	12.61	0.40	3.253	3.87	1.74	ok	6.72	30.95

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 می گردد.

- محاسبه روکش بتنی برای دیوار شماره۱- ۸ در راستای عرضی ساختمان

محاسبه سختی روکش بتنی دورو

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}}=\frac{E_c t_c}{E_{me} t_{me}}\times\left[\frac{(\frac{h}{l})^2+2.5}{(\frac{h}{l})^2+2.16}\right]$$

$f_c=150\ \frac{kg}{cm^2}$

$E_c=15100\sqrt{150}=184936\ \frac{kg}{cm^2}$

$t_c=2\times 6\ cm$

$f_{me}=15\ \frac{kg}{cm^2}$

$E_{me=}550\times 15=8250\ \frac{kg}{cm^2}$

$t_{me}=40\ cm$

$h=360\ cm$

$l_{net}=617\,cm$

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}}=\left[\frac{184936\times 12}{8250\times 40}\right]\times\left[\frac{(\frac{360}{617})^2+2.5}{(\frac{360}{617})^2+2.16}\right]=7.64$$

مقدار نیروی برشی وارده به روکش بتنی برابر است با

$$\begin{cases}\frac{V_{shot}}{V_{wall}}=7.64\\ V_{shot}+V_{wall}=9.27\ ton\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}V_{shot}=8.198\ ton\\ V_{wall}=1.072\ ton\ \le V_{\max(wall)}=1.592\,ton\ \ ok\end{cases}$$

$$s=\frac{A_s f_s d}{V}$$

$f_s=0.55\times F_y=0.55\times 3000=1650\ \frac{kg}{cm^2}$

$d=0.8\,L_{net}$

$$If\ use\,\Phi 4\ for\ \ each\ \ side\Rightarrow s=\frac{0.125\times 0.55\times 3000\times(617\times 80\%)}{8.198/2\times 1000}\Rightarrow s=24.83\ \ cm$$

Wall. No.	سطح بارگیر	نسبت مساحت به کل طبقه	مقدار نیروی وارده برشی	طول دیوار	طول موثر	ضخامت موثر	مقاومت نهایی برشی دیوار	نسبت سختی روکش به دیوار	نیروی وارد به دیوار	پایداری دیوار تحت اثر بار جانبی	نیروی وارد به روکش بتنی	S=($A_s f_y d/V$) Ø= 4mm	نوع روکش
1	94.37	0.18	13.58	31.72	11.31	0.40	2.918	3.87	2.79	ok	10.79	17.29	یک رو t=6 cm
2	155.43	0.30	22.37	31.72	19.40	0.40	5.005	3.88	4.58	ok	17.79	17.99	یک رو t=6 cm
3	110.35	0.21	15.89	22.07	12.59	0.40	3.248	7.74	1.82	ok	14.07	29.53	دو رو t=2x6 cm
4	22.37	0.04	3.22	6.30	3.40	0.40	0.877	3.71	0.68	ok	2.54	22.12	یک رو t=6 cm
5	66.21	0.13	9.53	22.07	8.17	0.40	2.108	3.85	1.97	ok	7.57	17.82	یک رو t=6 cm
6	51.29	0.10	7.38	13.15	13.15	0.40	3.393	3.87	1.51	ok	5.87	36.98	یک رو t=6 cm
7	37.40	0.07	5.38	7.48	6.46	0.40	1.667	3.83	1.12	ok	4.27	24.97	یک رو t=6 cm
8	47.22	0.09	6.80	6.44	6.44	0.40	1.662	3.82	1.41	ok	5.39	19.72	یک رو t=6 cm
8–1	64.42	0.12	9.27	6.17	6.17	0.40	1.592	7.64	1.07	ok	8.20	24.83	دو رو t=2x6 cm
9	112.82	0.22	16.24	15.67	12.61	0.40	3.253	7.75	1.86	ok	14.38	28.93	دو رو t=2x6 cm
10	112.04	0.22	16.13	15.67	12.61	0.40	3.253	7.75	1.84	ok	14.28	29.13	دو رو t=2x6 cm
11	58.76	0.11	8.46	15.67	12.61	0.40	3.253	3.87	1.74	ok	6.72	30.95	یک رو t=6 cm

مینیمم مقدار آرماتورهای مصرفی در روکش بتنی و با توجه به استفاده از شبکه های جوش شده برابر با ۰/۲ ٪ مـی باشـد بنـابراین بافرض استفاده از روکش بتنی با ضخامت ۶ سانتیمتر آرماتور مورد نیاز برابر است با

$\rho_{min} = 0.002$

$A_{s\,min} = 0.002 \times 6 \times 100 = 1.2 \Rightarrow$

$use\ \Phi 4@10\,cm \Rightarrow 10 \times 0.125 = 1.25 \geq 1.2\ ok$

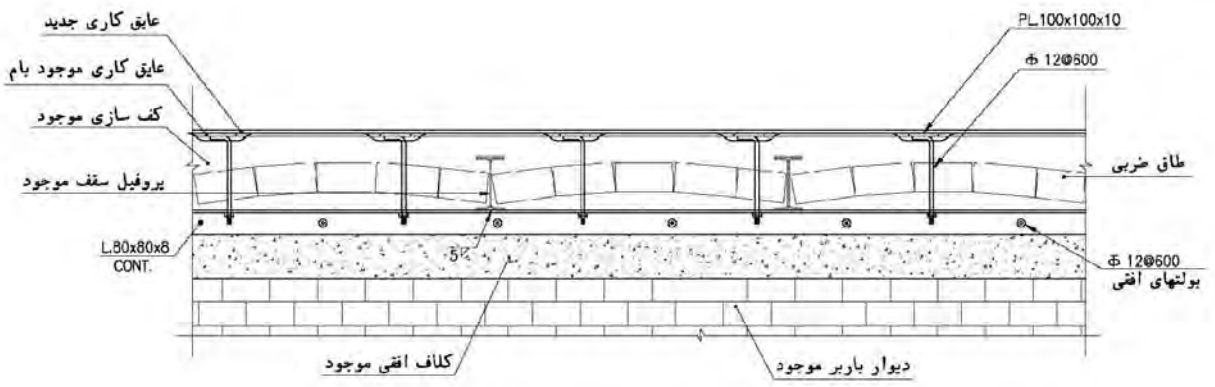
مینیمم مقدار آرماتورهای مصرفی در روکش بتنی و با توجه به استفاده از شبکه های جوش شده برابر با ۰/۲ ٪ مـی باشـد بنـابراین بافرض استفاده از روکش بتنی با ضخامت ۶ سانتیمتر آرماتور مورد نیاز برابر است با:

$\rho_{min} = 0.002$

$A_{s\,min} = 0.002 \times 6 \times 100 = 1.2 \Rightarrow$

$use\ \Phi 4@10cm \Rightarrow 10 \times 0.125 = 1.25 \geq 1.2\ ok$

محاسبه اتصالات روکش بتنی به سقف :



اتصال روکش بتنی به سقف

برای اتصال روکش بتنی به سقف از اتصالات مطابق شکل فوق استفاده می نماییم . برای ایـن اتصـال از نبشـی 80x80x8 در زیر سقف استفاده می گردد این نبشی توسط بولتهای افقی و قائم به سقف متصل شده است ، این اعضا به صورت زیـر کنتـرل مـی شوند:

۱- کنترل بولت ها

ماکزیمم نیروی برشی وارد به دیوار مطابق محاسبات انجام شده برابر با 14.126 ton/m برای دیوار شماره ۱ می باشد (از تقسیم نیرو بر طول دیوار و مقایسه نتایج حاصله) و بدلیل اینکه بولتها متصل کننده دیوار و روکش می باشند برای نیروی کل وارد به دیـوار بر حسب سطح بارگیر، محاسبه می گردند:

$F_v = 0.8 \times 0.22 \times F_u$

$F_v = 0.8 \times 0.22 \times 5000 = 880\ {}^{kg}\!/_{cm^2}$

$use\,\Phi 12 \Rightarrow A_s = 1.13\,cm^2$

$SHEAR\,CAPACITY\,FOR\ \ 1\Phi 12 = 1.13 \times 880 = 995\,Kg$

$$for\ ground\ \ floor \rightarrow V_{\max} = 13.580\ {}^{ton}/_{m} \Rightarrow n = 13.580 \times 1000 / 995 = 13.648$$

$$L_{net} = 11.31m \Rightarrow \frac{11.31}{13.648} = 0.82\ m$$

$$use\ \ \Phi 12\ @\ \ 60\ cm$$

۲- کنترل نبشی های محیطی زیر سقف

این نبشی به صورت زیر محاسبه می گردد:

-برش داخلی (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می گردد)

$$V_{\max} = 10.79\ \ ton\,in\ 11.31m$$

$$F_v = 0.4F_y$$

$$F_v = 0.4 \times 2400 = 960\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$SHEAR\ CAPACITY\ FOR\ \ L80 \times 80 \times 8 = 0.8 \times 960 = 768\ {}^{Kg}/_{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{10790}{1131} = 9.54 \prec 768 ok$$

-نیروی محوری (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می گردد)

با توجه به فواصل بولتها طول آزاد عضو فشاری برابر با 60 cm می باشد بولتها به صورت یکی در میان و فواصل ۶۰ سانتیمتری به دیوار و سقف متصل می گردند در نتیجه ماکزیمم طول آزاد نبشی بین بولتها ۶۰ سانتیمتر می باشد:

$$IF\ \ use\ \ \ L\ 80 \times 80 \times 8$$

$$\lambda = \frac{K\ L}{r} = \frac{1 \times 60}{2.42} = 24.8\ \Rightarrow F_a = 1354\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10790}{12.3} = 877.23\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Rightarrow 877.23 \prec 1354\ ok$$

- کنترل جوش آرماتور روکش بتنی به نبشی

ساق جوش ۲ میلیمتر در نظر گرفته می شود. (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می گردد)

$$L = \frac{V}{650D} \Rightarrow If\ \ D = 2mm \Rightarrow \frac{\frac{10790}{1131} \times 100}{650 \times 0.2} = 7.338cm$$

$$\Phi 4@100\,mm \Rightarrow 10\,in 1m$$

$$7.338/10 = 0.75\ cm$$

با توجه به خم کردن آرماتورها جهت اتصال به نبشی و ناصاف بودن انتهای میلگرد و سهولت در اجرا در جهت اطمینان طول جوش برای هر میلگرد برابر با ۵ سانتیمتر در نظر گرفته می شود.

- 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.

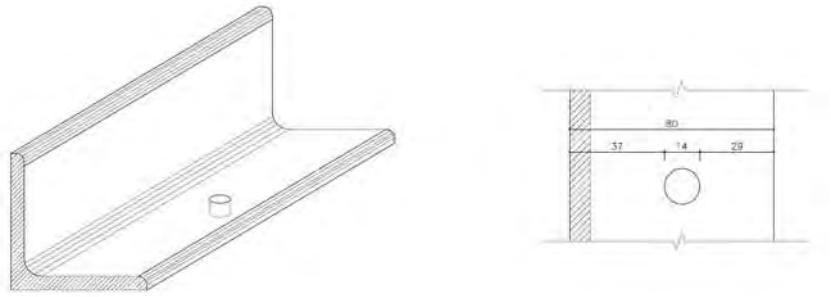
- حداقل فاصله تا لبه

فاصله مرکز سوراخهای استاندارد تا لبه قطعه اتصال شونده(لبه نوردشده ورق) نباید از۲ برابر قطر بولت کمتر باشد

- حداکثر فاصله تا لبه

حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه برای قطعات رنگ 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 می شوند:



شکل ۴۳- محل سوراخهای نبشی

1) $3d \prec 300\ mm \Rightarrow 3\times 12 \prec 300\ mm \qquad ok$

2) $2d \le 29\ mm \Rightarrow 2\times 12 \prec 29\ mm \qquad ok$

3) $29 \prec 8t\ or\ 125\ mm \Rightarrow 29 \prec 8\times 8\ or\ 125\ mm \quad ok$

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 می نماییم.

$V_{\max} = 13.58\ ton in 11.31 m$

$F_v = 0.8\times 0.22\times F_u$

$F_v = 0.8\times 0.22\times 5000 = 880\ {}^{kg}\!/_{cm^2}$

$SHEAR\ CAPACITY\ FOR\ 1\Phi 4 = A_s \times F_v = 0.125\times 880 = 110\ kg$

$$n = \frac{13580}{110} = 123.454$$

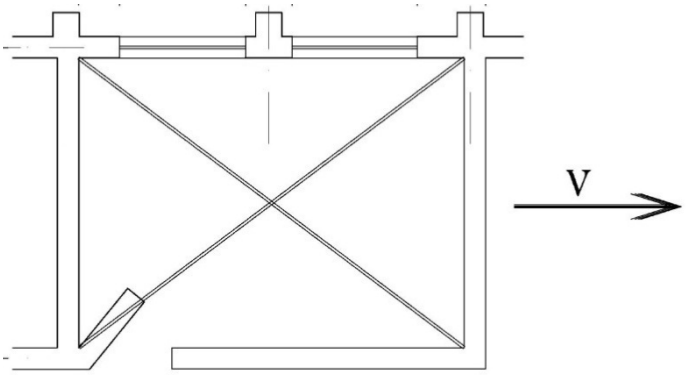
$need\ 123.454\ bolts\ in\ 11.31 \times 3.60\, m^2$

$$\Rightarrow \frac{11.31 \times 3.60}{123.454} = 0.3298 bolts\ in\ 1m^2 \Rightarrow \sqrt{0.3298} = 0.56\ m$$

$$\Rightarrow use\, \Phi 4\ @ 500 \times 500\ mm$$

محاسبه تسمه های ضربدری منسجم کننده سقف :

چون این تسمه ها جهت انسجام سقف به کار می روند باید توانایی تحمل نیروی برشی وارد بر سقف را داشته باشند. نهایتا مساحت این تسمه ها مطابق توصیه آیین نامه 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:



تسمه های ضربدری

$$V_i = 0.33 \times A\, I\, W_i$$

$$W_i = A_i \times (DL + \lambda\, LL)$$

$$W_i = 25 \times 630 = 15.75\ \ ton$$

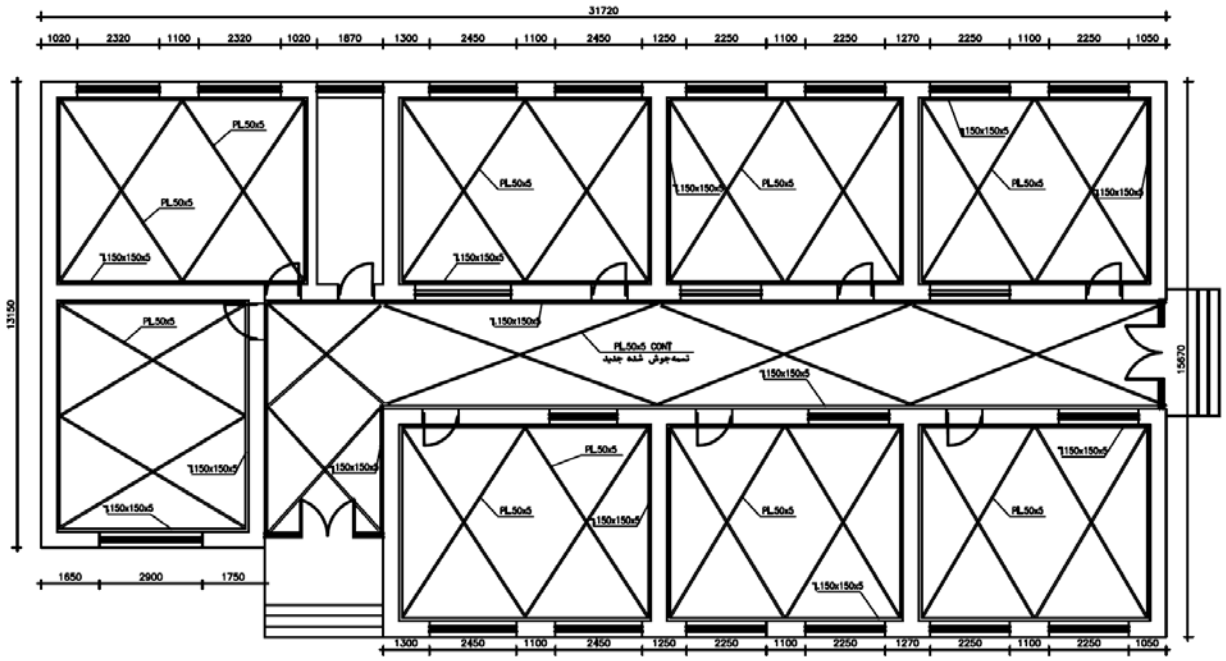
$$V_i = 0.33 \times 0.3 \times 1.2 \times 15.75 = 1.871\ ton$$

$$T = \max\left[\frac{1.871}{2\cos 40} = 2.44 ton\ \&\ \frac{1.871}{2\sin 40} = 1.45 ton \right]\ \ (for\ each\ plate)$$

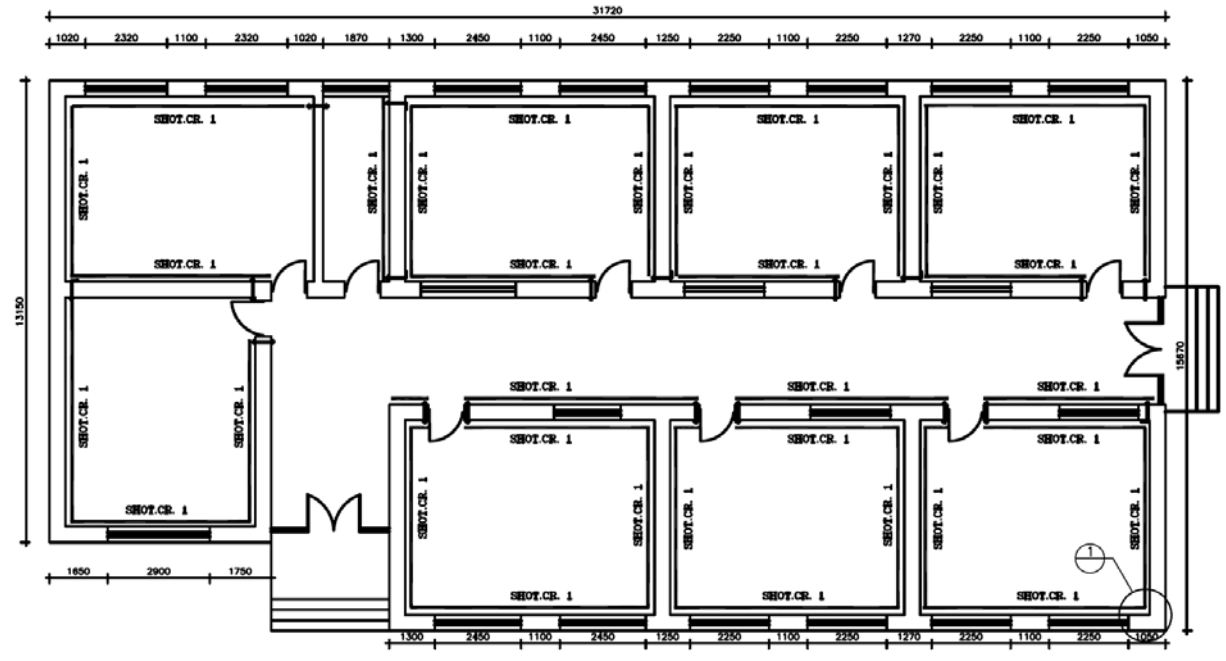
$$F_t = \min(0.6\, F_y\ or\ 0.5 F_u) = 1440\, {}^{kg}\!/_{cm^2}$$

$$\frac{2440}{1440} = 1.696\ \ cm^2$$

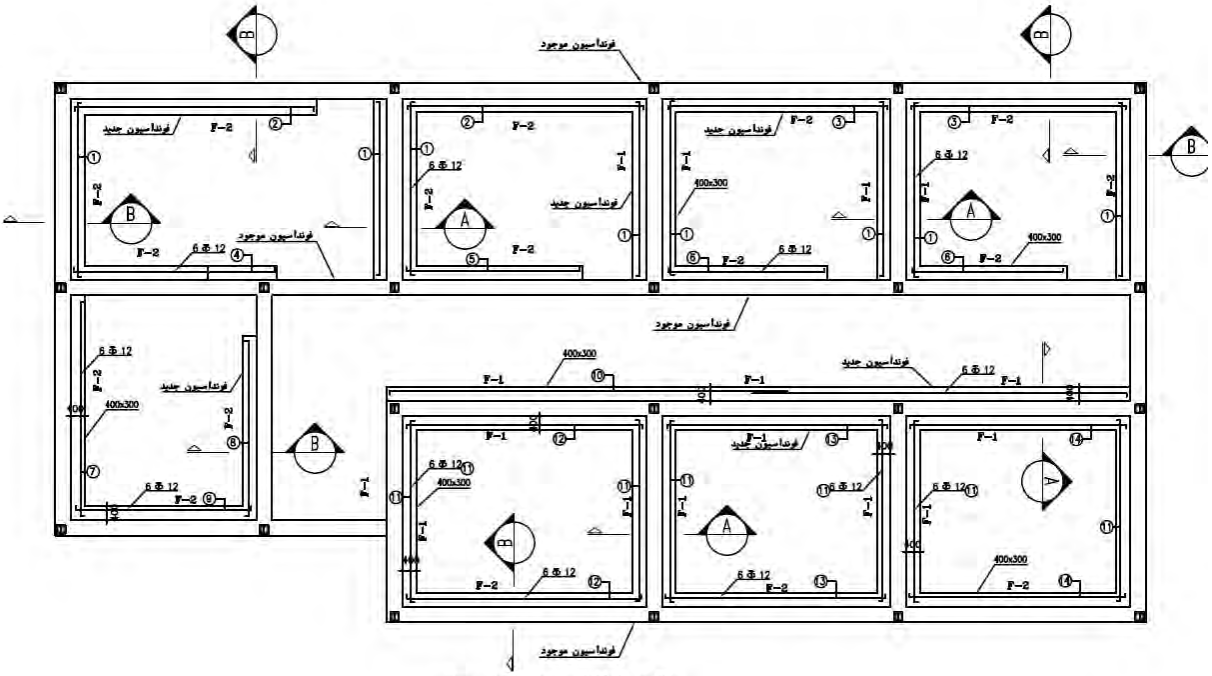
$$use\ \ plate\ \ 50 \times 5\ mm$$



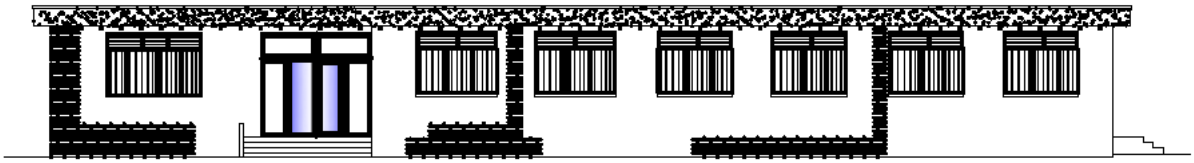
تسمه‌ها و نبشی‌های زیر سقف



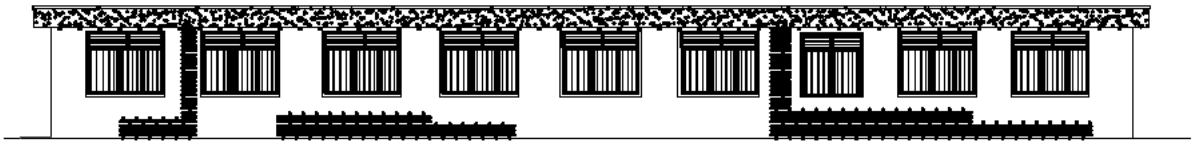
پلان روکش بتنی



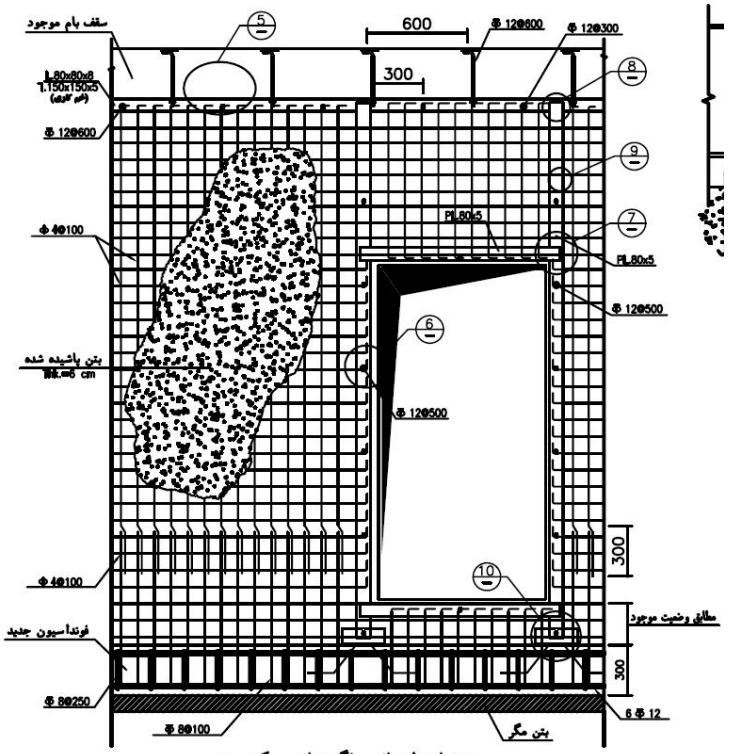
پلان فونداسیون روکش بتنی



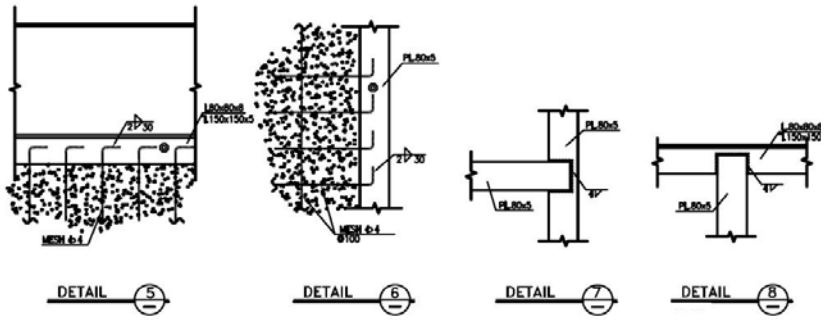
تغییرات نمای جنوبی



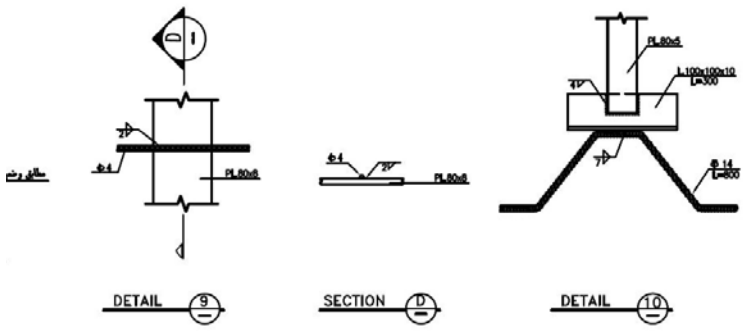
تغییرات نمای شمالی



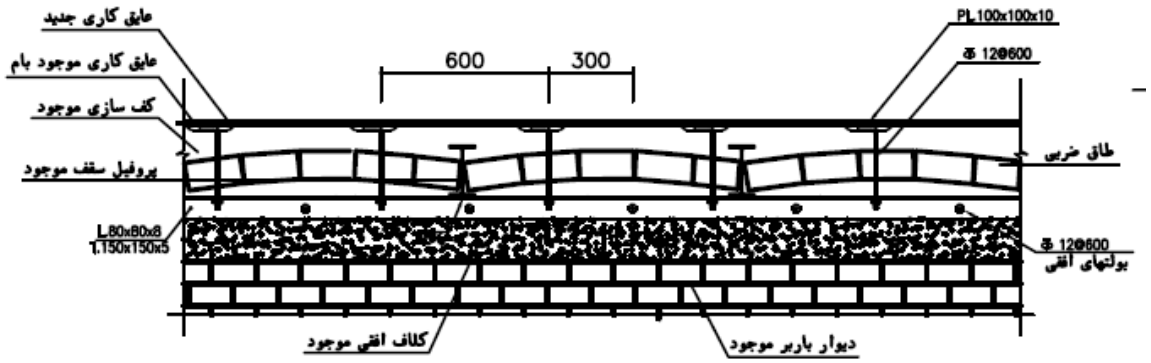
جزئیات اتصال میلگردهای روکش بتنی



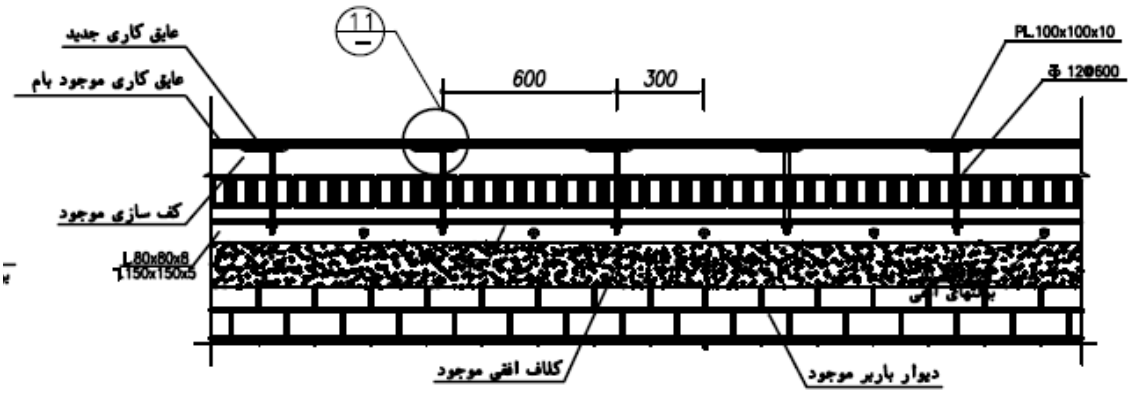
DETAIL 5 DETAIL 6 DETAIL 7 DETAIL 8



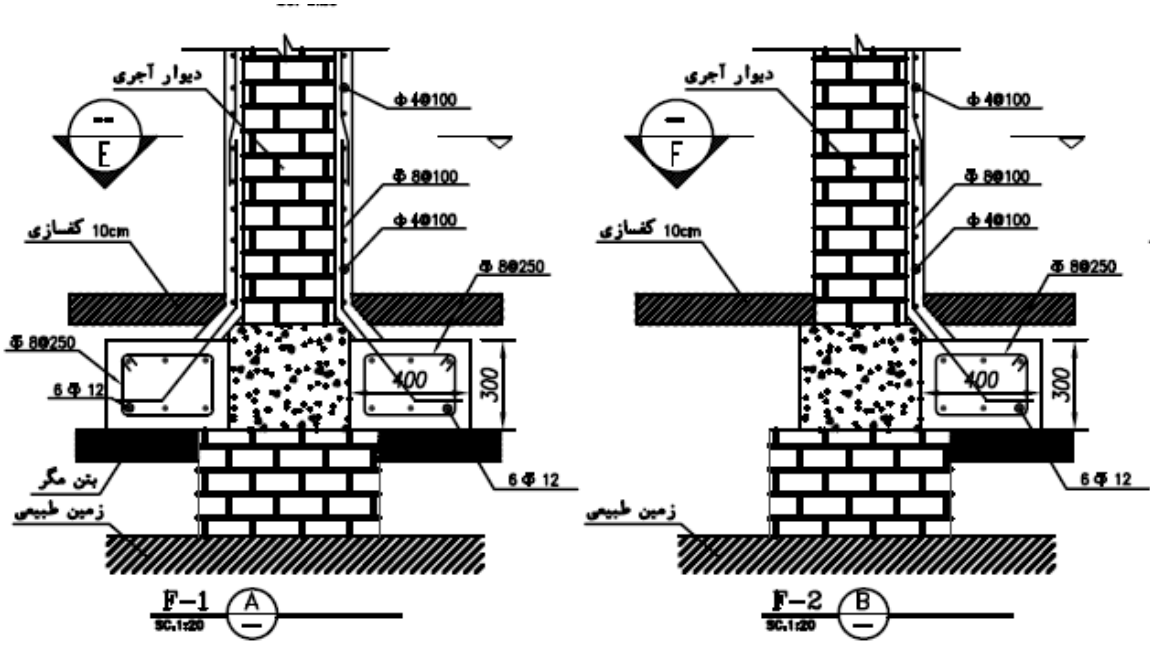
DETAIL 9 SECTION D DETAIL 10

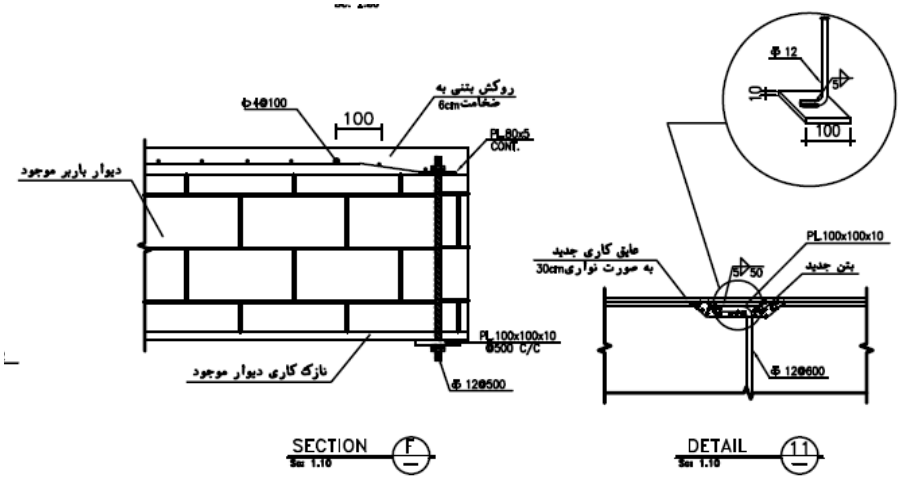


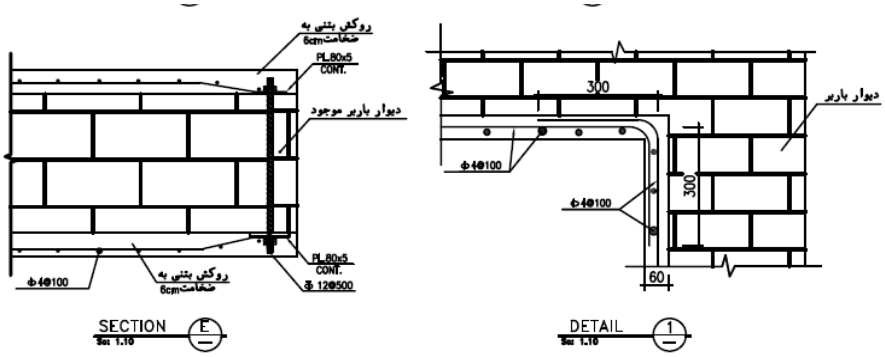
جزئیات اتصال نبشی های زیر بام در جهت عمود بر تیرچه ریزی

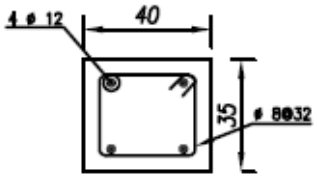


جزئیات اتصال نبشی های زیر بام در جهت تیرچه ریزی









آرماتور گذاری فونداسیون موجود

۸-۷- مراجع

[1] FEMA356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.

[۲] نشریه ۳۷۶، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان های بنایی غیرمسلح موجود.

[۳] تجربیات عملی.

[۴] نشریه ۳۴۵، راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP.

[5] ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.

[۶] استاندارد ۲۸۰۰ ، آیین‌نامه زلزله ایران، ویرایش سال ۱۳۸۴.