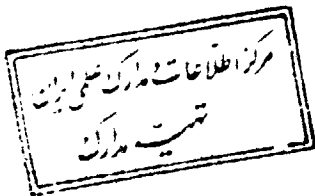


۱۳۷۶ / ۹ / ۱۴

* ۲۰

نسخه منتهی تدوین



دانشگاه علم و صنعت ایران

دانشکده عمران

پایان نامه :

جهت دریافت درجه کارشناسی ارشد

مقاوم سازی ساختمانهای موجود با مصالح بتائی در برابر زلزله

استاد راهنما

دکتر فریدون امینی

نام دانشجو: محسن توده فدوی

زمان: دوشنبه ۷۵/۱۲/۲۷ ساعت ۱۵/۳۰

مکان: سالن کنفرانس دانشکده عمران

حضور دانشجویان کارشناسی ارشد توصیه می شود.

چکیده:

تقویت ساختمان موجود، یا ساختمانی که بر اثر زلزله آسیب دیده است معمولاً از نظر فنی بسیار پیچیده‌تر از طرح و اجرای ساختمانی جدید است. نامشخص بودن اجزای سازه‌ای، و نوع مقاومت مصالح مصرف‌شده از یکسو و عدم تطابق ساختمان‌های موجود با مدل‌های کلاسیک سازه‌ای نظیر قابهای گیردار، قابهای بادبندی شده و غیره از سوی دیگر، تخمین لرزه‌ای ساختمان را بسیار دشوار می‌کند. علاوه بر این درجه یکپارچگی سقف‌ها و نیز نحوه اتصال اجزای سازه‌ای به یکدیگر نامشخص است. از طرف دیگر تنوع شکل و جزئیات اجرایی در ساختمانهای موجود و تفاوت درجه اهمیتشان موجب می‌شود تا روشها و سقف قابل قبول برای هزینه‌های تقویت ساختمان‌ها یکسان نباشد؛ انتخاب روش مناسب برای تقویت یا تعمیر هر ساختمان معین تا حدود زیادی به شرایط آن ساختمان و سلیقه و درجه تسلط و آشنایی مهندس طراح با رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بستگی دارد. در اینجا ضمن بررسی رفتار ساختمان‌های بنایی در مقابل زلزله و روش‌های تعمیر، بازسازی و تقویت اینگونه ساختمانها، مبانی محاسباتی در ارزیابی و تقویت ساختمان‌ها مورد بحث قرار گرفته است.



فهرست مطالب

عنوان	صفحه
مقدمه	۱
۱- فلسفه بهسازی و تقویت ساختمانها	۴
۲- نمونه‌هایی از گسیختگی و انهدام ساختمانهای بنایی ناشی از زلزله ...	۱۱
۳- مقدمات طرح تقویت	۲۲
۳-۱- بازرسی سازه آسیب دیده	۲۲
۳-۲- آزمایشها و اندازه‌گیریها	۲۳
۳-۲-۱- ارزیابی خرابی	۲۴
۳-۲-۲- اندازه‌گیریها و آزمایشها جهت تعیین شرایط ساختمان قبل از وقوع زلزله	۲۴
۳-۳- تخمین نیروی زلزله اعمال شده به سازه	۲۵
۳-۳-۱- تخمین نیروهای زلزله با استفاده از داده‌های لرزه‌شناسی	۲۵
۳-۳-۲- محاسبه نیروی زلزله به کمک سعی و خطا - شبیه‌سازی به روش تحلیلی	۲۹
۴- روشهای تعمیر، بازسازی و تقویت ساختمانها	۳۱
۴-۱- تقویت سقفها و بامها	۳۲
۴-۱-۱- تعبیه دال جدید	۳۲
۴-۱-۲- تقویت سقف چوبی	۳۲
۴-۱-۳- سقفهای طاق ضربی	۳۷
۴-۱-۴- طاقهای قوسی	۳۹

صفحه	عنوان
۴۱	۴-۲- تقویت دیوارها.....
۴۱	۴-۲-۱- ترک خوردگی جزئی دیوارها
۴۶	۴-۲-۲- ترک خوردگی شدید در دیوارها
۴۸	۴-۲-۳- ترک در تکیه گاه قوس
۵۲	۴-۲-۴- برآمدگی موضعی
۵۲	۴-۲-۵- پوششهای بتن آرمه
۵۹	۴-۲-۶- تقویت با استفاده از پشت بند
۶۵	۴-۲-۷- تقویت با استفاده از پیش تنیدگی
۶۵	۴-۳- آسیبهای وارد به اتصالات
۶۵	۴-۳-۱- فرو ریختگی گوشه
۶۷	۴-۳-۲- انفصال وجدایی دیوارهای متصل به یکدیگر
۶۷	۴-۳-۲-۱- وصله کردن سنگها
۷۰	۴-۳-۲-۲- قالب بندی و بتن ریزی ستون
۷۰	۴-۳-۲-۳- نصب میلگرد کلاف
۷۳	۴-۳-۲-۴- نصب صفحات فولادی
۷۳	۴-۴- تقویت فونداسیون
۷۵	۴-۴-۱- تزریق بتن در زیر پی های در حال نشست
۷۹	۴-۴-۲- تقویت پی های نواری
۸۴	۴-۴-۳- نشست پی در اثر بوجود آمدن چاهک
۹۱	۴-۵- زمکشی در اطراف ساختمان

صفحه	عنوان
۹۳	۵- مبانی محاسباتی در ارزیابی و تقویت ساختمانها.....
۹۳	۵-۱- ماهیت نیروی زلزله.....
۹۶	۵-۲- عملکرد ساختمانهای آجری غیر مسلح در مقابل زلزله.....
۹۷	۵-۳- برآورد نیروهای زلزله.....
۱۰۰	۵-۴- ارزیابی مشخصات سازه.....
۱۰۰	۵-۴-۱- روش کیفی - طبقه بندی خرابی.....
۱۰۳	۵-۴-۲- مراحل اصلاح.....
۱۰۴	۵-۴-۳- ملاک فوریت ترمیم و تقویت.....
۱۰۴	۵-۴-۴- نحوه ترمیم.....
۱۰۵	۵-۴-۵- انتخاب ابزار و تکنولوژی مناسب.....
۱۰۵	۵-۵- توصیه های طراحی.....
۱۰۶	۵-۵-۱- ضریب اطمینان جزئی بارگذاری.....
۱۰۸	۵-۵-۲- ضریب اطمینان جزئی مصالح.....
۱۱۱	۵-۵-۳- آرایش نیروها در عناصر سازه پس از ترمیم و تقویت.....
۱۱۲	۵-۵-۴- ضرایب تصحیح برای مشخصات مقاطع.....
۱۱۳	۵-۵-۵- ارزیابی میزان تأثیر مرمت و تقویت.....
۱۱۴	۵-۶- توزیع نیروهای بین دیوارهای برشی.....
۱۱۴	۵-۶-۱- سختی دیوار برشی.....
۱۱۷	۵-۷- مقاومت برشی دیوارهای آجری غیر مسلح.....
۱۱۹	۵-۸- طراحی دیوارهای برشی آجری مسلح.....

صفحه	عنوان
۱۱۹	۵-۸-۱- محاسبه میلگردهای قائم
۱۲۰	۵-۸-۲- محاسبه میلگردهای افقی
۱۲۳	۵-۹- استفاده از کمرکش
۱۲۵	۵-۱۰- محاسبه مقاومت لرزه ای دیوار روکش دار
۱۲۶	۵-۱۱-۱- کلاف بندی
۱۲۷	۵-۱۱-۲- محاسبه مقاومت قابهای مرکب (به کمک جداول طراحی)
۱۳۰	۵-۱۲- مقاومت لرزه ای دیوارهای تقویت شده بامیلگردهای قائم و پس تنیده
۱۳۴	۶- ساختمانهای روستایی مقاوم در برابر زلزله
۱۳۴	۶-۱- ساختمانهای خشتی و گلی
۱۳۴	۶-۱-۱- علل خرابی ساختمانهای خشتی در موقع بروز زلزله
۱۳۵	۶-۱-۲- کیفیت خشت
۱۳۶	۶-۱-۳- پی ها
۱۳۶	۶-۱-۴- آجرکاری دریای دیوارها
۱۳۷	۶-۱-۵- ساختن دیوارها
۱۳۸	۶-۱-۶- بازشوها در دیوارها
۱۴۰	۶-۱-۷- تیرهای چوبی کلاف
۱۴۰	۶-۱-۸- پشت بندها
۱۴۲	۶-۱-۹- سقف
۱۴۲	۶-۲- ساختمانهای قاب چوبی

صفحه	عنوان
۱۴۶	۱-۲-۶- علل اصلی خسارات زلزله به ساختمانهای چوبی
۱۴۷	۲-۲-۶- راههای جلوگیری از خسارات فوق
۱۴۷	۳-۲-۶- قاب بندی دیوارهای ستونچه ای
۱۴۹	۴-۲-۶- مهاربندی قائم در دیوارها
۱۴۹	۵-۲-۶- مهاربندی افقی در گوشه ها
۱۵۱	۶-۲-۶- اندازه الوارها
۱۵۲	۷-۲-۶- اتصالات
۱۵۵	۸-۲-۶- پوشش دیوار
۱۵۶	۹-۲-۶- حفاظت چوب
۱۵۷	نتایج و پیشنهادات
۱۵۹	مراجع

فهرست اشکال و جداول

عنوان	صفحه
شکل ۱- نمایش شمانیک حاشیه ایمنی، فرو بایگی و موارد مختلف بهسازی	۵
شکل ۲- روند تقلیل حاشیه ایمنی و اثر بهسازی در افزایش آن	۶
شکل ۳- تقلیل حاشیه ایمنی در طول زمان و پایان یافتن عمر مفید فنی	۹
شکل ۴- تقلیل تدریجی حاشیه ایمنی، مقابله با آن و افزایش عمر مفید فنی از طریق بهسازی	۹
شکل (۲-۱) پایداری سقف تیر آهن و طاق ضربی بعلت وجود کلاف بتن آرمه	۱۲
شکل (۲-۲) خرابی سقف تیر آهن و طاق ضربی	۱۲
شکل (۲-۳) تأثیر عناصر قائم در ساختمان	۱۳
شکل (۲-۴) ساختمان با مصالح بنایی و خرابی دیوار جانبی	۱۳
شکل (۲-۵) آسیب در گوشه های ساختمان های بنایی	۱۴
شکل (۲-۶) ساختمان با مصالح بنایی (خسارت به گوشه ساختمان)	۱۴
شکل (۲-۷) فرود آمدن کلاف بتن آرمه ساخته شده از سنگ لاشه	۱۵
شکل (۲-۸) خسارت به گوشه ساختمان و ترک ضربدری در فاصله بین دو پنجره	۱۵
شکل (۲-۹) خط دوم دفاع برای جلوگیری از فرو ریختن سقف	۱۶
شکل (۲-۱۰) تیرچه های فولادی و تلفات ناشی از بد اجرا کردن آنها	۱۷
شکل (۲-۱۱) خسارت به گوشه یک ساختمان آجری	۱۸
شکل (۲-۱۲) جدا شدن و سقوط دیوار جانبی که فاقد اتصال کافی با دیوارهای عرضی است	۱۹
شکل (۲-۱۳) دو نمونه از ساختمان های خشتی و گلی تخریب شده در اثر زلزله	۲۰
شکل (۲-۱۴) دو نمونه از ساختمان های با مصالح سنگی تخریب شده در اثر زلزله	۲۱
شکل (۳-۱) روند تقریبی به منظور تخمین ضریب برش پایه ناشی از زلزله	۲۶
شکل (۴-۱) تأمین یکپارچگی و تقویت کف موجود	۳۳
شکل (۴-۲) جزئیات دال تعبیه شده	۳۴
شکل (۴-۳) تقویت کف چوبی با تخته	۳۵

صفحه	عنوان
۳۵	شکل (۴-۴) تقویت کف چوبی با دال بتن آرمه
۳۶	شکل (۴-۵) اتصال کف به دیوار
۳۶	شکل (۴-۶) اتصال کف به دیوار
۳۸	شکل (۴-۷) افزایش درجه یکپارچگی در سقفهای تاق ضربی
۳۸	شکل (۴-۸) افزایش یکپارچگی سقف به کمک کلاف های افقی
۴۰	شکل (۴-۹) نمونه ای از مهار کششی
۴۰	شکل (۴-۱۰) نمونه ای از مهار برشی
۴۰	شکل (۴-۱۱) تقویت قوس های بالای بازشوها
۴۳	شکل (۴-۱۲) روش تزریق دوغاب در ترک خوردگی جزئی دیوارها
۴۷	شکل (۴-۱۳) و (۴-۱۴) وصله کردن ترک های بزرگ قائم در دیوارها
۴۹	شکل (۴-۱۵) استفاده از کلاف های قائم در ترک های بزرگ اریب
۵۱	شکل (۴-۱۶) ترمیم ترک در تکیه گاه قوس
۵۳	شکل (۴-۱۷) و (۴-۱۸) برآمدگی موضعی
۵۴	شکل (۴-۱۹) پوشش بتن آرمه و بریدگی مهار
۵۴	شکل (۴-۲۰) دال بتن آرمه برای تقویت کف
۵۶	شکل (۴-۲۱) جزئیات آرماتوربندی پوشش بتن آرمه در محل تقاطع با دال
۵۸	شکل (۴-۲۲) تقویت پوشش بتن آرمه با استفاده از پشت بند بتن آرمه
۵۸	شکل (۴-۲۳) جزئیات مهار کردن پوشش بتن آرمه با دیوار
۶۰	شکل (۴-۲۴) پوشش بتن آرمه در سطوح درونی
۶۲	شکل (۴-۲۵) تقویت دیوارهای طویل با افزودن پشت بند آجری
۶۳	شکل (۴-۲۶) و (۴-۲۷) جزئیات تقویت دیوارهای خشتی و گلی با استفاده از پشت بند
۶۴	شکل (۴-۲۸) و (۴-۲۹) استفاده از ستون های مایل در اطراف ساختمان
۶۶	شکل (۴-۳۰) تقویت دیوارها با پیش تنیدگی افقی

صفحه	عنوان
۶۸	شکل (۴-۳۱) و (۴-۳۲) تعمیر و تقویت گوشه فرو ریخته دیوار
۶۹	شکل (۴-۳۳) استفاده از کلاف قائم بتن آرمه برای تقویت گوشه دیوار
۶۹	شکل (۴-۳۴) وصله کردن سنگها در گوشه ها
۷۱	شکل (۴-۳۵) استفاده از کلاف بتن آرمه، پوشش جزئی در اتصالات دیوار
۷۱	شکل (۴-۳۶) پیوند گوشه ها با ترک خوردگی تصادفی
۷۲	شکل (۴-۳۷) نصب میلگردهای کلاف برای تقویت اتصالات
۷۲	شکل (۴-۳۸) و (۴-۳۹) نصب صفحات فولادی برای تقویت اتصالات
۷۶	شکل (۴-۴۳) و (۴-۴۴) و (۴-۴۵) استفاده از کلاف برای مهار پی های منفرد
۷۸	شکل (۴-۴۷) و (۴-۴۸) تزریق بتن در زیر پی های در حال نشست
۸۰	شکل (۴-۴۹) و (۴-۵۰) تقویت پی های نواری
۸۲	شکل (۴-۵۱) تقویت پی های موجود با استفاده از دو پی نواری در طرفین پی موجود
۸۳	شکل (۴-۵۲) تقویت پی های موجود با استفاده از یک پی نواری در یکطرف پی موجود
۸۶	شکل (۴-۵۳) شمع بندی زیر سقف
۸۷	شکل (۴-۵۴) و (۴-۵۵) شمع بندی و پل کشی زیر دیوار
۸۹	شکل (۴-۵۶) تنگ بستن برای نگهداری دیوار از رانش
۹۰	شکل (۴-۵۷) و (۴-۵۸) نشست پی در اثر بوجود آمدن چاهک
۹۲	شکل (۴-۵۹) و (۴-۶۰) زهکشی در اطراف ساختمان
۹۴	شکل (۵-۱) طیف پاسخ زلزله های مخرب
۹۵	شکل (۵-۲) تأثیر کمبود مقاومت بر جابجایی سازه در مقابل زلزله
۹۵	شکل (۵-۳) مقایسه نرمی ساختمان آجری و سوله
۱۰۲	شکل (۵-۴) طبقه بندی کردن آسیب ها در سازه های بنایی
۱۰۲	شکل (۵-۵) ضریب طراحی طیف واکنش β بعنوان تابعی از دوره تناوب طبیعی ساختمان
۱۱۶	شکل (۵-۶) جابجایی ناشی از نیروی زلزله در دیوارهای برشی

عنوان	صفحه
شکل (۵-۷) دیوار آجری تحت سربار و نیروی برشی	۱۱۸
شکل (۵-۸) دیوار برشی مسلح	۱۲۱
شکل (۵-۱۰) کمرکش در دیوارهای برشی	۱۲۴
شکل (۵-۱۱) تأثیر میلگردهای قائم پس تنیده	۱۳۱
شکل (۶-۱) نمونه‌ای از ساختمان‌های روستایی	۱۳۳
شکل (۶-۲) مقطع مناسب برای دیوارهای خشتی و گلی	۱۳۹
شکل (۶-۳) تیرهای چوبی کلاف	۱۳۹
شکل (۶-۴) و (۶-۵) و (۶-۶) تیرهای چوبی کلاف	۱۴۱
شکل (۶-۷) و (۶-۸) و (۶-۹) مراحل ساخت ساختمان‌های خشتی	۱۴۳
شکل (۶-۱۰) و (۶-۱۱) قاب‌بندی دیوارهای ستون‌چاهی	۱۴۸
شکل (۶-۱۲) و (۶-۱۳) اتصالات بین اعضای چوبی	۱۵۳
شکل (۶-۱۴) و (۶-۱۵) اتصالات بین اعضای چوبی	۱۵۴
جدول (۵-۱) تعیین تقریبی نسبت ظرفیت بر حسب درجه خرابی	۱۰۳
جدول (۵-۲) نسبت ضریب اطمینان مصالح موجود در ساختمان به ساختمان نوساز	۱۰۹
جدول (۵-۳) ضریب‌های مقاومت برشی دیوارهای برشی	۱۱۸

مقدمه :

فلات ایران بر یکی از کمربندهای زلزله واقع شده و از این رهگذر گاه گاه نقطه‌ای از پهنه میهن اسلامی دستخوش لرزشهای مرگبار زلزله می‌گردد. نمونه‌های بارز آن را زلزله (۳۱ خرداد ۱۳۶۹) منجیل و زنجان یا زلزله (۲۵ شهریور ۱۳۵۷) طبس و یا زلزله‌های قبل از آن در ناغان (۱۷ فروردین ۱۳۵۶) - یوئین زهرا (۱۳۴۱) - فردوس (۱۳۴۷) و غیره می‌توان نام برد.

گرچه دلایل بروز زلزله و یا زمان و مکان آن بروشنی مشخص نیست ولی در هر حال تا آنجا که مشخص شده است، تغییر شکلهای ناشی از حرکت‌های قاره‌ها نسبت به یکدیگر (عوامل تکتونیک) باعث افزایش انرژی ذخیره شده در پوسته جامد زمین گردیده و وقتی به حد گسیختگی رسید، به ناچار این پوسته گسیخته شده و بخشی از انرژی ذخیره شده آزاد می‌گردد، و در این زمان پدیده لرزش زمین بوجود می‌آید. چون انرژی آزاد شده بسیار زیاد و ناگهانی است، باعث ارتعاش شدید زمین گردیده و ساختمانهایی که برای مقاومت در برابر این ارتعاشها طرح نشده‌اند دچار گسیختگی و انهدام می‌گردند. از آنجایی که کشور ما در بین سه قاره واقع شده است، پوسته جامد زمین تحت تأثیر فشارهای جابجایی قاره‌ها قرار گرفته و میزان لرزه خیزی آن بالا می‌رود. (نظریه تکتونیک صفحات)

بطور کلی مطالعات دقیق لرزه شناسی در منطقه زلزله خیزی مانند ایران به لحاظ احتراز از هدر رفتن سرمایه‌های مالی و جانی موردی است که نباید به آسانی از آن گذشت. در هشتاد سال گذشته، در سطح جهان (۱/۵) میلیون و در ایران حدود صد هزار نفر در اثر خرابیهای ناشی از زلزله جان خود را زادست داده‌اند، این رقم در مقایسه با کل تلفات جهان (۶/۷٪) می‌باشد. حال آنکه جمعیت ایران حدود (۱٪) جمعیت دنیا است. این میزان خسارت قابل توجه، نشان می‌دهد که ما نسبت به مساحت کشورمان

تلفات سنگینی داشته‌ایم. در سال (۱۹۲۰ و ۱۹۲۳) ژاپن در حدود صد هزار تلفات ناشی از زلزله داشت که پس از چهل سال با آماده شدن و ساختن ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله در اثر وقوع زمین لرزه‌های شدید، تعداد تلفات به (۲۶) نفر تقلیل پیدا کرد. و از همین جا نقش به انجام رسانیدن مطالعات دقیق برای انتخاب محل و تأمین ایمنی تاسیسات شهری، صنعتی و عمرانی در برابر زلزله محسوس تر می‌گردد. به عبارت دیگر به ناچار بایستی برای مقابله با این پدیده طبیعی، اندیشه را در جهت مقاوم سازی ساختمانها راهنمایی کرد. و در این میان ساختمانهای سستی که با مصالحی چون آجر، بلوک، ماسه سیمانی، خشت و چوب ساخته می‌شوند، اهمیت خاصی دارند، چراکه اکثر ساختمانهای کشور در شهرهای کوچک و حتی قسمتهایی از شهرهای بزرگ و در روستاها و دهات از این نوع هستند. و چون توسط سازندگان محلی و بدون توجه به اثر تخریبی زلزله طراحی و اجرا می‌شوند و به‌علاوه به لحاظ وضعیت ویژه مصالح مورد استفاده (مصالح بنایی ترد و شکننده بوده و کشش را تحمل نمی‌کنند) و نوع باربری اجزاء بکار رفته در آنها، این ساختارها آسیب پذیرتر هستند.

در اینجا اصول کلی مربوط به تقویت ساختمانهای با مصالح بنایی در برابر زلزله ارائه می‌گردد. به این منظور سعی شده است که مطالب با نشان دادن تصاویر و ارائه اطلاعات لازم در مورد عواملی که در استحکام ساختمان موثرند بیان گردند .

فصولی که در اینجا مورد بحث قرار می‌گیرند عبارتند از:

فصل اول (فلسفه بهسازی و تقویت ساختمانها

فصل دوم (نمونه‌هایی از گسیختگی و انهدام ساختمانهای بنایی ناشی از زلزله

فصل سوم (مقدمات طرح تقویت

فصل چهارم (روشهای تعمیر، بازسازی و تقویت ساختمانها

فصل پنجم (مبانی محاسباتی در ارزیابی و تقویت ساختمانها

فصل ششم (ساختمانهای روستایی مقاوم در برابر زلزله

فصل اول

فلسفه بهسازی و تقویت ساختمانها:

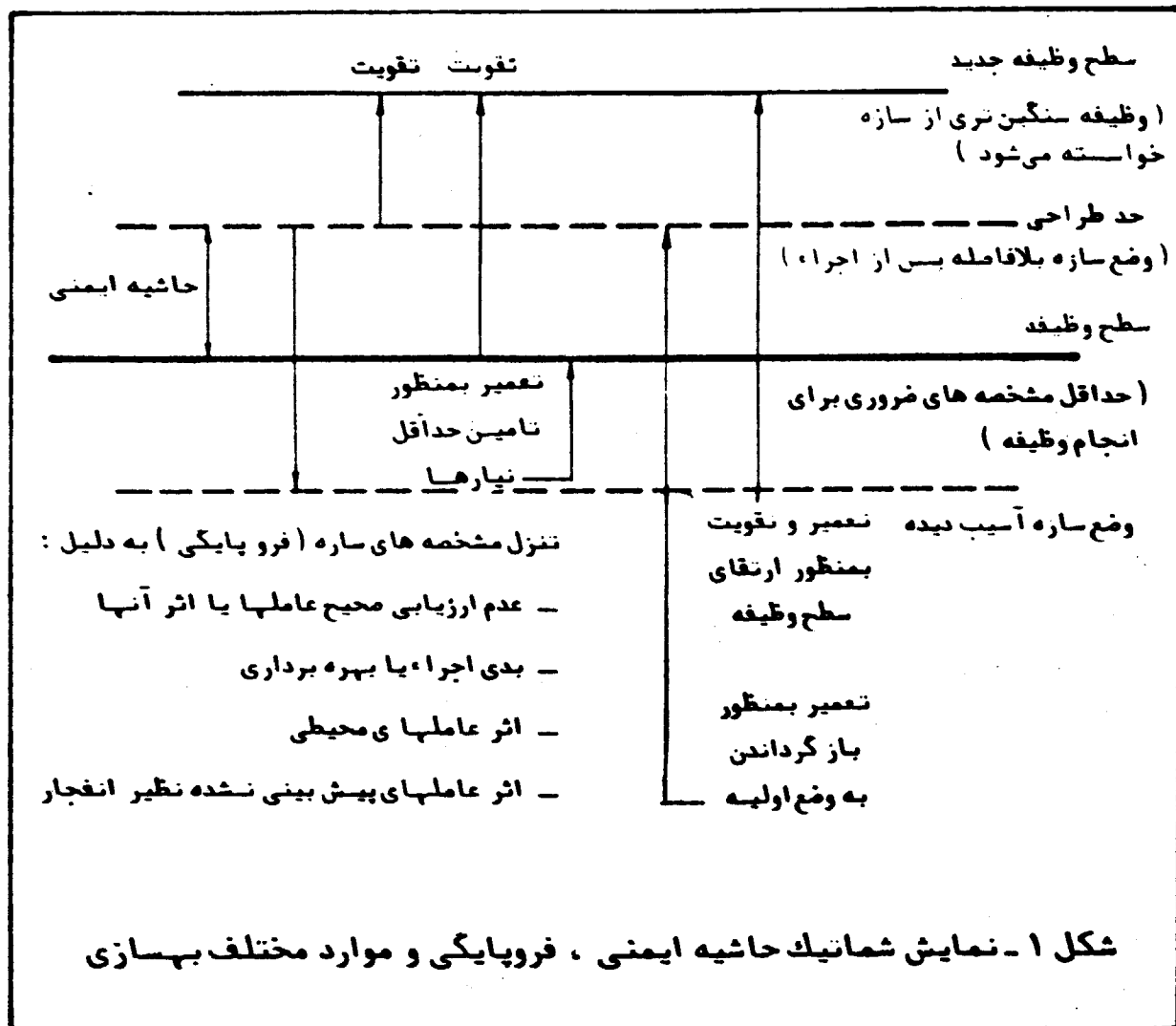
می‌دانیم که برای هر ساختمان و سازه آن، در موقع طراحی یک سطح وظیفه در نظر گرفته می‌شود که متضمن حداقل شرایط قابلیت بهره‌برداری از آن است و معمولاً برای این که با اندک نوسان شرایط، ساختمان و سازه آن به پائین‌تر از سطح وظیفه تنزل نکند و غیر قابل بهره‌برداری نشود، در طراحی آنها یک حاشیه ایمنی مناسب در نظر می‌گیرند، یعنی سطح طراحی را بالاتر از سطح وظیفه اختیار کرده و ساختمان و سازه آنها چنان طراحی می‌نمایند که در مواقع اضطراری بتوانند وظایف کمی سنگین‌تر را نیز بدون تحمل خسارت و یا با تحمل خساراتی ناچیز به انجام برسانند.

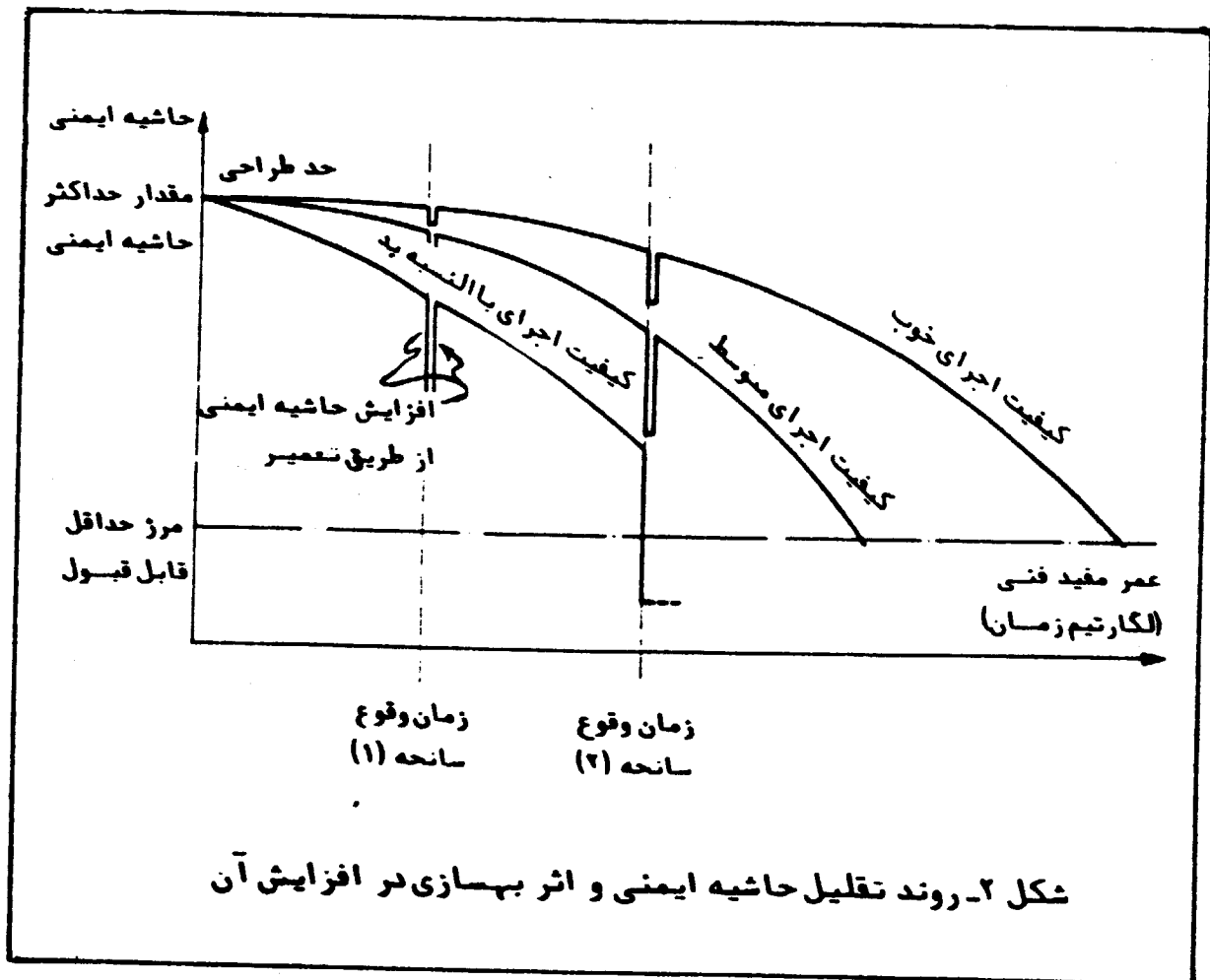
این حاشیه ایمنی ممکن است بتدریج بر اثر پیر شدن مصالح و سوانح و اتفاقات باریکتر شده و سازه فروپایگی پیدا کند، در این صورت معمولاً با توسل به بهسازی، حاشیه ایمنی را به وضع مطلوب می‌رسانند.

گاه ممکن است سازه پیر نشده و آسیبی ندیده باشد ولی از آن توقع انجام وظیفه سنگین‌تری را داشته باشند که در این صورت نیز مسئله بهسازی مطرح می‌شود. (شکلهای ۱ و ۲)

به بیانی دیگر:

- عمر مفید فنی ساختمان ممکن است به دلیل فرسودگی یا خورده شدن تدریجی مصالح مصرف شده در آن یا بر اثر حوادث و سوانحی نظیر انفجار، آتش سوزی یا زلزله، که به تقلیل قابل ملاحظه یا از بین رفتن حاشیه ایمنی منجر می‌شوند، به پایان رسیده و تخریب و بازسازی آن ضرورت یابد (شکل ۳).





1

- عمر مفید اقتصادی ساختمان ممکن است به دلیل دگرگون شدن نیازهای زیستی بهره‌برداری کنندگان از آن، یا به علت تغییر شرایط محیط، نظیر شرایط ناشی از گسترش شهر و مزاحمتی که ساختمان در مقابل این گسترش ایجاد می‌نماید، یا بر اثر تغییر شرایط کار و روش و وسائل تولید، یا به دلیل تغییر ساختار و گردشکار یک سازمان اداری، آموزشی و بهداشتی در نتیجه به کار گرفتن دستگاههای الکترونیکی و غیره خاتمه یافته و تخریب و جانشین کردن آن را ایجاب نماید.

اما با توجه به اینکه :

- تخریب ساختمان و جمع‌آوری، حمل و انبار کردن نخاله حاصل از آن، کاری است پرهزینه که باعث اتلاف مصالح و مصرف مقداری وقت و انرژی می‌شود،

- گرد و خاک و سروصدای حاصل از تخریب، بصورت کوتاه مدت، و انباشتن نخاله و آوار حاصل از تخریب، بطور دراز مدت، اثر سوء بر محیط زیست می‌گذارد،

- ساختن ساختمان جانشین مستلزم تهیه و کاربرد مصالح و این خود مستلزم صرف وقت، انرژی و هزینه است،

- تأمین مصالح لازم برای ساختمان جانشین بر روی محیط زیست بازتاب دارد،

- مقدار مصالح، منابع انرژی و فضاهای کره خاکی ما محدود و معین بوده و قابل افزایش و بهره‌برداری بی حد و حصر نیستند و باید حتی المقدور محافظت شده و با احساس مسئولیت در مقابل نسلهای آینده مورد استفاده قرار گیرند، سعی می‌شود تا آنجا که میسر است، از تخریب ساختمانها احتراز گردد و معمولاً "عمر مفید فنی ساختمانها را از طریق بهسازی، یعنی ترمیم، تعمیر یا تقویت افزایش داده و تخریب و جانشینی ساختمان را به تعویق اندازد. برای افزایش عمر مفید اقتصادی

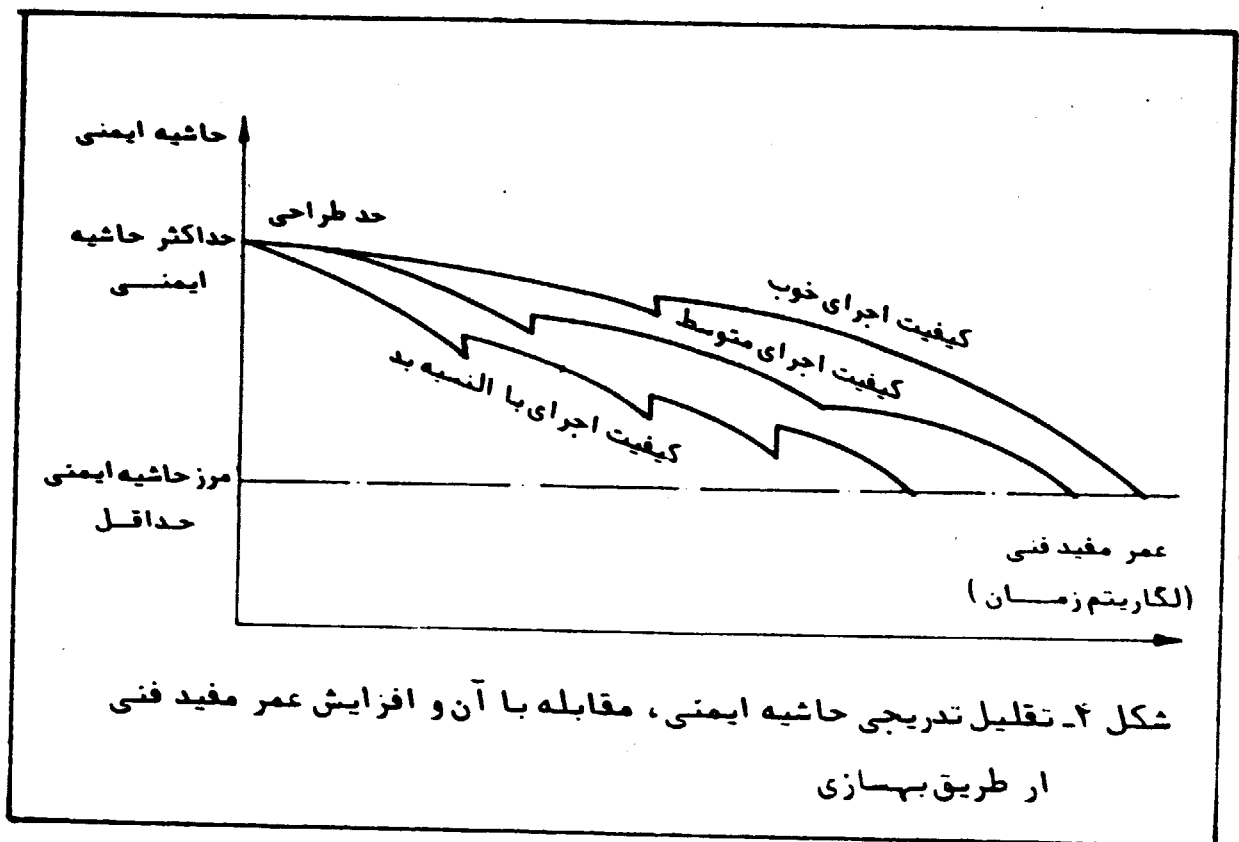
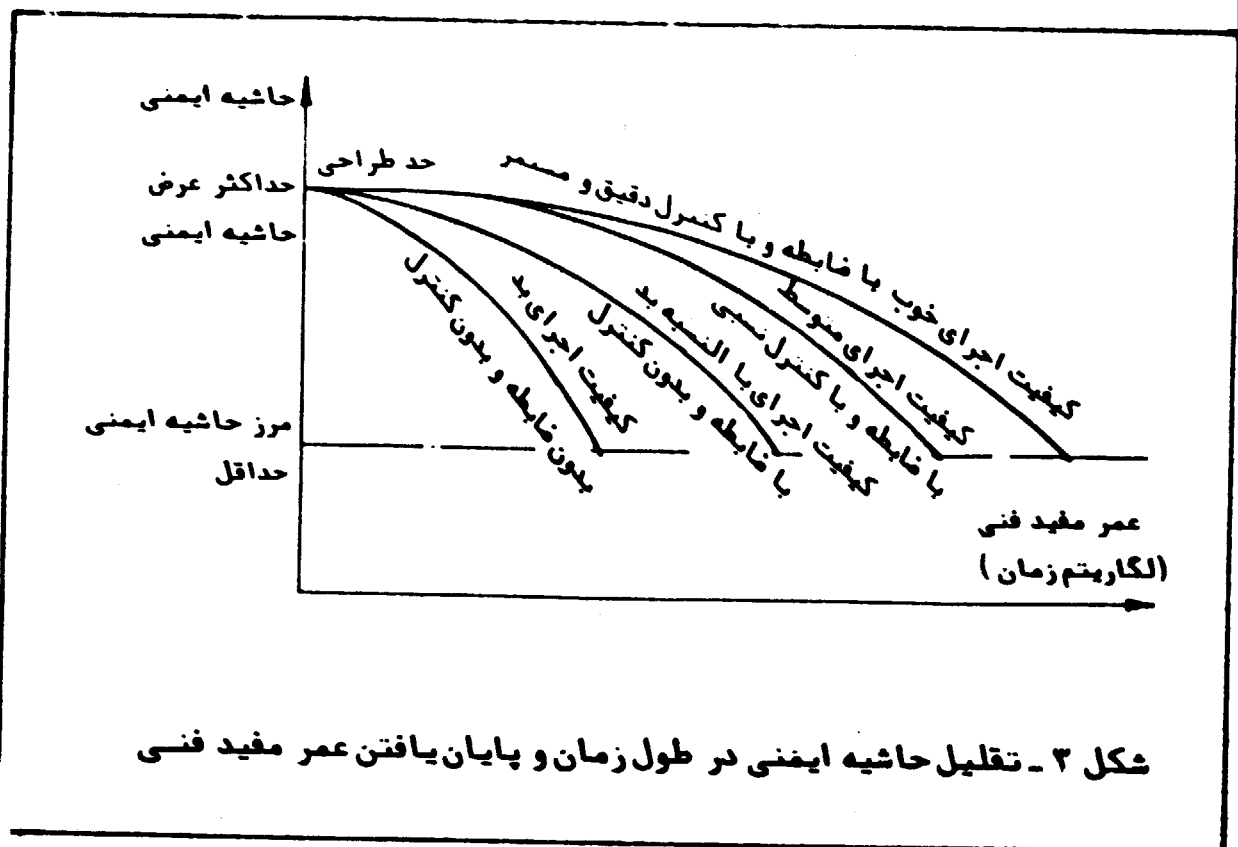
ساختمانها نیز از دیرباز، با جابجا کردن و حذف و تعویض تیغه‌های جداگر و دیوارهای غیر باربر کوششهای موفقی به عمل آمده و امروز با جهت‌گیری به سوی ساختمانهای پیش ساخته قابل پیاده کردن، قدمی بسیار پر اهمیت در جلوگیری از تخریب ساختمانها به دلیل خاتمه یافتن عمر مفید اقتصادی آنها، برداشته شده است.

به طور کلی، با در نظر گرفتن تبعات تخریب و بازسازی ساختمانها، می‌توان بعنوان یک اصل کلی پذیرفت که این راه حل باید آخرین راه حل تلقی شده و وقتی در پیش گرفته شود که راه‌حل‌های دیگر، کار ساز و جوابگوی نیازها نباشد.

به محال، بهسازی ممکن است حاشیه ایمنی را بیشتر کند و یا سرعت بروز نارسائیه‌ها را تقلیل دهد و یا هر دو اثر را توأمأ داشته باشد (شکل ۴)،

بهسازی ساختمانهای آسیب دیده از زلزله نیز مانند بهسازی سازه دیگری که به هر علت فروپایگی پیدا کرده است، از این چارچوب خارج نیست. در مورد ساختمانهای آسیب دیده از زلزله، هر چند که زلزله علت اصلی بروز خرابیهاست، ولی با توجه به اینکه سایر عوامل، نظیر مسائل اجرایی، سیستم سازه‌ای و غیره هم می‌توانند اثر تعیین کننده در میزان خرابیه‌ها و گستره بهسازی مورد نیاز داشته باشند، رعایت تمام مراحل فوق با شدت و ضعف متفاوت الزامی است.

یادآوری این نکته ضروری است که ایمن سازی ساختمانهای موجود در مقابل زلزله و بهسازی ساختمانهای آسیب دیده وجوه مشترک بسیار دارند و در واقع ایمن سازی سازه‌های موجود، بهسازی ساختمانهایی است که فروپایگی پیدا نکرده‌اند در صورتی که در بهسازی ساختمانهای آسیب دیده باید فروپایگی ناشی از آسیبهای زلزله را هم منظور داشت .



علاوه بر آنچه در مورد بهسازی به طور اعم گفته شد، در بهسازی سازه‌های آسیب دیده از زلزله باید به چند نکته زیر نیز توجه داشت:

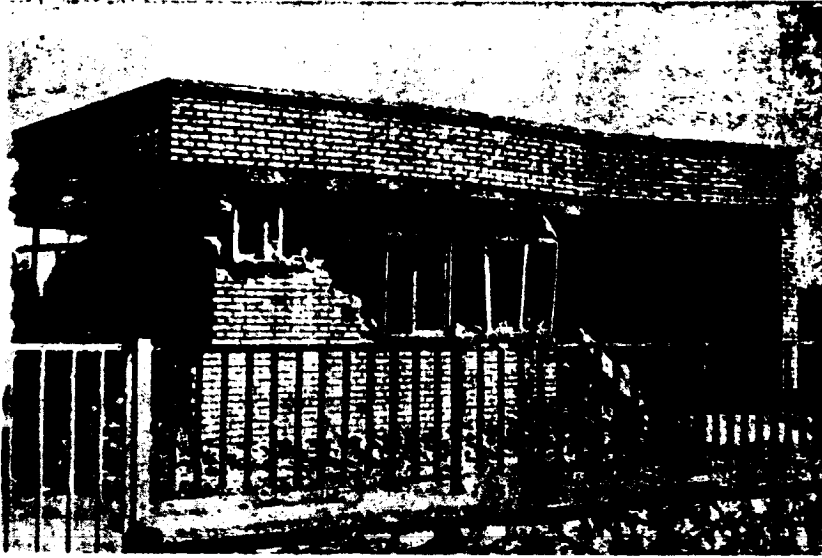
- تخریب کامل و بازسازی معمولاً به زمانی بیشتر از بهسازی نیاز دارد.
- تخریب هر جزء کوچک از بنا مستلزم جمع‌آوری، حمل و انبار کردن مواد حاصل از تخریب و بازسازی آن جزء با مصالح جانشین است. این کار نیاز به مصالح، ابزار کار، تجهیزات و ماشین آلات، نیروی انسانی از رده‌های مختلف مهارت، و امکانات دیگر دارد که از سوئی مورد درخواست تمام منطقه زلزله زده و از سوی دیگر محدودند و در نتیجه، دسترسی به آنها پس از بروز زلزله از مواقع دیگر مشکلتر است.

با توجه به محدودیتهای فوق، پس از حدوث زلزله نباید بدون بررسی همه جانبه، به تخریب هر دیوار ترک خورده، هر سازه آسیب دیده و بطور کلی هر آنچه که پس از زلزله، علی‌رغم آسیبهای وارد سرپا مانده است، مبادرت کرد، بلکه باید تخریب را به بناها و اجزای آنها که در وضع خطرناک و ناامن دارند و با صرف وقت و هزینه معقول، قابل بهسازی نیستند محدود نمود.

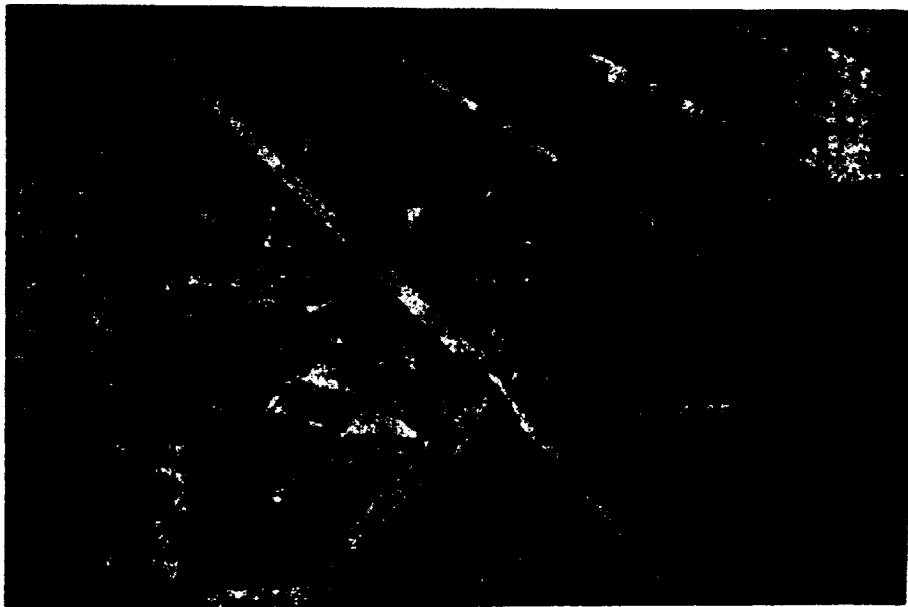
فصل دوم

نمونه‌هایی از گسیختگی و انهدام ساختمانهای بنایی ناشی از زلزله

در این فصل نمونه‌هایی از گسیختگی‌ها و انهدام ساختمانهای بنایی در اثر زلزله‌های قبل بررسی می‌گردد. در هر قسمت نوع گسیختگی و علت آن به صورت خلاصه ذکر گردیده است. هدف از ارائه این تصاویر و توضیح مختصر در مورد آنها، ایجاد زمینه لازم برای بحث و بررسی ساختارهای مقاوم در برابر زلزله است. چراکه با مشاهده نقاط ضعف در طراحی و بویژه اجرای این ساختارها، دید خواننده نسبت به جزئیات و موضوعات مربوط به بنائیها در برابر زلزله وسیعتر و آمادگی برای مطالعه مباحث بعدی بیشتر می‌گردد.



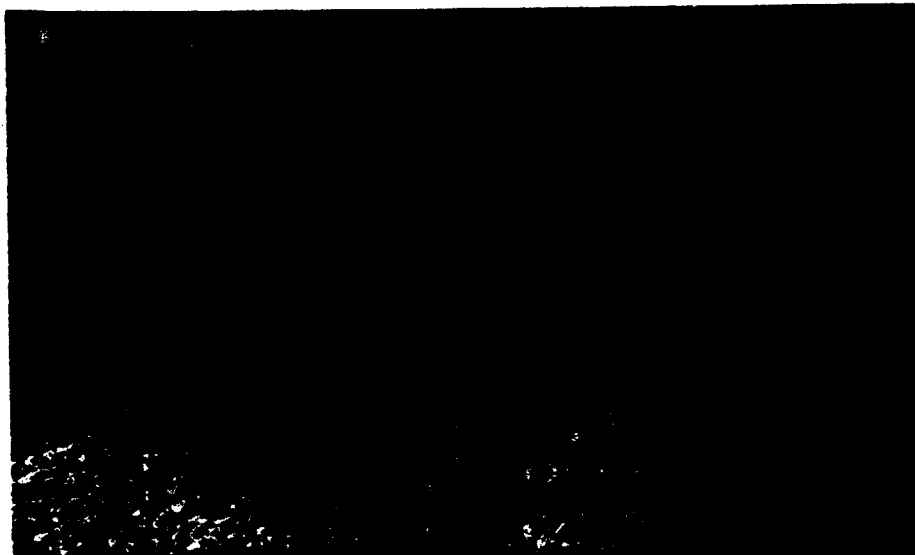
پایداری سقف تیر آهن و طاق ضربی و فرودنیا مدن کامران بعلت
وجود کلاف بتن آرمه افقی زیر سقف (زلزله فروردین ماه ۱۳۵۱
قمیر و کازرین)



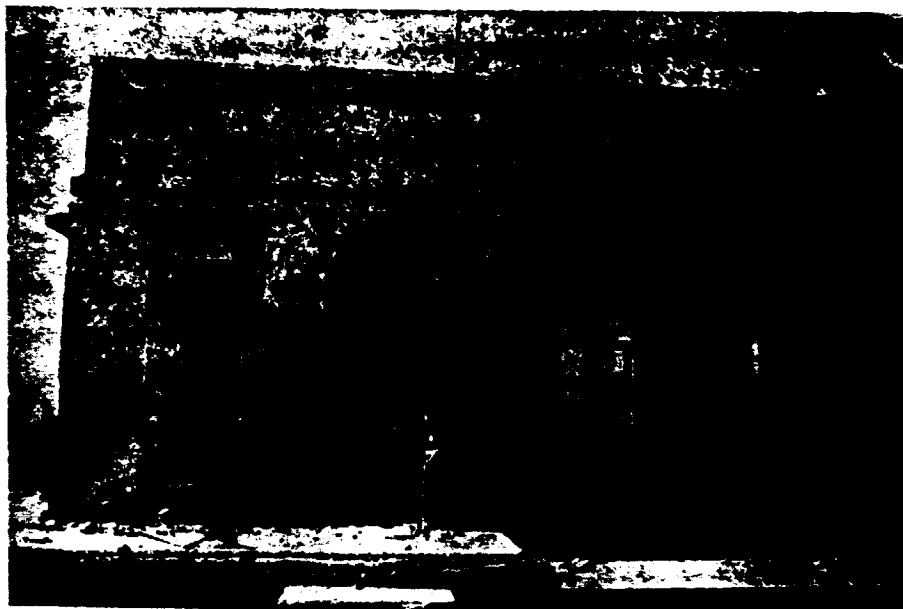
خرابی سقف تیر آهن و طاق ضربی (زلزله شهریور ۱۳۵۲ طبس)



تأثیر عناصر قائم در ساختمان (زلزله شهریور ۱۳۵۲ طیس)



ساختمان با مصالح بناشی و خرابی دیوار جانبی



آسیب در گوشه های ساختمان های بنائی (زلزله شهریور ۱۳۵۷ طیس)



ساختمان با مصالح بنائی (خسارت به گوشه ساختمان)



فروید آمدن کلاف بتن آرمه ساخته شده از سنگ لاشه !
(زلزله فروردین ماه ۱۳۵۱ قیر و کارزین)



ضارت به گوشه ساختمان و ترک ضربدری
در فاصله بین دو پنجره
(زلزله ۲۴ نوامبر ۱۹۷۶ چالدوران - ترکیه)

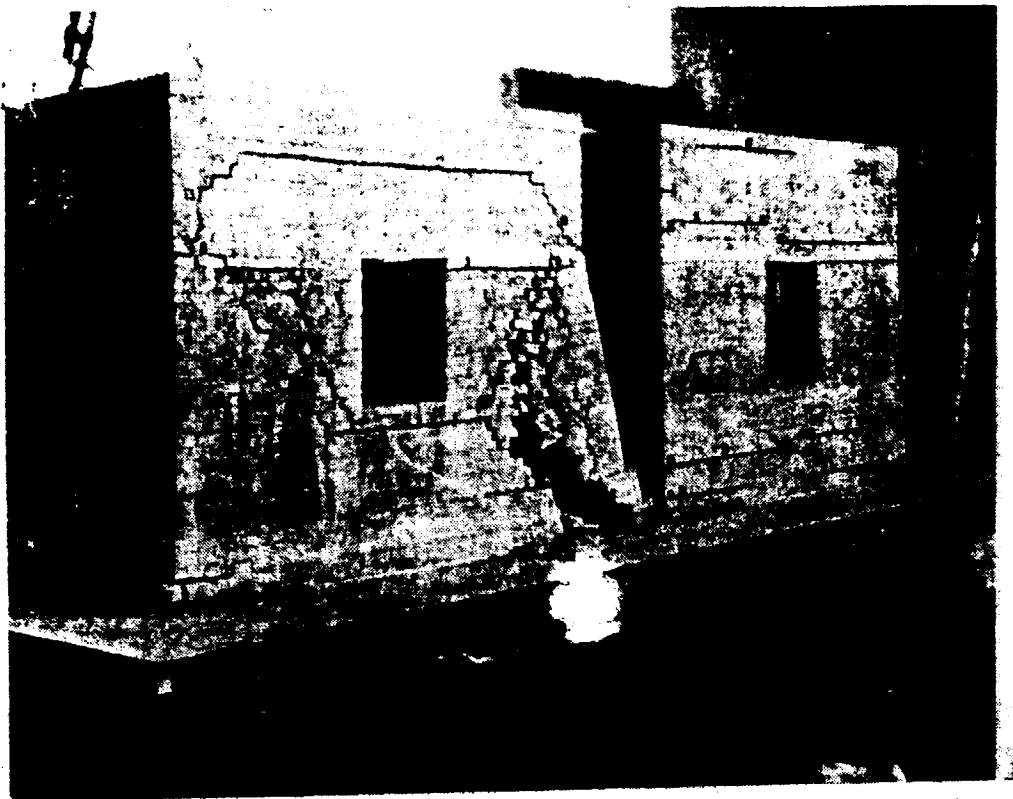


رستورانی در نزدیکی منجیل؛ یک یخچال قدی خط دوم دفاع را تشکیل داده و مانع فرو ریختن سقف شده است.

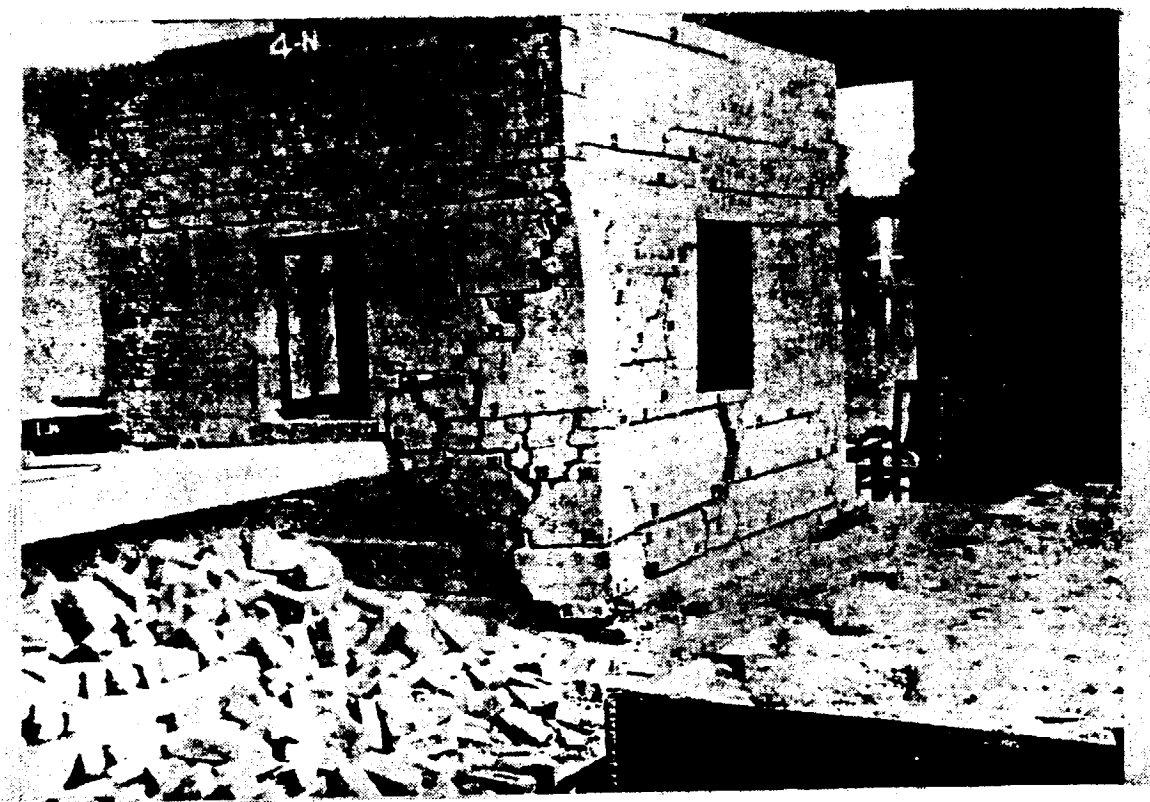
تیرچه‌های فولادی از هم جدا شده و آجرها به داخل اطاق
ریخته و باعث تلفات گردیده‌اند



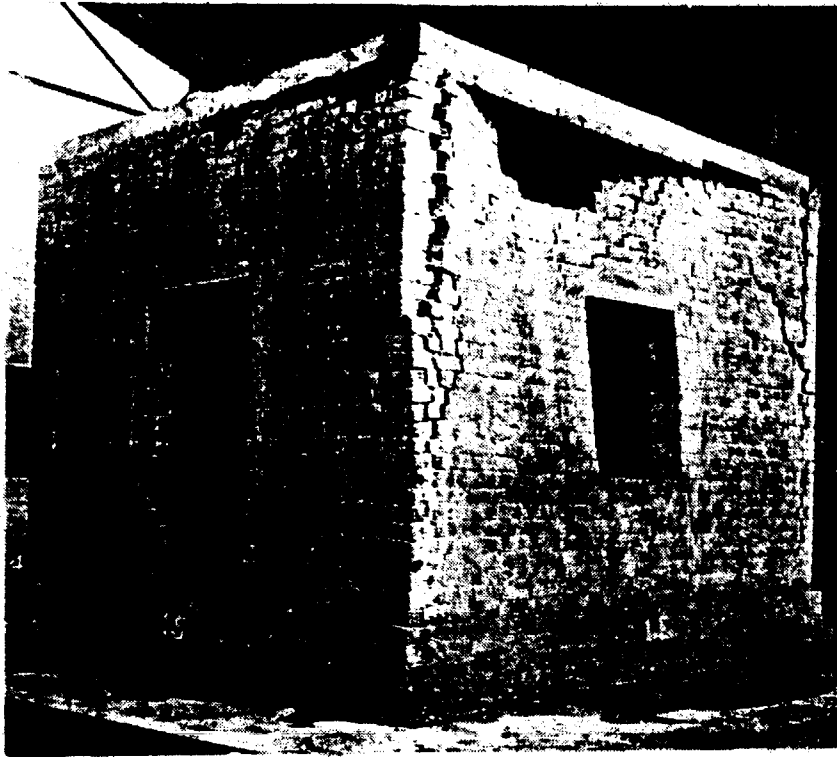




خسارت به گوشه یک ساختمان آجری

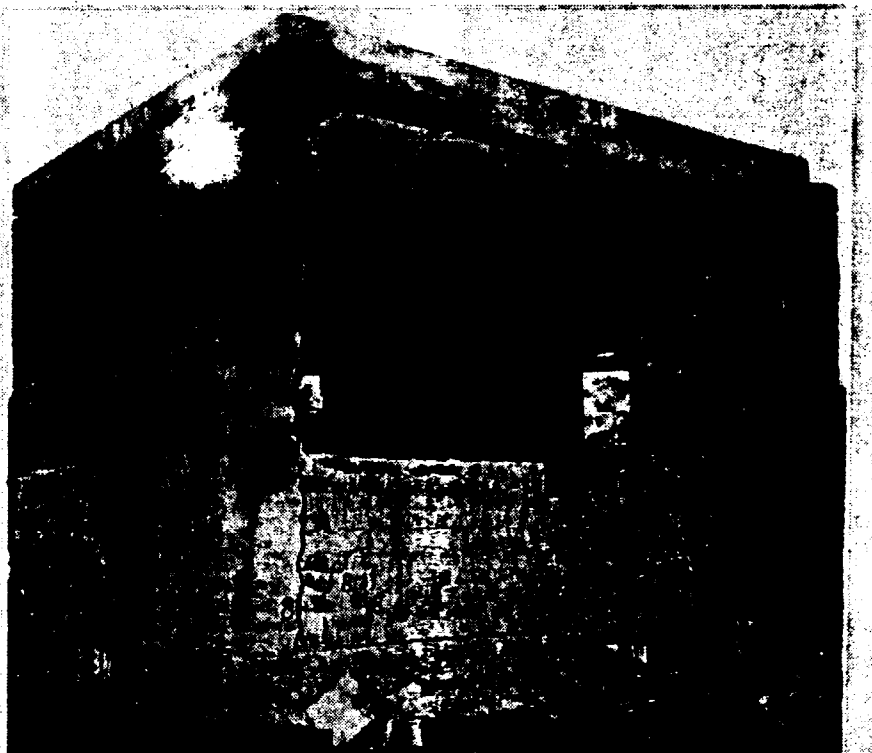


نمونه‌ای از ترک قطری در دیوار



جدا شدن و سقوط دیوار جانبی که فاقد اتصال کافی

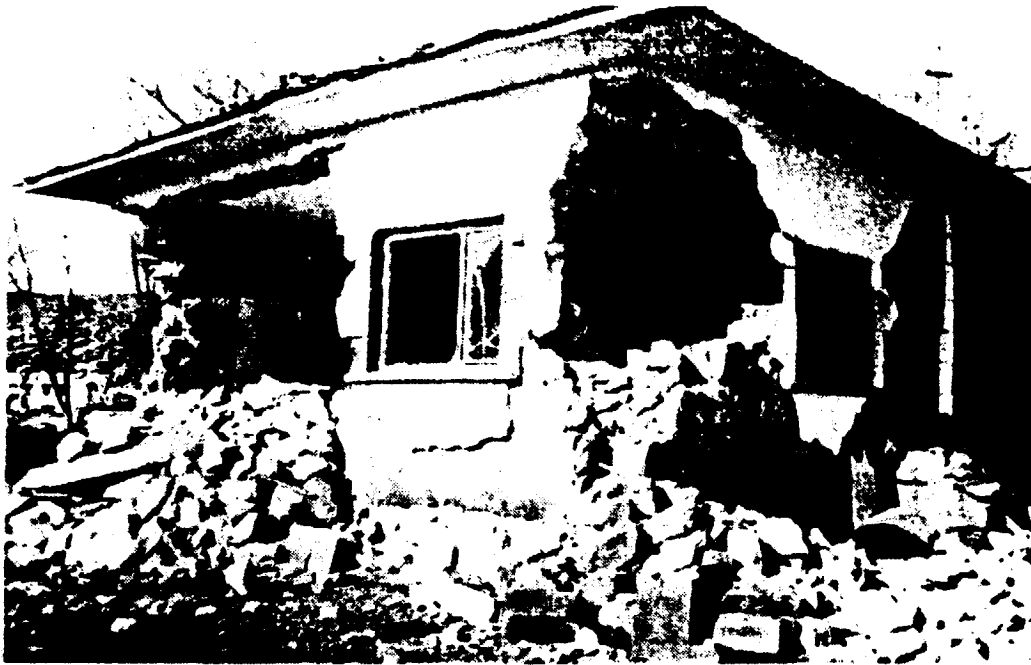
با دیوارهای عرضی است





دو نمونه از ساختمانهای خشتی و گلی تخریب شده در اثر زلزله





دو نمونه از ساختمانهای با مصالح سنگی تخریب شده در اثر زلزله



فصل سوم

مقدمات طرح تقویت :

۱-۳- بازرسی سازه آسیب دیده :

نخستین اقدام ضروری پس از هر زلزله مخرب، بازرسی سازه و ارزیابی خرابیهای آن می باشد.

بازرسی شامل موارد زیر است :

- تخمین و ارزیابی صدمات وارده به سازه، به طور نظری و انجام اقدامات ایمنی از قبیل تخلیه

ساکنین، مهار اعضاء و دیوارهای سازه به کمک شمع و پشت بند و باربرداری از اعضاء صدمه دیده.

- جمع آوری اطلاعاتی از شرایط و موقعیت سازه قبل از زلزله مثل :

الف) مرمت و تقوینتهای انجام گرفته روی آن قبل از وقوع زلزله

ب) رفتار آن در زلزله های گذشته

ج) خرابیهای موجود قبل از وقوع زلزله

د) زمان ساخت

ر) ارزش اقتصادی ساختمان موجود

ز) مدارک مربوط به کنترل کیفیت مصالح و ساخت سازه در صورت وجود

- ترسیم کلیه انواع خرابیهای اعضاء باربر و فرعی در پلان و نما روی نقشه های موجود و یا نقشه های

جدید

تهیه عکس از اعضاء صدمه دیده می تواند بر وسعت دید کارشناسان از سطح خرابی و ویژگیهای آن

بیفزاید.

روند رشد ترکها تا گسیختگی کامل در اعضای اصلی و فرعی منهدم شده نیز باید گزارش گردد.

- تعیین موارد عمده اشتباهات، بی توجهی ها و بی دقتی ها در:

الف) طراحی سازه (بویژه در مقابل زلزله)

ب) ساخت و جزئیات اجرایی

ج) نگهداری و بهره برداری

مطالعه مدارک مربوط به ساختمان مشتمل بر موارد ذیل نیز در همین راستا ضروری است.

د) نقشه ها، جهت بررسی صحت جزئیات پیش بینی شده

ر) برگه های محاسباتی جهت کشف اشتباهات احتمالی در محاسبه نیروهای وارده و ابعاد

اعضا و غیره

نهایتاً بررسی ساختمانهای مجاور با شکلهای سازه ای مشابه، جهت اظهار نظر جامع تر و دقیقتر ضروری است.

۲-۳- آزمایشها و اندازه گیری:

اغلب پیش از عملیات مرمت و تقویت، آزمایشها و اندازه گیریهای جهت تعیین درجه خرابی و

ویژگیهای آن و همچنین جهت تکمیل اطلاعات مربوط به شرایط ساختمان لازم است.

۱-۲-۳- ارزیابی خرابی :

این مقوله شامل موارد ذیل می باشد :

الف (ابعاد خرابی مشتمل بر :

- انحرافات (خروج از شاقول، خروج از تراز، خروج از مرکزیت)

- عرض ترکها

- تغییر شکل‌های باقیمانده در سازه

- بررسی تغییر مشخصات فوق طی زمان، خصوصاً طی پس لرزه‌ها (نصب دستگاههای ثبات در

صورت لزوم)

ب (آزمایشها :

- ویژگیهای نوسانی (با استفاده از ریز لرزه‌ها و ارتعاشات آزاد و واداشته)

- آزمایش سازه تحت بار قائم ایستا

۲-۲-۳- اندازه گیریها و آزمایشها جهت تعیین شرایط ساختمان قبل از وقوع زلزله :

در این خصوص مراحل ذیل باید طی گردند :

الف (آماده سازی نقشه‌ها، شامل آرایش کلی اعضای باربر و فرعی و ابعاد آنها و غیره

ب (مطالعات خاک شامل :

- حفرگمانه

- نمونه برداری و آزمایشهای ژئوتکنیکی

ج (ارزیابی مقاومت ملات و بتن شامل :

- نمونه برداری و آزمایش

- تعیین مقاومت با روشهای غیر تخریبی

د (ویژگیهای آرماتورها :

- تعیین محل و تعداد میلگردها با برطرف نمودن پوشش بتنی و یا به روش مغناطیسی

- تعیین صحت یا نقص جزئیات با روشهای فراصوتی و پرتونگاری گاما

- تعیین ویژگیهای مقاومتی و تغییر شکل پذیری نمونه‌های فولادی (ارزیابی در آزمایشگاه)

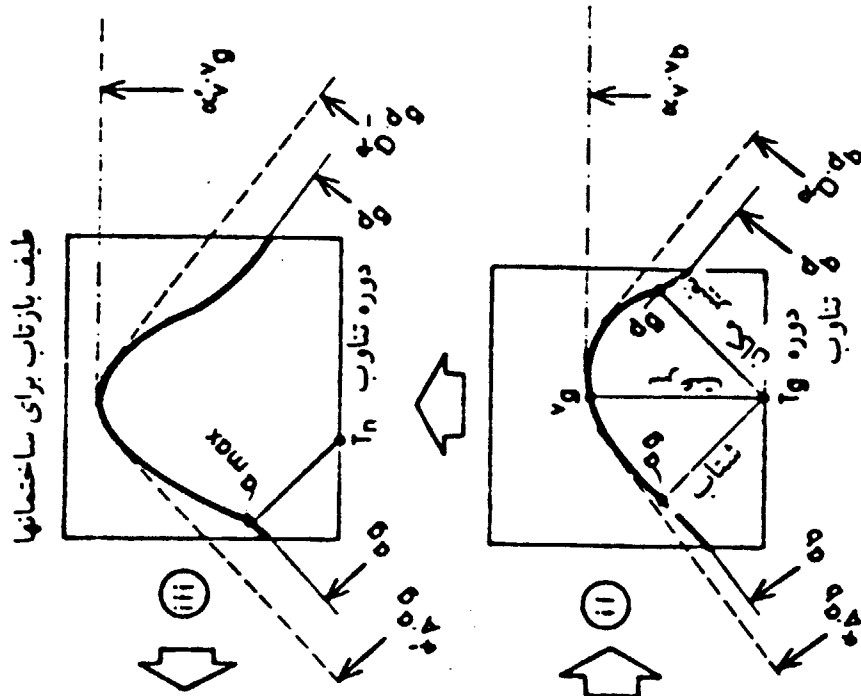
- اندازه گیریهای مبتنی بر پتانسیل الکتریکی جهت تعیین میزان خوردگی در فولاد

۳-۳- تخمین نیروی زلزله اعمال شده به سازه :

اطلاعات جمع آوری شده از صدمات وارده به سازه به روشهای بازرسی، آزمایش و اندازه گیری باید در صورت امکان با برآورد تقریبی نیروها و تغییر مکانهای اعمال شده به سازه در اثر زلزله تکمیل گردد. این ارزیابی بخصوص جهت طراحی مجدد سازه ضروری می باشد. جهت نیل به هدف فوق مراحل ذیل باید طی گردند.

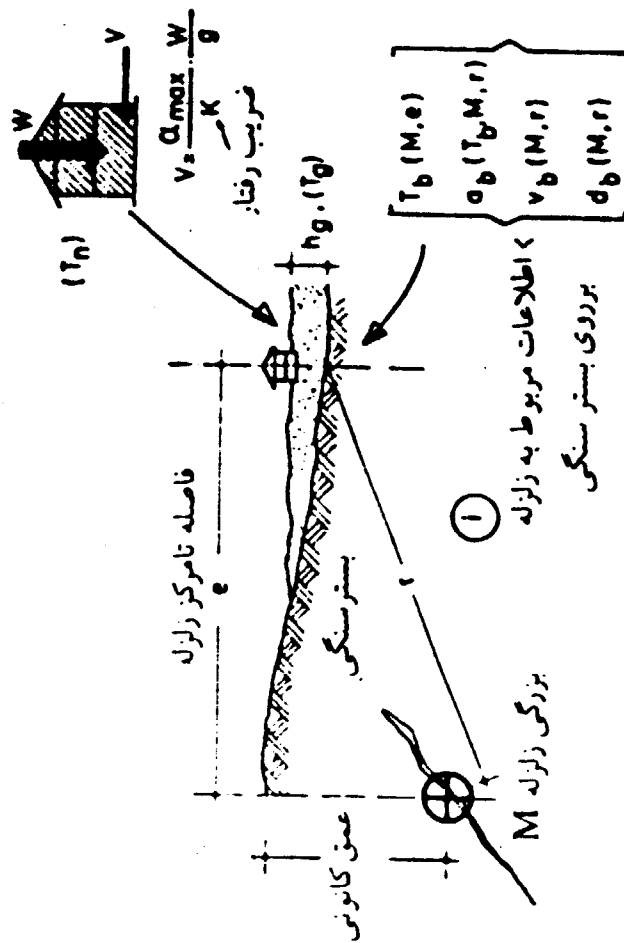
۳-۳-۱- تخمین نیروهای زلزله با استفاده از داده‌های لرزه شناسی :

روشی که ذیلاً ارائه می گردد (شکل ۱-۳) به همان اندازه که تقریبی است می تواند مبنائی جهت برآورد نیروهای زلزله وارده به ساختمان مورد مطالعه باشد.



طیف واکنش برای زمین رسی

نیروی برشی ناشی از زلزله (iv)



۳۰۰

شکل (۳-۱) روند تقریبی به منظور تخمین ضریب پخش پایه ناشی از زلزله، به وسیله اطلاعات مربوط به زلزله شناسی

1

الف) در مرحله نخست ویژگیهای امواج زلزله روی بستر سنگی با استفاده از روابط تجربی بر حسب بزرگی زلزله (M)، فاصله از مرکز زلزله (c) و فاصله کانونی (r) بدست می آیند (شکل ۱-۳-۱).
این ویژگیها به قرار ذیل می باشند :

- پرید غالب زلزله روی بستر سنگی T_b

- شتاب پیشینه روی بستر سنگی a_b

- سرعت پیشینه روی بستر سنگی V_b

- تغییر مکان پیشینه روی بستر سنگی d_b

ب) با استفاده از ضرائب تشدید طیفی مربوط به لایه رسوبی روی بستر سنگی که در جدول ذیل ارائه گردیده است، طیف رفتار لایه رسوبی مطابق (شکل ۱-۳-۱) ترسیم می گردد.

$\xi > 0.5$	$\xi < 0.5$	
$a_A = 2/5$	$a_A = 3/10$	برای شتابها
$a_V = 2/10$	$a_V = 2/5$	برای سرعتها
$a_D = 1/5$	$a_D = 2/10$	برای تغییر مکانها

* ξ میرائی نسبی خاک (لایه رسوبی) می باشد.

پ) پرید طبیعی لایه رسوبی از رابطه ذیل بدست می آید :

$$T_g = \frac{4hg}{\sqrt{G_m}}$$

1

که در آن :

h_g : ضخامت موثر لایه رسوبی (مثلاً بر حسب C_m)

G : مدول برشی لایه رسوبی (مثلاً بر حسب N/cm^2)

ρ : جرم حجمی لایه رسوبی (مثلاً بر حسب kg/cm^3)

T_g : پرید طبیعی لایه رسوبی (بر حسب ثانیه)

می باشند.

از طیف رفتار لایه رسوبی که در شکل ii-1-3 نشان داده شده است شتاب بیشینه (a_g) سرعت

بیشینه (V_g) و تغییر مکان بیشینه (d_g) در تراز فوقانی لایه رسوبی، استخراج می گردد.

ج (میراثی نسبی سازه ξ برآورد می گردد. ضرائب تشدید طیفی سازه a_A ، a_V ، a_D محاسبه

می شوند. (توجه کنید به قسمت ب) طیف رفتار ساختمان مطابق شکل iii-1-3 ترسیم می گردد.

شتاب بیشینه سازه a_{max} با استفاده از پرید طبیعی سازه T_m از طیف مذکور استخراج می گردد.

د (ضریب نیروی برشی پایه C از رابطه ذیل برآورد می گردد :

$$C = \frac{a_{max}}{k} = \frac{\text{نیروی برشی پایه}}{\text{وزن کل}}$$

که در آن k (ضریب رفتار سازه)، منعکس کننده تغییر شکل پذیری کل سازه می باشد. این ضریب در

جدول ذیل برای ساختمانهای مختلف براساس آئین نامه های CEB، ATC-3 ارائه گردیده است.

ساختمان با مصالح بنایی غیر مسلح $K = 1-1/5$

ساختمان بنائی با کلافهای بتن مسلح $K = 2/00$

1

ساختمان با مصالح بنایی مسلح با درصد پائینی بازشو $K = 3/00$

بدیهی است که در صورت دسترسی به شتاب نگاشت قابل قبول، با شرایط خاک مشابه، در مجاورت محل مورد نظر، سازه می تواند مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته و شتاب بیشینه آن با استفاده از تاریخچه پاسخ سازه بدست آمده و مستقیماً در قسمت (د) مورد استفاده قرار گیرد.

نهایتاً توضیح این نکته ضروری است که نیروی برشی پایه می تواند مستقیماً با استفاده از آئین نامه زلزله بدست آید.

۲-۳- محاسبه نیروی زلزله به کمک سعی و خطا - شبیه سازی خرابی به روش تحلیلی:

چنین محاسباتی مبتنی بر اطلاعات لرزه شناسی فوق و تابع قوانین احتمال حاکم بر سازه می باشند.

این محاسبه بدین نحو صورت می پذیرند که نیروهای زلزله با شدتهای گوناگون، براساس نیروی برشی پایه بعنوان مبنای محاسبات (رجوع به قسمت قبل) به سازه اعمال می گردند. الگوهای خرابی، ابعاد ترکها و همچنین تغییر شکلهای ماندگار در اعضای قائم ساختمان، پیش بینی و مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند. به ازای شدت خاصی از نیروی زلزله، الگوی بدست آمده از خرابی، با واقعیت تطابق خواهد داشت. این نیرو (در حالت خاص، شدت نیروی نظیر حداکثر شدت خرابی ممکن) بعنوان نیروی اعمال شده (یا قابل اعمال) به سازه تحت اثر زلزله، در نظر گرفته می شود.

روش ساده تر دیگری نیز وجود دارد که محدود به درجه خرابی اعضای صدمه دیده ساختمان است. نیروهایی از زلزله که قادر به ایجاد خرابی و تغییر شکل ماندگار (مشابه آنچه که واقعاً در هر عضو خاص

از ساختمان رخ داده است)، باشند، مطلوبند. اطلاعات مربوط به صدمات وارده به سازه جهت این امر سودمند و به قرار ذیل می باشند.

-الگوهای ترک خوردگی (نوع : خمشی، برشی یا ترکیبی از آنها و میزان گستردگی آنها)، عرض ترکها در اعضای باربر و فرعی .

- علائم گسیختگی های موضعی (خردشدگی بتن و کمانش میلگردها)

- تغییر شکلهای ماندگار

سازگاری نیروهای بدست آمده باید با عمل دیافراگمی سقف و تیرهای کلاف نیز کنترل گردد. با آنکه نتایج بدست آمده فوق ممکن است بسیار پراکنده و تا حد زیادی فاقد دقت لازم باشند، اما در امر طراحی حائز اهمیت بسیاری می باشند.

فصل چهارم

۴- روشهای تعمیر، بازسازی و تقویت ساختمانها:

اصولی که ذکر می‌گردد، بایستی در کلیه عملیات تعمیر و تقویت اجزاء بدقت در نظر گرفته شوند که بویژه در مورد ساختمانهای قدیمی یا آسیب دیده بنایی حائز اهمیت هستند.

الف) تقویت ساختمان به وسیله حذف کلیه بارهایی که امکان برداشت و کاهش آنها وجود دارد (پوششهای سنگین، سایه بانها، بالکنهای سنگین و غیره).

ب) بایستی توجه خاصی به بالکنهایی که در مصالح بنایی قرار گرفته و ثابت گردیده و با وزن دیوار بالایی آن در تعادلند معطوف گردد. در چنین مواردی، قبل از انجام دادن هر نوع عملی بر روی دیوار بالایی این نوع بالکنها، خود بالکن بایستی بطور صحیح مهار و تقویت شود.

ج) پر کردن بازشوهایی که به گوشه‌های ساختمان خیلی نزدیکند و اضافه کردن دیوارهای جدید برای اصلاح خروج از مرکزیت ممکن بین مرکز جرما و مرکز برش.

د) قابلیت دسترسی استفاده از روشهای معتبر که با مصالح تضمین شده، تجربیات شخصی و نظارت پیوسته، بتواند براحتی مورد اجرا قرارگیرد.

ه) در اینجا مجدداً یادآوری می‌گردد که، در حین عملیات تعمیر، توصیه کلی بر آن است که به منظور مقابله با ساخت ناصحیح یا طراحی ناموفق محتمل در مقابل زلزله، ساختمانها مورد تقویت قرار گیرند.

و) در صورتی که میزان نامتقارن بودن ساختمان زیاد باشد، یا وقتی که ساختمان یک طبقه‌ای به

1

ساختمان دو طبقه متصل می‌گردد و غیره ... ضروری به نظر می‌رسد که پیوستگی ساختمان در نقاط مزبور قطع شده و بر حسب نیاز، یک دیوار یا یک تیر جدید در این مقاطع قرار داده شود.

۱-۴- تقویت سقفها وبامها:

۱-۱-۴- تعبیه دال جدید:

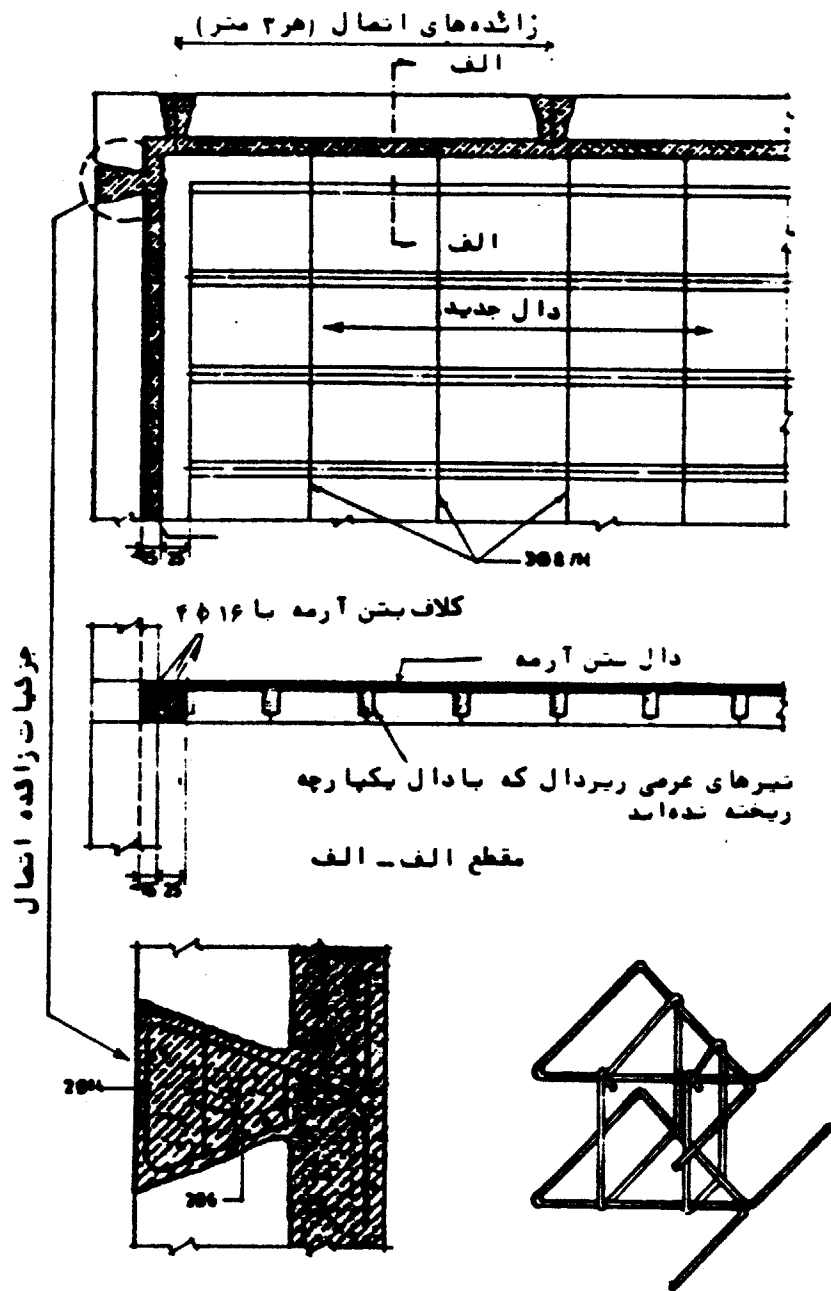
دال جدیدی که بر روی دیوارهای موجود ساخته شود نقش مهمی را در مقاوم سازی ساختمان در برابر زلزله را دارد، چون می‌تواند نیروهای ناشی از زلزله را به بهترین نحو بین دیوارها تقسیم کند. دال باید بنحو مناسب به دیوارها متصل شود. شکل (۴-۱) نحوه رایج تأمین این اتصال را نشان می‌دهد و در شکل (۴-۲) بعضی از جزئیات مربوط دیده می‌شود.

۲-۱-۴- تقویت سقف چوبی:

در مواقعی که سقف چوبی باشد و نخواهیم آنرا تخریب کنیم میتوان بطریق زیر عمل کرد:

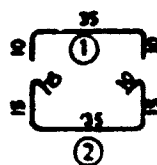
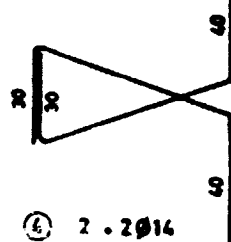
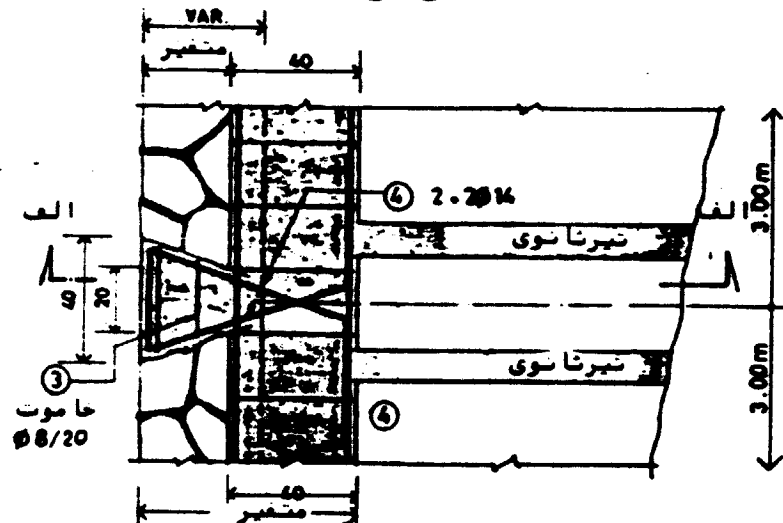
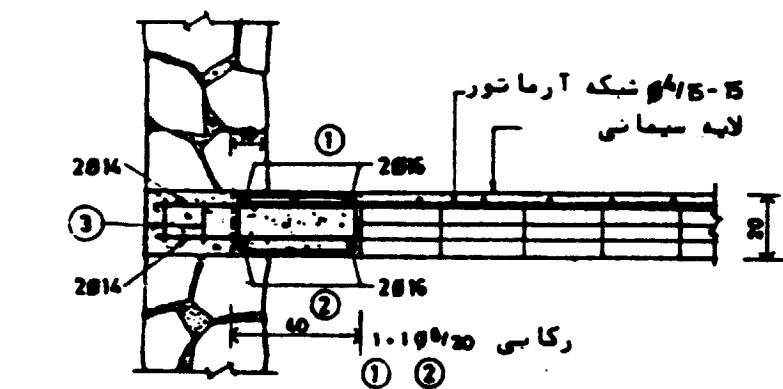
- تقویت سقف: اینکار را می‌توان با کوبیدن تخته‌هایی که با میخ بطور عمودی به تخته‌های موجود در سقف وصل می‌شوند، عملی کرد شکل (۴-۳) یا اینکه می‌توان بر روی سقف موجود دال نازکی از بتن آرمه در محل ساخت شکل (۴-۴) در اینحالت باید آرماتورهای دال به سقف چوبی موجود با میخ وصل شوند و به دیوارها با استفاده از مهار یا قلاب متصل گردند. برای درگیر کردن آرماتورهای دال بتنی با دیوارها می‌توان در دیوار سوراخهایی ایجاد کرد و سپس آنرا با صمغ یا ملات ماسه سیمان

شکل (۴-۱) سامان
یکپارچگی و عبور
گف موجود

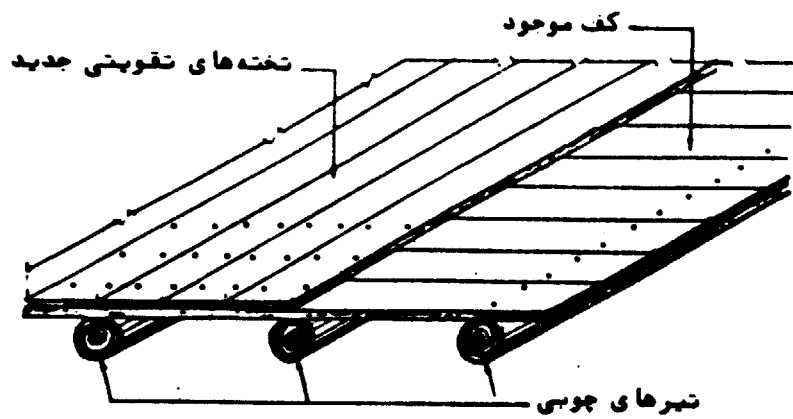


شکل (۲-۴) جزئیات

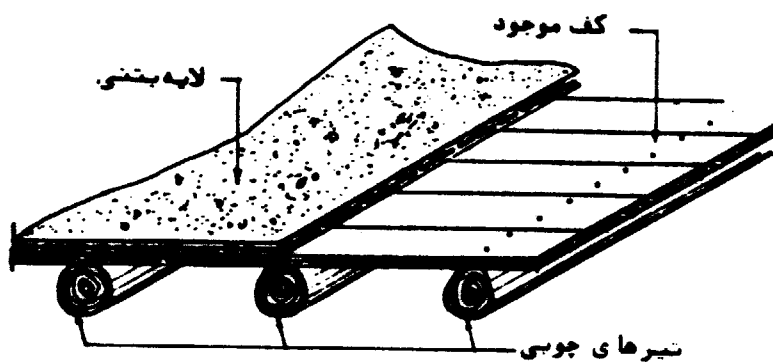
دال تعبیه شده



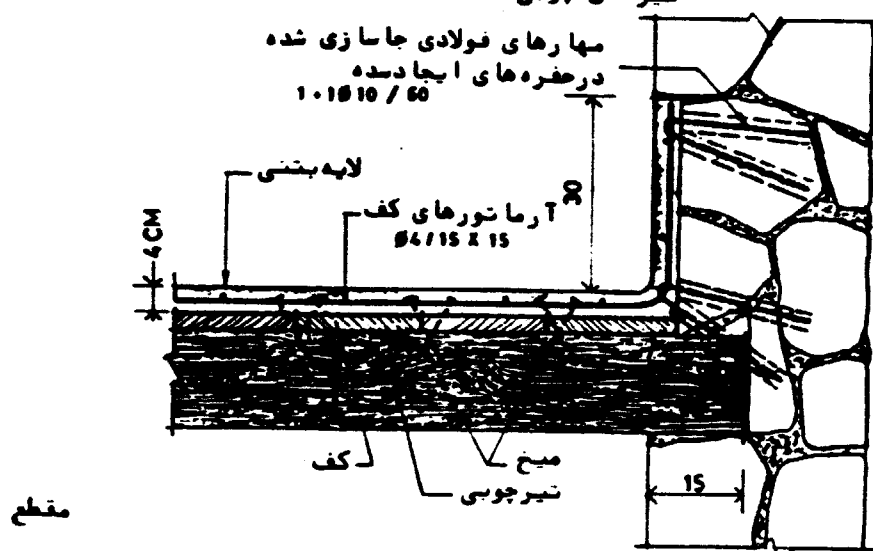
① خاموت Ø8/20



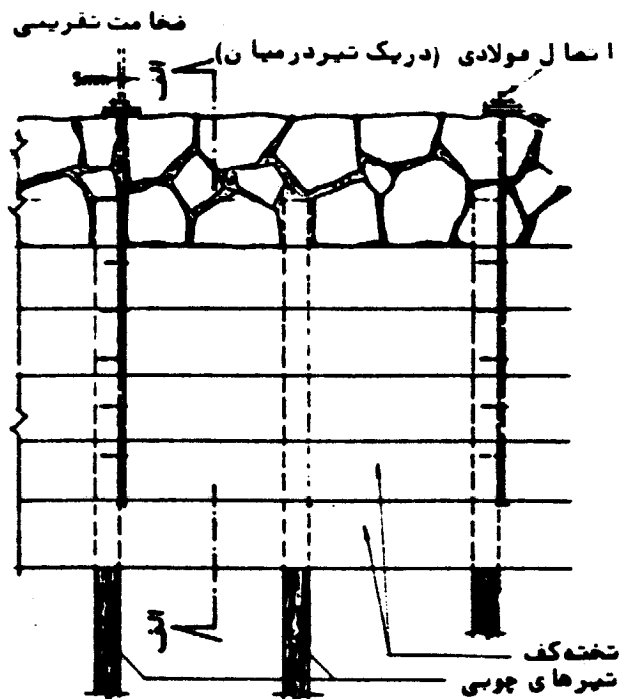
شکل (۳-۴) تقویت کف چوبی با تخته



شکل (۴-۴) تقویت کف چوبی با دال بتن آرمه و اتصال آرماتورهای دال به دیوارها

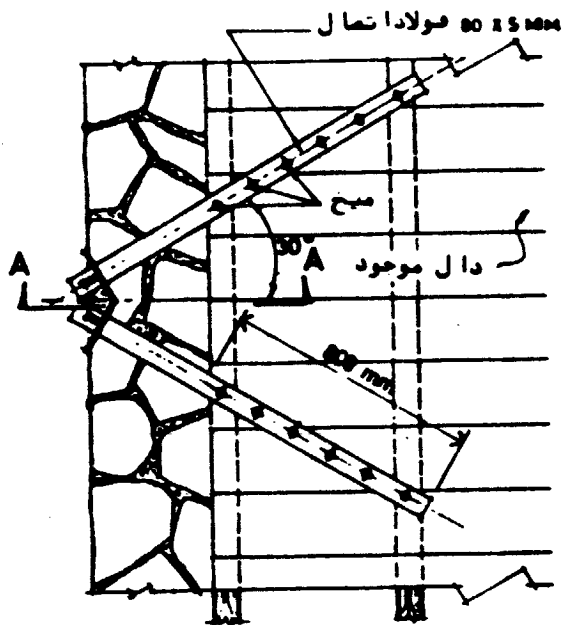


شکل (۴-۵) اتصال کف به دیوار



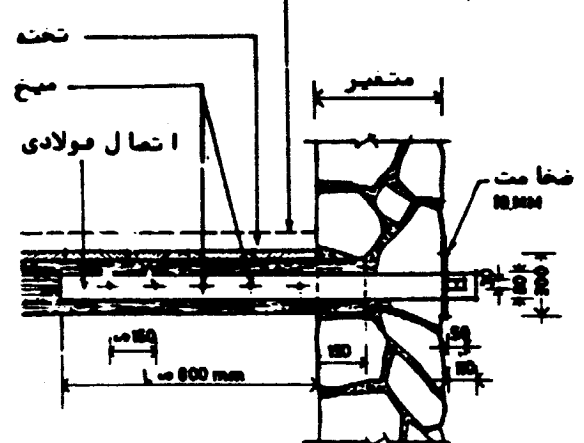
پلان

شکل (۴-۶) اتصال کف به دیوار

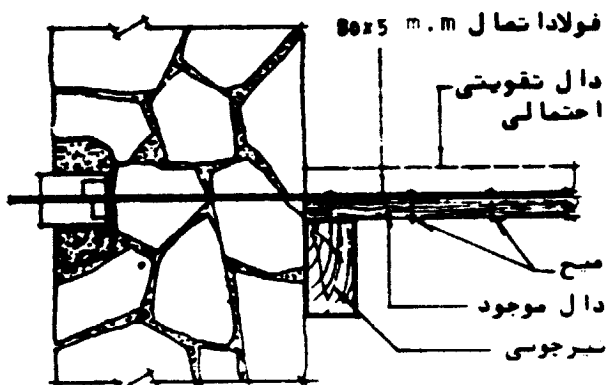


پلان

دال تقویتی (احتمالی)



مقطع الف - الف



مقطع A - A

منبسط شونده پر کرد و بعد قلابهایی را با فشار به سوراخهای مزبور وارد نمود. (شکل ۴-۴)

- اتصال کف به دیوارها: اتصال مناسب کف به دیوارها را می توان با جزئیات نشان داده شده در شکلهای (۴-۵) و (۴-۶) ایجاد نمود. این اتصالات با تسمه فولادی که به تیرهای چوبی و تخته های کف طبقه پیچ شده و از حفره ای که در دیوار بامته ایجاد می شود عبور کرده و بخوبی مهار می گردد ساخته می شوند. سپس این حفره ها با دوغاب سیمان مسدود می شوند. چنانچه از شبکه های فولادی برای تقویت کف استفاده می گردد، در این صورت باید مطابق شکل (۴-۲) با تعبیه زائده اتصال از بتن آرمه در دیوار موجود به فواصل ۳ متر به ۳ متر و ادامه شبکه آرماتور کف تا داخل این زائده ها، اتصال کف به دیوارها را تأمین نمود.

۳-۱-۲- سقفهای طاق ضربی:

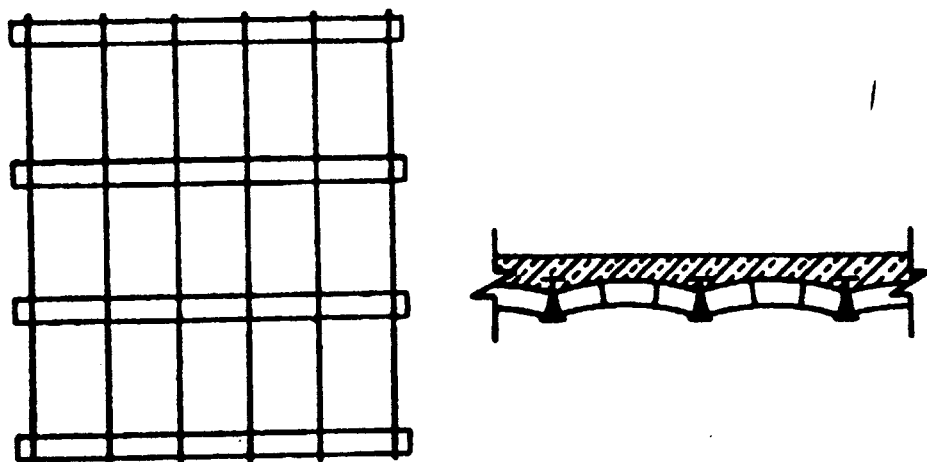
در کلیه روشهای تقویت، فرض اساسی این است که سقف به طور یکپارچه عمل می کند در غیر این صورت نمی توان از عنصر لرزه بری که در یک بخش از ساختمان قرار گرفته است برای جذب نیروهای زلزله در بخشهای دیگر استفاده کرد. سقفهای تاق ضربی از صلبیت برشی نسبتاً خوبی برخوردارند اما به روش زیر می توان بر درجه اطمینان افزود:

- خاک و سنگ و نخاله روی آجرها را برداشته و مطابق شکل میلگردهایی را به فاصله حداکثر ۱m به

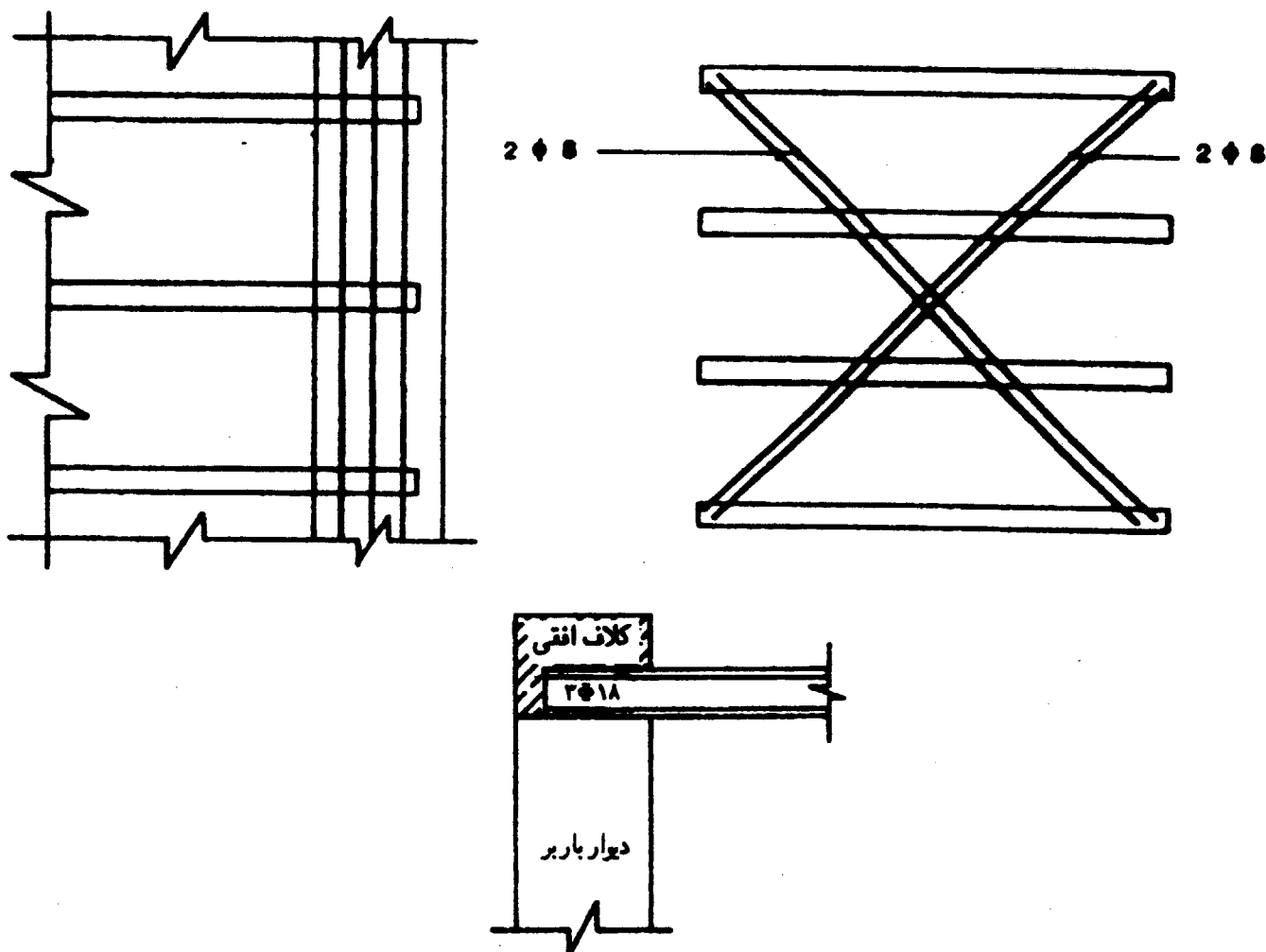
تیرها جوش می دهیم.

- روی سقف بتن می ریزیم تا پوششی به ضخامت حداقل پنج سانتیمتر روی تیرها ایجاد شود.

(شکل ۴-۷)



شکل (۴-۷) افزایش درجه یکپارچگی در سقفهای تاق ضربی.



شکل (۴-۸) افزایش یکپارچگی سقف به کمک کلافهای افقی.

در مواردی که استفاده از روش فوق میسر و اقتصادی نباشد می توان به روش زیر عمل کرد، البته درجه صلیب به اندازه روش قبل نیست :

- اندود سقف را از زیر در هر اتاق به طور ضربدری می تراشیم و یک جفت میلگرد نمره ۸ را مطابق شکل (۴-۸) به زیر تیر آهن جوش می دهیم.

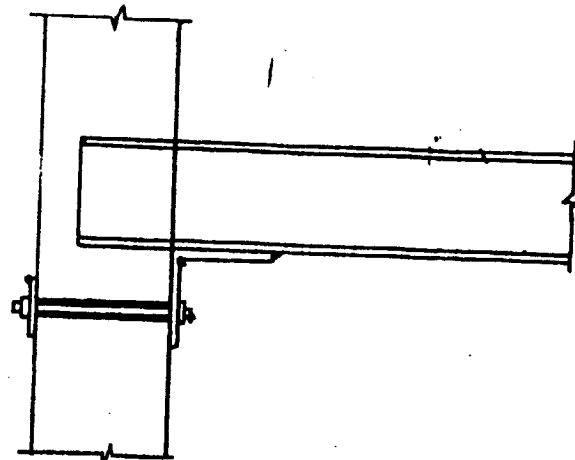
- روی دیوارهای باربر، فاصله بین تیرها را تمیز کرده، پس از جوش دادن سه میلگرد نمره ۱۸ به تیرها جوش داده روی آنها را بتن می ریزیم تا یک کلاف افقی به ارتفاع حداقل ۲۵ سانتیمتر ایجاد شود. دیوارهای آجری به علت جرم زیادشان در زلزله ها تمایل به جدا شدن از سقف را دارند. و در بسیاری از موارد اتصال بین سقف و دیوار به اندازه ای نیست که از جدایی آنها جلوگیری کند. شکل (۴-۹) یک مهارکشی برای کلاف کردن سقف و دیوار را نشان می دهد.

برای انتقال برش ناشی از نیروهای زلزله از دیافراگم به دیوارهای برشی باید اتصال کافی بین دیافراگم و دیوار وجود داشته باشد شکل (۴-۱۰) نمونه ای از اتصال برشی را نشان می دهد.

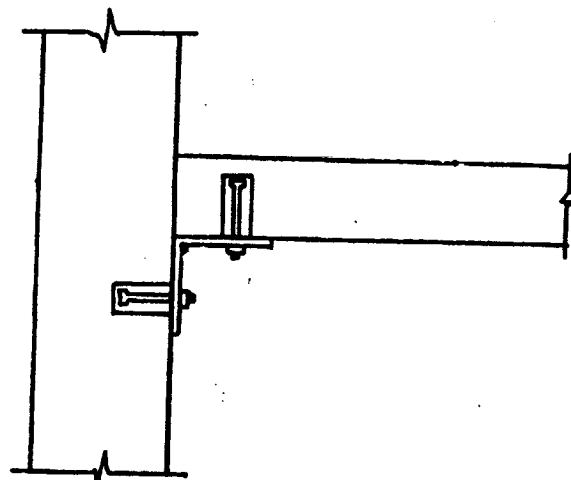
۴-۱-۴- طاقهای قوسی :

طاقهای قوسی را می توان با فولادهای کش در پای طاق ها مهار نمود. برای نصب فولادهای کش می توان با حفر سوراخهایی توسط مته و داخل کردن فولاد در حفره ها و مهار آنها عمل نمود.

شکل (۴-۱۱)

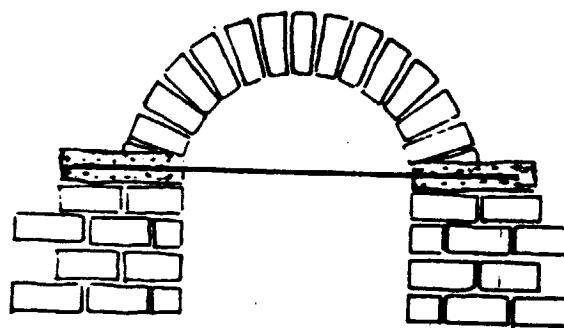


شکل (۴-۹) نمونه‌ای از مهارکشی



شکل (۴-۱۰) نمونه‌ای از مهاربرشی

شکل (۴-۱۱) تقویت قوسهای بالای بارشوما



۲-۴- تقویت دیوارها:

هنگامی که هدف بازگرداندن مقاومت اولیه به ساختمان باشد باید توجه کرد که حتی ریزترین ترکها در اجزای باربر ساختمان، که غیر مسلح باشند (مانند اعضای ساخته شده از مصالح بنایی یا بتن معمولی بدون میلگرد) باعث کاهش مقاومت آن جزء می گردن. بنابراین در بدو امر باید تمام ترکها را مشخص کرد و سپس ترکهای مهمتر را با تزریق سیمان، یا تزریق مواد شیمیایی یا اتصالات خارجی تعمیر نمود.

۱-۲-۴- ترک خوردگی جزئی دیوارها:

- در صورتی که ترکهای واقع بر روی دیوار، به عرض چند میلیمتر (کمتر از ۱۰ میلیمتر) و نسبتاً پراکنده باشند، یکی از روشهای زیر می تواند مورد استفاده قرار گیرد:
- الف) آجرکاری (آجر مجوف و توخالی) یا استفاده از مصالح بنایی با ضخامت کم.
 - برداشتن اندود از سطح عریضی در اطراف ترکها (در حدود ۶۰۰ میلیمتر)
 - عریض نمودن ترکها (شکست موضعی آجرها)
 - سمباده زنی شدید ترکها به منظور برچیدن هر نوع ملات ضعیف
 - شستشو با آب تحت فشار
 - افزودن دوغاب سیمان پرمایه، تابیشترین عمق ممکن در داخل ترک با ماله آهنی نازک
 - تراز کردن سطوح بیرونی اتصالات و اندود کاری نهایی آن
- بعنوان یک روش دیگر، بعد از تسطیح سطوح خارجی اتصالات و قبل از ایجاد اندود نهایی، یک

توری سیمی یا شبکه مشبک می تواند با استفاده از وصله های فولادی، که در داخل اتصالات دیوار جای داده می شوند، بر روی دیوار متصل گردد.

ب (آجرکاری (آجرهای توپر و محکم) یا استفاده از مصالح بنایی با ضخامت زیاد. تزریق دوغاب سیمان یا ترکیبات رزین می تواند مورد استفاده قرار گیرد (در صورتی که توجیه اقتصادی یا فنی برای آن وجود داشته باشد).

روش تزریق دوغاب سیمان در ذیل شرح داده شده است. شکل (۱۲-۴)

آماده سازی :

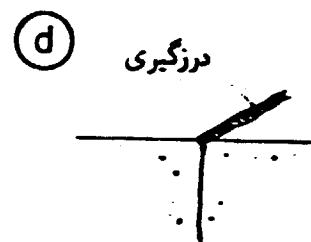
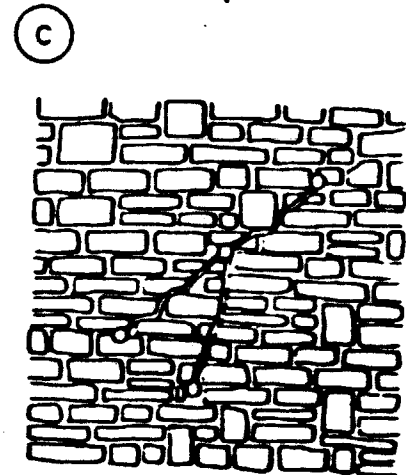
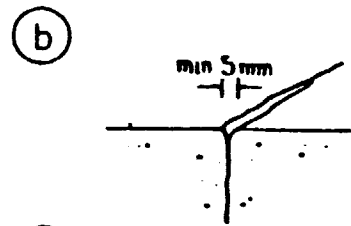
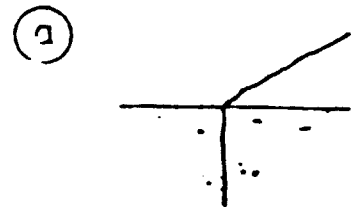
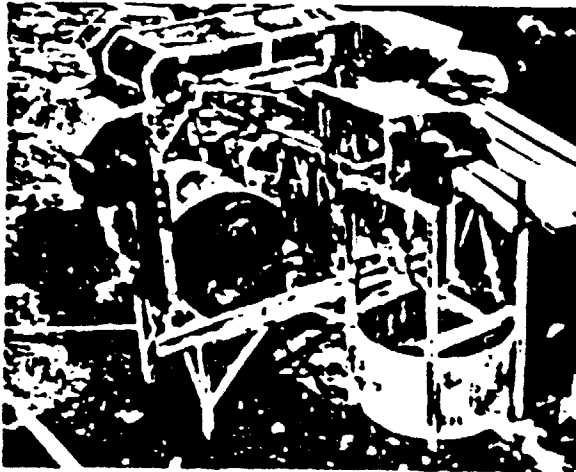
برداشتن اندود سطحی، و تعریض ترکها

حفر سوراخهایی به قطر ۱/۲ اینچ در داخل ترک، (هر چه ترکها باریکتر باشند فواصل این سوراخها کمتر است) و جای دادن لوله های کوچک در داخل این سوراخها. شستشو با آب تحت فشار و درز بندی ترکها باخمیر سیمان.

ساخت :

دوغاب سیمان تزریق شده در ابتدا رقیق (کم مایه) خواهد بود. (در فشار کم) و بتدریج غلیظتر (بر مایه تر) ساخته خواهد شد (در فشار بالا) و بتونیت (مواد نرم و متخلخل رسی حاصل از خاکسترهای آتشفشانی) به نسبت ۵ درصد وزنی سیمان اضافه می گردد.

تزریق از پائین ترین لوله شروع می شود و تا زمانی که دوغاب یکدست شروع به جریان یافتن از لوله بعدی نکرده است، ادامه می یابد. بدین ترتیب، اولین لوله درزبندی و سپس تزریق لوله بعدی انجام می شود و به همین نحو ادامه می یابد.



شکل (۴-۱۲) a- برچیدن اندود

b- تعریض ترکها

c- حفر سوراخها و جای دادن لوله های کوچک درزگیری

d- شستن با آب و درزگیری ترکها با خمیر سیمان

اندود نهایی (یا، به عنوان روش دیگر، نصب یک توری سیمی و ایجاد اندود نهایی بر روی آن) سرانجام به مرحله اجرا در می آید.

تجهیزات :

مخلوط کننده خیلی سریع، برای خرد کردن ذرات گلوله شده سیمان مناسب بوده زیرا به آب کمتری برای کسب روانی مشابه نیاز دارد.

- پمپ پیستونی (که معمولاً به صورت دستی انجام می گیرد)

- مت ۱/۴ اینچ مخصوص بتن

روش تزریق صمغهای چسبناک :

چنانچه ترکها ریز باشند (عرض حدود ۰/۷۵ میلیتر) یک روش عملی برای بازگرداندن مقاومت اولیه قطعه، تزریق صمغهای چسبناک تحت فشار زیاد بداخل ترک است. نحوه اجرا بشرح زیر می باشد (شکل a-۱۲-۴)

سطوح خارجی را از مواد غیر سازه ای تمیز می کنند و سپس دریچه های پلاستیکی در محل های باز شده بر اثر ترک در دیوار می چسبانند، بطوریکه فضای موجود در ترک عایق بندی شود. در فواصل تقریباً معادل ضخامت دیوار، در این دریچه های پلاستیکی حفره هایی جهت تزریق صمغ ایجاد می کنند. بعد از اینکه این دریچه ها بخوبی به دیوار متصل شدند و چسب خودش را گرفت، چنانچه ترک عمودی باشد، نخست از حفره های تحتانی یک به یک به طرف بالا شروع به تزریق صمغ چسبناک با غلظت کم میکنند و اگر جهت ترک افقی باشد از حفره سمت چپ یا راست شروع به تزریق می نمایند.

تزریق را از اولین حفره آنقدر ادامه می دهند تا در حفره طرف مقابل یا از حفره موجود در همان رویه دیوار ولی کمی بالاتر از آنکه تزریق می شود، صمغ خارج گردد. سپس حفره تزریق شده را مسدود کرده و به حفره بعدی می پردازند و بهمین ترتیب در سرتاسر ترک صمغ را تزریق می کنند.

هر چه ترک ریزتر باشد باید فشار تزریق بیشتر شود یا اینکه فواصل حفره ها از هم کاهش یابد بطوریکه صمغ تزریق شده بخوبی فضای موجود در ترک را چه در عمق و چه در ارتفاع عضو پر کند. ترکهای درشت تر را میتوان با در نظر گرفتن حفره هایی که از هم فاصله بیشتری دارند پر کرد ولی اگر ضخامت قطعه زیاد باشد بهتر است که فواصل حفره ها کاهش یابد.

در تمام اجزای ساختمانی ترک خورده نظیر تیرها، ستونها، دیوارها و کفها در ساختمانهای بنایی یا بتنی میتوان از این روش استفاده کرد.

دو نکته زیر در این مورد لازم به یادآوری است :

الف) در حالتی که چسبندگی بین آرماتورها و بتن بر اثر ترک خوردگی از بین رفته باشد یا اینکه ترک بموازات محور طولی آرماتور باشد، باید قبل از تزریق صمغ، بتن پودر شده موجود در ترک را بخوبی پاک کرد تا در موقع تزریق باعث اختلاط پودر بتن در صمغ نگردد. برای پاک کردن بتن پودر شده می توان از هوا یا آب تحت فشار استفاده کرد.

ب) اگر ترکها ریزتر از ۰/۵ میلی متر باشند، در عمل، تزریق صمغ با اشکالاتی مواجه می گردد و برای این نوع ترکها بهتر است از طرق دیگر استفاده گردد.

۲-۲-۴- ترک خوردگی شدید در دیوارها:

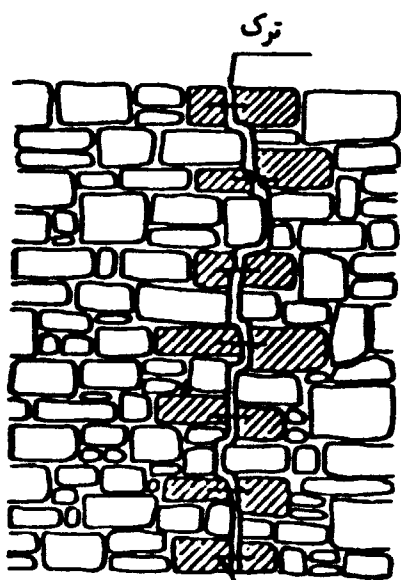
وصله کردن ترکهای بزرگ نسبتاً قائم (براساس میزان اهمیت وارده)

الف) سنگهای آسیب دیده، برداشته شده و وصله یا صفحات فلزی متصل کننده نصب می گردند.

ب) آجرها یا سنگها در محدوده ای به وسعت ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در امتداد ترک برداشته شده و دیوار با استفاده از آجرها یا سنگهای باریک و یا حتی بهتر از همه اینها، به وسیله پرکردن با بتن باز سازی می گردد (همانند ایجاد یک نوع ستون، شامل آرماتورگذاری 14ϕ و حلقه ها $6/50\text{mm}$) (شکل ۱۴-۲)

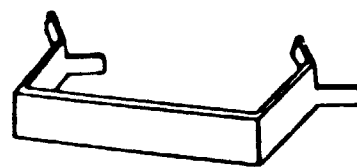
ج) کلافهای باریک موضعی یا پشت بندها: ترکهای اریب با پهنای بزرگ یا با گستردگی نسبتاً انبوه، نخست باید با یکی از روشهایی که برای ترکهای خفیف ذکر گردید و نیز به دنبال آن با روش کلافهای باریک موضعی که در این قسمت تعریف می گردد، تعمیر گردند (اگر فقط روشهای معمولی که برای تعمیر ترک خوردگی جزئی اختصاص یافته اند به کار گرفته شوند، پهنای بزرگ این ترکها یا ترتیب قرار گرفتن انبوه آنها، انتقال تنش را به میزان قابل اعتماد اجازه نمی دهد). آجرها یا سنگها در محدوده ای قائم به پهنای ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر و به عمق ۱۰۰ تا ۱۵۰ میلیمتر برچیده می شوند، حفره ای که به این ترتیب به وجود می آید، با بتن و با استفاده از قالب بندی بیرونی که فقط، برای قالب بندی تیرها یا ستون استفاده می شود پر می شود و شامل آرماتورگذاری حلقه ها $6/50\phi$ و میلگردهای 14ϕ می باشند. حلقه ها، عمیقاً در داخل بقیه اتصالات دیوار رخنه می کنند.

در صورتی که پشت بندهای عمودی در کل ارتفاع یک طبقه امتداد می یابند، اگر پیوستگی آنها با دیوار مشکل یا غیر ممکن باشد، در این صورت ممکن است در نقاط خاصی که بدرستی انتخاب شده

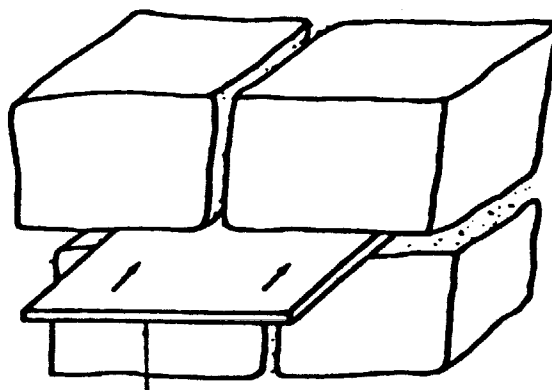


گیره مخصوص وصله کردن

پیش از نیمی از ضخامت دیوار جدا سازی شده
و سپس حفره یا دوغاب سیمان قوی پرمی گردد.
و در ضمن، صفحات و گیره مخصوص وصله
مورد استفاده قرار می گیرد

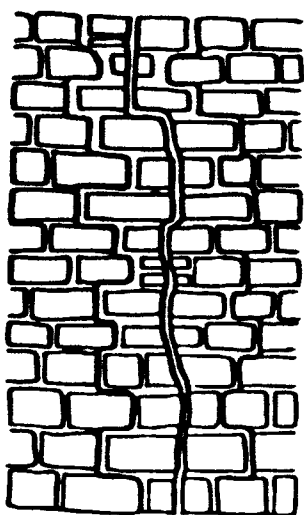


گیره مخصوص وصله کردن

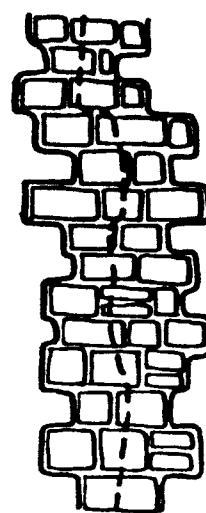


ورق فولادی

شکل (۱۳-۴)



جدا کردن سنگها و آجرها



دیوار به اندازه ضخامت کل دیوار بازسازی
می گردد تا اینکه ترک وصله گردد.

شکل (۱۴-۴)

|

باشند، زوجهایی از پشت بندها (در داخل و خارج) که از سطح دیوار مقداری برآمدگی تولید می کنند، ساخته شوند. اختصاص دادن اتصالات مناسب ضروری است. در دیوارهای نسبتاً باریک، این قبیل کلافهای موضعی باعث تقویت ستونها و تیرها می گردند. (شکل ۱۵-۴)

۳-۲-۴- ترک در تکیه گاه قوس :

در اثر نشست ستون، نیروی فشاری بر قوس وارد می شود. در نتیجه این حالت باعث ترک و شکست در محل تکیه گاههای قوس از یک و یا دو جهت می گردد که به ترتیب زیر تعمیر می شود :

در ابتدا زیر قوس شمع بندی دقیق و مطمئن انجام شده بطوریکه بتوان تکیه گاه قوس را خالی کرده و بطور کامل بنایی و مهارسازی آنرا انجام داد.

الف) چنانچه نشست و ترک سطحی باشد، ابتدا جداره ترک کاملاً خالی شده، غبار آن گرفته شده و مرطوب می گردد و سپس ملات گچ دستی اصطلاحاً عسلی و بطور شلاقی در عمق درز و ترک رانده شده بوسیله لاشه آجر حجم ترک فشرده و پر می شود و سپس گچکاری آماده و کشته در سطح کار انجام می گردد.

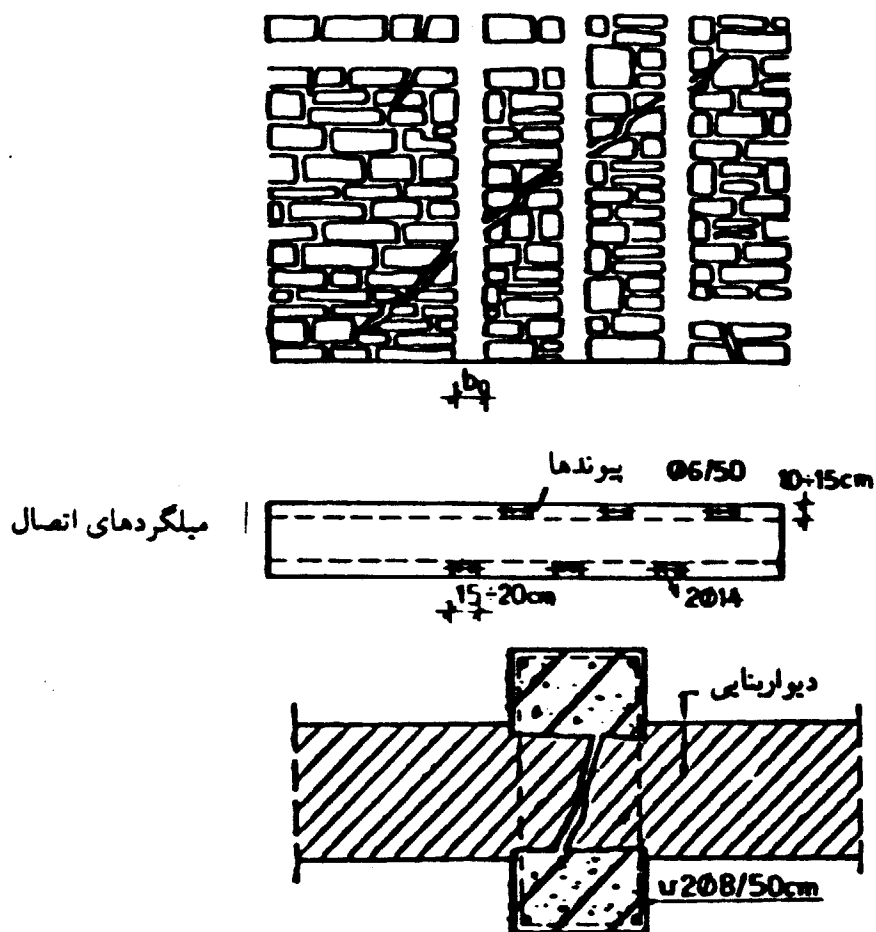
ب) چنانچه نشست و ترک عمیق باشد به ترتیب زیر عمل می گردد :

۱- با ملایمت بطوری که قوس دچار شکستگی نشود به وسیله قلم تیز و چکش رجهایی از

تکیه گاه آن کاملاً خالی می گردد.

۲- درست در مقابل رجهای خالی شده قوس از پای کار و ستون پخ شده نیز رجهایی تخلیه

می گردد.



برآمدگی کمربندهای (اتصال از داخل و خارج) با اتصالات میانی (برخی از سنگها یا آجرها برچیده می شوند).

شکل (۱۵-۴)

۳- با آجرهای سبز و زرد در حد جوش و با ملات گچ تیزون (پرگیر، زودگیر) و با رعایت آبخوار بودن آجرها محلهای خالی شده و درون ترک بوسیله رجهای مورب و اتصال تکیه گاه از ستون و قوس بطور دقیق بنایی می گردد.

توجه : کاربرد کردن بین رجهای اتصال سبب درگیری کامل قوس می شود.

۴- چنانچه خطر نشست و شکست را با اتصال دادن رجهای نتوان مهار نمود سطح میانی قوس به شکل افقی جهت نشست تیر آهن و یا تیرمقاوم چوبی بوسیله قلم و چکش با دقت خالی می شود.

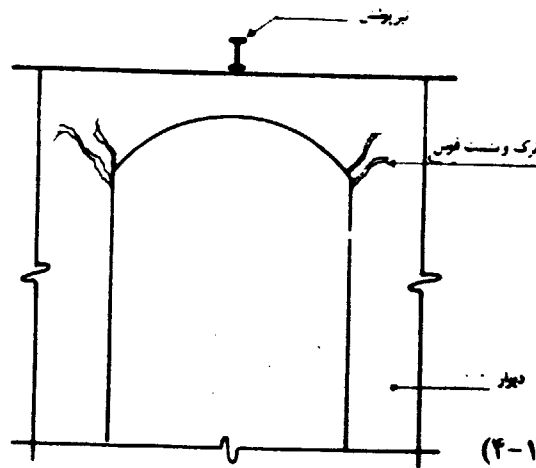
توجه : جهت برش محل ذکر شده اگر از دستگاه « فرز » استفاده شود خطر شکست و تکان خوردن در قوس پیش نمی آید.

۵- سطح تخلیه و محل تیر آهن تا روی ستونها و تکیه گاه قوس دنبال می شود.

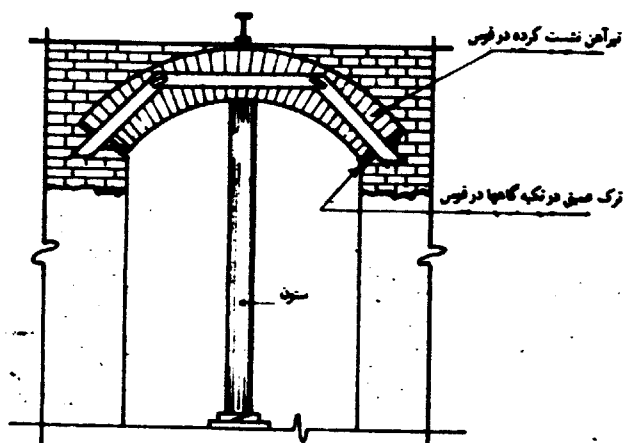
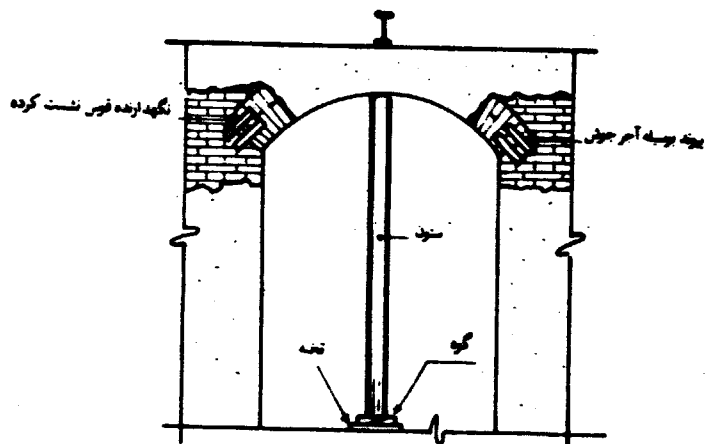
۶- پس از جاروب کردن محل خالی شده و مرطوب ساختن آن، تیر آهن در محل خود مستقر شده و بلافاصله بوسیله گچ تیزون و روان اطراف آن پر می گردد.

توجه : کار بند کردن اطراف تیر آهن با دقت انجام می گردد و بطور کلی با تیرکشی بصورت پل اولاً قوس نگهداری شده و در ثانی در تحمل باربری آن کمک فراوان می کند.

(شکل ۱۶-۴)



شکل (۱۶-۴)



۴-۲-۴- برآمدگی موضعی :

در این زمینه معمولاً با دو حالت روبرو هستیم :

(الف) تغییر شکل هر دو وجه از حالت قائم (شکل ۴-۱۷)

در این حالت دیوار باید ویران و مجدداً در طول قابل توجهی ساخته شود.

(ب) برآمدگی یک وجه دیوار (معمولاً ناشی از فقدان آجرهای کله است) (شکل ۴-۱۸) در مورد این حالت فقط در شرایطی که وجه قائم دیوار دارای پایداری کافی به منظور استفاده از انجام دادن عملیات قالب بندی باشد می توان از نوسازی کامل دیوار احتراز کرد. (بعد از تخریب وجه برآمده دیوار) و بعد از آن، آجرهای کله در دیوار بازسازی شده جای داده شده و به میزان زیادی از دوغاب سیمان برای پرکردن همه حفره ها استفاده می شود.

۴-۲-۵- پوششهای بتن آرمه :

در مورد آسیب های وسیع دیوارهای ساختمانها که جزو موارد قابل تعمیر شناخته شده اند، بایستی

ترجیحاً از پوشش بتن آرمه دوگانه ای استفاده گردد (شکل ۴-۱۹)

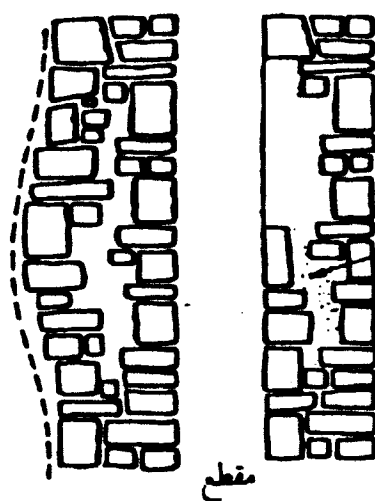
- قبل از انجام دادن هرکاری همه اندودکارها بایستی به طور اصولی و منظم برچیده و ملات از روی اتصالات آجری و سنگی پاک شوند و در ضمن سنگها بایستی تا بیشترین عمق ممکن تحت اثر فشار آب شستشو گردند.

- پوشش مقاطع، ترجیحاً با بتن ریزدانه صورت می گیرد، که ضخامت ۵۰ میلیمتر (برای آجرکاری)

تا ۱۰۰ میلیمتر (برای مصالح بنایی)، همچنین، براساس شدت آسیب وارده افزایش می یابد.



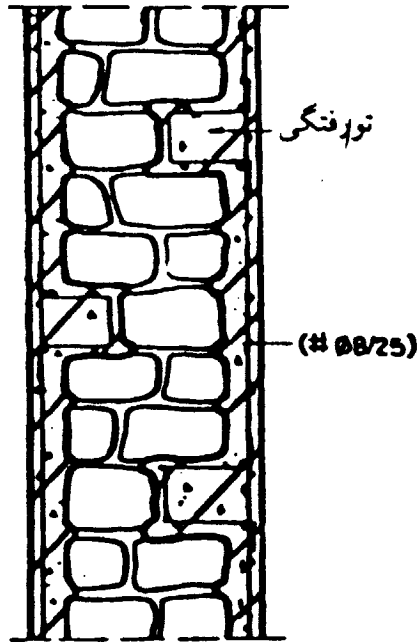
شکل (۴-۱۷)



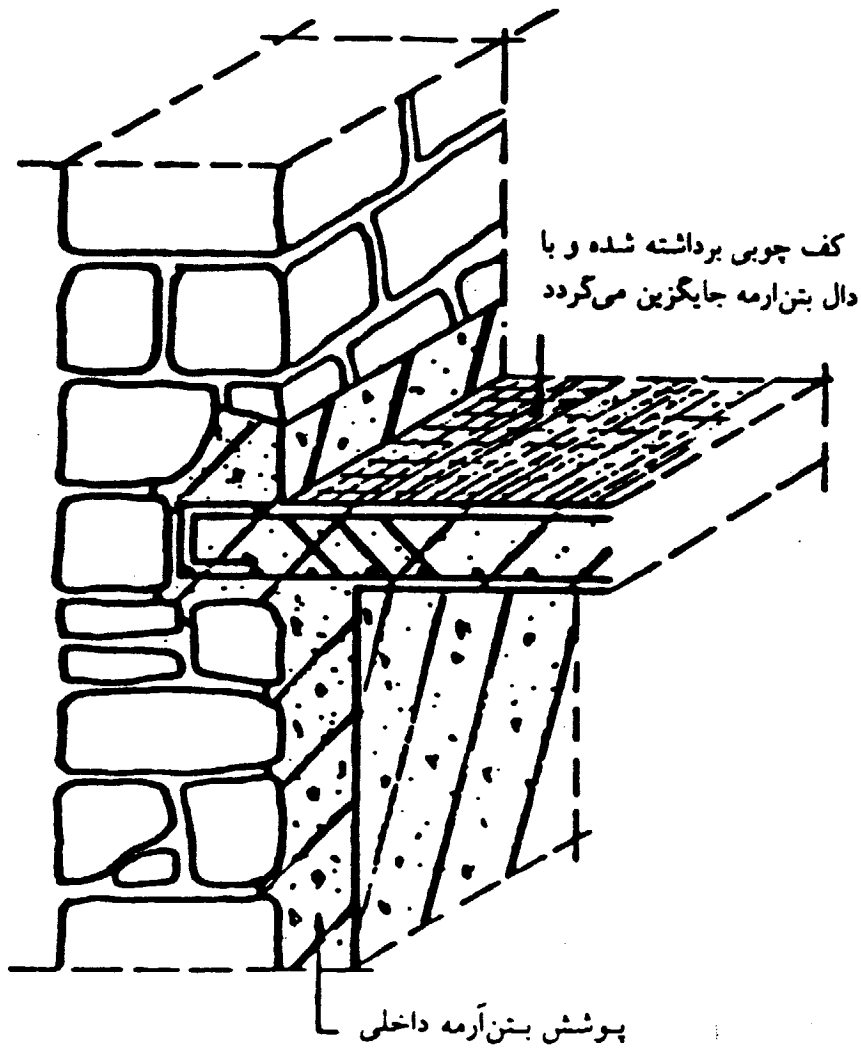
مقطع

دیوار بازسازی می گردد و
حفره با دو غاب سیمان
پر می شود

شکل (۴-۱۸)

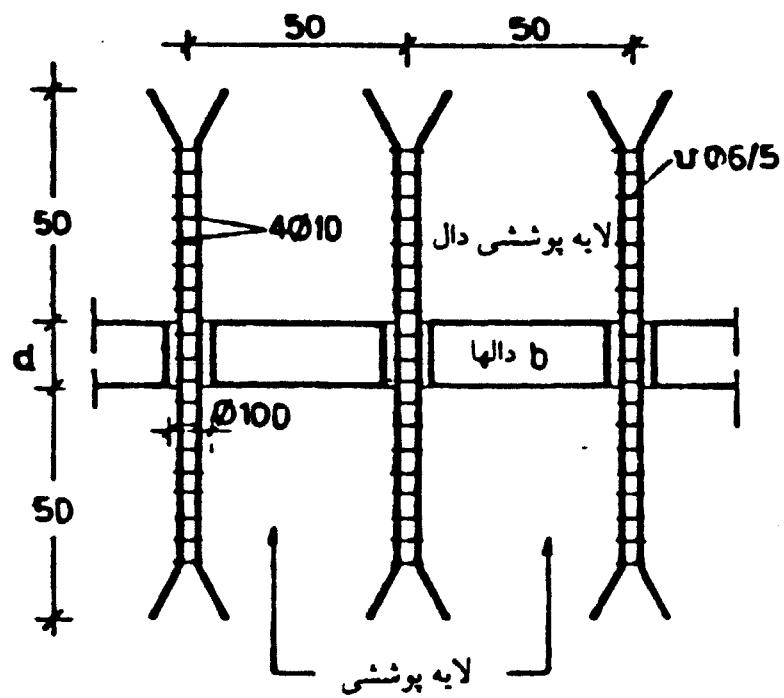


شکل (۴-۱۹) پوشش بتن آرمه و بریدگی مهاري



شکل (۴-۲۰)

- ۱- اگر بتن درجا مورد استفاده قرار می‌گیرد، ضخامت هر لایه پوشش باید از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.
- برای سازه‌های ساده و متعارف، طراح می‌تواند در مورد جایگزین کردن بتن ریزدانه یا بتن درجا با دوغاب سیمان پرمایه که دارای ۴۰۰ کیلوگرم سیمان در هر متر مکعب بتن است مختار باشد.
- در حالتی که کف چوبی باشد، پوشش را می‌توان بدون بر هم زدن اتصالات اعمال نمود.
- اگر کف موجود نتواند به حد کافی به عنوان یک کف صلب که نیروهای جانبی را توزیع می‌کند عمل کند، در این صورت یک لایه ضخیم پوششی قادر خواهد بود که امر جابجایی کف چوبی را با دال بتن آرمه تسهیل کند (شکل ۲۰-۴) این دال را می‌توان بر روی لایه پوششی داخلی و یا بر روی «بریدگی» کوچکی که در درون مصالح بنایی ایجاد می‌شود، بطور صحیح اجرا نمود.
- در مورد دالهای بتن آرمه، پوشش مورد نظر با جوشکاری آرماتورهای لایه پوششی بر روی آرماتورهای دال یا سوراخهایی به قطر ۱۰۰ میلیمتر در فواصل هر ۵۰۰ میلیمتر ایجاد و آرماتورهای اتصال (۱۰ ϕ ۴، به طول ۱۰۰ میلیمتر و خاموتهای ۶/۵۰ mm ϕ) از داخل این سوراخها، عبور داده می‌شوند. (شکل ۲۱-۴)
- پوششهای داخلی و خارجی با واسطه کلاف تقویتی بتن آرمه به یکدیگر متصل می‌گردند و این کلاف تقویتی در تراز تکیه‌گاه سقف ساخته می‌شود. برای کلافهای تقویتی بتن آرمه که در تراز پائین‌تری قرار دارند، نظیر این اتصال مفید است.
- ۲- اگر دیواری که بدین ترتیب، تقویت می‌گردد، طولی بیش از ۶ متر داشته باشد، بایستی یک پشت بند بتن آرمه عرضی بر روی لایه پوششی داخلی به صورت دیواری باریک و کوتاه به ضخامت ۶۰۰ میلیمتر احداث گردد. (حداقل آرماتورهای ۸ ϕ در فاصله ۱۵۰ میلیمتری یا ۸/۱۵ ϕ و خاموتهای ۶ ϕ



شکل (۴-۲۱)

به فاصله ۱۵۰ میلیمتری باشند) . (شکل ۲۲-۴)

پوشش یکطرفه :

در مورد دیوارهای بنایی یا آجری ضخیم و یا سازه‌های کوچکتر (به دلایل اقتصادی) یک پوشش یکطرفه می‌تواند اعمال گردد (این امر می‌تواند هم بصورت داخلی و یا بصورت خارجی انجام بگیرد). بطور کلی ، یک پوشش داخلی یک طرفه، مطلوب نمی‌باشد. مگر در حالتی که شرایط تاریخی یا معماری سازه مورد نظر مطرح باشد. چون عدم رعایت و توجه به مورد فوق سبب بروز مشکلاتی جدی در عملکرد ساختمان می‌گردد. (در ضمن تاسیسات برقی و بهداشتی جدید ضروری است، طبقه همکف ساختمان باید به منظور مهار کردن لایه پوششی حفاری گردد، پوشش باید دالها و کف طبقات را دربرگیرد) ضخامت پوششهای یکطرفه باید حداقل در حدود ۱۰ سانتیمتر باشد. بتن ریزی باید بصورت درجا در مراحلی که ذکر گردید انجام گیرد.

اگر کناره‌های ساختمان آسیب دیده یا از دیدگاه عملکرد سازه‌ای قابل اطمینان نباشد، پوشش بطور

موضعی تقویت می‌گردد.

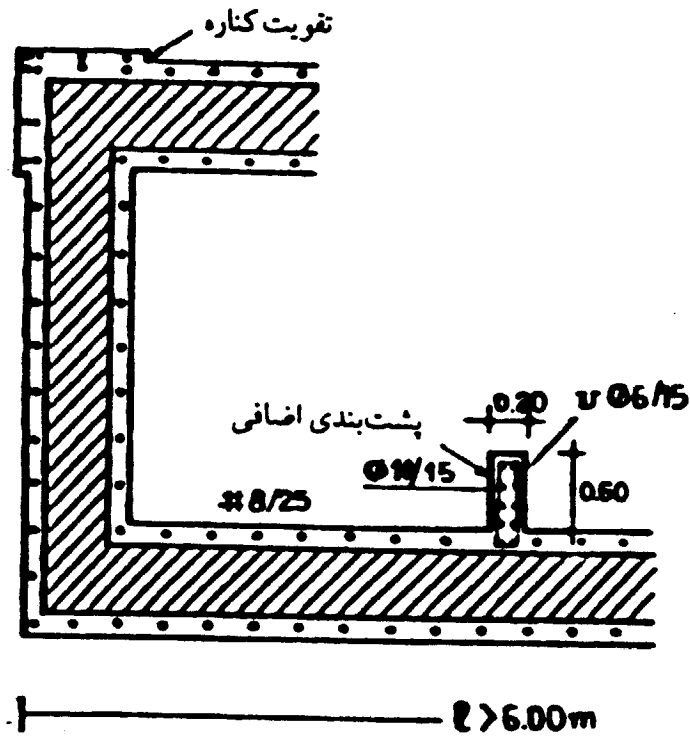
برای میلگرد گذاری می‌توان از یک شبکه فولادی منفرد با حداقل $\phi 8/250$ یا یک توری سیمی

مشابه استفاده کرد.

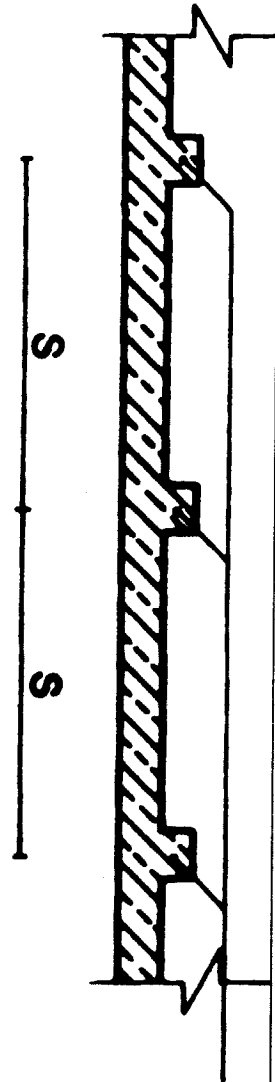
لایه پوششی باید بدقت به پی و خود دیوار با استفاده از بریدگیهایی که در پائین تر از نصف ارتفاع

دیوار ایجاد گردیده است مهار شود (ابعاد بریدگیها برابر با 200×200 میلیمتر می‌باشد) (شکل ۲۳-۴)

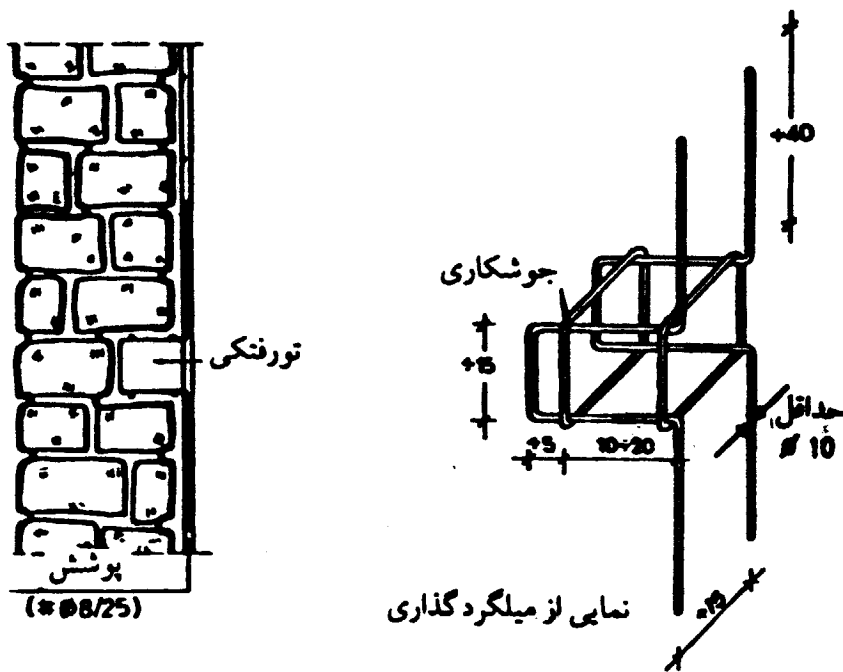
با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می‌توان مقاومت لرزه‌ای ساختمان



روکش بتنی روی دیوارهای آجری



شکل (۴-۲۲)



شکل (۴-۲۳)

1

را بطور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری - بتنی می‌توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروهای جانبی زلزله را بگیرند. مزیت روکش سطوح بیرونی به سطوح درونی این است که روکش با سقف تلاقی نکرده، بطور یکپارچه تمام ارتفاع ساختمان را دربر می‌گیرد.

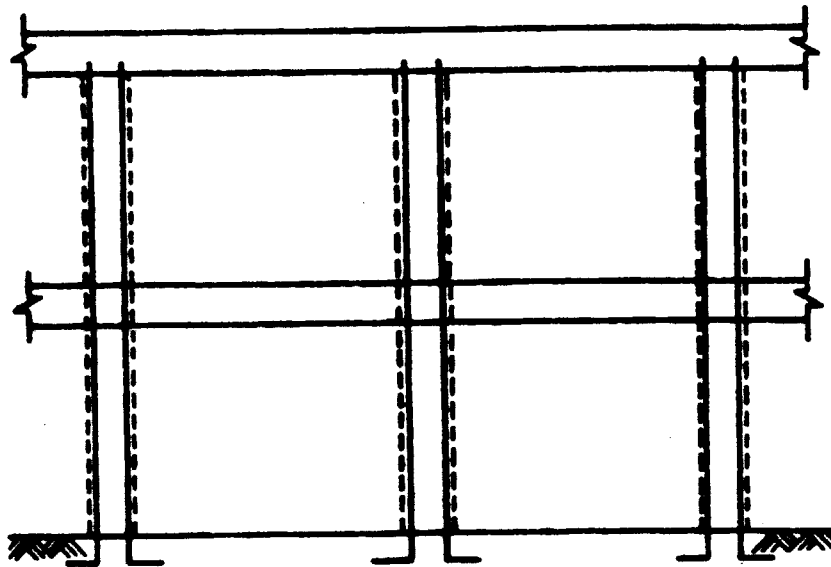
برای ایجاد روکش بتنی باید در دیوار شیار قائم ایجاد کرد تا پس از پاشیدن بتن این شیارها همچون کلاف قائم عمل کرده، ضمن تقویت مقاومت خمشی دیوار، روکش بتنی و دیوار آجری را خوب باهم یکپارچه کنند.

فاصله کلافهای قائم S می‌توانند بین ۲ تا ۲/۵ متر باشد. در کنار بازشوها حتماً باید کلاف قائم قرار گیرد. روی دیوار شبکه‌ای از میلگردهای افقی و قائم قرار می‌گیرد. ایجاد کلاف افقی گرچه می‌تواند عملکرد روکش را بهبود بخشد اما به سبب آنکه بارهای قائم به دیوار آجری وارد می‌شوند، کندن شیار افقی می‌تواند خطرناک باشد و لذا استفاده از کلافهای افقی توصیه نمی‌شود.

در مواردی که ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی ممکن نباشد باید سطوح داخلی را روکش کرد. باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف روکش قطع می‌شود و در نتیجه نیروهای خمشی وارد به روکش در طبقه بالا به طبقه پائین منتقل نمی‌شوند. برای رفع این نقیصه می‌باید در نقاطی غیر از تکیه‌گاه تیرهای سقف را برید و شیارهای قائم را از آن عبور داد تا دیوار برشی به صورت یکپارچه درآید. شکل (۲۴-۴) باید توجه داشت که میلگردهای قائم باید در داخل پی قلاب شوند.

۴-۲-۶- تقویت با استفاده از پشت بند:

برای مهاربندی دیوارهای طویل، که در ساختمانهای طویل با پوشش خرابا وجود دارند، میتوان با



شکل (۲۴-۴) روکش بتنی سطوح درونی: روکش توسط سقف قطع می شود اما کلافهای قائم با سوراخ کردن سقف امتداد می یابند.

افزودن ستونهایی، خراباها را بصورت قاب درآورد. این ستونها باید به دیوار بخوبی متصل شوند. روش ساده تر اینست که از پشت بندهای آجری که بتوسط سنگهای کلید مطابق شکل (۲۵-۴) به دیوار اصلی متصلند استفاده گردد. این پشت بندها به طرف خارج ساختمان اضافه می گردند.

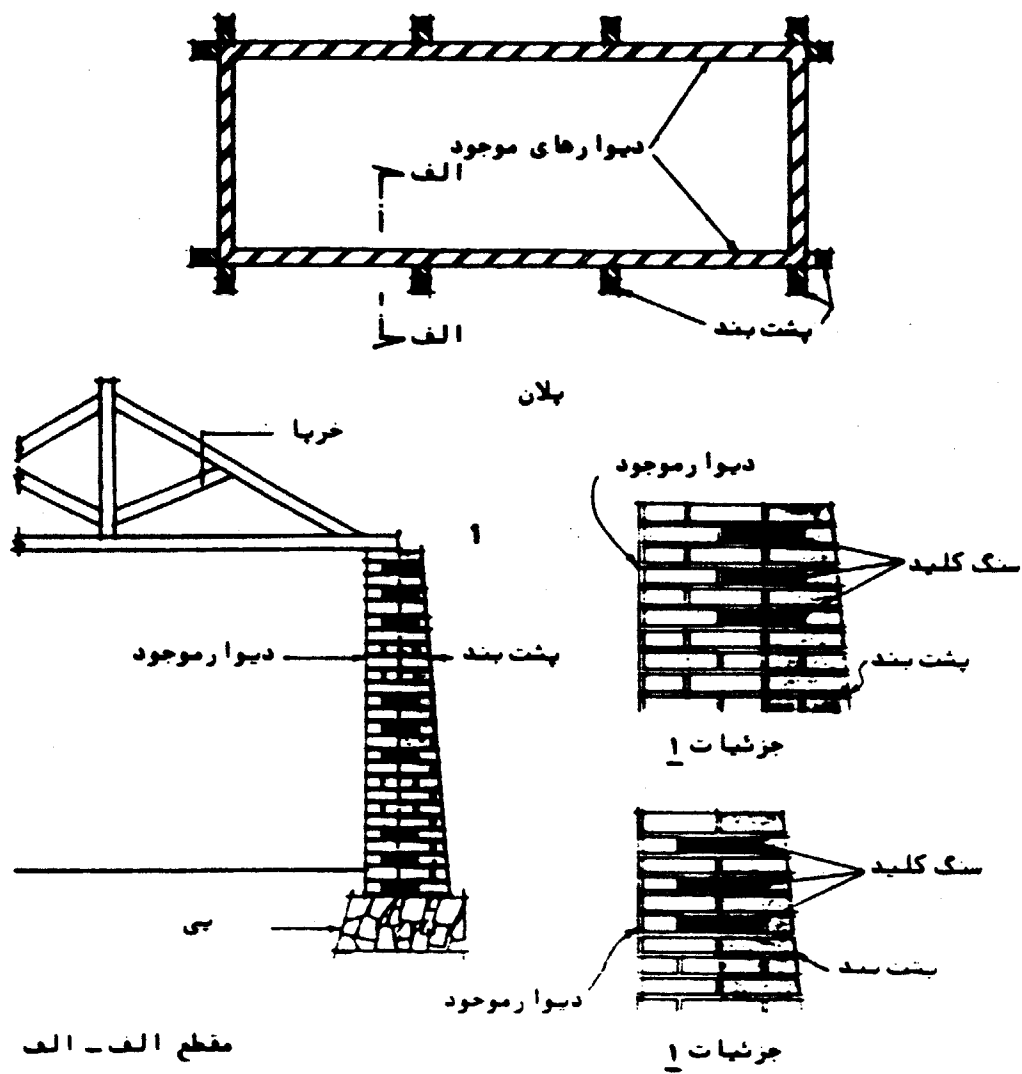
دیوارهای خشتی و گلی را می توان با استفاده از دیوارهای حائل دوزنقه ای مطابق شکل (۲۶-۴) در مقابل زلزله تقویت کرد. در هر یک از گوشه های ساختمان دو دیوار حائل (یکی در جهت طول و دیگری در جهت عرض ساختمان) باید ساخته شود.

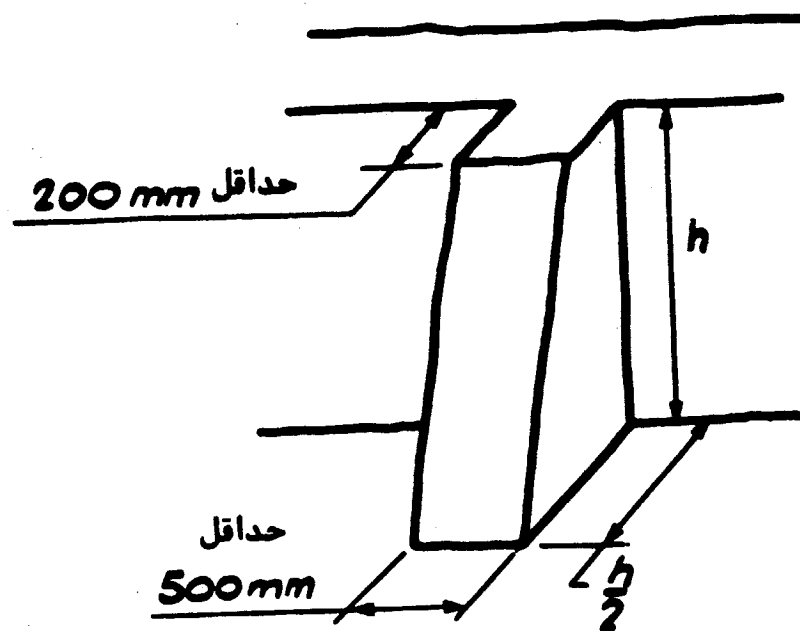
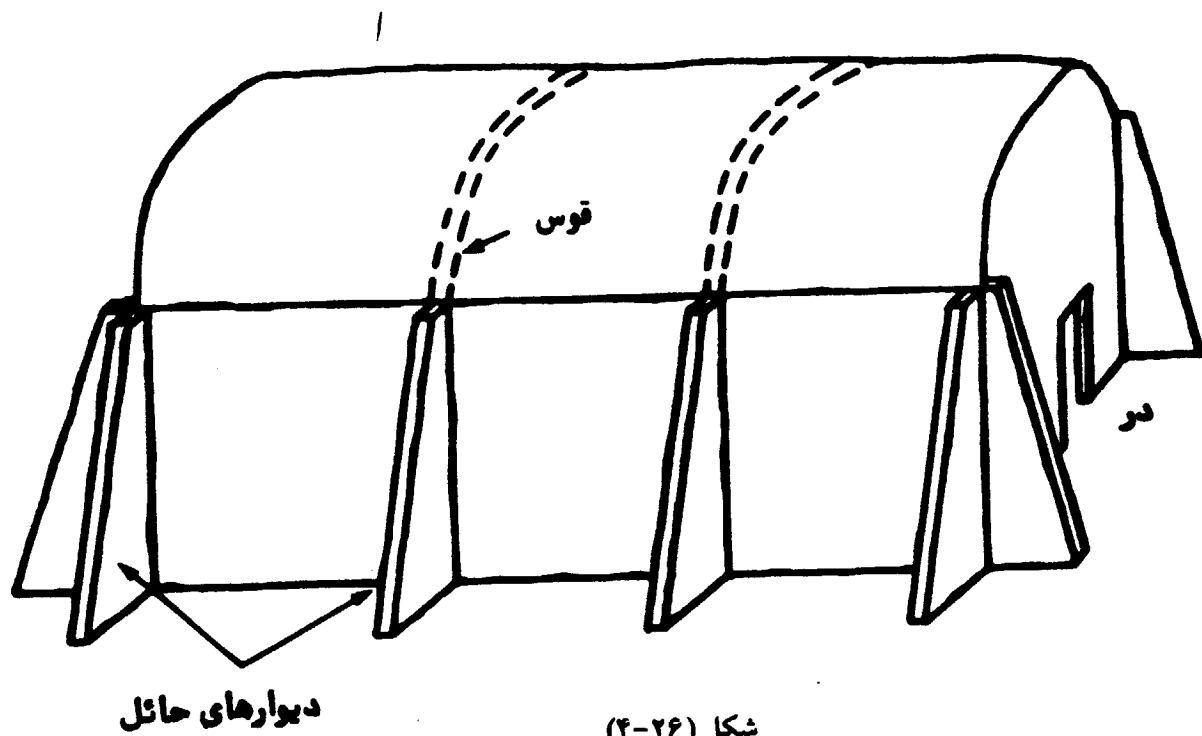
این دیوارهای حائل باید در جایی که یک دیوار عرضی با یک دیوار طولی برخورد می کند و یا یک قوس سقف سنگینی را تحمل می کند نیز ساخته شوند.

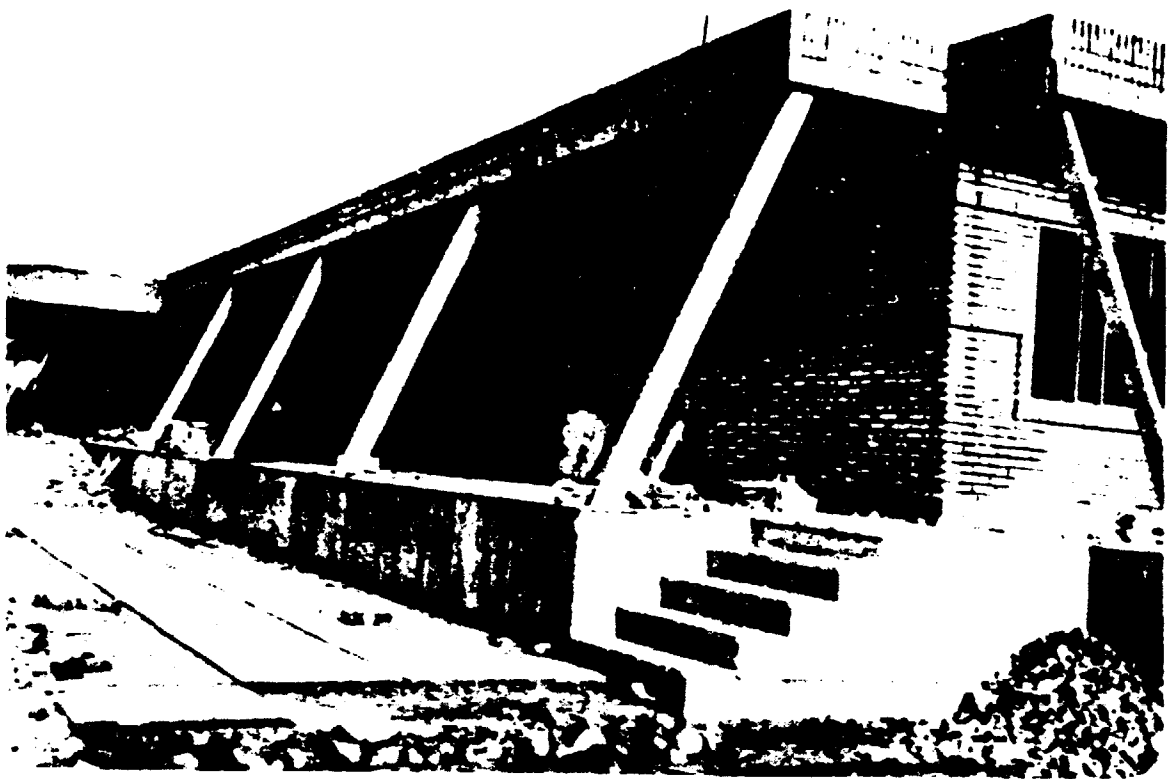
اندازه و شکل دیوارهای حائل باید مطابق شکل (۲۷-۴) باشد. عرض این دیوارها باید حداقل ۵۰ سانتیمتر و طول آنها در بالای دیوار باید حداقل ۲۰ سانتیمتر باشد. اگر ارتفاع دیوار h باشد. طول آنها در پای دیوار باید $\frac{h}{4}$ باشد. پی دیوار حائل باید در همان تراز پی دیوار اصلی قرار داده شود.

ساختمانهای خشتی گنبدی را نیز می توان به وسیله دیوارهای حائل تقویت نمود. شکلهای (۲۸-۴) تا (۲۹-۴) تصاویر یک ساختمان آجری را در طبس نشان می دهد که بطور نسبی در زلزله صدمه کمی دیده است. علت این امر وجود ستونهایی مایل در اطراف ساختمان بوده که بصورت مهارهایی ساختمان را در مقابل ارتعاشات افقی تقویت نموده است. این مثال نشان می دهد که اگر مهندس یا معمار درک درستی از رفتار ساختمانها در زلزله داشته باشد او می تواند یک طرح ابتکاری برای ساختمان دهد که در مقابل زلزله نیز مقاوم باشد.

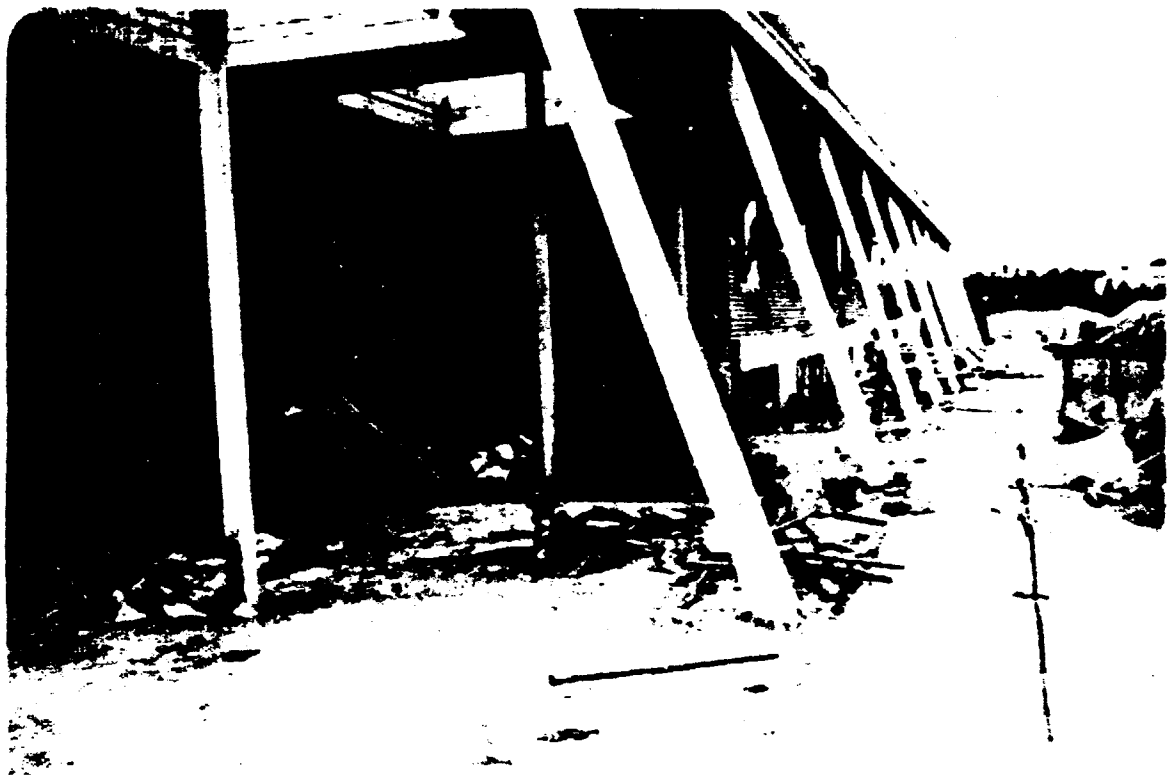
شکل (۲۵-۴) تقویت دیوارهای طویل با افزودن پشت بند آجری







شکل (۴-۲۸)



شکل (۴-۲۹)

۷-۲-۴- تقویت با استفاده از پیش تنیدگی :

فشار در جهت افقی که توسط آرماتورها یا کابلها پیش تنیدگی ایجاد شود. می تواند علاوه بر اینکه مقاومت برشی دیوار را بالا برد، باعث تقویت اتصالات دیوارهای قائم نیز گردد. شکل (۳۰-۴) راحت ترین روش برای ایجاد پیش تنیدگی افقی در دیوارها، قرار دادن دو میلگرد فولادی با مقاومت زیاد بطور افقی و موازی با یکدیگر در دو لبه دیوار و کشیدن آنها توسط جک یا تیفور است و سپس با مهره های مخصوص آنها را روی ورقهای فولادی تثبیت می کنند. لازم به ذکر است که با پیش تنیدگی افقی نسبتاً ضعیف حدود یک کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در سطح قائم دیوار می توان به بهترین نتیجه رسید. پیش تنیدگی برای تقویت و مهار کردن تیرهای سر در بکار رفته در بین دو ردیف بازشو، در حالتی که دال صلب وجود ندارد، نیز می تواند مفید باشد.

۳-۴- آسیب های وارد به اتصالات :

۱-۳-۴- فرو ریختگی گوشه

عملیات تعمیر و تقویت یک گوشه فرو ریخته دیوار را می توان با به کار بردن یکی از روشهای زیر به انجام رساند :

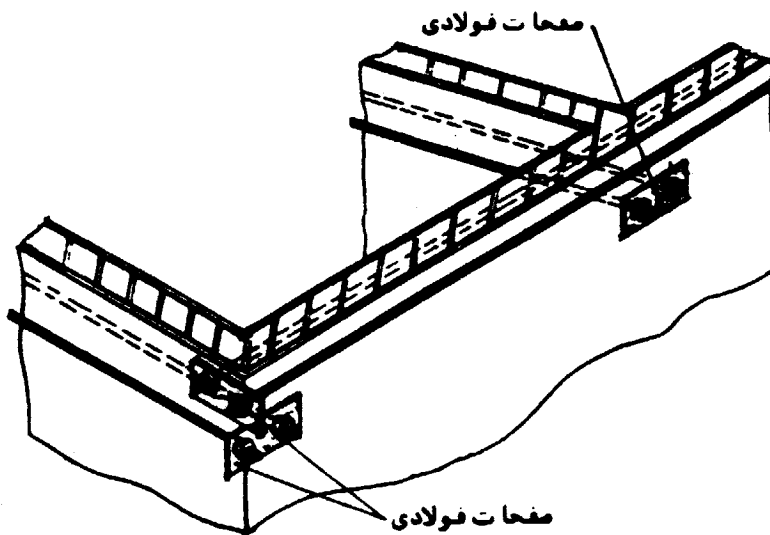
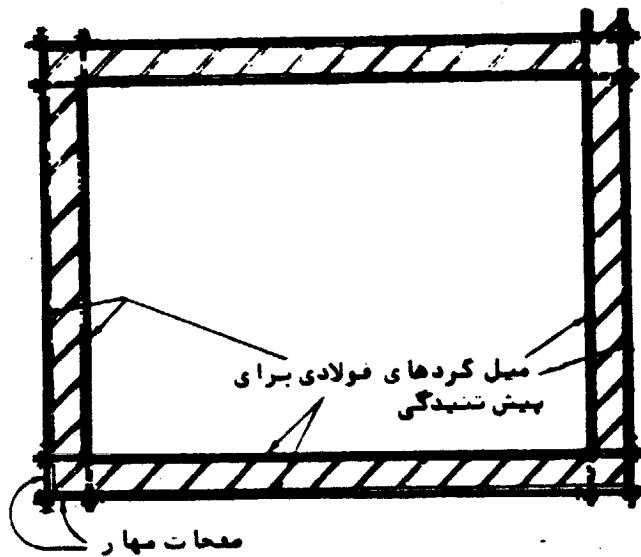
- مهار و تقویت یا برچیدن سقف

- برداشتن سنگهای اضافی از پیرامون سطح آسیب دیده

- آماده سازی سطح اتصال و بازسازی دقیق

دقت اصلی باید معطوف به عملکرد صحیح اتصالات قسمتهای بازسازی شده دیوار و بر روی سطوح

شکل (۳۰-۴) تقویت
دیوارها با پیش تنیدگی
افقی



|

تماس مربوطه گردد. در صورتی که، کلاف تقویتی گوشه دیوار آسیب دیده باشد، بایستی تعمیر گردد، و اگر چنین نباشد، بایستی این کلاف که به منزله عامل تقویتی عمل می‌کند به دیوار اضافه گردد.
شکل (۴-۳۱ و ۴-۳۲)

در این قبیل موارد، قالب‌بندی و بتن ریزی ستونی از بتن آرمه، برای گوشه‌ها، می‌تواند در صورتی که از نظر اقتصادی توجیه شده باشد مورد استفاده قرار گیرد.

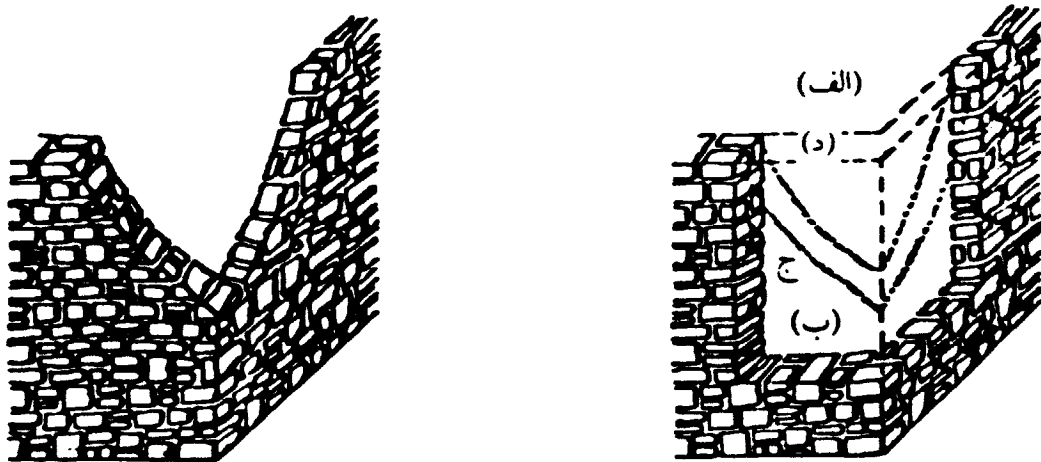
کلاف تقویتی بتن آرمه بایستی به این نوع اعضای آسیب دیده اضافه گردد، به ضخامت ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر، با حداقل آرماتور $\phi 16$ و خاموت‌های $\phi 6$ در فاصله ۲۰۰ میلیمتری. (شکل ۴-۳۳)

۴-۳-۲-۲- انفصال و جدایی دیوارهای متصل به یکدیگر

همان‌طور که در شکل (۴-۳۴) نشان داده شده است، تعمیر یا تقویت اتصالات ترک خورده گوشه دیوار می‌تواند به نحو موثری توسط پیچ کلاف انجام پذیرد.
برای تعمیر و تقویت دیوارهای متصل به یکدیگر، که بر اثر آسیب وارده، از هم جدا شده‌اند، به کار بردن روشهای زیر ممکن است موثر باشد.

۴-۳-۲-۱- وصله کردن سنگها (داخل و خارج)

برداشتن سنگها یا آجرهای مجاور اتصال که با شماره های: (۱) و (۲) علامت‌گذاری شده‌اند و قرار دادن سنگ یا آجر جدید، که با شماره (۳) نشان داده شده و برای هر دو دیوار مشترک است. این عضو مشترک ساختمانی در درون دوغاب سیمان پرمایه (از داخل و از خارج) در فواصل حدود ۵۰۰ تا



الف - برجیدن تمام یا قسمتی از سقف (یا تقویت مناسب)

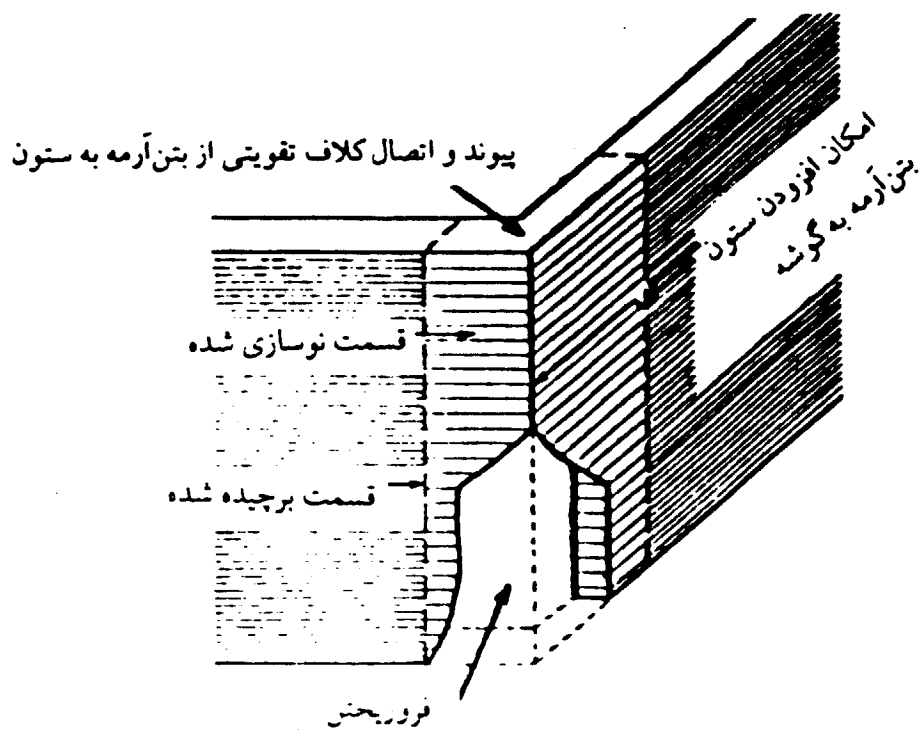
ب - برجیدن اضافی دیوار

ج - آماده سازی سطح اتصال و بازسازی دقیق

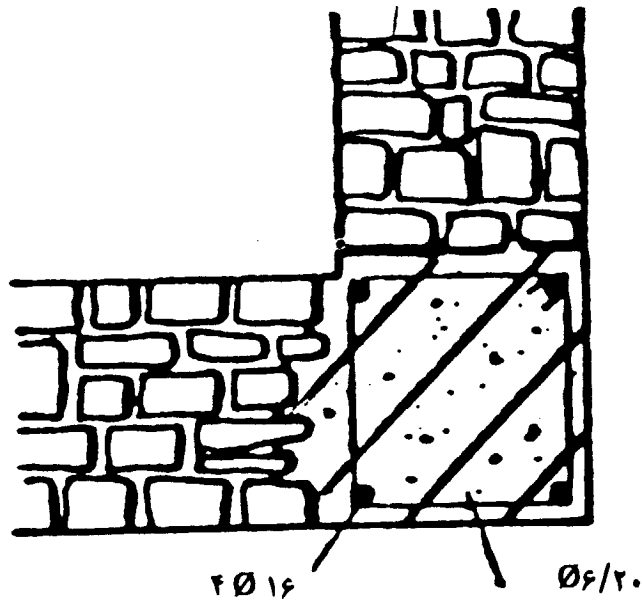
د - ساخت اضافی یک کلاف تقویتی به ضخامت

۲۰ تا ۲۵ سانتیمتر و آرماتور $2\phi 16$ و خاموتهای $\phi 6/20$

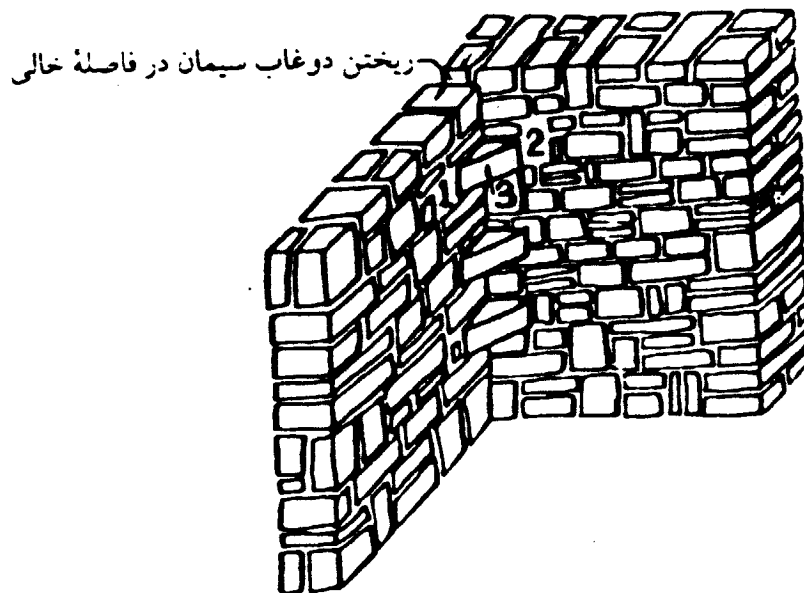
شکل (۴-۳۱)



شکل (۴-۳۲)



شکل (۴-۳۳)



شکل (۴-۳۴)

|

۱۰۰۰ میلیمتر از یکدیگر قرار داده می شود.

- شکاف های ایجاد شده مابین دو دیوار با دوغاب سیمان پرمایه درزبندی می شود.

- یک تور سیمی در هر دو طرف داخلی و خارجی دیوارها متصل و سپس با دوغاب سیمان اندود

کاری می شود.

- ایجاد یا تعمیر کلاف تقویتی بتن آرمه در مرحله آخر انجام می شود. (شکل ۴-۳۴)

۲-۲-۳-۴- قالب بندی و بتن ریزی ستون

برداشتن سنگها از سطح اتصال و قالب بندی و بتن ریزی ستون بتن آرمه (حداقل آرماتورگذاری

۱۶φ، خاموته ۶φ در فاصله ۲۰۰ میلیمتری) کلاف تقویتی بتن آرمه باید ایجاد و یا در صورت وجود،

تعمیر گردد.

در روشهای متنوع دیگر از کلاف تقویتی بتن آرمه و پوششهای جزئی و موضعی در اتصالات دیوار

استفاده می شود. شکل (۴-۳۵)

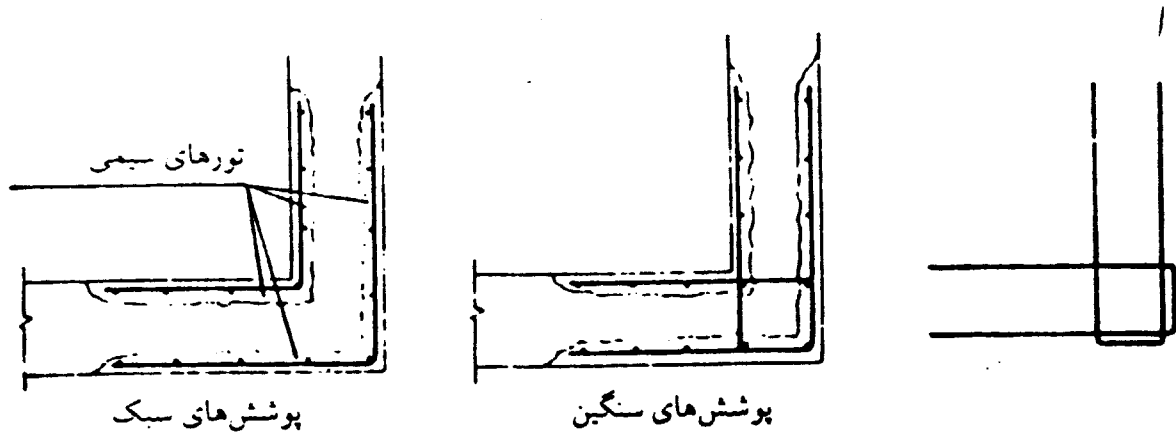
۳-۲-۳-۴- نصب میلگرد کلاف

میلگردهای کلاف می توانند در هر دو طرف داخل و خارج دیوارها نصب گردند، بستن این نوع

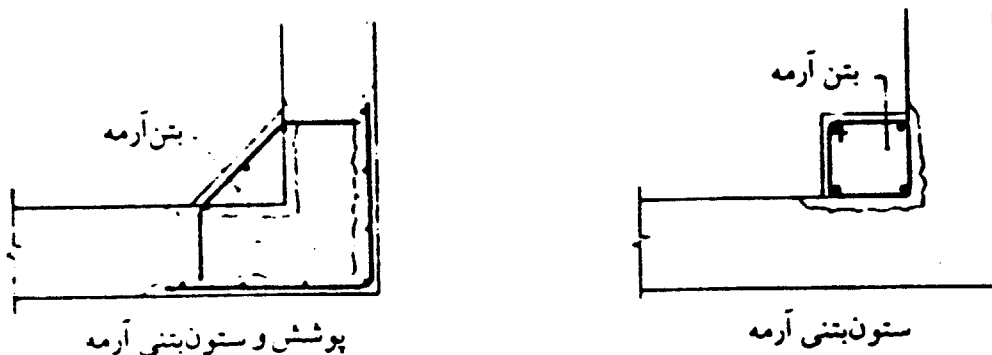
کلافها توسط پیچها و آچار قابل تنظیم انجام می گیرد که در نهایت منجر به ایجاد کاربری مجدد دیوارها

و بست گوشه ها می گردند. سطح خارجی میلگردهای کلاف بایستی توسط رنگ روغن پوشانیده شود.

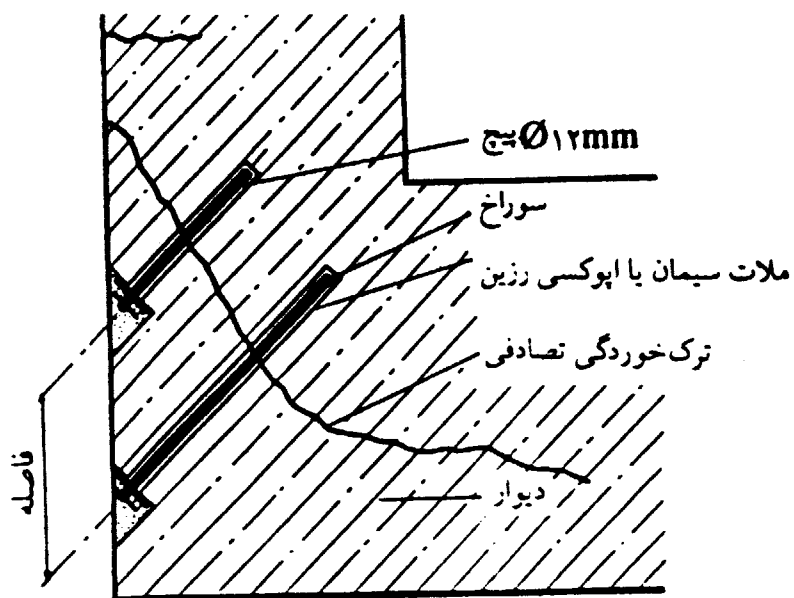
شکل (۴-۳۷)



(دو غاب سیمان پرمایه با بتن بسیار ریزدانه یا (بتن پاشیده) پاشیده شده)

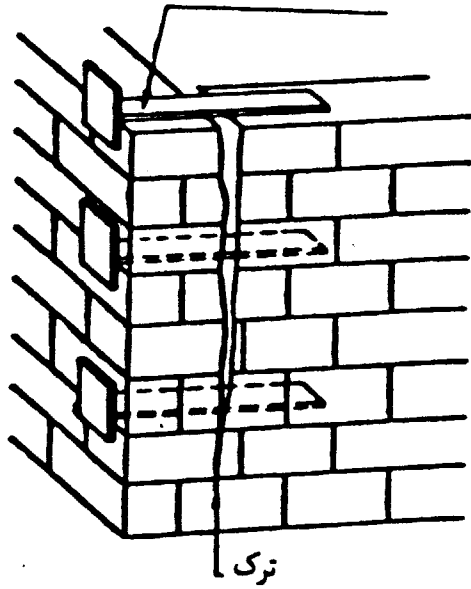


شکل (۳۵-۴)



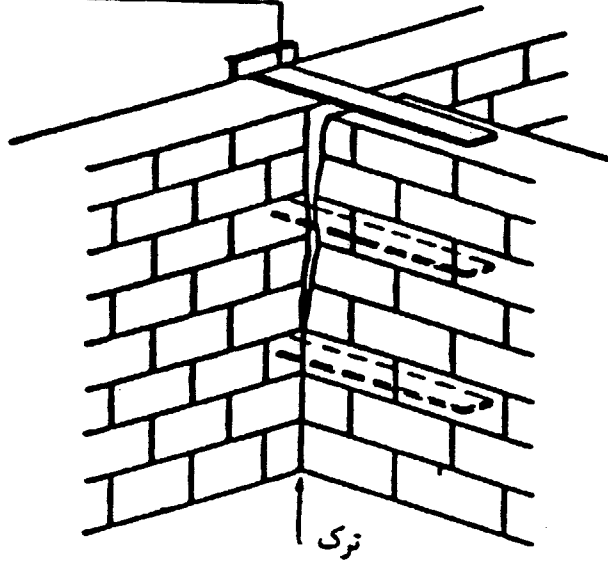
شکل (۳۶-۴) پیوندهای گوشه با ترک خوردگی تصادفی

صفحه فلزی برای ایجاد پیوند در دیوار

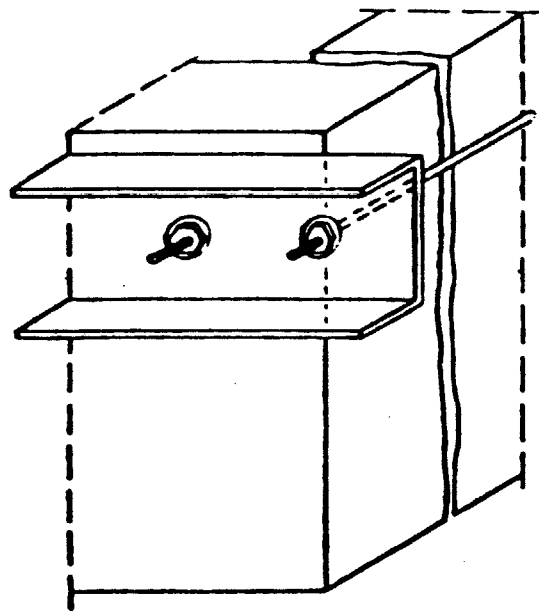


شکل (۴-۳۸)

صفحه فلزی برای ایجاد پیوند در دیوار



شکل (۴-۳۹)



شکل (۴-۳۷)

۴-۳-۲-۴- نصب صفحات فولادی

به عنوان یک روش جایگزینی ، صفحات فولادی (PL ۸۰ mm) رامی توان با فرو بردن دوغاب سیمان پرمایه مابین لایه های سنگی - آجری مورد استفاده قرار داد. این قبیل صفحات می توانند در تقویت گوشه ها خیلی موثر باشند اما نمی توانند موجب عقب بردن دیوارها و رساندن آنها به حالت قائم گردند. سپس درزها، درزبندی شده و سطوح با یک تور سیمی و اندود مناسب به نحوی که در بالا ذکر گردید پوشش داده می شوند. شکل های (۴-۳۸ و ۴-۳۹)

۴-۴- تقویت فونداسیون :

عملیات مرمت و تقویت فونداسیون مشکل و از نظر اقتصادی گران می باشد و با افزودن پی جدید یا اصلاح خاک زیرپی انجام گیرد.

در صورت بروز شرایط ذیل تقویت فونداسیون ضروری می باشد :

- نشست زیاد فونداسیون ها به علت شرایط نامطلوب خاک

- بروز خرابی فونداسیون ها به علت وقوع زلزله

- افزایش بار مرده ساختمان به علت تقویت سازه

- افزایش بار طراحی زلزله به علت تغییرات ایجاد شده در آئین نامه رایج و یا به علت افزایش سختی

ساختمان پس از تقویت آن .

- لزوم افزایش سطح فونداسیون به علت افزایش طبقات ساختمان .

جهت تقویت فونداسیون موجود و بالا بردن باربری آن باید ابعاد پی موجود را افزایش داده و

تنشهای اضافی را که به لحاظ افزایش بار به خاک اعمال می شود، بطور یکنواخت در سطح فونداسیون اضافه شده توزیع نمود. چگونگی این امر در مورد فونداسیون ستون زره پوش شده قابل تصور می باشد (شکل ۴۰-۴).

زره فونداسیون که آنها تا تراز زیرین دربر می گیرد از لحاظ انتقال نیروهای مورب (در قسمت فوقانی فونداسیون) به خاک نقش بسیار مهمی را ایفا می کند. بنابراین باید آنها بنحویطلوب مسلح نمود و مهار کافی و روی هم آمدگی میلگردها را رعایت نمود.

در صورتی که دیوارهای برشی یا اعضای مشابه به سازه اضافه شوند (شکل ۴۱-۴ و ۴۲-۴) احداث فونداسیون جدید ضروری است و دقت ویژه ای باید جهت ایجاد پیوستگی میان فونداسیون موجود و جدید مبذول گردد تا کل سیستم هماهنگ عمل کند.

مهار آرماتورهای قائم اصلی در فونداسیون بسیار مهم می باشد. بدین منظور می توان آرماتورها را در سوراخهای ایجاد شده در پی موجود به وسیله اپوکسی مهار نمود. راه حل دیگر استفاده از آرماتورهای مورب و مهار آنها در فونداسیون می باشد.

جهت نصب آرماتورهای مورب می توان آنها را به ورقهای فولادی (شکل ۴۲-۴) جوش نمود. جهت مقابله با هرگونه عدم تعادل در مولفه های غیر محوری نیرو در آرماتورها می توان آنها را با تنگ به هم بست.

اصلاح خاکهای ریزدانه می تواند با تزریق دوغاب جهت متراکم نمودن آنها صورت پذیرد. در صورتی که نفوذپذیری خاک نسبتاً بالا باشد، می توان از روشهای شیمیایی جهت افزایش چسبندگی و مقاومت آن استفاده نمود.

1

اضافه نمودن کلاف به فونداسیون می‌تواند از طرفی بر باربری فونداسیون افزوده و از طرف دیگر باعث یکپارچگی فونداسیون گردد. یکی از طرق اضافه نمودن کلاف در شکل (۴-۴۳ و ۴-۴۴) نشان داده شده است.

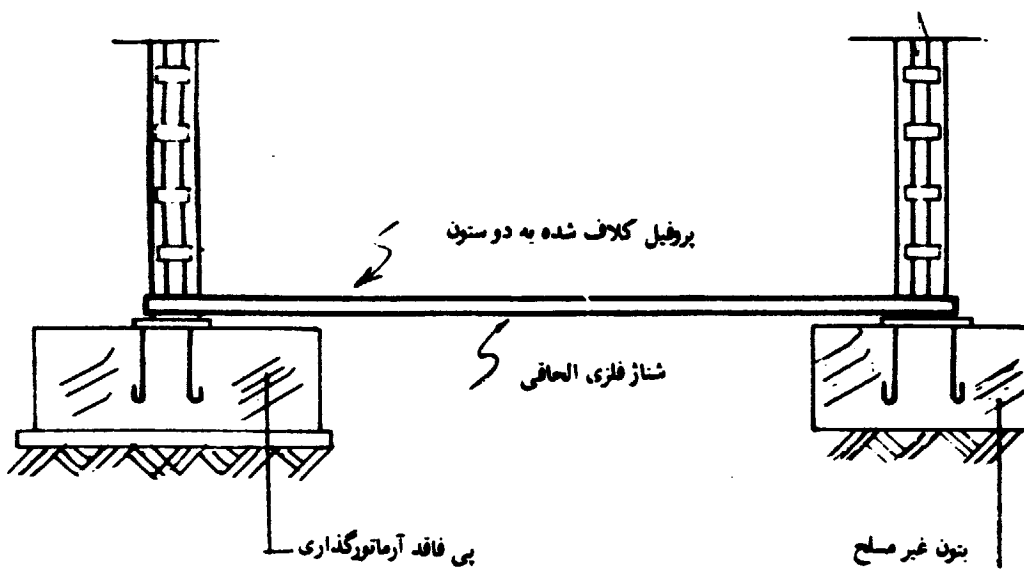
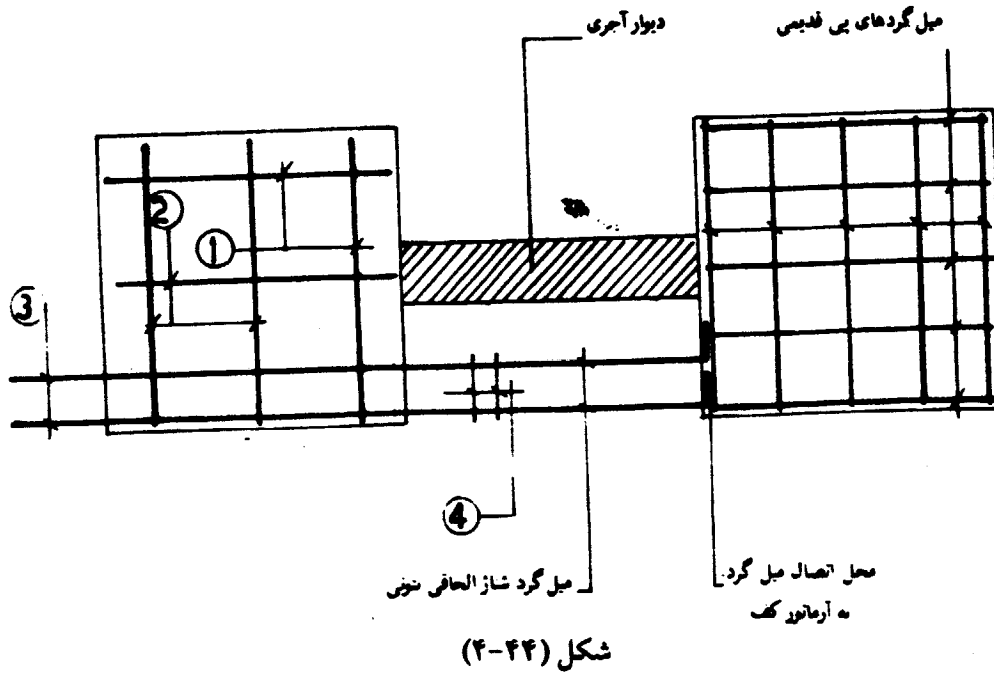
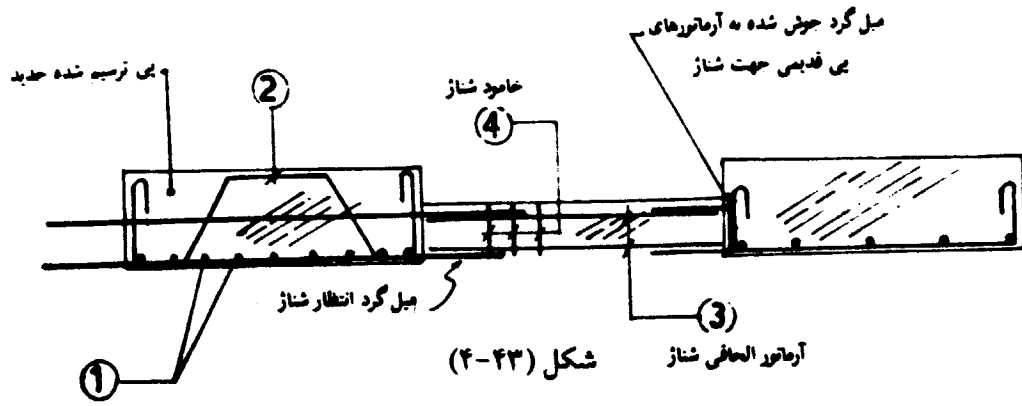
ممکن است هیچگونه آرماتورگذاری در پی قبلی نباشد. در این حالت می‌توان بوسیله پروفیل‌های فولادی (تیر آهن - ناودانی - نبشی - میلگرد - چهارسو) که در اطراف ستون پشت تا پشت و کمر بندی کشیده می‌شود در محل برخورد با بال تیر آهن ستون بطور اصولی و با ضخامت بیشتر از یک سانتیمتر جوشکاری زنجیره‌ای انجام گردد. شکل (۴-۴۵)

۴-۴-۱- تزریق بتون در زیر پی‌های در حال نشست:

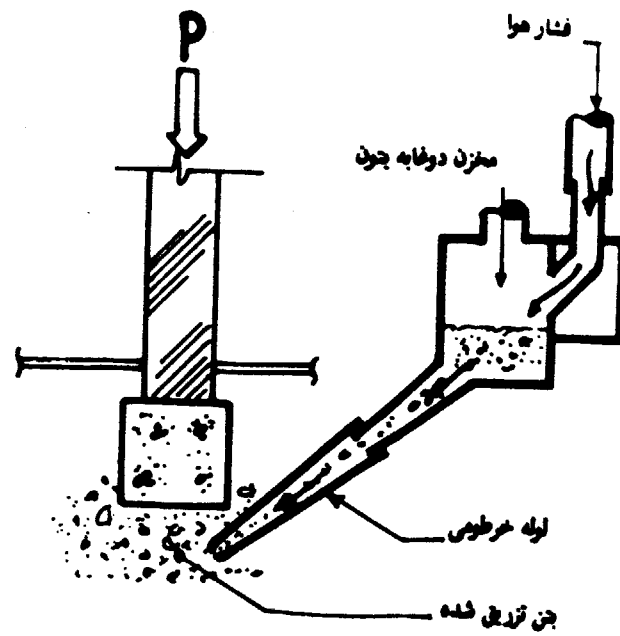
در بعضی موارد به علت عدم توجه به نوع خاک زیر پی‌ها و یا نشست‌های سریع در سطح زیر پی‌ها و یا به علل دیگر ساختمانهای عظیم نیز دچار این نشستها می‌گردد. در اثر نشست پی برشهایی بوجود می‌آید که سبب اشکالاتی در کف سازه‌ها و در نتیجه بریده شدن قسمتهایی از ساختمان میشود. راههای پی بردن به وجود نشست در ساختمان به شرح زیر می‌باشد.

۱- در سازه‌های آجری و فلزی که دیوارکشی از مصالح آجری می‌باشد در اثر نشست آجرها دچار ترک می‌شود که در مواقع سکوت صدای «تک، تک» از آن بگوش می‌رسد.

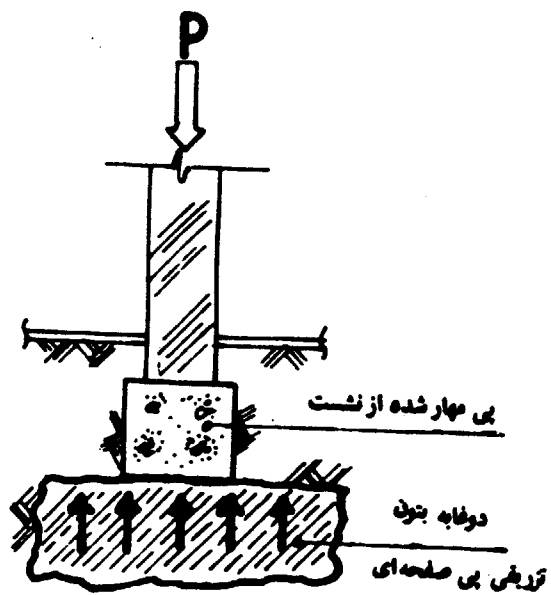
۲- در مواردی که نشست سریع باشد بخصوص در سازه‌های بتونی حالت نشست را می‌توان با ترک برداشتن شیشه در کلاف چهارچوبها مشاهده کرد. زیرا ضریب شکنندگی شیشه در زیر نیروهای فشاری و یا در زیر حالت‌های اهرم شونده بسیار پائین بوده و ترک در آنها سریعاً پدید می‌آید.



- ۳- بهترین نشست بوسیله رجهای موزائیک همجوار در دیوارها مشخص می‌گردد. در این حالت به روش تزریق بتن می‌توان، پی در حال نشست را متوقف کرد.
- روش کار: دستگاههای تزریق کننده بتن دارای قسمتهای مخزن، مجاری تراکم هوا و لوله‌های خرطومی می‌باشند که روش کار آن بدین ترتیب خواهد بود:
- ۱- چنانچه ارتفاع پی مشخص نباشد سطحی از کف سازی برداشته می‌شود تا ابعاد آن مشخص گردد.
 - ۲- فاصله هر دو متر به دو متر و یا در اندازه‌های کمتر خرطومی بطور مورب در سطح زیر پی رانده می‌شود.
 - ۳- بتن رقیق که مواد ترکیبی آن شامل ماسه بادی نرم و سیمان عیار بالا یعنی (۴۰۰ تا ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب است) از مخزن ماشین بوسیله دستگاه تخلیه می‌گردد.
 - ۴- بوسیله تراکم هوا بتن از مخزن در لوله‌های خرطومی فشرده می‌شود. این فشردگی سبب نفوذ بتن رقیق در سطح زیر پی می‌گردد.
 - ۵- چنانچه از دستگاههای مضاعف در دو طرف پی استفاده شود عمل تزریق از دو جهت پی مقاومتی در زیر فنداسیون اصلی بوجود می‌آورد.
 - ۶- عمل بتن ریزی و تزریق آنقدر ادامه می‌یابد تا بتن در لوله‌ها و مخزن پس بزند.
 - ۷- دستگاه را عقب کشیده تا لوله‌های خرطومی از سطح زیر زمین بالا بیاید و مجدداً عمل تزریق بتن تکرار می‌شود تا زمانی که سطح زیر پی و حفره‌های کوچک و بزرگ آن کاملاً از بتن پر شود.
 - ۸- با روش ذکر شده در سطح زیر فنداسیون پی صفحه‌ای گسترده‌ای بوجود می‌آید که از نشست



شکل (۴-۴۷)



دیتیل

B

شکل (۴-۴۸)

بناجلوگیری می‌کند. شکل‌های (۴۷-۴ و ۴۸-۴)

۲-۴-۴- تقویت پی‌های نواری:

چنانچه ساختمان در حال نشست در دو یا سه طبقه بوده و یا در شرایطی باشد که نتوان از روش تزریق بتن استفاده کرد بوسیله « دستک زنی » در سطح زیر پی، می‌توان پی‌های در حال نشست را نگهداری کرد که بشرح آن می‌پردازیم:

۱- کانالی در ابعاد معلوم طوری حفر کرده که طول دستک بتن کمتر از $2/5$ متر و عرض آن حداقل ۴۰ و ارتفاع آن کمتر از ۵۰ سانتیمتر نباشد.

۲- مرکز دستک در وسط پی مستقر می‌شود.

۳- پس از حفر کانال در دو طرف سطح زیر کانال بتن مگر ریخته شده و یک دیوار نیمه آجری بعنوان قالب ساخته شده و کانال آماده بتن ریزی می‌گردد.

۴- پس از بتن ریزی به اندازه ۱۰ سانتیمتر، « مش » در بتن کارگذاری می‌شود.

۵- ادامه بتن ریزی تا ارتفاع لازم انجام می‌شود.

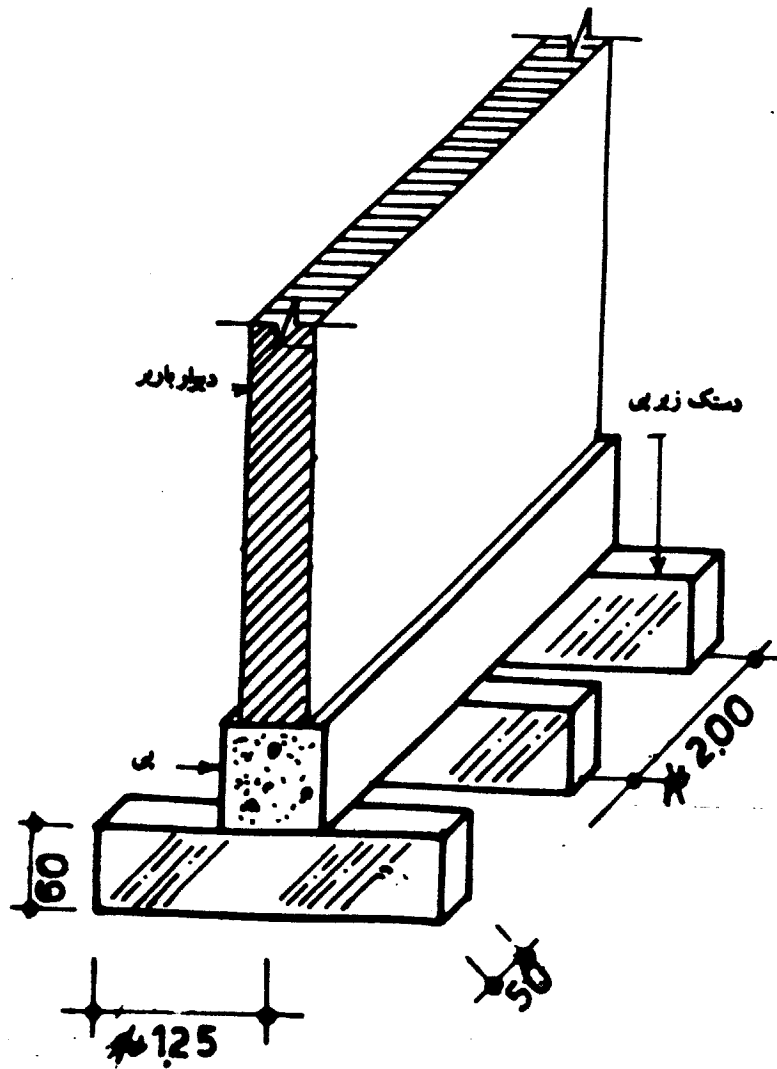
۶- عمل بتن ریزی بوسیله وایبره کردن طوری انجام می‌شود که بتن متراکم بوجود آید.

۷- پر کردن بتن در سطح زیر حفره پی از اصولی‌ترین مرحله این کار می‌باشد که بایستی دقیقاً

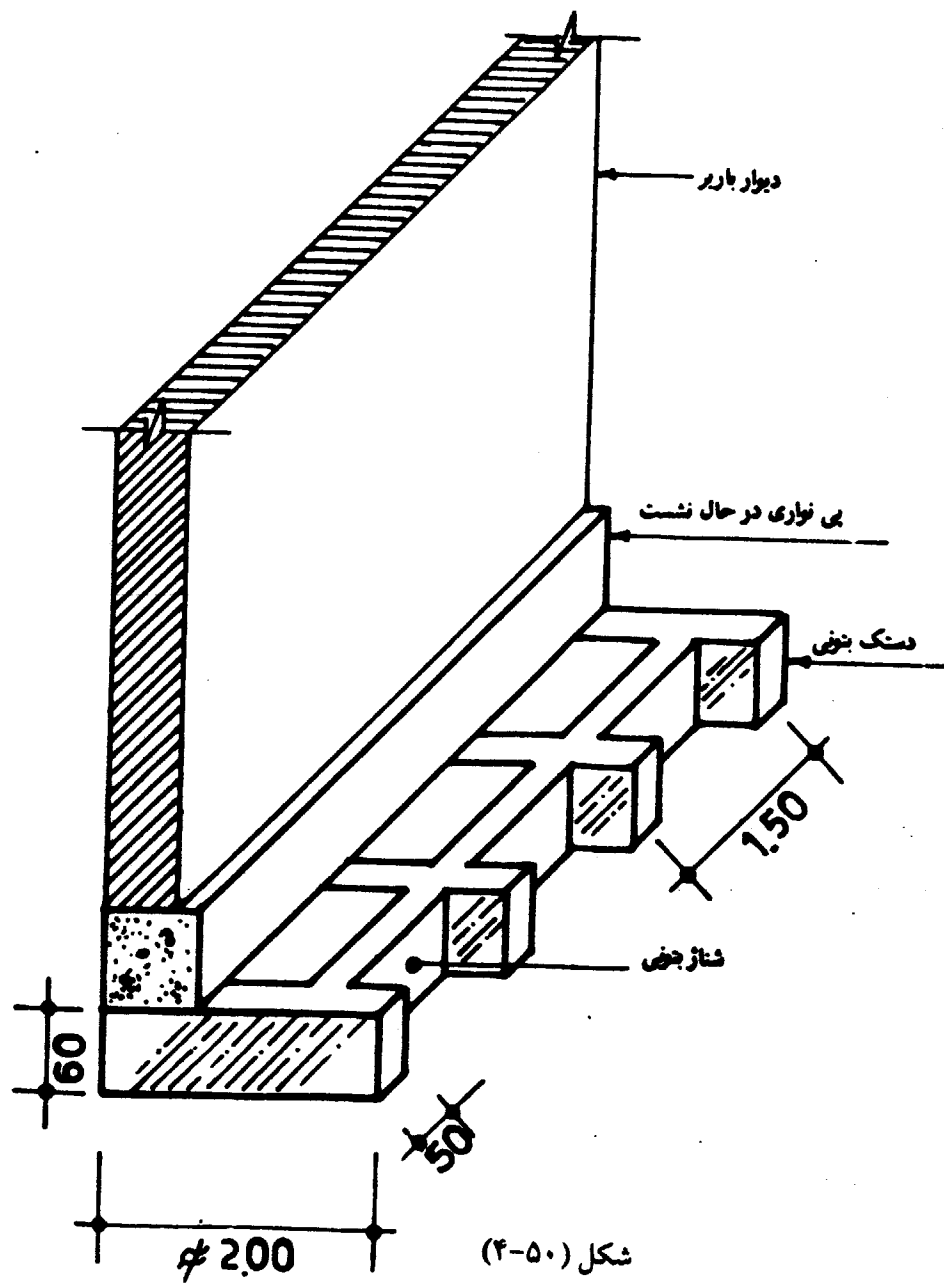
رعایت گردد.

۸- بنابه آنچه که گفته شد عمل ساختن دستکهای دیگر به فاصله ۲ متر به ۲ متر انجام می‌شود. عمل

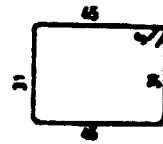
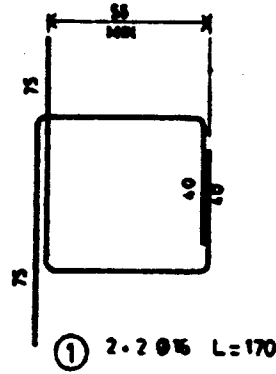
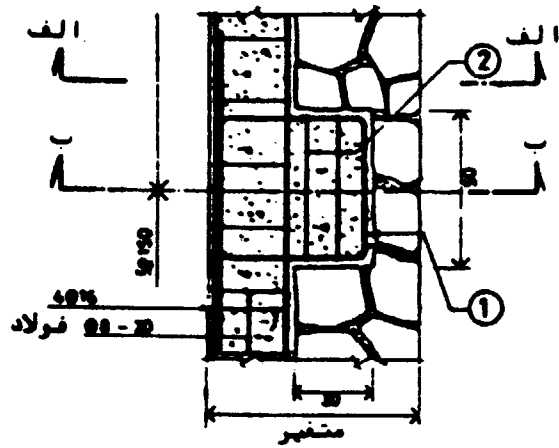
دستک زنی در دو سر پی طوری انجام شده که کانال کشی و بتن ریزی فاقد افت در سطح زیر پی



شکل (۴-۴۹)



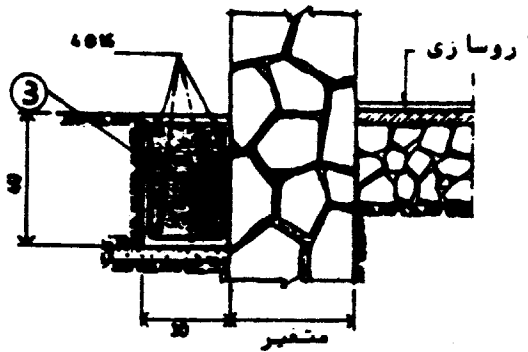
شکل (۴-۵۲) تقویت‌بندی
های موجود با استفاده از
سواربسی مسلح در یکطرف
بی موجود



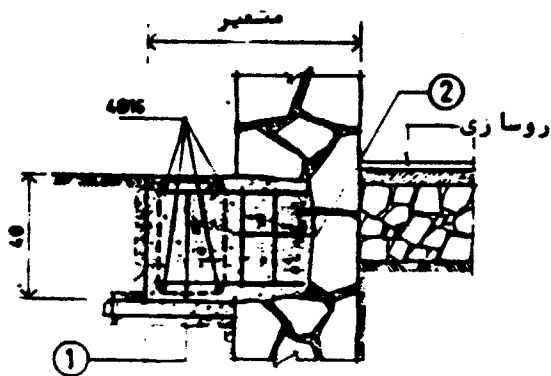
②



③ 0.8 - 20. L=140



مقطع الف - الف



مقطع ب - ب

باشد. شکل (۴-۴۹)

مهار کردن نشست پی نواری در شرایط محدود :

در بعضی موارد پی در حال نشست در مجاورت و متصل به مکانهایی می باشد که شاید نتوان عمل دستک زنی را بطور متقارن انجام داد. در چنین مواردی می توان بصورت شکل (۴-۵۰) عمل کرد.

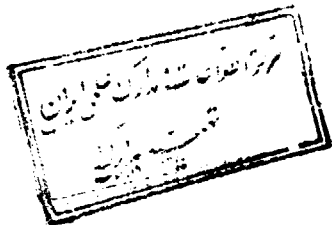
۴-۴-۳- نشست پی در اثر بوجود آمدن چاهک :

در برخی موارد به علت نرمی خاک و رطوبت و یا به علل دیگر، حفره هایی در سطح زیر پی بوجود می آید. در بعضی موارد حفره های مذکور دارای حجم کم بوده که می توان از آن صرف نظر کرد. اما در بعضی مواقع باز شدن چاهک بصورت حفره بزرگ در قسمتی از پی ها باعث شکست و نشست شده که در نتیجه دیوار روی پی را نیز درون خود می کشد. در این حالت اولاً پی سازی انجام می شود و سپس تعمیر دیوار و مراحل بعدی آن انجام می گیرد.

شمع زنی :

نسبت به نیروهای وارده از سقف و دیوارها مقطع ستونها و پل « تراورس ها » با محاسبات فنی تعیین می شود.

به اندازه ۱۰۰ تا ۲۰۰ سانتیمتر فاصله از دیوار در حدی که بتوان به راحتی عملیات را انجام داد تراورس گذاری می شود. روی تراورس ستونهای چوبی بفاصله لازم مستقر می شود و در ناحیه بالا و



سرستونها نیز تراورس گذارده می شود.

ستونهای ذکر شده بر روی گوه های مناسب واقع می شود که پس از کوبیدن گوه ها تخته فوقانی در زیر سقف اصطلاحاً تنگ می افتد بطوریکه اگر بیش از حد لازم گوه ها کوبیده شود احتمال حرکت سقف به طرف بالا پیش می آید.

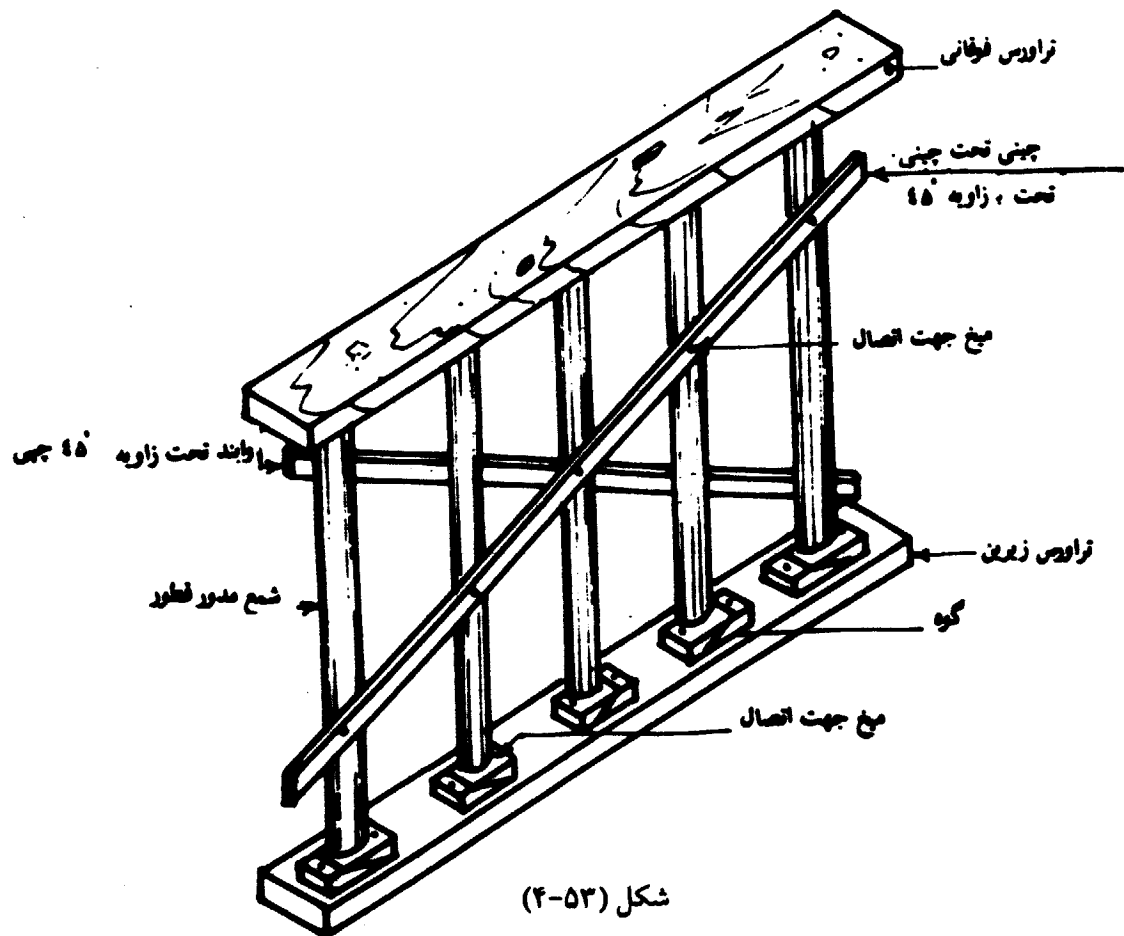
برای اینکه خطر پس زدن گوه ها پیش نیاید گوه بوسیله میخ به تراورس متصل می شود. سپس ستونها بوسیله وابنده های طویل به عرض ۵ تا ۱۰ سانتیمتر به یکدیگر به شکل چپ و راست ازدو طرف مهار می گردد.

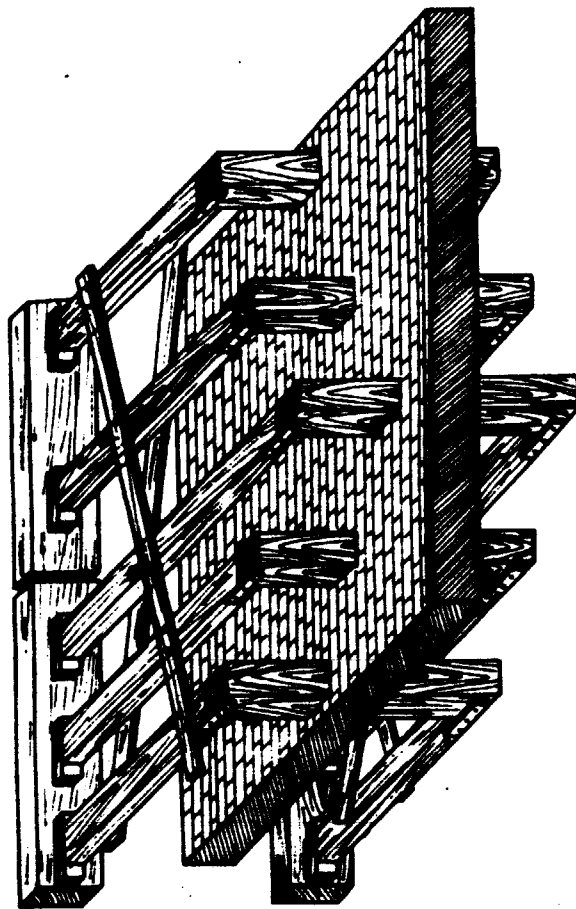
چنانچه ساختمان چند طبقه باشد با اندازه برداری از شمع بندی طبقه زیر جهت طبقه های بالا با رعایت محوری قرار گرفتن ستونها شمع بندی تکرار می شود.

در بعضی موارد در طرف دیگر دیوار باربر نیز فضا وجود داشته که شمع زنی در جهت دیگر نیز انجام می شود. شکل (۴-۵۳)

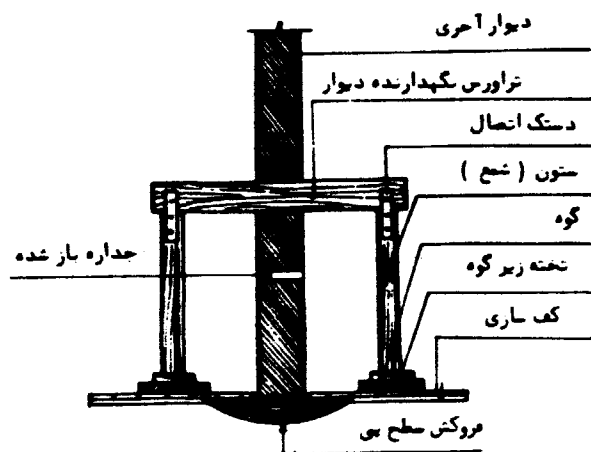
شمع بندی و پل کشی زیر دیوار:

در مواردی لازم است زیر دیوارهایی یک آجر یا یک نیمه، شمع بندی مستقیم انجام شود. در این حالت در ارتفاع لازم دیوار سوراخ می شود. پل از سوراخ عبور داده شده و بوسیله دستک به ستون میخ می گردد. بدیهی است ستونها بر روی گوه ها مستقر می شود. شکل های (۴-۵۴ و ۴-۵۵)





شکل (۴-۵۴)



شکل (۴-۵۵)

تنگ بستن :

در مواردی که قسمت پشت دیوار، فضای خارجی و غیر برابر باشد وسیله تنگ بستن ستونهایی تحت زاویه ۴۵ درجه در پشت دیوار تکیه می‌کند که باعث نگهداری دیوار از حرکت پذیری و رانش می‌شود. معمولاً پای تنگ چوبی بلوک سیمانی مقاوم نصب می‌شود و در ناحیه اتکا تنگ به دیوار تخته و یا «لاپه» به شکل عمودی و یا افقی نصب می‌گردد تا طول نگهدارنده تنگ در پشت دیوار زیاد شود. ضمناً پای تنگ گوه کوبیده شده و این عمل سبب حرکت دادن تنگ افقی در پشت دیوار می‌گردد.

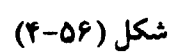
شکل (۵۶-۴)

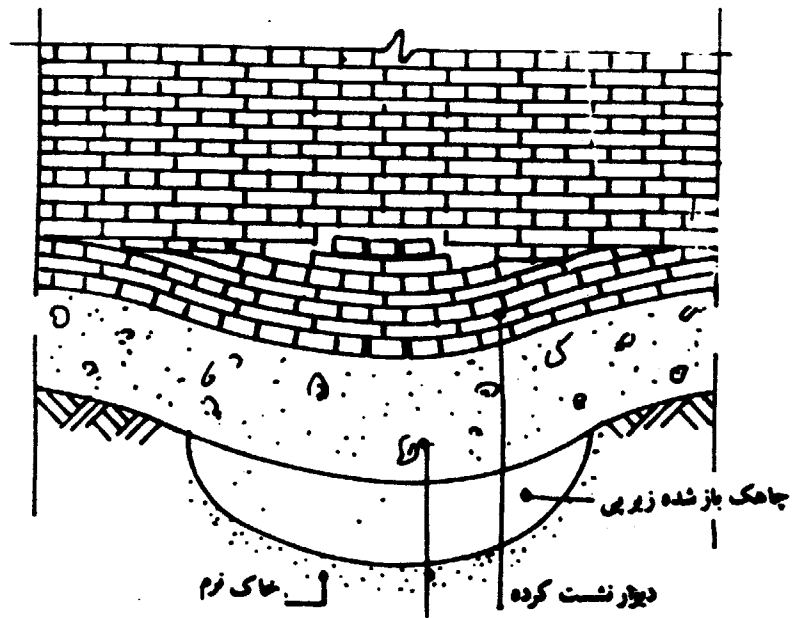
تخلیه پی نشست کرده :

بعد از جمع زنی و مهار کردن سقف و دیوار، اطراف پی نشست کرده، کنده می‌شود. مصالح آن تخلیه شده و خاک شوره اطراف حفره نیز جمع آوری می‌شود و حفره آماده پر شدن می‌گردد.

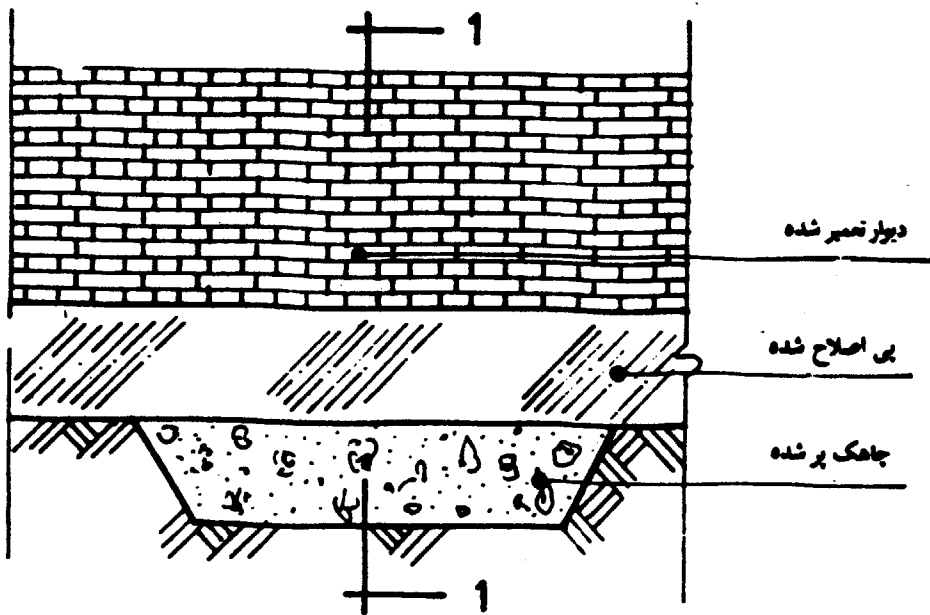
پرسازی حفره یا چاهک :

شفته آهک عسلی درست کرده درون چاهک می‌ریزیم برای مقاوم شدن بیشتر شفته از سنگ جوش و یا پاره آجر استفاده کرده بطور متناسب با حجم شفته در آن ریخته و تا ارتفاع سطح زیر پی عمل شفته‌ریزی ادامه می‌یابد.





شکل (۴-۵۷)



شکل (۴-۵۸)

ساختن پی بتنی :

نسبت به نیروهای وارده ابعاد پی مشخص می‌گردد پس از قالب بندی و با رعایت آرماتورگذاری، بتن ریزی اصولی انجام می‌گردد. چنانچه دیوار دارای قیر اندود باشد پس از کرسی چینی و اندود ماسه سیمان صیقلی، عمل ایزولاسیون انجام می‌شود.

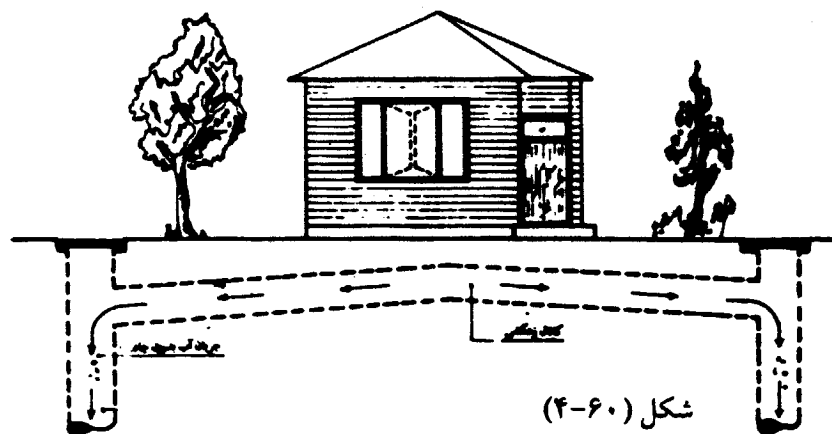
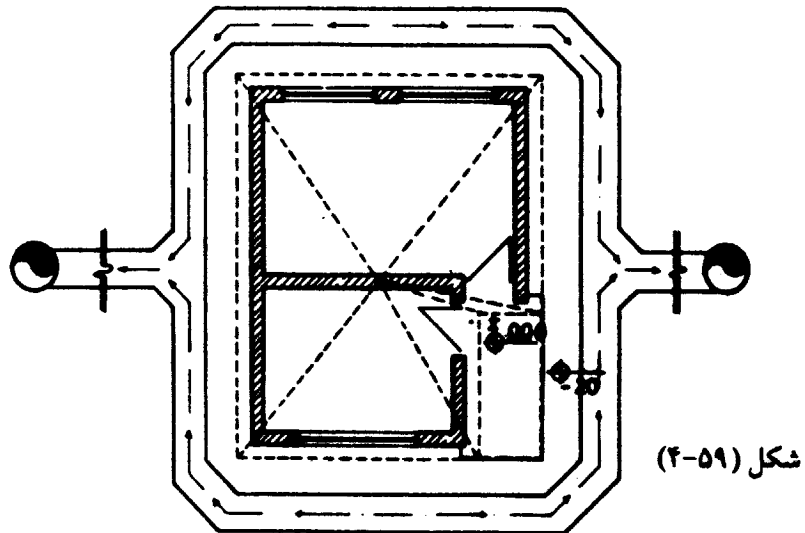
بنایی رجهای فرو رخته :

در موقع فروکش پی قسمتی از رجهای دیوار به فرم هشت بار نیز فروکش کرده که پس از جمع آوری آنها پیوند لاریز بوجود می‌آید که ملات زیر آنها نیز گرفته شده و محل مرطوب می‌گردد. رجهای تعمیری با رعایت بند یکنواخت بوسیله ریسمانکشی بنایی می‌شود تا به آخرین رج رسیده با رعایت غوطه چینی و کاربند کردن زیر دیوار قدیمی عمل تعمیر سازی مثلی انجام می‌شود.

شکلهای (۴-۵۷ و ۴-۵۸)

۴-۵- زهکشی در اطراف ساختمان :

با احداث شبکه‌های زهکشی در خاک زیر پی، می‌توان مانع از اشباع شدن خاک شد. بدین ترتیب مسئله آبگونی (Liquefaction) خاک که در موارد زهکشی نشده و خاک اشباع شده ممکن است پیش آید برطرف می‌گردد. شکلهای (۴-۵۹ و ۴-۶۰)



فصل پنجم

۵- مبانی محاسباتی در ارزیابی و تقویت ساختمانها:

۱-۵- ماهیت نیروی زلزله:

در شکلهای ۱-۵ طیف پاسخ چند زلزله مخرب با بزرگی بیش از ۷ آمده است. ملاحظه می شود که شتابهایی که در ابنیه ایجاد می شود در حدود شتاب ثقل و حتی بیش از آن است و برای ساختمانهای آجری با تناوب حدود ۰/۱ ثانیه، مثلاً در زلزله طبس، شتاب پاسخ در حدود $1/1g$ است بنابراین نیروی زلزله برابر است با:

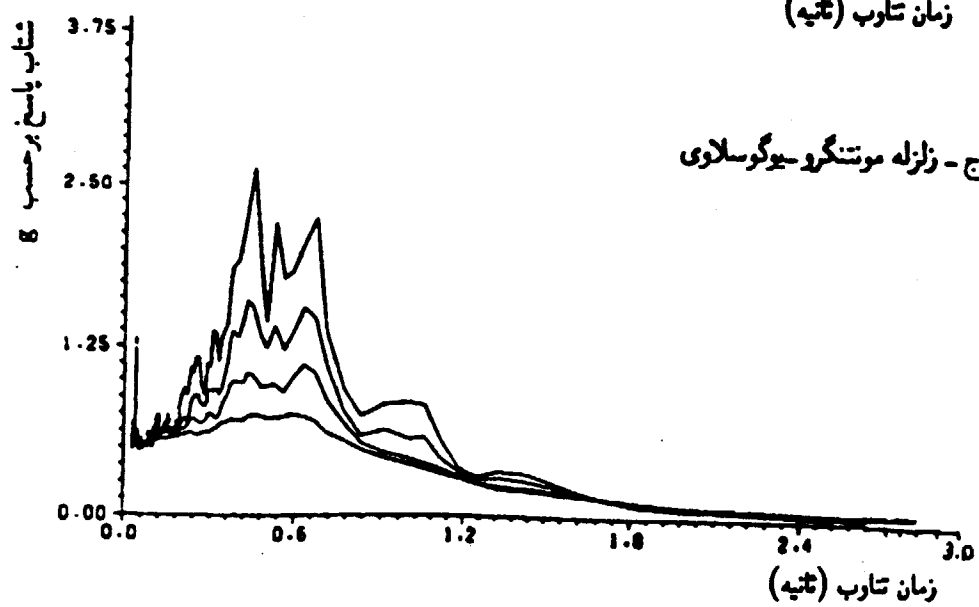
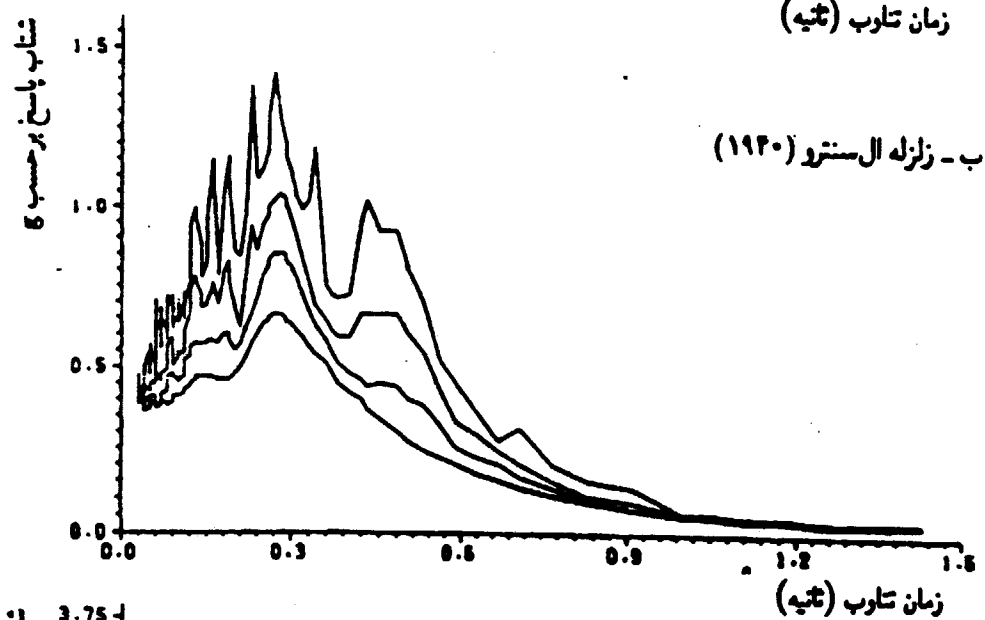
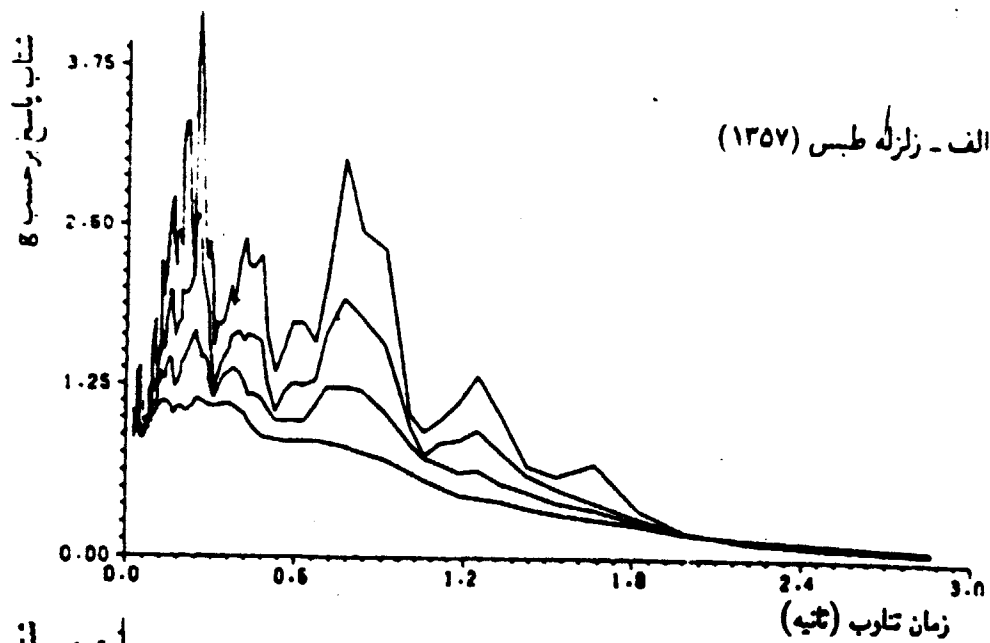
$$V = 1/1w = \text{جرم ساختمان} \times \text{شتاب پاسخ}$$

این نیرو از نیروهای آئین نامه (در حدود $0/1w$) به مراتب بیشتر است. (w وزن ساختمان). در واقع اغلب سازه هایی که بر پایه آئین نامه طراحی می شوند مقاومتشان کمتر از مقاومتی است که زلزله طلب می کند (مقاومت طلب)، و بنابراین ناگزیرند تاوان این کمبود مقاومت را با تغییر شکل مومسان بپردازند. شرط لازم برای چنین تخفیفی در نیروهای زلزله، توانایی سازه برای تغییر مومسان است. در حالی که ساختمانهای آجری غیر مسلح چنین قابلیتی ندارند و سازه به محض رسیدن به حد مقاومت خود سست شده، در مقابل رانشهای بعدی مقاومت نشان نمی دهند.

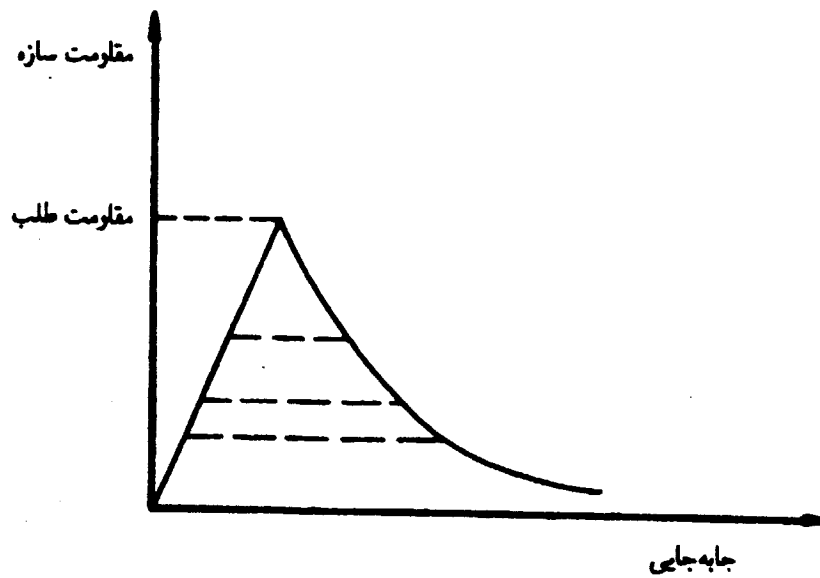
بنابر این چه بسا ساختمانی آجری که از سوله فولادی قویتر باشد اما سوله در مقابل زلزله بایستد و

ساختمان آجری خراب شود. شکل (۳-۵)

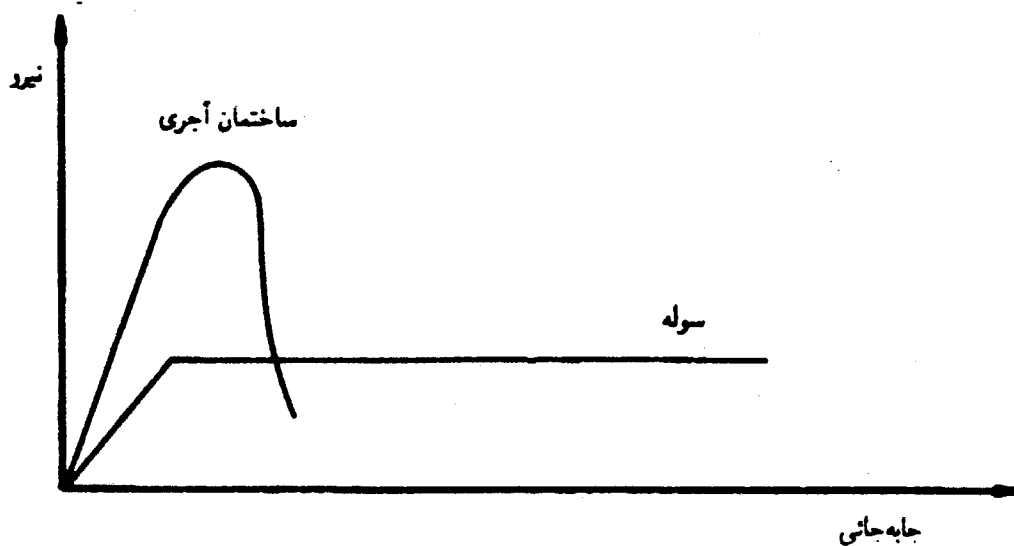
با توجه به اینکه در زلزله های مخرب غالباً مقاومت طلب بیش از مقاومت سازه است بنابراین



شکل (۵-۱) طیف پاسخ زلزله‌های مخرب.



شکل (۵-۲) تأثیر کمبود مقاومت بر جاب‌جایی سازه در مقابل زلزله.



شکل (۵-۳) مقایسه نرمی ساختمان آجری و سوله؛ سوله به دلیل نرمی از چنگ زلزله می‌رهد و ساختمان آجری فرو می‌ریزد.

نیروی ایجاد شده در هر سازه برابر مقاومت سازه است و بدین ترتیب نیروی زلزله واقعیت خارجی خود را از دست داده، تابعی از خواص هر سازه می شود و ایستایی لرزه ای سازه صرفاً بستگی به قابلیت آن برای جابجایی های متناوب مومسان دارد. هر چه مقاومت سازه کمتر باشد باید جابجائیهای بیشتر را پذیرا شود.

۲-۵- عملکرد ساختمانهای آجری غیر مسلح در مقابل زلزله:

همانگونه که در بخش پیش اشاره شد ضعف اساسی ساختمانهای آجری در مقابل زلزله، کمبود مقاومت نیست، بلکه کمبود نرمی (شکل پذیری) است. میزان خسارت سازه های نرم تا حدودی تابع بزرگی زلزله است و در زلزله ای بسیار مخرب با بزرگی بیش از ۷، در ناحیه مرکزی زلزله بیشترین آسیب مشاهده می شود و از مرکز که دور می شویم به تدریج از شدت آسیب کاسته می شود. در حالی که در مورد ساختمانهای آجری چنین نیست و از منطقه ای که ساختمانها کاملاً فرو ریخته است ناگهان به منطقه ای با ساختمانهای نسبتاً سرپا می رسیم رفتار یک ساختمان آجری غیرمسلح را در مقابل زلزله می توان بصورت زیر خلاصه کرد:

الف) شدت زلزله از مقاومت ساختمان کمتر است و در این صورت سازه سختی اولیه خود را حفظ کرده، ضریب بازتاب برابر ۱، و نیروی زلزله برابر جرم ساختمان ضرب در شتاب زلزله است. این نیرو برای ایجاد ترک و در هم شکستن سازه کافی نیست و بنا بر این ساختمان از زلزله آسیبی نمی بیند.

ب) شدت زلزله در لحظات واپسین آن از حد مقاومت سازه فراتر می رود و ترکها و خردشدگیها آغاز می شود. سختی کم شده، تناوب زیاد می شود و در نتیجه ضریب بازتاب افزایش می یابد و سبب

بالا رفتن نیروی زلزله می‌شود. اما چون این تحولات در لحظه‌های واپسین اتفاق می‌افتد و زلزله ادامه نمی‌یابد، سازه پایدار می‌ماند و در پایان زلزله فقط مقداری ترک و خرد شدگی ملاحظه خواهد شد.

ج (شدت زلزله در همان لحظه‌های آغازین از حد مقاومت سازه فراتر می‌رود و در نتیجه کاهش سختی و افزایش ضریب بازتاب، سازه در معرض نیروهای بزرگتری قرار می‌گیرد، به گونه‌ای که خیلی زود در هم می‌شکند و با خاک یکسان می‌شود.

مراحل سه گانه فوق از یک سو تابع بزرگی زلزله‌اند و معمولاً در زلزله‌های با بزرگی بیش از ۶ حالت (ج) اتفاق می‌افتد و غالباً در نواحی مرکزی زلزله ساختمانهای آجری بر حسب فاصله‌شان از مرکز زلزله می‌توانند مطابق یکی از حالت‌های بالا عمل کنند.

۳-۵- برآورد نیروهای زلزله:

در بخش ۱-۵ مشخص شد که نیروی زلزله از واقعیت خارجی برخوردار نیست و در عمل با مقاومت سازه برابر است. مثلاً در زلزله طبس اگر مقاومت جانبی سازه‌ای ۱۰ t بوده است نیروی زلزله هم ۱۰ t بوده است. این موجب ایجاد دور تسلسلی می‌شود که طراحی را با مشکل روبرو می‌سازد زیرا برای طرح هر سازه باید نیروی زلزله مشخص شود تا مقاومت سازه براساس آن طرح شود. از سوی دیگر این که می‌گوئیم نیروی زلزله برابر مقاومت سازه است به معنای نادیده انگاشتن نیروی زلزله در هنگام طراحی است. در هر صورت آئین‌نامه‌ها به طور سنتی از سال ۱۹۱۰ تاکنون نیروی مجازی افقی را به نام نیروی زلزله در نظر می‌گرفته‌اند.

این نیرو بصورت درصدی از وزن ساختمان در امتداد افقی به سازه اعمال می‌شود. اخیراً تغییراتی در

|

نحوه محاسبه این نیرو صورت گرفته است. که در آئین نامه جدید زلزله ایران موسوم به آئین نامه ۲۸۰۰ مورد توجه قرار گرفته است. اساس کار روش جدید را می توان چنین خلاصه کرد :

الف) طرح سازه در زلزله های قوی و مخرب براساس تسلیم و رفتار ناکشسان استوار است و لذا مقاومت سازه می تواند بسیار کوچکتر از مقاومت طلب باشد.

اگر فرض کنیم که بتوان برای زلزله های قوی مقاومت طلب یکسانی را به نام F تعریف کرد (این فرض بسیار اغماض گرانه ای است که آئین نامه ها انجام می دهند) آنگاه نیروی زلزله برابر است با :

$$V = \frac{F}{R}$$

که R را ضریب رفتار می گویند و در آئین نامه ۲۸۰۰ برای غالب فرمهای سازه ای بین ۴ تا ۸ است (بجز در مورد آونگهای وارونه، مولفه قائم زلزله و طرح اجزای سازه که می تواند مقادیری نظیر ۲ داشته باشد).

ب) در آئین نامه ها یک فرض ضمنی وجود دارد و آن اینکه جابجایی مومسان سازه ها باید محدود باشد و بر این اساس مقدار ضریب رفتار R نیز محدود خواهد شد. همانطور که مشخص است جابجایی لرزه ای سازه های کاهنده بیش از سازه های کشسان - مومسان است و لذا برای آنکه این سازه ها جابجایی یکسانی داشته باشند باید سازه کاهنده مقاومت بیشتری داشته باشد که به معنای اعمال ضریب رفتار کوچکتری است.

ج) بدین ترتیب آئین نامه ۲۸۰۰ مقاومت طلب فرضی را برابر

$$F = A B I W$$

فرض کرده، نیروی زلزله را چنین بدست می آورد.

$$V = \frac{F}{R}$$

شتاب مبنای طرح A در غالب نقاط ایران برابر ۰/۳۵ شتاب ثقل، و ضریب بازتاب B برای اکثر ساختمانهای کمتر از ۴ تا ۵ طبقه برابر ۲ و ضریب اهمیت I برای ساختمانهای معمولی برابر یک است. لذا مقاومت طلب چنین بدست می آید.

$$F = 0.35 \times 2 \times 1 \times W = 0.7W$$

ملاحظه می شود که این مقاومت طلب نسبتاً بزرگ است اما با اعمال ضریب رفتار R، نیروی زلزله تعدیل می شود. مثلاً برای ساختمانهای با بادی فولادی ضریب رفتار ۷ توصیه شده است.

$$V = \frac{0.7}{7} W = 0.1W$$

ضریب رفتار:

مقدار R برای ساختمانهای آجری غیر مسلح در آئین نامه ۲۸۰۰ ذکر نشده اما در ATC، عدد ۱/۲۵ توصیه شده است. به عقیده آقای دکتر مقدم ضریب ۱/۲۵ اطمینان بخش نیست و رقمی بین ۰/۵ تا ۱ توصیه می شود. در آئین نامه ۲۸۰۰ ضریب رفتار ساختمانهای آجری مسلح برابر ۴ توصیه شده است.

شیوه ضریبهای رفتار که در آئین نامه ۲۸۰۰ و نیز در مآخذ اصلی آن یعنی ATC آمده، صرفاً بر پایه قضاوت مهندسی بوده و فاقد مبنای تحقیقاتی - منطقی است. آقای دکتر حسن مقدم براساس کارهای آزمایشگاهی نظری ضریب ۲/۸ را پیشنهاد می کند که بویژه با توجه به کیفیت پائینتر اجرای ساختمانهای آجری مسلح در کشورمان حاشیه اطمینان بیشتری را بدست می دهد.

۴-۵- ارزیابی مشخصات سازه:

ظرفیت باربری سازه در حمل بارهای قائم و نیروهای جانبی ناشی از زلزله مهمترین اطلاعات مورد نیاز جهت اتخاذ تدابیر اصلاحی می‌باشند. جهت نیل به مقصود فوق اطلاعات بسیاری مورد نیاز است. این اطلاعات بدین قرارند:

الف) سختی اعضای موجود

ب) پرید طبیعی سازه پس از خرابی

ج) آرایش نیروهای افقی زلزله در اعضای قائم سازه

د) مقاومت هر عضو جهت محاسبه ضریب اطمینان‌ها

ر) میزان تغییر شکل پذیری سازه جهت برآورد ضریب نیروی برشی پایه با توجه به تغییر ضریب

رفتار سازه

۱-۴-۵- روش کیفی - طبقه بندی خرابی:

در بیشتر حالتها، اطلاعات مربوط به جزئیات ارزیابی مقاومتی سازه به ندرت قابل دسترس است. لذا در این موارد، به منظور سهولت در اخذ تصمیمات، یک روش کیفی می‌تواند بعنوان یک راه حل دیگر مورد استفاده قرار گیرد.

بدین منظور درجه بندی آسیبهای وارده ذیل به طور مطلق به مقادیر حاشیه ایمنی در دسترس، بعد از وقوع زلزله و وارد آمدن آسیب مربوطه، و همچنین به وسعت تعمیراتی که مورد نیاز است، ارتباط دارد. در مورد ساختمانهایی که از مصالح بنایی ساخته شده باشند، تعیین سطح و شدت آسیب بسیار

1

مشکل است. در این موارد علائم خاصی به منظور تعیین شدت و وسعت آسیب وارده موجود است که به جای الگوهای مربوط به آنها، استفاده می‌شود. با وجود این آنچه در ذیل آمده کوششی است در جهت طبقه بندی و تنظیم معیارها و الگوهای مختلف آسیبهای وارده، که می‌تواند در شناخت صحیح آسیبها، و به دنبال آن، تعیین سطح و شدت آسیب وارده مفید واقع گردد. شکل (۴-۵)

a- ترکهای افقی ناشی از خمش ستونها در صفحه قائم

b- ترکهای شبه قائم ناشی از:

الف) عملکرد خمشی دیوارها (دال)، همود بر صفحه خودشان

ب) مهار و اتصال ناقص و نامناسب سقف (بر اثر فقدان تیرکلاف)

ج) لغزش خاک زیرپی

د) نشست موضعی و متمرکز خاک

c- ترکهای مورب دیوارها (ناشی از برش)

b- آسیبهای وارده به دیوار

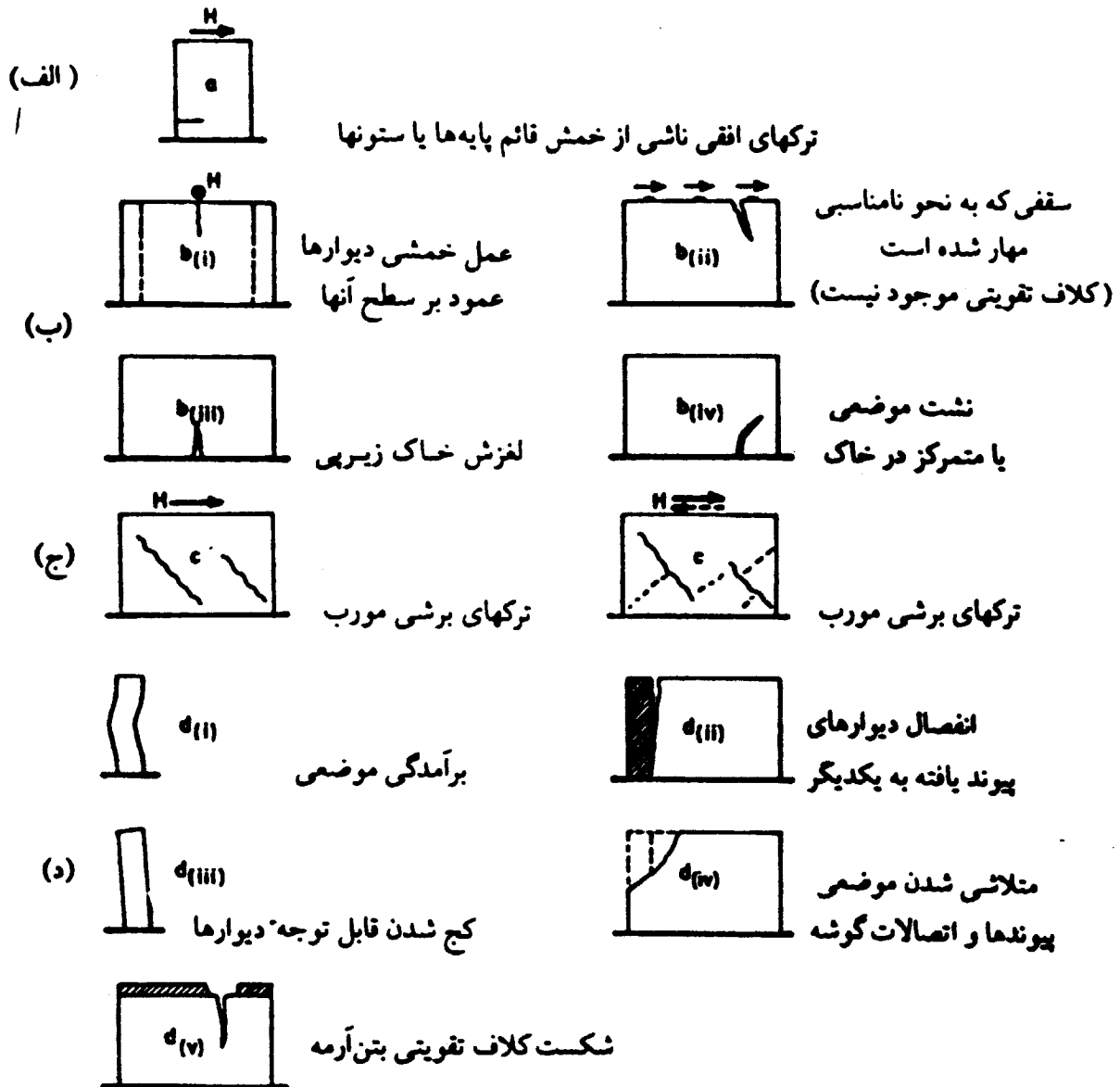
الف) برآمدگی موضعی

ب) انفصال دیوارهای پیوند یافته به یکدیگر

ج) کج شدن قابل توجه دیوارها

د) متلاشی شدن موضعی پیوندها و اتصالات گوشه دیوارها

ه) شکست کلاف تقویتی بتن آرمه



شکل (۴-۵) طبقه بندی کردن آسیبها در سازه‌های بتایی

ساختمان	طبقه بندی آسیب				شدت آسیب
	a	b	c	C+d	
جدید	۰/۹۰	۰/۷۰	۰/۵۰	۰/۲	سبک
	۰/۷۵	۰/۵۵	۰/۳۵	۰/۱	سنگین
قدیمی	۰/۶۰	۰/۴۰	۰/۲۰	۰/۰۰	سنگین

تعیین تقریبی نسبت ظرفیت بر حسب درجه خرابی

۲-۴-۵- مراحل اصلاح:

حاشیه اطمینان موجود پس از وقوع زلزله می تواند بعنوان راهنمایی جهت اتخاذ تدابیر ترمیمی - تقویتی برای سازه آسیب دیده و اعضای مربوطه بکار رود.

اگر V_R ظرفیت برشی سیستم در مقابل زلزله و V_S نیروی برشی ناشی از زلزله مطابق آئین نامه زلزله معمول باشد، نسبت زیر:

$$\nu = \frac{V_R}{V_S}$$

موسوم به نسبت ظرفیت می تواند ملاکی عملی جهت تصمیم گیری باشد. در صورت فقدان اطلاعات عددی درباره نسبت ظرفیت (با در نظر گرفتن پراکندگی ناشی از طبیعت پدیده مورد بررسی و محدودیت اعتبار روش طیفی اتخاذ شده)، اعداد تقریبی ذیل برای نسبت ظرفیت قابل ارائه است.

شدت آسیب	طبقه بندی آسیب				ساختمان
	a	b	c	C+d	
سبک	۰/۹۰	۰/۷۰	۰/۵۰	۰/۲	جدید
سنگین	۰/۷۵	۰/۵۵	۰/۳۵	۰/۱	
سنگین	۰/۶۰	۰/۴۰	۰/۲۰	۰/۰۰	قدیمی

تعیین تقریبی نسبت ظرفیت بر حسب درجه خرابی

۱-۶-۱- ملاک فوریت ترمیم و تقویت :

حداکثر زمانی که می توان اجرای عملیات ترمیم را به حال تعلیق درآورد تابعی از نسبت ظرفیت^۲ می باشد.

برای نسبت ظرفیت های کمتر از ۰/۵، عملیات مرمت باید بلافاصله آغاز شود برای اعداد بالاتر از ۰/۵ زمان مرمت را می توان از یک تا دو سال و برای اعداد نزدیک به ۱ از ۱۰ تا ۲۰ سال به تعویق انداخت. در واقع عوامل اجتماعی، تاریخی و اقتصادی می توانند به نحو قابل توجهی در فوریت اجرای عملیات مرمت و تقویت موثر باشند.

۴-۴-۵- نحوه ترمیم :

براساس نسبت ظرفیت تخمینی یا محاسبه شده، تمهیدات اضطراری مورد لزوم، ملاحظات اقتصادی و غیره، روشهای گوناگونی می توانند جهت افزایش نسبت ظرفیت (کل سازه یا اعضای آن) به حدود ۱ (حتی المقدور) بکار روند. این روشها ذیلاً ارائه می گردند :

- حذف طبقات فوقانی و یا قسمتی از ساختمان

- محدود نمودن بهره برداری از ساختمان (کاهش سربار زنده و کاهش درجه بهره برداری در پلها)

- اصلاح سختی و ظرفیت باربری کل سازه و اعضای آن به وسیله :

الف) تعبیه اعضای اضافی (دیوارهای پرکننده و بادبندی)

ب) تقویت اعضای موجود (صدمه دیده یا سالم)

ج) تعویض اعضای صدمه دیده

۵-۴-۵- انتخاب ابزار و تکنولوژی مناسب:

انتخاب مناسبترین ابزار و تکنولوژی ترمیم و تقویت از میان طیف وسیع تکنولوژی‌های موجود،

بستگی به شرایط متعدد محلی دارد، این شرایط به قرار ذیل می‌باشند:

- فشار ناشی از موقعیت اضطراری

- تجربیات قبلی

- دسترسی به مصالح و تجهیزات

- کیفیت بازرسی قابل انجام و غیره

۵-۵- توصیه‌های طراحی

محاسبه ضرائب اطمینان جزئی

جهت طراحی مرمت یا تقویت، نامعادله ذیل در مورد ضرائب اطمینان باید کاملاً برقرار گردد.

$$R_d = \gamma_n (f_k \gamma_m) \geq (S_k \cdot \gamma_f) = S_d$$

که در آن:

R_d : مقاومت طراحی

S_d : نیروی طراحی

γ_f : ضریب اطمینان جزئی بارگذاری

γ_m : ضریب اطمینان جزئی مصالح

γ_n : ضریب تصحیح برای مشخصات مقاطع

S_k : نیروی نهایی

F_k : مقاومت نهایی یا مقاومت مشخصه

می باشند.

۱-۵-۵- ضریب اطمینان جزئی بارگذاری γ_f

در اکثر موارد عمر پیش بینی شده یک ساختمان ترمیم شده کمتر از عمر پیش بینی شده مشابه نوساز آن است - بنابراین احتمال بارگذاریهای با شدت بالا در ساختمان ترمیم شده کمتر است. با این وجود کاهش نامتناسب ضریب اطمینان لازم عملاً با عدم یقین مربوط به آرایش مجدد نیروها در سیستم، متعادل و خنثی می گردد. بنابراین در طراحی مجدد، ضریب اطمینان γ_f برابر نظیر آن برای ساختمانهای مشابه نوساز در نظر گرفته می شود، به استثنای دو مورد ذیل :

الف) پرید طبیعی ساختمان مرمت شده ممکن است براساس رابطه ذیل کمتر از نظیر آن برای

ساختمان مشابه نوساز گردد.

$$T'_n = T_n \sqrt{\frac{K}{K'}}$$

که در آن :

K' : سختی کل سازه ترمیم شده

K : سختی کل سازه مشابه نوساز

T'_n : پرید طبیعی سازه ترمیم شده

T_n : پرید طبیعی سازه مشابه نوساز

می باشند.

بنابر این براساس طیف پاسخ شکل (۵-۵) و رابطه ذیل مقدار بالاتری برای ضریب نیروی برشی

پایه محتمل است:

$$C' = C \frac{\beta'}{\beta}$$

که در آن:

C: ضریب نیروی برشی پایه برای سازه ترمیم شده

C: ضریب نیروی برشی پایه برای سازه مشابه نوساز

β' : ضریب طیف طراحی برای سازه ترمیم شده

β : ضریب طیف طراحی برای سازه مشابه نوساز

می باشند.

ب (ممکن است تغییر شکل پذیری ساختمان مرمت شده μ و نتیجتاً ضریب رفتار k ساختمان

ترمیم شده کمتر از نظیر آنها برای ساختمان مشابه نوساز μ و k گردد. بنابر این مطابق رابطه ذیل

خواهیم داشت:

$$C' = C \frac{\mu}{\mu'}$$

که در آن:

μ : تغییر شکل پذیری سازه ترمیم شده

μ' : تغییر شکل پذیری سازه مشابه نوساز

C و C: مطابق مورد قبل

می باشند.

پس از تعیین ضریب نیروی برشی پایه (که برای سازه نوساز و ترمیم شده یکسان فرض می گردد)
ضریب اطمینان جزئی بارگذاری براساس احتمالات فوق از رابطه زیر بدست می آید.

$$\gamma'_f = \gamma_f \cdot \frac{\beta'}{\beta} \cdot \frac{\mu}{\mu'}$$

تذکر: ضریب اطمینان مربوط به بارهای مرده اضافه شده (بارهای مربوط به ترمیم و تقویت سازه)
می تواند از رابطه ذیل محاسبه می گردد:

$$\gamma'_{fg} = \gamma_{fg} - 0.1$$

کاهش ضریب اطمینان فوق به علت مشخص تر بودن بارهای مرده و یقین بیشتر در تعیین شدت آنهاست .

۲-۵-۵- ضریب اطمینان جزئی مصالح:

(الف) برای مصالح موجود در ساختمانهای قدیمی صدمه دیده دکتر (Private Communication) Tichy مقادیر تجربی ذیل را برای نسبت γ'_m/γ_m توصیه می نماید.

γ'_m/γ_m	نوع ساختمان
۱/۴	ساختمانهای قدیمی که براساس تجربه وبدون طراحی و محاسبه ساخته شده اند
۱/۲	ساختمانهایی که محاسبه و طراحی شده اند اما مدارک مربوط مفقود گردیده اند
۱/۱	ساختمانهایی که دارای اوراق محاسباتی و مدارک مربوط بوده و براساس آنها بنا شده اند

γ'_m : ضریب اطمینان مصالح موجود در ساختمان مورد نظر

m': ضریب اطمینان مصالح در ساختمان مشابه نوساز

ب) به لحاظ آنکه عملیات اجرایی همواره با تغییر و تحولات زیادی همراه است و همچنین نظر به محدودیت کنترل عملیات اجرایی، ضریب اطمینان مربوط به مصالح تقویتی، مطابق جدول ذیل

خواهد بود:

سطح کنترل کیفیت و بازرسی ساختمان	ضخامت بتن ترمیمی - تقویتی			
	کمتر از ۱۰۰ میلی متر		بیشتر از ۱۰۰ میلی متر	
	میزان دسترسی به محل بتن ریزی		میزان دسترسی به محل بتن ریزی	
	پائین	معمولی	پائین	معمولی
بالا	۱/۲	۱/۱	۱/۰	۱/۰
متوسط	۱/۳	۱/۲	۱/۱	۱/۰

نسبت γ'_c / γ_c برای شرایط مختلف (بتن درجا)

اگر چنانچه ترک‌های کوچک ($m < 4$) با تزریق چسب تحت فشار به نحو مقتضی ترمیم گردند

نسبت γ'_c / γ_c حدود ۱/۳ در نظر گرفته می‌شود.

γ'_c : ضریب اطمینان بتن درجا در ساختمان ترمیم شده

γ_c : ضریب اطمینان بتن درجا در ساختمان مشابه نوساز

ج) ضریب اطمینان آرماتور تقویتی، در صورت وجود اتصالات جوشی از رابطه ذیل محاسبه

می‌گردد:

$$\gamma'_s = 1/2 \gamma_s$$

که در آن :

γ'_s : ضریب اطمینان مربوط به آرماتور جوش شده

γ_s : ضریب اطمینان مربوط به آرماتور بدون اتصال جوشی

می باشند. در صورتی که نظارت کامل بر حسن اجرای عملیات جوش براساس مشخصات فنی انجام گرفته باشد، خواهیم داشت :

$$\gamma'_s = \gamma_s$$

د) بتن پاشیدنی برای تیرها و دال ها (با در نظر گرفتن میل مهارهای جوش شده جهت تأمین اتصال

کافی میان بتن موجود و بتن پاشیدنی)

$M_{u,r}/M_{u,m}$	$= 1/00$	برای دال ها
$M_{u,r}/M_{u,m}$	$= 0/80$	برای تیرها
$V_{u,r}/V_{u,m}$	$= 0/80$	برای تیرها
K_r/K_m	$= 0/9$	برای دالها
K_r/K_m	$= 0/65$	برای تیرها

ه) گره ها یا عناصر ترمیم و تقویت شده به وسیله طوقه یا تسمه

$$\Delta V_{u,r} / \Delta V_{u,m} = 0/5$$

که علامت Δ مویده آن است که تنها مقاومت عناصر ترمیم و تقویت کننده در این رابطه در نظر گرفته می شود.

|

و (ستونهای تقویت شده بازره بتن مسلح

$$\text{اگر } \Delta A_c / A_c = 0.50 \quad V_{u,r} = 0.9 V_{u,m}$$

$$\text{اگر } \Delta A_c / A_c = 1.00 \quad V_{u,r} = 0.65 V_{u,m}$$

که در آن ΔA_c سطح مقطع فرره و A_c سطح مقطع اولیه ستون می باشد .

۳-۵-۵-آرایش نیروها در عناصر سازه پس از ترمیم و تقویت :

افزایش ابعاد اعضای مرمت شده از جمله ستونها و دیوارها، اضافه نمودن دیوارهای پرکننده و با مهار قابهای بتن مسلح و غیره باعث افزایش قابل توجهی در سختی و تغییر توزیع آن در سازه و در نتیجه تغییر آرایش نیروها (علی الخصوص نیروهای جانبی) در آن می گردد. با دو فرض عملی ذیل می توان، ضعف ناشی از عدم یقین در تعیین سختی اعضاء و توزیع نیروها در آنها را جبران نمود.

۱- جهت محاسبه حداکثر نیروی جذب شده توسط عنصر مرمت شده، سختی آن با فرض مقطع

یکپارچه محاسبه می گردد.

۲- جهت محاسبه حداکثر نیروی اعمال شده به دیگر عناصر، سختی عناصر مرمت شده بسته به

شدت و گستردگی خرابی، حتی المقدور پائین در نظر گرفته می شود (مثلاً سختی ناشی از مقطع اضافه

شده بعلاوه نصف سختی عنصر مبنا (بطور کلی در محاسبه حداکثر نیروی وارده به هر عنصر سختی آن

عنصر حتی المقدور بالا و سختی دیگر عناصر حتی المقدور پائین در نظر گرفته می شود)

۴-۵-۵- ضرایب تصحیح برای مشخصات مقاطع:

طراحی مقاطع صدمه دیده و تعیین ابعاد مقتضی برای آنها هنوز از نظر تئوریک بخوبی پیشرفت ننموده است. در موارد خاصی، مقطع ترمیم شده می تواند، یکپارچه فرض گردد. واضح است که مقاومت و سختی چنین مقطعی ($M_{u,m}$ و $V_{u,m}$ و K_m) بیش از مقدار واقعی آنها ($V_{u,r}$ و $M_{u,r}$) خواهد بود.

کتاب «توصیه های طراحی مرمت» ضرایب تصحیح مربوطه را مطابق ذیل ارائه نموده است. تذکر این نکته ضروری است که این ضرایب در صورت رعایت مشخصات فنی و جزئیات اجرایی معتبر می باشند.

الف) ورق پوش با ضخامت کمتر از ۲/۵ میلی متر با اتصال چسبی (اساساً در تیرها)

$$\gamma'_n = 1$$

ضمناً رعایت نکات ذیل ضروری است:

$$1- \gamma'_s/\gamma_s = 1/5$$

۲- مقاومت برشی و خمشی اضافه شده به واسطه ورق پوش نباید بزرگتر از نصف مقاومت برشی و خمشی مقطع موجود باشد.

$$\text{موجود } \Delta M_u < 0.5 M_u \text{ اضافه شده}$$

$$\text{موجود } \Delta V_u < 0.5 V_u \text{ اضافه شده}$$

ب) بتن ریخته شده در قسمت فوقانی و یا طرفین تیرها و دالها (با در نظر گرفت میل مهارهای

جوش شده جهت تأمین اتصال کافی میان بتن موجود و بتن جدید)

/

۱- اگر سطح مقطع اضافه شده کوچکتر از $\frac{1}{3}$ سطح مقطع موجود باشد.

$$(\Delta A_c < \frac{1}{3} A_c)$$

برای دال ها $K_r / k_m = 0.9$ برای دال ها $M_{u,r} / M_{u,m} = 1.0$

برای تیرها $K_r / k_m = 0.65$ برای تیرها $M_{u,r} / M_{u,m} = 0.80$

برای تیرها $V_{u,r} / V_{u,m} = 0.85$

۲- اگر سطح مقطع اضافه شده بزرگتر از $\frac{1}{3}$ سطح مقطع موجود باشد.

برای تیرها $M_{u,r} / M_{u,m} = 0.65$

برای تیرها $K_r / K_m = 0.40$

۵-۵-۵- ارزیابی میزان تأثیر مرمت و تقویت :

نسبت های ذیل میزان تأثیر عملیات مرمت و تقویت را به طور کمی نمایش می دهند.

$$V = \frac{V'_u}{V_{u,0}} \cdot \frac{\mu'}{\mu_0} \quad \text{برای مقاومت}$$

$$U = \frac{k'}{k_0} \cdot \frac{\mu'}{\mu_0} \approx \left(\frac{T_{n,0}}{T_n} \right)^2 \frac{\mu'}{\mu_0} \quad \text{برای صلبیت}$$

که در آن :

$V_{u,0}$ مقاومت پس از خرابی

V'_u مقاومت پس از مرمت

μ_0 تغییر شکل پذیری پس از خرابی

μ' تغییر شکل پذیری پس از مرمت

k_0 سختی پس از خرابی

k' سختی پس از مرمت

$T_{n,0}$ پرید طبیعی سازه پس از خرابی

T'_n پرید طبیعی سازه پس از مرمت می باشند.

ضرب تصحیح μ/μ_0 جهت مقابله با هرگونه ترد شکنی محتمل ناشی از اثر یک نیروی شدید بکار برده می شود.

۵-۶- توزیع نیروها بین دیوارهای برشی

نیروی زلزله تعدیل شده یا آئین نامه ای که از رابطه $F = ABI W$ بدست می آید، باید بین دیوارهای برشی توزیع شود. چون طراحی به روش حذی انجام می شود بهتر است نیروی زلزله را در ضریب مربوطه ضرب کنیم. اغلب آئین نامه ها ضریب $1/4$ را پیشنهاد می کنند. این نیروی ضرب شده بین دیوارهای برشی به نسبت سختی این دیوارها توزیع می شود.

۵-۶-۱- سختی دیوار برشی:

چون پهنای دیوارهای آجری کم و بیش مساوی ارتفاع دیوار و حتی گاهی بیشتر است لذا نمی توان جابجایی جانبی دیوار را صرفاً ناشی از خمش دانست بلکه برش می تواند سهم زیادی داشته باشد. جابجایی کل دیوار تحت نیروی P برابر است با:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta_1 = \frac{Ph^3}{12EI} \quad \text{جابجایی خمشی}$$

$$\delta_2 = \frac{Ph}{1/2AG} \quad \text{جابجایی برشی}$$

I, A, h به ترتیب ارتفاع، مساحت و لنگر لختی دیوارند.

مدول برشی

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$I = \frac{1}{12} tL^3 = \frac{AL^2}{12}$$

که A مساحت دیوار است.

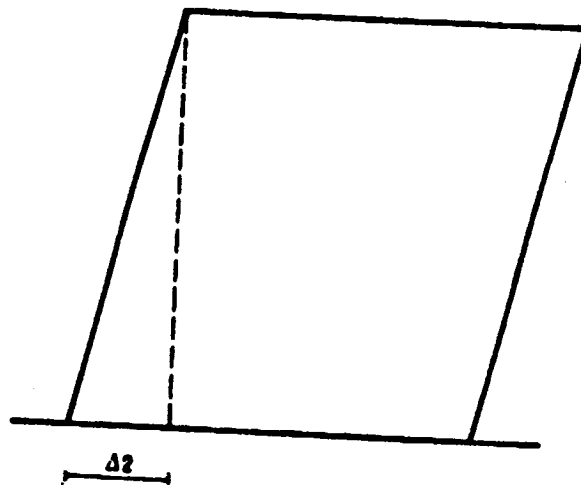
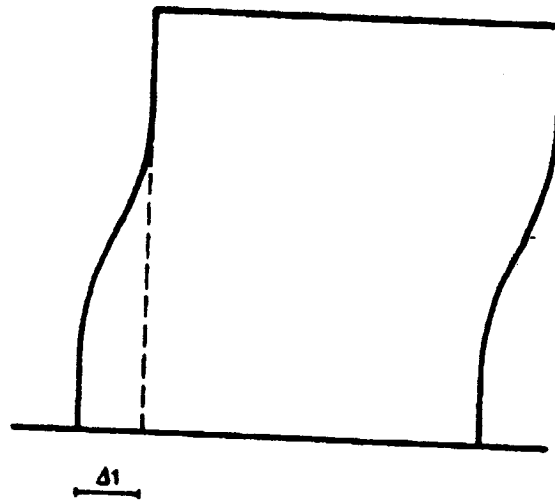
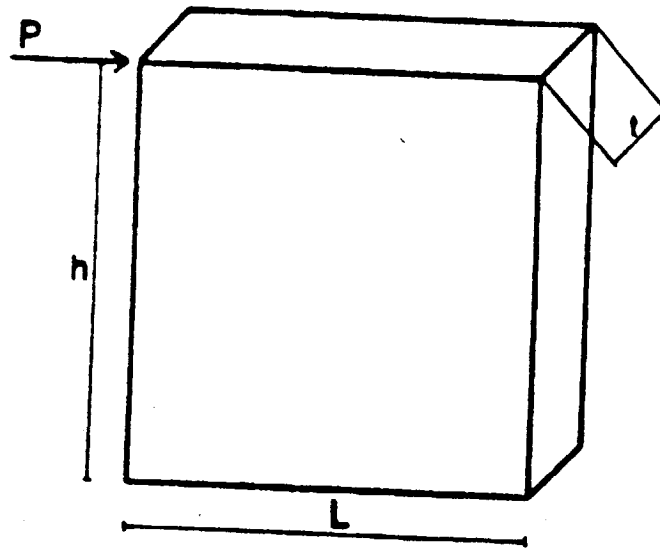
$$\delta = \frac{Ph}{EA} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^2 + 2/16 \frac{Ph}{EA}$$

(۵-۱)

$$K = \frac{P}{\delta} = \frac{EA}{h \left[\left(\frac{h}{L}\right)^2 + 2/16 \right]}$$

که k سختی دیوارهای برشی است.

برای دیوارهایی که نسبت h/L آنها کمتر از یک باشد می توان تقریباً اثر جابجایی خمشی را نادیده گرفت و سختی را متناسب با سطح دیوار (A) دانست و نیروی زلزله را به نسبت سطح دیوارها توزیع کرد. برای ساختمانهای کوتاه (حداکثر تا سه طبقه) می توان روش ساده توزیع نیروی زلزله به نسبت مساحت دیوارها را به کار گرفت. اما هنگامی که ارتفاع زیاد می شود شاید استفاده از رابطه (۵-۱) بهتر باشد.



شکل (۵-۶) جابه‌جاییهای ناشی از نیروی جانبی.

۷-۵- مقاومت برشی دیوارهای آجری غیر مسلح:

سینها و هندری پس از انجام آزمایشهایی بر روی دیوارهای برشی رابطه زیر را پیشنهاد کردند:

$$\tau_f = \tau_0 + \mu \sigma_n \quad (5-2)$$

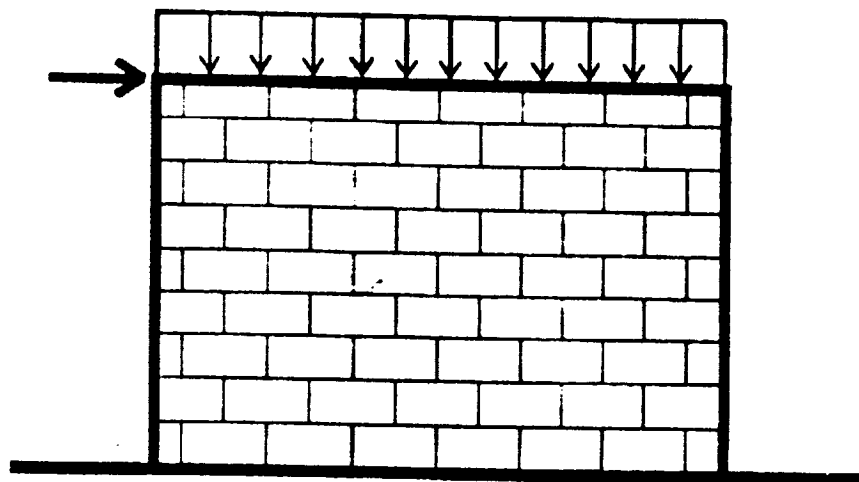
که در آن τ_f تنش تسلیم برشی دیوار، τ_0 چسبندگی ملات، μ ضریب اصطکاک و σ_n تنش قائم حاصل از سربار است. τ_f و σ_n به ترتیب با تقسیم نیروهای افقی و قائم بر سطح مقطع دیوار بدست می آیند و μ با انجام آزمایش تعیین می شوند. در نتیجه آزمایشهای آنها بر روی دیوارهایی که با ملات ماسه

سیمان با نسبت ۱: ۱/۴: ۳ (سیمان، آهک، ماسه) چیده شده بود رابطه زیر بدست آمد:

$$\tau_f = 3 + 0.5 \sigma_c \quad \text{kg/cm}^2 \quad (5-3)$$

رابطه (۵-۲) توسط پژوهشگران دیگر نیز بکار گرفته شده است و ضریبهای τ_0 و μ برای انواع ملات و آجر به طور تجربی بدست آمده است و هندری آنها را در جدولی مانند جدول (۵-۱) گرد آورده است. به جز رابطه ۵-۲، رابطه دیگری نیز برای برآورد مقاومت دیوارهای برشی توسط پژوهشگران مختلف ارائه شده است.

آزمایشهایی نیز به کمک میز لرزان (میز زلزله) روی دیوارهای برشی آجری و ساختمانهای آجری انجام شده است که هدف از آنها یافتن حد مقاومت لرزه ای و نیز راههای تقویت ساختمانهای آجری بوده است و در عین حال سعی شده مدلهای ریاضی برای تعیین رفتار دینامیکی دیوار ارائه شود. البته طراحی ساختمانهای آجری غیر مسلح برای مناطق لرزه ای توصیه نمی شود و این قسمت برای تعیین مقاومت برشی دیوارهای آجری غیر مسلح موجود آمده است.



شکل (۵-۷) دیوار آجری تحت سربار و نیروهای برشی.

جدول ۵-۱ ضریبهای مقاومت برشی دیوارهای برشی.

$\tau_f = \tau_c + f\sigma_n$				
μ	τ_c kg/cm ²	ملات ماسه : آهک : سیمان	نوع آجر	مرجع
۰٫۵	۳	۱ : $\frac{1}{4}$: ۳	رس	هندری و سینها
۰٫۳۲	۲٫۵	۱ : $\frac{1}{4}$: ۳	رس	چینوا
۰٫۸۴	۲	۱ : ۲ : ۸	ماسه آهک	بهر
۱٫۰۴	۷	۱ : ۰ : ۲	ماسه آهک	بهر
۰٫۳	۱٫۲	۱ : ۱ : ۶	سیلیکات کلسیم	شنايدر

۸-۵- طراحی دیوارهای برشی آجری مسلح

۸-۵-۱- محاسبه میلگردهای قائم:

اگر نیروی جانبی حاصل از زلزله را که به دیوار وارد می شود (نیروی ضرب شده) H بنامیم، دیوار تحت این نیروی عامل به سوی واژگونی حول پنجه A میل می کند. نیروهای مقاوم عبارت است از نیروهای حاصل از سربار وارد به دیوار W_1 و وزن دیوار W_2 و همچنین نیروهای کششی میلگردها و نیز چسبندگی دیوار به پی.

بنابر این لنگر عامل حاصل از زلزله برابر است با:

$$M_E = H.h \quad (5-4)$$

و لنگر مقاوم برابر است با:

$$M_R = (W_1 + W_2) \times \frac{L}{4} + M_c \quad (5-5)$$

M_c مقاومت خمشی دیوار است که از میلگردهای قائم و نیز مقاومت کششی ملات حاصل می شود. چون نمی توان روی مقاومت کششی ملات حساب کرد، به ویژه که به محض رسیدن به حد تسلیم گسسته می شود، لذا برای محاسبه M_c فقط روی میلگردهای قائم حساب می کنیم.

$$M_c = (A_s \cdot F_y) \left(\frac{L}{4} \right) \quad (5-6)$$

که M_c مقاومت خمشی اسمی دیوار مسلح، A_s سطح مقطع میلگردهای قائم، F_y تنش تسلیم میلگردها، و L پهنای پایه آجری است.

مشابه مقطع بتن مسلح، باید برای ظرفیت خمشی ضریب کاهش ϕ را در نظر گرفت که با توجه به کیفیت پائین اجرا در ایران ضریب 0.7 پیشنهاد می شود.

$$M_x = (0.7)(0.5 A_s F_y) (L) \quad \text{پس:}$$

و مقاومت خمشی دیوار برابر است با:

$$M_x = 0.35 A_s \cdot F_y \cdot L \quad (5-7)$$

بدین ترتیب سطح مقطع میلگرد قائم بدست خواهد آمد.

$$A_s = \left[\frac{h}{L} \cdot H - \frac{1}{4}(W_1 + W_2) \right] / (0.35 F_y) \geq A_{min} \quad (5-8)$$

A_{min} را می توان مساوی مقدار فولاد کلافهای قائم در آئین نامه ۲۸۰۰ گرفت که برابر است با

$0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$ طول دیوار (که معادل چهار میلگرد نمره ۱۲ در هر ۵ متر است)

۲-۸-۵- محاسبه میلگردهای افقی:

از میلگردهای افقی برای مهار شکست برشی استفاده می شود. به هنگامی که شکست برشی از

لغزش افقی ناشی می شود مقاومت برشی نهایی برابر است با مجموع مقاومت کششی میلگردها، یعنی

$$H = T$$

در اینجا از مقاومت برشی خود دیوار صرف نظر شده است. داریم

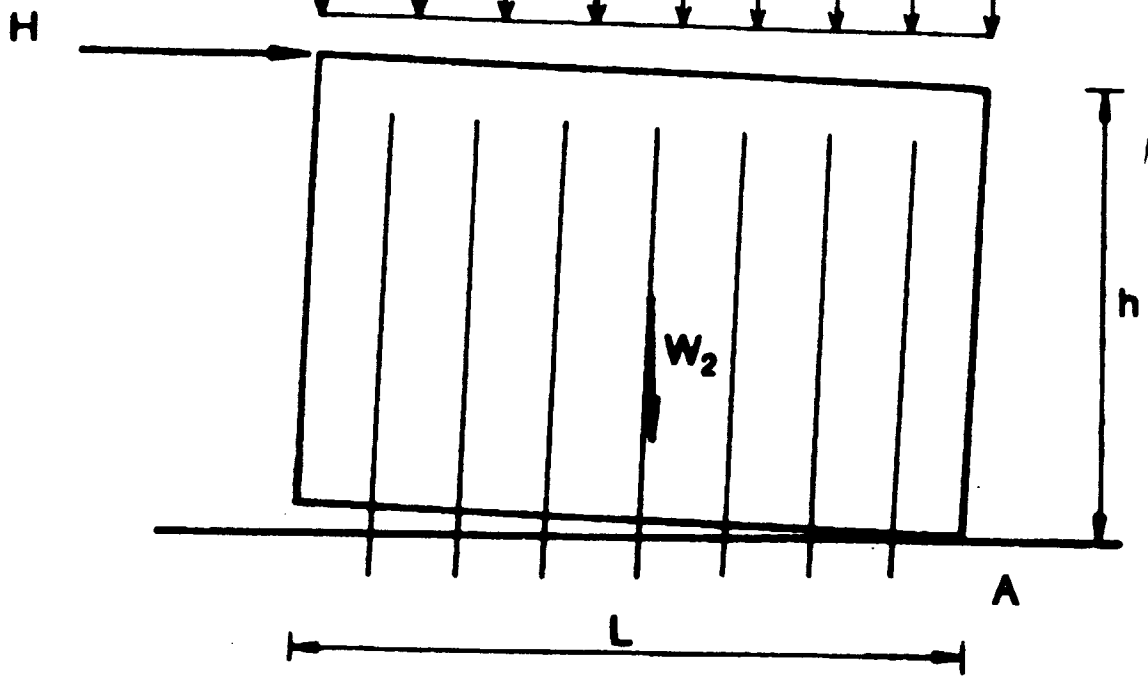
$$T = A_s \cdot F_y$$

که A_s سطح مقطع کل میلگردهای افقی و F_y تنش تسلیم میلگردها است اگر f ضریب اطمینان در مقابل

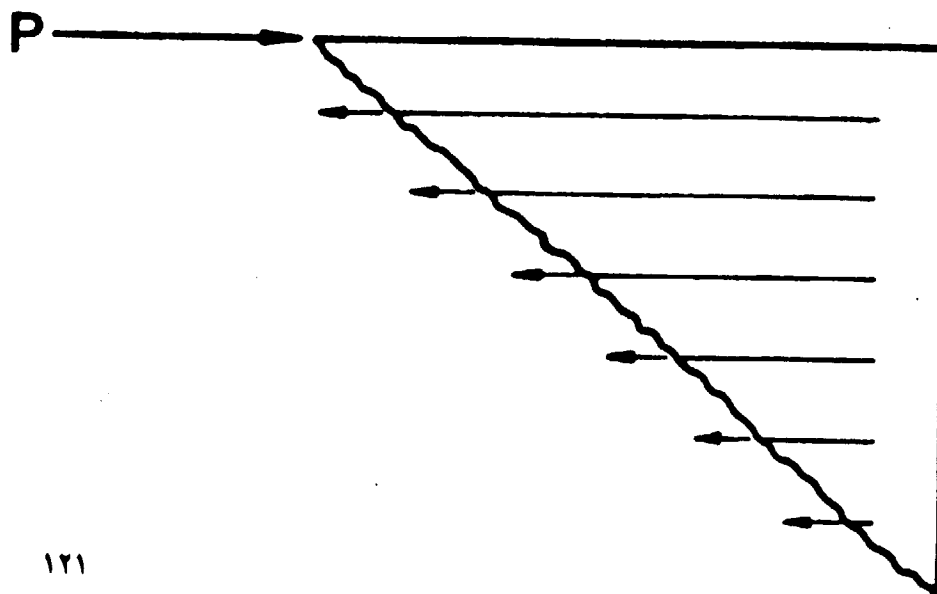
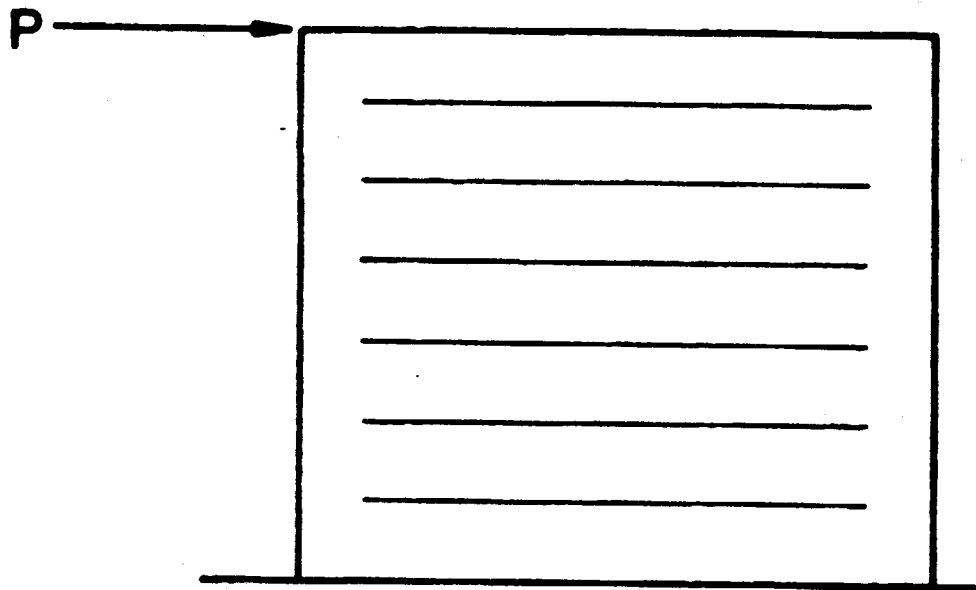
شکست برشی باشد آنگاه

$$A_s = \frac{f \cdot H}{F_y} \quad (5-9)$$

چون درجه کاهندگی شکست برشی بسیار بیشتر از شکست خمشی است باید ضریب اطمینان f را به



شکل (۵-۸) یک دیوار برشی که با میلگردهای قائم مسلح شده تحت نیروهای افقی و قائم.



شکل (۵-۹) لغزش افقی موجب کنش کششی در میلگردهای افقی است.

قدر کافی بالا گرفت تا حتماً شکست خمشی پیش از برش اتفاق بیفتد. پرستلی ضریب ۲/۱ را پیشنهاد می‌کند.

$$A_s = \frac{2/1}{F_y} H \quad (5-10)$$

که A_s مساحت کل میلگردهای افقی بر پایه‌های پهن که در آنها لغزش افقی حاکم است و H نیروی زلزله وارد به پایه برشی است.

در پایه‌های باریک شکست برشی بر اثر لغزش قائم به وجود می‌آید که در این صورت در میلگردهای افقی کنش خمشی ایجاد می‌شود. بر اساس تحقیقاتی که روی سازه‌های آجری مسلح انجام شده است کارایی میلگردها در مقابل کنش خمشی را ۳۰٪ کنش کششی است و با توجه به کیفیت پائین اجرا در مقایسه با نمونه‌های آزمایشگاهی، پیشنهاد می‌شود کارایی کنش خمشی برابر ۲۵٪ کنش کششی فرض شود، پس

$$A_s = \left(\frac{1}{0.25} \right) \frac{2/1 \cdot H}{F_y}$$

$$A_s = \frac{8/4}{F_y} H \quad (5-11)$$

که A_s مساحت کل میلگردهای افقی برای پایه‌های باریک است که در آنها لغزش قائم حاکم است. وقوع یکی از دو لغزش افقی یا قائم به عواملی نظیر مقدار سربار، نسبت بعدی (ارتفاع به طول) و نسبت مقاومت برشی درزهای افقی به قائم بستگی دارد و تعیین دقیق آن بسیار مشکل است و چون این پدیده برای اغلب پژوهشگرانی که روی آجر مسلح کار کرده‌اند ناشناخته بوده است مدتی طول می‌کشد تا ریزه‌کاریهای آن با انجام آزمایش‌ها و مطالعات نظری روشن شود. با توجه به بحثهای انجام شده حالت شکست برای نسبتهای بعدی کوچکتر از ۸/۱۰، لغزش افقی و بزرگتر از ۱ لغزش قائم، و بین این دو

|

نامشخص است.

مقدار میلگرد افقی برای پایه‌های با نسبت بعدی کمتر از $0/8$ از رابطه (۵-۱۰)، و با نسبت بیش از ۱ از رابطه (۵-۱۱) و بین این دو با تناسب تعیین می‌شود.

پس اگر این رابطه‌ها را بصورت زیر بیان کنیم:

$$A_s = m \frac{H}{F_y} \quad (5-12)$$

مقدار m برای نسبت بعدی $0/8$ برابر $2/1$ و برای نسبت ۱ برابر $8/4$ ، و بین این دو تناسب بستن بین $2/1$ و $8/4$ بدست می‌آید.

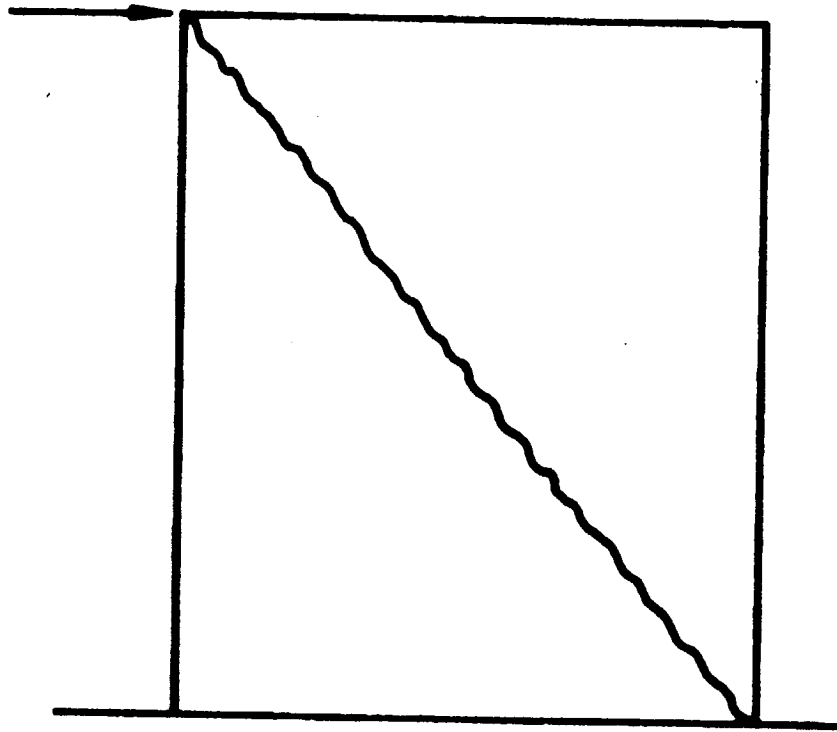
۹-۵- استفاده از کمرکش:

با استقرار کمرکش در دیوار می‌توان از نسبت بعدی دیوار کاست و در نتیجه برکارایی میلگردهای افقی افزود، زیرا در پایه‌های باریک کمرکش مانع از لغزش قائم شده، ترک قطری ناگزیر به قطعات کوچکتري منتقل می‌شود (شکل ۵-۱۰) و این به معنای کاهش ارتفاع دیوار و افزایش نسبت بعدی است. شرط آنکه کمرکش بتواند جلوی ترک قطری اصلی را سد کند این است که از مقاومت خمشی لازم برخوردار باشد. براساس مطالعات انجام شده نیروهای وارد بر کمرکش را می‌توان بطور تقریبی با مدل نشان داده شده در شکل (۵-۱۰-a) جایگزین کرد. داریم:

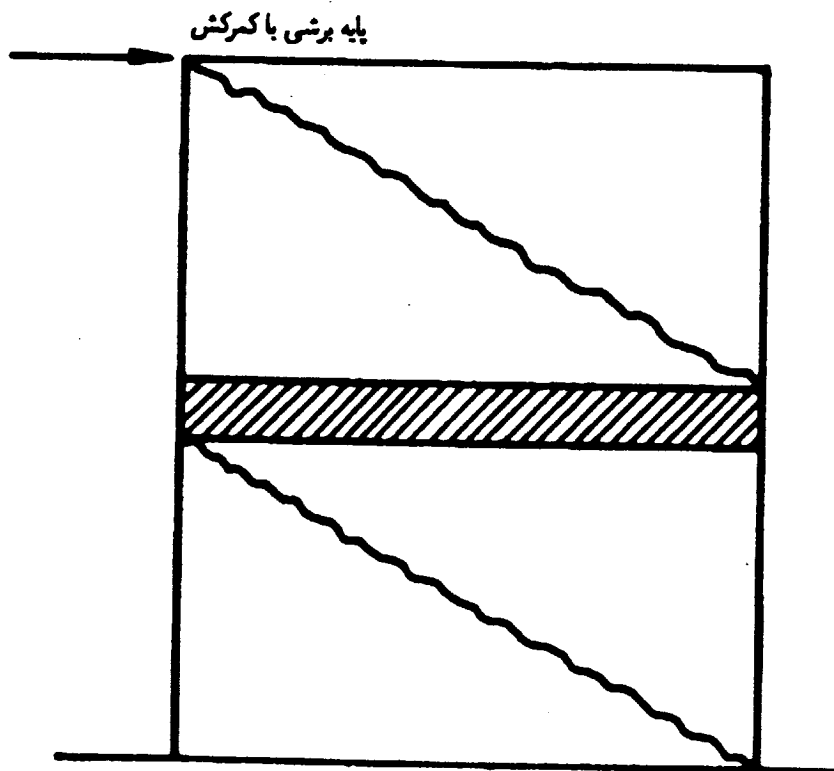
$$P = \frac{h_1}{L} \cdot H$$

H نیروی جانبی وارد به دیوار h_1 و L ارتفاع و طول دیوار فوقانی هستند. A نقطه بحرانی است و

لنگر A برابر است با:



پایه برشی بدون کمرکش



پایه برشی با کمرکش

شکل (۵-۱۰) وجود کمرکش در پایه های برشی از وقوع ترک برشی اصلی جلوگیری کرده ترکها به ناچار در دیوارهای کوتاهتر ایجاد می شوند.

$$M_A = \frac{PL}{3}$$

ولنگر طراحی کمرکش برابر است با :

$$M_A = \frac{1}{3} h_1 \cdot H$$

۱۰-۵- محاسبه مقاومت لرزه‌ای دیوار روکش دار:

معمولاً برای دیوارهای روکش دار می‌توان دو حالت شکست پیش بینی کرد :

خمشی و برشی . مقاومت خمشی این دیوارها همچون دیوارهای آجری مسلح محاسبه می‌شود که

در بخش ۵-۸ شرح داده شد. لذا برای محاسبه میلگرد قائم از رابطه (۵-۸) استفاده می‌کنیم. مساحت

مقطع میلگردهای قائم برای مقابله با شکست خمشی از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$A_s = \left[\frac{h}{L} \cdot H - \frac{1}{3}(W_1 + W_2) \right] / (0.35 F_y) \geq A_{min}$$

که H نیروی زلزله ضرب شده (ضریب زلزله $1/4$ است)، W_1 سربار دیوار، W_2 وزن دیوار، F_y تنش

تسلیم میلگردها و h و L ارتفاع و طول دیوارند A_{min} مطابق توصیه آئین نامه ۲۸۰۰ برابر

$0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$ طول دیوار است (معادل چهار میلگرد نمره ۱۲ در هر ۵ m است) .

برای مقابله با شکست برشی از دو عنصر کمک می‌گیریم: مقاومت برشی دیوار غیر مسلح و مقاومت

میلگردهای افقی. مقاومت برشی دیوار خود به دو بخش تقسیم می‌شود: V_b و V_c . V_c یا مقاومت

برشی روکش بتنی عبارت است از :

$$V_c = (0.53 \sqrt{f'_c}) A_c$$

که f'_c مقاومت فشاری بتن و A_c سطح مقطع روکش بتنی است. V_b ، مقاومت برشی دیوار آجری از

رابطه زیر بدست می آید:

$$V_b = f_v \cdot A_b$$

که A_b سطح مقطع دیوار آجری و f_v مقاومت برشی دیوار است. برای دیوارهایی که با ملات ماسه و سیمان و آجر فشاری چیده می شوند می توان f_v را برابر $1/0 \text{ kg/cm}^2$ فرض کرد. V_s مقاومت برشی حاصل از میلگردهای افقی است که برابر است با:

$$V_s = A_s F_y$$

و آنگاه

$$V_n = V_c + V_b + V_s$$

و باید داشته باشیم:

$$H \leq \phi V_n$$

که H نیروی زلزله ضرب شده و ϕ ضریب کاهش برش، برابر $0/85$ است. در محاسبه نیروی زلزله می توان R را بنا به توصیه آئین نامه 2800 برابر 4 گرفت (دیوارهای آجری مسلح). ضمناً نیروی زلزله بین دیوارها به نسبت سطح مقطع تقسیم می شود.

۱-۱۱-۵- کلاف بندی:

چنانچه بتوان در قسمتهایی از ساختمان دور تعدادی از دیوارهای آجری کلافهای افقی و قائم ایجاد کرد عملاً دیوار کلاف بندی شده مانند قاب مرکب عمل می کند و می تواند بعنوان عنصر لرزه بر تلقی

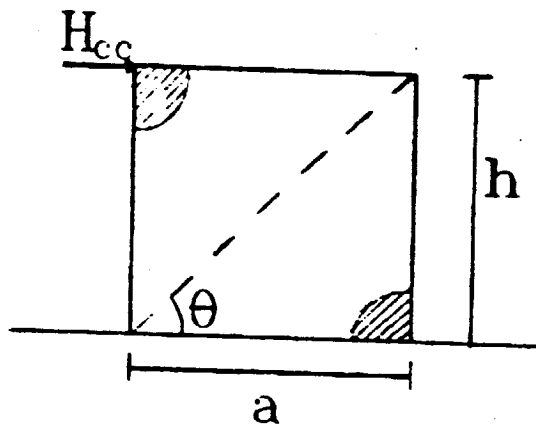
شده، مطابق قسمت محاسبه شود. اجرای این روش در ساختمانهایی که دارای کلافهای افقی تحتانی و فوقانی هستند بسیار ساده است کافی است در فاصله ۳ متری یا بیشتر، در داخل دیوار شیارهای قائم ایجاد کرد، آنگاه با ایجاد سوراخهایی قائم در کلافهای افقی در محل اتصال با کلاف قائم، میلگردهای قائم را از آنها عبور داده، داخل سوراخ دوغاب غلیظ سیمان تزریق می‌کنیم. شیارهائیز با بتن پر می‌شود و با کلافهای افقی یک قاب بتنی را تشکیل می‌دهد که دیوار آجری را دربرگرفته است مقاومت این قاب مرکب مطابق روش زیر محاسبه می‌شود.

۵-۱۱-۲- محاسبه مقاومت قابهای مرکب (به کمک جدولهای طراحی)

مقاومت شکست کنج مبنای طراحی لرزه‌ای قابهای مرکب است و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$H_{cc} = m f_c t h \quad (5-13)$$

$$m = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{\gamma(M_{pj} + M_{pc})}{F_c t h^2}} \\ \frac{1}{\tan \theta} \sqrt{\frac{\gamma(M_{pj} + M_{pb})}{F_c t h^2}} \\ \frac{\gamma M_{pj}}{F_c t h^2} + \frac{1}{6} \\ \frac{\gamma M_{pj}}{F_c t h^2} + \frac{1}{6 \tan^2 \theta} \end{array} \right.$$



در این رابطه h ارتفاع قاب، t ضخامت میانقاب و f_c مقاومت فشاری آجر چینی است. M_{pc} و M_{pb} لنگر مومسان تیر وستون و M_{pj} لنگر مومسان اتصال بین تیروستون است که برای اتصالهای گیردار

برای کوچکترین M_{pb} و M_{pc} است و برای اتصالهای مفصلی برابر صفر است.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{h}{a}$$

a طول دیوار است.

با استفاده از این روابط جداولی تنظیم شده است که در آنها برای دو حالت اتصال گیردار و مفصلی ($M_j = 0$)، ضریب m در رابطه (۵-۱۳) نیروی شکست کنج H_{cc} محاسبه شده است. این جداول به ترتیب برای ضخامت میانقاب ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳۵m تنظیم شده‌اند و در هر یک، مقاومت فشاری آجر چینی از ۱۲۰ تا 500 t/m^2 تغییر داده شده است. در کلیه این جداول ارتفاع میانقاب h ثابت و برابر ۳m فرض شده است و نیروی شکست کنج برحسب لنگر مومسان اعضای قاب (که با M_b و M_c نشان داده شده است) و در طول میانقاب (a) داده شده است.

مثال: مقاومت قاب نشان داده شده را محاسبه کنید.

کلفتی میانقابها برابر ۰/۲m و مقاومت فشاری آجر چینی 120 t/m^2 است. لنگر مومسان تیر و ستونها ۲ t.m می‌باشد.

حل: قاب را مرکب از ۲ قاب به طول ۲m و یک قاب به طول ۳/۵m فرض می‌کنیم.

$$M_{pb} = M_{pc} = 2 \text{ t.m}$$

$$t = 0.2 \text{ m}, h = 3 \text{ m}, f_c = 120 \text{ t/m}^2$$

$$a = 2 \text{ m}$$

با استفاده از جدول برای قابهای گیردار مقدار H برابر ۸ t بدست می‌آید. از همین جدول برای

حالت $a = 3/5 \text{ m}$ مقدار H برابر $13/86 \text{ t}$ بدست می‌آید.

$$H = 2 \times 8 + 13/86 = 29/86 \text{ t}$$

پس:

$$M_b = M_c = M = M_j \quad \text{قاب با اتصال گیردار}$$

$$t = 0,2 \quad \text{m}$$

$$h = 3 \quad \text{m} \quad f_c = 120 \text{ t/m}^2$$

a	M t.m	m	H	M t.m	m	H	M t.m	m	H
1		0,037	2,67		0,065	2,67		0,091	6,53
1,5		0,060	2,33		0,088	6,33		0,116	8,33
2		0,090	6,53		0,120	8,67		0,148	10,67
2,5	1	0,113	8,16	2,5	0,162	11,67	2	0,189	13,67
3		0,136	9,798		0,213	15,33		0,241	17,33
3,5		0,136	9,798		0,213	15,33		0,241	17,33
4		0,136	9,798		0,213	15,33		0,241	17,33
1		0,046	3,33		0,074	5,33		0,096	6,93
1,5		0,069	5		0,097	7		0,125	9
2		0,102	7,33		0,129	9,33		0,157	11,33
2,5	1,5	0,139	10	3	0,171	12,33	2,5	0,199	14,33
3		0,167	12		0,222	16		0,25	18
3,5		0,167	12		0,222	16		0,25	18
4		0,167	12		0,222	16		0,25	18
1		0,056	4		0,083	6		0,101	7,30
1,5		0,079	5,67		0,106	7,67		0,132	9,67
2		0,111	8		0,139	10		0,167	12
2,5	2	0,152	11	2,5	0,181	13	5	0,208	15
3		0,192	13,86		0,23	16,67		0,259	18,67
3,5		0,192	13,86		0,23	16,67		0,259	18,67
4		0,192	13,86		0,23	16,67		0,259	18,67

1

۱۲-۵- مقاومت لرزه‌ای دیوارها تقویت شده با میلگردهای قائم و پس تنیده:

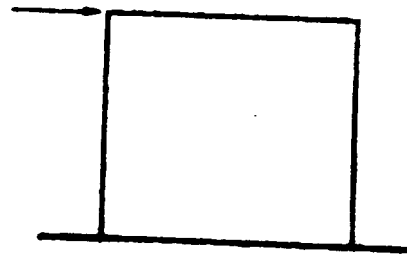
این روش یکی از روشهای بسیار متداول در آمریکا برای تقویت ساختمانهای آجری چند طبقه فاقد اسکلت و سیستم لرزه بر است.

همانطور که می‌دانیم برای یک دیوار حالت‌های شکست خمشی و برشی محتمل است. حال اگر این دیوار را از بالا سوراخ کرده، میلگردهایی را تا محل پی فرو نمائیم و سپس دوغاب سیمان مخصوصی را در داخل سوراخها تزریق کنیم، جلوی شکست خمشی را گرفته‌ایم، اما هنوز شکست برشی امکان پذیر است. حال اگر در بالای دیوار تیری فلزی یا بتنی قرار دهیم و میلگردها را از آن عبور دهیم و سپس تنیده کنیم، تنش قائم دیوار را افزایش داده‌ایم. همانطور که در بخش ۷-۵ گفته شد مقاومت برشی دیوار با این تنشها متناسب است و لذا با پس تنیدگی می‌توان جلوی شکست برشی را هم گرفت. در عمل با مته‌های مخصوص داخل دیوارها را در امتداد قائم سوراخ کرده، میلگردها را درون آن قرار می‌دهند و دوغاب سیمان تزریق می‌کنند و بدین وسیله در هر دو جهت به اندازه کافی دیوار برشی مسلح و پس تنیده به وجود می‌آورند.

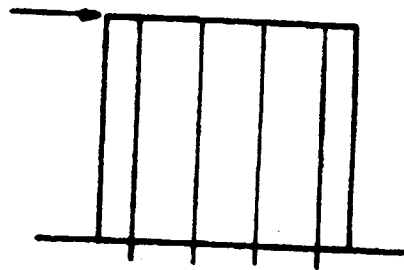
معمولاً برای محاسبه میلگرد قائم می‌توان از رابطه (۸-۵) استفاده کرد. مقاومت برشی را نیز می‌توان از رابطه (۲-۵) محاسبه کرد.

$$\tau_f = \tau_0 + \mu \sigma_n$$

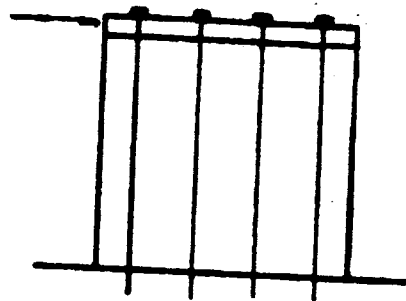
که در آن τ_0 چسبندگی برشی، μ ضریب اصطکاک و σ_n تنش قائم ناشی از سربار و پس تنیدگی است. مقادیر μ و τ_0 را می‌توان با توجه به آزمایشهای پژوهشگران که در جدول (۱-۵) گردآوری شده است برحسب نوع ملات انتخاب کرد.



الف) دیوار برشی آجری غیر مسلح



ب) دیوار آجری با میلگردهای قائم



ج) دیوار آجری با میلگرد قائم پس تنیده

شکل (۵-۱۱) تأثیر میلگردهای قائم پس تنیده .

تا آنجا که به طراحی مربوط می‌گردد، بایستی نکات زیر را در نظر گرفت :

- بروز اتلاف پس تنیدگی زیاد و نامناسب بر اثر خزش زیاد، اجزای ساخته شده از مصالح بنایی که

در بیشتر حالتها در آنها از مصالح با کیفیت پائین استفاده شده است .

- بروز اتلاف پس تنیدگی زیاد و نامناسب ناشی از لغزش زیاد مهاربندها، بویژه در مواردی که طول

دهانه ها کوچک باشد.

- بروز واکنشهای اضافی در مورد سازه‌هایی که از لحاظ استاتیکی نامعین‌اند.

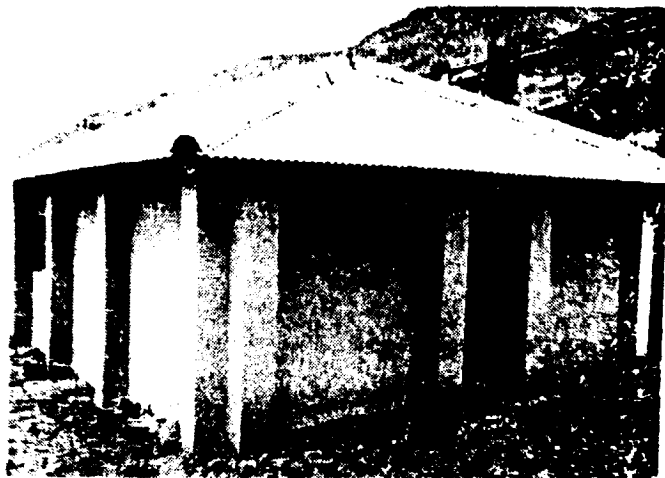
محافظت در مقابل خوردگی و آتش سوزی را می‌توان به وسیله دوغاب ریزی معمول در صورتی که

آرماتورها در درون غلافها یا سوراخهای مته کاری شده و یا به وسیله بتن پاشیده در مورد آرماتورهای

که بصورت خارجی قرار داده می‌شوند، تامین کرد.

نیروهای بزرگی در نواحی مهاربندی شده به وجود می‌آیند، بروز تمرکز تنش در این نواحی ممکن

است مشکلات اضافه‌ای را به وجود آورد که اغلب نیاز به راه‌حلهای غیر معمول دارد.



شکل (۱-۶)

فصل ششم

۶- ساختمان‌های روستایی مقاوم در برابر زلزله :

۱-۶- ساختمانهای خشتی و گلی :

استفاده از خشتهای گلی خام که در زیر آفتاب خشک می‌شوند برای ساختن ساختمانها در بسیاری از نقاط خشک ایران رایج است. زیرا مصالح این گونه ساختمانها در محل موجود است و در ماه‌هایی که کار کشاورزان خوابیده است می‌توانند آنها را بسازند. دیوارهایی که با خشت‌های گلی ساخته می‌شوند ضخیم و سنگین هستند و در نتیجه عایق خوبی در مقابل سرما و گرما می‌باشند. اما بعلت نداشتن مقاومت کششی و برشی و وزن زیاد در برابر زلزله مقاومتی نداشته و عموماً با اولین لرزه‌های زمین بر سر ساکنین فرود می‌آیند. در مناطق الف - ب و ج ساختن این نوع ساختمانها مجاز نمی‌باشند و فقط می‌توان در مناطق د، آنها را رعایت اصول ایمنی که تشریح خواهد شد، از این نوع ساختمانها استفاده نمود. هر چند از نظر ایمنی، ترجیح داده می‌شود که از ساختن منازل خشتی یا گلی صرف‌نظر شود، ولی بعلت ارزانی آنها و الزام مردم به داشتن سرپناه، هنوز در مناطق زیادی از جهان ساختن این نوع مساکن ادامه دارد.

علل خرابی ساختمانهای خشتی در موقع بروز زلزله در موارد زیر خلاصه می‌گردد :

۱- کیفیت ضعیف مصالح

۲- فقدان آرماتورها یا کلافهای افقی در دیوارهای ساختمان

۳- عدم یکپارچگی دیوارها، بخصوص در محلهای تقاطع و گوشه‌های آنها

- ۴- نداشتن پی و کلاف افقی در زیر دیوارهای ساختمان
 - ۵- سنگین بودن سقف ساختمان
 - ۶- استفاده از ملات گل که چسبندگی کافی به خشت‌ها نمی‌دهد
 - ۷- وجود درزهای قائم ممند که با خشت‌های رج‌های متوالی قطع نشده باشد
 - ۸- وجود دیوارهای طویل یا دیوارهای بلند
 - ۹- وجود بازشوهای نزدیک به گوشه‌های دیوار
 - ۱۰- داشتن سطح بازشوی وسیع در یک دیوار
 - ۱۱- کافی نبودن طول تکیه‌گاه برای تیرهای سر در بازشوها
 - ۱۲- استفاده از این نوع مصالح برای ساختمانهای بیش از یک طبقه
- موارد توصیه شده برای ساختمانهای خشتی و گلی

۲-۱-۶- کیفیت خشت :

خاک مورد مصرف برای ساختن خانه‌های خشتی و گلی و در ضمن خودخشت باید دارای شرایط زیر باشد :

الف) گلی که با خاک و کمی آب درست شود باید طوری باشد که بتوان با آن فتیله‌هایی بقطر ۲ تا ۳ میلیمتر و بطول ۵ تا ۱۵ سانتیمتر بدون ترک خوردگی درست کرد. اگر با طول کمتر از ۵ سانتیمتر ترک بردارد، باید به آن خاک رس اضافه کرد و اگر طول فتیله‌ها بیش از ۱۵ سانتیمتر باشد و ترک بردارد، باید به آن ماسه اضافه نمود.

ب) به گل می توان مقداری مصالح رشته ای نظیر کاه گندم و جو، کاه حاصل از برگ درخت خرما، برگهای نیشکر یا موی اسب و غیره اضافه کرد و بعد خشت زد . در اینصورت مقاومت خشت تا حدودی افزایش می یابد.

ج) بعد از ۴ هفته خشک کردن خشت ها در برابر آفتاب، خشت ها باید به اندازه کافی مقاومت داشته باشند که وزن متعارف یک نفر را تحمل کنند اگر مقاومت خشتها کمتر بود، باید خاک رس و مصالح رشته ای (کاه و غیره) را در گل افزایش داد.

۳-۱-۶-پی ها:

الف) برای دیوارهای گلی یا خشتی، باید عرض پی نواری را حداقل $1/5$ برابر ضخامت دیوار و عمق حداقل ۴۰ سانتیمتر در نظر گرفت.

ب) بهتر است که پی های دیوارهای گلی یا خشتی را از بتن لاغر و سنگ با نسبت حجمی سیمان - ماسه - شن - سنگ به نسبت ۱ به ۴ به ۶ به ۱۰ یا قوی تر ساخت. می توان بجای سیمان از آهک استفاده کرد و در اینصورت شفته آهکی به نسبت حجمی آهک - ماسه - شن ۱ به ۴ به ۸ بکار برده می شود.

۴-۱-۶-آجرکاری در پای دیوارها:

توصیه می شود که از روی پی تا حداقل ۳۰ سانتیمتر بالاتر از سطح زمین طبیعی یا تا ترازى بالاتر از حد جاری شدن آبهای سطحی زمین با آجر پخته ساخته شود.

بهتر است که قبل از ساختن دیوارهای خشتی یا گلی، سطح فوقانی این چند رگه آجرکاری بالایه های

عایق رطوبتی نظیر قیر و گونی پوشانده شود تا از انتقال رطوبت پی بداخل دیوار جلوگیری بعمل آید.
اگر زمین زیر پی از نوع خاک اشباع شده است، برای جلوگیری از نم کشیدن دیوارها و حل مسئله
آبگونی خاک در موقع زلزله، باید از زهکشی استفاده کرد.

چنانچه اجرای چند رگه آجرکاری ذکر شده در فوق بعلت نبودن آجر امکان پذیر نباشد، می توان از
خشت های خام بجای آجر استفاده کرد، ولی باید دقت نمود که رویه خارجی خشت های واقع بین پی و
تا ۳۰ سانتیمتری بالای سطح زمین با مواد مناسبی عایق بندی رطوبتی گردد (مثلاً با قیر و گونی)

۵-۱-۶- ساختن دیوارها :

برای دیوارهای خشتی و گلی باید اصول زیر را رعایت کرد :

الف) رج های خشت و ملات باید افقی باشند.

ب) درزهای قائم بین دوخشت در یک رج باید در رج فوقانی و تحتانی با خشت قطع شود بطوریکه
درزهای قائم ممتد ایجاد نشود.

ج) گل رس مصرفی برای ملات دیوار خشتی و یا کلا" دیوار گلی، باید از نوع گلی که برای خشت
زدن بکار می رود باشد.

د) در گوشه های دو دیوار عمود برهم، درزهای بین خشت ها باید اتصال دو دیوار را بهم تأمین کند
و از درزهای قائم ممتد باید بشدت احتراز شود.

ه) رویه خارجی دیوارها باید از ماده غیر قابل نفوذ در برابر آب مانند مخلوط قیر و ملات گل
پوشانده شود.

ابعاد دیوارها:

الف) طول آزاد دیوار واقع در بین دو دیوار عمود بر آن، نباید بیش از ۱۰ برابر ضخامت دیوار باشد.

ب) اگر استفاده از دیوارهای طویل تر ضروری است، باید از پشت بندهایی جهت تقویت دیوارها استفاده گردد.

ج) ارتفاع دیوار خشتی یا گلی نباید از ۸ برابر ضخامت آنها بیشتر باشد.

د) ضخامت دیوارهای باربر می تواند به اندازه ۱ خشت، $\frac{1}{5}$ خشت، ۲ خشت و یا بیشتر باشد.

ضخامت دیوار بستگی به طول و ارتفاع و بار وارده بر دیوار دارد. چنانچه رویه دیوار خشت و گلی

بشکل شلجمی ساخته شود، در مقاوم بودن آن در مقابل زلزله موثر است. شکل (۲-۶)

ه) ارتفاع ساختمانهای خشتی و گلی به یک طبقه محدود می شود. در مواردی که در پوشش آنها از

شیروانی استفاده می شود. می توان یک انباری در زیر شیروانی در نظر گرفت.

۶-۱-۶- بازشوها در دیوارها:

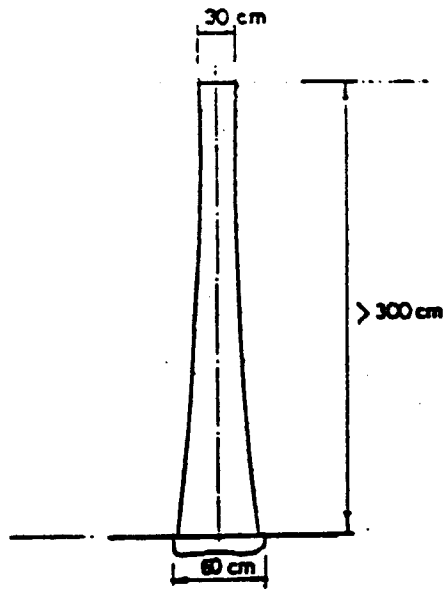
الف) عرض بازشوها نباید از $\frac{1}{20}$ متر بیشتر باشد.

ب) فاصله بین لبه کناری بازشو تا گوشه دیوار یا محل تقاطع دو دیوار نباید از $\frac{1}{20}$ کمتر باشد.

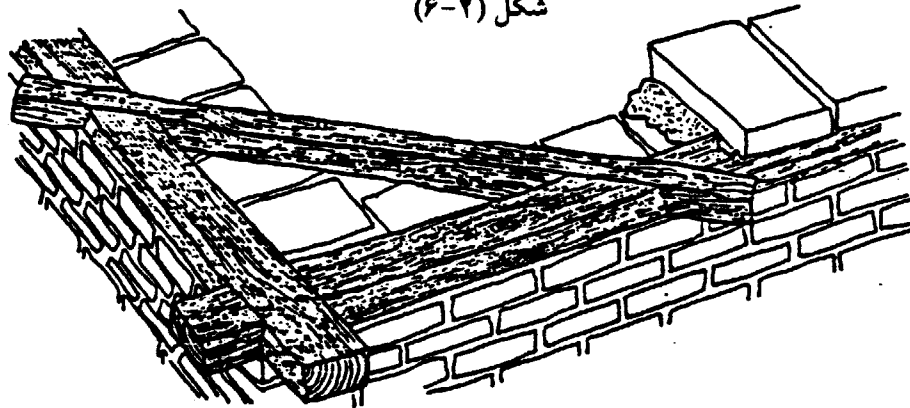
ج) مجموع عرض بازشوها در یک دیوار نباید از $\frac{1}{3}$ طول دیوار بیشتر شود.

د) تیرهای سردرها و نعل درگاهها باید از لبه بازشو حداقل ۵۰ سانتیمتر بر روی دیوارهای طرفین

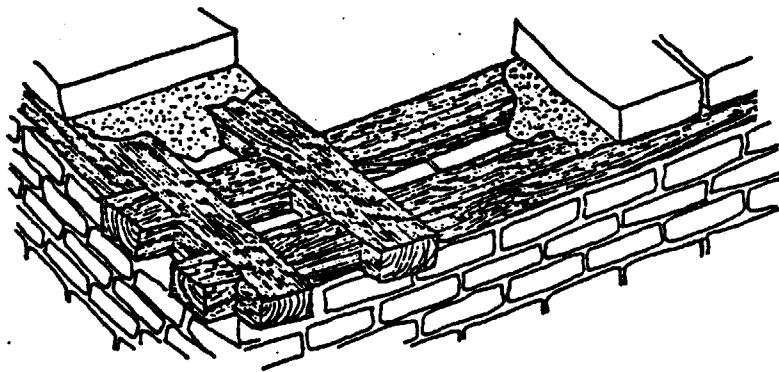
بازشو ادامه داشته باشند.



شکل (۶-۲)



(a)



(b)

شکل (۶-۳)

۷-۱-۶- تیرهای چوبی کلاف:

برای این منظور می‌توان تیرهای نعل و درگامی بازشوها را در سرتاسر دیوارها ادامه داد، و بدین ترتیب از این تیرها بعنوان کلاف سراسری استفاده کرد. در گوشه‌های دیوارها و محل تقاطع دو دیوار، این کلافها باید بنحو مناسب تقویت شوند. کلافهای چوبی می‌توانند بصورت‌های زیر باشند:

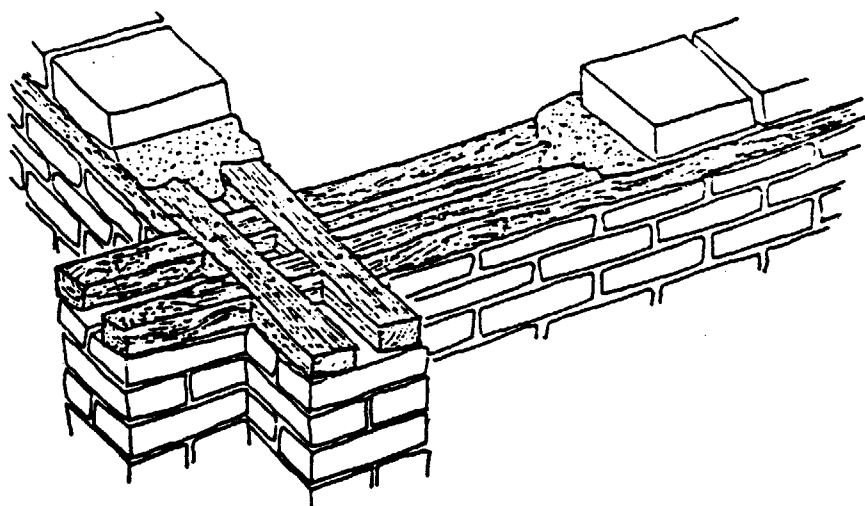
الف) چهار تراشهای چوبی (رنده نشده) و یکپارچه همراه با اجزای مورب برای تقویت گوشه‌ها (شکل ۶-۳-ا)

ب) چهار تراشهای چوبی، بصورت دو قطعه موازی، که در محل تقاطع یا گوشه‌های دیوارها این چهار تراشها با ایجاد شیارهایی کاملاً بر رویهم قرار می‌گیرند (شکل ۶-۳-ب) تیرهای مزبور می‌توانند بجای چهار تراش، نیمه‌هایی از تنه درخت باشند.

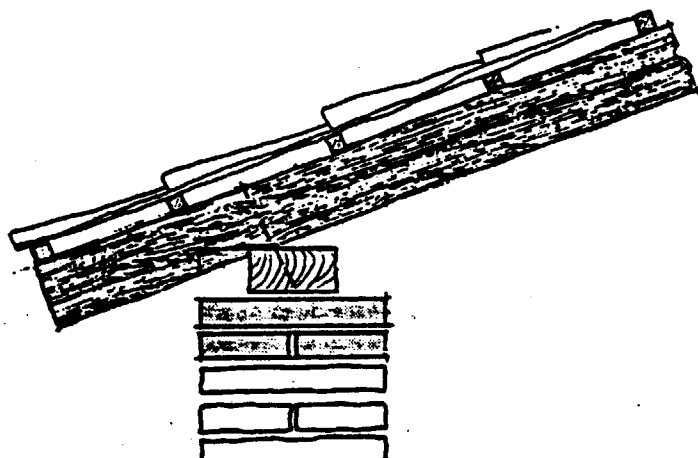
ج) تیرهای چوبی اره شده به مقطع 10×5 سانتیمتر که مانند قسمت «ب» که در بالا ذکر شده همراه با پشت بند در داخل دیوار نصب می‌گردند (شکل ۶-۴) تمام کلافهایی که در بالا ذکر آنها رفت، باید با گل پوشانده شوند و حداقل دورگه آجر یا حداکثر ۴ رگه آجر روی آنها چیده شوند و سپس سقف روی آجرها قرار گیرد.

۸-۱-۶- پشت بندها:

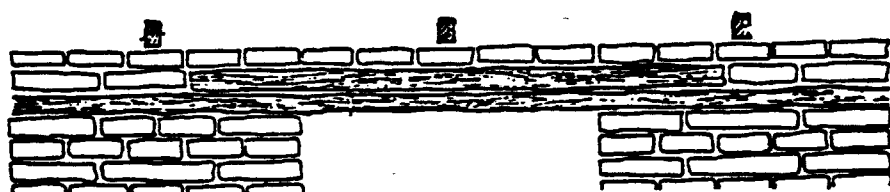
ساختن پشت بندها، در تقاطع T دیوارها، یا در گوشه‌ها، به استقامت و یکپارچگی دیوار در برابر زلزله کمک کرده و در این حالت بهتر است کلافهای چوبی در روی این پشت بندها (شکل ۶-۴) نیز ادامه یابند.



شکل (۶-۴)



شکل (۶-۵)



شکل (۶-۶)

۹-۱-۶-سقف:

الف) سقف این نوع ساختمانها بهتر است سبک باشد. برای این منظور می توان از ورقها یا صفحات فلزی یا چوبی، خرپاهای چوبی، شیروانی چوبی با پوشش سفالی استفاده کرد.

ب) چنانچه برای پوشش سقف از حصیر و گل استفاده شود باید سقف در برابر نفوذ آب و همچنین در برابر آتش سوزی مصون گردد.

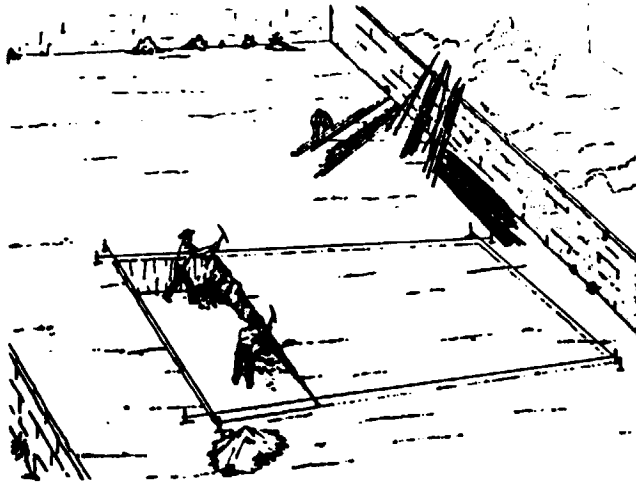
ج) تیرهای بام یا تیرهای شیروانی را به منظور پخش بار روی دیوار خشتی باید مطابق شکل ۵-۶ بر روی اجزای چوبی که بطور طولی روی دیوار قرار داده می شود، تکیه داد. ترجیح داده می شود که حداقل دو رج فوقانی دیوار بجای خشت، از آجر پخته ساخته شوند تا تیر چوبی که در طول دیوار بر آن تکیه می کند، بخوبی بتواند بار را بر روی دیوار تقسیم کند.

د) تیرهای سقف یا تیرهای شیروانی باید حتی المقدور در محلهایی تکیه کنند که در بالای بازشوها نباشند. در غیر اینصورت باید تیرهای نعل درگامی بازشوها را با افزودن تیر چوبی دیگر مطابق شکل ۶-۶ تقویت نمود.

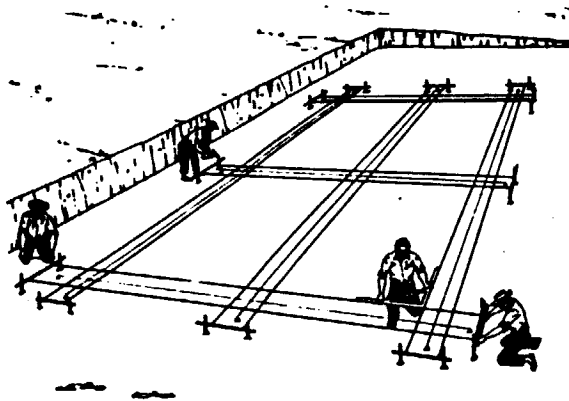
در انتها مراحل ساخت ساختمانهای خشتی مقاوم در برابر زلزله در اشکال ۷-۶ و ۸-۶ و ۶-۶ آمده است.

۲-۶- ساختمانهای قاب چوبی:

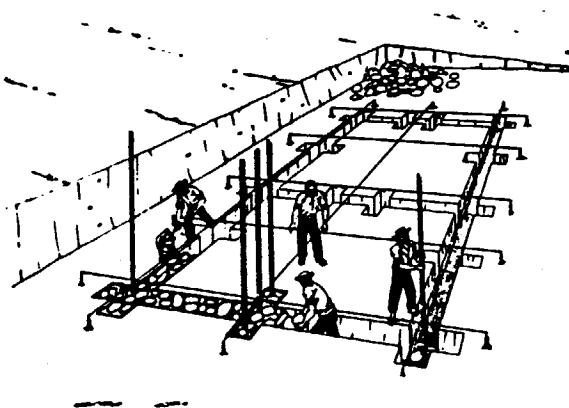
به علت نسبت مقاومت به وزن بالا، رفتار ساختمانهای چوبی در زلزله می تواند خیلی خوب باشد. چون همچنین دارای این خصوصیت مطلوب است که مقاومت نهایی آن تحت بارگذاری دینامیکی حدود ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت آن در شرایط طرح استاتیکی می باشد. چوب بر خلاف فولاد و بتن



ایجاد یک سطح صاف

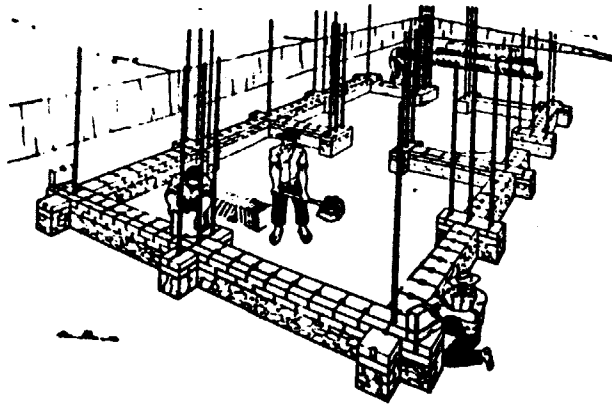


انجام مراحل پی کنی

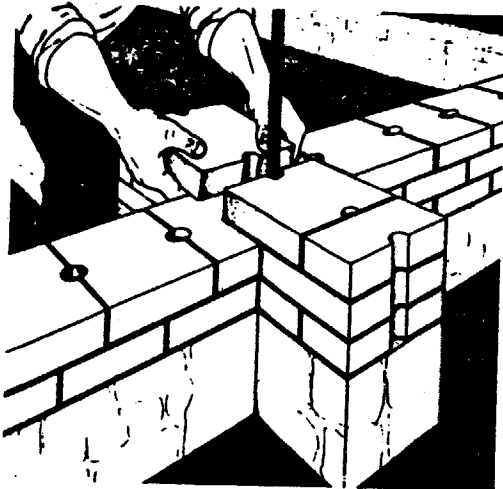


قرار دادن آرماتورها و ساختن پی

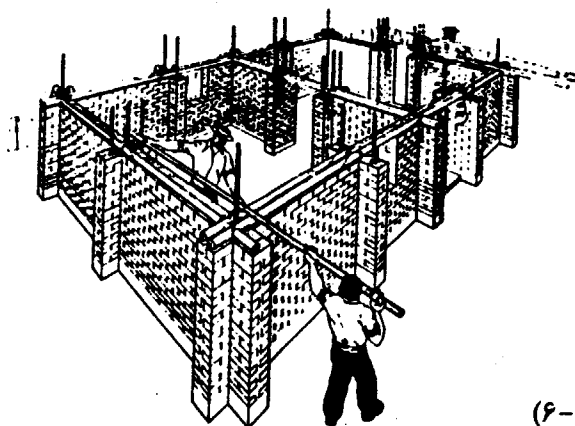
شکل (۶-۷)



ساختن دیوارها

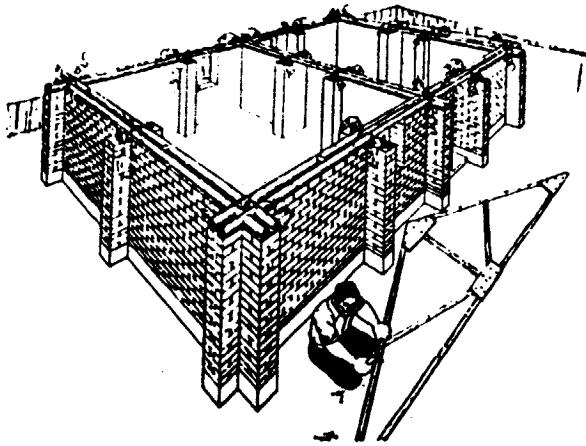


ساختن پشت بند ها

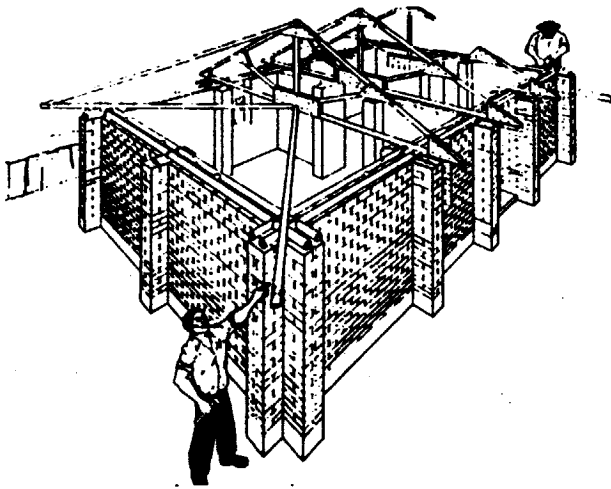


قرار دادن تیرهای کلاف

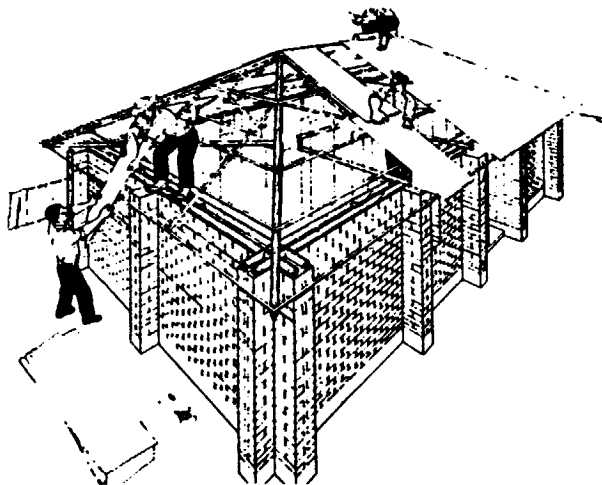
شکل (۸-۶)



ساختن خرپاها



ساختن سقف



نصب پوشش سقف

شکل (۹-۶)

مسلح مزیت رفتار غیر ارتجاعی را ندارد بنابراین باید بصورت ماده شکننده طرح گردد.

اما مقاومت یا سختی چوب تحت بارگذاری دوره‌ای به مقدار جزئی تنزل پیدا می‌کند و ساختمانهای چوبی دارای میرایی زیاد می‌باشند. ساختمانهای چوبی در ژاپن، ایالات متحده آمریکا و ژلاندنو رواج زیادی دارند. در اینجا ساختمانهای چوبی که عناصر مقاوم آنها بصورت دیوارهای برشی ستون‌چهای می‌باشند شرح داده می‌شوند. این نوع ساختمانها در کالیفرنیا و دیگر نقاط زلزله خیز رفتار شایسته‌ای در هنگام وقوع زلزله از خود نشان داده‌اند. ساختمانهای چوبی که بصورت تیر و ستون ساخته می‌شوند در اینجا به بحث گذاشته نمی‌شوند.

علل اصلی خسارات زلزله به ساختمانهای چوبی عبارتند از:

۱- کافی نبودن مقاومت اتصالات

۲- استفاده از سقف های سنگین بدون اینکه قاب نگهدارنده مقاومت کافی داشته باشد.

۳- فقدان یکپارچگی زیرینا

۴- واکنش زیاد در روی زمین های نرم. بطور کلی در اغلب زلزله ها مشاهده شده است که هر چقدر

ساختمان چوبی در روی زمین نرم تری قرار گرفته باشد خسارات وارد بر آن نیز بیشتر است.

۵- نامتقارن بودن فرم سازه

۶- در ساختمانهای دو طبقه معمولاً طبقه اول صدمه بیشتری می بینند.

۷- وقتی که ساختمان بطور محکم به پی متصل نشده است لغزش تمام ساختمان مشاهده شده است.

۸- از بین رفتن مقاومت چوب در اثر پوسیدگی یا حمله حشرات .

۹- مقاومت ناکافی در مقابل آتش سوزی پس از زلزله .

۱۰- مقاومت ناکافی دودکش ها .

راههای جلوگیری از خسارات فوق در بخشهای زیر مورد بحث قرار می گیرد :

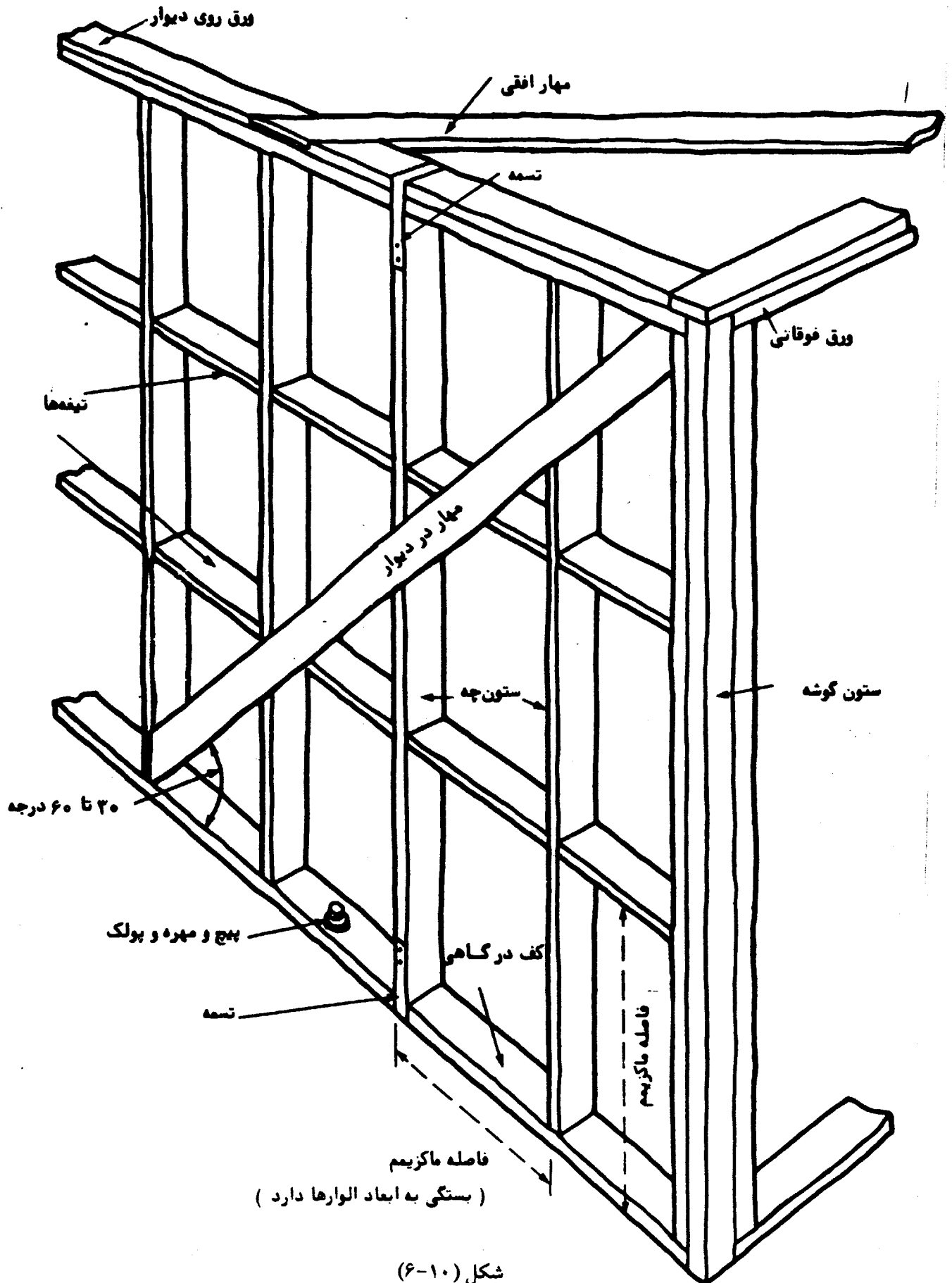
۳-۲-۶- قاب بندی دیوارهای ستون چه ای :

قاب یک ساختمان چوبی باید شامل ورق کف درگاهی تحتانی، ستون چه ها، ورق فوقانی، ورق روی دیوار و همچنین مهاربندی ضربدری باشد (شکل ۱۰-۶) ابعاد کف درگاهی تحتانی باید 10×5 سانتیمتر باشد و آن را باید به دیوار یا پی زیرش در هر $1/5$ متر بوسیله پیچ و مهره متصل نمود.

فاصله ستون چه های دیوارهای باربر در ساختمانهای یک طبقه و طبقه بالای ساختمانهای دو طبقه نباید بیش از ۶۰ سانتیمتر و در طبقه پائین ساختمانهای دو طبقه نباید بیش از ۶۰ سانتیمتر و در طبقه پائین ساختمانهای دو طبقه نباید بیش از ۴۰ سانتیمتر باشد. این فاصله ها برای حالتی است که ابعاد ستون چه ها 10×5 سانتیمتر باشد. اگر ستون چه های بزرگتر بکار رود میتوان فاصله آنها را زیاد کرد. اندازه ستون چه ها در دیوارهای جداساز داخلی که بجز وزنشان بار دیگری حمل نمی کنند میتواند $7/5 \times 5$ سانتیمتر باشد در گوشه ها باید حداقل ۳ عدد ستون چه با ابعاد مزبور بکار رود.

در بالای قاب بهتر است هم یک ورق فوقانی و هم ورق دیگری در روی دیوار بکار برد. اندازه هر یک از این ورق ها باید همان اندازه ورق کف درگاهی تحتانی یعنی 10×5 سانتیمتر باشد. این ورق ها باید بوسیله پیچ در هر $1/5$ متر و یا میخ در هر ۶۰ سانتیمتر به یکدیگر متصل شوند. اتصالات دو قطعه الوار نباید در یک محل (یکی در بالای دیگری) باشد.

حداقل یک ستون چه از هر سه ستون چه باید بوسیله تسمه فولادی و میخ های به طول ۲۵ میلیمتر و با



شکل (۱۰-۶)

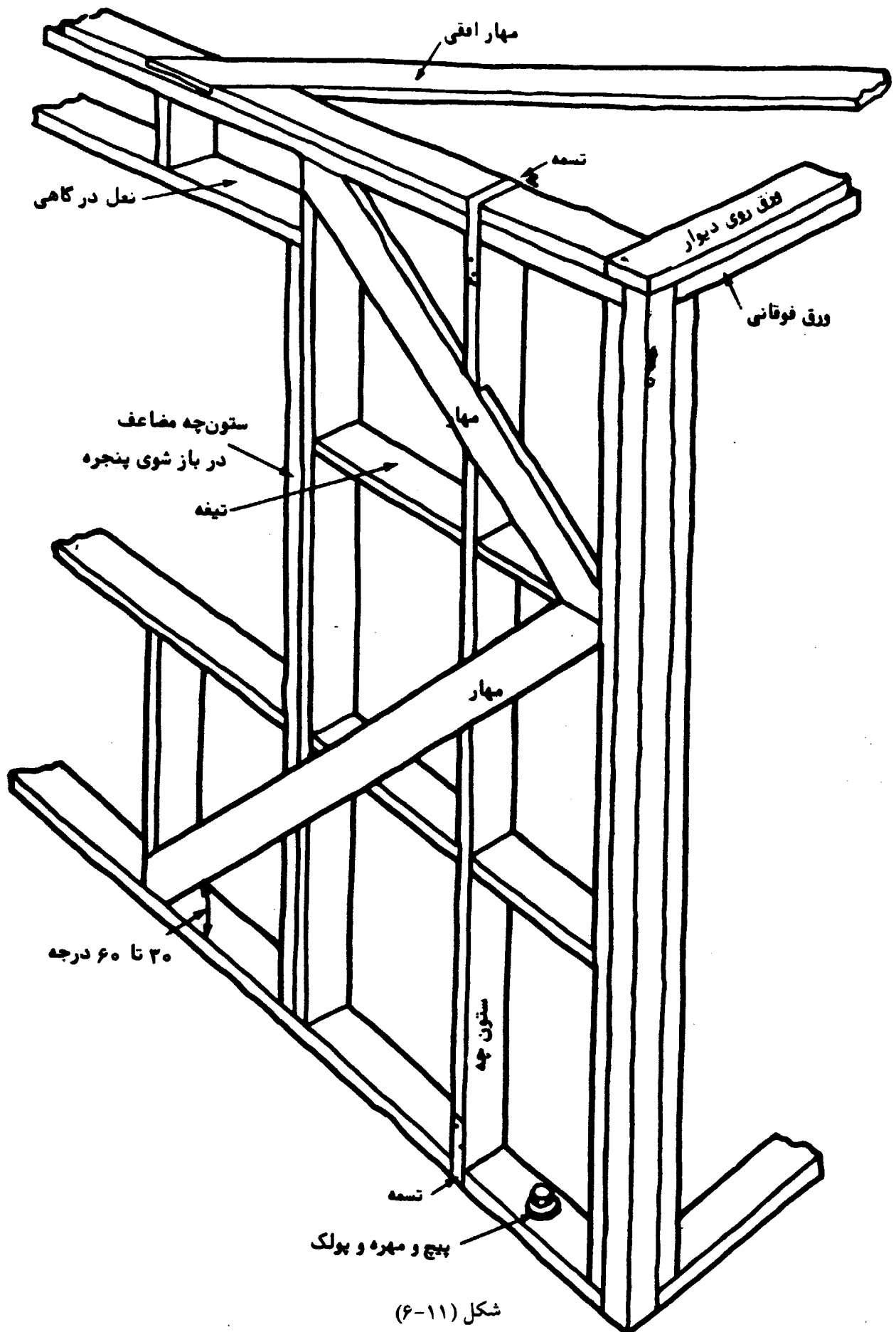
سربزرگ به ورق فوقانی و ورق تحتانی کف درگامی متصل گردد.

۶-۲-۴- مهاربندی قائم در دیوارها:

درجایی که دو (یا بیشتر ازدو) دیوار در یک گوشه به یکدیگر برخورد می کنند هر دیوار باید بوسیله مهاربندی قطری تقویت گردد (شکل ۱۰-۶). در شرایط زلزله خیزی شدید، دو مهار در هر دیوار (هر یک از آنها در یک طرف ستون چه ها) باید بکار برده شود. در شرایط زلزله خیزی کم یک مهار کافی است. موقعی که دو مهار بکار برده می شود، یکی از آنها باید از محل اتصال ستون گوشه و ورق فوقانی به طرف پائین و دیگری باید از محل اتصال ستون گوشه و ورق تحتانی به طرف بالا شیب داشته باشد. شیب مهارها نسبت به افق باید بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد. این مهارها معمولاً در داخل تورفتگی هائی به عمق حدود ۲/۵ سانتیمتر که در ستون چه ها بریده می شود متصل می گردند. هر مهار باید یک الوار بدون اتصال به ابعاد تقریباً $10 \times 2/5$ سانتیمتر باشد.

۶-۲-۵- مهاربندی افقی در گوشه ها:

گوشه های ساختمان نیز در مقابل تکان زلزله باید تقویت شوند. بهترین روش برای تقویت گوشه ها استفاده از مهار افقی درجائی که دو دیوار برخورد می کنند مطابق شکل های ۱۰-۶ و ۱۱-۶ می باشد. این مهارها باید در هر انتها در شکاف های ورق های روی دیوار ثابت شوند. عمق شکافها نباید از ۳ سانتیمتر بیشتر باشد و باید در فاصله ۱/۲ تا ۱/۸ متر از گوشه قرار داشته باشند. مهارها باید بوسیله پیچ و یا دو میخ به ورق روی دیوار متصل گردند.



۶-۲-۶- اندازه الوارها :

اندازه نمونه الوارها در شکلهای ۶-۱۰ و ۶-۱۱ برحسب سانتیمتر در زیر داده شده است. البته مهندس با توجه به سنن و شرایط محلی میتواند آنرا تغییر دهد.

ورق روی دیوار، ورق فوقانی و ورق تحتانی : 10×5

ستون چه ها : 10×5

تیغه ها : $10 \times 2/5$

مهار در دیوارها : $10 \times 2/5$

مهار افقی در گوشه ها : $15 \times 2/5 \times 200$

ستون ها گوشه : سه ستون چه یا معادل آنها

فاصله ستون چه ها با ابعاد فوق : ۶۰ سانتیمتر برای ساختمانهای یک طبقه و طبقة بالای ساختمانهای

دو طبقه و ۴۰ سانتیمتر برای طبقه اول ساختمانهای دو طبقه، فاصله قائم تیغه ها : ۱۰۰ سانتیمتر

عرض الوار نعل درگاهی باید با عرض ستون چه ها یکسان باشد.

ارتفاع مقطع آن به عرض بازشو بستگی دارد :

عرض بازشو ارتفاع الوار نعل درگاهی

تا ۹۰ سانتیمتر ۵ سانتیمتر

۹۰ سانتیمتر تا ۱/۴ متر ۷/۵ سانتیمتر

۱/۴ متر تا ۱/۸ متر ۱۰ سانتیمتر

۷-۲-۶- اتصالات :

اتصال بین اعضای چوبی را می توان با چسب، میخ، پیچ، پیچ و مهره، تسمه فلزی، ورق فنری یا متصل کننده های فلزی دندانه دار انجام داد. اتصال با چسب در موقع زلزله خوب عمل نمی کند. اتصال قاب چوبی به پی همیشه باید بوسیله پیچ و مهره صورت گیرد. اتصالات دیگر قاب چوبی نیز بهتر است با پیچ و مهره صورت گیرد. قطر پیچ ها باید در حدود ۱۲ میلیمتر باشد و در هر انتهای آنها باید پولک لاستیکی سوار کرد.

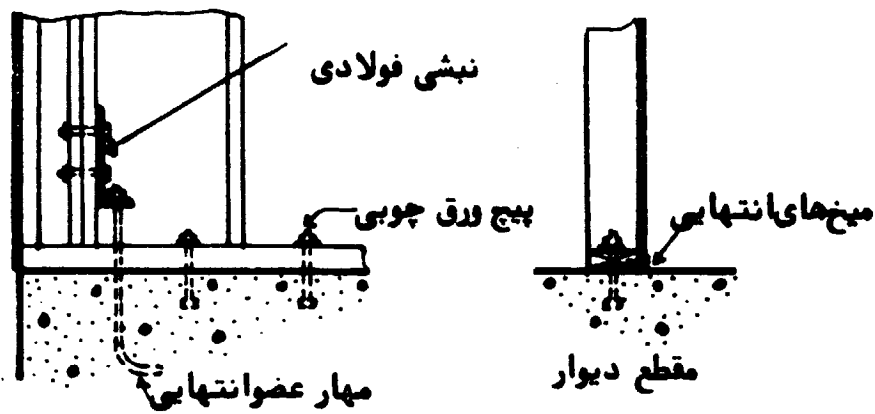
قطر خارجی پولک ها باید حداقل ۲۵ میلیمتر باشد. مهره ها همیشه باید در روی پیچ ها محکم بسته شوند. اتصال نمونه بین اعضای چوبی و پی بتنی و همچنین بین طبقات اول و دوم به ترتیب در شکل های ۱۲-۶ و ۱۳-۶ داده شده است.

بعضی از مواقع در قاب بندی محیطی لازم است دو تکه الوار به یکدیگر متصل گردند. یک روش ساده اتصال آنها در شکل ۱۴-۶ نشان داده شده است.

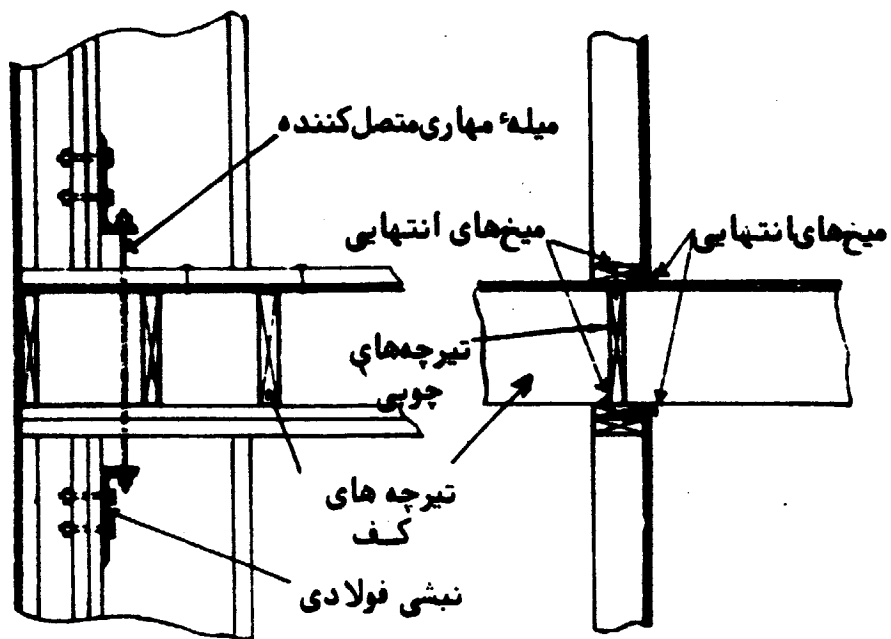
درجایی که اتصالات قاب چوبی با میخ صورت می گیرد معمولاً دو میخ در هر اتصال بکار می رود. میخ ها باید حداقل ۳۵ میلیمتر در درون هر تکه چوب فرو روند. اما در جایی که یک مهار قطری به ستون چه ها بر خورد می کند کافی است که یک میخ به هر ستون چه کوبیده شده و ۲۵ میلیمتر در آن نفوذ کند.

اگر تعداد میخ ها در یک اتصال کم باشد آن اتصال ضعیف خواهد بود. بکار بردن تعداد زیادی میخ نیز باعث ترکیدن چوب در انتهای آن می گردد.

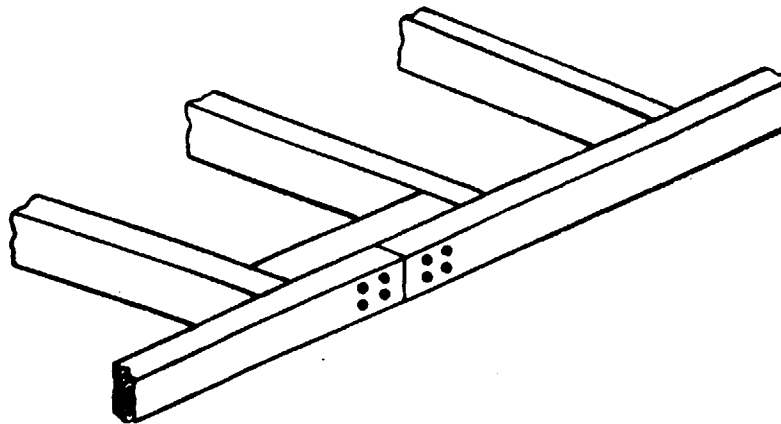
درجایی که دو ستون چه در گوشه ها یا کنار بازشوها باید به یکدیگر میخ شوند فاصله میخ ها نباید از



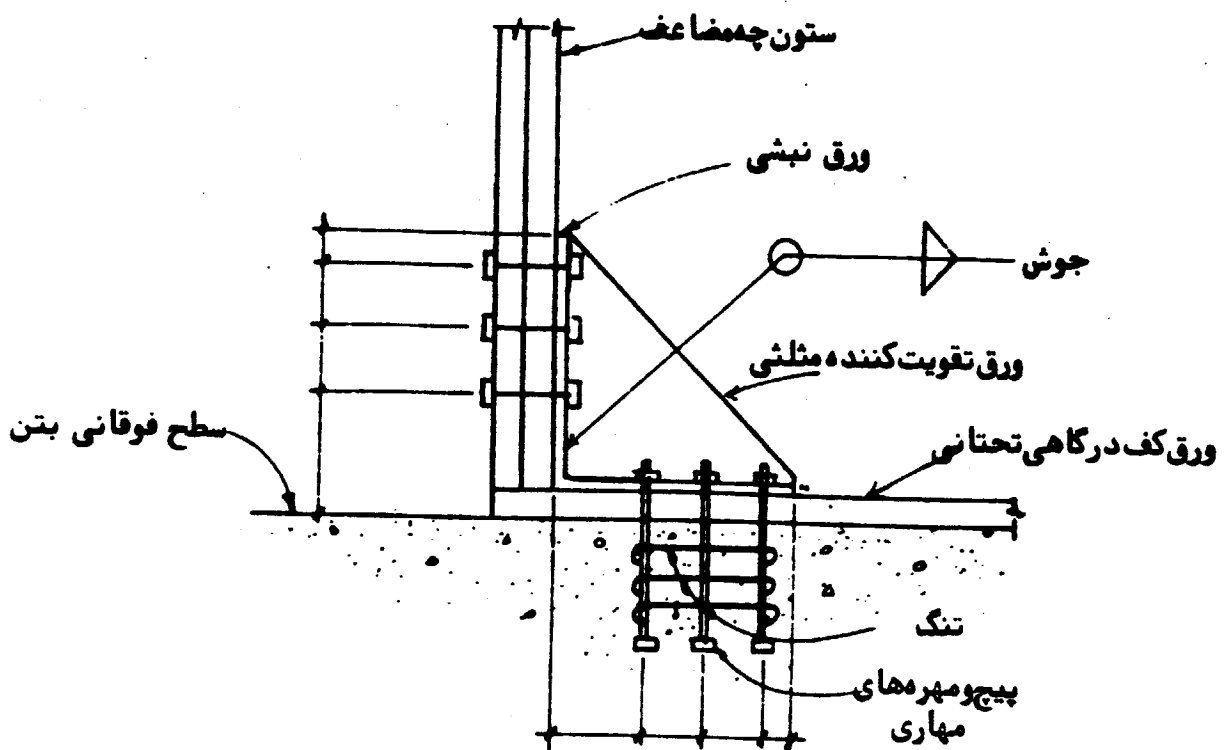
شکل (۶-۱۲)



مقطع دیوار شکل (۶-۱۳)



شکل (۶-۱۴)



شکل (۶-۱۵)

۷۵ سانتیمتر بیشتر باشد.

فاصله میخ‌ها از یکدیگر باید حداقل ۲ سانتیمتر باشد و هیچ میخی نباید در فاصله کمتر از ۱/۵ سانتیمتری از لبه الواری که به آن متصل می‌گردد کوبیده شود. در اثر نیروهای افقی ناشی از زلزله در ساختمان لنگرهای واژگونی ایجاد می‌شود. لنگرهای واژگونی به نوبه خود دیوارهای انتهایی را بطور متناوب تحت فشار و کشش قرار می‌دهند. شکل ۱۵-۶ یک اتصال مناسب برای دیوار انتهایی ساختمان چوبی را نشان می‌دهد. ورق تقویت کننده و مثلثی شکل به کمک پیچ و مهره‌ها ستون‌چه‌های گوشه ساختمان را بطور محکم به پی وصل می‌کند و از بلند شدن آنها جلوگیری می‌نماید.

۸-۲-۶- پوشش دیوار:

انتخاب نوع پوشش داخل و خارج قاب بستگی به مصالح موجود با هزینه مناسب دارد. آنچه که اهمیت دارد این است که پوشش‌ها بطور محکم به قاب متصل گشته تا بر سختی ساختمان افزوده شود. برای مثال درجائی که از تخته کوبی بعنوان پوشش دیوار استفاده می‌شود. آنها را باید به هر یک از ستون‌چه‌ها و تیغه‌هایی که پشت آنها قرار می‌گیرند میخ کرد. لبه‌های ورق‌های سیمان و پنبه نسوز (ایرانیت) یا مصالح دیگر باید در هر ۲۰ سانتیمتر به چوب‌ها میخ گردند.

۹-۲-۶- حفاظت چوب:

چوب ها را باید در مقابل موریانه و حشرات چوب خوار حفظ نمود. در مناطق زلزله خیز جلوگیری از ورود موریانه ها به داخل چوب که باعث ضعیف کردن ساختمان می شود اهمیت اساسی دارد. موریانه معمولاً چوبهای سست و ضعیف را میخورد و به چوبهای سخت صدمه ای نمیرساند. موثرترین طریقه حفاظت چوب در مقابل موریانه تلقیح آنها به وسیله مواد شیمیایی تحت فشار می باشد. لاک الکل و رنگهای روغنی حفاظت کاملی ایجاد نمی کنند زیرا موریانه از نقاطی که فاقد رنگ می باشد به درون چوب نفوذ می کند.

نتایج و پیشنهادات:

تقویت ساختمان موجود، یا ساختمانی که بر اثر زلزله آسیب دیده است. معمولاً از نظر فنی بسیار پیچیده تر از طرح و اجرای ساختمانی جدید است. نامشخص بودن اجزای سازه‌ای، و نوع و مقاومت مصالح مصرف شده از یک سو و عدم تطابق ساختمانهای موجود با مدل کلاسیک سازه‌ای نظیر قابهای گیردار، قابهای بادبندی شده و غیره از سوی دیگر، تخمین مقاومت لرزه‌ای ساختمان را بسیار دشوار می‌کند. علاوه بر این درجه یکپارچگی سقفها و نیز نحوه اتصال اجزاء سازه‌ای به یکدیگر نامشخص است. از طرف دیگر تنوع شکل و جزئیات اجرایی در ساختمانهای موجود و تفاوت درجه اهمیتشان موجب می‌شود تا روشها و سقف قابل قبول برای هزینه‌های تقویت ساختمانها یکسان نباشد انتخاب روش مناسب برای تعمیر یا تقویت هر ساختمان معین تا حدود زیادی به شرایط آن ساختمان و سلیقه و درجه تسلط و آشنایی مهندس طراح با رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بستگی دارد. در هر حال در اینجا تعدادی از روشهای معمول مورد بحث قرار گرفت، البته از دیدگاه محاسباتی، بحث فوق می‌تواند بسیار گسترده باشد و بخصوص در مورد تحقیقات آزمایشگاهی، بسیار جای کار دارد. تحقیقاتی که در این مورد پیشنهاد می‌گردد:

- ۱- در زمینه ارزیابی ساختمانها بخصوص ساختمانهای با مصالح بنایی، تحقیقات ناچیزی انجام گرفته است. اولین قدم در تقویت ساختمانها، ارزیابی وضع موجود می‌باشد و اینکه ارائه یک روش تقویت تا چه حد مقاومت ساختمان را بالا می‌برد، تحقیقات در این مورد، امری است ضروری.
- ۲- عمده‌ترین ضعف ساختمانهای آجری و روستایی در ایران، غیر مسلح اجرا شدن و اتصالات ضعیف در آنهاست. اگر بتوان به نوعی شکل پذیری این ساختمانها را افزایش داد، رفتارشان در برابر

زلزله بطور وسیعی بهبود می یابد. و این امر با استفاده از پوششهای بتن آرمه و با رعایت ضوابط در اتصالات تحقق می یابد که علاوه بر افزایش سختی، شکل پذیری و مقاومت اتصالات را بصورت چشمگیری افزایش می دهد.

تحقیقات آزمایشگاهی در مورد مقاومت و شکل پذیری دیوارهای با پوشش بتن آرمه، موردی است که پیشنهاد می شود.

۳- یکی از روشهای بسیار متداول برای تقویت ساختمانهای آجری تعبیه میلگردهای قائم و

پس تنیدگی دیوارها است، تحقیقاتی که در این مورد می توان انجام داد :

الف) اتلاف پس تنیدگی بر اثر خزش مصالح بنایی تا چه میزان می باشد .

ب) در اثر لغزش مهاربندها، تا چه حد پس تنیدگی کاهش می یابد.

مراجع:

- ۱-۱ ساختمانهای کوچک در مناطق زلزله خیز، مولف دکتر حجت الله عادل
- ۱-۲ مرمت و تقویت سازه های بتن مسلح در مناطق زلزله خیز، ترجمه و گردآوری پرویز مباحی و بابک اسماعیل زاده حکیمی.
- ۳- (باز طراحی، تعمیر و تقویت ساختمانها در نواحی زلزله خیز، ترجمه مهندس خسرو نصیر زنوزی
- ۴- زلزله و ساختمانهای متداول - روشهای پایدار سازی ساختمانها در برابر زلزله، تألیف: دکتر موشمند عبدشریف آبادی
- ۵- طرح لرزه ای ساختمانهای آجری، تألیف: دکتر حسن مقدم
- ۶- تعمیر و نگهداری ساختمان، تألیف: حسین زمرشیدی
- ۷- بهسازی برخی از ساختمانهای آسیب دیده از زلزله منجیل، دکتر مهدی قالیبافیان - مجموعه مقالات سمینار تعمیر و نگهداری ساختمان
- ۸- گزارش تحلیلی شماره (۱) زلزله منجیل - رودبار، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
- 9- Repair and strengthening of reinforced concrete, stone and brick masonry buildings, Fifth volume, UNPD/UNIDO PROJECT/ 79/015 (1983).
- 10- Redesign/Repair and strengthening of buildings in seismic Regions. UNITED NATION ECONOMIC AND SOCIAL COUNCIL (1982).
- 11- " Strengthening of old stone buildings in the zones of high seismicity " Drazen ANICIC .

- 12- "The performance of upgrade brick masonry piers subject to in - plane motion Proceedings of Fourth U.S National Conference on Earthquake Engineering May 20-24, 1990. Plam Springs, California (Volume 3)
- 13- " A composite technique for repair/ strengthening masonry structures" P. koumoulos, S. Dritsos and D. koumoulous - university of patras, Greece.
- 14- "Repair and Upgrading Techniques of Unreinforced Masonry Structures Utilized after the Friuli and Campaia/ Basilicata Earthquakes" Claudio Modena.
- 15- "Behaviour of repaired/ strengthend unreinforced masonry shear walls" by Maria Irimies and Liviu Crainin - THE SIXTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE.
- 16- "Earthquake upgrading of unreinforced masonry biuldigs" by Behrouz Ravaei - Engineering V.P. Axis Construction Inc. Glendale, U.S.A
- 17- Masonry Designers Guide, Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530 -92/ ASCE 5 - 92/ TMS 402 - 92.
- 18- The Seismic Design Handbook, Farzad Naeim, Ph. D., P.E.
- 19- ASCE Standard, ASCE 7 - 88, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, New york, NY,

1990.

20- Guide To The Use Of The Wind Load Provisions Of ASCE 7 - 88.
American Society of Civil Engineers, 1992.

21- Schneider, R., and W. Dickey, Reinforced Masonry Design, Second
Edition, prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1987.

22- Page, A. W., and N. G. Shrive, "Concentrated Loads on Hollow
Concrete.

23- International Conference of Building Officials, Uniform Building Code,
1988 Edition. Whittier, CA. 1988.

24- Englekirk, R. E. and Hart, G. C., Earthquake Design of Concrete
Masonry Buildings, Volume II Prentice - Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1984.

25- Wang, C. L. and Salmon, C. G., Reinforced Concrete Design, 3 rd
Edition, Harper and Row Publishers, New York, 1979.

26- Schneider, R. R. and Dickey, W. L., Reinforced Masonry Design, 2nd
Edition, Prentice - Hall, Englewood Cliffs, NJ. 1987.

27- Priestly, M., "New Zealand Seismic Design Philosophy for Masonr
Structures," Fourth North American Masonry Conference, Los Angeles, CA,
Aug. 1987.

28- NCMA - TEK 141, "Concrete Masonry Section Properties for Design."

National Concrete Masonry Association, Herndon, VA, 1948.

29- Yalamanchili, K. K., "Finite Element Computatiuons on Super
Computers and Their Applications to Failure Analysis of Composite Masonry
Wall,"Lbid, August 1990.

ABSTRACT

To Strengthening the existing construction, or a building which has been damaged because of the earthquake, usually from the point of technology, it is much more confused than a new project and its constructional execution.

Not being assigned the structural tools and parts and the type, also the strength of the consumed materials in construction, from one hand and the shortage of conformity of the existing buildings and constructions with the structural classic models, such as the moment frames, bracing frames and etc., from the other hand.

To estimate the seismic constructions is a difficult job to do. In addition to this, the degree of integrating the ceilings and manner of jointing all the structural parts and pieces to each other is not quite clear. From the other side, the variety of patterns and the executional details in the existing constructions and difference of their importance degree causes the acceptable methods and grades, for the costs of strengthening the buildings not to be equal or same.

To choose a suitable method in order of strengthening or maintenance of any assigned building is mostly depending on the condition of that building, also depends on the taste and degree of the fluency and acquaintance of the designer engineer to the seismic behaviours of the structures.

Here, at the meantime of study the behaviour of the masonry constructions against the earthquake and methods of repair or maintenance, they have also been taken under discussion, from the point of view of renovation and strengthening of such constructions, calculating basis in respect of evaluation and strengthening the discussed construction.

Iran

University of Science Technology

College of Civil Engineering

EARTHQUAKE STRENGTHENING OF
EXISTING MASONRY BUILDINGS

by

Mohsen Toodeh Fadavi

*A Thesis Submitted in Partial Fulfilment of the Requirement for the Degree
of Master of Science in Civil Engineering*

Adviser : Dr. F.Amini

WINTER 1997

12/4/97