دانشکدهٔ فنی

گروه عمران

پایان نامه :

برای دریافت درجهٔ کارشناسی ارشد در رشته عمران ــ سازه

عنوان :

مقاوم سازی سازه های بتن آرمه غیر شکل پذیر بوسیله میراگرها

اساتید راهنما:

دکتر فریبرز ناطقی الهی - دکتر عبدالرحیم جلالی

استاد مشاور :

دکتر بهمن فرهمند آذر

۴۵۲۵۲

پژوهشگر :

نرگس صومی

شماره :

۱۳۸۱/۱۱

WWW.NOZAD-PERSIANGIG.IR

قدردانی و تشکر:

با سپاس از عنایات خداوند در به پایان رساندن این دورهٔ آموزشی، بر خود لازم می دانم تا بدین وسیله از جناب آقای دکتر ناطقی الهی به خاطر قبول سرپرستی این پروژه و زحمات ایشان در طول این دوره تشکر نمایم. همچنین از زحمات و راهنمائیهای جناب آقای دکتر جلالی کمال تشکر را دارم.

در پایان این پایاننامه را به پدر و مادرم تقدیم می کنم.

٤٥٢٨٢

WWW.NOZAD-PERSIAN.COM

فهرست مطالب

چکیده الف

مقدمه ۱

فصل اول: بررسی خرابیهای ناشی از چند زلزله اخیر ۲

۱-۱ زلزله سال ۱۳۷۶ در زیر کوه قائنات ۳

۱-۲ زلزله سال ۱۳۶۹ در منجیل ۶

۱-۳ زلزله سال ۱۹۷۷ در بوخارست رومانی ۱۰

۱-۴ زلزله سال ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن ۱۲

۱-۵ نتیجه گیری ۱۶

فصل دوم: مسائل کلی در مرمت و مقاوم سازی سازه‌های بتن مسلح ۲۰

۲-۱ تعاریف ۲۲

۲-۲ فلسفه بنیادی ۲۲

۲-۳ برنامه ریزی برای مرمت و مقاوم سازی ۲۴

فصل سوم: روشهای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح ۳۳

۳-۱ اندرکنش بین بتن قدیم و بتن جدید ۳۵

۳-۲ انتقال برش بین بتن قدیم و بتن جدید از طریق اصطکاک بتن به بتن و آرماتور برشی ۳۶

۳-۳ روند مقاوم سازی ۳۹

WWW.NOEZAD-PERSIANGIG.IR

۳-۴ ارزیابی خطرات ناشی از زلزله در سازه های موجود ۴۰
۳-۵ شکلهای مختلف گسیختگی واز حیض انتفاع افتادن یک سازه ۴۱
۳-۶ طبقه بندی آسیب دیدگی اعضاء بتن مسلح ۴۲
۳-۷ مصالح و تکنیکهای مقاوم‌سازی ۴۵
۳-۸ مقاوم‌سازی اعضاء سازه‌ای موجود ۶۵
۳-۹ اعضاء سازه ای جدید ۱۱۲
۳-۱۰ مقاوم‌سازی موقت ۱۲۲
فصل چهارم:بررسی چند ساختمان و بکارگیری روشهای مقاوم سازی برای‌آنها ۱۲۳
نتایج تحلیل به روش استاتیکی معادل ۱۶۶
نتایج تحلیل به روش دینامیکی طیفی ۱۹۳
فصل پنجم:نتیجه گیری کلی ۲۳۸
ضمائم ۲۴۰
فهرست مراجع ۲۶۳

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

مقدمه

نیاز روز افزون انسان برای بهبود شرایط محیط زیست وگسترش فعالیت ها ، وی را به ساخت و ایجاد بناهائی وامی دارد که پاسخگوی این احتیاجات باشد. در این بناها علاوه بر رفع نیازهای فیزیکی باید آسایش روانی و هماهنگی با محیط زیست نیز مورد توجه قرار گیرد ، به هر حال مصالح برای ایجاد ساختمانها یکی از عمده ترین مسائلیست که فکر و ذهن طراحان را به خود معطوف می سازد.

بتن یکی از مصالح ساختمانیست که با توجه به قابلیت های فراوان خود امروزه در فن ساختمان جایگاه ویژه‌ای دارد.وسعت این جایگاه موجب شده است که مسائل مربوط به ساختمانهای بتنی در سراسر جهان مورد تحقیق و بررسی مستمر قرار داشته باشد و هر روز مطلب جدیدی پیرامون آن مطرح گردد.

مرمت ومقاوم سازی ساختمانهای بتنی نیز می تواند یکی از این مباحث باشد که در کشور ما نیاز به تحقیق و تفحص بیشتری از سوی متخصصین دارد.

ارتقاء دانش فنی متخصصین کشور در این خصوص می تواند باعث افزایش چشمگیر عمر مفید ساختمانهای بتنی شده و حتی در مواقعی با استفاده از روش های مختلفی که در این مقوله وجود دارد می‌تواند مانع از تخریب ساختمانهایی شود که ظاهراً قابل استفاد نیستند.و با هزینه ای به مراتب کمتر از بنای یک ساختمان جدید از همان ساختمانها بهره برداری نمود.این امر به تنهایی می تواند کمک شایانی به اقتصاد مملکت نماید.فصل اول اختصاص به بزرسی زلزله هایی در ایران و در چند کشور جهان و نیز ذکر نکاتی در رابطه با رفتار ساختمانهای بتنی در برابر زلزله و نقاط ضعف آنها دارد.

فصل دوم تحت عنوان مسائل کلی در مرمت و مقاوم سازی سازه های بتن مسلح ، به اقدامات اولیه پیش از انجام هر گونه عملی اختصاص دارد و روشهایی را جهت تخمین نیروی زلزله وارده به سازهٔ آسیب دیده ارائه می دهد.

در فصل سوم روشهای موجود و متداول مقاوم سازی سازه های بتن مسلح مورد بررسی قرار

گرفته و با ارائهٔ اشکال و نمودارهای مختلف سعی در بیان گویاتر مطالب شده است .

فصل چهارم به محاسبات انجام شده اختصاص دارد . در این فصل سه ساختمان با نامهای A,B,C با استفاده از نرم افزارهای SAP90 و SAPCON ، با روشهای استاتیکی و دینامیکی (تحلیل طیفی) مورد محاسبه و طراحی قرار گرفته و تمام نتایج در جداول ویژه‌ای ارائه گردیده است.

با توجه به لزوم تقویت این ساختمانها که از مقایسه بین طراحی انجام شده در این پایان نامه و نقشه‌های اجرایی این ساختمانها (بخش ضمائم) کاملاً مشهود است ، طرح تقویت بعضی از اعضاء به عنوان نمونه همراه با دتایلهایی ارائه شده است.

در فصل پنجم پس از یک مرور اجمالی بر چگونگی روند گرد آوری مطالب و انجام محاسبات ، چند پیشنهاد جهت ادامهٔ تحقیق ، پیشبرد و ارتقاء دانش فنی متخصصین در این زمینه ذکر شده است . در پایان امید است ، این رساله بتواند گامی هر چند کوچک جهت بالا بردن ایمنی و مقاومت سازه های موجود و کم شدن تلفات جانی و مالی در آینده بردارد.

WWW.NOZADPERSIAN.IR

فصل اول

بررسی خرابیهای ناشی از

چند زلزله اخیر

WWW.NOZAD-PERSIANGIG.IR

۱-۱ زلزله سال ۱۳۷۶در زیرکوه قائنات

پس از وقوع زلزله سال ۱۳۵۸ در منطقهٔ قائنات، تعداد زیادی واحد مسکونی روستائی با اسکلت بتن آرمه در روستاهای منطقه احداث شد. از آن جمله ساختمانهای بتن آرمه در روستاهای اسفدن، حاجی آباد و اردکول می‌باشد.

ساختمانهای بتن آرمه با قاب خمشی و سقفهای دال بتن آرمه می‌باشند. طراحی ساختمانها در روستاهای مختلف، متفاوت است. در روستای حاجی آباد ساختمانهای بتنی دارای تیرها و ستونهائی با ابعاد ۳۰ الی ۴۰ سانتیمتر و سقفهای دال بتن آرمه است که با تیرهای سقف یکپارچه هستند. طبق بررسی محلی ، اسکلت ساختمان توسط افراد فنی و متخصص ساخته شده و اجرای دیوارها و نازک کاری ساختمان به عهده اهالی گذاشته شده است. در اینگونه ساختمانها، بازتاب اسکلت ساختمان در برابر زلزله غالباً مطلوب بوده و تغییر شکل و تخریب سازه‌ای مشاهده نمی‌شد و عمدتاً خرابیهای ساختمانها در اثر عدم انسجام و درگیری دیوارهای جانبی با اسکلت ساختمان و فرو ریختن کامل دیوارها بوده‌است.

برخی از افراد به لحاظ توسعهٔ ساختمان مسکونی خود، بخشی را به آن اضافه نموده بودند. این قسمت از ساختمان با سقفهایی فولادی و طاق ضربی و دیوارهای باربر آجری در مجاورت ساختمان بتن آرمه احداث گردیده است. این بخشهای اضافی اکثراً دچار تخریب کامل شده‌اند. زیرا در این ساختمانها هیچگونه اتصالی بین تیرهای سقف با یکدیگر و با دیوارهای باربر جانبی وجود نداشت. تکیه‌گاه تیرهای سقف بر روی دیوارهای باربر بسیار باریک بوده و در برخی از ساختمانها تیرها در طولی از کمتر ۱۰ سانتیمتر بر روی دیوار باربر قرار گرفته بود. دیوارهای باربر متعامد نیز با یکدیگر اتصال و قفل و بستی نداشته و لذا تخریب دیوارها موجبات فرو ریختن سقف را حاصل نموده بود.

در روستای اردکول ساختمانهای بتن آرمه پس از زلزله ۱۳۵۸ احداث شده بود. این ساختمانها ظاهراً دارای سیستم قاب خمشی و دال بتن آرمه می‌باشند. بر روی دال سقف اندود ضخیمی از کاهگل مشاهده

می‌شود که بار زیادی را به آن تحمیل نموده است. ابعاد تیرها در مقایسه با ستونها بسیار بزرگ می‌باشند. دیوارهای آجری جانبی بطور مجزا از اسکلت ساختمان ساخته شده و درگیری بین آنها و اسکلت وجود ندارد بر اثر زلزلهٔ اخیر کل ساختمانهای بتنی در روستای اردکول تخریب شده و یا دچار خسارات عمدهٔ سازه‌ای شده بودند که عملاً قابل استفاده نبودند. در بسیاری از ساختمانها ستونهای بتنی تخریب شده و سقفهای یکپارچه فرو ریخته بودند. به نظر می‌رسد در کلیهٔ ساختمانهای مذکور مکانیزم خرابی در ستونها در محل اتصال به تیرها ایجاد شده باشند. بدیهی است با توجه به اینکه روستای اردکول در نـزدیکی مـرکز زلزله می‌باشد و شدت زمین لرزه در این منطقه ۱۰ درجه اصلاح شده مرکالی تعیین گردیده، لذا ایجاد خسارت شدید به ساختمانها در درجه اول به دلیل نزدیکی به منبع تولید انرژی و اثر ساختگاهی و شدت زیاد زلزله می‌باشد ولیکن جرم بسیار زیاد سقفها، اندود ضخیم کاهگل، تیرهای قوی و ستونهای ضعیف، پاره‌ای از اشکالات اجرائی از قبیل عدم درگیری دیوارهای جانبی و اسکلت و عدم بکارگیری دیوارهای باربر در جذب نیروهای جانبی موجب تشدید خسارات در ساختمانهای مذکور شده بودند.

۱-۱-۱ مواردی در خصوص ساختمانهای بتن آرمه منطقه

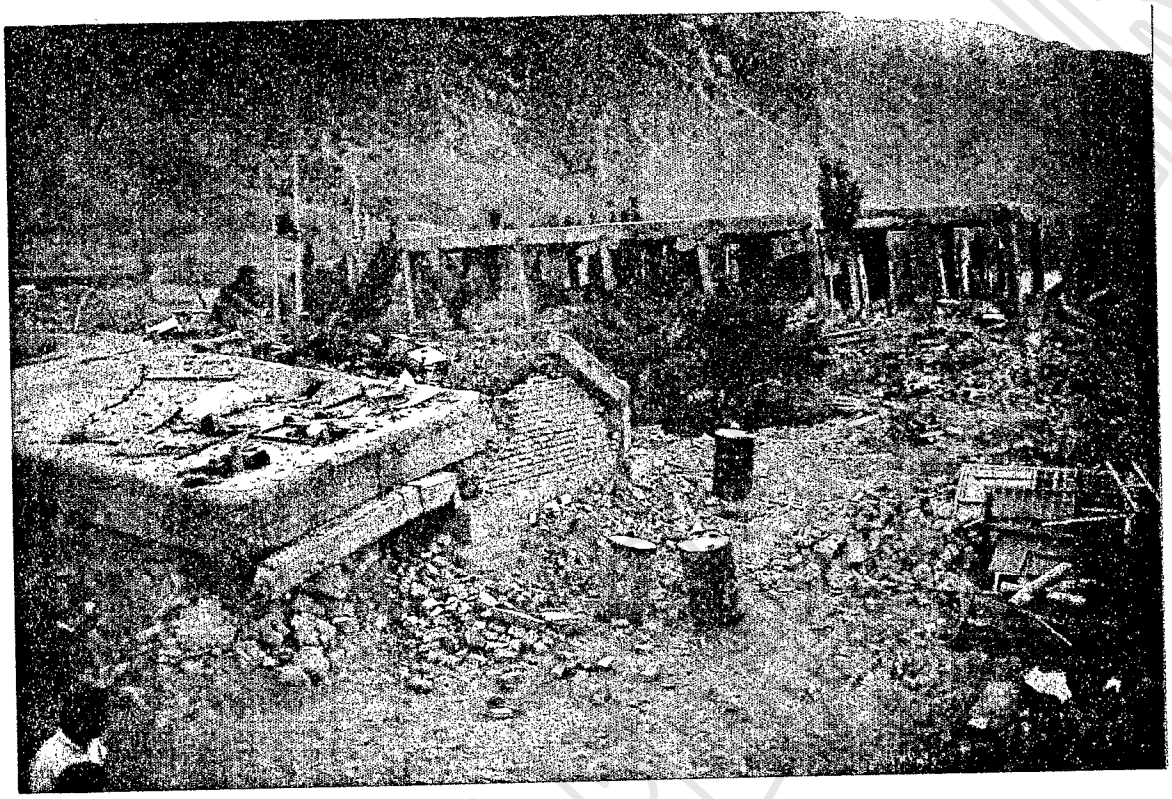
اشکالات اساسی در ساختمانهای بتن آرمه که منجر به آسیبهای بسیار شدیدی به آنها شده بود به شرح زیر خلاصه می‌شوند.

۱- صلبیت زیاد تیرها در مقایسه با ستونها : در ساختمانهای بتن آرمه منطقهٔ آسیب دیدهٔ اردکول تیرها در مقایسه با ستونها بسیار صلب بوده و مکانیزم خرابی در ستونها آغاز گردیده است و ایجاد طبقه نرم نموده که از لحاظ اصول طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله صحیح نمی‌باشد.

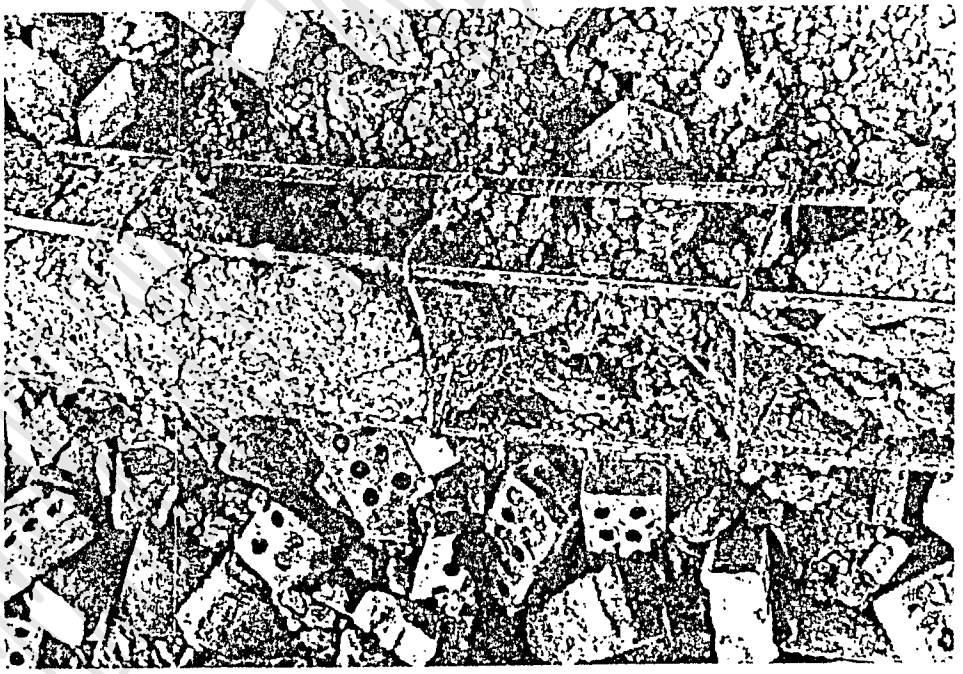
۲- جرم زیاد سقفها : در ساختمانهای بتن آرمه بر روی دال سقف انـدود بسـیار ضـخیم کـاهگل مشاهده می‌شد که جرم زیادی را به سقف تحمیل می‌نمود(تصویر (الف)).

۳- فاصله زیاد تنگها : در ستونهای برخی از ساختمانهای بتن آرمه که دچار تخریب شده بـودند،

فاصله تنگها بیش از حد مجاز در آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد(تصویر (ب)).



تصویر (الف)



تصویر (ب)

۴- مسائل اجرائی در محل اتصالات : در بسیاری از ساختمانهای بتن آرمه میل گردها، پیوستگی آنها به یکدیگر، موقعیت قرار گیری میل گردها در محل اتصالات صحیح به نظر نمی‌رسید.

۵- عدم انسجام دیوارهای جانبی با اسکلت ساختمان که منجر به خرابی کلیهٔ دیوارها شده بود.

۶- عدم بکار گیری دیوارهای جانبی در جذب نیروهای ناشی از زلزله.

۱-۲ زلزله سال ۱۳۶۹ در منجیل

تعداد معدودی سازه بتنی در منجیل وجود دارد. در پادگان نیروی دریایی منجیل سه دستگاه ساختمان بتنی تیپ سه طبقه در کنار هم اجرا شده است که هنوز مورد بهره برداری قرار نگرفته بودند. یکی از این سه دستگاه در طبقه هم کف دچار آسیب فراوان شده و دیگری در طبقه فوقانی صدمات زیادی دیده است و سومی تقریباً سالم مانده است. ستونهای ساختمان تخریب شده و بر اثر نیروهای ناشی از زلزله شکسته و پایداری خود را از دست داده است.

مقطع این ستونها 50×50 سانتیمتر است و در بررسی اول اینطور به نظر می‌رسد که آرماتور مصرفی بیش از مقدار مورد نیاز بوده ولی خاموتهای آنها در مقایسه با آرماتورهای اصلی بسیار کم و به خوبی آنها را دور پیچ نمی‌نماید. از عوامل مهم دیگر که می‌تواند در تخریب مؤثر باشد نحوه اجرا ،نزدیکی پریود ارتعاشی ساختمان با پریود زمین است.

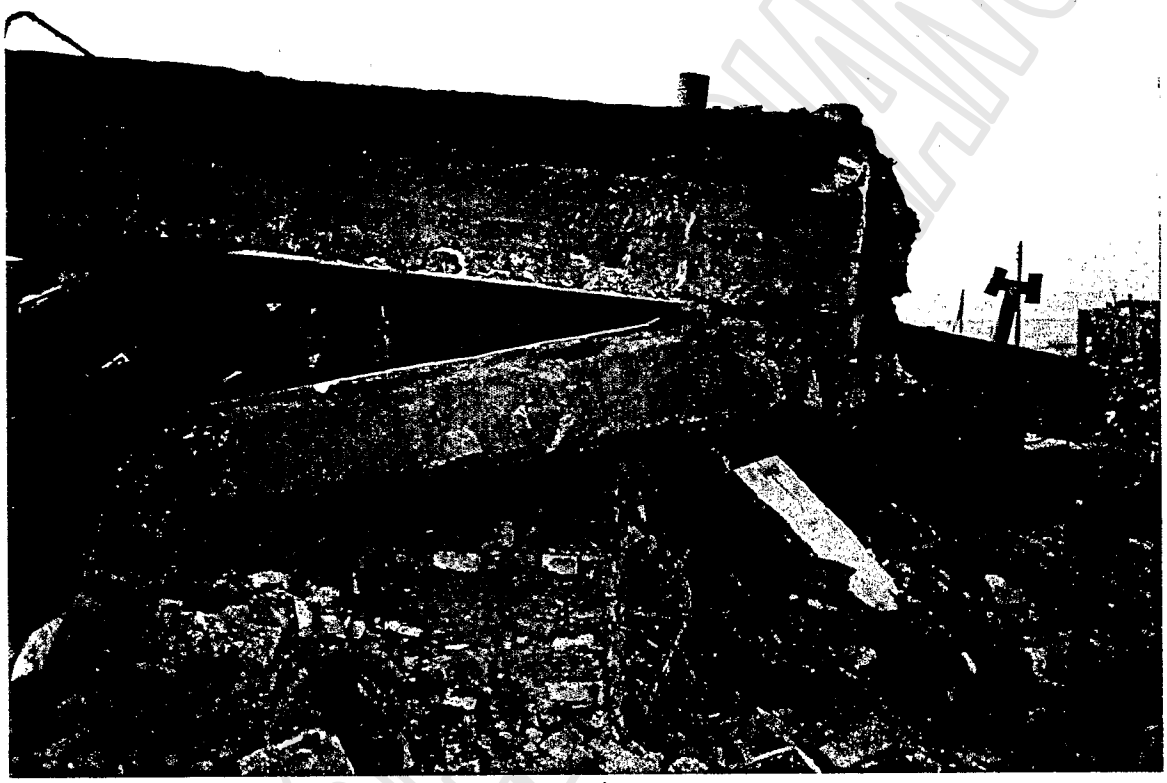
در یک مورد ساختمان بتنی چهار طبقه تخریب شده‌ای مورد بررسی قرار گرفت. در این ساختمان از میل گردهای ساده و یا آجدار استفاده شده بود. بتن مصرفی کم عیار، پوک، احتمالاً ویبره نشده و متخلخل بود.

سطوح واریز هیچگونه اتصالی نسبت به هم نداشتند که از جمله نقاط ضعیف سازه می‌باشد.

در ستونهای تخریب شده آرماتور به نظر آجدار می‌رسید در صورتی که در داخل ستون از آرماتورهای ساده استفاده شده بود، بعداً مشخص شد که آرماتورهای آجدار نیز در واقع آجدار نبوده بلکه ورق فلزی به صورت

آجدار روی آرماتور ساده پرس شده بود.

اثر زلزله بر روی ستونهای بتنی به صورت پیچش و تغییر مکان دورانی، واژگون شدن، لغزش در پای ستون و شکست آن دیده می‌شد(تصویر(پ)). اگر چه خاموتها با محصور نمودن هسته ستون مقاومت نهایی آنرا افزایش می‌دهد و مقاومت برشی (یا کششی مورب) آن را نیز می‌افزاید. لیکن در بسیاری از موارد فاصله و مقدار لازم خاموت رعایت نگردیده است. همچنین در کلاف بندی تیرها و شناژها مشهود می‌باشد.

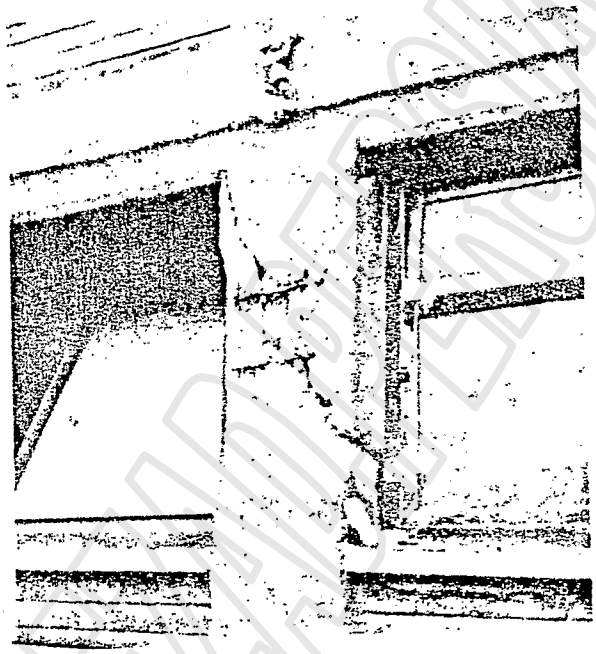


تصویر(پ)

در کارخانه سیمان خزر سازه‌های بتن آرمه متشکل از تیر و ستون، که ابعاد اضلاع آنها متناسب بوده آسیبی ندیده‌اند ولی ستونهای ظریف که تیرهای با مقطع بزرگتر از مقطع ستون به آنها متصل و متکی شده‌اند، در محل تلاقی با تیر آسیب دیده و گاه خرد شده‌اند. در نقاط خرد شده فاصله سفره‌های آرماتور عرضی نسبتاً زیاد و در حدود ۲۵ تا ۳۰ سانتیمتر است . این نوع نارسائی در پوشش راه پله‌های بام ساختمانها که به صورت نامتقارن از بام اصلی بیرون زده‌اند، عمومیت دارد.

همچنین به سازه‌های سنگین بتن آرمه با دیوارهای برشی لطمه‌ای وارد نیامده ولی برخی از تیرهای ظریف در محل اتصال به دیوار آسیب دیده‌اند.

در نیروگاه برق لوشان، در ساختمان آبرسانی نیروگاه بخاری ستونهای بتن آرمه‌ای که حائز شرایط "ستونهای کوتاه"اند و محل تلاقی برخی از ستونها با تیرها نیز آسیب دیده‌اند. در مناطق آسیب دیده ستونها فواصل تنگها زیاد است و گره‌های آسیب دیده فاقد تنگ کافی‌اند (تصویر(ت)).



تصویر(ت) – جزئیات یک ستون آسیب دیده

در شهر رشت از دو اسکلت بتنی یا پوشش تیرچه و بلوک، که در کنار هم در در دست اجرا بوده‌اند، یکی فرو ریخته و دیگری جز در محل برخورد قطعات اسکلت فرو ریخته به ستون آن، آسیب عمده‌ای ندیده است. بتن قطعات باقی مانده از اسکلت فرو ریخته متخلخل و دارای حبابهای بزرگ هواست و برخی از این قطعات یا ضربه و فشار کمی خرد می‌شوند.

عملکرد رضایت بخش سازه‌های سنگین بتن آرمه با دیوار برشی مؤید آن است که سازه‌های صلب، علی رغم این که سهم بیشتری از شتاب زمین را در موقع زلزله به خود می‌گیرند، ارتعاشات زلزله را بهتر

جذب و مستهلک می‌کنند. در این نوع سازه‌ها آسیب دیدگی یک عضو با اینرسی بسیار کم در محل برخورد به دیوار برش گیر، که دارای اینرسی بسیار زیادی است، طبیعی به نظر می‌رسد. این منطقه یک منطقه بحرانی است که در نظر داشتن شرایط ویژه‌ای در آنجا ضروری است.

عدم توجه به تمیز و آماده کردن سطح بتن قدیم قبل از ریختن بتن جدید، در موارد متعددی از جمله در پایه‌های کوره سیمان خزر، به عدم پیوستگی کامل دو بتن در سطوح واریز، و به وجود آمدن مقاطع ضعیف و آسیب پذیر منجر شده‌است. که بر اثر تلاشهای ناشی از نیروهای زلزله ترک خورده‌اند.

جدا شدن دیوارها از قابهای بتن آرمه ساختمان نیرو گاه و ترک خوردن آنها نشانگر آن است که، علی‌رغم سختی و صلابت زیاد سازه بتن آرمه ساختمان، دیوارهای محصور بین اضلاع قاب در جذب و استهلاک نیروهای ناشی از زلزله مشارکت داشته‌اند ولی به دلیل فقدان پیوند مناسب بین اضلاع قاب و دیوارها، دیوارها بر اثر نوسانات زلزله جابجا شده و در مواردی فرو ریخته‌اند.

با توجه به مساوی بودن تمام مشخصات دو بلوک بتن آرمه همجوار، که یکی از آنها فرو ریخته و دیگری سرپا مانده است، باید علت را در کیفیت بتن جستجو کرد. بررسی قطعات بتن فرو ریخته گویای این واقعیت است که آب اختلاط بسیار زیاد و بتن شل بوده و طبعاً چنین بتنی را نمی‌توانسته‌اند بلرزانند زیرا با کوچک‌ترین لرزش دانه‌های ریز و درشت آن از هم جدا می‌شده‌اند، به این ترتیب بتنی غیر متراکم و کم مقاومت به دست آمده که نتوانسته‌است وظیفه خود را در موقع زلزله انجام دهد.

بنا بر اظهار یکی از افراد محلی، سیمان مصرفی در بتن این دو ساختمان سیمان فله بوده و محتمل است که سیمان مصرفی در ساختمان فرو ریخته مدتی مانده و بر اثر رطوبت هوا کیفیت آن تنزل یافته باشد.

۱-۳ زلزله سال ۱۹۷۷ در بوخارست رومانی

ساختمانهای بتن آرمه که متداول‌ترین نوع ساختمان در بوخارست و منطقه زلزله زده است و در گروههای مختلف از ۴ تا ۸ طبقه که قبل از سال ۱۹۴۰ ساخته شده‌اند می‌باشد که در شهر بوخارست به تعداد زیادی موجودند. ساختمانهای بتن آرمه که قبل از ۱۹۴۰ ساخته شده‌اند عموماً تا ۸ طبقه می‌باشند و عموماً از اسکلت بتن آرمه نسبتاً سبک با دیوارهای آجری می‌باشند، این ساختمانها که فقط برای تحمل بار قائم طرح شده‌اند بیش از هر ساختمان دیگر در زلزله اخیر صدمه دیدند و تعداد ۳۲ ساختمان بتن آرمه از این نوع در شهر بوخارست کاملاً خراب گردید و موجب تلفات بسیاری شد. تمام این ساختمانها ساختمانهایی بودند که در زلزله دهم نوامبر ۱۹۴۰ از خرابی کامل رهائی یافته و احتمالاً خساراتی در آن زلزله دیده بودند که از نحوه تقویت بعدی آنها اطلاعی در دست نیست، نوع بتن این قبیل ساختمانها اغلب ضعیف بوده و آهن گذاری آنها خصوصاً در مورد تنگها رضایت بخش نبوده است، طرز قرار گرفتن ستونهای بتن آرمه نیز در خیلی از موارد به نحوی نیست که در دو امتداد ساختمان تشکیل قابهای مقاومی را بدهند و بسته به نحوه استفاده از ساختمانها ستونها قرار داده شده است بدون آنکه ردیفهای منظمی برای آنها اختیار شده باشد و خصوصاً در تغییرات بعدی که به این ساختمانها داده شده است اغلب جهت آماده کردن طبقه هم کف برای ایجاد مغازه و محلهای وسیع‌تر نسبت به خراب کردن دیوارهای موجود نیز اقدام کرده‌اند.

در طرح ساختمانهای بتن آرمه‌ای که پس از سال ۱۹۴۰ ساخته شده‌اند موضوع مقاومت در برابر نیروی زلزله کم و بیش رعایت شده است.در این نوع ساختمانها که اغلب بین ۷ تا ۱۴ طبقه می‌باشند عموماً ستونها به صورت متقارن با فاصله ۶ متر در هر دو جهت می‌باشند که بیشتر برای بازشوی طبقه هم کف (از نظر فروشگاه و مغازه) پیش بینی شده‌اند. دیوارهای این ساختمانها آجری و در پاره‌ای از موارد بلوک بتنی سبک می‌باشد. در زلزله سال ۱۹۷۷ کشور رومانی به این نوع ساختمانها کم و بیش خساراتی در محل تلاقی تیر و ستون وارد گردیده است ولی قسمت اعظم خسارات در دیوارهای پر کننده بین ستون‌هاست، از آنجا که

گرفته و با ارائهٔ اشکال و نمودارهای مختلف سعی در بیان گویاتر مطالب شده است .

فصل چهارم به محاسبات انجام شده اختصاص دارد . در این فصل سه ساختمان با نامهای A,B,C با استفاده از نرم افزارهای SAP90 و SAPCON ، با روشهای استاتیکی و دینامیکی (تحلیل طیفی) مورد محاسبه و طراحی قرار گرفته و تمام نتایج در جداول ویژه‌ای ارائه گردیده است.

با توجه به لزوم تقویت این ساختمانها که از مقایسه بین طراحی انجام شده در این پایان نامه و نقشه‌های اجرایی این ساختمانها (بخش ضمائم) کاملاً مشهود است ، طرح تقویت بعضی از اعضاء به عنوان نمونه همراه با دتایلهایی ارائه شده است.

در فصل پنجم پس از یک مرور اجمالی بر چگونگی روند گرد آوری مطالب و انجام محاسبات ، چند پیشنهاد جهت ادامهٔ تحقیق ، پیشبرد و ارتقاء دانش فنی متخصصین در این زمینه ذکر شده است . در پایان امید است ، این رساله بتواند گامی هر چند کوچک جهت بالا بردن ایمنی و مقاومت سازه های موجود و کم شدن تلفات جانی و مالی در آینده بردارد.

WWW.NOZADPERSIAN.IR

فصل اول

بررسی خرابیهای ناشی از

چند زلزله اخیر

WWW.NOZAD-PERSIANGIG.IR

۱-۱ زلزله سال ۱۳۷۶در زیرکوه قائنات

پس از وقوع زلزله سال ۱۳۵۸ در منطقهٔ قائنات، تعداد زیادی واحد مسکونی روستائی با اسکلت بتن آرمه در روستاهای منطقه احداث شد. از آن جمله ساختمانهای بتن آرمه در روستاهای اسفدن، حاجی آباد و اردکول می‌باشد.

ساختمانهای بتن آرمه با قاب خمشی و سقفهای دال بتن آرمه می‌باشند. طراحی ساختمانها در روستاهای مختلف، متفاوت است. در روستای حاجی آباد ساختمانهای بتنی دارای تیرها و ستونهائی با ابعاد ۳۰ الی ۴۰ سانتیمتر و سقفهای دال بتن آرمه است که با تیرهای سقف یکپارچه هستند. طبق بررسی محلی ، اسکلت ساختمان توسط افراد فنی و متخصص ساخته شده و اجرای دیوارها و نازک کاری ساختمان به عهده اهالی گذاشته شده است. در اینگونه ساختمانها، بازتاب اسکلت ساختمان در برابر زلزله غالباً مطلوب بوده و تغییر شکل و تخریب سازه‌ای مشاهده نمی‌شد و عمدتاً خرابیهای ساختمانها در اثر عدم انسجام و درگیری دیوارهای جانبی با اسکلت ساختمان و فرو ریختن کامل دیوارها بوده‌است.

برخی از افراد به لحاظ توسعهٔ ساختمان مسکونی خود، بخشی را به آن اضافه نموده بودند. این قسمت از ساختمان با سقفهایی فولادی و طاق ضربی و دیوارهای باربر آجری در مجاورت ساختمان بتن آرمه احداث گردیده است. این بخشهای اضافی اکثراً دچار تخریب کامل شده‌اند. زیرا در این ساختمانها هیچگونه اتصالی بین تیرهای سقف با یکدیگر و با دیوارهای باربر جانبی وجود نداشت. تکیه‌گاه تیرهای سقف بر روی دیوارهای باربر بسیار باریک بوده و در برخی از ساختمانها تیرها در طولی از کمتر ۱۰ سانتیمتر بر روی دیوار باربر قرار گرفته بود. دیوارهای باربر متعامد نیز با یکدیگر اتصال و قفل و بستی نداشته و لذا تخریب دیوارها موجبات فرو ریختن سقف را حاصل نموده بود.

در روستای اردکول ساختمانهای بتن آرمه پس از زلزله ۱۳۵۸ احداث شده بود. این ساختمانها ظاهراً دارای سیستم قاب خمشی و دال بتن آرمه می‌باشند. بر روی دال سقف اندود ضخیمی از کاهگل مشاهده

می‌شود که بار زیادی را به آن تحمیل نموده است. ابعاد تیرها در مقایسه با ستونها بسیار بزرگ می‌باشند. دیوارهای آجری جانبی بطور مجزا از اسکلت ساختمان ساخته شده و درگیری بین آنها و اسکلت وجود ندارد بر اثر زلزلهٔ اخیر کل ساختمانهای بتنی در روستای اردکول تخریب شده و یا دچار خسارات عمدهٔ سازه‌ای شده بودند که عملاً قابل استفاده نبودند. در بسیاری از ساختمانها ستونهای بتنی تخریب شده و سقفهای یکپارچه فرو ریخته بودند. به نظر می‌رسد در کلیهٔ ساختمانهای مذکور مکانیزم خرابی در ستونها در محل اتصال به تیرها ایجاد شده باشند. بدیهی است با توجه به اینکه روستای اردکول در نـزدیکی مـرکز زلزله می‌باشد و شدت زمین لرزه در این منطقه ۱۰ درجه اصلاح شده مرکالی تعیین گردیده، لذا ایجاد خسارت شدید به ساختمانها در درجه اول به دلیل نزدیکی به منبع تولید انرژی و اثر ساختگاهی و شدت زیاد زلزله می‌باشد ولیکن جرم بسیار زیاد سقفها، اندود ضخیم کاهگل، تیرهای قوی و ستونهای ضعیف، پاره‌ای از اشکالات اجرائی از قبیل عدم درگیری دیوارهای جانبی و اسکلت و عدم بکارگیری دیوارهای باربر در جذب نیروهای جانبی موجب تشدید خسارات در ساختمانهای مذکور شده بودند.

۱-۱-۱ مواردی در خصوص ساختمانهای بتن آرمه منطقه

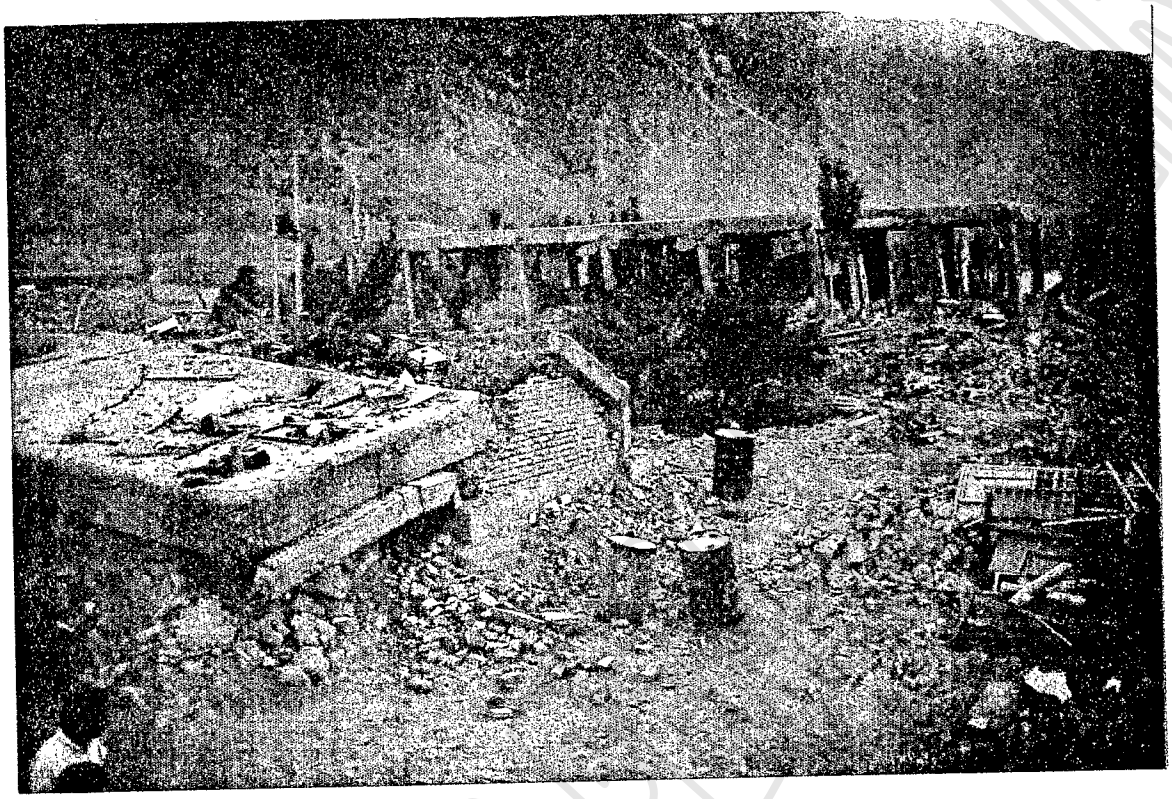
اشکالات اساسی در ساختمانهای بتن آرمه که منجر به آسیبهای بسیار شدیدی به آنها شده بود به شرح زیر خلاصه می‌شوند.

۱- صلبیت زیاد تیرها در مقایسه با ستونها : در ساختمانهای بتن آرمه منطقهٔ آسیب دیدهٔ اردکول تیرها در مقایسه با ستونها بسیار صلب بوده و مکانیزم خرابی در ستونها آغاز گردیده است و ایجاد طبقه نرم نموده که از لحاظ اصول طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله صحیح نمی‌باشد.

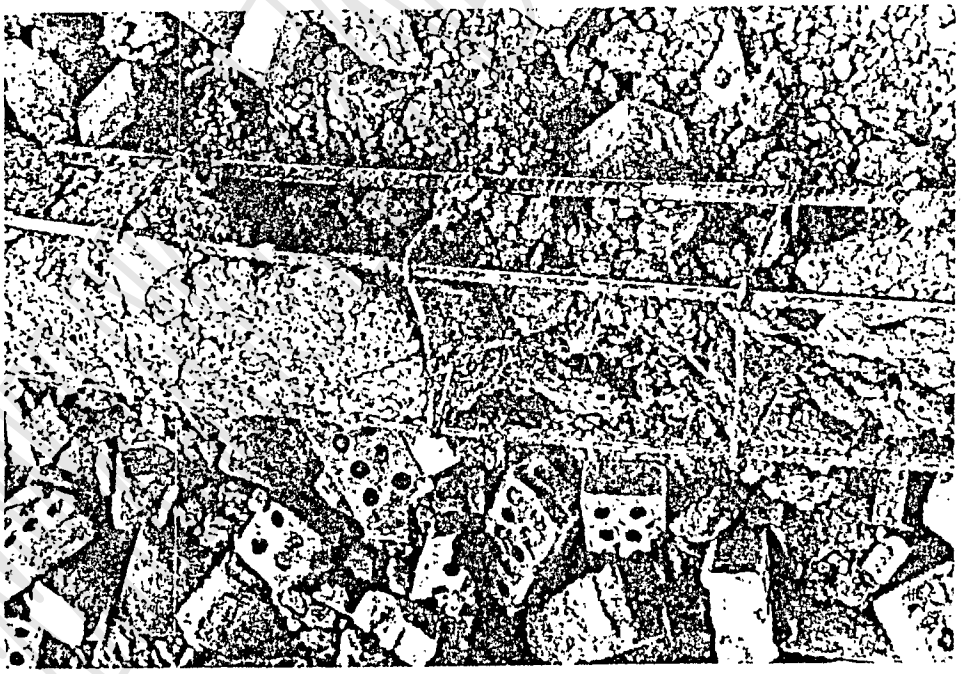
۲- جرم زیاد سقفها : در ساختمانهای بتن آرمه بر روی دال سقف انـدود بسـیار ضـخیم کـاهگل مشاهده می‌شد که جرم زیادی را به سقف تحمیل می‌نمود(تصویر (الف)).

۳- فاصله زیاد تنگها : در ستونهای برخی از ساختمانهای بتن آرمه که دچار تخریب شده بـودند،

فاصله تنگها بیش از حد مجاز در آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد(تصویر (ب)).



تصویر (الف)



تصویر (ب)

۴- مسائل اجرائی در محل اتصالات : در بسیاری از ساختمانهای بتن آرمه میل گردها، پیوستگی آنها به یکدیگر، موقعیت قرار گیری میل گردها در محل اتصالات صحیح به نظر نمی‌رسید.

۵- عدم انسجام دیوارهای جانبی با اسکلت ساختمان که منجر به خرابی کلیهٔ دیوارها شده بود.

۶- عدم بکار گیری دیوارهای جانبی در جذب نیروهای ناشی از زلزله.

۱-۲ زلزله سال ۱۳۶۹ در منجیل

تعداد معدودی سازه بتنی در منجیل وجود دارد. در پادگان نیروی دریایی منجیل سه دستگاه ساختمان بتنی تیپ سه طبقه در کنار هم اجرا شده است که هنوز مورد بهره برداری قرار نگرفته بودند. یکی از این سه دستگاه در طبقه هم کف دچار آسیب فراوان شده و دیگری در طبقه فوقانی صدمات زیادی دیده است و سومی تقریباً سالم مانده است. ستونهای ساختمان تخریب شده و بر اثر نیروهای ناشی از زلزله شکسته و پایداری خود را از دست داده است.

مقطع این ستونها 50×50 سانتیمتر است و در بررسی اول اینطور به نظر می‌رسد که آرماتور مصرفی بیش از مقدار مورد نیاز بوده ولی خاموتهای آنها در مقایسه با آرماتورهای اصلی بسیار کم و به خوبی آنها را دور پیچ نمی‌نماید. از عوامل مهم دیگر که می‌تواند در تخریب مؤثر باشد نحوه اجرا ،نزدیکی پریود ارتعاشی ساختمان با پریود زمین است.

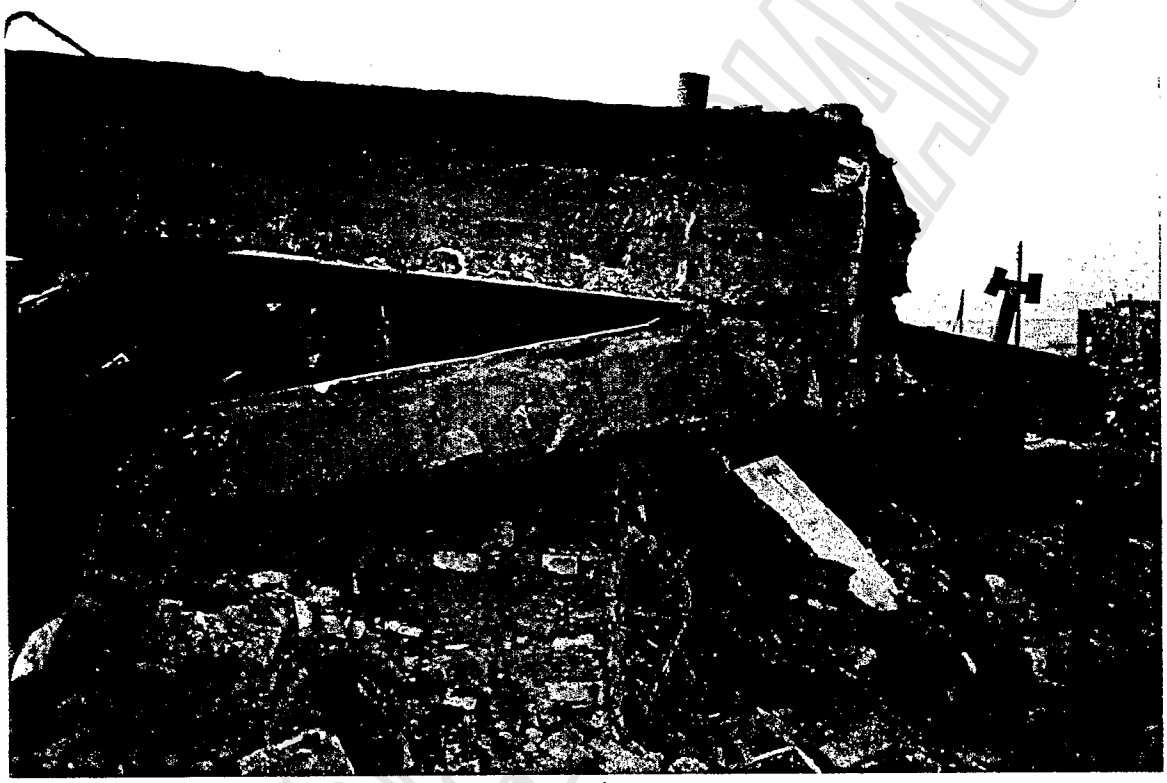
در یک مورد ساختمان بتنی چهار طبقه تخریب شده‌ای مورد بررسی قرار گرفت. در این ساختمان از میل گردهای ساده و یا آجدار استفاده شده بود. بتن مصرفی کم عیار، پوک، احتمالاً ویبره نشده و متخلخل بود.

سطوح واریز هیچگونه اتصالی نسبت به هم نداشتند که از جمله نقاط ضعیف سازه می‌باشد.

در ستونهای تخریب شده آرماتور به نظر آجدار می‌رسید در صورتی که در داخل ستون از آرماتورهای ساده استفاده شده بود، بعداً مشخص شد که آرماتورهای آجدار نیز در واقع آجدار نبوده بلکه ورق فلزی به صورت

آجدار روی آرماتور ساده پرس شده بود.

اثر زلزله بر روی ستونهای بتنی به صورت پیچش و تغییر مکان دورانی، واژگون شدن، لغزش در پای ستون و شکست آن دیده می‌شد(تصویر(پ)). اگر چه خاموتها با محصور نمودن هسته ستون مقاومت نهایی آنرا افزایش می‌دهد و مقاومت برشی (یا کششی مورب) آن را نیز می‌افزاید. لیکن در بسیاری از موارد فاصله و مقدار لازم خاموت رعایت نگردیده است. همچنین در کلاف بندی تیرها و شناژها مشهود می‌باشد.

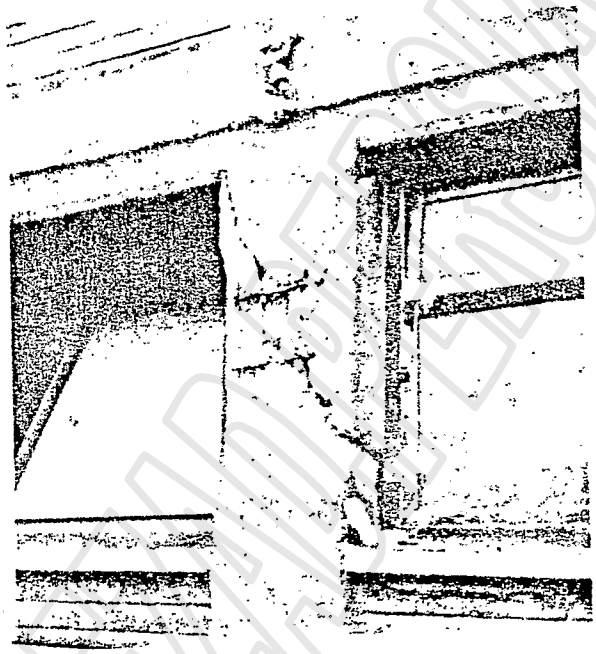


تصویر(پ)

در کارخانه سیمان خزر سازه‌های بتن آرمه متشکل از تیر و ستون، که ابعاد اضلاع آنها متناسب بوده آسیبی ندیده‌اند ولی ستونهای ظریف که تیرهای با مقطع بزرگتر از مقطع ستون به آنها متصل و متکی شده‌اند، در محل تلاقی با تیر آسیب دیده و گاه خرد شده‌اند. در نقاط خرد شده فاصله سفره‌های آرماتور عرضی نسبتاً زیاد و در حدود ۲۵ تا ۳۰ سانتیمتر است . این نوع نارسائی در پوشش راه پله‌های بام ساختمانها که به صورت نامتقارن از بام اصلی بیرون زده‌اند، عمومیت دارد.

همچنین به سازه‌های سنگین بتن آرمه با دیوارهای برشی لطمه‌ای وارد نیامده ولی برخی از تیرهای ظریف در محل اتصال به دیوار آسیب دیده‌اند.

در نیروگاه برق لوشان، در ساختمان آبرسانی نیروگاه بخاری ستونهای بتن آرمه‌ای که حائز شرایط "ستونهای کوتاه"اند و محل تلاقی برخی از ستونها با تیرها نیز آسیب دیده‌اند. در مناطق آسیب دیده ستونها فواصل تنگها زیاد است و گره‌های آسیب دیده فاقد تنگ کافی‌اند (تصویر(ت)).



تصویر(ت) – جزئیات یک ستون آسیب دیده

در شهر رشت از دو اسکلت بتنی یا پوشش تیرچه و بلوک، که در کنار هم در در دست اجرا بوده‌اند، یکی فرو ریخته و دیگری جز در محل برخورد قطعات اسکلت فرو ریخته به ستون آن، آسیب عمده‌ای ندیده است. بتن قطعات باقی مانده از اسکلت فرو ریخته متخلخل و دارای حبابهای بزرگ هواست و برخی از این قطعات یا ضربه و فشار کمی خرد می‌شوند.

عملکرد رضایت بخش سازه‌های سنگین بتن آرمه با دیوار برشی مؤید آن است که سازه‌های صلب، علی رغم این که سهم بیشتری از شتاب زمین را در موقع زلزله به خود می‌گیرند، ارتعاشات زلزله را بهتر

جذب و مستهلک می‌کنند. در این نوع سازه‌ها آسیب دیدگی یک عضو با اینرسی بسیار کم در محل برخورد به دیوار برش گیر، که دارای اینرسی بسیار زیادی است، طبیعی به نظر می‌رسد. این منطقه یک منطقه بحرانی است که در نظر داشتن شرایط ویژه‌ای در آنجا ضروری است.

عدم توجه به تمیز و آماده کردن سطح بتن قدیم قبل از ریختن بتن جدید، در موارد متعددی از جمله در پایه‌های کوره سیمان خزر، به عدم پیوستگی کامل دو بتن در سطوح واریز، و به وجود آمدن مقاطع ضعیف و آسیب پذیر منجر شده‌است. که بر اثر تلاشهای ناشی از نیروهای زلزله ترک خورده‌اند.

جدا شدن دیوارها از قابهای بتن آرمه ساختمان نیرو گاه و ترک خوردن آنها نشانگر آن است که، علی‌رغم سختی و صلابت زیاد سازه بتن آرمه ساختمان، دیوارهای محصور بین اضلاع قاب در جذب و استهلاک نیروهای ناشی از زلزله مشارکت داشته‌اند ولی به دلیل فقدان پیوند مناسب بین اضلاع قاب و دیوارها، دیوارها بر اثر نوسانات زلزله جابجا شده و در مواردی فرو ریخته‌اند.

با توجه به مساوی بودن تمام مشخصات دو بلوک بتن آرمه همجوار، که یکی از آنها فرو ریخته و دیگری سرپا مانده است، باید علت را در کیفیت بتن جستجو کرد. بررسی قطعات بتن فرو ریخته گویای این واقعیت است که آب اختلاط بسیار زیاد و بتن شل بوده و طبعاً چنین بتنی را نمی‌توانسته‌اند بلرزانند زیرا با کوچک‌ترین لرزش دانه‌های ریز و درشت آن از هم جدا می‌شده‌اند، به این ترتیب بتنی غیر متراکم و کم مقاومت به دست آمده که نتوانسته‌است وظیفه خود را در موقع زلزله انجام دهد.

بنا بر اظهار یکی از افراد محلی، سیمان مصرفی در بتن این دو ساختمان سیمان فله بوده و محتمل است که سیمان مصرفی در ساختمان فرو ریخته مدتی مانده و بر اثر رطوبت هوا کیفیت آن تنزل یافته باشد.

۱-۳ زلزله سال ۱۹۷۷ در بوخارست رومانی

ساختمانهای بتن آرمه که متداول‌ترین نوع ساختمان در بوخارست و منطقه زلزله زده است و در گروههای مختلف از ۴ تا ۸ طبقه که قبل از سال ۱۹۴۰ ساخته شده‌اند می‌باشد که در شهر بوخارست به تعداد زیادی موجودند. ساختمانهای بتن آرمه که قبل از ۱۹۴۰ ساخته شده‌اند عموماً تا ۸ طبقه می‌باشند و عموماً از اسکلت بتن آرمه نسبتاً سبک با دیوارهای آجری می‌باشند، این ساختمانها که فقط برای تحمل بار قائم طرح شده‌اند بیش از هر ساختمان دیگر در زلزله اخیر صدمه دیدند و تعداد ۳۲ ساختمان بتن آرمه از این نوع در شهر بوخارست کاملاً خراب گردید و موجب تلفات بسیاری شد. تمام این ساختمانها ساختمانهایی بودند که در زلزله دهم نوامبر ۱۹۴۰ از خرابی کامل رهائی یافته و احتمالاً خساراتی در آن زلزله دیده بودند که از نحوه تقویت بعدی آنها اطلاعی در دست نیست، نوع بتن این قبیل ساختمانها اغلب ضعیف بوده و آهن گذاری آنها خصوصاً در مورد تنگها رضایت بخش نبوده است، طرز قرار گرفتن ستونهای بتن آرمه نیز در خیلی از موارد به نحوی نیست که در دو امتداد ساختمان تشکیل قابهای مقاومی را بدهند و بسته به نحوه استفاده از ساختمانها ستونها قرار داده شده است بدون آنکه ردیفهای منظمی برای آنها اختیار شده باشد و خصوصاً در تغییرات بعدی که به این ساختمانها داده شده است اغلب جهت آماده کردن طبقه هم کف برای ایجاد مغازه و محلهای وسیع‌تر نسبت به خراب کردن دیوارهای موجود نیز اقدام کرده‌اند.

در طرح ساختمانهای بتن آرمه‌ای که پس از سال ۱۹۴۰ ساخته شده‌اند موضوع مقاومت در برابر نیروی زلزله کم و بیش رعایت شده است.در این نوع ساختمانها که اغلب بین ۷ تا ۱۴ طبقه می‌باشند عموماً ستونها به صورت متقارن با فاصله ۶ متر در هر دو جهت می‌باشند که بیشتر برای بازشوی طبقه هم کف (از نظر فروشگاه و مغازه) پیش بینی شده‌اند. دیوارهای این ساختمانها آجری و در پاره‌ای از موارد بلوک بتنی سبک می‌باشد. در زلزله سال ۱۹۷۷ کشور رومانی به این نوع ساختمانها کم و بیش خساراتی در محل تلاقی تیر و ستون وارد گردیده است ولی قسمت اعظم خسارات در دیوارهای پر کننده بین ستون‌هاست، از آنجا که

این دیوارها امکان تبعیت از تغییر شکل بین دو ستون طرفین خود را نداشته‌اند شکاف خورده‌اند. این گونه موارد خصوصاً موقعی بیشتر پیش آمده است که در طبقه دو ساختمان بلند از این نوع بطور کامل خراب گردیدند که یکی از آنها ساختمان یازده طبقه آپارتمانی بود که در کارتیه میلیتاری قرار داشت، این ساختمان با ابعاد ۱۴/۴۰ متر در ۲۵/۲۰ متر که با اسکلت بتن آرمه نسبتاً ضعیفی ساخته شده بود،ستونهای جلوی ساختمان در طبقه هم کف کلاً خراب و موجب خراب شدن کلی ساختمان گردیده‌اند. با ملاحظه ساختمان با نقشه مشابهی که در مجاورت همین ساختمان قرار دارد و خرد شدن بتن ستونهای طبقه زیرین آن به نظر می‌رسد که خراب شدن ساختمان ناشی از خرد شدن بتن ستون در اثر تنش ناشی از لنگر واژگونی (Over-turning) می‌باشد که با توجه به اینکه کیفیت بتن چندان خوب نبوده است موجب خرابی کامل گردیده است. ساختمان دیگر که بطور کامل خراب گردیده ساختمان آپارتمانی ده طبقه‌ای است که طبقات روی طبقه هم کف با دیوارهای بتن آرمه ساخته شده و بار ساختمان در طبقه هم کف توسط ستونهای نسبتاً بلندی تحمل می‌شده است. نوع سقف این ساختمانها، بتن آرمه پیش ساخته شده پانلی و هر دو ساختمان در طرفین خود دارای دیوار برشی بتن آرمه در تمام ارتفاع بوده‌اند و در حقیقت این ساختمانها مخلوطی از ستون و دیوارهای بتن آرمه بوده‌اند. نقطه ضعف بزرگ این ساختمانها عدم اتصال محکم پانلهای پیش ساخته شده سقف با دیوارهای بتن آرمه طرفین ساختمان است. بطور کلی در این قبیل ساختمانهای بتن آرمه بیشتر در ناحیه دیوار برشی ترکهائی ایجاد شده و بیشتر خسارات در اطراف قفسه پله بوده است همچنین در اطراف نعل درگاهها نیز خساراتی حاصل شده‌است. بررسی وضع بتن این نوع ساختمانها کیفیت خوبی را نشان نمی‌دهد همچنین جزئیات آرماتورگذاری از نظر فاصله بین تنگها که در پاره‌ای از آثار ساختمانهای خسارت دیده ملاحظه شد چندان رضایت بخش نمی‌باشد.

بطور کلی خسارات وارد به این نوع ساختمان را می‌توان با دلایل زیر توجیه نمود:

- مناسب نبودن وضع ساختمان از نظر کیفیت بتن و نحوه آهن گذاریها

– نزدیک بودن فرکانس طبیعی ساختمانها با فرکانسهائی از زلزله که نمودار مربوط به طیف شتاب زلزله در این فرکانسها دارای نقطه اوج می‌باشد.

– تغییر شدید بین سختی طبقات فوقانی نسبت به طبقه هم کف به جهت آنکه طبقه هم کف معمولاً فاقد دیوار و طبقات فوقانی دارای دیوارهای زیادی است.

به سایر ساختمانهای مهم شهر بوخارست چندان خسارتی وارد نگردید و بیشتر خسارات در عناصر غیر باربر و یا خساراتی به علت پدیده تنه زدن (Pounding) بین دو ساختمان مرتفع بوده است که در جنب هم قرار داشته‌اند.

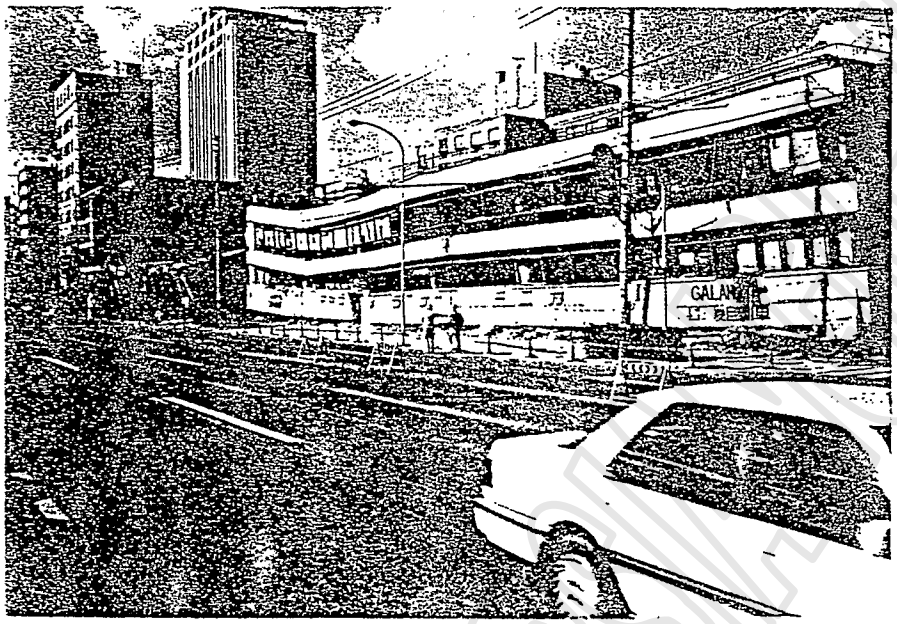
۱-۴ زلزله سال ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن

بیشتر ساختمانهای بتنی مسلح که بر اساس آیین نامه قبلی ژاپن طراحی شده بودند، به طور شدید در این زلزله آسیب دیدند. طبقه اول (تصویر(ث)) یا طبقات میانی (تصاویر (چ) و (ج)) تعداد زیادی از ساختمانهای بتنی مسکونی آسیب دیده، واژگون شده و یا فرو ریختند. همچنین در ساختمانهای بلندتر بتنی (مسکونی، اداری و یا تجاری) به ویژه در مرکز شهر سانومیا همان طور که در تصویر (ح) مشاهده می‌شود یکی از طبقات وسط کاملاً فرو ریخته و از بین رفته است. دلایل زیر می‌توانند درک بهتری از این پدیده را نمایان سازند :

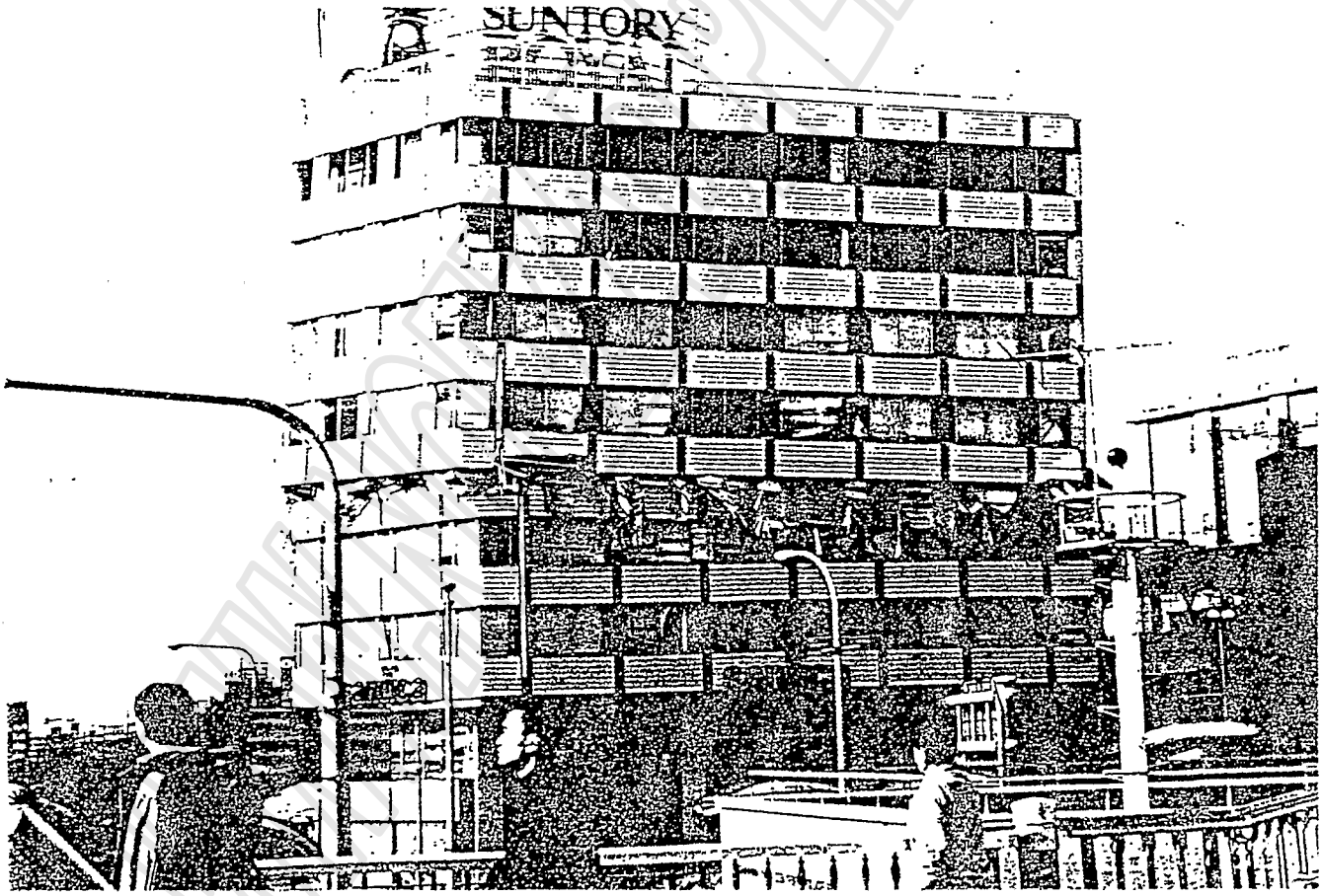
۱– اندرکنش بین مدهای مختلف ارتعاش سازه که باعث بیشترین واکنش در یکی از طبقات میانی شده بود.

۲–کوتاه شدن دیوارهای درونی و یا استفاده از بازشدگیهای پهن در دیوارها و خصوصاً در دیوارهای بیرونی.

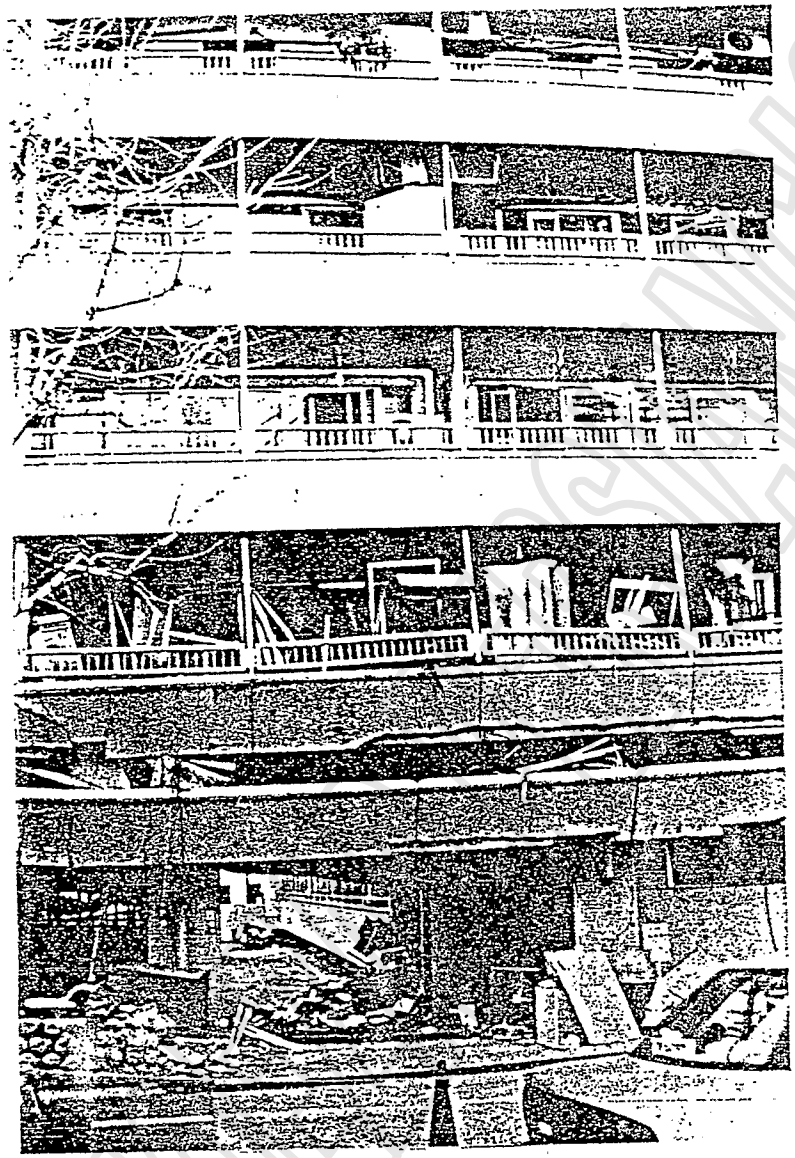
۳– نداشتن دیوار برشی یا وجود آن تنها در یک جهت ساختمان .



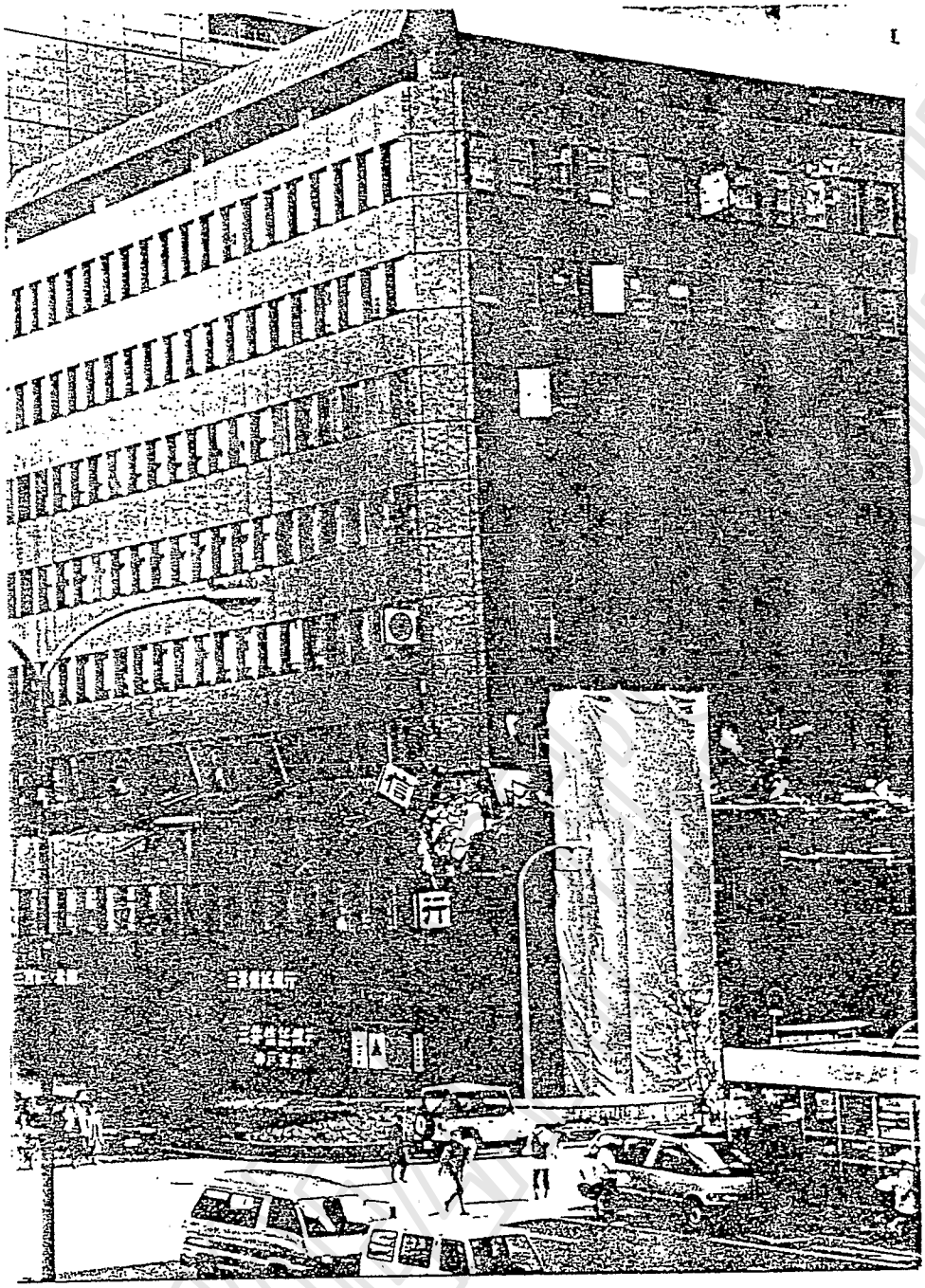
تصویر(ث)فروریختن و کج شدن کامل طبقه اول ساختمان بتنی سه طبقه



تصویر(ج)فروریختن طبقه پنجم ساختمان بتنی به دلایل ۳،۱



تـــصویر(چ)فـــروریختن طـــبقه دوم ســـاختمان بـــتنی بـــا بـــازشوهای زیـــاد و وجـــود دیـــوار بـــرشی در یک طرف ساختمان



تصویر(ح)تخریب طبقه میانی ساختمان بلند به دلایل ۳،۱.این ساختمان تقریباً روبروی ساختمان شهرداری کوبه

در سانومیا قرار دارد.

۱-۵ نتیجه گیری

تلفات جانی و وسعت خسارات اقتصادی در زلزله هیوگو(کوبه)، علی رغم آمادگیهای لازم کشور ژاپن در مقابل این نوع حوادث و رعایت ضوابط و استانداردهای فنی در سطح بسیار قابل توجه، بدون شک می‌تواند برای کشورهایی که در معرض این گونه حوادث قرار دارند نه تنها درس بسیار خوبی باشد،بلکه مسئولان اجرایی این کشورها را از وسعت خرابیها و ویرانیهای گسترده آن آگاه نموده و هشدار به موقعی باشد برای برنامه ریزی جهت انجام اقدامات لازم برای کاهش خطرات ناشی از زلزله. سرزمین پهناور ایران که در قسمتی از کمربند بسیار لرزه خیز آلپ – هیمالیا قرار دارد، قرن‌هاست تحت تأثیر زمین لرزه‌های مخرب قرار گرفته و در ۹۵ سال گذشته (از ابتدای قرن بیستم) ۲۰ زلزله با بزرگی ۷ ریشتر یا بیشتر در ایران، موجب تلفات جانی و خسارات مالی زیاد شده است.

این تلفات و خسارات عمدتاً به علت عدم وجود دانش فنی، عدم آشنایی مردم با پدیدهٔ زلزله، تراکم جمعیت، ساختمانهای غیر مقاوم، نامناسب و ناسازگار بودن امکانات امدادی (بیمارستان، آتش نشانی و ...) با توزیع جمعیتی و عدم رعایت ضوابط فنی در سیستمهای تأسیسات شهری (گاز، آب، برق، تلفن و ...) بوده است. بدین منظور پرداختن به محورهای ذیل، جهت تعیین انتخاب راه حل صحیح و منطقی برای پیشگیری و کاهش تلفات جانی و خسارات مالی ناشی از زلزله خواهد بود.

۱-۵-۱ مدیریت بحران (امداد)

وجود یک سازمان مدیریتی قوی که شناخت کامل به وضعیت فنی، ساختمانهای مسکونی، اداری، بناهای مهم (مدرسه، بیمارستان، آتش نشانی و ...)، شبکه‌های تأسیساتی، مراکز امداد رسانی به مناطق پر جمعیت و ... را داشته باشد برای کاهش خسارات ناشی از زلزله امری اجتناب ناپذیر است. این سازمان باید بتواند در روز بروز سانحه در برابر حوادثی از قبیل قطع شبکه آبرسانی ، برق رسانی، سیستمهای مخابرات و بروز آتش سوزی، به موقع وارد عمل گردد و اقدامات اساسی را برای رفع مشکلات فوق بدون هیچ گونه تعللی به عمل

آورد. یکی از وظایف این سازمان آموزش مسئولان اجرایی کشور به منظور ایجاد آمادگیها و هماهنگیهای لازم قبل از وقوع زلزله و به ویژه برای روز حادثه می‌باشد به طوری که پس از وقوع زلزله و در روز بحران کلیه مسئولان اجرایی با قوت، قدرت و هماهنگی کامل به امداد رسانی و کنترل شرایط بحران در هر زمینه عمل نمایند.

۱-۵-۲ آموزش

آموزش را می‌توان به سه بخش آموزش عمومی، آموزش نیمه خصوصی و آموزش تخصصی تقسیم نمود.

۱-۵-۲-۱ آموزش عمومی: زلزلهٔ منجیل لزوم آموزش عمومی را شاید بیش از هر زمان دیگر برای همگان روشن نمود. آموزش برای عامه مردم از طریق رسانه‌های گروهی به ویژه صدا و سیما می‌تواند بسیاری از مشکلات ناشی از وقع زلزله را حل نماید. این آموزشها مردم را در فراگیری و رعایت نکات ایمنی در زمان قبل و بعد از وقوع زلزله و داشتن عکس‌العمل مناسب در زمان وقوع یاری می‌دهد و به آنها می‌آموزد که برای ایمن نگاه داشتن محیط زندگی خود چه حساسیتهایی را باید دارا باشند. دانش آموزان نیز از طریق مدارس می‌توانند بسیاری از مسائل مربوط به مقابله با اثرات ناشی از زلزله را فراگیرند. یکی از دستاوردهای مهم آموزش عمومی می‌تواند عملکرد مناسب و کنترل شده مردم پس از زلزله باشد.

۱-۵-۲-۲ آموزش نیمه تخصصی : بسیاری از ساختمانهای اسکلت فلزی و بتنی تخریب شده در زلزله منجیل، به علت عدم اجرای ضوابط فنی در حین اجرای ساختمان بوده است. به عنوان مثال، در ساختمانهای فلزی اتصالات تیر و ستون که به صورت جوش اجرا شده بود به علت ضعف جوشکاری که توسط کارگران ساختمانی غیر ماهر انجام گرفته بود، گسیخته شده بودند. این امر بیانگر این واقعیت است که کارگران ساختمانی مهارت فنی لازم را در کلیهٔ زمینه‌های کاری ساختمانی دارا نمی‌باشند. بنابراین نقش آموزش نیمه تخصصی می‌تواند این باشد که به کارگران ساختمانی و تکنیسینها طی دوره‌های کوتاه مدت فنی، مهارتهای لازم را بیاموزد.

۱-۵-۲-۳ آموزش تخصصی: این نوع آموزش به دو بخش بلند مدت و کوتاه مدت قابل تقسیم است. آموزش بلند مدت عمدتاً توسط دانشگاهها و مراکز آموزش عالی در سطح کارشناسی ارشد و دکترا صورت می‌پذیرد و آموزش کوتاه مدت ایجاد دوره‌هایی است که مهندسین ساختمان، معمار، تأسیسات و دیگر متخصصان می‌توانند در زمینه‌های مختلف زلزله آموزش ببینند و مطابق استانداردهای بین‌المللی نسبت به احداث و ایجاد بناها و تأسیسات شهری، پلها و غیره اقدام نمایند.

۱-۵-۳ ایمن سازی سازه‌ها و تأسیسات حیاتی در برابر زلزله

سازه‌ها را می‌توان به چهار بخش تقسیم نمود:

الف – ساختمانهای مسکونی و دارای (در شهر و روستا)؛

ب – ساختمانهای مهم (مراکز حکومتی، مراکز امنیتی و نظامی، مدارس، بیمارستانها، آتش نشانی و مراکز امداد رسانی و ...)؛

ج – ساختمانهای صنعتی و سازه‌های خاص (کارخانه‌ها، نیروگاهها، پلها، سدها و ...)

د – تأسیسات شهری (برق، آب، تلفن، گاز)

برای مقاوم سازی سازه‌ها و تأسیسات فوق ابتدا باید میزان ارزیابی آسیب پذیری هر یک از آنها توسط متخصصان مراکز تحقیقاتی و دانشگاهها صورت پذیرد تا در صورت نیاز به مقاوم سازی با استفاده از معیارهای علمی و فنی و استانداردهای بین‌المللی بر حسب درجه ایمنی مورد نظر هر یک، طراحی و مقاوم سازی صورت پذیرد.

پاره‌ای از اقدامات دیگری که باید در این زمینه انجام پذیرد عبارت‌اند از:

– رعایت کلیه ضوابط و مقررات در ساخت سازه‌های آینده و ساختمانهای در دست احداث؛

– اجرای دقیق و مؤثر مقررات آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برای ساختمانها؛

– کنترل کیفیت طراحی و ساخت بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران؛

- کنترل کیفیت مصالح ساختمانی ؛

- پیش بینی تأمین آب در مناطق مختلف بالاخص در مناطق پر جمعیت برای زمان پس از وقوع زلزله ؛

- بهبود تقویت شبکه گاز رسانی به منظور جلوگیری از انفجار و آتش سوزی پس از زلزله ؛

- بهبود شبکهٔ حمل و نقل و تقویت پلها در برابر زلزله ؛

- بهبود سیستم اطلاع رسانی پس از وقوع زلزله .

WWW.NOZAD-PERSIAN.IR

فصل دوم

مسائل کلی در مرمت و مقاوم‌سازی

سازه‌های بتن مسلح

WWW.NOEZADPERSIANGIG.IR

آیین نامه‌ها همواره خواستار این هستند که سازه‌ها به گونه‌ای طراحی ،ساخته و نگهداری شوند که به خصوص در اثر وقوع بلایای طبیعی (نظیر سیل ،زلزله و ...) کارایی خود را حفظ کرده و خسارت جانی و مالی به حداقل ممکن رسیده و امنیت عمومی به مخاطره انداخته نشود. مهندسین و معماران بایستی جنبه‌های اقتصادی ،اهمیت تاریخی و قابلیت سرویس دهی طولانی را در کار حرفه‌ای خود مد نظر داشته باشند بازدید دوره‌ای منظم جهت تشخیص نقایص و رفتار نامناسب سازه‌ها و مصالح ساختمانی ،همچنین جهت شناخت اثرات فرسودگی ناشی از عوامل مختلف ،لازم است.

نگهداری می‌تواند ابزاری جهت جلوگیری از فرسودگی و باز یافت و یا توسعهٔ عمر مفید سازه‌ها به حساب آید. بازرسی و نگهداری ، مرمت و یا مقاوم‌سازی یک سازه مفاهیمی هستند که بایستی به خوبی شناخته شوند زیرا می‌توانند در صرفه‌جویی اقتصادی نقش مهمی داشته باشند .

برنامه ریزی مرمت یا مقاوم‌سازی مستلزم روشهای فنی و اقتصادی است. یک مقاوم‌سازی جزئی با کاهش همزمان بارهای سرویس گاهی اوقات ممکن است اقتصادی‌ترین راه حل باشد و یا گاهی اوقات تخریب و ساخت مجدد یک بنا بطور کامل می‌تواند راه حل اقتصادی باشد.

در برنامه ریزی یک پروژه مرمت و یا مقاوم‌سازی موارد زیر را بایستی در نظر داشت:

الف – مشخص کردن وضعیت سازه

ب – تعیین ملزومات عملیات مرمت و یا مقاوم‌سازی

ج – مهیا کردن یک برنامه کاری

د – نظارت بر کیفیت اجرای کار

۲-۱ تعاریف

نگهداری : عبارتست از بازدید از یک سازه و حفظ اصلیت آن در حد استانداردهای لازم.

مرمت : دلالت بر اصلاح یک سازه خسارت دیده جهت بازگرداندن بخش یاتمامی قابلیت های سرویس دهی ظرفیت باربری ودرصورت لزوم دوام آن سازه دارد.

مقاوم‌سازی: عبارتست از اصلاح سازه‌ای که لزوماً خسارت ندیده به منظور افزایش ظرفیت باربری یا پایداری آن نسبت به وضعیت قبلی‌اش.

تعویض : اگر عمر ذاتی اعضاء سازه کوتاهتر از عمر سرویس در نظر گرفته شده برای کل سازه باشد ناگزیر به انجام عمل تعویض آن اعضاء هستیم.

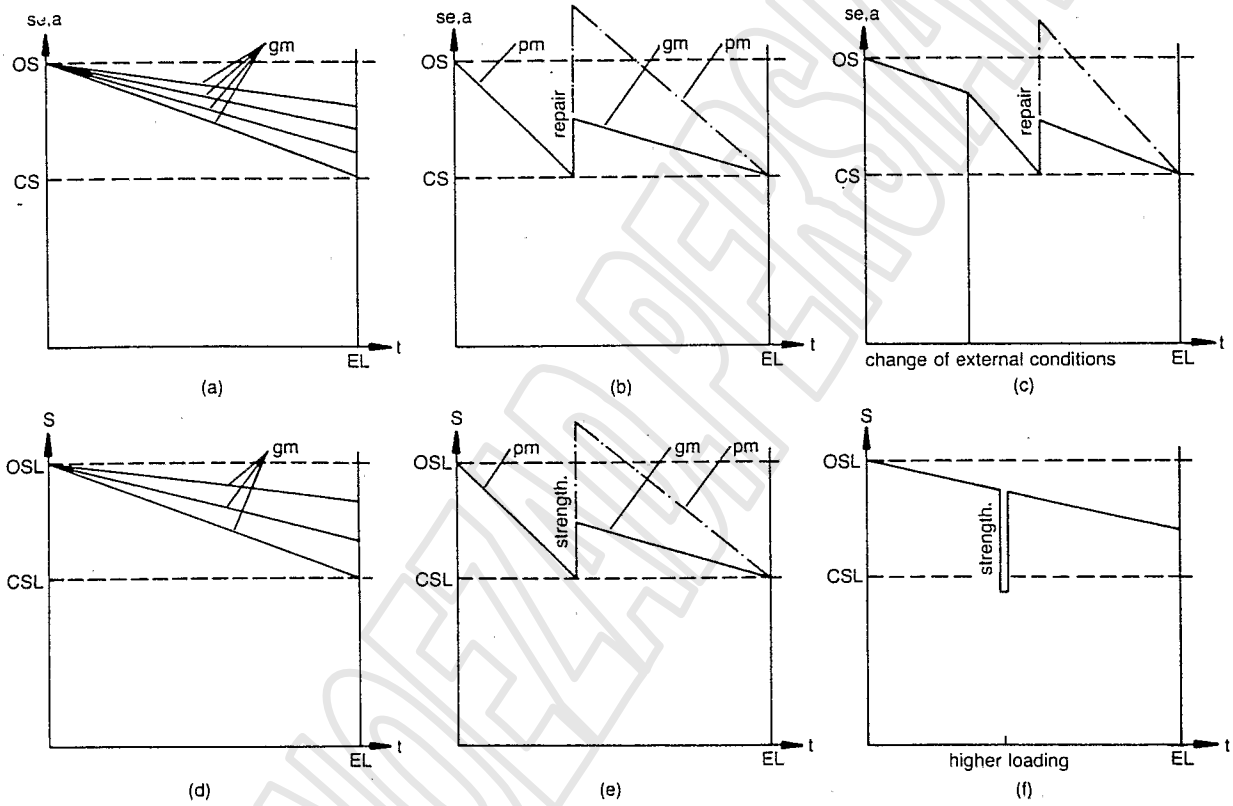
۲-۲ فلسفه بنیادی

باربری سازه‌ها بایستی در خلال طول عمرشان جهت ایجاد ایمنی در برابر شکست و سرویس دهی تحت بارهای مورد نظر تأمین شود. چون مشخصات باربری سازه ممکن است با گذشت زمان و فرسوده شدن مصالح و تأثیر شرایط محیطی کاسته شود ،احتمال آن داده می‌شود که شرایط بحرانی پیش آید. چنانچه یک سازه بطور کلی دارای کیفیت مطلوب باشد در خلال طول عمر مفیدش به حالت بحرانی نخواهد رسید و به این موضوع دوام گفته می‌شود.

دوام یک سازه می‌تواند با طراحی مناسب ،ساخت و نگهداری حاصل شود. طراحی ضعیف ،ساخت و نگهداری ضعیف ،استفاده نادرست ،تأثیرات جدید محیطی یا افزایش باربری و طول عمر سازه می‌تواند موجبات کار مرمت و یا مقاوم‌سازی را برای یک سازه مهیا نماید.

وسعت کار مرمت و یا مقاوم‌سازی بایستی مطابق وضعیت واقعی سازه ،شرایط محیطی ،شرایط بارگذاری و چگونگی نگهداری سازه در خلال زمانی که از عمر مفید آن باقی است انتخاب شود. شکل ۲-۱a-f)طرحهای ساده شدهٔ این مراحل را نشان میدهد. اشکال ۲-۱a) و ۲-۱d) به ترتیب

مشخصات یک سازه یا نگهداری مناسب طی مدت سرویس دهی و ایمنی را نشان می‌دهد. در اشکال b(۲-۱) و e(۲-۱) سازه به دلیل نگهداری ضعیف طی مدت عمر مورد انتظار و رسیدن به حالت بحرانی بایستی مرمت و یا مقاوم‌سازی شود. شکلهای c(۲-۱) و f(۲-۱) به ترتیب حالتهایی را نشان می‌دهد که تغییر شرایط خارجی و بارگذاری باعث انجام مراحل مرمت و مقاوم‌سازی می‌شود.



شکل(۲-۱) تأثیر شرایط محیطی و بارگذاری و چگونگی نگهداری روی ایمنی سازه در طول عمر مفید آن و ضرورت مرمت و مقاوم سازی (se:قابلیت سرویس دهی -a:آشکار- S:ایمنی - gm:نگهداری مناسب-pm:نگهداری ضعیف - OS:وضعیت اولیه - CS:وضعیت بحرانی - EL:عمر پیش بینی شده - OSL:سطح‌ایمنی اولیه - CSL:سطح ایمنی بحرانی)

۲-۳ برنامه ریزی برای مرمت و مقاوم‌سازی

مهمترین مرحله در برنامه ریزی برای مرمت و یا مقاوم‌سازی ارزیابی دقیق سازه موجود است. هدف از این ارزیابی تعیین تمام نقایص و خسارات جهت تشخیص عمل آنها و نهایتاً شناخت مناسب از وضعیت حال و آینده سازه می‌باشد اطلاعات بدست آمده از این ارزیابی سازه‌ای می تواند پاسخگوی سئوالاتی از این قبیل باشد که آیا نیاز به کار اصلاحی و یا حرکت اقتصادی هست یا خیر و اگر پاسخ مثبت است چگونه می توان به بهترین شکل آنرا انجام داد. بدون برنامه ریزی قبلی و ارزیابی مناسب هر گونه حرکت اصلاحی بی فایده خواهد بود.

۲-۳-۱ بازرسی سازه آسیب دیده

نخستین اقدام ضروری پس از هر زلزله مخرب ،بازرسی سازه و ارزیابی خرابیهای آن می‌باشد. بازرسی سازه مشتمل بر موارد ذیل است :

- تخمین و ارزیابی صدمات وارده به سازه ،بطور نظری و انجام اقدامات ایمنی از قبیل تخلیه ساکنین ،مهار اعضاء و دیواره‌های 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 تقویتهای انجام گرفته روی آن قبل از وقوع زلزله

ب – رفتار آن در زلزله‌های گذشته

ج – خرابیهای موجود قبل از وقوع زلزله

د – زمان ساخت

و – ارزش اقتصادی ساختمان موجود

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

– ترمیم کلیه انواع خرابیهای اعضاء باربر و فرعی در پلان و نما روی نقشه‌های موجود و یا نقشه‌های جدید.

تهیه عکس از اعضاء صدمه دیده می‌تواند بر وسعت دید کارشناسان از سطح خرابی و ویژگیهای آن بیفزاید.

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

– تعیین موارد عمده اشتباهات ،بی توجهی‌ها و بی‌دقتی‌ها در:

الف – طراحی سازه (به ویژه 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 – نقشه‌ها ،جهت بررسی صحت جزئیات پیش بینی شده

هـ – برگه‌های محاسباتی جهت کشف اشتباهات احتمالی در محاسبه نیروهای وارده و ابعاد اعضاء و غیره.

نهایتاً بررسی ساختمانهای مجاور با شکلهای سازه‌ای مشابه ،جهت اظهار نظر جامع‌تر و دقیقتر ضروری است.

۲-۳-۲ تشخیص

خرابی یک سازه اغلب به صورت علایم آشکار خسارت ظاهر می‌شود. استفاده از روشهای گوناگون آزمایش ،جهت تکمیل نتایج عینی بررسی سازه ممکن است ضروری باشد. بسته به وسعت و نوع خرابی یا خسارت و بسته به اهمیت سازه روشهای مناسب آزمایش بایستی بکار برده شود. تا آنجا که امکان دارد نبایستی از روشهای مخرب آزمایش استفاده کرد. ارزیابی خرابی شامل موارد ذیل می‌باشد :

الف – ابعاد خرابی مشتمل بر :

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

– عرض ترکها

– تغییر شکلهای باقی مانده در سازه

– بررسی تغییر مشخصات فوق طی زمان ،خصوصاً طی پس لرزه‌ها (نصب دستگاههای ثبت کننده در صورت لزوم)

ب – آزمایشها

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

– آزمایش سازه تحت بار قائم ایستا

۲-۳-۳ اندازه‌گیریها و آزمایشها جهت تعیین شرایط ساختمان قبل از وقوع زلزله

در این خصوص مراحل ذیل باید طی گردند :

الف ـ آماده سازی نقشه‌ها شامل آزمایش کلی اعضاء باربر و فرعی و ابعاد آنها و غیره

ب – مطالعات خاک شامل :

– حفر گمانه

– نمونه برداری و آزمایشهای ژئوتکنیکی

ج – ارزیابی مقاومت ملات و بتن شامل :

– نمونه برداری و آزمایش

د – ویژگیهای آرماتور :

– تعیین محل و تعداد میلگردها با برطرف نمودن پوشش بتنی

WWW.NOEZAD-PERSIAN.COM

۲-۳-۴ تخمین نیروی زلزله اعمال شده به سازه

اطلاعات جمع آوری شده از صدمات وارده به سازه به روشهای بازرسی ،آزمایش و انـدازه‌گـیری بـاید 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 است. جهت نیل به هدف فوق مراحل ذیل باید طی گردند :

۲-۳-۴-۱ تخمین نیروهای زلزله با استفاده از داده‌های لرزه شناسی

روشی که ذیلاً ارائه می‌گردد (شکل ۲-۲) به همان اندازه که تقریبی است می‌تواند مبنایی جـهت بـرآورد نیروهای زلزله وارده به ساختمان مورد مطالعه باشد.

۱ – در مرحله نخست ویژگیهای امواج زلزله روی بستر سنگی با استفاده از روابط تجربی بر حسب بزرگی زلزله (M) فاصله از مرکز زلزله (e) و فاصله کانونی (r) بدست می‌آیند. (شکل ۲i-۲)

این ویژگیها به قرار ذیل می‌باشند :

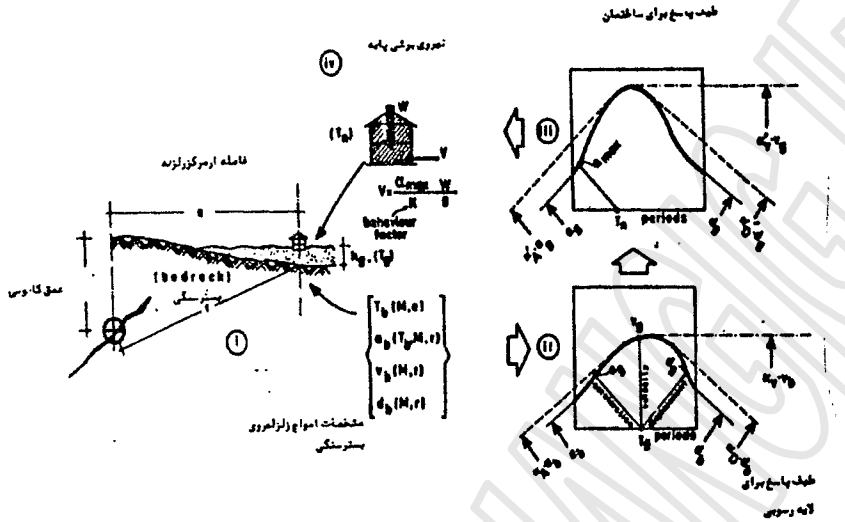
– پرید غالب زلزله روی بستر سنگی T_b

– شتاب بیشینه روی بستر سنگی a_b

– سرعت بیشینه روی بستر سنگی v_b

– تغییر مکان بیشینه روی بستر سنگی d_b

۲– با استفاده از ضرایب تشدید طیفی مربوط به لایه رسوبی روی بستر سنگی که در جدول(۲-۱) ارائه گردیده است ،طیف رفتار لایه رسوبی مطابق شکل(۲ii-۲) ترسیم می‌گردد.



شکل (۲-۲) روش تعیین تقریبی ضریب نیروی برشی پایه به کمک داده‌های لرزه شناسی

کمیت ها / میرائی نسبی	ξ < ٪۵	ξ > ٪۵
A شتاب	۳/۰۰	۲/۵۰
V سرعت	۲/۵۰	۲/۰۰
D تغییر مکان	۲/۰۰	۱/۵۰

جدول (۲-۱) ضمیرایی نسبی خاک (لایه رسوبی) می‌باشد

۳- پرید طبیعی لایه رسوبی از رابطه ذیل بدست می‌آید :

$$T_g = \frac{4h_g}{\sqrt{\frac{G}{\rho}}}$$

که در آن :

h_g : ضخامت مؤثر لایه رسوبی (مثلاًبر حسبت cm)

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)

WWW.NOEZAREGHAZAEI.IR

می‌باشند.

از طیف رفتار لایه رسوبی که در شکل(۲-۳ii) نشان داده شده است شتاب بیشینه (a_g) سرعت بیشینه (v_g) و تغییر مکان بیشینه (d_g) در تراز فوقانی لایه رسوبی ،استخراج می‌گردد.

۴-میرایی نسبی سازه ξ_s بر آورد می‌گردد. ضرایب تشدید طیفی سازه A و V و D محاسبه می‌شوند (توجه کنید به قسمت ۲) طیف رفتار ساختمان مطابق شکل(۲-۳iii) ترسیم می‌گردد. شتاب بیشینه سازه a_{max} با استفاده از پرید طبیعی سازه T_m از طیف مذکور استخراج می‌گردد.

۵- ضریب نیروی برشی پایه C از رابطه ذیل برآورد می‌گردد :

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

که در آن R (ضریب رفتار سازه behavior factor)،منعکس کننده تغییر شکل پذیری کل سازه می‌باشد. این ضریب در جدول(۲-۲) برای ساختمانهای مختلف بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ارائه گردیده است.

بدیهی است که در صورت دسترسی به شتاب نگاشت قابل قبول ،با شرایط خاک مشابه ،در مجاورت محل مورد نظر ،سازه می‌تواند مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته و شتاب بیشینه آن با استفاده از تاریخچه پاسخ سازه بدست آمده و مستقیماً در قسمت (۵) مورد استفاده قرار گیرد.

۲-۳-۴-۲ محاسبه نیروی زلزله به کمک سعی و خطا

چنین محاسباتی مبتنی بر اطلاعات لرزه شناسی فوق و تابع قوانین احتمال حاکم بر سازه می‌باشند. این محاسبات بدین نحو صورت می‌پذیرد که نیروهای زلزله باشدتهای گوناگون ،براساس نیروی برشی پایه به عنوان مبنای محاسبات (رجوع به قسمت قبل) به سازه اعمال میگردند. الگوهای خرابی ،ابعاد ترکها و همچنین تغییر شکلهای ماندگار در اعضاء قائم ساختمان ،پیش بینی و مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند. به ازای شدت خاصی از نیروی زلزله ،الگوی بدست آمده از خرابی ،با واقعیت تطابق خواهد داشت.این نیروها

مقادیر ضریب رفتار ساختمان (R)، همراه با حدا کثرارتفاع ساختمان

در مناطق با خطر نسبی زیاد(H^*)

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R	H^*
الف ـ سیستم دیوارهای باربر[۱]	۱ـ دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۷۰
	۲ـ دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	۴	۳۰
ب ـ سیستم قاب ساختمانی ساده[۷]	۱ـ دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۷	۵۰
	۲ـ دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	۵	۳۰
	۳ـ مهاربندی برون محور فولادی [۲]	۷	۵۰
	۴ـ مهاربندی هم محور فولادی [۲]	۶	۴۰
پ ـ سیستم قاب خمشی	۱ـ قاب خمشی بتنی ویژه [۳]	۱۰	۱۸۰
	۲ـ قاب خمشی بتنی متوسط [۴]	۸	۵۰
	۳ـ قاب خمشی بتنی معمولی [۵]	۵	۱۵[۶]
	۴ـ قاب خمشی فولادی ویژه [۲]	۱۰	۱۸۰
	۵ـ قاب خمشی فولادی معمولی [۲]	۶	۵۰
ت ـ سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱ـ قاب خمشی ویژه(فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲ـ قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۹	۷۰
	۳ـ قاب خمشی فولادی معمولی + دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۷/۵	۷۰
	۴ـ قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۸۰
	۵ـ قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی برون محور فولادی	۷/۵	۶۰
	۶ـ قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	۹	۱۵۰
	۷ـ قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی هم محور فولادی	۶/۵	۵۰

یادداشتها

[۱] در صورت استفاده از مهاربند فولادی و پانل‌های اسکلتی باربر قائم (بجای دیوار باربر) عدد R و H^* به ترتیب برابر ۵ و ۳۰ اختیار شود.

[۲] برای تعریف و ضوابط مربوط به ساختمانهای فولادی به پیوست شماره (۲) مراجعه شود.

[۳] قاب خمشی بتنی ویژه همان قاب بتنی با شکل‌پذیری زیاد در آیین‌نامه بتن ایران است.

[۴] قاب خمشی بتنی متوسط همان قاب بتنی با شکل‌پذیری متوسط در آیین‌نامه بتن ایران است. لیکن

باید فاصله تنگ‌ها در ناحیه ۱۰ ستونهای این قاب حدا کثر۱۵ سانتیمتر باشد.

[۵] قاب خمشی بتنی معمولی همان قاب بتنی با شکل‌پذیری کم در آیین نامه بتن ایران است.

[۶] استفاده از این سیستم برای ساختمانهای " با اهمیت زیاد " مجاز نمی‌باشد.

[۷] قابهای دارای اتصالات خورجینی با رعایت ضوابط فنی این اتصالات همانند قاب ساختمانی ساده محسوب می‌شوند.

جدول (۲-۲)

(در حالت خاص ،شدت نیروی نظیر حداکثر شدت خرابی ممکن) به عنوان نیروی اعمال شده یا قابل اعمال

به سازه تحت اثر زلزله در نظر گرفته می‌شود.

۲-۳-۵ ارزیابی مشخصات سازه پس از وقوع زلزله و خرابی

اطلاعات حاصل از بررسی خسارات وارده به سازه اساس تصمیم‌گیری در مورد چگونگی عملکرد را تشکیل میدهد. این موضوع بستگی به نوع و وسعت خسارت دارد. نخستین مسئله این است که آیا خطر شکست سازه در اثر خسارات وارده وجود دارد یا خیر ،در صورتیکه این احتمال وجود داشته باشد اولین حرکتی که می‌بایست انجام گیرد تعبیه یک تکیه‌گاه کمکی جهت رفع خطر می‌باشد. در صورتیکه خسارت جزئی باشد بایستی بررسی شود که آیا خسارت وارده متوقف است یا اینکه در اثر بارهای سرویس افزایش می‌یابد. تعیین این موضوع کار دشواری است و براساس آزمایشهای عینی انجام می‌شود.

تعیین میزان توانایی سازه در حمل بارهای قائم و نیروهای جانبی ناشی از زلزله از 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 اعضاء موجود

ب – پرید طبیعی سازه پس از خرابی

ج – آرایش نیروهای افقی زلزله در ارتفاع سازه

د – مقاومت هر عضو جهت محاسبه ضریب اطمینانها

هـ – میزان تغییر شکل پذیری سازه جهت برآورد ضریب نیروی برشی پایه با توجه به تغییر ضریب رفتار سازه

دشواری و وسعت روند ترمیم و یا مقاوم‌سازی بستگی به این دارد که آیا بایستی عامل خسارت کاملاً برطرف شود و سازه به حالت اولیه‌اش باز گردانده شود یا خیر

چندین انتخاب جهت ارزیابی روند بازیافت عملکرد یک سازه خسارت دیده وجود دارد :

الف – تعویض کل سازه

ب – ترکیبی از تعویض جزئی و مرمت بر اساس شدت خسارت در نواحی خاصی از سازه

به عنوان مثال در یک پل که از تعداد زیادی تیر تشکیل شده‌است ممکن است تنها یک و یا دو عدد تیر نیاز به تعویض داشته باشند و بقیه را از طریق مرمت بتوان مجدداً مورد استفاده قرار داد.

ج – هزینه کردن مبالغ سنگین مقاوم‌سازی

میزان باز یافت در یک سازه بستگی به این دارد که باز یافت ظرفیت باربری بطور کامل نیاز می‌باشد و یا اینکه باز یافت قسمت اعظم آن کافی است. اگر بنا به دلایل فنی و یا اقتصادی بازیافت کامل ظرفیت باربری مقدور نباشد و نیز تعویض کامل هم روش صحیحی تلقی نشود ،ناگزیر از کاهش بار زنده اعمالی هستیم .

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

فصل سوم

روشهای مقاوم سازی سازه های بتن مسلح

WWW.NOEZADPERSIANGIG.IR

کلیات

تقویت ساختمان موجود یا ساختمانی که بر اثر زلزله آسیب دیده است معمولاً از نظر فنی بسیار پیچیده‌تر از طرح و اجرای ساختمان جدید است. نامشخص بودن اجزای سازه‌ای ، نوع و مقاومت مصالح مصرف شده از یک سو و عدم تطابق ساختمانهای موجود با مدلهای کلاسیک سازه‌ای نظیر قابهای گیردار ، قابهای بادبندی شده و غیره از سوی دیگر ،تخمین مقاومت لرزه‌ای ساختمان را بسیار دشوار می‌کند. علاوه بر این درجهٔ یکپارچگی سقفها و نیز نحوهٔ اتصال اجزای سازه‌ای به یکدیگر نامشخص است. از طرف دیگر تنوع شکل و جزئیات اجرائی 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 هر ساختمان معین تا حدود زیادی به شرایط آن ساختمان و سلیقه و درجهٔ تسلط و آشنایی مهندس طراح با رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بستگی دارد. اصولاً مقاوم‌سازی می‌تواند بوسیلهٔ تعویض مصالح ضعیف و آسیب دیده با مصالح جدید دارای کیفیت مناسب تعریف شود. طبعاً مصالح جدید باربری بهتری نیز خواهند داشت. مسئله مهم در مقاوم‌سازی ایجاد سازگاری و پیوستگی بین مصالح اصلی سازه و مصالح جدید می‌باشد.

مقاوم‌سازی سازه‌ها بایستی مطابق آیین نامه‌های ساختمانی ویژه‌ای انجام شود. اگر این آیین نامه‌ها موجود و در دسترس باشند قطعاً طراحان و مجریان طرح را یاری خواهد داد اما از آنجا که این موضوع ندرتاً اتفاق می‌افتد مسائل و مشکلاتی در حین انجام مقاوم‌سازی پدید خواهد آمد که حل این مشکلات بعضاً به سادگی امکان پذیر نیست. از جمله این مشکلات انتقال نیروهای برشی بین بتن قدیمی سازه و بتن جدید می‌باشد.

۳-۱ اندرکنش بین بتن قدیم و جدید

به عنوان یک اصل ،هدف این است که بخشهایی از سازه که دو پارچه هستند و طی دو مرحله ایجاد شده‌اند ،به صورت اعضاء سازه‌ای هموژن و یکپارچه عمل کنند. برای نیل به این هدف ،اتصال بین بتن قدیم و جدید ،جهت انتقال تنشهای برشی ،بایستی بدون تغییر مکانهای نسبی انجام شود. بعلاوه اثرات مخرب محیطی نیز در این اتصال بایستی در نظر گرفته شود.هنگامیکه با احجام زیاد بتن روبرو هستیم ،احتمال وقوع تنشهای اضافی ناشی از گرمای هیدراسیون را بایستی لحاظ کرد اختلاف حرارت موجود را می‌توان با روشهایی مانند گرم کردن اعضاء قدیمی سازه و یا با سرد کردن بتن تازه تا حدودی محدود نمود. همچنین اختلاف بین خواص خزش و انقباض اعضاء سازه‌ای قدیم و جدید باید طی ارزیابی دقیقی مورد بررسی قرار گیرد. بنابر این جهت بکار بردن روشهای مقاوم‌سازی ،ملاتهای مناسب یا بتن با خواص خزش و انقباض پایین و در عین حال حرارت هیدراسیون کم ضرورت پیدا می‌کند.

تلاش جهت نزدیک کردن مقاومت و مدول ارتجاعی مصالح جدید با مصالح قدیم نیز از مواردی است که نباید از نظر دور داشت. این موارد بستگی زیادی به ترکیب و رفتار مصالح جدید دارد.

لرزشهای ایجاد شده به انحاء گوناگون در خلال سخت شدن بتن جدید می‌تواند اثر منفی روی مقاومت و پیوستگی آن به بتن قدیم بگذارد بدین جهت بهتر است روشهایی جهت پایین آوردن زمان سخت شدن بتن جدید بکار گرفته شود.

در یک مطالعه نتایج زیر بدست آمده است:[۱]

الف – لرزشهایی با سرعت لرزش کمتر از mm/sec 20 و با دامنهٔ جابجایی mm 0.7 تأثیرقطعی بر روی مقاومت بتن ندارد.

ب – بتنی بامقاومتی بیش از N/mm^2 6 تا 5 می‌تواند لرزشی با سرعت بیش از

۱- مرجع شماره ۱۱

mm/sec 100 را تحمل کند.

ج – وقوع لرزشهایی قبل از سپری شدن زمان سخت شدگی در صورتی که استحکام بتن پایین باشد می‌تواند سبب افزایش مقاومت شود. زمان بحرانی سخت شدگی 3 الی 14 ساعت بعد از ساخت بتن می‌باشد.

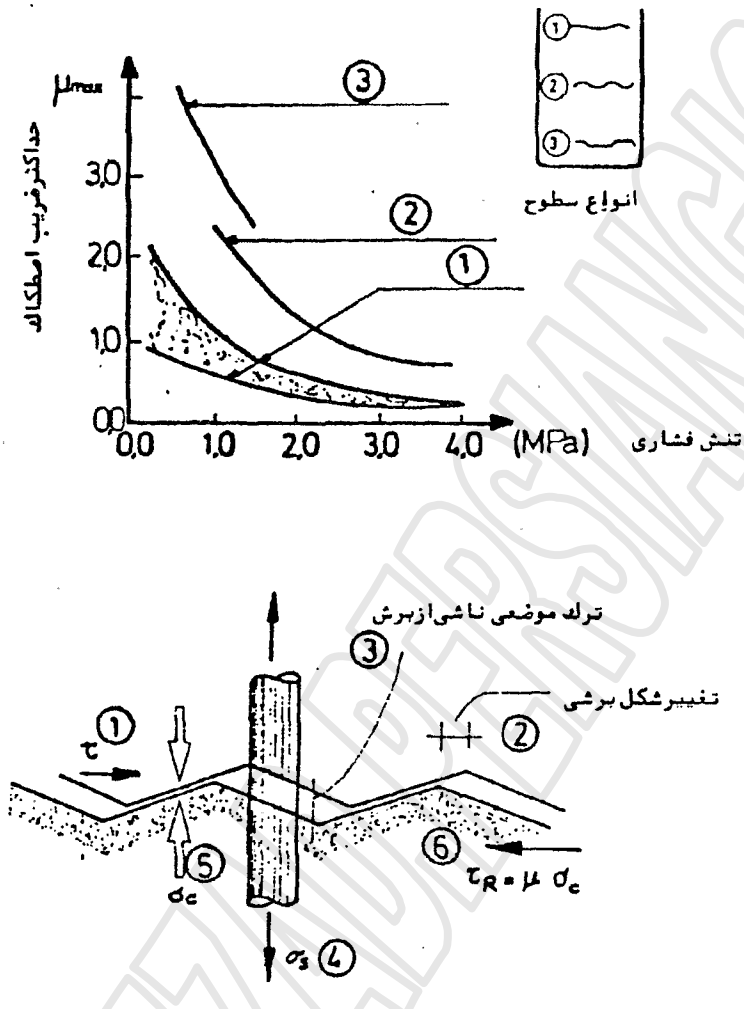
و– نحوهٔ کار بایستی به نوعی باشد که تغییر مکان نسبی بین بتن جدید و قدیم اتفاق نیفتد.

ه – بتن‌های مسلح بایستی بطور کامل تثبیت شوند تا از تغییر مکانهای نسبی هر چند کوچک بین بتن و مسلح کننده‌ها جلوگیری شود.

۳–۲ انتقال برش بین بتن قدیم و بتن جدید از طریق اصطکاک بتن به بتن و آرماتور برشی

انتقال برش بین بتن قدیم و بتن جدید مادام که از وسایل اضافی نظیر میل مهار، میلگردهای خم شده و غیره استفاده نمی‌گردد تابع اصطکاک موجود بین بتن قدیم و بتن جدید است. نیروی اصطکاک خود تابع نیروی عمودی منتقله بین دو سطح و کیفیت زبری سطح تماس می‌باشد. مقدمتاً ضریب اصطکاک انواع سطح بر حسب تنش فشاری منتقله در شکل (۳–۱) ارائه گردیده است.

ایجاد سازگاری کامل بین بتن قدیم و بتن جدید با تکیه مطلق بر اصطکاک ،غالباً ممکن نیست.تعبیه میل مهار ،جوش میلگردهای خمیده به میلگرد موجود و یا تعبیه خاموت و اتصال به آرماتور موجود، می‌توانند سازگاری لازم را بین عنصر موجود و عنصر تقویتی (یا بتن قدیم و بتن جدید) ایجاد نماید. مکانیزم انتقال نیرو بین دو عنصر به کمک میل مهار یا خاموت در ذیل ارائه می‌گردد. (شکل ۳–۱)



توالی فرآیند از 1 تا 6

شکل(۳-۱) مکانیسم انتقال برش از بتن قدیم به بتن جدید به کمک میل مهار

۱- اعمال تنش برشی τ (ناشی از برش یا خمش) به مقطع

۲ - لغزش نسبی بتن موجود و بتن جدید در مجاورت یکدیگر

۳ - بروز ترک خوردگی ناشی از برش

۴ - تحت کشش قرار گرفتن میل مهار یا خاموت تحت اثر ترک خوردگی و بازشدگی ناشی از آن

۵ - بروز تنش فشاری در سطح تماس باقیمانده بتن جهت حفظ تعادل

WWW.NOEZADEHSANGIG.IR

۶- ایجاد نیروی اصطکاک در سطح تماس باقیماندهٔ بتن

یکی از موارد کاربرد میل‌مهار در سازگار نمودن دیوارهای برشی تقویتی با سازهٔ موجود می‌باشد ،طراحی این میلگردها از مهمترین مراحل طراحی می‌باشد. سهل انگاری و بی توجهی در این زمینه باعث ابطال کلیه اقدامات انجام گرفته جهت مرمت و تقویت موضعی یا کلی سازه می‌گردد.

مطابق نظرات پروفسور Leonhard و آزمایشهای Rasmussen مقاومت نهایی میل‌مهار (جهت انتقال برش بین دیوار برشی و سازه موجود و یا موارد مشابه) از رابطهٔ زیر بدست می‌آید:(۱)

$$P_u = 2.5\,\phi^2\sqrt{B_p.B_s}$$

که در آن :

ϕ - قطر میلگرد بر حسب سانتیمتر

B_s - تنش تسلیم فولاد (Kg/cm^2)

B_p - مقاومت 28 روزه نمونه مکعبی بتن (Kg/cm^2)

P_u - ظرفیت نهایی میل‌مهار (Kg)

می باشند.

طولی از میلگرد که در بتن قرار داده می‌شود ،باید در رابطهٔ زیر صدق کند :

$$l \geq 6\,\phi$$

Rasmussen استفاده از ضریب اطمینان 5 را جهت اطمینان از اینکه تغییر شکل میل‌مهارها در نقطهٔ اعمال نیرو به آنها از $0.005\,\phi$ کوچکتر باشد توصیه می‌نماید.

$$P_{\varepsilon\pi} = \frac{1}{5}P_u$$

۱- مرجع شماره ۳

۳-۳ روند مقاوم سازی

تجربه‌های اخیر در چندین کشور جهان نشان داده‌اند که به عنوان یک قاعده کلی سازه‌های بتن آرمه‌ای که به خوبی طراحی شده باشند قادرند که در مقابل زلزله‌های شدید مقاومت کنند بدون اینکه فاجعه‌ای ببار بیاورند. اما این سازه‌ها می‌توانند کم و بیش دچار خسارت گردند که با تقویت آنها می‌توان مقاومت و شکل پذیری آنها را بهبود بخشید. برخی از دلایل آسیب دیدن سازه‌ها به هنگام زلزله عبارتند از :

الف – به دلیل اینکه محل ساخت سازه به عنوان منطقه زلزله خیز تعیین نشده که در نتیجه یا بار زلزله در نظر گرفته نشده یا اینکه این نیرو کمتر از مقدار واقعی در نظر گرفته شده است.

ب – اعضاء غیر سازه‌ای مانند دیوارهای جداکننده بر روی پاسخ سازه تأثیر گذاشته و موجب تغییر شکل‌های متمرکز در چند نقطه که با اصطلاح Trouble spots گفته می‌شوند، گردیده‌اند.

ج – زلزله‌ای استثنایی به وقوع پیوسته که سازه برای ایستادگی در برابر آن طرح نشده است. اغلب تقویت، بازسازی و تعمیر سازه‌های موجود قبل یا پس از زلزله می‌تواند به گونه‌ای رضایت بخش جوابگو باشد و نیازی به تخریب کلی سازه وجود ندارد ،بنابراین باید ابتدا تعیین کرد که چه سازه‌هایی باید تخریب گردند و چه سازه‌هایی را می‌توان تقویت نمود. این مسئله از چند جنبه حائز اهمیت است :

۱– در مورد سازه‌هایی که خطر بسیار زیادی از طرف سازه؛ساکنین و استفاده کنندگان آنرا تهدید می‌کند و تقویت سازه موجود رضایت بخش نخواهد بود می‌توان تصمیم به خرابی سازه اتخاذ نموده جلوی تلفات سنگین به هنگام وقوع زلزله را گرفت.

۲– با تقویت سازه‌های موجودی که پس از تقویت می‌توانند به میزان رضایت بخش در مقابل زلزله مقاومت کنند هم از نظر اقتصادی صرفه جویی کرده‌ایم و هم از نظر زمان لازم برای تهیه سرپناه برای مردم.

توجه به این نکته حائز اهمیت می‌باشد که پس از وقوع زلزله معمولاً با تعداد زیادی مردم بی سرپناه

مواجه هستیم که اگر بتوانیم بخش قابل توجهی از ساختمانهای موجود را به سرعت تعمیر و تقویت نمائیم ، کمک بسیار مؤثری خواهد بود.

۳-۴ ارزیابی خطرات ناشی از زلزله در سازه‌های موجود

۳-۴-۱ ارزیابی کیفی

ابتدا می‌بایست کلیه اسناد ،مدارک و نقشه‌های موجود از سازه مورد نظر جمع آوری و ارزیابی گردند. همچنین به عنوان یک اقدام تکمیلی از ساز مورد نظر بازدید به عمل آورده شود. از آنجا که برای بسیاری از سازه‌های موجود با کمبود نقشه و اسناد مواجه هستیم ممکن است بازدید از سازه تنها راه ممکن برای ارزیابی آن باشد.

پس از بررسی کیفی ممکن است که به این نتیجه برسیم که سازه دارای استحکام و مقاومت کافی می‌باشد که در این صورت باید دلایل استواری برای نظر خود ارائه دهیم. همچنین ممکن است به این نتیجه برسیم که با اطلاعات موجود قادر به تعیین مقاومت سازه در برابر زلزله نیستیم و لازم است که سازه را بطور تحلیلی ارزیابی کنیم. از جمله اجزایی که باید بررسی شوند می‌توان از : جان پناه اطراف بام ،بالکنها، نمای ساختمان (مانند سنگ نما) ،تجهیزات درون ساختمان ،لوسترها و وسایل زینتی را نام برد.

در این مرحله به قسمتهای فرار و راههای خروجی ساختمان و مخازن نگهداری مواد سمی یا آتش را باید توجه ویژه مبذول داشت.

۳-۴-۲ ارزیابی تحلیلی

در این ارزیابی باید مقاومت اجزاء سازه‌ای و غیر سازه‌ای در مقابل نیروهای ناشی از زلزله بررسی گردد. برای این کار می‌توان از همان روشهای موجود که برای طراحی یک سازه نو استفاده می‌شود بهره برد.

مقاومت سازه در مقابل زلزله به صورت ضریب زلزله (r_c) بیان می‌گردد. این ضریب عبارتست از نسبت میزان مقاومت سازه موجود در مقابل زلزله به مقاومتی که یک سازهٔ نو می‌تواند از خود در مقابل زلزله

بروز دهد از اینرو می‌توان r_c را به صورت زیر تعریف کرد :

$$r_c = \frac{V_{as}}{V_{rs}}$$

که در آن V_{as} نیروی برشی است که سازه ،سیستم یا جزء مورد نظر در حال حاضر قادر است تحمل کند V_{rs} نیروی برشی است که این سازه یا جزء مورد نظر در حالت ایده‌آل باید قادر به تحمل آن باشد. در مورد کل ساختمان V_{rs} همان نیروی برشی پایه است.

می‌توان برای r_c بسته به اهمیت سازه یک حداقل قابل قبول تعیین کرد و در صورتیکه r_c بدست آمده برای سازه یا جزء مورد نظر کمتر از این مقدار باشد. نسبت به تقویت یا تخریب سازه یا آن جزء تصمیم لازم را اتخاذ نمود. در اینجا نیز علاوه بر جنبه‌های فنی باید به مسائل اقتصادی نیز توجه شود. (یک مهندس هیچگاه خطر را کاملاً از بین نمی‌برد بلکه با در نظر گرفتن جنبه‌های اقتصادی خطر موجود را به حد اقل ممکن کاهش می‌دهد)

۳-۵ شکل های مختلف گسیختگی و از حیض انتفاع افتادن یک سازه

تنها نیروهای ناشی از زلزله نیستند که باعث ایجاد گسیختگی در سازه می‌گردند بلکه نشست در فونداسیون ،بارگذاری بیش از حد و کاهش مقاومت مصالح ساختمانی در شرایط محیطی و به مرور زمان نیز از جمله عواملی هستند که سبب بروز گسیختگی سازه می‌شوند. اما گسیختگی‌هایی که ناشی از نیروهای زلزله هستند بیشتر از دیوارهای برشی ،قابهای ممان‌گیر و دیافراگمهای افقی و اتصالات آنها مشاهده می‌گردد.

برخی از شکلهای معمول بروز نارسایی در سازه عبارتند از :

الف – گسیختگی مهار سقفها و کفها به دیوارها

ب – آسیب دیدگی ناشی از ضربه زدن سازه‌های مجاور به یکدیگر به دلیل عدم رعایت فاصله جداکننده میان آنها

ج – بروز گسیختگی در محل اتصال تیرها و ستونها به یکدیگر در صورتیکه آرماتور کافی برای

جذب برش و ممان پیش بینی نشده باشد.

د – بروز گسیختگی ناشی از پیچش (به عنوان مثال هنگامیکه دیوارهای برشی بطور نامتقارن در پلان توزیع شده باشند)

ه – گسیختگی در خاک پی می‌تواند ناشی از نیروهای واژگونی، لرزش و یا پدیده آبگونگی باشد.

۳-۶ طبقه بندی آسیب دیدگی اعضاء بتن مسلح

در این قسمت یک روش کیفی برای برآورد میزان آسیب دیدگی ارائه می‌گردد. در این طبقه بندی میزان آسیب دیدگی اعضاء مختلف سازه به پنج سطح E,D,C,B,A تقسیم بندی شده است. در زیر به شرح هر یک از این سطوح می‌پردازیم.

سطح A: بر روی اعضایی که دچار این میزان از آسیب دیدگی شده‌اند ،ترکهای خمشی پراکنده با عرض کمتر از 1 تا 2 میلیمتر دیده می‌شود. البته باید بتوان با یک محاسبه ساده نشان داد که بروز این ترکها ناشی از کمبود فولاد در مقطع نبوده بلکه از نارسایی‌های دیگری نظیر طریقه اتصال دیوارهای جداکننده به اعضاء قاب می‌باشد.

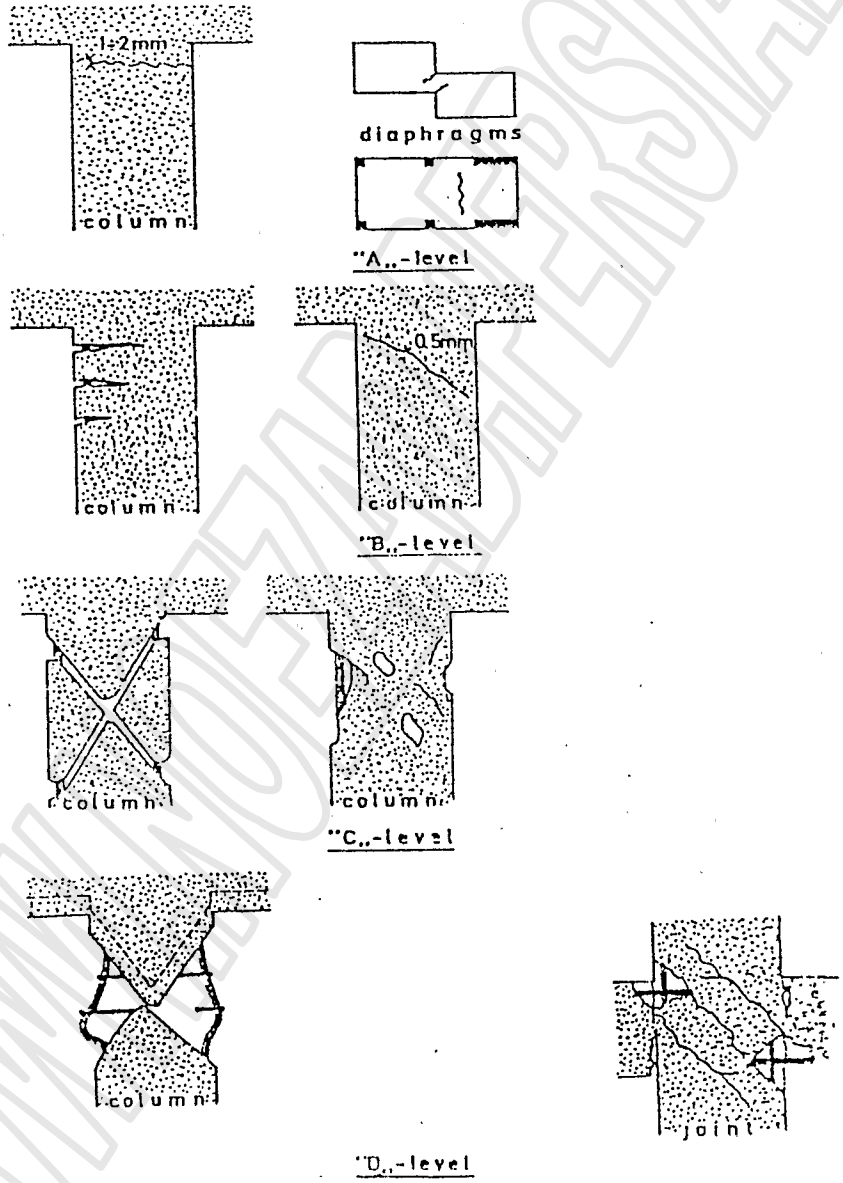
سطح B: در این حالت تعداد زیادی ترکهای خمشی بزرگ یا ترکهای قطری پراکنده ناشی از برش بر روی قطعه مشاهده می‌گردد. (عرض ترکها کمتر از mm 5 می‌باشد) در این حالت تغییر شکل دائم در عضو مورد نظر دیده نمی‌شود.

سطح C: در این حالت ترکهای قطری متقاطع ناشی از برش و یا قلوه‌کنی شدید بتن در اثر برش و خمش مشاهده می‌گردد. اما تغییر شکل دائم و قابل توجه در قطعه مورد نظر دیده نمی‌شود. اتصالات تیرو ستون که دچار ترک شده باشند در این گروه قرار دارند.

سطح D: در این حالت بتن در هسته عضو بتنی دچار گسیختگی شده ،آرماتورها کمانه کرده و عضو بتنی یکپارچگی خود را از دست داده اما هنوز فرو نریخته است و تغییر شکلهای دائم افقی و قائم مشاهده

شده ،جزئی هستند. اتصالات تیر به ستون که بتن آنها به شدت متلاشی شده است در این گروه قرار می‌گیرند.

سطح E: در این حالت ،عناصر قائم بطور جزئی فرو می‌ریزند. در صورتیکه شرایط تعیین شده برای تغییر شکل در هر گروه درست نباشد ،نوع آسیب دیدگی به یک گروه بالاتر نسبت داده می‌شود مثلاً از سطح B به سطح C



شکل (۳-۲)

در صورتی که ضریب r_c بطور کمی مشخص نشده باشد می‌توان با توجه به طبقه بندی که در بالا شرح داده شد و جدولی که در زیر ارائه شده بطور کیفی مقداری برای آن در نظر گرفت.

ساختمان	عضو بتن آرمه			
	سطح آسیب دیدگی			
	A	B	C	D
جدید	۰/۹۵	۰/۷۵	۰/۴۵	۰/۱۰
قدیمی	۰/۶۵	۰/۵۰	۰/۲۵	۰/۰۰

جدول (۳-۱) جدول تعیین ضریب r_c به طریق کیفی

در صورتیکه ضریب r_c کمتر از 0.5 بدست آید باید فوراً نسبت به تقویت عضو مورد نظر اقدام نمود. در حالیکه برای ضرایب بیشتر می‌توان بین 1 تا 2 سال صبر کرد برای ضرایب نزدیک به واحد بین 10 تا 20 سال می‌توان عملیات بازسازی را به تأخیر انداخت.[1]

برای افزایش ضریب r_c تا حد ممکن (حداکثر $r_c=1$)، بسته به شرایط روشهای متفاوتی را می‌توان برگزید.

۱- تخریب طبقات فوقانی یا قسمتی از ساختمان

۲- محدود نمودن بهره‌برداری از ساختمان (کاهش سربار زنده)

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

الف - تعبیه اعضاء اضافی (دیوارهای پرکننده و بادبندی)

ب - تقویت اعضاء موجود (صدمه دیده یا سالم)

ج - تعویض اعضاء صدمه دیده

۱- مرجع شماره ۳

۳-۷ مصالح و تکنیک های مقاوم‌سازی

بطور کلی پس از آسیب دیدن سازه ،قبل از شروع هر گونه عملیات ،شمع زدن و باربرداری از اهمیت بسیاری برخوردار می‌باشد. این کار باید درکوتاهترین زمان ممکن پس از بروز آسیب دیدگی در سازه صورت پذیرد.

برای این منظور می توان از وسایل مختلفی استفاده کرد که از آن جمله‌اند ،

– داربست های فولادی که معمولاً مورد استفاده قرار می‌گیرند

– نیمرخهای فولادی

– شمع های چوبی

از آنجا که به دلیل شمع زدن یک سازه آسیب دیده سختی یا حتی سیستم سازه‌ای آن ممکن است تغییر کند رفتار سازه در پس‌لرزه‌های شدید احتمالی که بعد از زلزله رخ میدهد باید مورد بررسی واقع شود.

بر حسب مقاومت مورد نظر در برابر زلزله ،میزان آسیب وارده ،نوع اعضاء نحوهٔ اتصال آنها و همچنین امکان دسترسی به مصالح و اقتصاد طرح ،تکنیک های گوناگونی جهت تقویت بکار می‌روند

۳-۷-۱ بتن درجا (بتن های معمولی و ویژه)

با وجود اینکه بتن در جای معمولی اغلب بطور سنتی در کارهای تعمیراتی مورد استفاده واقع می‌شود اما در بعضی موارد، مشاهدات گویای نتایج رضایت بخشی نبوده‌اند. عمده‌ترین مسئله در این رابطه تغییر حجم بتن بوده است. نتیجه این تغییر حجم عدم تماس مناسب قسمت های جدید و قدیم عضو مورد نظر می‌باشد که خود سبب عدم انتقال مناسب تنش در این سطوح تماس (کاهش چسبندگی ،جدا شدن و ترک خوردن) می‌گردد. بطور کلی به منظور بهبود مشخصات چسبندگی و کنترل انقباض (Shrinkage) توصیه‌هایی که در زیر می‌آید می‌بایست مورد توجه قرار گیرد.

– قسمتهای آسیب دیده بتن (یا مصالح بنایی) را با ابزارهای مناسب ،بردارید.

– سطح حاصل را با ابزارهای مناسب زبر کنید.

- پوشش روی آرماتورها را بردارید.

- قسمتهایی از بتن را که احتمالاً چرب شده‌اند و آن قسمتهایی از فولاد را که زنگ زده‌اند تمیز کنید.

- گردو غبار موجود بر روی سطح مورد نظر را با آب تحت فشار بشوئید.

- آرماتورهای جدید را با روش مناسب (از طریق جوش دادن به آرماتورهای قدیمی و یا از طریق مهار ساختن آن که بعداً شرح داده خواهد شد) در بتن درون قطعه قرار دهید.

- قبل از ریختن بتن جدید حداقل شش ساعت قطعه مورد نظر را در حالت اشباه نگه دارید.

- بتن را از یک طرف قالب بریزید. به این ترتیب از محبوس شدن هوا در آن جلوگیری به عمل می‌آید.

- تمامی قسمتهای نمایان را با گونی مرطوب مراقبت نمائید.(حداقل برای مدت ده روز)

ضمن عمل به تدابیر فوق استفاده از بتن با کیفیت بهتر نسبت به بتن قدیمی برای حصول چسبندگی بهتر و کنترل انقباض و کاهش نسبت آب به سیمان مخلوط را نمی بایست از نظر دور داشت. در صورتیکه برای کاهش نسبت آب به سیمان از مواد افزودنی (Superplasticizers) استفاده نشده باشد.اسلامپ بیشتر از $10\ cm$ توصیه نمی‌گردد. برای غلبه بر مشکلات ناشی از استفاده از بتن در جای معمولی، انواع مختلفی از بتن‌های ویژه در دسترس می‌باشد. برخی از این بتن‌ها عبارتند از :

۱- بتن بدون انقباض یا منبسط شونده : (Expansive or Shrinkage Compensating) این بتن‌ها با سیمانهای منبسط شونده به جای سیمان معمولی ساخته می‌شوند ،بدین ترتیب کاهش حجم بتن در اثر آبرفتگی جبران می‌گردد یا بتن به حجمی بیشتر از حجم اولیه می‌رسد. از برخی از مواد منبسط شونده نظیر پودر آهن یا آلومینیم نیز می‌توان به هنگام مخلوط کردن مصالح سنگی سیمان و آب استفاده کرده از کاهش حجم بتن جلوگیری نمود.

همچنین می‌توان از ملاتهای منبسط شونده (با استفاده از سیمان منبسط شونده یا سیمان و مواد

منبسط شونده) برای تزریق در ساختمانها بنایی بهره برد.

۲- بتن‌های اصلاح شده بوسیله مواد پلیمری :

با اضافه کردن این مواد پلیمری به مخلوط بتن (این پلیمرهای جایگزین قسمتی از سیمان بتن می‌شوند) می‌توان خصوصیات مورد نظر را در بتن ایجاد نمود. از این گروه مواد پلیمری می‌توان مواد تقلیل دهنده آب را نام برد که سبب افزایش کارایی بتن ،کاهش نسبت آب به سیمان و در نتیجه کاهش میزان آبرفتگی بتن می‌گردد.

۳-۷-۲ بتن پاشی (Shotcrete)

دلایل عمده استفاده گسترده از بتن پاشی جهت تقویت و ترمیم سازه‌ها عبارتند از :

– چسبندگی خوب میان بتن با مصالح ریزدانه و سطح زیرین آن در صورتکیه قبلاً آماده شده باشد ، که خود سبب همکاری خوب دو قسمت قدیم و جدید می‌گردد.

– به دلیل انرژی زیاد تراکم و پایین بودن نسبت آب به سیمان ،مشخصات مقاومتی مخلوط بهبود می‌یابد.

– این بتن را می‌توان بر روی سطوح قائم ،مایل و بالای سر بکار برد و نیاز به قالب بندی را به حداقل ممکن کاهش داد. سطح حاصل را حتی‌الامکان باید به همان صورت رها کرد و در صورتی که پرداخت سطح حاصل ضروری باشد باید پس از سخت شدن لایه، اول روی آن را با یک لایه نازک پوشاند و سپس آنرا پرداخت نمود.

آماده سازی سطح مورد نظر برای بتن پاشی شامل موارد زیر می‌باشد :

– برداشتن قسمت های آسیب دیده بتن

– زبر و خشن نمودن سطح مورد نظر

– ماسه پاشی تمامی سطوح برای از میان بردن زنگ روی آرماتورها و همچنین باز کردن

حفره‌های موجود در سطح بتن قدیمی

– آب پاشی سطح مورد نظر برای برطرف کردن گرد و غبار

– اشباع نمودن قطعه مورد نظر حداقل برای مدت شش ساعت قبل از بتن پاشی

همانطور که قبلاً نیز ذکر شد دو روش بتن پاشی وجود دارد ،روش خشک و روش تر. در روش تر مخلوط تر بتن پمپ شده و در محل نازل هوای فشرده به آن تزریق می‌شود و عمل پرتاب بتن صورت می‌گیرد. در روش خشک ،مخلوط خشک بتن با فشار هوا به محل نازل هدایت شده ،در آنجا آب با فشار با بتن مخلوط گردیده ،روی دیوار پاشیده می‌شود. در روش خشک فشار هوا در بتن پاشی برای طول لولهٔ $30\ m$ باید حداقل $45\ psi$ باشد و برای طولهای بیشتر ،به ازای هر $15\ m$ به اندازهٔ $5\ psi$ به فشار اضافه می‌شود. فشار آبی که به نازل تزریق می‌شود حداقل $15\ psi$ بیش از فشار هوای نازل است. گاه روش خشک را ترجیح میدهند زیرا در این روش افت بتن با تغییر میزان آب ورودی به نازل تنظیم می‌شود بر حسب شرایط کارگر با تجربه می‌تواند افت را تغییر دهد. انجام آزمون مکعب بتنی برای هر نوبت کاری ضروری است. اصولاً بتن پاشیده دارای افت زیادی است استفاده از شبکه آرماتور و نیز مواظبتهای ویژه راه حل‌هایی جهت کاهش میزان افت به حساب می‌آیند. حداقل تجهیزات لازم جهت عملیات بتن پاشی عبارتند از تپانچه (gun) ،کمپرسور هوا ،لوله هادی مصالح ،لوله های هادی آب و هوا ،نازل و احیاناً پمپ آب همچنین ابزار دستی گوناگون و چرخ دستی مورد نیاز است. با این حداقل تجهیزات، عملیات بتن پاشی میتواند به نحو مطلوبی صورت پذیرد. جهت تضمین جریان ثابت و پر فشار آب تجهیزات بتن پاشی باید دارای پمپ آب از نوع پیستونی ، دنده‌ای یا سانتریفوژ باشد. جهت جلوگیری از نوسان فشار آب هنگام استفاده از پمپ پیستونی ،نصب منبع آب بین پمپ و نازل لازم است. تجهیزات مدرن شامل بالابر ،میکسر (دستگاه اختلاط) دستگاههای بتن پاش می‌باشد.

مسیر جریان مصالح در عملیات بتن پاشی برای کلیه انواع تجهیزات، به شرح زیر می‌باشد. در ابتدا

مصالح باید با نسبت تقریبی Kg 50 سیمان و Kg 200 ماسه مخلوط شوند. تجهیزات اختلاط می‌توانند اتوماتیک و دقیق و یا بسیار ابتدایی عمل نمایند. مقدار مصالح می‌تواند به صورت حجمی یا وزنی کنترل گردد، مع ذالک روش وزنی بیشتر معمول است. پس از اختلاط مصالح مخلوط می‌شوند. در روش خشک مخلوط حاصل توسط هوای فشرده از طریق لوله‌ای به نازل هدایت می‌شود. در نازل آب از طریق مجراهای ریزی به مصالح تزریق می‌گردد. پس از طی 20 تا 30 سانتیمتر در نازل ،مصالح با آب مخلوط می‌شوند.

۳-۷-۳ انواع فولادهایی که به قطعه اضافه می‌شوند

به هنگام تقویت اعضاء بتنی اغلب لازم می‌شود که فولادهایی به شکل آرماتور ،شبکه جوش شده ، تسمه، تنگ و یا صفحات فلزی به عضو مورد نظر اضافه شود. به عنوان نمونه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

– اضافه نمودن صفحات فولادی به سطح خارجی عضو مورد نظر به منظور افزایش مقاومت خمشی و یا برشی مقطع .

– اضافه نمودن آرماتور یا شبکه جوش شده به همان منظور که در مورد قبل ذکر گردید.

– اضافه نمودن تسمه‌ها یا تنگ‌های فولادی برای ایجاد مقاومت برشی در مقاطع عضوهای بتن آرمه.

در تمامی موارد فوق باید به این مسئله توجه داشت که در محیطهای الکترولیت در صورتیکه دو فلز غیر هم جنس با هم در تماس باشند ،به دلیل ایجاد پدیده پیل الکتریکی ،یکی از آنها با سرعت بیشتری خرده شده و قربانی فلز دیگر می‌شود.

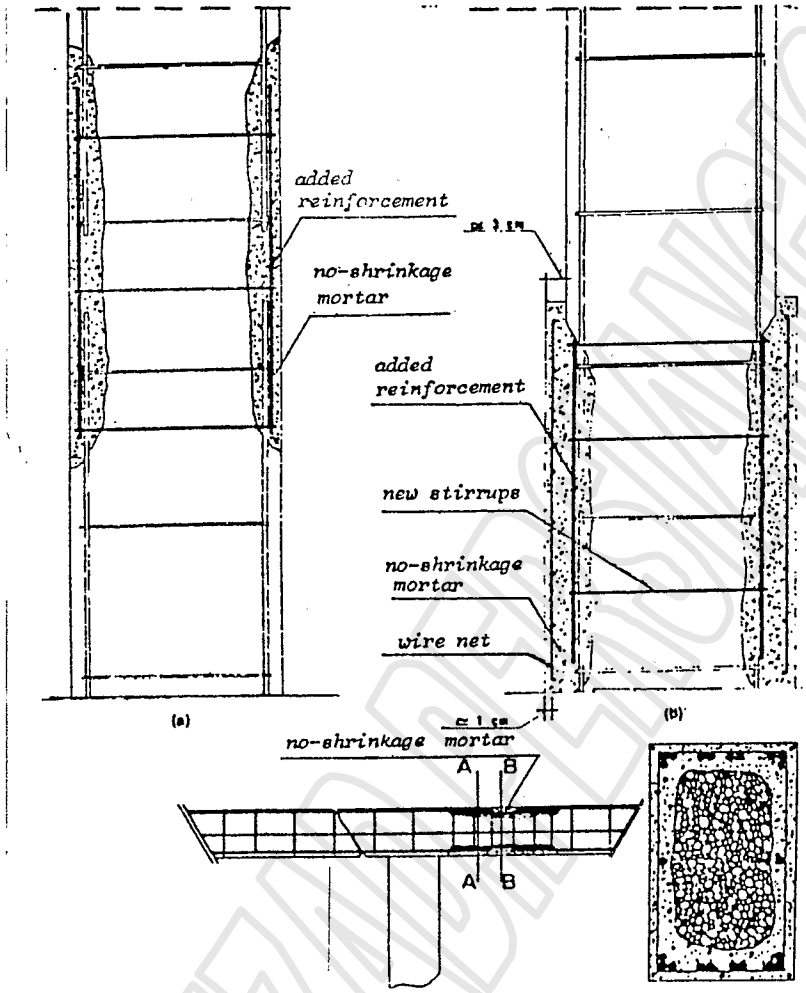
لذا در مناطقی که با خوردگی شدید مواجه هستیم می‌بایست سعی شود که به نحوی جلوی این پدیده گرفته شود (به عنوان مثال، استفاده از فولادهای مشابه با آنچه که قبلاً در قطعه استفاده شده است.)

۱– صفحات فلزی : صفحات فلزی را می‌توان به کمک رزین‌های مخصوص با ویسکوزیته مناسب به روی سطح بتن چسبانید. برای این منظور ابتدا سطوح فلز و بتن را با ماسه پاشی ،برس کشیدن و

یا هر روش مناسب دیگر آماده می‌نمایند. ضخامت لایه رزین نباید بیش از $1.5\ mm$ باشد همچنین ضخامت صفحه فولادی نباید از $2.5\ mm$ بیشتر باشد.

۲- آرماتورها : جوشکاری با قوس الکتریکی متداول‌ترین شیوه‌ای است که برای اضافه نمودن فولادهای جدید به عضو مورد نظر ،مورد استفاده قرار می‌گیرد. در صورت استفاده از این روش باید جوش پذیری فولادهای مورد استفاده بررسی شود. قطر الکترود مورد استفاده به قطر میلگردها و تعداد لایه‌های جوشکاری بستگی دارد. در صورتیکه حجم الکترود مصرف شده برای یک درز جوش به طول $5D$ حداقل برابر $0.5D^3$ باشد درز جوش حاصل ،رضایت بخش به نظر می‌رسد. در این رابطه D نشان دهنده بیشترین قطر دو آرماتوری است که به هم جوش داده می‌شوند. شدت جریان بکار برده شده بهتر است در حداقل ممکن نگاه داشته شود تا حرارت ایجاد شده نیز به حداقل برسد. این مسئله هنگام جوشکاری فولادهای با مقاومت بالا حائز اهمیت می‌باشد. این گونه جوشکاریها حتماً باید به جوشکارهای با صلاحیت واگذار شود.

در ایران به دلیل ضعف اجرایی در جوش و نیز به دلیل اینکه مصالح جوش ترد هستند و قادر به جذب انرژی زیادی نمی‌باشند توصیه می‌شود به جای جوشکاری از طول مهاری برای اضافه نمودن آرماتورهای جدید استفاده شود. همچنین دز مناطقی که با خوردگی شدید مواجه هستیم بهتر است از جوشکاری استفاده نشود(شکل ۳-۳). جهت جلوگیری از کمانش آرماتورهای جدید بکار بردن آرماتورهای عرضی ضروری است. در بعضی حالات ممکن است بخواهیم در قسمتی از بتن که آسیب ندیده است آرماتورهای اضافی نصب کنیم در این صورت می‌توان با مته در بتن سوراخی را ،که قطر آن کمی بیشتر از قطر آرماتور مورد نظر است حفر نمود و سپس باید در سوراخ ایجاد شده رزین یا سیمان منبسط شونده ،یا هر نوع ماده مقاوم دیگر تزریق کرد. بعد آرماتور را با فشار در سوراخ پر شده داخل نمود و منتظر ماند تا تزریق شده خودش را بگیرد.



شکل (۳-۳)بازسازی ستونها (a) بدون افزایش سطح مقطع (b) باافزایش سطح مقطع

۳- تسمه‌ها و تنگ‌ها: بطور کلی در روش برای اضافه نمودن فولادهای عرضی وجود دارد :

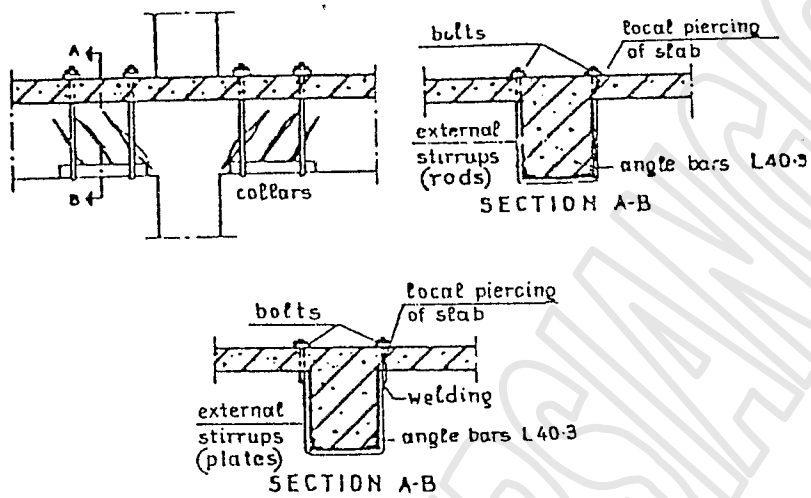
- روش کشیدن و محکم کردن

- روش چسباندن

روش اول را می‌توان برای تیرها ،ستونها و اتصالات تیر و ستون بکار برد. در حالی که از روش دوم فقط می‌توان برای تیرها و ستونها استفاده کرد. در زیر هر یک از این روشها بطور مختصر شرح داده می‌شود.

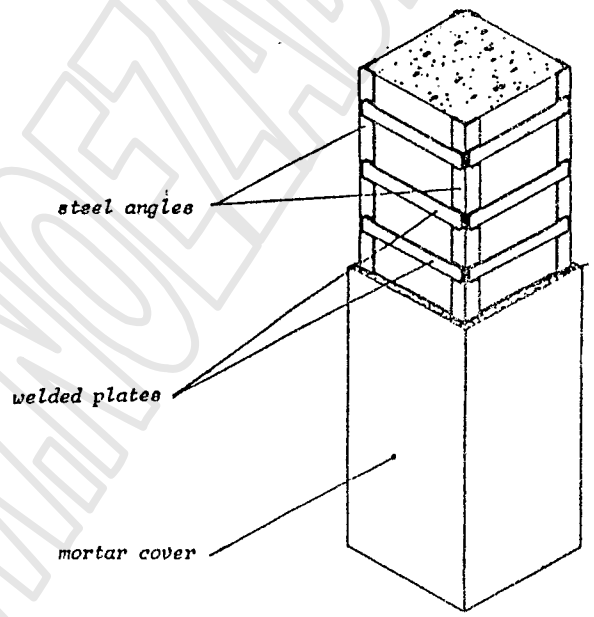
می‌توان تسمه‌هایی را که از ورقهای فولادی نسبتاً نازک ساخته شده‌اند به دور قطعه قرار داده و سپس با محکم کردن پیچ‌هایی که در دو انتهای آن نصب شده آنرا تحت کشش قرار داد. همچنین می توان

از آرماتورهایی (با قطر بیش از mm 16) از جنس فولاد با مقاومت بالا برای این منظور استفاده نمود.



شکل (۳-۴)

می‌توان تسمه‌هایی از صفحات فلزی را به نبشی‌هایی که در گوشه‌های قطعه بتنی قرار داده شده‌اند جوش داد. برای اینکه نبشی‌ها به خوبی به قطعه چسبیده باشند می‌توان این تسمه‌ها را ابتدا بین



شکل (۳-۵) زره پوش کردن یک ستون با مقطع مربع مستطیل با استفاده از نبشی و تسمه

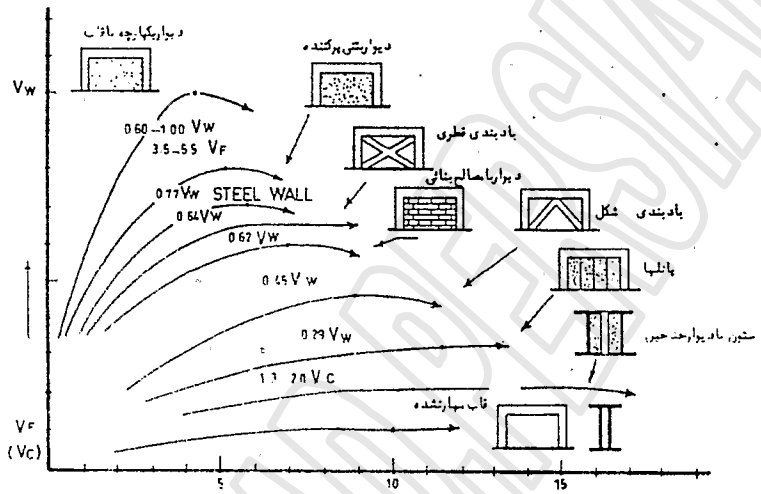
mm 200 تا mm 400 درجه سانتیگراد گرم نمود و سپس بر روی نبشی‌ها جوش دارد (ابتدا یک طرف

تسمه را به روی نبشی جوش داده پس آزاد بوسیله شعله گرم می‌کنیم ،آنگاه طرف دیگر را جوش می‌دهیم.)

به این ترتیب پس از سرد شدن تسمه طول آن کم شده و تحت تنش قرار می‌گیرند.

۳-۷-۴ افزودن دیوار و بادبندی

در اینجا مقایسه سیستم‌های مختلف مهار قاب بتن مسلح ،از لحاظ مقاومت در برابر نیروهای جانبی (زلزله)مفید به نظر می‌رسد.



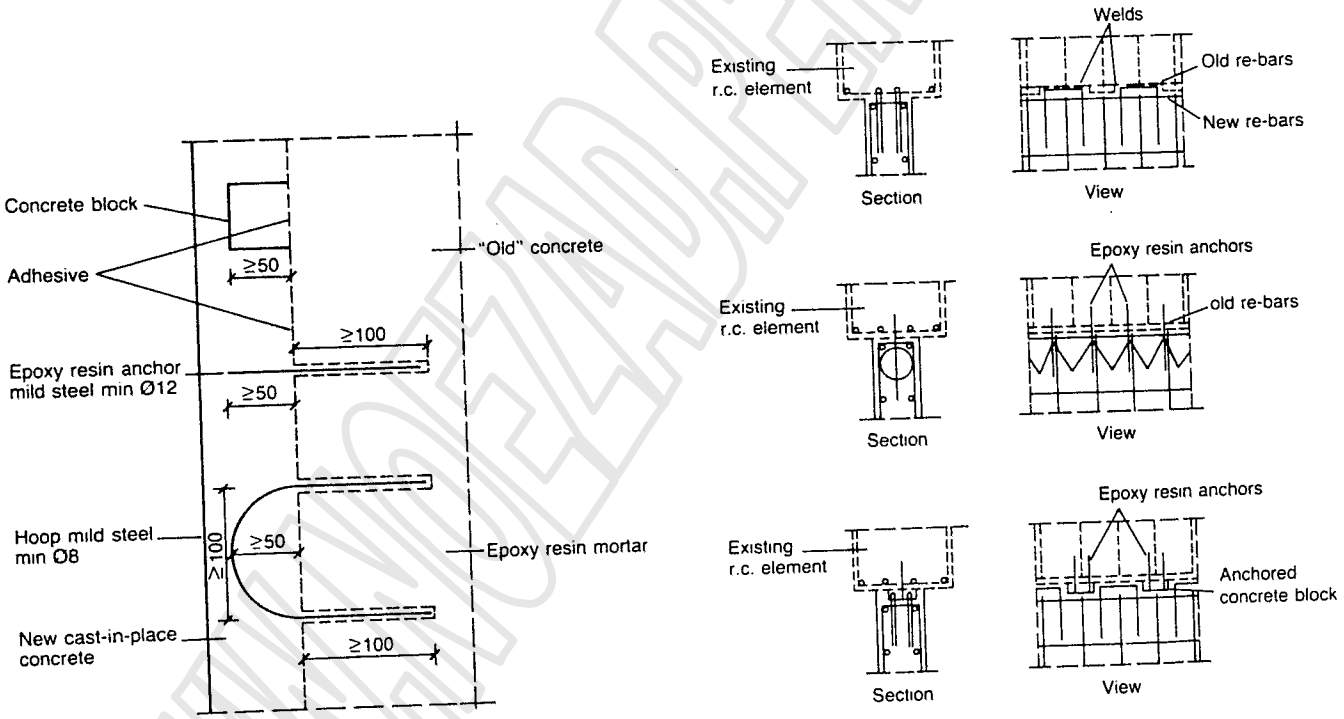
شکل (۳-۶)تأثیر مهاربندی

این روش عمدتاً برای مقاوم‌سازی کل یک ساختمان استفاده می‌شود (قابهای بتن مسلحی که خسارت دیده و یا ضعیف هستند) اعضاء جدید باربر به دلیل اصلاح رفتار ظاهری یک ساختمان (مقاومت و شکل پذیری) قابل توجه هستند. علاوه بر تشخیص تعداد اعضاء موقعیت قرار دادن آنها نیز در داخل سازه از اهمیت خاصی برخوردار است .

جهت اضافه کردن دیوار (میانقاب) و مهار بندی در قابهای بتن مسلح چندین روش وجود دارد که رایج‌ترین آنها به شرح زیر است :

قالب بندی در جا جهت ایجاد دیوار پرکننده بتنی مسلح متصل و یا غیره متصل به قاب. مشکل

تعمیر کردن دیوار با اعضاء موجود (به خصوص در ناحیه غیر قابل دسترس زیر تیر) با استفاده از بتن‌های ویژه منبسط شونده و بدون افت یا بوسیله تزریق رزین‌های اپکسی رفع گردیده است. میانقاب می‌تواند در امتداد محیط خود یا فقط در امتداد تیر به قاب متصل شود. در حالت اخیر اگر فاصله‌ای بین ستونها و دیوار بتنی در جا ایجاد شود شکل پذیری قاب افزایش پیدا خواهد کرد. اتصال دیوار با قاب از طریق تعبیه اتصال دهنده‌های برشی مانند قلابهای فولادی یا بلوکهای کوچک بتنی که به دیوار بتنی قلاب و مقید شده‌اند تأمین می‌شود شکل (۳-۷). شکل (۳-۸) اتصالات متفاوت اعضاء بتن مسلح در جا را با قابهای بتن مسلح موجود نشان می‌دهد

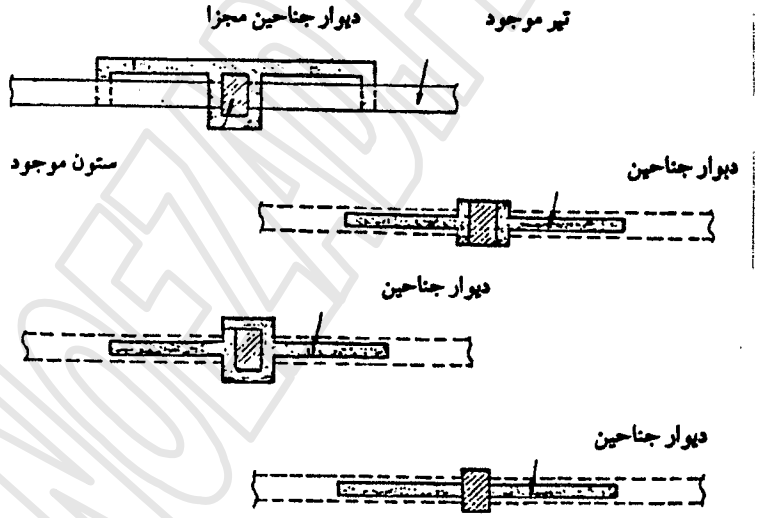


شکل (۳-۸) اتصال اعضاء میانقاب درجا به یک قاب بتن مسلح شکل(۳-۷)انواع اتصال دهنده‌های برشی

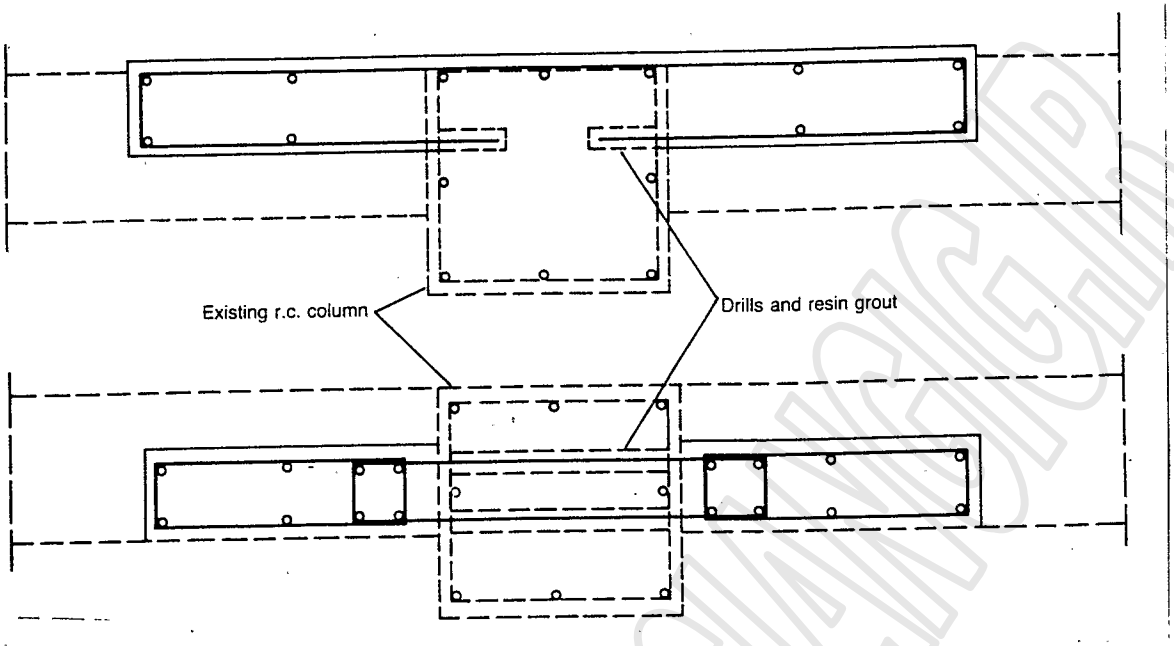
پانلهای میانقاب بتن مسلح پیش ساخته متصل به قاب: این پانلهای پیش ساخته می‌توانند تمام یا

بخشی از محل قرارگیری خود را پر کنند. در صورتی که جهت پر کردن محل قرارگیری به تعداد دو یا بیشتر از این پانلها نیاز باشد برای بهم متصل کردن آنها به یکدیگر می‌توان از قلابهای فولادی (اپکسی یا انبساطی) استفاده کرد. امکان ایجاد بازشو نیز در بین پانلها مجاز است.

دیوار جناحین پیش ساخته و یا درجا : مقاومت جانبی ستونهای موجود بوسیله محیط ساختن قطعات دیوار به ستون و یا با ایجاد دیوارهایی در دو جناح ستون افزایش می‌یابد. ضخامت دیوارهای جناحین عموماً به اندازه قابل توجهی کوچکتر از عرض ستون مربوط می‌باشد. دیوارهای جناحین معمولاً به شکل متقارن نسبت به ستونهای موجود قرار می‌گیرند ،بطوریکه ممکن است قسمتی از قاب موجود را پر کنند و به ستونهای موجود متصل و یا محیط گردند. انواع دیوارهای جناحین که عموماً مورد استفاده قرار می‌گیرند در شکل‌های (۳-۹) و (۳-۱۰) نشان داده شده است.



شکل (۳-۹)



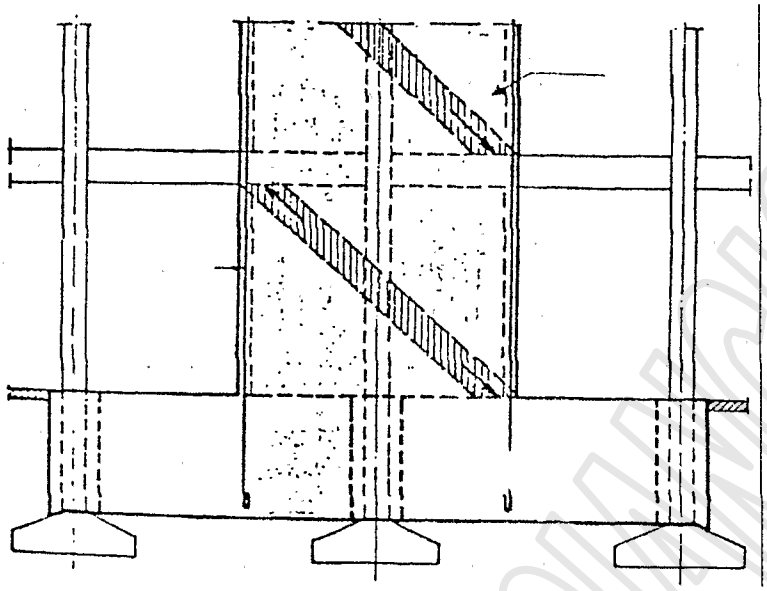
شکل(۳-۱۰) مقاوم‌سازی قابها با دیوارهای جناحین بتن مسلح

مهمترین جنبه طراحی دیوارهای جناحین برای تقویت سازه‌ها طرح اتصالات مناسب دیوار و سازه موجود می‌باشد که تحت تنش‌های بالا قرار می‌گیرند. جزئیات اتصال که بعداً در مورد زره پوش و دیوارهای پر کننده ارائه خواهد شد در این مورد نیز معتبر خواهد بود.

دیوارهای جناحین باید به تمام تیرهای و در تراز فونداسیون به کلاف بین پی‌ها متصل گردد تا در این تراز گیردار گردد و از واژگونی آن نیز جلوگیری شود (شکل ۳-۱۱). توصیه می‌گردد که آرماتورهای قائم در دیوارهای جناحین در داخل کلافها امتداد یابند.

ایجاد اتصال برشی مناسب بین دیوار و اعضاء قاب و همچنین گیرداری کافی دیوار در تراز پی ،موجب ایجاد دیوار طره‌ای می‌گردد که به نحو مؤثری قادر به مقاومت در برابر زلزله می‌باشد.

سیستم جدیدی که متشکل از دیوارهای جناحین می‌باشد، باعث کاهش دهانه آزاد تیرهایی می‌گردد که دیوارهای جناحین به آنها متصل می‌باشند. انتقال نیرویی که ممکن است میان دیوار و تیر بوجود آید ،باعث ایجاد لنگرهای بزرگی با جهات متغیر (هنگام وقوع زلزله) در تیر می‌گردد که برای این لنگر



شکل (۳-۱۱)

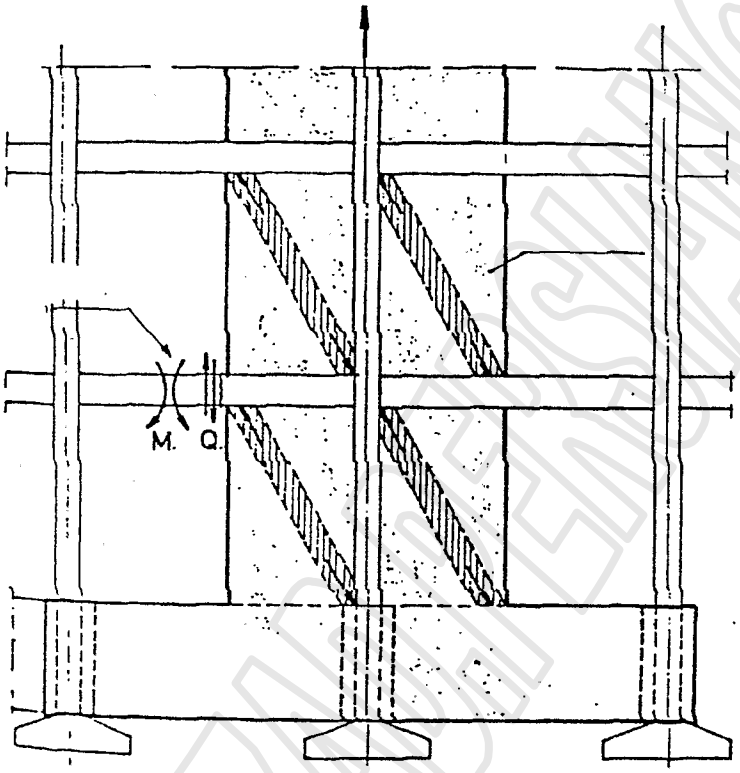
ایجاد اتصال برشی مناسب بین دیوار و اعضاء قاب و همچنین گیرداری کافی دیـوار در تـراز پـی ،موجب ایجاد دیوار طره‌ای می‌گردد که به نحو مؤثری قادر به مقاومت در برابر زلزله می‌باشد.

سیستم جدیدی که متشکل از دیوارهای جناحین مـی‌باشد، بـاعث کـاهش دهـانه آزاد تـیرهایی می‌گردد که دیوارهای جناحین به آنها متصل می‌باشند. انتقال نیرویی که ممکن است میان دیـوار و تـیر بوجود آید ،باعث ایجاد لنگرهای بزرگی با جهات متغیر (هنگام وقوع زلزله) در تیر می‌گردد که برای این لنگر طراحی نگردیده است. از این رو تقویت آن و هر اقدام دیگری که ما را از عدم انهدام آن در مقابل نیروهای جدید مطمئن سازد ضروری است در برخی از سازه‌ها که دیوارهـا در قـابهای کـناری قـرار داده مـی‌شوند ،محدودیتی از نظر ارتفاع تیرها وجود ندارد و می‌توان آنها را تقویت نمود.

در این صورت دیوارهای جناحین به عنوان دیوارهای با بازشوی متعارف عمل خواهند نمود.

اگر امتداد دادن آرماتورهای طولی در سرتاسر دیوار مقدور نباشد ،نیروها مطابق شکل (۳-۱۲) توزیع خواهند شد ،در این حالت ستون موجود به عنوان عضو کششی عمل نموده و باید از این نظر کنترل گردد. مقاومت برشی لازم در طول اتصال موجود بین دیوارهای جناحین و ستون باید تـوسط اتـصالات بـرشی مناسب ایجاد و همچنین مقاومت برشی لازم برای تیرهای موجود در محل اتصال آنها با ستونها نیز تأمین

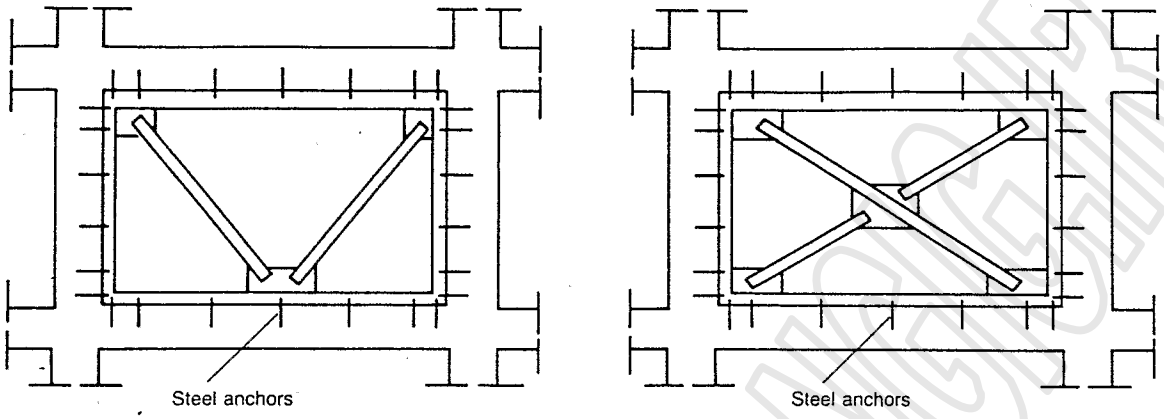
گردد. در عین حال به لحاظ بزرگی برش و خمش ایجاد شده در تیرهای بالا و پایین هر دیوار ،باید تقویت لازم در تیرهای طبقات صورت گیرد. لازم به تذکر است اتصال میان دیوارها و تیرها در این حالت ،فوق‌العاده حائز اهمیت است.



شکل (۳-۱۲)

– پانلهای فولادی موجدار متصل به قاب که با پانلهای غیر سازه‌ای به صورت ترکیبی عمل می‌نمایند. توجه خاصی در مورد محافظت این پانلهای نازک فولادی در برابر خوردگی و حریق بایستی مبذول داشت.

– قرار دادن گونه‌های متفاوت مهار بندهای فولادی (نوع X و V، زانویی و غیره) ،خرپاهای فولادی و قابهای فولادی متصل به قاب.

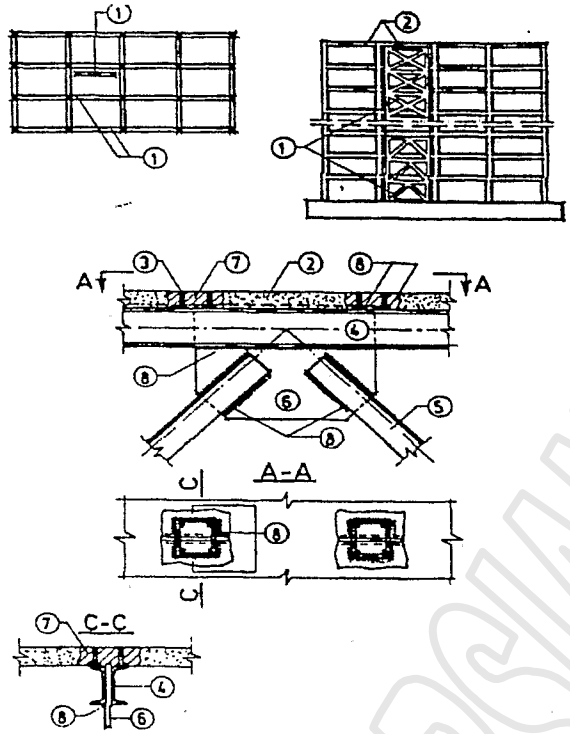


شکل (۳-۱۳) دو نوع باد بند فولادی

بعضی اوقات از تعمیر کردن خرپاها و قابهای فولادی قرار گرفته درون قاب می‌توان صرف نظر کرد ولی در صورت نیاز می‌توان از قلابهای نشان داده شده در شکل (۸-۳) استفاده کرد.

به دلیل نیاز به باز شوهای زیاد در دیوارهای سازه می‌توان از بادبند جهت تقویت سازه استفاده نمود. در صورتی که ستونهای موجود ضعیف باشند که در اغلب موارد نیز چنین است، می‌توان یک بادبند سرتاسری متشکل از اعضاء قطری و قائم به سازه افزود. بادبندها می‌توانند از اعضاء فولادی ،بتن مسلح در جا و یا هر دو ساخته شوند. در صورت استفاده از بتن مسلح ،آرماتور طولی اعضاء بادبند باید به لحاظ تأمین تغییر شکل پذیری کافی، توسط تنگ بسته شوند. فاصله تنگ‌ها باید به اندازه کافی کوچک در نظر گرفته شود. شکل(۳-۱۴) نمونه‌ای از بادبند فولادی اضافه شده به یک ساختمان چند طبقه را نشان می‌دهد. واضح است که انواع مختلف بادبندها بسته به شکل سازه و محل و موقعیت باز شوها قابل استفاده می‌باشند.

WWW.NOZADPERSIAN.COM



۱- خرپای اضافه شده ۲- سازه موجود ۳- گل میخ ۴- اعضاء افقی

۵- اعضاء قطری ۶- پلیت اتصال ۷- بتن اضافه ۸- جوش

شکل (۳-۱۴)

بادبندها باید به نحوی طراحی گردند که خروج از مرکزیت در سازه ،حتی المقدور کوچک و قابل کنترل باشد. ضمناً اتصالات بادبند به سازه باید به نحو مناسبی طراحی گردند. این اتصالات از نظر اجرایی مشکل بوده و طراح باید دقت ویژه‌ای در انتخاب جزئیات اتصال مبذول دارد. تأمین مقاومت کافی اتصالات سازه‌های مرکب (از قاب بتنی و بادبند فولادی) بسیار دشوار است. این مقاومت باید حداقل به اندازه مقاومت اعضاء مربوطه باشد تأمین اتصال میان بادبند و دیافراگم کف به طر ق زیر مقدور می‌باشد.

- ایجاد مهار بتنی از طریق سوراخهای ایجاد شده در دال
- ایجاد گل میخ‌های فولادی در سوراخهای دال و جوش دادن آن به پروفیل‌های بادبند
- زره پوش نمودن اعضاء افقی بادبند و اتصال زره به دال
- ایجاد سوراخ در دال جهت عبور اعضاء قائم بادبند از آن

جهت مقابله با نیروی کشش ناشی از زلزله در اعضاء قائم بادبند ،هنگام وقوع زلزله می توان آنها را به

ستونهای مجاور که تحت اثر نیروی فشار حاصل از وزن ساختمان قرار دارند ،متصل نمود. این اتصال می‌تواند با زره پوش کردن ستون و عضو قائم باد بند به صورت یکپارچه و یا با جوش دادن میلگردهای ستون موجود به عضو قائم بادبند صورت پذیرد.

طراحی بادبند به نحوی که سازگار با ساختمان موجود رفتار نماید و با توجه به ضرورت حفاظت باد بند در مقابل خوردگی و حریق لازم می‌باشد. در صورتیکه تیرها و ستونها دارای مقاومت (بویژه برشی) و تغییر شکل پذیری کافی باشند ،می‌توان تنها اعضاء مورب فولادی را به قاب بتنی افزود. محور طولی این اعضاء باید از محل تلاقی محور تیر و ستون در محل اتصال عبور نماید. بسته به شکل سازه و سایر ملاحظات می‌توان از یک یا دو عضو مورب جهت بادبندی استفاده نمود. معمولاً از پروفیل‌های نبشی یا ناودانی در این خصوص استفاده می‌گردد. نکته اساسی ایجاد اتصال مناسب میان باد بند و قاب در محل اتصال تیروستون می‌باشد.

روش‌های زیر در این مورد قابل استفاده‌اند :

– استفاده از طوقه فولادی که از ورقهای فولادی در بالا و پایین اتصال تشکیل شده و به کمک جوش و دوغاب نصب می‌شود.

– استفاده از مقطع قوطی شکل متشکل از نبشی و ورقهای فولادی ،در صورتی که تیرهای جانبی اتصال تیر و ستون را پیچیده ننماید.

افزودن بادبند باعث اعمال نیروهای جدیدی به سازه موجود (ستونها ،تیرها و اتصالات) در هنگام وقوع زلزله می‌گردد. مقاومت برشی ستونها در مجاورت محل اتصال ،بویژه در محل قرار گیری باید بدقت بررسی شود.

۳-۷-۵ مقاوم‌سازی با اعضاء پیش ساخته

مقاوم‌سازی با اضافه کردن اعضاء پیش ساخته به مقاطع اصلی نیز مقدور است. برای اجـرای ایـن روش اولین کاری که می‌بایستی صورت گیرد باربرداری از مقطع اصلی است. بعد از اتمام عملیات مجدداً مقطع مرکب بار گذاری می‌شود. این کار باعث بهبود انـتقال نـیرو از مـیان مـقطع مـرکب مـی‌شود. ایـن روش مقاوم‌سازی نیازمند پیوستگی مناسب بین دو قطعهٔ قدیم و جدید می‌باشد. در ساخت اعضاء پیش ساخته توجه به بافت سطح تماس برای ایجاد پیوستگی بیشتر و رفتار برشی مناسب در محل تماس امری ضروری است. کاهش اندازهٔ بزرگترین دانه در بتن اعضاء پیش ساخته در ایجاد سطحی مناسب برای تماس مفید است.

۳-۷-۶ مقاوم‌سازی با اعمال تغییر شکل

بوسیله اعمال تغییر شکل مقاطعی از یک سازه که تحت تنش‌های بالا قرار دارند را می‌توان تا اندازه‌ای تسکین داد. با این روش ظرفیت باربری کل سازه اصلاح می‌شود. لازم به ذکر است، کم کردن تنش‌ها در بعضی مقاطع در یک سازه باعث افزایش تنش (خمشی ،برشی ،پیچشی) در سایر مقاطع خواهد شد کـه ناگزیر به مقاوم‌سازی این مقاطع خواهیم شد.

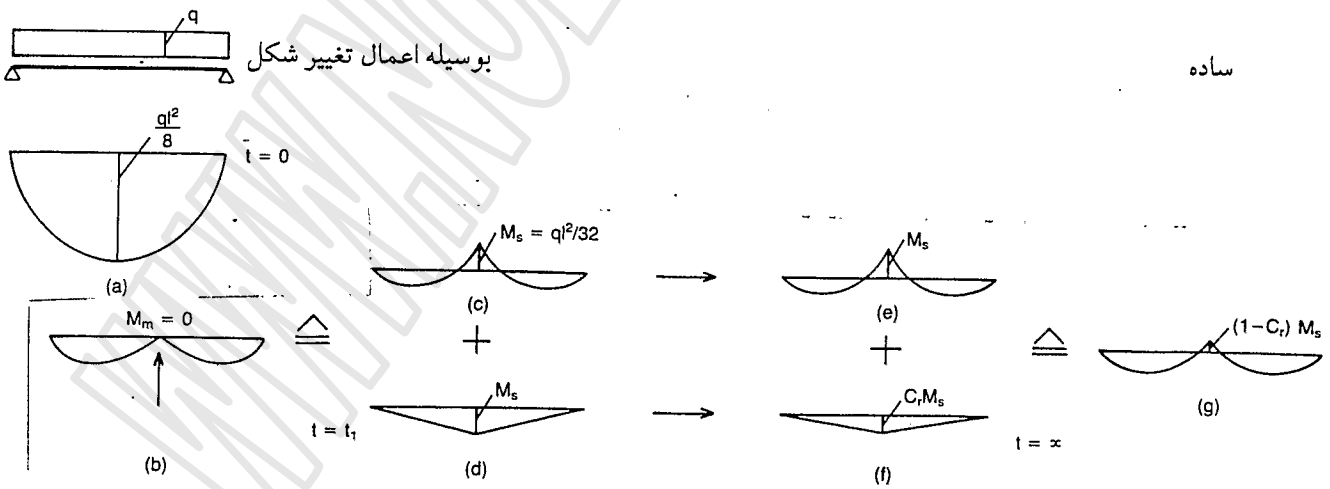
عامل مهم دیگر در تغییر توزیع تنش‌ها زمان است. نشست نسبی تکیه‌گاهها ،خزش و افت سازه قدیمی و اعضاء تکیه‌گاهی جدید در توزیع تنش‌ها (خمشی ،برشی ، پیچشی) در کل سازه مؤثر خواهند بود.

اشکال (۳-۱۷) و(۳-۱۶) و(۳-۱۵) مثالهایی شماتیک در این خصوص را نشان میدهند. اشکـال (۳-۱۵-3a-c) یک تیر با تکیه‌گاه سازه را نشان میدهد که ظرفیت باربری خمشی مقطع در وسط دهـانه کافی نیست. اگر تکیه‌گاه جدید در وسط دهانه قرار گیرد ،بسته به نسبت تغییر شکل اعمالی (δ) توزیع‌های متفاوتی از ممان، برش می‌توان بدست آورد (اشکال ۳-۱۵-3e-h).

توزیع‌های متفاوتی در شکلهای (۳-۱۵g) و(۳-۱۵h) داده شده که مقاوم‌سازی برای خمش و برش را در سایر مقاطع باعث می‌شود. شکل (۳-۱۶) مثال ساده از تغییر عکس‌العملها را که ناشی از خزش ، سپری شدن زمان نمایش میدهد. ممان خمشی وسط دهانه در تکیه‌گاه ساده شاه‌تیر بتن آرمه با توزیع بار یکنواخت روی آن در سنی که بتن حضور قابلیت انجام تغییر شکلهای خزش را دارد. به صفر کاهش پیدا می‌کند($Mm=0$).

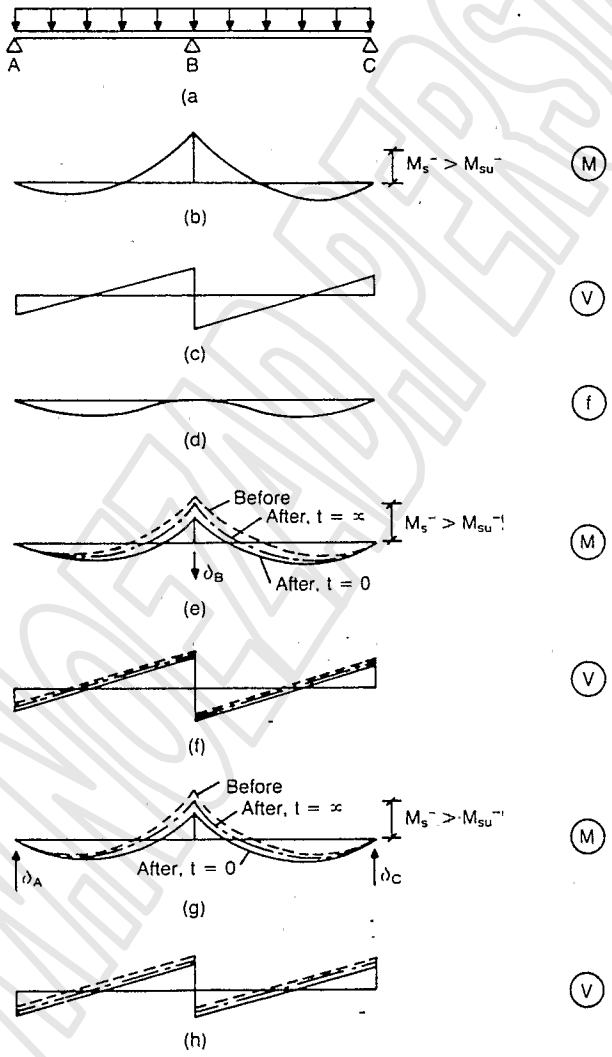
شکل (۳-۱۶c) مراحل یک توزیع محتمل از ممان خمشی در یک شاه‌تیردو دهانه را در مدت $t=\infty$ نشان میدهد. توزیع ممان حاصل از تغییر شکل اعمالی به مرور زمان به دلیل پدیدهٔ خزش بتن تغییر می‌کند شکل (۳-۱۶d) را با شکل(۳-۱۶f) مقایسه کنید.

(C_r1) توزیع نهایی ممان در شکل (۳-۱۶f) نشان داده شکل (۳-۱۵) مقاوم سازی یک تیر با تکیه گاه ساده بوسیله اعمال تغییر شکل



شکل (۳-۱۶) اثر خزش روی توزیع ممان در یک تیر ساده مقاوم شده با اعمال تغییر شکل

شده‌است. ممان وسط دهانه از لحاظ علامت تغییر کرده است و لذا مقاوم‌سازی و تقویت تیر دراین ناحیه ضروری است. شکل (۳-۱۷) یک تیر ممتد که در تکیه‌گاه وسط ممان فوق‌العاده‌ای را حمل می‌کند نشان میدهد. پایین آوردن این تکیه گاه یا بالا بردن تکیه‌گاههای کناری می‌تواند سبب ایجاد یک ممان قابل قبول در این تکیه‌گاه شود. اما در این لحظه دو دهانه کناری دچار بارگذاری سنگینی خواهند شد و احتمال لزوم تقویت این دهانه میرود.



شکل (۳-۱۷)مقاوم سازی یک تیر ممتد با باز توزیع عکس العمل ها از طریق اعمال تغییر شکل

۳-۸ مقاوم‌سازی اعضاء سازه‌ای موجود

۳-۸-۱ ستونها

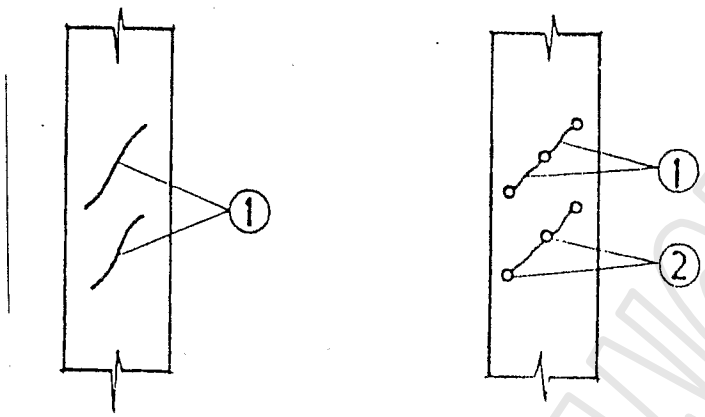
هدف از مرمت یا تقویت سازه افزایش مقاومت آن در مقابل زلزله است ،افزایش مقاومت خمشی و برشی ستونها، اصلاح تغییر شکل پذیری و ایجاد سختی مورد نظر در آنها می‌تواند با روشهای مختلف مرمت و تقویت انجام پذیرد. در این قسمت به بحث در مورد این روشها می‌پردازیم.

مقاومت خمشی ستون با افزایش سطح بتن و اضافه کردن آرماتور طولی افزایش می‌یابد. مقاومت برشی و خصوصاً تغییر شکل پذیری ستون با استفاده از آرماتور عرضی مناسب (تنگ یا تسمه فولادی) اصلاح می‌گردد. یکنواخت نمودن سختی ستونها و اتخاذ تدابیری چون جدا نمودن ستونها از دیوارهای فی‌مابین باعث ایجاد سازگاری بیشتر در رفتار کل ستونهای سازه می‌گردد.

آسیب وارده به ستونهای بتن مسلح بدون انهدام کلی سازه می‌تواند به صورت ترک جزئی (افقی یا قطری) بدون اثر خردشدگی بتن و آسیب در آرماتور یا به صورت آسیب سطحی در بتن بدون خرابی در آرماتور ،خردشدگی بتن و کمانش آرماتور و یا گسیختگی تنگها باشد.

۳-۸-۱-۱ مرمت موضعی

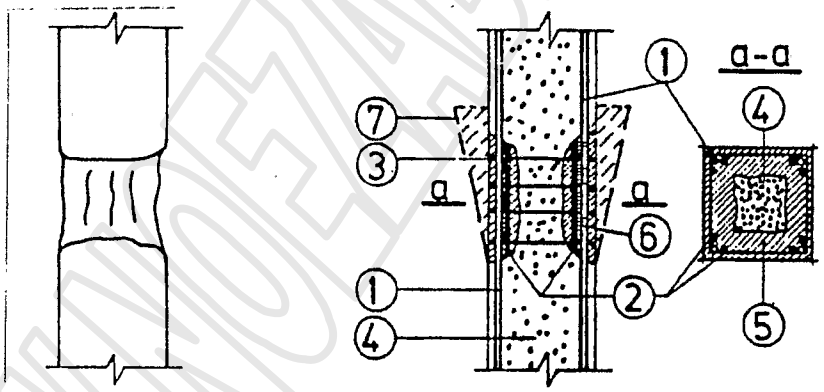
تزریق چسب فقط در مورد مرمت ستونها با ترک‌های جزئی بدون خرابی در بتن و آرماتور کاربرد دارد. لذا بدین وسیله تنها ترمیم ترک‌های به عرض 0.1-5 میلیمتر توصیه می‌گردد. رزین اپوکسی از طریق پایانه‌هایی به فاصله 20 تا100 سانتیمتر از یکدیگر تزریق می‌گردد. تزریق دوغاب سیمان برای ترکهای با عرض بیشتر (2تا5میلیمتر) قابل استفاده است.



۱- ترک ها ۲- پایانه ها

شکل(۳-۱۸)

روش تعمیر در مورد آسیب‌های قابل توجه در ستونها مانند خردشدگی بتن ،کمانش میلگردهای طولی و گسیختگی تنگها کاربرد دارد. این روش مبتنی بر بازسازی مقطع آسیب دیده می‌باشد. اگر آسیب وارده به ستون کم باشد ،بتن صدمه دیده را جدا کرده ،سطح بتن را زبر کرده و گرد و خاک آنرا پاک می‌کنیم. بسته به حجم بتن آسیب دیده می‌توان آرماتور طولی و تنگ به مقطع اضافه کرد. قبل از بتن ریزی باید



۱- آرماتور موجود ۲- آرماتور اضافه شده ۳- تنگ اضافه شده ۴- بتن موجود

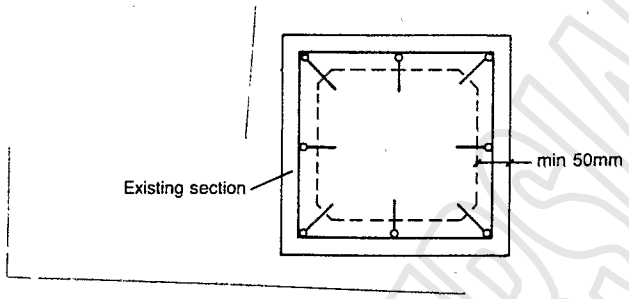
۵- بتن جدید ۶- جوش ۷- قالب موجود

شکل(۳-۱۹)

ستون موجود را کاملاً مرطوب نمود.

- تراز فوقانی قالب باید بالاتر از حد لازم (جهت متراکم نمودن بتن) ،قرار گیرد و بعد از یک روز قالب را

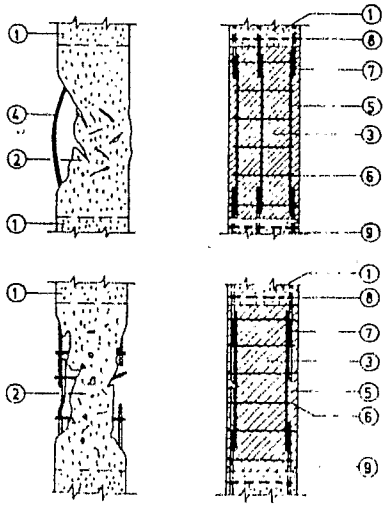
می‌توان باز کرده و بتن اضافی را جدا نمود. بهتر است که گوشه‌های ستون موجود را قبل از شروع عملیات بتن ریزی پخ کرد تا از تمرکز تنش بتن جدید که ناشی از افت آن می‌باشد تا آنجا که ممکن است جلوگیری شود. و اندرکنش آن با بتن قدیم نیز بهبود حاصل کند. نحوه باربرداری ستون مورد نظر نیز در کیفیت کار نقش مؤثری دارد.



شکل (۳-۲۰)

اگر آرماتور طولی کمانش نموده ،تنگها گسیخته شده و بتن خرد شده باشد تعمیر و تعویض کلی قسمتهای آسیب دیده باید انجام پذیرد. اگر تنها مرمت مورد نیاز باشد. سطح مقطع اولیه عضو می‌تواند محفوظ بماند و چنانچه تقویت لازم باشد سطح مقطع باید افزایش یابد.

در این صورت باید بتن آسیب دیده را کنده ،آرماتور طولی تقویتی را در مقطع قرار داده و به آرماتور موجود جوش و تنگ‌های اضافی را در مقطع قرار داد. بتن مورد استفاده باید بدون افت و یا با افت پایین باشد در غیر این صورت شاهد ترک خوردن بتن جدید خواهیم بود. دقت خاصی نیز باید در جهت ایجاد اتصال کافی میان بتن موجود و بتن جدید مبذول داشت.



۱- بتن سالم ۲- بتن آسیب دیده ۳-بتن جدید ۴- آرماتور کمانش کرده

۵- آرماتور جدید ۶- تنگهای جدید ۷- جوش ۸- تنگهای موجود

۹- آرماتور جدید

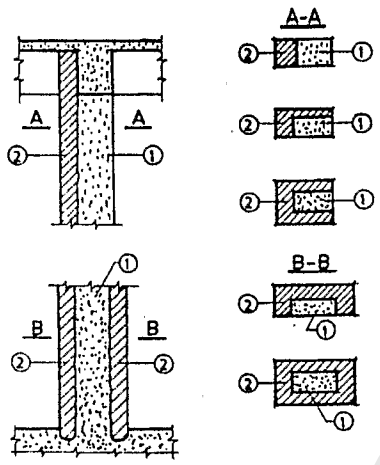
شکل(۳-۲۱)

۳-۸-۱-۲ زره پوش بتنی

از زره پوش بتنی در مواردی که ستون دچار آسیب دیدگی شدید و نقصان مقاومت شده‌باشد ،استفاده می‌شود به دلیل افزایش ظرفیت باربری ستون ،این روش جهت تقویت بکار میرود هر چند که می‌تواند مرمت عضو را نیز شامل شود. زره پوش کردن می‌تواند به وسیله بتن مسلح ،پروفیل فولادی یا ورق فولادی انجام پذیرد. بر حسب قابلیت دسترسی به فضای اطراف ستون می‌توان ،یک ، دو، سه و یا چهار ظرف آنرا به وسیله بتن مسلح زره‌پوش نمود.

جهت اطمینان از رفتار ستون در زلزله‌های آینده ،زره‌پوش نمودن چهار طرفه توصیه می‌شود. در

دلیل افزایش ظرفیت باربری ستون ،این روش جهت تقویت بکار میرود هر چند که می‌تواند مرمت عضو را نیز شامل شود. زره پوش کردن می‌تواند به وسیله بتن مسلح ،پروفیل فولادی یا ورق فولادی انجام پذیرد.



۱- ستون موجود ۲- زره پوش بتنی

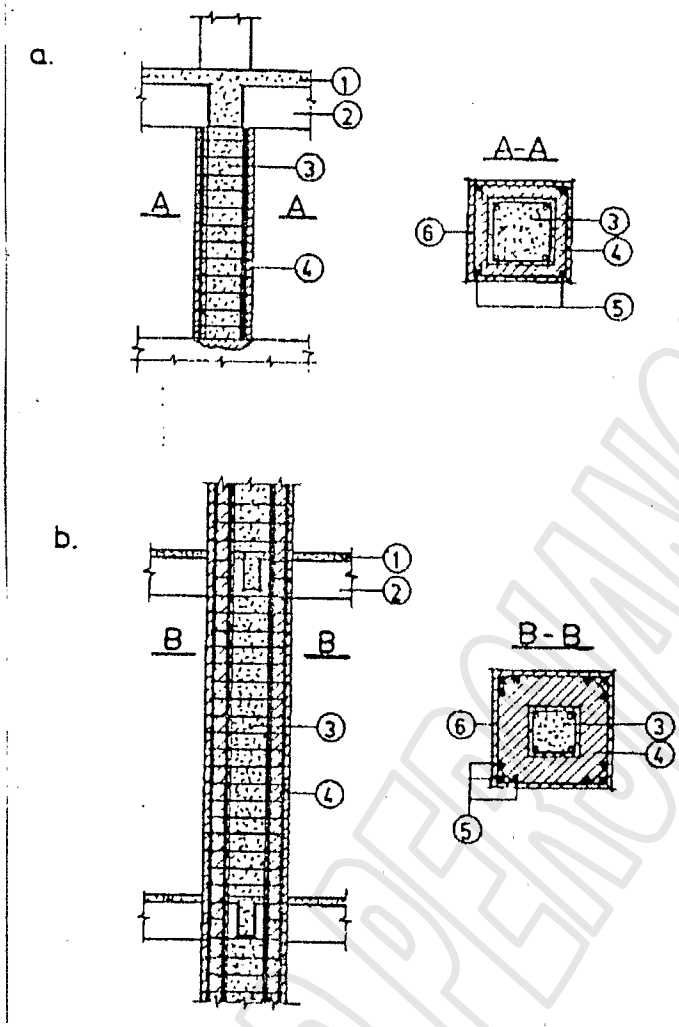
شکل(۳-۲۲)

دلیل افزایش ظرفیت باربری ستون ،این روش جهت تقویت بکار میرود هر چند که می‌تواند مرمت عضو را نیز شامل شود. زره پوش کردن می‌تواند به وسیله بتن مسلح ،پروفیل فولادی یا ورق فولادی انجام پذیرد. بر حسب قابلیت دسترسی به فضای اطراف ستون می‌توان ،یک ، دو، سه و یا چهار ظرف آنرا به وسیله بتن مسلح زره‌پوش نمود.

جهت اطمینان از رفتار ستون در زلزله‌های آینده ،زره‌پوش نمودن چهار طرفه توصیه می‌شود. در عین حال مطلوب‌ترین روش جهت اتصال میان بتن موجود و بتن جدید زره‌پوش نمودن ستون در چهار طرف آنست. در تمام موارد زره‌پوش یک ،دو یا سه طرفه پوشش بتنی موجود باید جدا شود تا تنگ‌های تقویتی بتوانند به تنگ‌های موجود جوش شوند. در مورد زره‌پوش چهار طرفه تنها خراشیدن و زبر نمودن سطح ستون موجود می‌تواند کافی باشد مگر در صورتیکه بار بیشتری مورد نظر باشد.

زره‌پوش نمودن ستون بدون آنکه آرماتور طولی تقویتی از سازه سقف عبور نماید(جهت ایجاد گره صلب) می‌تواند مقاومت محوری و برشی ستون را به طور موضعی افزایش دهد ،بنابراین مقاومت خمشی ستون

WWW.CIVILPERSIANGIG.IR



۱- دال ۲- تیر ۳- ستون موجود ۴- زره ۵- آرماتور طولی اضافه شده ۶- تنگهای اضافه شده

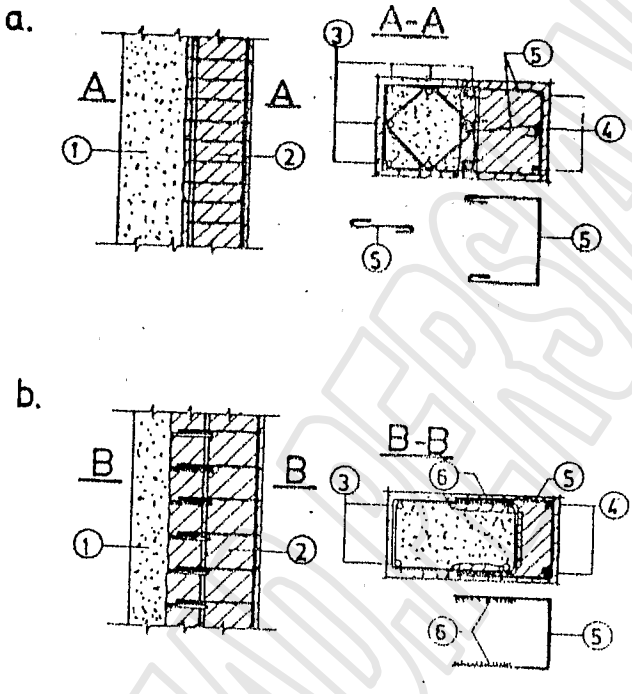
شکل(۳-۲۳)

اصلاح نگردیده و اتصال آن به تیر تقویت نمی‌گردد و در نتیجه ممکن است کل سازه ،رفتاری نامطلوب در زلزله‌های بعدی از خود بروز دهد ،اکتفا به زره‌پوش نمودن ستون بین طبقات در بهبود پاسخ سازه در برابر زلزله کمکی نمی‌کند مگر آنکه دیوار برشی نیز به سیستم اضافه شود. می‌توان با عبور دادن آرماتور طولی تقویتی از میان سوراخهای ایجاد شده در دال سقف و بتن ریزی در محل اتصال تیر به ستون ،مقاومت خمشی کافی در ستون ایجاد نمود.

توجه خاصی باید در مهار آرماتور طولی در محل اتصال به تیرهای سقف ،مبذول داشت. در روش زره‌پوش یکطرفه ،اتصال مناسب میان بتن موجود و بتن جدید باید با اضافه کردن آرماتورهای عرضی مناسب به فواصل کوچک از یکدیگر با مهار کافی ایجاد گردد. جهت تأمین اتصال کافی میان بتن موجود و

بتن جدید روش‌های زیر قابل استفاده‌اند.

– اتصال تنگ‌های تقویتی به آرماتور طولی موجود (شکل ۳a-۲۴). جوش دادن ضروری نیست لیکن ایجاد فضای کافی جهت گذر قلاب تنگها لازم است.



۱– ستون موجود ۲– زره ۳– آرماتور موجود ۴– آرماتور اضافه شده

۵– تنگهای اضافه شده ۶– جوش ۷– میلگرد خمیده ۸– ورق اتصال

شکل a,b(۳-۲۴)

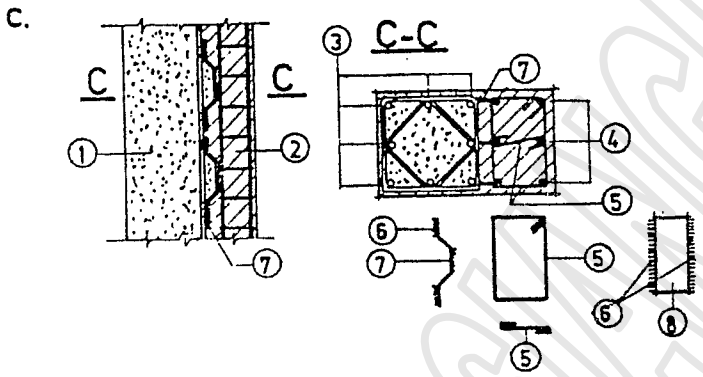
– جوش دادن تنگهای اضافی به آرماتور ستون موجود (شکل ۳b-۲۴). پوشش بتنی در محل تنگ‌ها باید کنده شود و تنگ‌های تقویتی به تنگ‌های موجود جوش شوند.

– اتصال به وسیله میلگردهای خمیده (شکل ۳c-۲۴). بتن باید به اندازه طول جوش لازم از روی آرماتور طولی جدا شود. بدین ترتیب پاشنه‌های بتنی که قادر به انتقال برش می‌باشند ایجاد می‌گردند. میلگردهای خمیده، انتقال نیرو میان آرماتورهای طولی را مقدور می‌سازند. به جای میلگردهای خمیده

مرکز اطلاعات و مدارک علمی ایران
تاسیس مدرت

می‌توان از جوش دادن ورق فولادی عمودی میان آرماتور طولی موجود و آرماتور طولی تقویتی استفاده نمود.

جزئیات مشابهی در مورد زره‌پوش دو یا سه طرفه بکار میرود.



۱- ستون موجود ۲- زره ۳- آرماتور موجود ۴- آرماتور اضافه شده

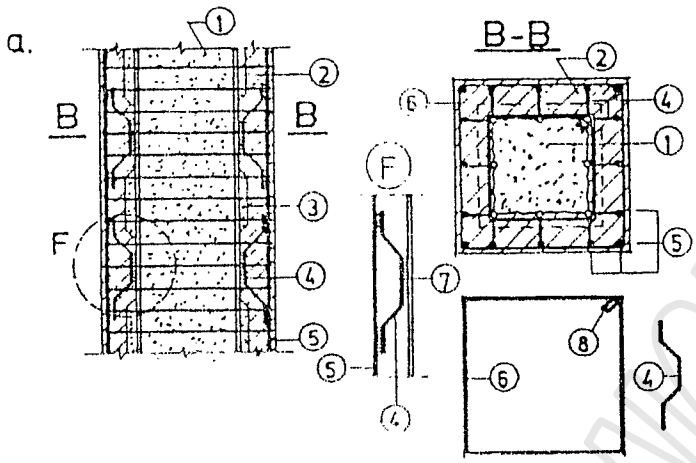
۵- تنگهای اضافه شده ۶- جوش ۷- میلگرد خمیده ۸- ورق اتصال

شکل C(۳-۲۴)

در مورد زره‌پوش و چهار طرفه که رایج‌تر است روشهای متعددی مانند آنچه که در شکل‌های (۳-۲۵) ارائه شده بکار می‌رود که به قرار زیرند :

- زره پوش نمودن می‌تواند به کمک تور سیمی جوش شده و پوشش مجدد بتنی انجام پذیرد. این روش تغییر شکل پذیری ستون را بطور موضعی افزایش میدهد اما مقاومت خمشی ستون چندان افزایش نمی‌یابد و این به علت عدم عبور تور سیمی از سقف می‌باشد. تور سیمی باید کاملاً به دور ستون و با روی هم‌آمدگی زیاد پیچیده شود. همچنین می‌توان از دو قطعه تور سیمی با روی هم‌آمدگی زیاد در دو طرف نیز استفاده نمود.

- زره‌پوش نمودن با اتصال میلگردهای خمیده (شکل ۳a-۲۵). آرماتور طولی تقویتی به کمک میلگردهای خمیده به آرماتور موجود جوش می‌شوند. این نوع زره پوش برای ستونهای با سطح مقطع زیاد که در آنها آرماتور میانی نمی‌تواند توسط تنگهای جدید بسته شوند بکار می‌رود.



۱- ستون موجود ۲- زره ۳- پاشنه ۴- آرماتور خمیده

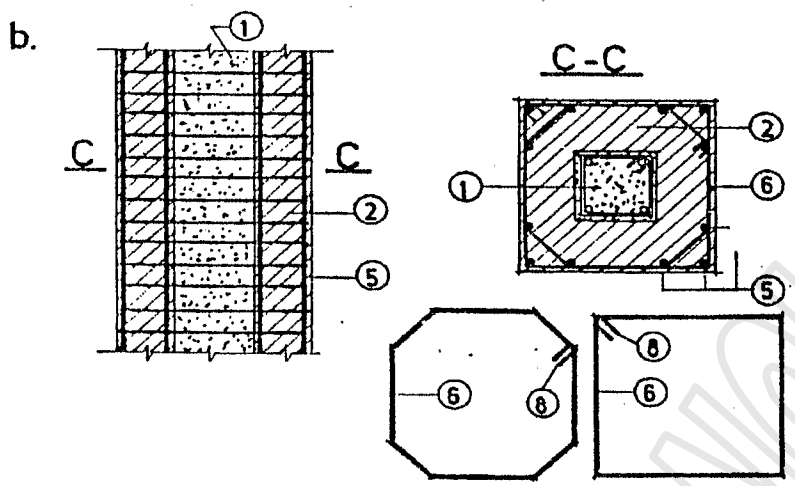
۵- آرماتور اضافه شده ۶- تنگها ۷- جوش ۸- انواع گوشه

شکل (۳a-۲۵)

- زره پوش نمودن به کمک تنگ (شکل ۳b-۲۵). تمرکز آرماتورهای طولی تقویتی در گوشه‌های مقطع بستن میلگردهای طولی را به وسیله تنگ مقدور می‌سازد. زره باید دارای ضخامت کافی و تنگ‌های نزدیک به هم باشد. عبور دادن آرماتور از سوراخهای ایجاد شده در دال سقف می‌تواند به ایجاد گره صلب میان ستون مورد نظر و ستون طبقه فوقانی و تحتانی منجر گردد.

تنگ‌های دایره‌ای شکل در یک مقطع دایره‌ای بتنی جهت مهار آرماتور ستون مناسب است. در حالتی که تیرهای سقف عمیق باشند آرماتور طولی قادر به عبور از سقف نمی‌باشد ولی در صورتی که سقف ،دال تخت (بدون تیر) و یا دال با تیرهای کم عمق باشد اتصال آرماتور طولی تقویتی از طریق ایجاد سوراخهایی در سقف ممکن خواهد شد (شکل ۳-۲۶). باید توجه خاصی مهار جهت تنگ‌ها و حلقه‌ها در ستونها مبذول داشته و روی هم‌آمدگی میلگردها را در نظر داشت.

WWW.NOZADSAZAN.IR



۱- ستون موجود ۲- زره ۳- پاشنه ۴- آرماتور خمیده

۵- آرماتور اضافه شده ۶- تنگها ۷- جوش ۸- انواع گوشه

شکل b(۳-۲۵)

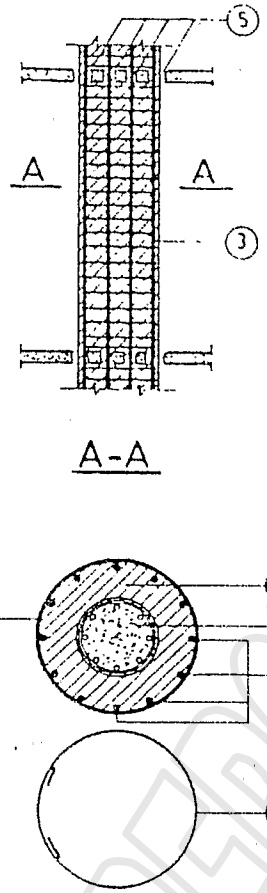
زره پوش بتن مسلح باید مطابق قواعد زیر را اجرا گردد :

– مقاومت فولاد تقویتی باید حداقل مساوی مقاومت فولاد موجود باشد. مقاومت بتن تقویتی باید حداقل $50\ Kg/cm^2$ بیشتر از مقاومت بتن موجود باشد.

– حداقل ضخامت زره برای بتن پاشی $4\ cm$ و برای بتن درجا $10\ cm$ می‌باشد.

– سطح فولاد اضافه شده به مقطع باید حداقل به 6% سطح مقطع زره محدود گردد. همچنین تعداد آرماتور نمی‌تواند از چهار عدد برای زره مستطیل شکل کمتر شود و حداقل قطر میلگرد نیز باید 14 میلیمتر باشد.

– تنگ‌ها باید طوری قرار داده شوند که تمام میلگردهای گوشه و نیز میلگردهای طولی حداقل یک در میان در گوشه یک تنگ که زاویه داخلی آن از $135°$ بیشتر نباشد قرار گرفته و به طور جانبی نگه داشته شوند. هیچ میلگردی نباید از هر طرف از گوشه تنگها بیش از $10\ cm$ فاصله داشته باشد. در مواردی



۱- ستون موجود ۲- زره ۳- آرماتور اضافه شده ۴- حلقه ۵- سوراخهای ایجاد شده

شکل(۳-۲۶)

ایجاد حفره در میان ستون موجود و مهار تنگهای اضافی در آن بوسیله اپوکسی و یا عبور دادن تنگ‌های اضافی از میان سوراخ ایجاد شده در ستون ضروری است.

-قطر تنگ‌ها(بجز تور سیمی جوش شده)نباید کمتر $8\ mm$ ویا $\frac{1}{3}$ قطر میلگردهای طولی (هرکدام بیشتر بود)باشد.

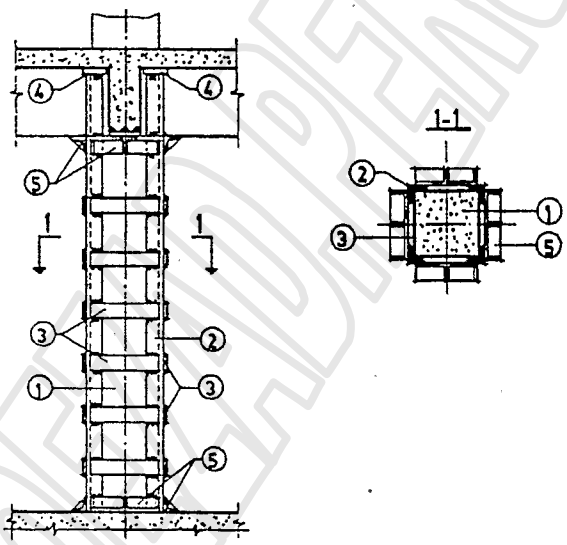
- فاصلهٔ قائم تنگ‌ها نباید از $20\ cm$ در وسط ستون و $10\ cm$ در فاصله $\frac{1}{4}$ ارتفاع ستون از دو انتهای آن تجاوز کند. بهتر است فاصله تنگ‌ها از ضخامت زره بیشتر نشود.

- زره می‌تواند به روش معمول با بتن در جا و یا بتن پاشی با بتن ریزدانه اجرا گردد. در هر دو روش سطح بتن موجود باید با سندبلاست و یا کندن بتن کاملاً زبر شود و علاوه بر آن سطح آن از مصالح سست و گرد و خاک و روغن پاک گردد. سطح موجود باید قبل از بتن ریزی یا بتن پاشی کاملاً مرطوب گردد.

WWW.NOEZADEHSANGIG.IR

۳-۸-۱-۳ زره پوش فولادی

زره پوش فولادی عبارت است از چهار پروفیل نبشی که در طول گوشه‌های ستون قرار داده شده و توسط تسمه‌های عرضی به یکدیگر متصل گردیده‌اند. قطعات متصل کننده می‌توانند از میلگرد با حداقل قطر 12 mm یا تسمه فولادی با حداقل ابعاد 4×25 میلیمتر باشند که به پروفیل‌های نبشی جوش می‌گردند. حداقل اندازه نبشی50×50×50 می‌باشد. فضای خالی میان پروفیل نبشی و بتن موجود باید توسط ملات بدون افت و یا رزین پر شود. سپس جهت محافظت در برابر خوردگی و حریق از یک پوشش بتنی با بتن در جا و یا پاشیده که توسط تور سیمی جوش شده مسلح گردیده می‌باید استفاده نمود. به دلیل اینکه اتصال کامل میان پروفیل‌های نبشی و سقف جهت انتقال نیرو اهمیت دارد، از نبشی در گلوگاه اتصال ستون



۱- ستون موجود ۲- پروفیل نبشی ۳- تسمه فولادی

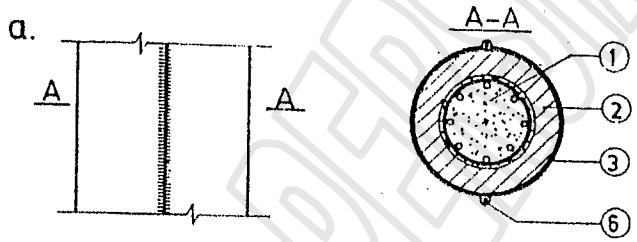
۴- ورق تکیه گاه ۵- پروفیل نبشی

شکل (۳-۲۷) زره پوش فولادی ستون

به سقف استفاده می‌گردد. معمولاً با این روش در تغییر شکل پذیری ستون تا حدی اصلاح به عمل آمده و ظرفیت محوری آن نیز تا اندازه‌ای افزایش می یابد ولی در سختی نسبی ستون تغییر محسوسی ایجاد نمی‌گردد. این روش می‌تواند جهت تعبیه تکیه‌گاه موقت نیز مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۸-۱-۴ ورق پوش فولادی

در این روش از ورق فولادی نازک جهت پوشش کامل ستون استفاده می‌شود. همچنین ابعاد ستون نیز تغییر چندانی نمی‌کند. ورق فولادی با ضخامت 4 تا 6 میلیمتر به طور پیوسته به یکدیگر جوش می‌شوند ، بطوریکه فاصله‌ای بین ورق و سطح ستون باقی می‌ماند که توسط پرکننده‌هایی نظیر دوغاب سیمان بدون افت یا منبسط شونده و یا بتن اشغال می‌گردد. پوشش استوانه‌ای شکل به لحاظ مهار تنش‌های محیطی ستون دارای عملکرد بهتری می‌باشد(شکل ۳a-۲۸).

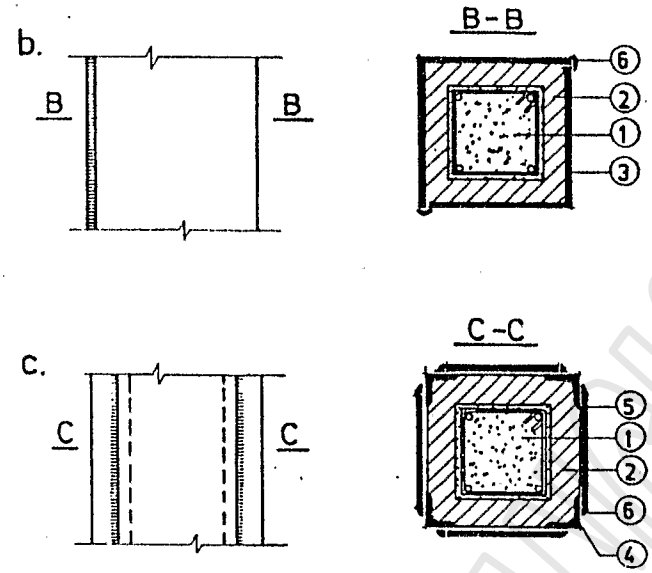


۱- ستون موجود ۲- بتن جدید و دوغاب ۳- پوشش فولادی

۴- پروفیل نبشی ۵- ورق فولادی ۶- جوش

شکل ۳a(۲۸-)

پوشش‌های مستطیلی شکل می‌تواند با جوش دادن دو ورق L شکل فولادی به یکدیگر مطابق (۳b-۲۸)و یا جوش چهار تسمه فولادی قائم به چهار نبشی مطابق شکل(۳c-۲۸) انجام پذیرد. تغییر شکل پذیری و مقاومت محوری ستون در این روش می‌تواند به نحو قابل ملاحظه‌ای به طور موضعی افزایش یابد(خصوصاً در پوشش استوانه‌ای). اما مقاومت خمشی سازه با این روش تغییر نمی‌کند زیرا عبور



۱- ستون موجود ۲- بتن جدید و دوغاب ۳- پوشش فولادی

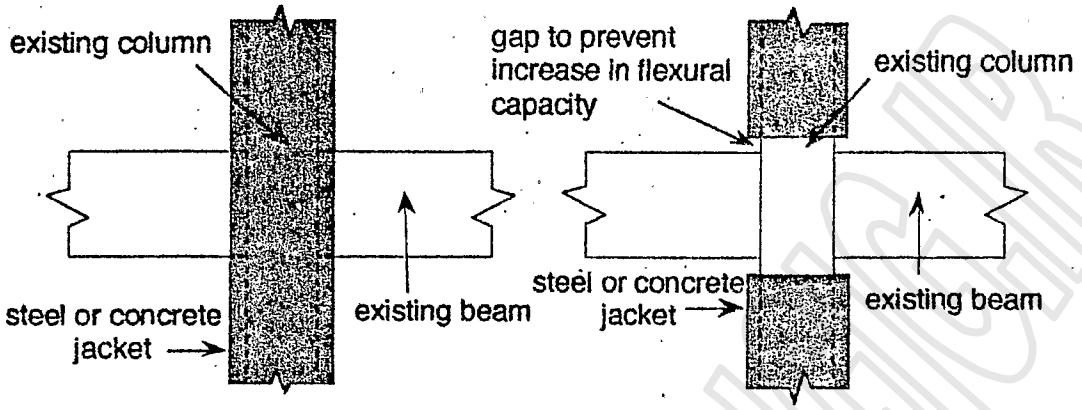
۴- پروفیل نبشی ۵- ورق فولادی ۶- جوش

شکل (۳b,c-۲۸)

دادن ورقها از سقف غیر ممکن می‌باشد ملاحظات خاصی باید جهت محافظت فولاد در مقابل خوردگی و حریق در نظر گرفته شود.

۳-۸-۱-۵ ملاحظات طراحی

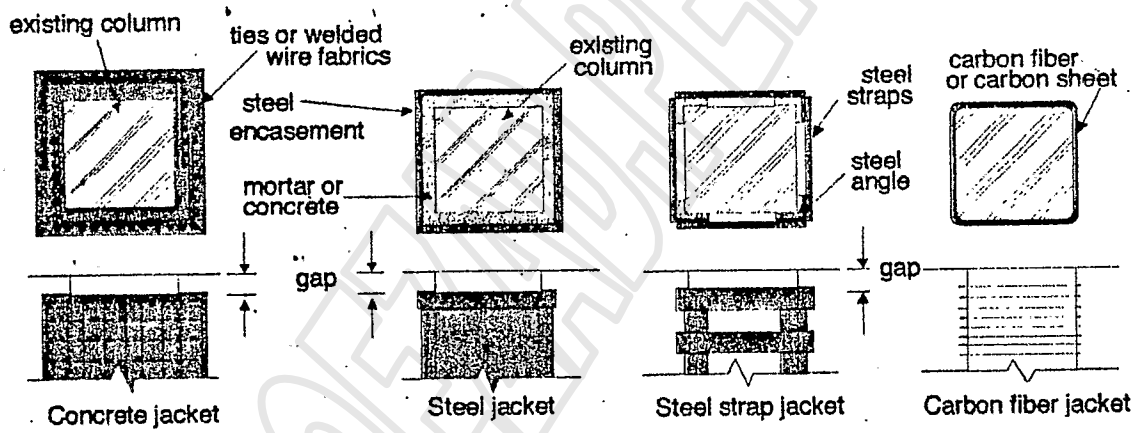
جهت بر آورد میزان افزایش مقاومت برشی ،خمشی و محوری و همچنین تغییر شکل پذیری و سختی ستونها ،وقتی که مورد مرمت و تقویت قرار می‌گیرند. محاسبات ویژه‌ای ضروری است ،گستردگی و پیچیدگی محاسبات بستگی به میزان آسیب وارده و سختی مورد نیاز دارد. جهت افزایش مقاومت خمشی ستون باید آرماتور و بتن به مقطع اضافه کرد و مقاومت برشی لازم باید با تعبیه تنگ یا تور سیمی در مقطع ایجاد گردد. بدین وسیله تغییر شکل پذیری ستون نیز افزایش می‌یابد. راه حل دیگر برای افزایش مقاومت برشی ستون‌ها بکار بردن ورقهای فولادی است که در این صورت بایستی فاصله کوتاهی بین انتهای ورق تا محل اتصال به سقف و یا تیر وجود داشته باشد هر چند که یکپارچگی ورق فولادی سبب افزایش ظرفیت شکل پذیری ستون می‌شود این موضوع در اشکال (۳-۲۹) و (۳-۳۰) نمایش داده شده است. از روشهای



(a) جهت افزایش ظرفیت برشی (b) جهت افزایش ظرفیت خمشی

شکل(۳-۲۹) زره پوش کردن ستون

دیگری که جهت افزایش شکل پذیری ستونها می‌توان استفاده کرد ،بکار بردن نوارهایی از جنس فیبرکربن می‌باشد. بطوریکه این نوارها را به صورت کاملاً محکم به دور مقطع ستون می‌پیچند(شکل ۳-۳۰). البته



شکل (۳-۳۰) زره پوش کردن جهت افزایش ظرفیت برشی ستون

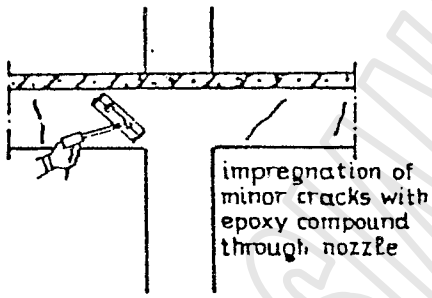
رعایت فاصله خالی در دو انتهای ستون همانطور که در بالا اشاره شد جهت افزایش ظرفیت برشی لازم است. افزایش مقطع اعضاء ترمیم و یا تقویت شده می‌تواند به تغییر قابل ملاحظه‌ای در آرایش سختی اعضاء و نحوهٔ توزیع لنگر و آرایش نیروها در سازه هنگام وقوع زلزله منجر گردد. تغییر در سختی همچنین باعث تغییر در بار طراحی می‌گردد. بنابر این برآورد هر چه دقیق‌تر سختی ستونهای تقویت شده بسیار اهمیت دارد پیوستگی بتن موجود و بتن اضافه شده به یکدیگر به شدت تابع کیفیت اتصال و چسبندگی

میان این دومی باشد. اگر اتصال میان آنها کامل باشد و لغزش بین آنها رخ ندهد ستون تقویت شده به صورت یکپارچه عمل می‌کند و مقاومت و سختی ستون به حداکثر مقدار ممکن می‌رسد. بار برداری موقت هنگام عملیات تقویت و همچنین خصوصیات طبیعی تغییر شکل مصالح نظیر افت و خزش ،توزیع نیروهای داخلی را در فصل مشترک ستون موجود و زره تقویتی تحت تأثیر قرار می‌دهد که باید در محاسبات در نظر گرفته شوند. جهت سهولت در محاسبه تقویت ،فرض می‌گردد که بار مرده توسط مقطع اولیه و بار زنده و بار زلزله توسط زره تقویتی انتقال می‌یابد. این فرض در مورد ستونهای نسبتاً سالم با اتصال کافی میان بتن موجود و بتن تقویتی قابل قبول است.سختی ستون تقویت شده باید با در نظر گرفتن خصوصیات رفتاری مقاطع مرکب تعیین گردد. اگر اتصال کافی میان ستون موجود و زره وجود داشته باشد سختی ستون برابر سختی عضو یکپارچه با مقطعی معادل مقطع مرکب می‌باشد. اگر اتصال کافی میان ستون موجود و زره وجود نداشته باشد و یا مقاومت ستون موجود تا حدی از دست رفته باشد. کاهش تأثیر ستون موجود عضو تقویت شده را باید با فرضی مناسبی در نظر گرفت. مع ذالک سختی ستون تقویت شده نباید از مجموع دو سختی ستون موجود و زره به تنهایی کمتر در نظر گرفته شود و نهایتاً اگر ستون موجود کلاً تخریب شده باشد و سختی آن حتی پس از تقویت نیز قابل صرف نظر باشد ،می‌توان در محاسبه سختی ستون تقویت شده فقط سختی زره را در نظر گرفت.

به دلیل عدم یقین در تعیین مقدار واقعی سختی ستون تقویت شده طراحان باید فرضیات مناسبی جهت نیل به یک طرح قابل قبول ارائه دهند. یک راه حل عملی برای اکثر سازه‌ها معمولاً فرض مقطع یکپارچه است ،جهت برآورد سختی نسبی در گره‌ها می‌توان حداکثر سختی ممکن را برای اعضاء در نظر گرفت. تغییر در فرضیات طراحی بنا به شرایط مختلف موجود در سازه‌های پیچیده جهت بالا بردن دقت محاسبات قابل انجام است.

۳-۸-۲ تیـــرهـــا

الف – در صورت به وجود آمدن ترکهای ریز بر روی تیرها (آسیب دیدگی سطح A) کافیست که با تزریق ترکیبات رزین به درون ترکها ،آنها را بست. در صورتیکه رزین در دسترس نباشد و یا اینکه مایل به استفاده از آن نباشیم می‌توان از تنگ‌ها یا صفحات فولادی به این منظور استفاده نمود.



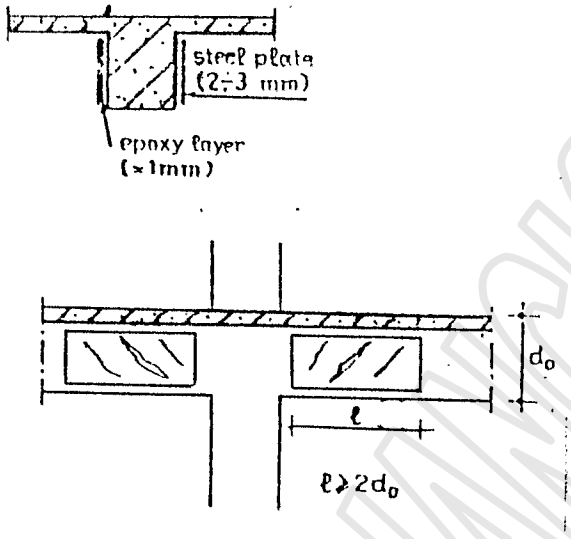
شکل (۳-۳۱)

ب – اگر تیر مورد نظر دچار ترکهای جدی ناشی از وجود تنش‌های قطری شده باشد اما هنوز بتن متلاشی نشده باشد (آسیب دیدگی سطح B) ابتدا می‌بایست با شمع زدن جلوی گسترش آسیب دیدگی را گرفت آنگاه با استفاده از تزریق رزین ،ترکها را درز گرفت. در مرحله بعد با استفاده از تنگ‌هایی که از خارج به دور قطعه کار گذاشته شده می‌شوند(مطابق شکل ۳-۴) مقطع مورد نظر تقویت می‌گردد.

برای جلوگیری از له شدن بتن در لبه‌های تیر باید از نبشی استفاده نمود و تنگ‌ها را بر روی نبشی بست. در انتها با یک لایه ملات ماسه سیمان به ضخامت mm 20 قسمتهای تقویت شده را محافظت می‌کنیم.

ج – اگر مایل به سوراخ کردن سقف برای عبور تنگ‌ها نباشیم می‌توانیم با چسباندن صفحات فولادی به ضخامت 2 تا 3 میلیمتر ،فولاد عرضی لازم را تأمین نماییم.

د – در صورتیکه آسیب وارده به تیر به دلیل ایجاد تنش‌های قطری جدی بوده بتن بطور موضعی متلاشی شده باشد (آسیب دیدگی سطح C) باید ابتدا با استفاده از سیستم شمع بندی مناسب قطعه مورد نظر را حمایت کرد سپس بعد از خارج نمودن بتن متلاشی شده سطح زیر آن را برای بتن پاشی آماده کرد و



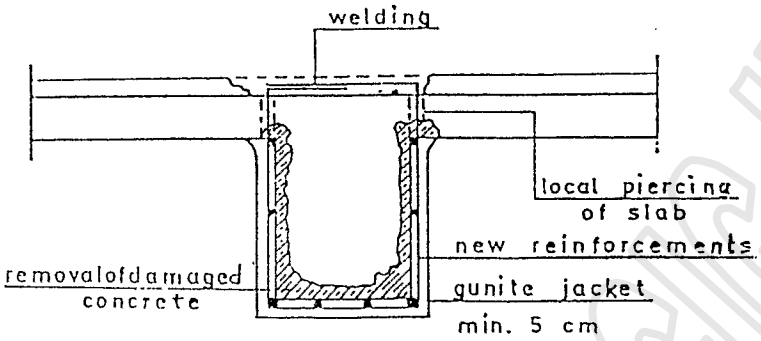
شکل(۳-۳۲)

پس از قرار دادن فولادهای لازم اقدام به بتن پاشی کرد. همچنین می‌توان از روش بتن ریزی در جا استفاده نمود (شکل۳-۳۳). دقت خاصی بایستی جهت متراکم کردن بتن مبذول داشت زیرا عمل متراکم ساختن بتن در قسمتهای تحتانی تیر از سایر مواضع آن بسیار دشوارتر است.

و – ظرفیت خمشی یک تیر بوسیله شکست ناحیه فشاری در بتن (معمولاً بالای تیر بتن آرمه) یا جاری شدن فولاد (قسمت تحتانی تیر بتن آرمه) محدود می‌شود. در هر حالت ظرفیت ممان را می‌توان با افزایش عمق مؤثر تیر اصلاح نمود و این کار نیز از طریق اضافه نمودن بتن به ناحیه فشاری امکان پذیر است. البته راه حل مؤثرتر اضافه کردن آرماتور کششی به ناحیه کششی تیر می‌باشد زیرا با این حرکت در حقیقت عمق مؤثر تیر را نیز افزایش داده‌ایم. یک تیر مسلح که بیش از اندازه آرمه شده است را می‌توان با اضافه نمودن بتن به ناحیه فشاری در حقیقت تقویت نمود.

در صورتیکه آسیب دیدگی تیر در اثر خمش باشد می‌توان پس از شمع زدن و حمایت تیر و آماده نمودن سطح بتن و فولاد با استفاده از فولاد اضافی و بتن پاشی مقطع را تقویت نمود.

WWW.NOEZADEHSAZ.IR

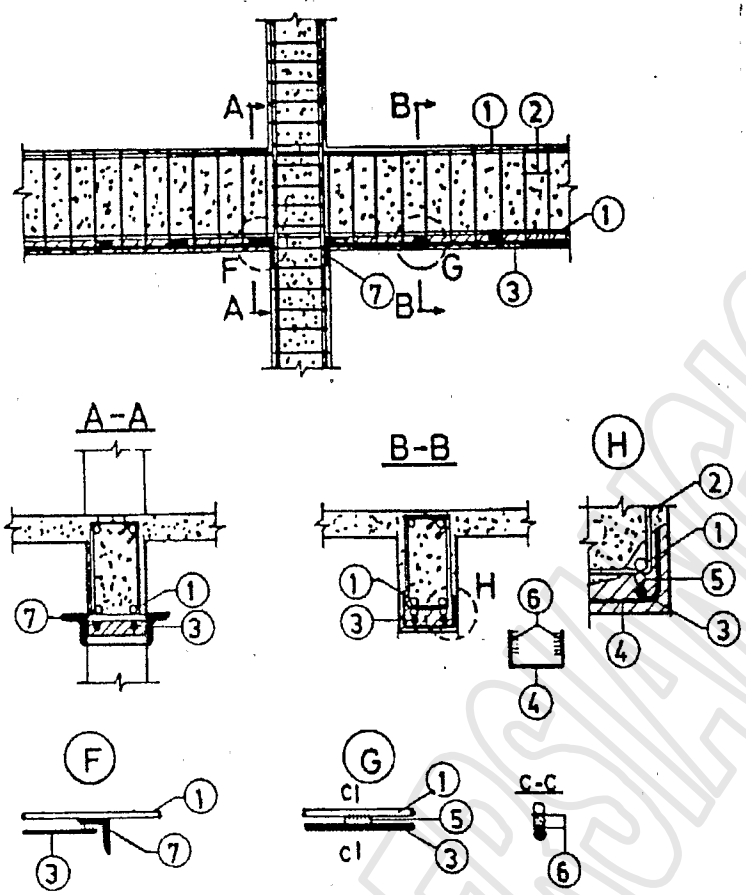


شکل (۳-۳۳)

۳-۸-۲-۱ زره پوشی بتنی

زره بتنی با پوشاندن یک، دو سه یا چهار وجه تیر به وسیله بتن مسلح اجرا می‌گردد. جهت ایجاد اتصال کافی میان بتن موجود و بتن تقویتی و همچنین امکان جوش دادن آرماتور تقویتی به آرماتور موجود، پوشش بتنی موجود باید از روی آرمارتور کنده شود و سپس سطح بتن زبر گردد و علاوه بر آن ایجاد مهار مناسب بوسیله جوش دادن خاموت به آرماتور موجود می‌تواند اتصال برشی و کششی خوبی میان زره و تیر موجود ایجاد نماید. بر حسب نوع تقویت (خمشی یا برشی) از آرماتورهای طولی یا عرضی استفاده می‌گردد. مهار کافی میلگردهای طولی در محل گره‌ها بوسیله جوش میلگردها به ورق یا پروفیل‌های مهاری به نحو مناسب بسیار با اهمیت است. افزایش مقاومت برشی و تغییر شکل پذیری بوسیله بکار بردن تنگهای عمودی و مایل در تیر موجود انجام می‌گیرد. تنگها باید از سوراخهایی که در قسمت فوقانی زره در دال سقف ایجاد می‌شود عبور کند و در آنجا به اندازه کافی مهار گردد. زره‌پوش یک طرفه (شکل ۳-۳۴) وقتی که افزایش مقاومت خمشی وسط تیر مد نظر باشد(لنگر مثبت) انجام می‌گیرد. اتصال میان آرماتورهای موجود و جدید با جوش دادن میلگرد اتصال صورت می‌گیرد.

WWW.NOZADSAZAN.IR



۱- آرماتور موجود ۲- تنگ موجود ۳- آرماتور طولی اضافه شده ۴- تنگ اضافه شده

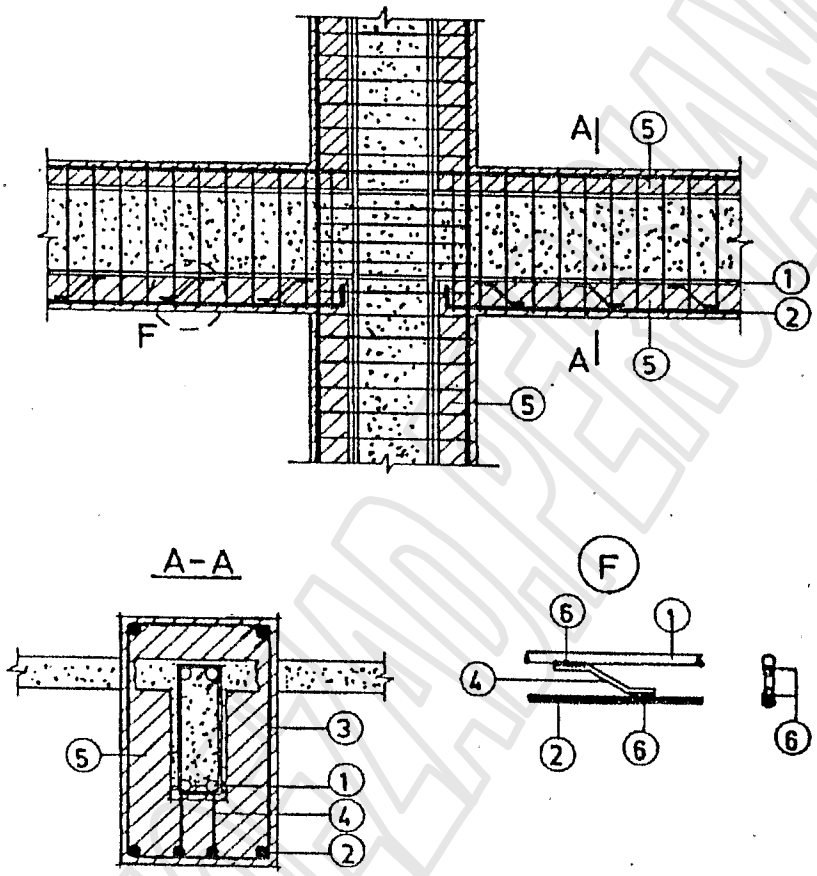
۵- میلگرد اتصال ۶- جوش ۷- پروفیل نبشی گلوگاهی

شکل (۳-۳۴) زره پوش یک طرفه تیر

پوشش بتن موجود باید کنده شود و آرماتور طولی نمایان گردد. با جوش دادن خاموتهای جدید به خاموتهای موجود می‌توان اتصال میان بتن تقویتی و بتن موجود را تأمین نمود. آرماتور طولی باید در محل تکیه‌گاه مهار شود که این عمل می‌تواند با جوش دادن آرماتور به پروفیل نبشی گلوگاهی که در قسمت فوقانی ستون قرار داده شده انجام پذیرد. زره پوش چهارطرفه (شکل ۳-۳۵) و یا ورق پوش ،مقاومت خمشی و برشی تیر را به نحو قابل ملاحظه‌ای می‌افزاید و این به علت افزایش سطح آرماتور و ابعاد تیر (عرض و ابعاد) می‌باشد. آرماتور طولی تقویتی باید به آرماتور موجود بوسیله جوش میلگردهای خمیده و یا تسمه‌های فولادی اتصال یابد. خاموتها باید از میان سوراخهای ایجاد شده در دال گذشته و کل تیر را در بر گیرند. این سوراخها در ضمن می‌توانند جهت ریختن بتن در قسمت تحتانی زره استفاده قرار گیرند. آرماتورهایی جهت تکمیل لنگر منفی باید به قسمت فوقانی دال در دو طرف ستون موجود افزوده شوند و

باید توجه خاصی جهت مهار میلگردهای طولی در محل زره ستون صورت پذیرد.

زره سه طرفه در تیر می‌تواند مطابق شکل (۳-۳۶) در قسمت تحتانی تیر اجرا گردد. عـملی‌ترین روش جهت اجرا استفاده از بتن پاشی می‌باشد. بزرگترین ضعف زره سه طرفه نحوه مهار خاموت تقویتی در

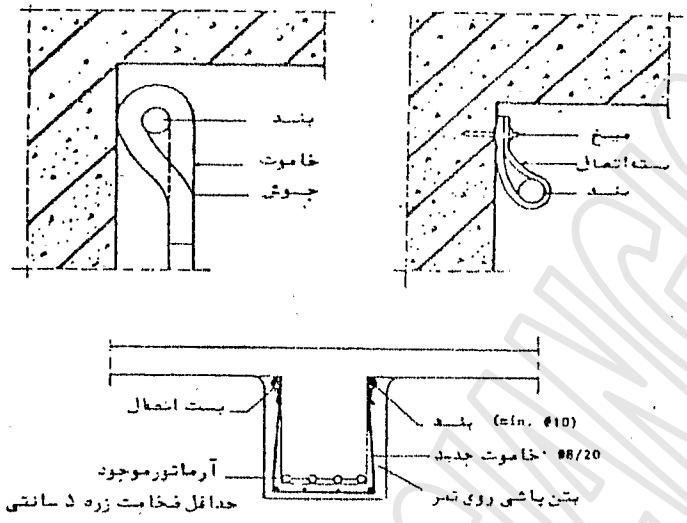


۱- آرماتور جدید ۲- آرماتور طولی اضافه شده ۳- خاموت جدید

۴- میلگرد اتصال جوش شده ۵- زره بتنی ۶- جوش

شکل(۳-۳۵)

قسمت فوقانی زره می‌باشد. کارایی اتصال نشان داده شده در شکل (۳-۳۶) بستگی به استحکام میخ و سختی بست اتصال دارد. مقاومت بیشتری را می‌توان با قرار دادن تسمه فولادی و اتصال آن بـه وسـیله چسب اپوکسی به بتن و قلاب نمودن شاخه‌های خاموت به دور آن ایجاد نمود.



شکل(۳-۳۶)

طراحی و اجرای زره پوش بتن مسلح باید مطابق ضوابط زیر باشد :

– مقاومت مصالح تقویتی نباید از مقاومت مصالح تیر موجود کمتر باشد.

– ضخامت زره نباید از cm 5 برای بتن پاشی و از cm 8 برای بتن در جا کمتر باشد.

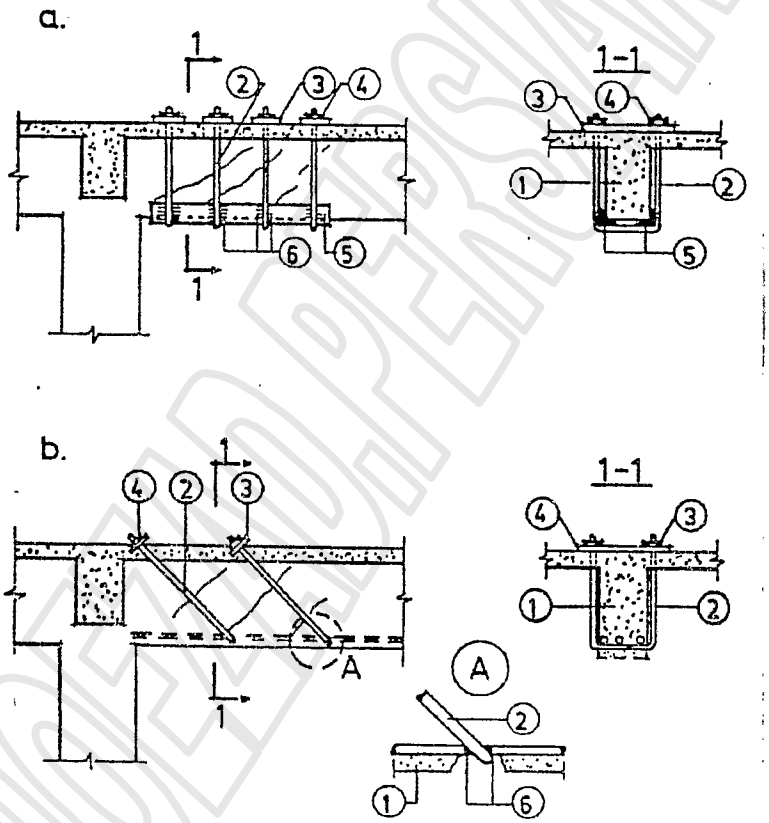
– آرماتور تیری که عضوی از قاب صلب می‌باشد باید در بالا و پایین تیر یکسره بوده و سطح آرماتور آن از 0.005 سطح مقطع کل تیر در محل گره‌ها کمتر نباشد.

– در محل تکیه گاهها در طولی مساوی 4 برابر ارتفاع کل تیر ،فاصله خاموتها نباید از ارتفاع تیر بیشتر شود. خارج از این منطقه فاصله خاموتها می‌تواند دو برابر شود. آرماتور بالا و پایین تیر در محل اتصال با ستون و با در نظر گرفتن طول مهاری کافی از بر ستون باید مهار گردند و یا بطور یکسره از محل اتصال عبور نموده و قطع نگردند.

۳-۸-۲-۲ مرمت باربری قائم تیرها

میلگردهای فولادی می‌توانند جهت اصلاح مقاومت برشی تیرهای آسیب دیده و یا تیرهایی که تقویت

لازم دارند مورد استفاده قرار گیرند ،این عمل با استفاده از طوقه‌های مورب که محیط تیر را در بر می‌گیرند قابل انجام است (شکل ۳-۳۷a) و (شکل ۳-۳۷b). طوقه عبارت است از میلگردهای رزوه شده‌ای که در دو انتهای خود توسط مهره ،دور تیر محکم می‌گردد. قسمت تحتانی طوقه به نبشی‌هایی محکم می‌گردد اما، طوقه مورب باید به آرماتورهای طولی جهت تأمین مقاومت در برابر مؤلفه افقی عکس‌العمل جوش شوند. در صورتیکه تغییر جهت اثر بار متحمل باشد زره‌پوش چهار طرفه توصیه می‌گردد.



۱- تیر موجود ۲- طوقه فولادی ۳- ورق فولادی

۴- مهره ۵- پروفیل نبشی ۶- جوش

شکل(۳-۳۷)

تقویت با ورق فولادی تکنیک جدیدی است که می‌توان از آن جهت افزایش مقاومت برشی و خمشی در تیرهایی که تحت اثر بار استاتیکی قرار می‌گیرند استفاده کرد. طریقهٔ اجراء به این صورت است که

ورقهای فولادی را توسط چسب اپوکسی به سطوح خارجی بتن متصل می‌نمایند. در مدتی که اپوکسی خود را می‌گیرد ورق باید توسط گیره به سطح بتن کاملاً محکم شود.

توصیه می‌گردد که ورقها توسط میخ یا بولت به سطح بتن محکم گردند. میل مهارها می توانند که به کمک اپوکسی یا رول‌بولت مهار گردند. ضخامت ورقهای فولادی به 10 تا20 میلیمتر محدود میگردد. در صورتیکه از ورقی به ضخامت بیش از mm 3 استفاده شود،مقتضی است که سطح بتن به وسیله لایه نازکی از ملات سیمان منبسط شونده صاف شود در این صورت کار برد رول‌بوت جهت اتصال الزامی است. توجه خاصی باید جهت محافظت ورقها در برابر حریق و خوردگی مبذول داشت روش فوق جهت تیرهای تحت بار نوسانی توصیه نمی‌گردد.

۳-۸-۲-۳ ملاحظات طراحی

ایجاد مقاومت برشی و خمشی کافی در عضو و کنترل آن به وسیله محاسبات ،یک امر ضروری می‌باشد. روش محاسبه مشابه ستونها می‌باشد که در قسمت قبل به آن اشاره شد. رعایت این نکته بسیار مهم است که سختی نسبی تیر و ستون در قاب صلب به نحوی طراحی گردد که در هنگام وقوع زلزله تنش در تیر زودتر از ستون به حد خمیری برسد و مفصل تشکیل دهد.

۳-۸-۳ اتصال تیر و ستون

بحرانی‌ترین قسمت یک قاب صلب در مقابله با زلزله ،اتصال تیر به ستون می‌باشد ،که به دلیل تعداد اعضاء در گره‌ها و وجود تنش‌های بالا قطعاً به دشواری قابل تقویت می‌باشد. هنگام وقوع زلزله ،اتصال در معرض خطر گسیختگی برشی و یا خرابی ناشی از عدم وجود مهار کافی ملیگردهای طولی قرار می‌گیرد.

زلزله‌های شدید باعث ایجاد مفصل پلاستیک در تیرها و در مجاورت ستونها می‌گردند ،در نتیجه ترک در تمام ارتفاع تیر پیشرفت می‌نماید. از بین رفتن اتصال میان آرماتور بتن در نزدیکی ستون باعث توسعه جاری شدگی فولاد به داخل اتصال گردیده و به کوتاه شدن طول مهاری آرماتور که برای انتقال نیرو ضروری است می‌انجامد و لغزش میلگرد در محل اتصال را سبب می‌گردد .در گره‌های داخلی آرماتور تیر در دو طرف ستون تحت تنش‌هایی با جهت مختلف قرار گیرند (کشش و فشاری) و این به علت تفاوت جهت لنگرهای حاصل از زلزله در دو طرف ستون می‌باشد. بنابر این در این مورد توجه خاصی باید جهت مهار کافی آرماتور در محل اتصال مبذول داشت.

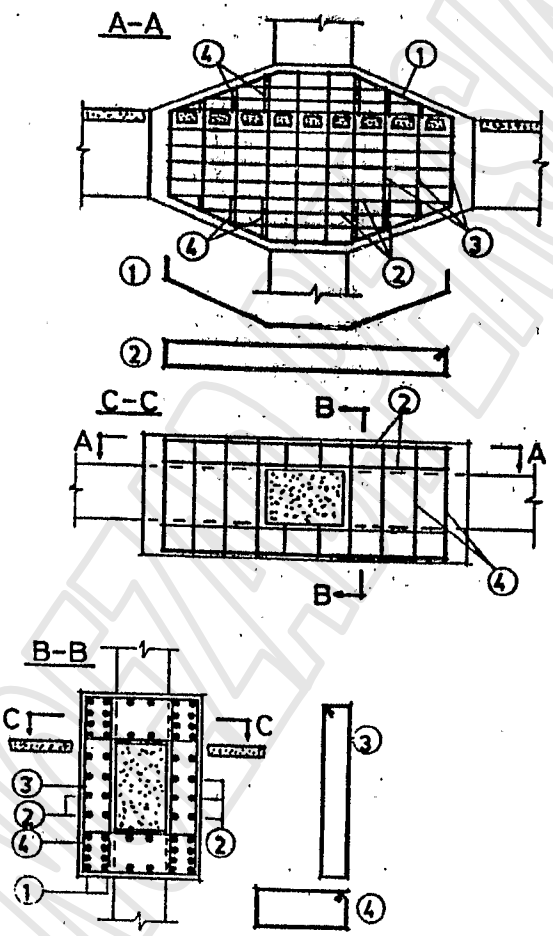
۳-۸-۳-۱ مرمت های موضعی

تزریق اپوکسی می‌تواند جهت مرمت اتصال آسیب دیده با ترکهای کوچک تا متوسط بدون آسیب دیدگی بتن و یا کمانش و گسیختگی آرماتور بکار رود. ایجاد پیوستگی مجدد میان آرماتور و بتن بوسیله تزریق ،مناسب و قابل اعتماد نیست. مرمت اساسی اتصال در موارد خردشدگی بتن ،از بین رفتن اتصال میان آرماتور و بتن و یا گسیختگی آرماتور بکار می‌رود ،به این صورت که اتصال کلاً تخریب شده و مجدداً ساخته می‌شود. قبل از تخریب اتصال ،سازه آسیب دیده باید به توسط تکیه گاههای موقت مهار گردد.

۳-۸-۳-۲ زره بتن مسلح

زره بتن مسلح در یک اتصال به گونه‌ای اجرا می‌گردد که کلیه اعضاء متصل شده جهت انتقال بار سازگار با یکدیگر رفتار نموده و این در صورتی است که تیرها و ستونهای محل اتصال نیز زره‌پوش شده باشند. جهت

تأمین اتصال کافی میان بتن تقویتی و بتن موجود و جهت تأمین امکان جوش آرماتور تقویتی به آرماتور موجود پوشش بتنی باید کنده شود. لازم است که ضخامت کافی برای زره در نظر گرفته شود تا تعداد زیاد آرماتور (آرماتور طولی تیر و ستون و خاموتها و تنگ‌ها) در مقطع قابل کار گذاری باشند. قرار دادن خاموتها و تنگ‌های مناسب در اتصال از نظر فاصله و کیفیت مهار بسیار بااهمیت است. میلگردهای افقی و عمودی و تنگ‌ها در مقطع اتصال و تنگ‌ها باید به گونه‌ای کار گذاشته شوند که یک سیستم سه بعدی را به وجود



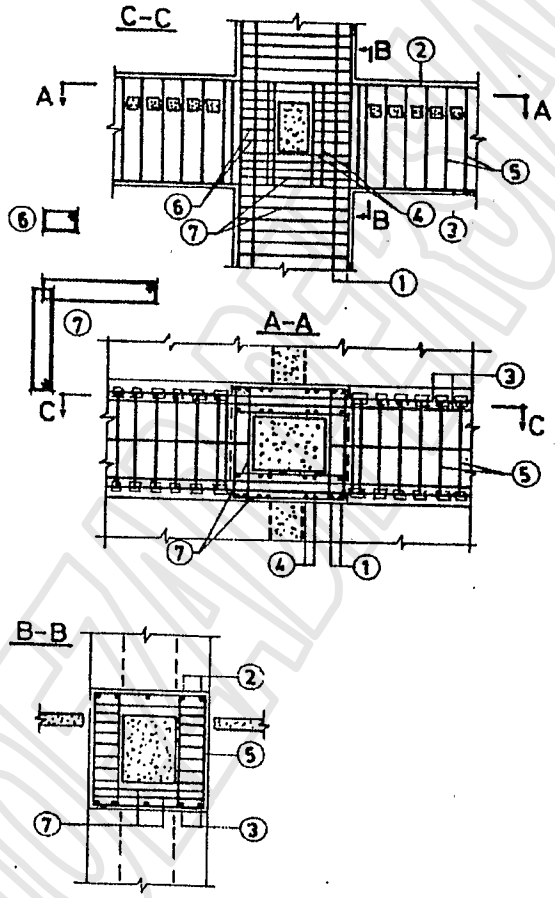
۱- آرماتور طولی ۲- تنگهای افقی ۳- خاموتهای عمودی ۴- خاموتهای عمودی

شکل(۳-۳۸)

بیاورند. این سیستم آرماتور همراه با بتن زره باید قادر به انتقال نیروهای داخلی باشند. زره باید همچنین دارای سختی کافی باشد. در مواردی که فقط اتصال آسیب دیده و ضعیف باشد زره بتنی می‌تواند

تنها در ناحیه اتصال قرار گیرد (شکل ۳-۳۸). زره باید حداقل یک متر از هر کدام از اعضاء محل گره را در کلیه وجوه در برگیرد. تنگ‌های افقی مقاومت برشی لازم را در اتصال ایجاد می‌نمایند. خاموتهای عرضی قائم باید به تنگ‌های افقی متصل گردند. زره باید تا بالای سطح فوقانی دال سقف امتداد یابد.

در سازه با آسیب زیاد اتصال زره تیر و ستون به یکدیگر مطلوب می‌باشد.(شکل ۳-۳۹) در این حالت



۱- آرماتور طولی ۲- آرماتور بالای تیر ۳- آرماتور پائین تیر ۴- خاموتهای عمودی اتصال

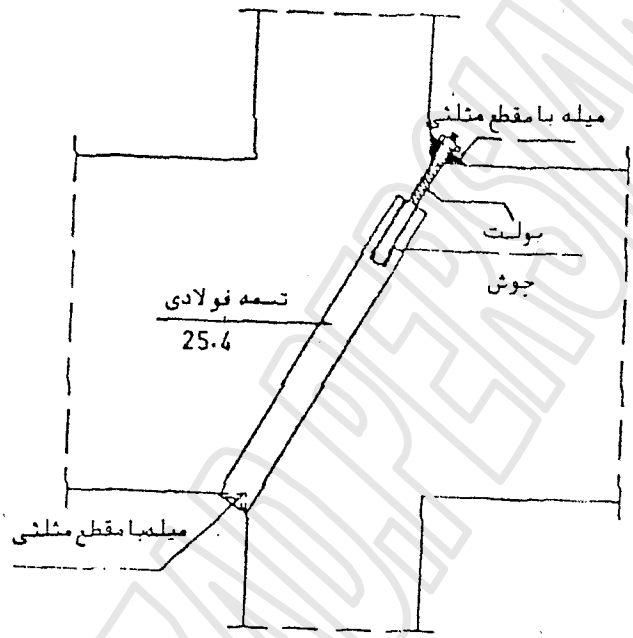
۵- خاموتهای تیر ۶- تنگهای ستون ۷- تنگهای ستون در اتصال

شکل(۳-۳۹)

آرماتور تقویتی تیرها و ستونها از محل اتصال عبور داده می‌شوند. تنگ‌های عمودی و افقی باید در ناحیه اتصال جهت ایجاد مقاومت برشی کافی قرار داده شوند. (حداقل $\phi 8$ به فاصله $5\ cm$) تنگ‌های تقویتی

ستونها باید در نزدیکی محل اتصال (از بالا و پایین) به فاصله کم و مهار مناسب قرار داده شوند. در مورد تیرهای با ارتفاع زیاد عبور دادن تعدادی تنگ افقی از سوراخهای ایجاد شده در جان تیر مناسب می‌باشد.

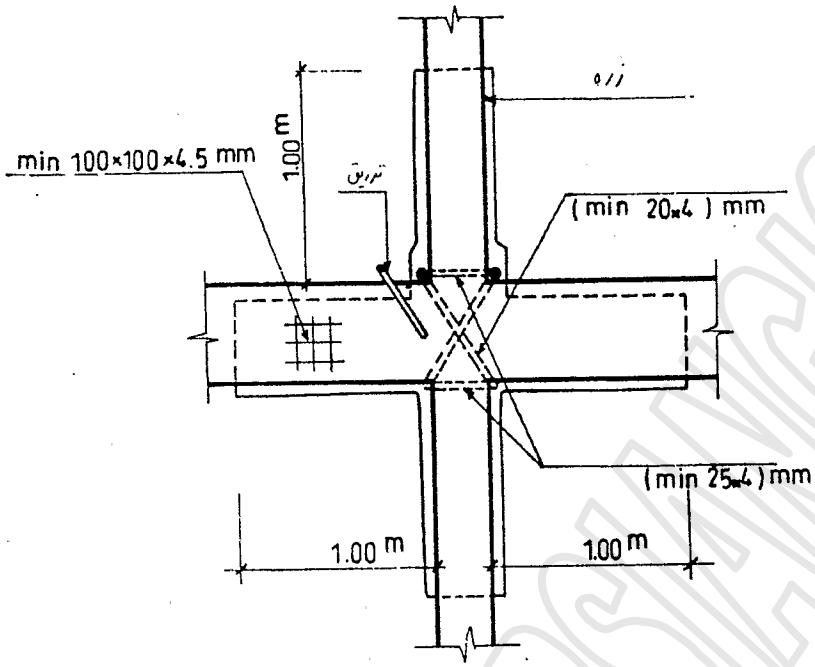
تقویت برشی اتصال می‌تواند به کمک طوقه‌های فولادی (با حداقل سطح 4×25 میلیمتر) مطابق شکل (۳-۴۰) صورت پذیرد. این شیوه به عنوان تکمیل مرمت یا تقویت اتصال بکار برده می‌شود. معمولاً



شکل (۳-۴۰) جزئیات طوقه خارجی

از دو طوقه متقاطع مورب در محل اتصال و دو طوقه افقی در گلوگاه اتصال ستونها به تیر ،دور ستونهای فوقانی و تحتانی مطابق شکل (۳-۴۱) استفاده می‌گردد.

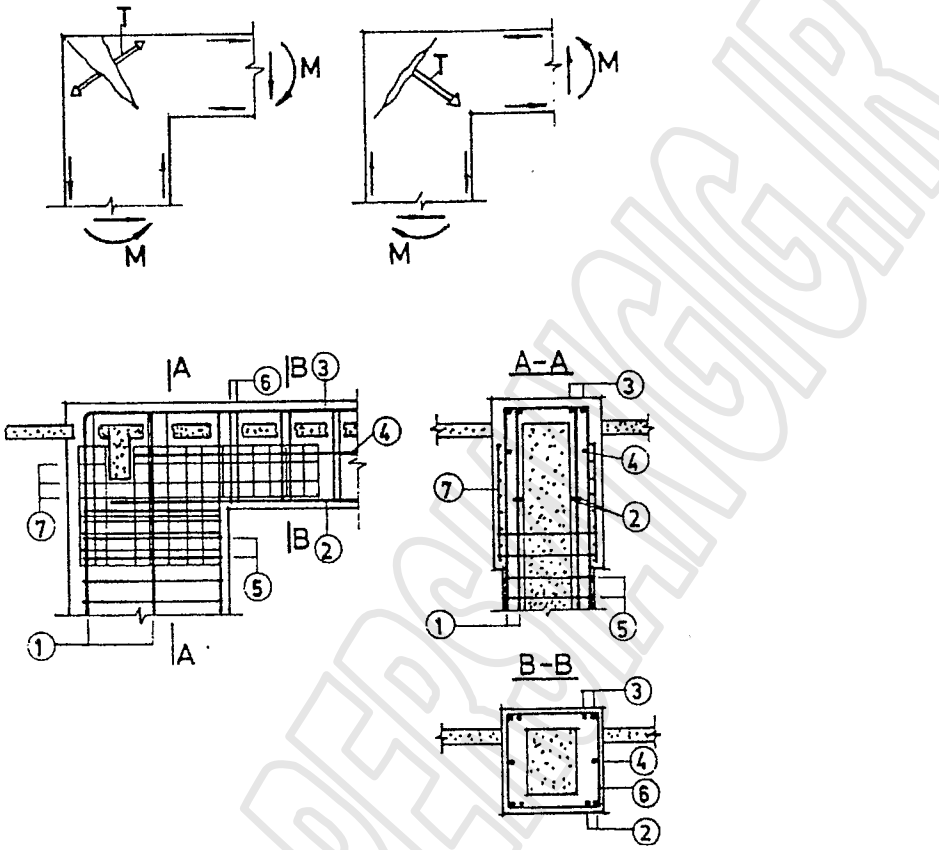
WWW.NOORPERSIANGROUP.IR



شکل (۳-۴۱) جزئیات قراردهی طوقه

بر حسب نیروهای اعمال شده به اتصالات کناری (شکل ۳-۴۲) آرماتور مناسب در زره باید قرار داده شود. آرماتورهای عمودی و افقی اضافه شده به تیرها و ستونها باید از اتصال عبور داده شوند. تور سیمی جوش شده و یا آرماتور در دو طرف اتصال قرار داده می‌شود. تور سیمی باید جوش به آرماتور موجود و یا توسط میل مهار به کمک اپوکسی یا بوسیله میخ به بتن متصل شود. اضافه نمودن تنگ یا خاموت در ستونها و تیرها در نزدیکی اتصال کیفیت را بهبود می‌بخشد.

WWW.NOEZADEHSANGIG.IR



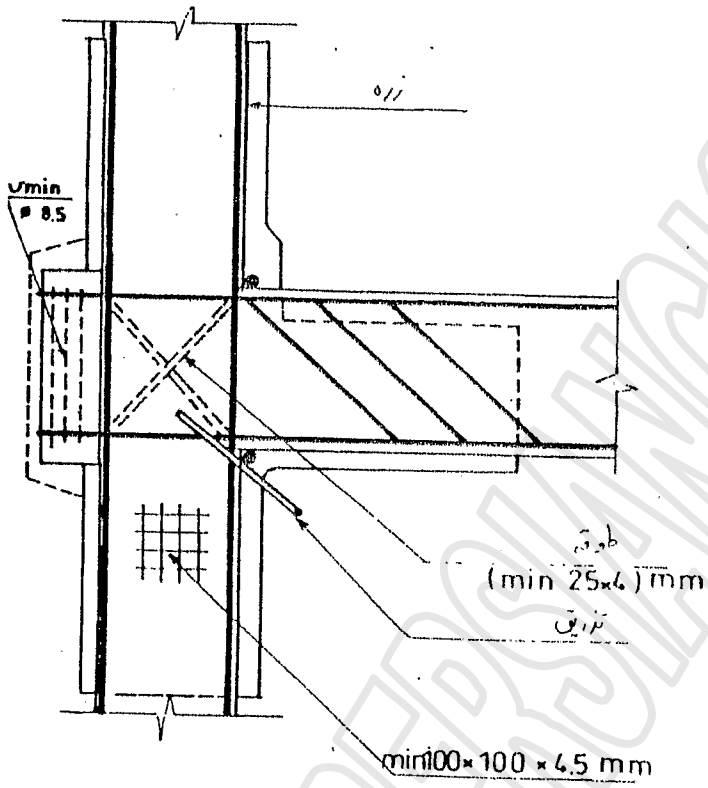
۱- آرماتور ستون ۲- آرماتور انتهای تیر ۳- آرماتور بالای تیر ۴-آرماتور تیر

۵- تنگهای ستون ۶- خاموتهای تیر ۷- تور سیمی جوش شده برآیندکششی =T

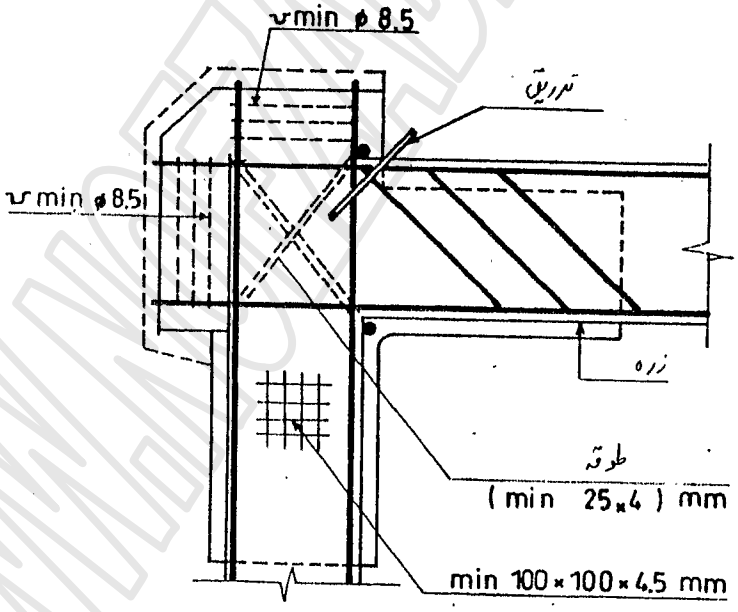
شکل(۳-۴۲)

۳-۸-۳-۳ تکنیک کوژ (Hump technique)

اگر چنانچه علل آسیب دیدگی اتصالات (گره‌ها) خارجی مشخص نبوده و یا یافتن آنها توأم با اشکال باشد از تکنیکی به نام تکنیک کوژ می‌توان استفاده نمود این تکنیک عبارت از افزایش طول تیر و ستون و یا هر دو می‌باشد ،لازم به یادآوری است که افزایش طول تیر در صورتی میسر است که جای کافی برای این کار موجود باشد و محدودیتی از طریق جانب مجاور ایجاد نشده باشد (اشکال ۳-۴۳ و ۳-۴۴). بتن مورد استفاده در این روش می‌تواند بتن معمولی یا بتن ریزدانه (Gunite) باشد. علاوه بر این زره تقویتی (از



شکل (۳-۴۳)



شکل (۳-۴۴)

WWW.NOORDESIGN.IR

بتن درجا یا بتن پاشیدنی) ،باید اتصال را به همراه کوژ در برگیرد.

رعایت مشخصات زیر در اجرای این تکنیک ضروری است :

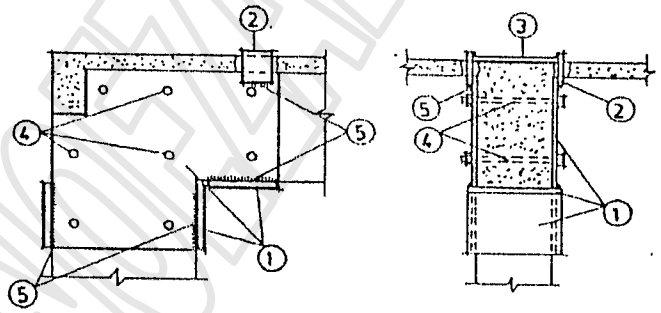
-استفاده از بتن با مقاومت حداقل $250\ Kg/cm^2$ برای نمونه مکعبی ،با ضخامت حداقل $20\ cm$

- کندن پوشش میلگردهای محل اتصال (قلاب) و جوش آرماتور جدید با قطر بالا به وجه خارجی اتصال.

- تعبیه خاموت با فواصل اندک از یکدیگر (حداقل $\phi 8$ به فاصله $5\ cm$)

۳-۸-۳-۴ تقویت با ورق فولادی

این روش تقویت اتصال را بدون نیاز به افزایش قابل ملاحظه ابعاد آن مقدور می‌سازد. این روش در درجه اول می‌تواند در سازه‌های صنعتی با قابهای صلب در یک امتداد بکار رود. ورقهای فولادی به شکل اتصال مورد نظر بریده شده و توسط چسب اپوکسی به بتن متصل می‌گردند (شکل ۳-۴۵).



۱- ورق فولادی ۲- ورق فولادی ۳- تسمه ۴- بولت پیش تنیده ۵- جوش

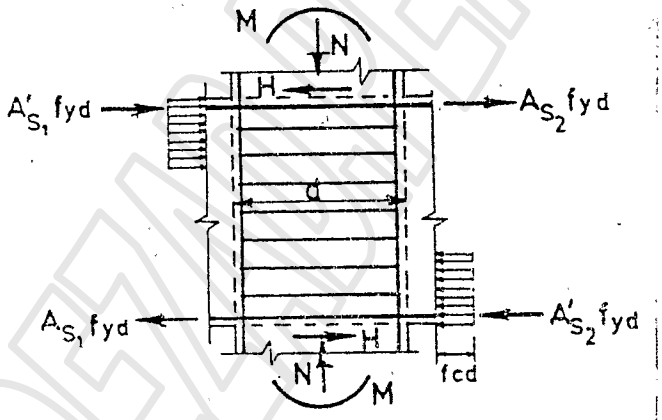
شکل (۳-۴۵)

ورقهای فولادی باید با بولت‌های پیش تنیده به محل اتصال مهار گردند. در مواردی که سطح اتصال نا صاف باشد می‌توان از ملات ماسه و سیمان منبسط شونده جهت صاف کردن آن استفاده کرد.

ضخامت ورق فولادی باید حداقل $4\ mm$ باشد و باید توجه داشت که این روش در مواردی که تیرهای با ابعاد نسبتاً بالا در محل اتصال وجود دارد، عملی نیست. اساساً ورقها در سطح خارجی اتصال بکار می‌روند. باید توجه خاصی جهت مقابله با اثر خوردگی و حریق مبذول داشت.

۳-۸-۳-۵ ملاحظات طراحی

اتصالات باید برای اثر توأم نیروهای داخلی (نیروی محوری - لنگر خمشی - نیروهای کششی و برشی) در وجوه مختلف طراحی گردند. در قابهایی که سختی تیرها نسبت به سختی ستونها پایین است مفصل پلاستیک در تیر در نزدیکی کناره ستون ایجاد می‌گردد. بنابراین تنش‌های حد پلاستیک در سطح مشترک تیر و ستون اعمال می‌گردد (شکل ۳-۴۶).

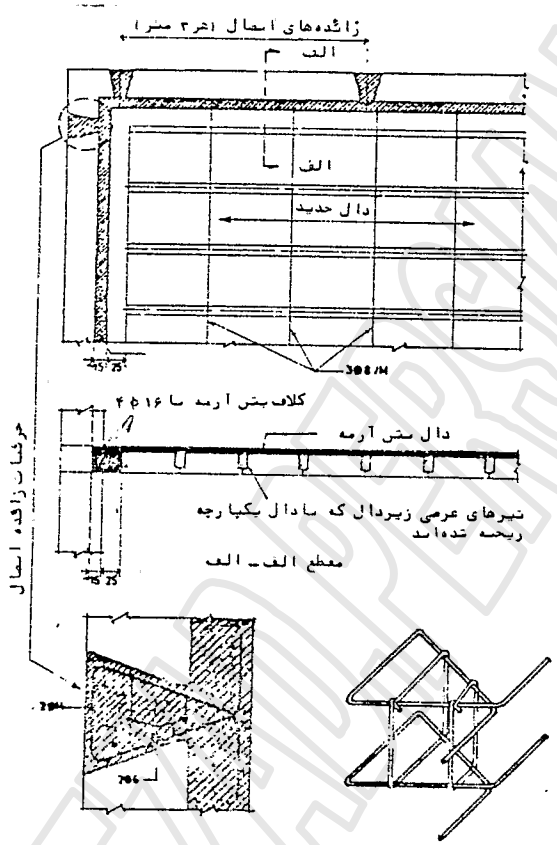


شکل (۳-۴۶)

محاسبات طراحی اتصال باید مبتنی بر کنترل مقاومت برشی و مهار کافی آرماتور اتصال باشند. طول مهاری آرماتورهای تیر باید از بر مغزه بتنی (محصور شده توسط تنگ) در نظر گرفته شود مشاهده گردیده‌است که بتن خارج از این محدوده جهت مهار آرماتور مناسب نمی‌باشد.

۳-۸-۴ دالها

دال نقش مهمی را در مقاومت ساختمان در برابر زلزله دارد و می‌تواند به بهترین نحوه نیروهای ناشی از زلزله را بین تکیه‌گاههای خود که در واقع دیوارها هستند تقسیم کند شکل(۳-۴۷) نحوهٔ رایج تأمین این



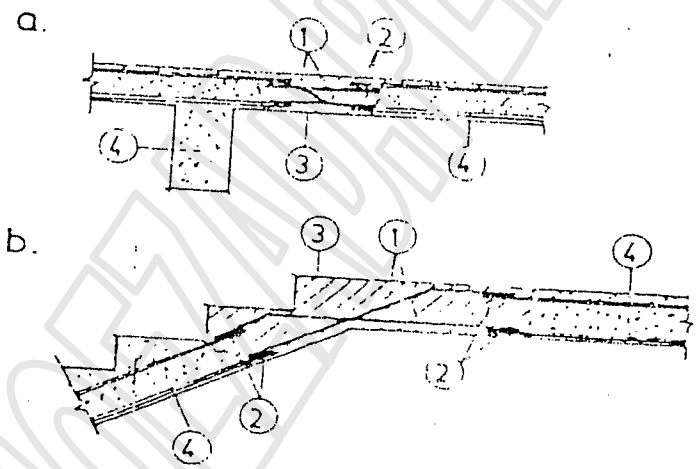
شکل (۳-۴۷) تأمین یکپارچگی و تقویت کف موجود

اتصال را نشان میدهد. با آنکه اساساً نقش تحمل بارثقلی را بر عهده دارند اما باید مقاومت و سختی کافی در برابر نیروهای جانبی را نیز داشته باشند ،بطوریکه دیافراگمی صلب در طبقه ایجاد نموده و سازگار با دیگر اعضاء در برابر نیروهای جانبی عمل کنند. ظرفیت باربری یک دال با ظرفیت ممان یا با ظرفیت برش آن تعیین می‌شود طراحی آنها به گونه‌ای است که باربری خمشی آن کفایت می‌کند اما در حالت بارگذاری‌های سنگین روی دالی که بر روی ستون تکیه دارد. برش پانچ نیز می‌تواند تعیین کننده باشد. دالها عموماً در قسمت تحتانی مسلح هستند و با تقویت ناحیه کششی می‌توان ظرفیت خمشی دال را افزایش داد. نحوه

خرابی در دالها متنوع است. خرابی نزدیک باز شوهای بزرگ ،خرابی در اثر تـمرکز نـیروهای زلزله در دال مجاور دیوار برشی (وقتی که فاصله دیوارهای برشی از یکدیگر زیاد است). خرابی در پا گرد پله‌ها نمونه‌هایی از خرابی در دالها می‌باشد. مرمت دال‌ها در صورت آسیب دیدگی ضروری است.

۳-۸-۴-۱ ترمیم موضعی

تزریق ،یکی از روشهای مرمت ترک می‌باشد. اپوکسی یا دوغاب سیمان می‌تواند بدین منظور بکار رود. با این روش مرمت اتصالات بین اجزاء جدا شده بتنی نیز می‌تواند انجام شود. تعمیر و تعویض در صورتی که بتن خرد شده یا آرماتور کمانش نموده باشد صورت می‌پذیرد. این عمل در دال طبقات یا پله‌ها مـطابق شکل (۳-۴۸) صورت می‌پذیرد.



۱- آرماتور اضافه شده ۲- جوش ۳- بتن اضافه شده ۴- دال موجود

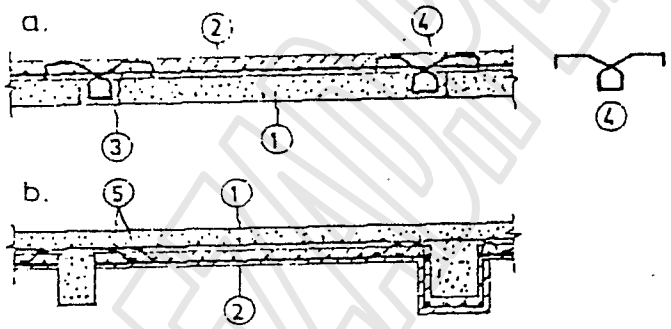
شکل (۳-۴۸)

۳-۸-۴-۲ افزایش ضـخامت دال

یکی از روشهای تقویت دال در صورت نقصان مقاومت و سختی آن ،افزایش ضخامت آنست. ضخامت دال باکاربرد مصالح جدید در قسمت فوقانی یا تحتانی دال افزایش می‌یابد. هر چند تنش برشی ایجاد شده بین

دو لایه بتن قدیم و جدید قابل توجه نیست اما در صورتی که میزان آن زیاد باشد جهت ایجاد اندرکنش مناسب بتن قدیم و جدید می‌توان از قرار دادن مقاطع فولادی و یا خاموت و یا گل میخهایی در محل اتصال،انتقال برش را بهبود بخشید. در صورت اضافه کردن آرماتور به ناحیه کششی ،بایستی جهت حفاظت آنها در برابر خوردگی و حریق پوششی از بتن بوسیله روش شات کریت روی آن ایجاد نمود. آرماتورهای جدید بایستی کاملاً محکم به بتن دال تثبیت شوند. به عنوان مثال برای این منظور می‌توان از بست‌های انبساطی استفاده نمود و آرماتورها را به این بست‌ها جوش و یا اتصال داد.

در صورتی که بتن جدید در قسمت فوقانی دال اضافه شده باشد همانطور که در شکل (۳a-۴۹) نشان داده شده مقاومت خمشی دال به علت افزایش عمیق مؤثر دال و همچنین امکان اضافه نمودن آرماتور فوقانی در تکیه‌گاهها افزایش می‌یابد و در حالتی که بتن جدید در ناحیه تحتانی بکار رفته باشد



۱- دال موجود ۲- آرماتور اضافه شده ۳- مهار

۴- میلگردهای خمیده مهار ۵- میلگردهای اتصال جوش شده

شکل (۳-۴۹)

همانگونه که در شکل (۳b-۴۹) نشان داده شده مقاومت خمشی به علت اضافه نمودن آرماتور تحتانی در وسط دهانه افزایش می‌یابد. در حالت اول کاربرد بتن معمولی و در حالت دوم بتن پاشی جهت سهولت مناسب می‌باشد. تقویت مطابق روش نخست سختی بیشتری را در دال جهت عمل دیافراگمی ایجاد می‌نماید. در حالت دوم در صورت زره‌پوش نمودن تیرها ،تقویت با یکپارچگی و پیوستگی بیشتری همراه

بوده و دال رفتار بهتری از خود بروز خواهد داد.

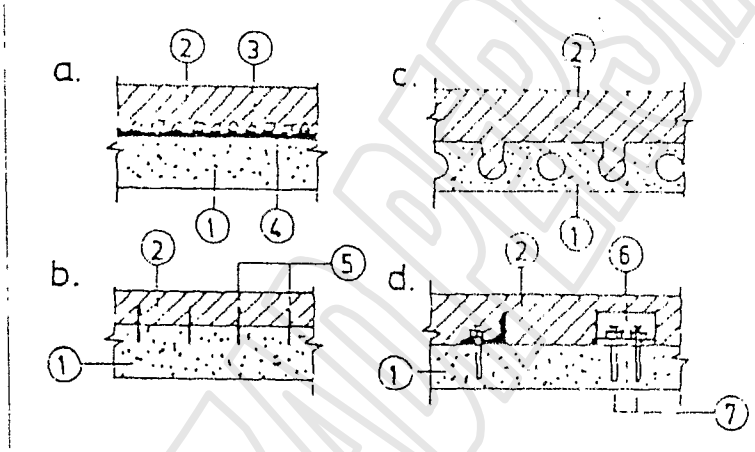
با روشهای زیر می‌توان به موارد فوق دست یافت :

- ایجاد سطحی زبر به وسیله مخلوط اپوکسی و شن (شکل ۵۰-۳a)

- تعبیه میل مهار در بتن موجود به کمک اپوکسی (شکل ۵۰-۳b)

- ایجاد حفره و ناهمواری در دال موجود (شکل ۵۰-۳c)

- تعبیه گل میخ‌هایی از نبشی ،میخ (مخصوص) و یا میلگرد (شکل ۵۰-۳d)



۱- دال موجود ۲- دال جدید ۳- ماسه شکسته ۴- اپوکسی

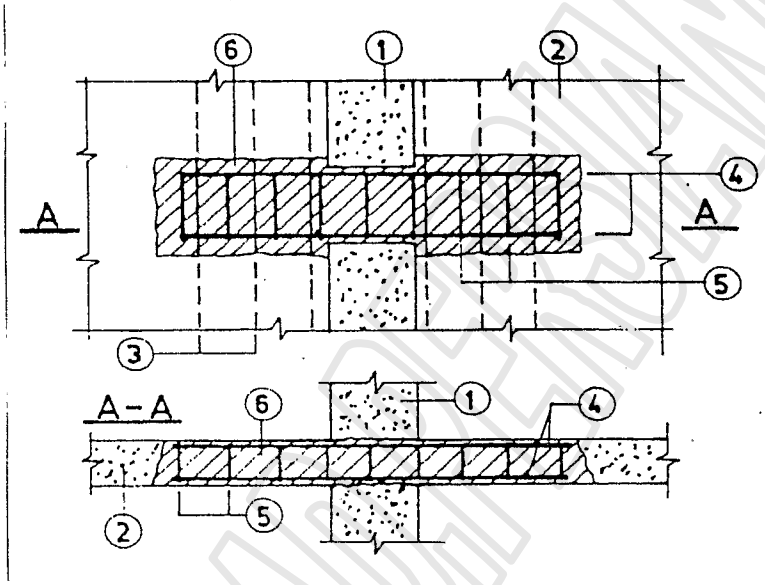
۵- بولت و اپوکسی ۶- نبشی ۷- میل مهار یا میخ بتن

شکل (۵۰-۳)

زبر نمودن سطح بتن ،چسبندگی و اتصال میان بتن موجود و بتن تقویتی را بطور قابل توجهی افزایش میدهد این عمل بوسیله سندبلاست یا خراشیدن با وسایل مکانیکی انجام می‌گیرد.

۳-۸-۴-۳ تقویت اتصال دال به دیوار

تقویت اتصال دال به دیوار برشی با بکار گیری مهار بتن مسلح قابل انجام است. مهار متشکل از آرماتور (آرماتور طولی ،خاموت و آرماتور قطری در صورت نیاز به انتقال بیشتر نیروی برشی) و بتن است که از میان دیوار برشی می‌گذرد و در دال در طرف دیوار امتداد می‌یابد. بتن مصرفی باید با مقاومت بالا و منبسط شونده باشد و توجه خاصی باید جهت ایجاد تراکم و چسبندگی و اتصال کامل مبذول داشت (شکل ۳-۵۱).



۱- دیوار موجود ۲- دال موجود ۳- آرماتور موجود ۴- آرماتورهای اضافه شده جهت مهار بتن مسلح

۵- خاموتهای اضافه شده ۶- بتن اضافه شده

شکل (۳-۵۱)

۳-۸-۵ دیوار برشی

دیوار برشی به لحاظ دارا بودن سختی و مقاومت زیاد در برابر نیروهای جانبی مهمترین عنصر مقاوم سازه در برابر زلزله می‌باشد. بنابراین باید آسیب وارده به آنها را به طور جدی مرمت نموده و نقصان مقاومت ناشی از ضعف طراحی را بر طرف نموده به نحوی که مقاومت آنها در برابر زلزله بطور قابل ملاحظه‌ای افـزایش یابد.

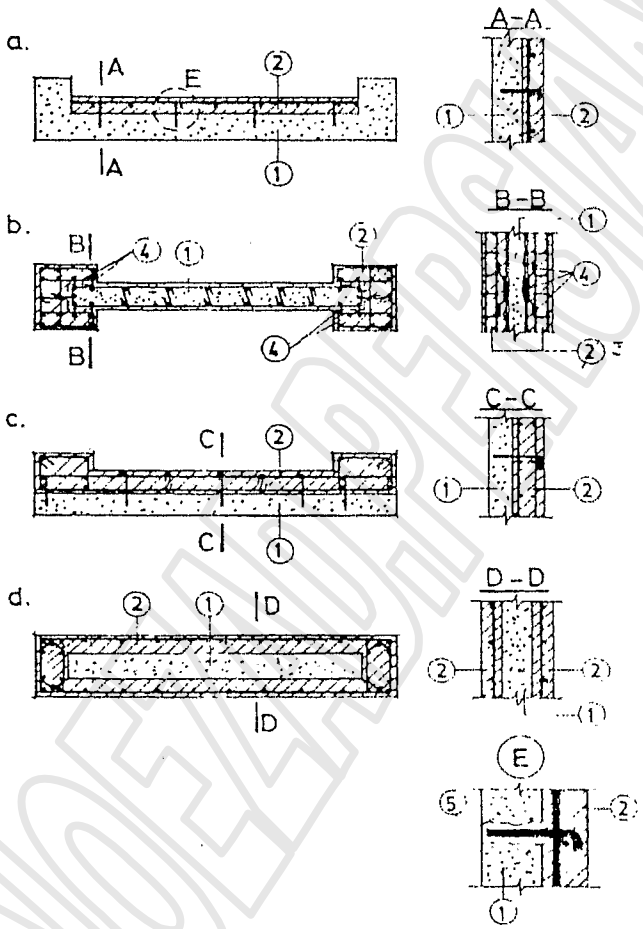
۳-۸-۵-۱ مرمت موضعی

تزریق اپوکسی برای مرمت ترکها در دیوار برشی ،طی دهه اخیر ،استاندارد گردید. اگر اتصال آرماتور و بتن از بین نرفته و همچنین خرد شدگی بتن رخ نداده باشد ،تزریق اپوکسی تا حدودی قادر به احیاء مجدد مقاومت برشی و خمشی دیوار خواهد بود. با این حال دیوار هرگز مقاومت اولیه خود را نخواهد داشت ،به این علت که نمی‌توان در تمام ترکهای کوچک ،اپوکسی تزریق نمود. عیب دیگر اپوکسی افت مـقاومت آن در مـقابل حریق است. استفاده گسترده از تکنیک فوق به دلیل سادگی ،تسریع در انجام و اقـتصادی بـودن آنست. بعلاوه در این روش ابعاد دیوار موجود تغییر نخواهد کرد ،همچنین مـقاومت آن از مـقاومت اولیـه تـجاوز نخواهد نمود، بنابر این اگر مقاومت اضافی مورد نیاز باشد باید از تکنیک‌های دیگری استفاده شود. قابل ذکر است که نیاز به تخلیه ساکنین در این روش منتفی است. تزریق اپوکسی باید مطابق مقررات ذکر شده در قسمتهای قبل انجام گیرد. تعمیر و تعویض می‌تواند در مورد ترکهای بزرگ ،خـردشدگی بـتن و کـمانش آرماتور بکار رود.

انتخاب مصالح جهت تعمیر (ملات پلی‌مر ،ملات سیمان ،بتن معمولی یا بتن پاشیدنی) بستگی به میزان آسیب وارده مشخصات و مکانیزم احیاء مقاومت دارد. استفاده از سیمان بدون افت یا سیمان منبسط شونده در ملات یا بتن پیشنهاد می‌شود. توجه زیادی باید جهت تراکم بتن جدید خصوصاً در محل تماس با بتن موجود مبذول داشت.

۳-۸-۵-۲ افزایش ابعاد دیوار برشی

افزایش ضخامت دیوار به وسیله بتن مسلح هنگامی انجام می‌پذیرد که مقاومت دیوار آسیب دیده و یا دیوار سالم موجود کافی نباشد. روش‌های مختلفی جهت افزایش مقاومت دیوار برشی موجود ،وجود دارد(شکل ۳-۵۲). بتن پاشی روش مرسومی برای مقاوم نمودن دیوار برشی می‌باشد.



۱- دیوار ۲- دیوار اضافه شده ۳- ستونهای اضافه شده ۴- جوش ۵- میلگرد و اپوکسی

شکل (۳-۵۲)

افزایش ضخامت جان دیوار به وسیله بتن مسلح ،جهت افزایش مقاومت برشی بکار میرود. آرماتورهای جان متشکل از میلگردهای افقی و عمودی در بتن تقویتی بسته به میزان افزایش مقاومت قرار داده می‌شوند. آرماتور و بتن تقویتی باید به کمک قلاب و زبر نمودن سطح موجود به دیوار موجود اتصال

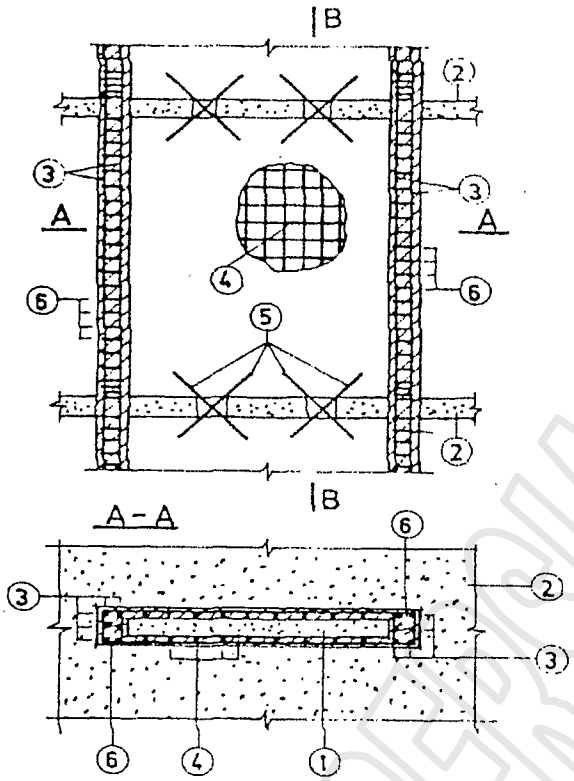
یابند. راه حل مقتضی جهت مهار قلاب، بکار بردن قلاب °90 و چسب اپوکسی می‌باشد. مهار آرماتورهای تقویتی می‌تواند با کار گذاری میل مهارهایی در حفره‌های ایجاد شده در اعضاء کناری دیوار به کمک اپوکسی انجام پذیرد.

اگر افزایش مقاومت خمشی لازم باشد باید بالهایی در هر دو طرف دیوار ایجاد گردد(شکل ۳-۵۲). باید بال جدید دیوار برشی با جزئیات مناسبی مقید گردد و جهت این کار از قلابها و تنگها استفاده شود. اتصال بالها به دیوار موجود از اهمیت زیادی برخوردار است که می‌تواند با جوش میلگردهای خمیده بخصوصی به آرماتورهای موجود و یا به وسیله مهار و اپوکسی به آرماتورهای موجود متصل گردد.

اگر افزایش مقاومت برشی و خمشی تواماً مورد نظر باشد ،جان و بال دیوار باید توسط بتن مسلح تقویت گردند. می‌توان یک یا دو طرف دیوار را تقویت کرد(شکل ۳-۵۲). تقویت دو طرفه معمولاً به نتایج بهتری منتهی می‌گردد ،اما هزینه‌اش بیشتر است و جهت اجرای آن نیاز به دسترسی به دو طرف دیوار می‌باشد. عبور دادن تنگهایی از میان سوراخ ایجاد شده در دیوار موجود و قلاب نمودن آنها به دور آرماتور دو طرف بر آن موجب یکپارچگی بیشتر می‌شود.

مثالی از تقویت دو طرفه دیوار در شکل (۳-۵۳) نشان داده شده‌است. نیروی برشی باید به نحو مناسبی میان سقف و دیوار انتقال یابد. به همین لحاظ سوراخهایی برای ایجاد مهار بتنی تعبیه می‌کنند. سوراخهای ایجاد شده می‌توانند جهت بتن ریزی دیوار زیر سقف بکار روند. میلگردهای قطری از سوراخهای سقف گذشته و در دیوار طبقات فوقانی و تحتانی مهار می‌شوند و اتصال را جهت انتقال برش تقویت می‌نمایند.

برای ایجاد اتصال مناسب میان بتن موجود و بتن جدید و جهت جوش میلگردهای اتصال به آرماتور موجود ،مقداری از پوشش بتنی دیوار باید کنده شود. سطح دیوار موجود باید زبر شده و هر گونه رنگ یا اندود از آن زدوده گردد. انتقال برش میان بتن جدید و دیوار موجود می‌تواند با تعبیه میل مهارهایی در دیوار به



۱- دیوار موجود ۲- دال موجود ۳- آرماتور طولی اضافه شده

۴- تورسیمی جوش شده ۵- میلگردهای قطری اتصال ۶- تنگهای اضافه شده

شکل (۳-۵۳) مثالی از تقویت دو طرفه دال

کمک اپوکسی صورت پذیرد.

افزایش ضخامت دیوار برشی باید مطابق ضوابط زیر باشد:

- مقاومت مصالح تقویتی نباید از مقاومت مصالح موجود روی کار کمتر باشد.
- ضخامت اضافه شده به جان حداقل $5\ cm$ و در مورد بال حداقل $10\ cm$ باشد.
- سطح مقطع آرماتور افقی و قائم اضافه شده نباید از 0.0025 سطح مقطع دیوار تقویت شده کمتر باشد.
- سطح مقطع آرماتور قائم متمرکز در دو انتهای دیوار نباید از 0.0025 سطح مقطع اضافه شده

به مقطع کمتر باشد.

– قطر تنگ‌های اضافه شده به طرفین دیوار نباید از mm 8 یا $\frac{1}{3}$ قطر میلگرد تقویتی قائم در طرفین دیوار کمتر باشد. فاصله بین تنگ‌ها نباید بزرگتر از ضخامت اضافه شده به انتهای دیوار و cm 15باشد.

– بتن تقویتی باید در فاصله‌های حداکثر mm 60 (در جهت افقی و قائم) توسط میل مهارهای قلاب شده و اپوکسی به بتن موجود مهار گردد و علاوه بر اینها باید سطح بتن موجود را نیز زبر کرد.

۳-۸-۵-۳ ملاحظات طراحی

میزان تقویت مورد لزوم برای دیوار برشی با توجه به کیفیت اتصال بین دیوار برشی موجود و بتن تقویتی و بر اساس مقاومت در مقابل اثر توأم لنگر خمشی ،نیروی محوری و برشی تعیین می‌گردد. انتقال نیروها از دیوارها به پی باید به نحو مناسبی صورت پذیرد و این امر ممکن است تمهیدات دشواری را اقتضا کند. افزایش سختی دیوار تقویت شده باید به عنوان عامل تغییر توزیع نیروهای جانبی در دیوارهای سازه در نظر گرفته شود.

WWW.NOEZADEGAN.IR

۳-۸-۶ دیوارهای تیغه‌ای پر کننده (infill panel)

این دیوارها اعضاء جدا کننده غیر سازه‌ای می‌باشند که از آجر ،بلوک سیمانی ،بلوک سفالی و یا سنگ به همراه ملات ساخته می‌شوند و دو طرف آنها اندود می‌گردد. اگر چه مسلح نمودن دیوارها و اتصال آنها به اعضاء قاب بتن آرمه در مناطق زلزله خیز توصیه می‌شود ،اما معمولاً از مسلح نمودن آنها خودداری می‌گردد. بر حسب سختی دیوارها ،این عناصر دز ساختمانهایی با قاب بتن مسلح بطور قابل ملاحظه‌ای از خرابی ،در هنگام وقوع زلزله جلوگیری می‌کنند و با وجود آنکه بدین منظور طراحی نمی‌گردند تا ترک خوردگی یا خرابی کامل در مقابل نیروهای جانبی مقاومت می‌نمایند.

خرابی می‌تواند به صورت ترکهای جزئی یا اساسی، افتادن آجر یا بلوک‌ها تا کج شدگی و خروج از راستای شاقولی بروز نماید. همچنین خرابی دیوار می‌تواند به اعضاء قاب درون آن نیز آسیب وارد سازد.

تقویت دیوارها با افزایش اندکی در هزینه مرمت که شامل جاگذاری آجر و تجدید اندود کاری است قابل انجام بوده و باعث افزایش چشمگیر مقاومت جانبی در سازه‌های کوچک بتن مسلح می‌گردد. بسته به میزان تقویت مورد نظر جزئیات اجرایی مختلفی جهت رسیدن به آن قابل استفاده است.

تقویت و باز سازی دیوارها بطور کلی به شرح زیر قابل انجام است :

ابتدا آجرها و بلوکها و احیاناً ملات آسیب دیده برداشته می‌شود و یک شبکه تور سیمی سبک در دو طرف دیوار کار گذاشته می‌شود. تنگ‌هایی از سیم ضخیم از میان سوراخهای ایجاد شده در دیوار به فاصله‌های مناسب عبور داده می‌شوند و شبکه‌های طرفین را به یکدیگر می‌بندند. لایه به ضخامت 2 cm از اندود سیمان و یا 4 تا 6 سانتیمتر بتن پاشیده، دو طرف دیوار را می‌پوشاند. این دو لایه مسلح باعث تقویت دیوار و افزایش یکپارچگی آن می‌شود. اگر دیوار توسط اپوکسی ،رول بولت یا میخهای بتن در محیط خود به قالب مهار گردد مقاومت آن به نحو قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

کارایی تقویت دیوار باید با توجه به آنالیز اعضاء احاطه کننده سازه بررسی گردد. دیوارهای بسیار

صلب در برابر نیروهای جانبی از کارایی بالایی برخوردار هستند. لیکن کلیه نیروها باید از طریق اعضاء احاطه کننده آنها انتقال یابد. مقاومت برشی اعضاء خصوصاً ستونها و اتصال تیر به ستون باید کنترل گردد. بعلاوه ستونها و پی‌ها باید برای نیروهای واژگونی حاصل از مقاومت برشی دیوارهای تقویت شده کنترل گردند.

۳-۸-۷ دیوارهای باربر

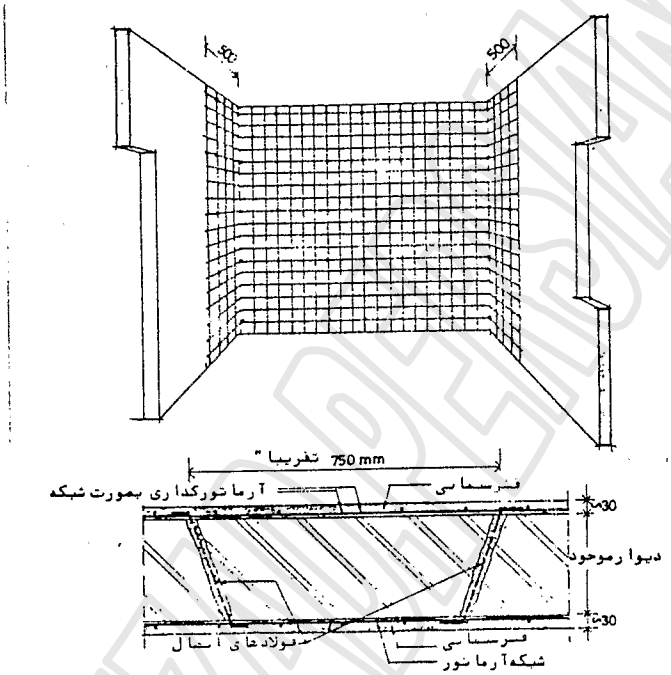
ظرفیت باربری یک دیوار باربر همانند ستون با مقاومت آن در برابر بارهای وارده محدود می‌شود و در مورد دیوارهای لاغر فاکتور تعیین کننده سختی دیوار خواهد بود. افزایش سختی با اضافه کردن عناصر سخت کننده یا با اضافه کردن بتن به دیوار مقدور است. روشهای معمول جهت مرمت و تقویت دیوارها عبارتند از تزریق ،اضافه کردن لایه‌های عمودی بتن آرمه که روی دو طرف دیوار را می‌پوشاند و پیش‌تنیدگی که به شرح آنها می‌پردازیم.

الف – تزریق : سوراخهای متعددی در دیوار به تعداد 2 تا 4 عدد در هر متر مربع ایجاد می‌کنند. در بدو امر به منظور شستشوی سوراخها جهت تضمین چسبندگی بین ماده تزریق شده و اجزای دیوار ،با آب تحت فشار ،تمام پودر داخل سوراخها را می‌شویند. سپس دوغاب سیمان متشکله از یک حجم آب و یک حجم سیمان را با فشار $1-2.5\ Kg/cm^2$ در سوراخها تزریق می‌کنند و برای این عمل نخست از سوراخهای پایینی در دیوار شروع کرده و به بالایی‌ها ختم می‌کنند.

بجای دوغاب سیمان می‌توان از ملاتهای پلی‌مری استفاده کرد. مقاومت برشی در دیوار با استفاده از این روش افزایش می‌یابد. ولی این عمل را نمی‌توان در مورد محلهای اتصال دیوارها به یکدیگر بکار برد. لازم به ذکر است که فشار تزریق را می‌توان با افزایش ارتفاع مخزن تزریقی به راحتی افزایش داد.

ب – صفحات بتن آرمه قائم که دو سطح دیوار را می‌پوشانند : در هر طرف دیوار یک شبکه فولادی که از سیم‌های فولادی جوش شده بهم به فاصله‌های $15\ cm$ تشکیل شده‌اند قرار داده و با گذاردن

قلابهای فولادی در سوراخهای ایجاد شده در دیوار به فواصل 50 تا 75 سانتیمتر این دو شبکه را بهم وصل می‌کنیم (شکل ۳-۵۴) سپس روی شبکه‌ها را با ملات سیمانی به ضخامت 3 تا 4 سانتیمتر می‌پوشانیم. بنابراین در شبکه فولادی ذکر شده در فوق به صورت آرماتورهای این دو صفحه بتنی عمل می‌کنند. این روش را می‌توان برای تقویت اتصالات قائم دیوار بکار برد.



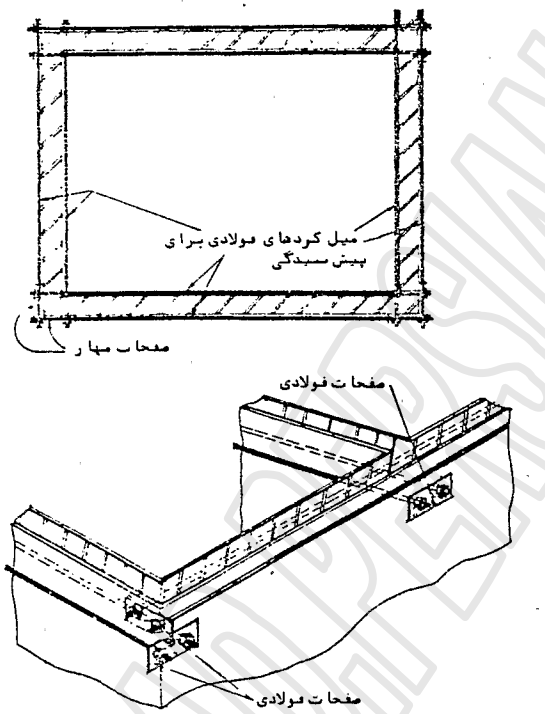
مقطع افقی

شکل (۳-۵۴)

ج – پیش‌تنیدگی : فشار در جهت افقی که به توسط آرماتورها یا کابلهای پیش‌تنیدگی ایجاد شود. می‌تواند علاوه بر اینکه مقاومتی برشی دیوار را بالا ببرد ،باعث تقویت اتصالات دیوارهای قائم تیر گردد (شکل ۳-۵۵).

راحت‌ترین روش برای ایجاد پیش‌تنیدگی 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 تیرفور است و سپس با مهره‌های مخصوص آنها را روی ورقهای تثبیت می‌کنند. لازم به ذکر است که با پیش‌تنیدگی افقی نسبتاً

ضعیف حدود $1\ Kg/cm^2$ در سطح قائم دیوار می‌توان به بهترین نتیجه رسید. پیش‌تنیدگی برای تقویت و مهار کردن تیرهای سر در بکار رفته در بین دو ردیف باز شو ،در حالتی که دال صلب وجود ندارد نیز می‌تواند مفید باشد.



شکل (۳-۵۵) تقویت دیوارها با پیش تنیدگی افقی

۳-۹ اعضاء سازه‌ای جدید

کلیات

مقاومت سازه موجود در برابر نیروی جانبی می‌تواند با اضافه نمودن اعضاء سازه‌ای جدید جهت تحمل قسمتی یا تمام نیروی زلزله ،افزوده گردد. سازه موجود باید جهت تحمل مقداری از نیروی زلزله که در برابر آن مقاوم تشخیص داده شده ،در نظر گرفته شود.

اعضاء جدید اضافه شده عبارتند از:

- دیوار برشی در قاب خمشی
- دیوار برشی اضافی در یک سازه با دیوار برشی اولیه
- قابهای اضافی در سازه با قاب
- مهار جانبی (فولادی یا بتن مسلح) در سازه‌های با قاب خمشی

انتخاب نوع ،مقدار و ابعاد اعضاء جدید بستگی به خصوصیات سازه موجود و هدف از طراحی آن دارد. در کلیه موارد سازه جدید متشکل از سازه قدیمی و اعضاء جدید به صورت زیر تحلیل و طراحی می‌گردند. دو راه حل جهت طراحی چنین سازه‌ای موجود است :

۱- اعضاء جدید می‌توانند دارای سختی جانبی در حد سختی اعضاء قدیمی باشند در این حالت نیروی جانبی به نسبت سختی اعضاء موجود جدید و همچنین موقعیت آنها در سازه توزیع می‌گردد.

۲- دیوار برشی با سختی قابل توجه نسبت به دیوار برشی موجود می‌تواند به سازه اضافه گردد. این کار را می‌توان در محل دیوارهای خارجی و یا دیوارهای داخلی با جایگزین کردن آنها با دیوار برشی انجام داد ،بدین شرط که به فضای مورد استفاده صدمه نزند.

در چنین حالاتی ،دیوار برشی جدید باید دارای مقاومت و سختی کافی جهت مقاومت در برابر نیروهای جانبی باشد. سازه موجود باید با اعضاء تقویت کننده سازگار بوده و در برابر زلزله آینده بدون بروز

خرابی تغییر شکل لازم را از خود نشان دهد. اضافه نمودن اعضاء جدید به ساختمان موجود رفتار دینامیکی سازه را در مقابل زلزله بطور قابل توجهی تحت تأثیر قرار می‌دهد. در بیشتر سازه‌های متداول با افـزایش سختی سازه ،نیروی طراحی آنها در برابر زلزله نیز افزایش می‌یابد و به همین دلیل توزیع نیروها در اعضاء مقاوم سازه تغییر می‌یابد. بنابراین حتی‌المقدور باید شرایط زیر را رعایت نمود.

– اجتناب از تمرکز نیروها روی اعضاء با سختی و تغییر شکل پذیری کم با توزیع یکنواخت اعضاء مقاوم در سازه .

– اصلاح توزیع نیروهای جانبی با کاهش اثر پیچش و هر گونه بی نظمی

– ایجاد مقاومت ،سختی و تغییر شکل پذیری کافی در اعضاء به تنهایی و همچنین در کل سازه

– ایجاد اتصال کافی میان سازه موجود و اعضاء جدید

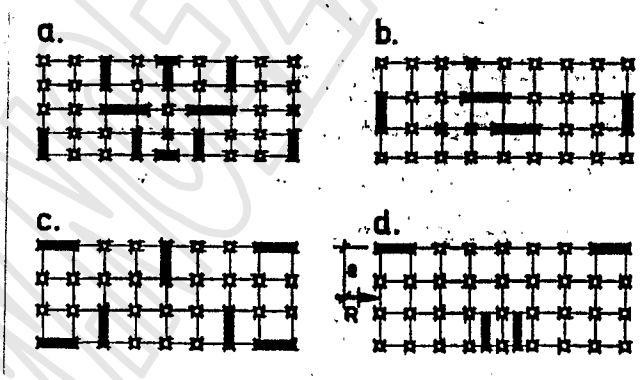
– ایجاد تناسب میان اعضاء موجود و اعضاء جدید از نظر سختی

زلزله‌های گذشته نشان داده‌اند که ساختمانهای با شکل نامنظم بیشتر در معرض آسیب دیدگی قرار دارند. بنابراین اغلب ،اضافه نمودن اعضاء سازه‌ای جهت ایجاد نظم در پلان و نما ضروری است. اعـضاء تقویت کننده باید به نحوی کار گذاشته شوند که فاصله مرکز جرم و مرکز سختی از یکدیگر به حداقل ممکن تقلیل پیدا کند. در عین حال باید تأثیرات حرارت ،خزش و افت که می‌تواند موجب تغییر در توزیع تنش‌های داخلی بین اعضاء موجود و جدید گردد در نظر گرفته شود.

مثالهایی چند از توزیع مناسب و نامناسب دیوار برشی در شکل (۳-۵۶) نشان داده شده‌اند. در حالتی که سازه تنها از اسکلت بدون مقاومت جانبی تشکیل یافته باشد، دیوارهای برشی جدید باید در محل‌هایی که از نظر معماری محدودیتی وجود ندارد قرار داده شوند. فاصله بین دیوارهای برشی در سازه‌هایی که دارای سقف انعطاف پذیر (سقف پیش ساخته با اتصالات ضعیف) می‌باشند باید کوچک در نظر گرفته شود. این فاصله در مورد سازه‌هایی با سقف یکپارچه بتن مسلح باید بزرگتر در نظر گرفته شود(شکل ۳-۵۶a,b). در

ساختمانهایی با پلان مستطیل شکل طویل ،قرار دادن دیوار برشی در گوشه‌ها در امتداد طولی (شکل ۳-۵۶c , d) مانع از تغییر شکل حرارتی گردیده و ممکن است که نیروهای داخلی قابل توجهی در سازه به وجود آورد. توصیه می‌گردد که دیوارهای برشی انتهای ساختمان در جهت معکوس قرار داده شوند (شکل ۳-۵۶a , b). مثالی از توزیع نامناسب دیوراهای برشی در شکل (۳-۵۶d) نشان داده شده‌است که در آن دیوارهای طولی از تغییر شکل سازه جلوگیری نموده و در عین حال باعث ایجاد خروج از مرکزیت برآیند نیروهای زلزله به مقدار زیاد می‌گردند. حال آنکه بازوی کافی توسط دیوارهای عرضی جهت مقابله با پیچش ایجاد نمی‌گردد. کلیه ملاحظات فوق در مورد ساختمانهایی که دیوار برشی به مقدار کافی ندارند نیز صادق است. لازم است که دیوارهای برشی در عین داشتن مقاومت کافی ،به نحوی در سازه قرار داده شوند که آثار مطلوب لنگر و پیچشی تقلیل کنند.

بی نظمی دیوارهای برشی در ارتفاع منجر به ایجاد طبقه نرم و یا سخت در سازه می‌گردد ،بنابراین باید با تعبیه دیوار برشی با سختی و مقاومت یکنواخت از این نقیصه اجتناب نمود.

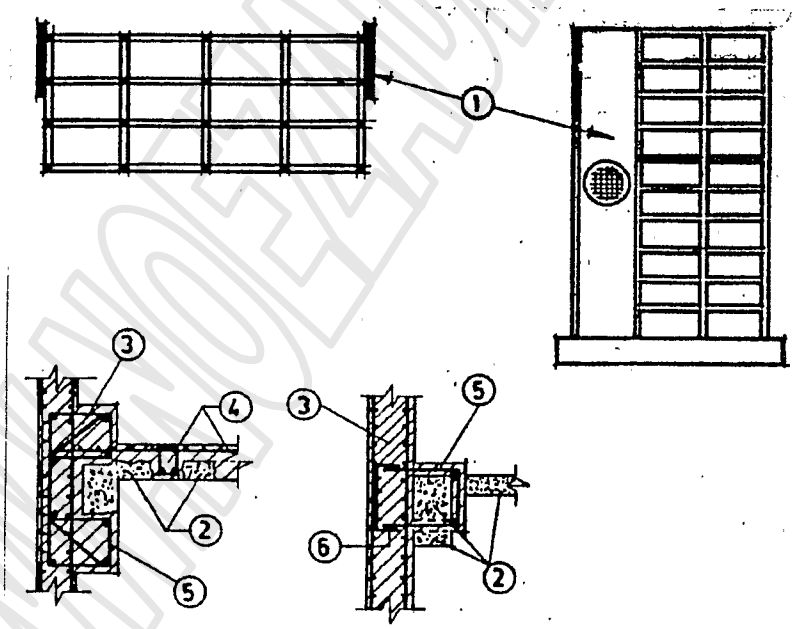


شکل (۳-۵۶)

۳-۹-۱ دیوار برشی

اضافه نمودن دیوارهای برشی بتنی بدون شک بهترین روش جهت تقویت سازه موجود در برابر زلزله و اصلاح رفتار آن می‌باشد. دیوارهای برشی معمولاً با بتن درجا ساخته می‌شوند ،اما می‌توانند به روش بتن پاشی نیز اجرا شوند. اعضاء پیش ساخته نیز می‌توانند جهت اجرای دیوار برشی جدید مورد استفاده قرار گیرد ،اما دقت بسیار زیاد در جزئیات اجرایی آن ضروری است.

دیوارهای برشی می‌توانند به صورت یکپارچه مماس بر محیط خارجی ساختمان و یا درون آن قرار داده شوند. افزودن دیوارهای برشی در محیط ساختمان اغلب به سادگی قابل انجام بوده و تغییری در فضای داخلی ساختمان ایجاد نمی‌نماید. حال آنکه محدودیت‌هایی را در طراحی نما و محل پنجره‌ها موجب می‌گردد. در حالت نخست (شکل ۳-۵۷) آرماتورهای خمشی که در انتهای دیوار قرار می‌گیرند و آرماتور برشی جان باید بطور پیوسته در سراسر ارتفاع دیوار ادامه یابند. مسئله عمده ایجاد اتصال مناسب بین دیوار



۱- دیوار برشی اضافه شده ۲- بتن موجود ۳- بتن اضافه شده ۴- آرماتور اضافه شده ۵-تنگهای اضافه شده

شکل (۳-۵۷)

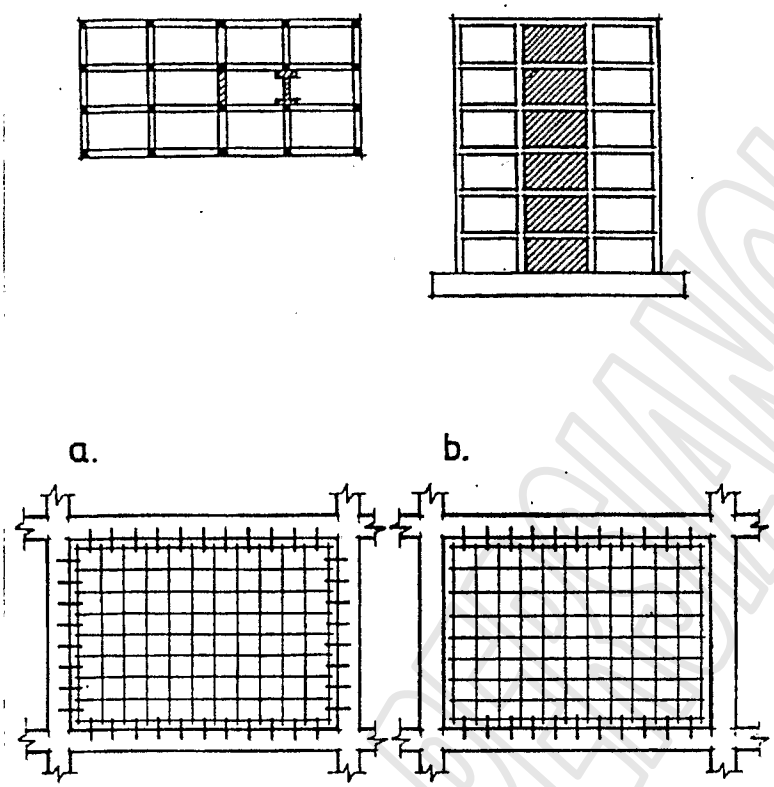
برشی جدید و سقف و دیافراگم و همچنین فونداسیون می‌باشد. این اتصال باید ،انتقال برشی میان سازه سقف و دیوار برشی را تضمین نماید.

۳-۹-۲ دیوارهای پر کننـــده

دیوارهای پر کننده عبارتند از : دیوارهای ساخته شده از بتن مسلح با مصالح بنایی که با تیرها و ستونهای ساختمان هم محور باشند (شکل ۳-۵۸).

از نظر عملکرد سازه‌ای دیوار پر کننده نظیر دیوار برشی پرکننده می‌باشد که قاب موجود به صورت مرکب در برابر نیروهای جانبی عمل می‌کند. تیرها و ستونها به عنوان اعضاء کششـی یـا فشـاری عـمل می‌نمایند. بعلاوه ستونها نیروهای برشی بزرگی را که از دیوار به سیستم سقف منتقل می‌گردند باید تحمل کنند. به همین جهت ممکن است در برخی موارد نیروهای داخلی آنها در هنگام وقوع زلزله با فرضیات اولیه طراحی تطابق نداشته باشد. به عنوان مثال ستونی که تنها تحت نیروهای فشاری محوری و یا با خروج از مرکزیت طراحی شده ،هنگام وقوع زلزله ممکن است تحت کشش قرار بگیرد. اساساً اعضاء قاب باید دارای مقاومت کافی جهت حمل نیروهای اضافی ناشی از تأثیر دیوار پرکننده نیز باشند.

استفاده از دیوار پرکننده ،مهمترین روش جهت مقاوم‌سازی ساختمانهای بتنی یک تا سه طـبقه می‌باشد که می‌تواند به عنوان تفکیک کننده فضاهای داخلی ،مخصوصاً در ساختمانهای مسکونی عمل کند. دیوار پرکننده از بتن درجا و یا بتن پاشیدنی با رعایت اتصال آن با تیر و ستونها اجرا می‌گردد (شکل ۳a-۵۸). ستون موجود باید همچنین دارای مقاومت لازم جهت تحمل نیروهای محوری حاصل از زلزله باشد. علاوه بر این مقاومت برشی کافی نیز داشته باشد زیرا در صورت بروز لغزش در اتصال بین تیرها و دیوار ،تنشهای برشی بزرگی به ستون وارد خواهد شد. دیوار پرکننده با بتن درجا می‌تواند به تیرهای بالا و پایین خود اتصال داشته باشد (شکل ۳b-۵۸). این روش در صورت ضعیف بودن ستون و نیاز به افزودن بال



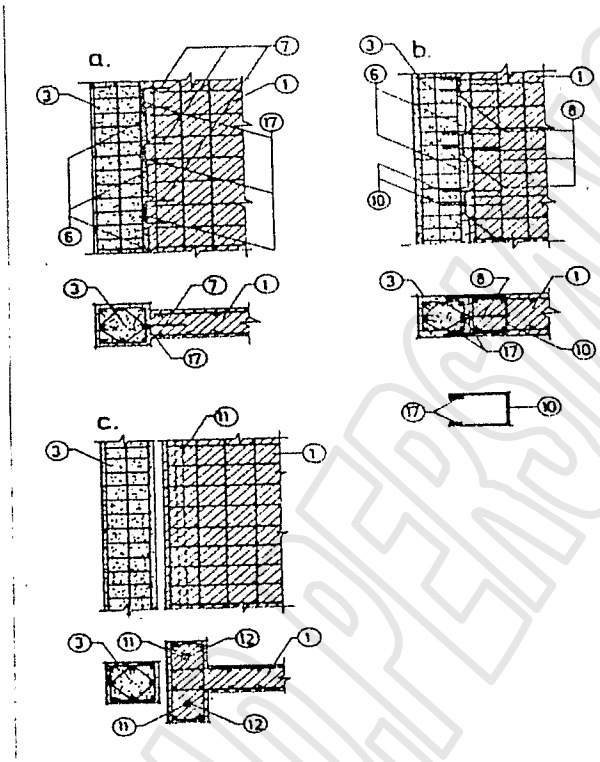
(a) دیوار پر کننده برشی درجا (b) دیوار پر کننده برشی مجزا از ستون و درجا

شکل (۳-۵۸)

به دو انتهای دیوار ،مناسب می‌باشد ،مثالی در مورد افزودن بال به دیوار در شکل (۳c-۵۹) نشان داده شده‌است. قسمت بال شکل ،عبور آرماتورهای کششی را از دال سقف در دو طرف تیر موجود مقدور می‌سازد. دیوارهای پرکننده می‌توانند از مصالح ساختمانی مختلف (مسلح شده) نظیر آجر و بلوک ساخته شوند و مانند دیوارهای بتنی درجا به قاب دور خود اتصال یابند. قطعات پیش ساخته نیز می‌توانند جهت احداث دیوار پرکننده بکار روند ولیکن باید تدابیری جهت نیل به یک اتصال مقاوم و تغییر شکل پذیر در دو گوشه دیوار اتخاذ گردد.

مهمترین مرحله در ساخت دیوارهای پرکننده جهت مقابله با زلزله ،اجرای صحیح جزئیات اتصالات می‌باشد. موارد زیر در اتصال دیوار به ستون قابل استفاده‌اند.

- ایجاد پاشنه‌هایی روی سطح ستون موجود و جوش مهارهایی به آرماتور طولی ستون (شکل ۳-۵۹a).



۱- دیوار پرکننده تقویتی ۲- تیر موجود ۳- ستون موجود

۴- دور پیچ فولادی ۵- میلگرد مهار شده توسط اپوکسی ۶- پاشنه بتنی

۷- میل مهار جوش شده ۸- میل مهار مورب ۹- خاموت تقویتی جوش شده

۱۰- تنگهای تقویتی جوش شده ۱۱- سوراخ سرتاسری

۱۲- تاندنهای پیش تنیده ۱۳- رول بولت ۱۴- گل میخ فولادی

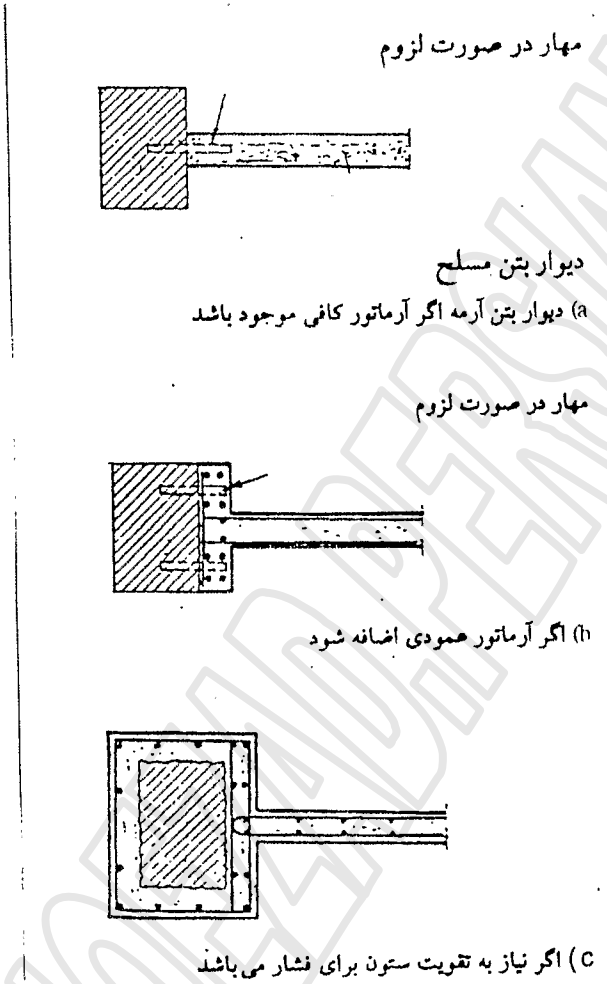
۱۵- چسب اپوکسی ۱۶- ورق ۱۷- جوش

شکل (۳-۵۹)

- ایجاد پاشنه‌هایی روی سطح ستون موجود و جوش میل مهارهایی به صورت مورب به آرماتور طولی ستون و جوش تنگ‌هایی جدید به تنگ‌های موجود ستون

- ایجاد پاشنه‌هایی روی سطح ستون موجود بعلاوه تعبیه میل مهارهایی به کمک اپوکسی روی سطح جانبی ستون (شکل ۳a-۶۰) و اضافه کردن آرماتورهای طولی بسته به موقعیت تیرهای سقف.

- ورق پوش یا زره پوش نمودن ستون موجود در صورت نیاز به تقویت در مقابل فشار.

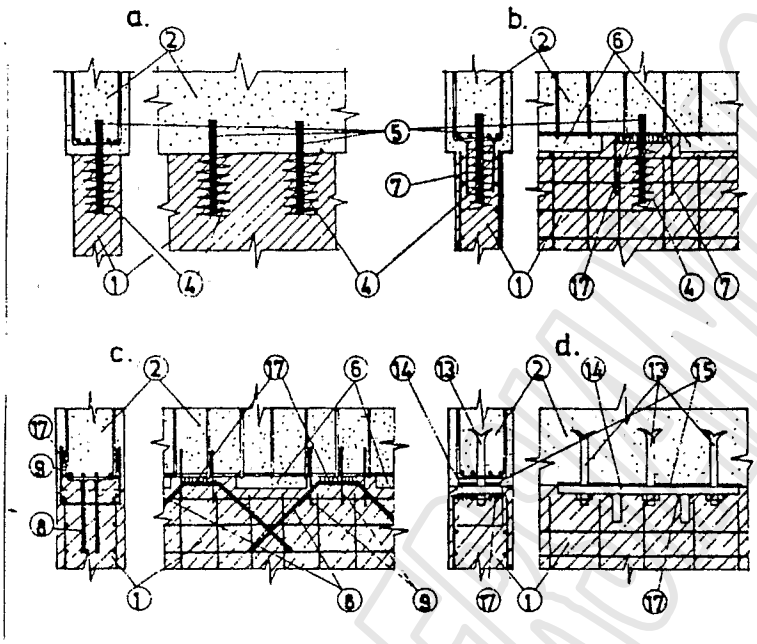


شکل (۳-۶۰)

- تعبیه میلگرد در سوراخهای ایجاد شده در تیر و مهار آنها توسط اپوکسی (شکل ۳a-۶۱).

- ایجاد پاشنه‌هایی روی تیر موجود و جوش دادن میلگردهای مورب به آرماتور طولی موجود و جوش دادن خاموتهای تقویتی به خاموتهای موجود (شکل ۳c-۶۱).

- ایجاد گل میخ‌هایی با جوش ورقهای فولادی به یکدیگر و نصب آنها توسط اپوکسی و رول بولت روی سطح تیر (شکل ۳d-۶۱).



۱- دیوار پرکننده تقویتی ۲- تیر موجود ۳- ستون موجود

۴- دور پیچ فولادی ۵- میلگرد مهار شده توسط اپوکسی ۶- پاشنه بتنی

۷- میل مهار جوش شده ۸- میل مهار مورب ۹- خاموت تقویتی جوش شده

۱۰- تنگهای تقویتی جوش شده ۱۱- سوراخ سرتاسری

۱۲- تاندنهای پیش تنیده ۱۳- رول بولت ۱۴- گل میخ فولادی

۱۵- چسب اپوکسی ۱۶- ورق ۱۷- جوش

شکل (۳-۶۱)

ملاحظات طراحی مهم و متعددی که در دیوارهای پرکننده باید در نظر گرفته شود به قرار زیر می‌باشند:

طولی از رول بولت که در داخل بتن مهار می‌گردد باید حداقل مساوی پنج برابر قطر آن باشد و کاملاً تا پشت آرماتور موجود در تیر یا ستون ادامه داشته باشد. جهت مقابله با خارج شدن آنها از دیوار ،در

اطراف رول بولت ،باید از اسپیرال (دور پیچ) مطابق شکل (۳a-۶۱) یا از قطعات سنجاقی شکل استفاده کرد. نسبت طول به ضخامت پاشنه حدود 5 به 1 می‌باشد.

طول پاشنه نباید از $15\ cm$ کمتر باشد. محاسبات نه تنها برای کنترل کفایت مقاومت دیـوار ،بلکه جهت کنترل کفایت مقاومت اتصال دیوار به قاب موجود باید انجام گیرد. همچنین نیروهای جدید که توسط دیوارهای پرکننده علی‌الخصوص به ستونها به دلیل بارگذاری جدید اعمال می‌گردد ،بـاید تـوسط محاسبات بررسی گردد.

WWW.NOEZAD-PERSIAN.IR

۳-۱۰ مقاوم‌سازی موقت

مقاوم‌سازی موقت امری است که ممکن است در خلال مراحل مقاوم‌سازی دائمی یا کار مرمت به آن نیاز باشد. لذا زمانی که خرابی و خسارت شدیدی در یک عضو سازه‌ای مشاهده شود بایستی عملیات شمع زنی را با دقت انجام داد و بارهای زنده را تا حدا مکان کاهش داد. بهتر است که ناحیه‌ای که دچار خرابی و خسارت شده بطور وسیع و گسترده ،در تمام طبقات ساختمان شمع کوبی شود تا تنش برشی را در اعضاء مجاور کاهش داده باشیم. علاوه براین باعث انتقال بهتر بار به اعضاء سالم و نهایتاً به زمین می‌شود. برای مقاوم‌سازی موقت شاخص‌های زیر لازم است :

- سرعت انجام عملیات
- استفاده از مصالح و تجهیزاتی که به آسانی تهیه شود و در دسترس باشند
- سهولت تخریب

در مقاوم‌سازی موقت نیازی به رعایت بعضی از اصول مانند دوام ،حفاظت در برابر حریق ،زیبایی نمی‌باشیم .

در شمع کوبی نیز مسائل زیر را باید در نظر داشت :

- فاصله میان عضو آسیب دیده و شمع تا آنجا که ممکن است کم باشد.
- نیروهای جانبی محتمل را باید به زمین و اعضایی که شایستگی حمل آنها را دارند انتقال داد (شمع‌های مایل).
- زمان و چگونگی برداشتن شمع‌ها بایستی به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

روشهای گوناگونی برای شمع کوبی وجود دارد. انتقال بار به شمع می‌تواند با گوه فولادی یا چوبی و یا با جکهای مکانیکی و هیدرولیکی انجام شود.

فصل چهارم

محاسبات

WWW.NOEZAD-PERSIANGIG.IR

یادآوری چند نکته حین اجرا

در این فصل تقویت و مقاوم‌سازی چند ساختمان بتنی که طبق محاسبات انجام شده نیاز به تقویت دارند مورد مطالعه قرار خواهد گرفت. اما پیش از آن لازم است به نکته‌ای اشاره شود و آن اینکه همواره لزوم اعمال تقویت در مورد ساختمانها، مربوط به اشتباهات محاسباتی نمی‌تواند باشد بلکه این مسئله را می‌توان مربوط به عدم نظارت مناسب و رعایت نکردن نکات واصول فنی درهنگام اجرا دانست.

اینک بعضی از موارد فوق را مورد بررسی قرارمی دهیم .

به طور کلی در ساختمانهای بتنی نقاط ضعف از نظر اجرا را می توان به صورت زیر تقسیم بندی کرد :

الف – بتن ریزی

ب – آرماتور بندی

ج – مسائل کلی حین اجرا

الف – بتن ریزی

در عملیات ساختن بتن و نیز بتن ریزی نکات فراوانی وجود دارد که رعایت کردن و یا نکردن آن سهم به سزایی در مقاومت ساختمان می‌تواند ایفا کند. موارد مهم و حائز اهمیت در عملیات ساختن بتن عبارتند از :

۱– دانه بندی مناسب طبق طرح اختلاط

۲– استفاده از مصالح تمیز

۳– بکار بردن سیمان مرغوب و به میزان کافی (در حد عیار توصیه شده توسط محاسب یا محاسبین)

۴– انجام عمل اختلاط به اندازه مناسب

۵– عدم استفاده از آب بیش از حد نیاز

متأسفانه به دلیل ضعف مسئله نظارت توسط مهندسین ناظر گاهی اوقات ممکن است بعضی از

مسائل فوق الذکر رعایت نشود و یا در حد قابل قبولی انجام نشود. عدم حضور مهندسین ناظر در حین انجام عملیات در کارگاه باعث رعایت نکردن بعضی از نکات فنی توسط عوامل اجرایی می‌شود.

همانگونه که اشاره شد دانه بندی مصالح یکی از عوامل مهم در مقاومت فشاری بتن می‌باشد. دانه بندی مصالح باید به گونه‌ای باشد که دانه‌های ریزتر فضای خالی بین دانه‌های درشت‌تر را پر نموده و جسمی توپر و محکم با وزن مخصوص زیادتر به دست آید.

در مورد تمیزی مصالح نیز باید متذکر شد که اصولاً مصالح شکسته تمیزتر از مصالح رودخانه‌ای گرد گوشه هستند.

ضمن اینکه مصالح شکسته در بالا رفتن مقاومت فشاری بتن به دلیل سطح زبر و خشن دانه‌ها مناسب‌تر از مصالح رودخانه‌ای هستند.

مواد زائد داخل مصالح بطور کلی عبارتند از :

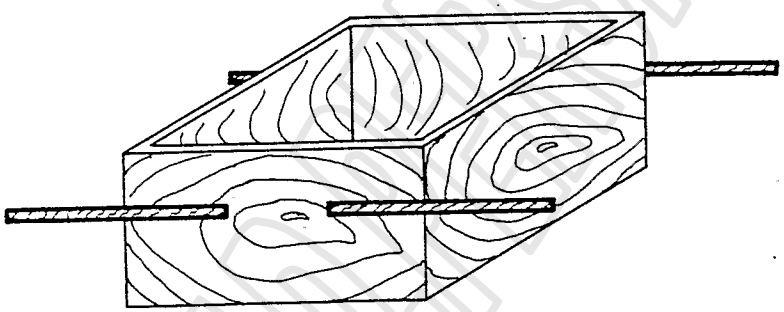
۱-مواد آلی مانند ریشه گیاهان و تکه‌های چوب که میزان آنها نباید از ۱٪ وزن شن و ماسه تجاوز نماید.

۲- خاک رس و کلوخه‌های آهکی که باعث جذب آب بتن شده و نیز فعل و انفعالات شیمیایی سیمان را متوقف می‌نماید.

در اغلب کارگاههای ساختمانی برای تهیه قسمت‌هایی از ساختمان مانند سقف‌ها و فونداسیون‌ها که شامل حجم زیادی از بتن هستند از شرکت‌های ساخت بتن درخواست بتن می‌شود. در این مراکز به دلیل وجود تجهیزات مناسب برای تعیین مقادیر شن و ماسه وسیمان و آب می‌توان تا حدی به کیفیت آنهااطمینان کرد. امانبایستی از نظر دور داشت که‌بعضاً به دلیل سود دهی بیشتر ممکن است عیار سیمان به درستی رعایت نشود. نیز جهت پایین آوردن استهلاک ماشینهای حمل بتن (میکسر)از بتنهای با اسلامپ بالا استفاده شود .در هر صورت گرفتن نمونه‌های آزمایشگاهی از بتن‌های مصرفی در هر قسمت از

ساختمان ضروری است.

در صورتی که حجم بتن مورد نیاز، زیاد نباشد با روشهای دستی اقدام به ساخت آن می‌شود. جهت بالا بردن کیفیت بتن بهتر است از پیمانه‌های چوبی مطابق شکل زیر استفاده نمود. برای پیمانه کردن مصالح شن و ماسه ابعاد این پیمانه‌ها را باید طوری در نظر گرفت که تعداد صحیحی از این پیمانه یک متر مکعب شود مثلاً اگر ابعاد آن را۲۵×۵۰×۵۰ سانتی متر در نظر بگیریم ۱۶ عدداز آن یک متر مکعب میشود.برای سیمان نیز پیمانه مشابهی که ظرفیت آن ۵۰ کیلوگرم باشد بایستی تهیه نمود. و با استفاده از این دو پیمانه‌اقدام به ساختن بتن نمود.



شکل (۴-۱) پیمانه چوبی برای بتن سازی

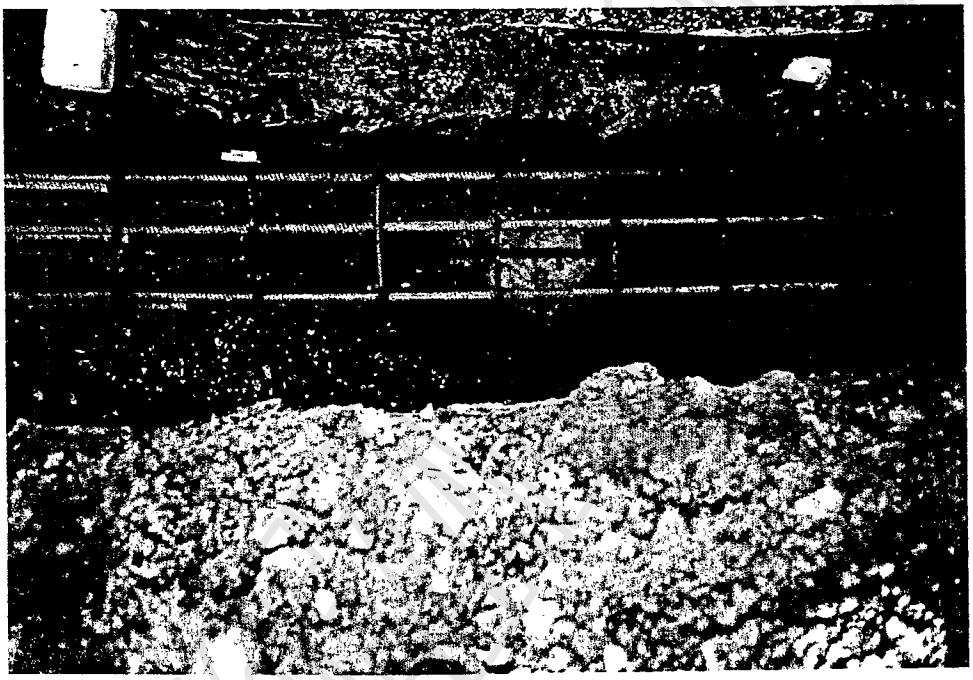
اما متأسفانه انجام این کار مرسوم نیست واغلب‌ازبیل جهت پیمانه کردن مصالح استفاده می‌شود که به هیچ وجه توصیه نمی‌شود زیرا تقریباً هیچ وقت بیل پر شده دو نفر از لحاظ حجم و یا وزن با هم مساوی نیست. و حتی بیل پر شده یک نفر در ساعات مختلف کار با هم متفاوت می‌باشد.

به هر حال رعایت نکردن اندازه‌ها در طرح اختلاطباعث بروز مشکلاتی از جمله کم سیمانی بتن میشود. بعد از عملیات ساختن بتن نوبت به بتن ریزی می‌شود این مرحله از عملیات نیز دارای نکات مهم و مسائلی است که به آن اشاره می‌شود.

اولین مسئله تطابق آرماتورهای کار شده با لیستوفرهای موجود در نقشه‌ها می‌باشد. مسئله بعدی تمیز بودن مکانهای بتن ریزی از مواد زائد می‌باشد این مواد زائد می‌تواند اثرات منفی روی مقاومت بتن

داشته باشد. قالبهایی که به این منظور به کار می‌روند را بایستی بطور کامل تمیز نموده و سطح آن را برای جلوگیری از چسبیدن بتن به آنها و در مورد قالبهای چوبی برای جلوگیری از جذب آب کاملاً با روغنهای ویژه چرب نمود. در مورد قالبهایی که برای فونداسیونها به وسیله آجر چینی تهیه میشود به کار بردن نایلون برای جلوگیری از تماس بتن با آجر و یا دیوارهای خاکی اطراف کاملاً ضروری است.

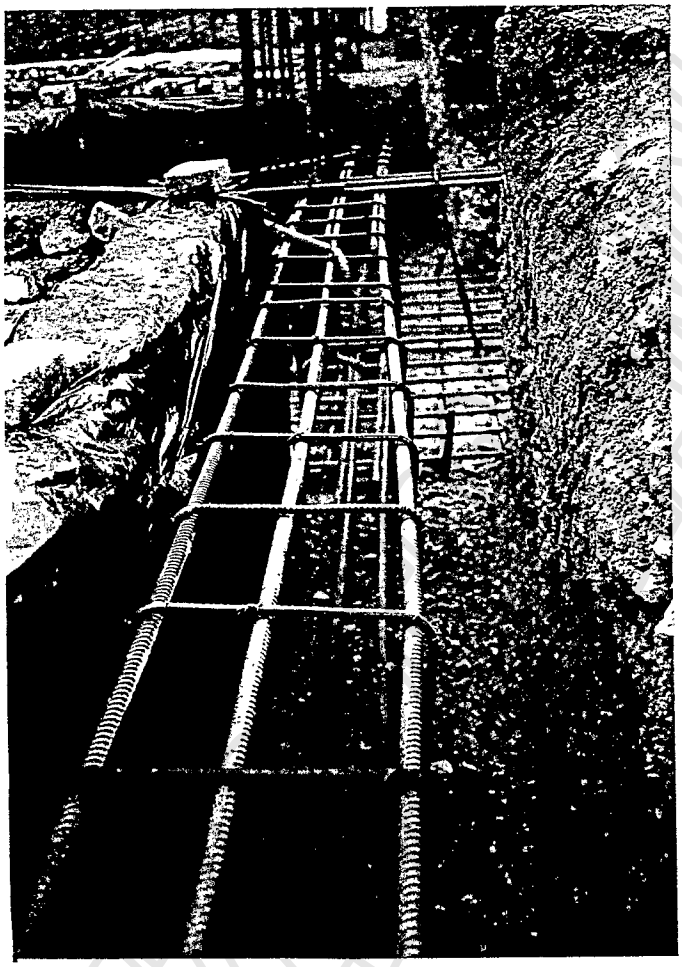
وجود خاک در کف شناژ در عکس زیر از نواقص کار می‌باشدکه ملاحظه می‌نمایید.



شکل (۴-۲) وجود خاک در کف شناژ

در مواقعی که به دلیل مشکلات اجرایی نتوان از نایلون برای جلوگیری از تماس بتن با سطح کناری جلوگیری کرد بایستی سطح پوشش بتن را مقداری ضخیم‌تر از حد معمول در نظر گرفت با این کار از نفوذ ترکیبات مخرب شیمیایی و آسیب دیدن میلگردها جلوگیری به عمل می‌آید البته مقداری از بتن که در مجاورت با خاک قرار دارد به دلیل از دست دادن آبی که توسط خاک جذب شده از بین می‌رود ولی چون

ضخامت این قسمت بیشتر از مقدار پیش بینی شده است عملاً پوشش کافی برای میلگردها وجود خواهد داشت.



شکل (۴-۳) رعایت فاصله مناسب در قسمت تماس بتن با خاک

مسئله قابل توجه دیگری که در حین عملیات بتن ریزی وجود داردعمل لرزاندن و یا ویبره کردن بتن می‌باشد این کار جهت تخلیه حبابهای هوای داخل بتن صورت می‌گیرد تا از پوک شدن بتن که باعث کاهش مقاومت فشاری آن می‌شود جلوگیری شود.

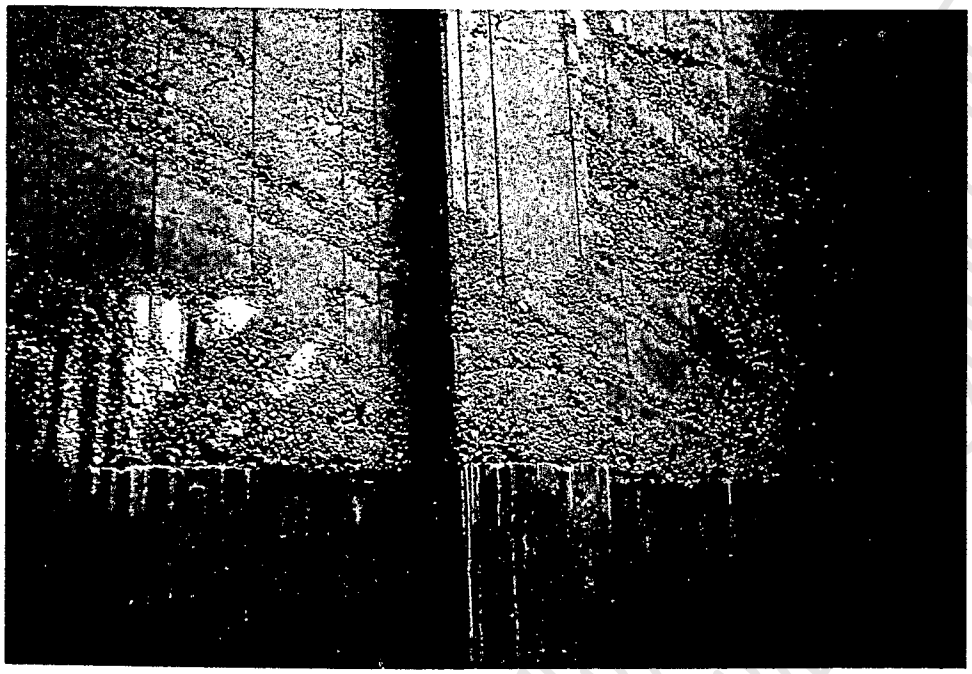
برای بالا رفتن کیفیت این کار، بهتر است از ویبراتورهای برقی و یا بادی و کلاً از وسایل مکانیکی مخصوصی که برای این کار ساخته شده استفاده کرد زیرا در غیر این صورت عمل تخلیه حبابهای هوا به طور ناقص صورت گرفته و این موضوع باعث ضعف مقاومت بتن می‌شود.

لذا به کار بردن وسایلی مانند بیل و شمشه برای عمل ویبراسیون نمی‌تواند مناسب باشد.

همچنین هنگام استفاده از ویبراتور بایستی دقت شود که شلنگ ویبراتور بطور عمودی داخل بتن شود. و نیز مدت زیادی در هر موقعیت قرار نگیرد زیرا این عمل باعث جدا شدن شیره سیمان از مصالح بتن می‌شود.

شکل (۴-۴) روشهای غلط ویبره زدن بتن

انجام ندادن عملیات ویبراسیون و یا ناقص انجام دادن آن باعث پوک شدن بتن می‌شود که درشکلهای(۴-۵) و (۴-۶)این مسئله به خوبی دیده می‌شود. بعضاً دیده می‌شود که برای ترمیم سطوح متخلخل ، از ملات معمولی جهت پر کردن این خلل و فرج استفاده می‌شود که این کار ممکن است صرفاً ظاهر کار را اصلاح نماید و به دلیل عدم یکپارچگی میان بتن قدیم و جدید در این قسمتها کارایی سازه‌ای وجود ندارند.

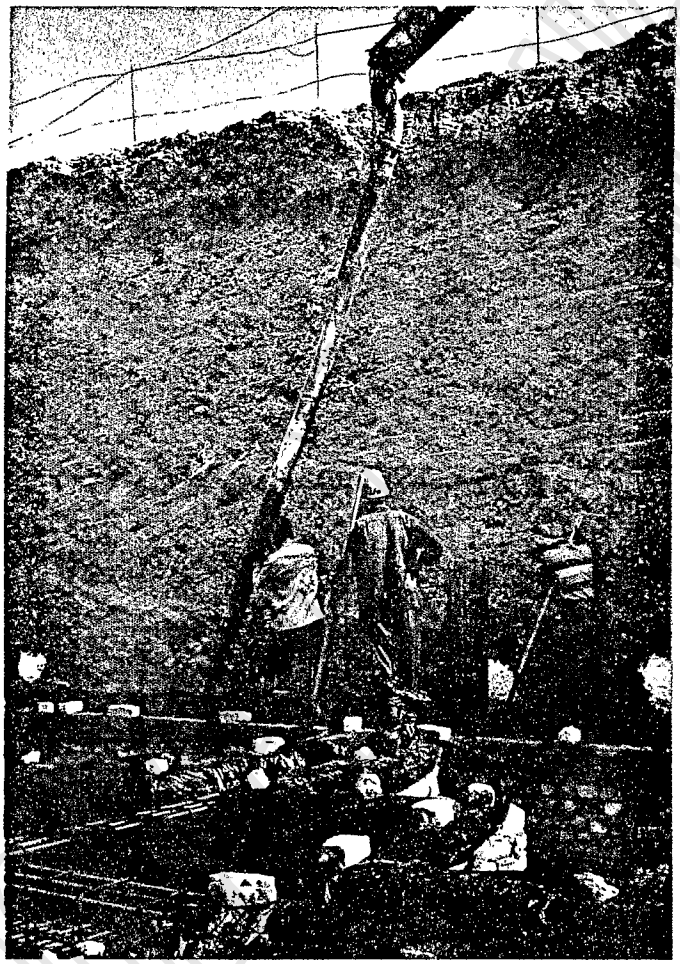


شکل (۴-۵) کرمو شدن بتن

شکل (۴-۶) لکه گیری نواحی کرمو شدهٔ بتن

در بتن ریزی‌های حجیم که احتمالاً می‌بایستی بتن ریزی را در سطح وسیعی انجام داد از پمپ‌های ویژه‌ای برای انتقال بتن به نقاط مختلف استفاده می‌کنند. نکاتی که در استفاده از این پمپها بایستی در نظر

گرفت یکی ارتفاع سقوط بتن از لوله خرطومی دستگاه می‌باشد که نبایستی به اندازه‌ای باشد که باعث جدا شدن دانه‌های درشت و ریز از یکدیگر شود. نکته دیگر اینکه، در مواقعی که این پمپ‌ها به صورت کرایه‌ای مورد استفاده واقع شوند در اسلامپ بتن بایستی دقت شود تا اسلامپ از حد مجاز بیشتر نباشد زیرا صاحبان این پمپ‌ها به دلیل پایین آوردن استهلاک دستگاه سعی می‌کنند از اسلامپهای بالای بتن استفاده کنند.



شکل (۴-۷)

مهمترین مسئله بعد از اتمام بتن ریزی ، نگهداری و در واقع عمل آوردن بتن می‌باشد. سیمان موجود در بتن ریخته شده در مجاورت رطوبت باید سخت شده و دانه‌های سنگی موجود در مخلوط را به همدیگر چسبانیده و مقاومت بتن را به حداکثر برساند.

بدین لحاظ باید از خشک شدن بتن جلوگیری نمود و سطح آنرا حداقل تا هفت روز مرطوب نگاه داشت. برای این کار بهتر است روی بتن تازه را با گونی پوشانده و ۳ الی ۴ ساعت بعد از اتمام بتن ریزی این

پوشش را مرطوب کرده و از خشک شدن آن جلوگیری کنیم زیـرا در صـورت خشک شـدن سـطح بـتن، ترکهایی در سطح آن ظاهر می‌شود. هوا از این ترکها به آرماتورها رسیده و آنها را دچار خوردگی می‌کند. در عین حال آب نیز می‌تواند وارد این ترکها شود و بعد از یخ زدگی رفته رفته سطح پوشش بتنی آرماتورهارا از بین برده و خوردگی آرماتورها را سریعتر نماید.

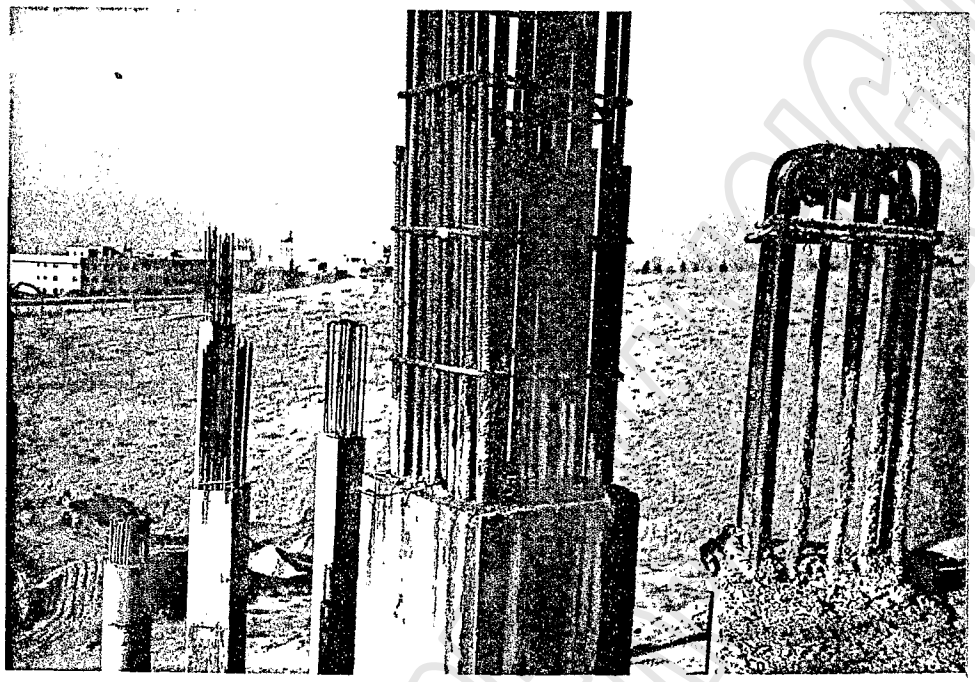
ب- آرماتور بندی

اولین مسئله در آرماتور بندی تمیز بودن سطح آرماتورها می‌باشد. وجود مواد خارجی روی سطح آرماتورها از چسبندگی بین سطح بتن و سطح آرماتور جلوگیری به عمل می‌آورد وجود یک لایه زنگ زدگی و یا روغن که معمولاً ازقالبهای آغشته به روغن به میلگردها می‌رسد باعث عدم پیوستگی بین سـطح بـتن و مـیلگرد می‌شود. و این امر باعث پایین آمدن مقاومت کششی اعضاء می شود.پس قبل از برش و خم آرماتور باید در صورت وجود زنگزدگی به وسیله برسهای فولادی و یا دستگاه سند بلاست سطح آن را تمیز نمود.

در صورتی که سطح میلگردها آغشته به روغن و یا گازوئیل باشد می‌توان به وسیله بنزین سطح آن را تمیز نمود. رعایت فاصله و شماره میلگردهای مصرفی مطابق با نقشه‌ها از نکات مهمی است که نبایستی از نظر دور داشت و این امر با کنترل دقیق بر اجرای کار توسط مهندسین ناظر امکان‌پذیر است. در صورت نبودن میلگرد خاصی در کارگاه تبدیل آن به شماره‌های دیگر بایستی با در نظر گرفتن مقاومت میلگردها توسط مهندس ناظر صورت گیرد.

در ضمن این کار فاصله‌های جدید نبایستی به گونه‌ای باشد که از عبور دانه‌های شن جلوگیری به عمل آورد.

تراکم بیش از حد آرماتورها را که مانع از عبور بتن می شود را در شکل زیر ملاحظه می نمائید

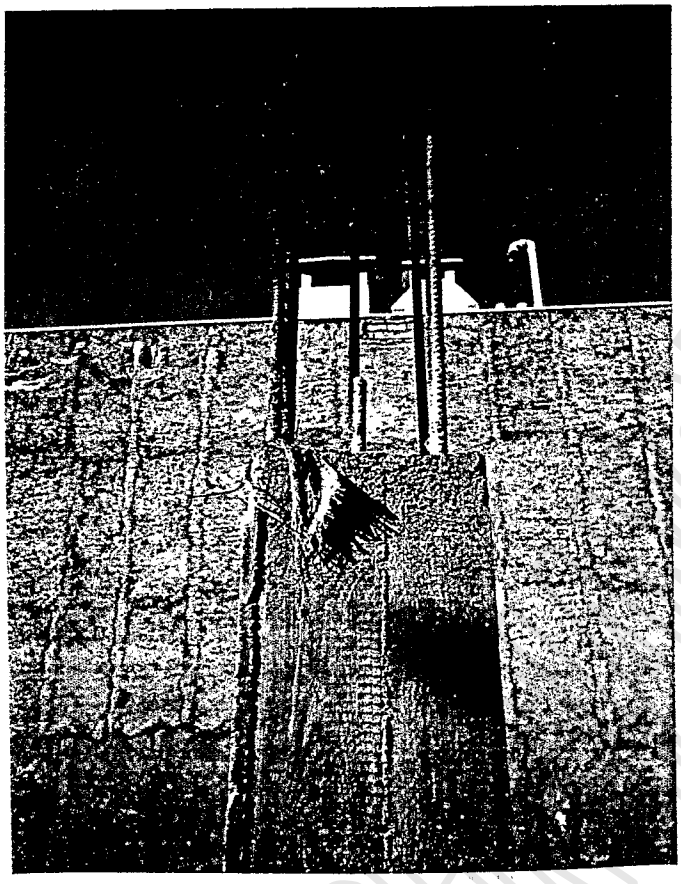


شکل (۴-۸)

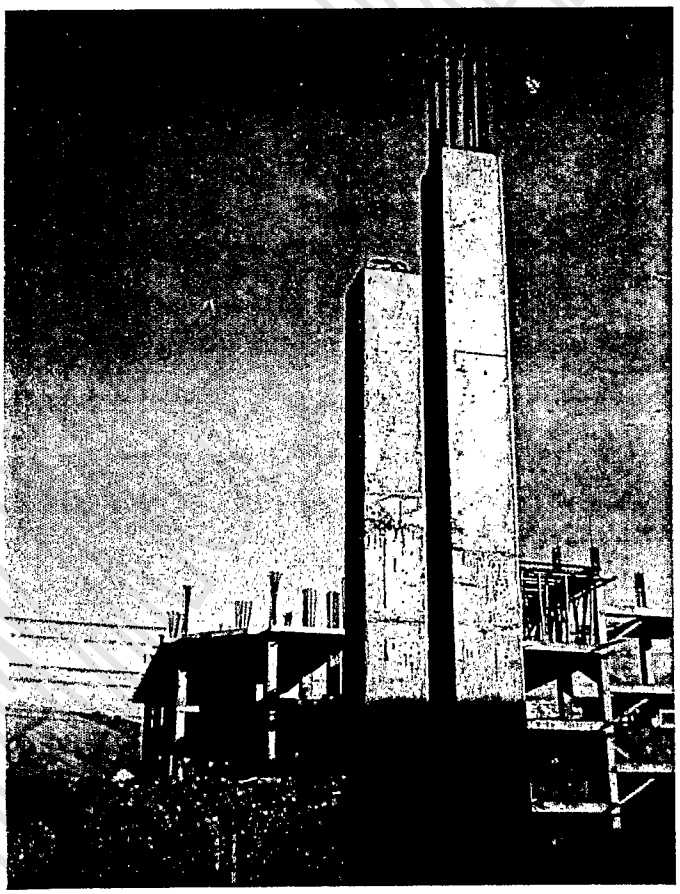
هنگام قطع آرماتور رعایت طول مهاری طبق آیین نامه برای ادامه عمل آرماتور بندی از نکات مهم در عملیات آرماتور بندی است .

عدم رعایت طول مهاری باعث ایجاد نقاط ضعف در محل هایی که قطع آرماتور وجود دارد می‌شود. در شکل (۴-۱۰) ستونی را ملاحظه می‌نمایید که از نظر ارتفاعی به گونه‌ای است که باید از طریق تیر به سقف متصل شود ولی همانطور که ملاحظه می‌شود طول لازم جهت درگیر شدن ستون به تیر وجود ندارد. و قطعاً در این نقطه اتصال ضعیفی در سازه به وجود خواهد آورد.

ایجاد خم در موقعیتهای مختلف با مقادیری که توسط آیین نامه توصیه می‌شود باعث عملکرد بهتر شبکه آرماتور بندی می‌شود همچنین انتقال نیروها در صورت وجود قطع شدگی در شبکه آرماتور بـندی دچار اختلال خواهد شد.



شکل (۴-۹) کمبود طول مهاری

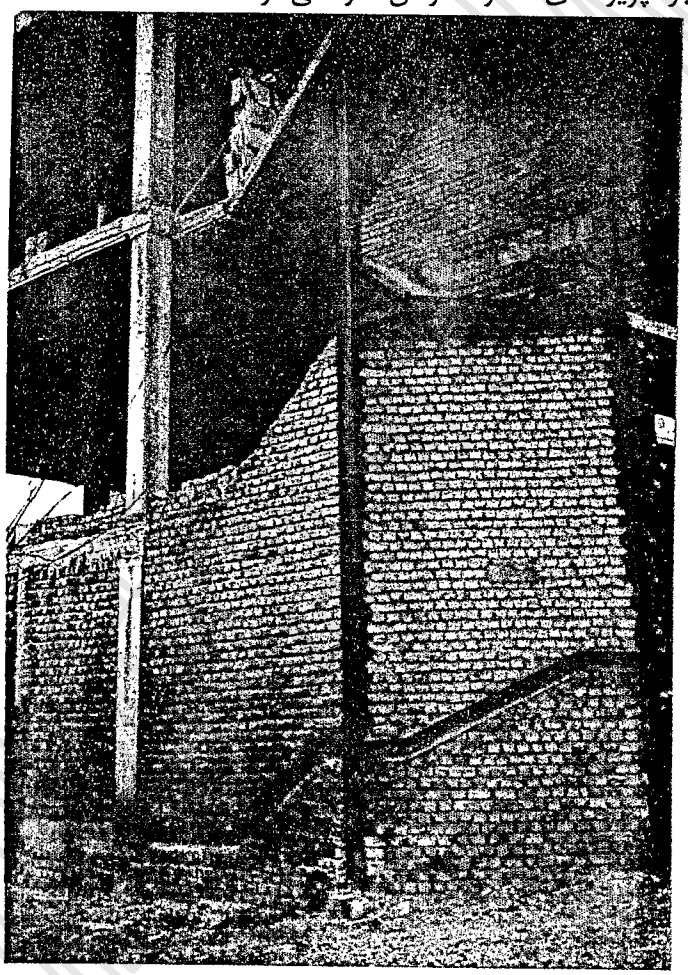


شکل (۴-۱۰) کمبود طول مهاری

ج -مسائل کلی حین اجرا

در شکل زیرنمونه جالبی از یک ساختمان اسکلت بتنی را ملاحظه می‌نمایید که به دلایل نامعلومی قسمتی ازآن که ظاهراً راه پله ساختمان می‌باشد از ستونهای فولادی ساخته شده، این مسئله باعث اختلال در رفتار ساختمان از نظر شکل پذیری در مقابل زلزله می‌شود.

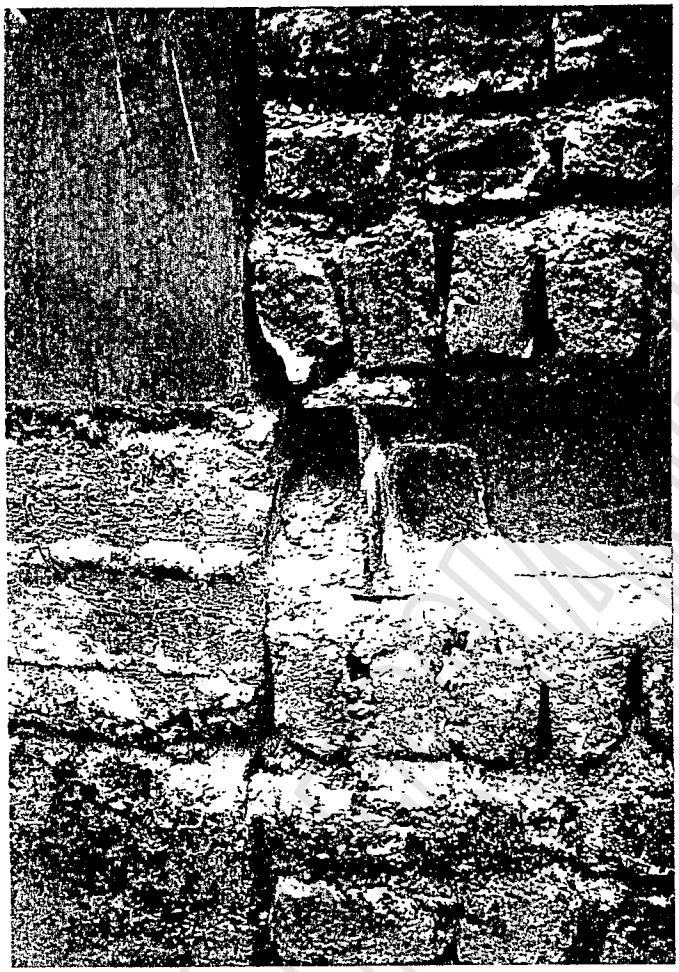
همچنین عدم پیوستگی بین قسمت بتنی و فولادی باعث بروز عکس العمل‌های متفاوتی هنگام بروز زلزله به دلیل وجود پریودهای متفاوت در کل سازه می‌شود.



شکل (۴-۱۱)

اکتفا کردن به قرار دادن تیر شمشیری پله روی دیوار حمال از نقاط ضعف ساختمان مذکور به حساب می‌آید و همانطور که در شکل (۴-۱۲) ملاحظه می‌شود هیچگونه اتصالی بین تیر شمشیری با ستون کناری وجود ندارد.

مرکز اطلاعات و مدارک علمی ایران
تهمیه مدارک



شکل (۴-۱۲)

مورد دیگری که درشکل (۴-۱۳) مشاهده می‌شود تکیه گاه نه چندان استواری را از یک شمع جهت بتن ریزی سقف نشان می‌دهد.

در این تصویر به دلیل نداشتن یک شمع بلند در موقعیت خاصی که مشاهده می شود به وسیله یک تخته ،سطحی برای انتهای تکیه گاه شمع فراهم شده و ظاهراً مشکل حل شده است.درصورتی که با وارد آمدن وزن سقف روی این شمع به سادگی نشست کرده و تغییر شکل نامطلوبی را در سقف به وجود می‌آورد .

WWW.NOZAD.IR

شکل (۴-۱۳)

بررسی طرح تقویت چند ساختمان

در این قسمت ابتدا جزئیات بارگذاری و برش پایه استاتیکی محاسبه شده بر اساس ویرایشهای اول و دوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برای سه دستگاه ساختمان بتنی بیان می‌شود سپس نتایج محاسبات و طراحی انجام شده برای این سه دستگاه ساختمان را که به صورتهای زیر صورت گرفته در جداول مربوطه ملاحظه خواهید نمود.

الف- روش استاتیکی معادل و با استفاده از ضرایب بار آیین نامه ACI

۱- برش پایه محاسبه شده طبق ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ ایران

۲- برش پایه محاسبه شده طبق ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران

ب- روش تحلیل طیفی و با استفاده از ضرایب بار آیین نامه ACI

۱- با استفاده از طیف ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ و نیز در دو راستای عمود بر هم X و Y ساختمان

۲- با استفاده از طیف ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ و نیز در دو راستای عمود بر هم X و Y ساختمان

ج- روش استاتیکی معادل و با استفاده از ضرایب بار آیین نامه بتن ایران (آبا)

۱- برش پایه محاسبه شده طبق ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ ایران

۲- برش پایه محاسبه شده طبق ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران

د- روش تحلیلی طیفی و با استفاده از ضرایب بار آیین نامه بتن ایران (آبا)

۱- با استفاده از طیف ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ و نیز در دو راستای عمود بر هم X و Y ساختمان

۲- با استفاده از طیف ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ و نیز در دو راستای عمود بر هم X و Y ساختمان

در آنالیز به روش استاتیکی معادل به ترتیب از ترکیبات بارگذاری زیر استفاده شده است

1-1.4DL+1.7LL

2-1.05DL+1.275LL+1.4EX

3-1.05DL+1.275LL+1.4EY

4-1.05DL+1.275LL-1.4EX

5-1.05DL+1.275LL-1.4EY

و در آنالیز دینامیکی ترکیبات بارگذاری اینگونه هستند

1-1.4DL+1.7LL

2-1.05DL+1.275LL+1.4(EXیاEY)

3-1.05DL+1.275LL-1.4(EXیاEY)

که در آنها EY,EX,LL,DL به ترتیب بارهای مرده و زنده وزلزله در راستای X و Y می باشند.

از جمله نکاتی که در تحلیل دینامیکی طیفی وجود دارد ، توجه به مقدار عددی برش پایهٔ مورد استفاده در آنالیز می باشد.

کلیهٔ مقادیر بازتابهای دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضاء ،تغییر مکانها ، بایستی بر اساس حالتهایی که در آئین نامه ۲۸۰۰ ایران (ویرایش های اول و دوم) شرح داده شده ، اصلاح شود.

همانگونه که مستحضر هستید در روش تحلیل طیفی برش پایه از ترکیب اثر مدها ، با روش های مختلف آماری مانند روش جذر مجموع مربعات (SRSS) و یا روش ترکیب مربعی کامل (CQC) تعیین می شود.

بر اساس ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰ در صورتیکه برش حاصل از روش دینامیکی طیفی کمتر از برش پایهٔ حاصل از روش استاتیکی معادل باشد بایستی تمام بازتابها را به نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایهٔ تحلیل دینامیکی طیفی افزایش داد.

طبق ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰ حالات زیر را خواهیم داشت

۱- در صورتیکه برش پایهٔ بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی کمتر از برش پایهٔ استاتیکی

WWW.NOEZADEHSANG.IR

معادل باشد:

الف- در سازه های نامنظم ،مقادیر بازتابها باید در نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایهٔ بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شود.

ب- در سازه های منظم ، مقادیر بازتابها باید در ۸۰ درصد نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی ضرب شود. به شرطی که مقدار حاصل از مقدار برش پایهٔ بدست آمده از تحلیل طیفی کمتر نشود.

۲- در صورتیکه برش پایهٔ بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی بیشتر از برش پایهٔ استاتیکی معادل باشد مقدار برش پایهٔ تحلیل دینامیکی طیفی وکلیهٔ بازتابهای سازه و اعضای آنرا به نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایهٔ تحلیل دینامیکی طیفی می توان کاهش داد.

نحوهٔ اعمال این ضرائب در برنامهٔ SAP90 بوسیلهٔ پارامتری بنام S در بلوک اطلاعاتی SPEC تعریف می شود.اما رسیدن به ضریب نهایی مستلزم چندین بار اجرای برنامه می باشد به این صورت که ابتدا با فرض S=1 برنامه را اجرا کرده وبرش حاصل را که در فایل SPC . * ذخیره شده ، با برش حاصل از روش استاتیکی معادل مقایسه می نمائیم . سپس با مراجعه به آئین نامه ضریب مربوطه را محاسبه کرده و آنرا در مقدار قبلی S (که در اولین تکرار عدد یک می باشد) ضرب کرده ، حاصل را به عنوان S جدید در نظر می گیریم و با مقدار جدید بار دیگر برنامه را اجرا می نمائیم .این کار را تا همگرا شدن ضرایب ادامه می‌دهیم .

ساختمان A

این ساختمان که پلان های معماری آنرا در صفحات بعد ملاحظه خواهید کرد یک ساختمان مسکونی با یک طبقه همکف وسه طبقه فوقانی در تهران واقع است.نقشه هلی محاسباتی این ساختمان که بر اساس ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰ و به روش استاتیکی معادل طراحی شده ، در بخش ضمیمه موجود می باشد.

بارگذاری

بارگذاری هر سه دستگاه ساختمانی که مورد بررسی واقع شده بر اساس آئین نامه ۵۱۹ ایران و مطابق با دتایلهایی است که در اشکال (۴-۱۴) و (۴-۱۵) آورده شده و نتایج آن به شرح زیر می باشد :

بار مرده بام = $570\ Kg/m^2$

بار زنده بام = $150\ Kg/m^2$

بار مرده طبقات = $540\ Kg/m^2$

سر بار مرده طبقات معادل تیغه بندی داخلی = $100\ Kg/m^2$

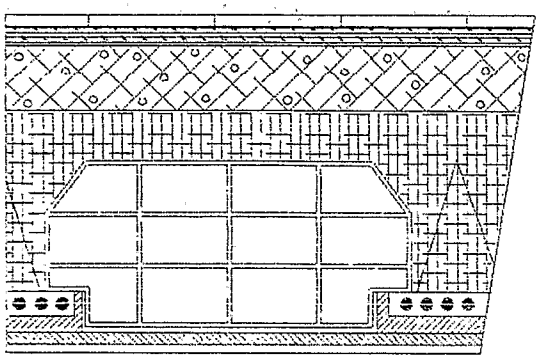
بار زنده طبقات = $200\ Kg/m^2$

وزن دیوارهای کناری = $490\ Kg/m^2$

وزن دیوارهای نما = $550\ Kg/m^2$

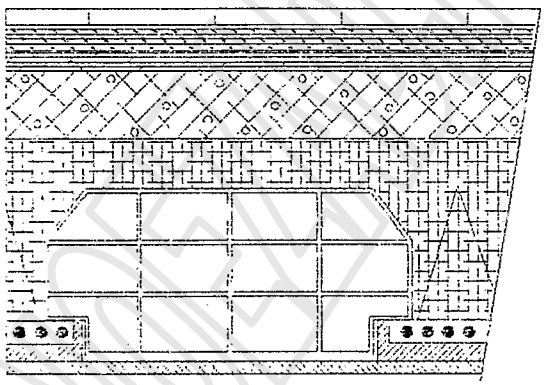
وزن جان پناه به ارتفاع ۸۰ سانتیمتر = $390\ Kg/m$

WWW.NOZADPERSIAN.IR



دتایل سقف طبقات

2cm — موزائیک مرمریت
3cm — ملات ماسه وسیمان
5cm — بتن دمدنی
25cm — سقف تیرچه‌بلوک
2.5cm — ملات گچ وخاک
1cm — گچ سفیدرویه

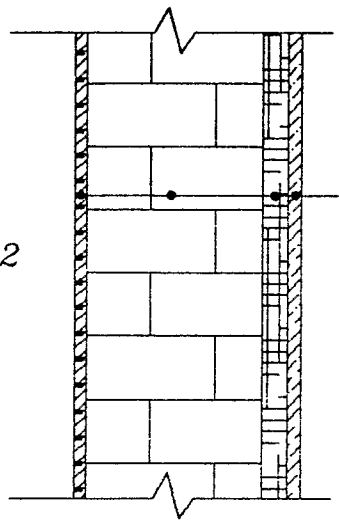


دتایل سقف بام

2cm — موزائیک مرمریت
3cm — ملات ماسه وسیمان
— تیر آهنی دولاگونی
— ملات ماسه وسیمان
8cm — بتن دمدنی
25cm — سقف تیرچه‌بلوک
2.5cm — ملات گچ وخاک
1cm — گچ سفیدرویه کاری

شکل (۴-۱۴)

WWW.NOSAZPERSIANGIG.IR



W=490 kg/m2

(واحدسطح دیوار)

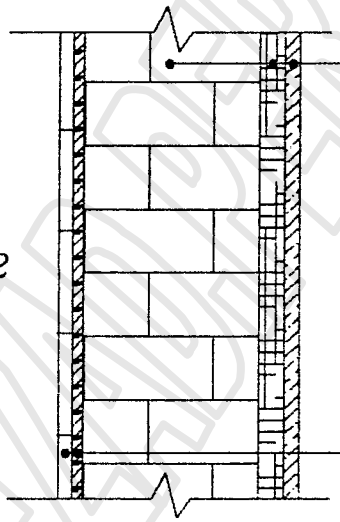
ملات ماسه سیمان 1.5cm

آجرفشاری باملات ماسه‌سیمان 22cm

اندود گچ و خاک 2.5cm

اندود گچ 1cm

دیوار 22CM کناری



W=550 kg/m2

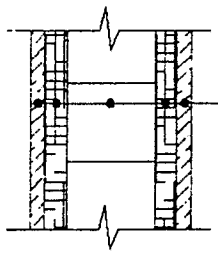
(واحدسطح دیوار)

آجرفشاری 22cm

اندود گچ و خاک 2.5cm

اندود گچ 1cm

دیوار 22CM نما



W=100kg/m2

(واحدسطح دیوار)

سنگ تراورتن 1.5cm

ملات ماسه سیمان 2.5cm

اندود گچ 1cm

اندود گچ (آستر) 1cm

سیپور کس 10cm

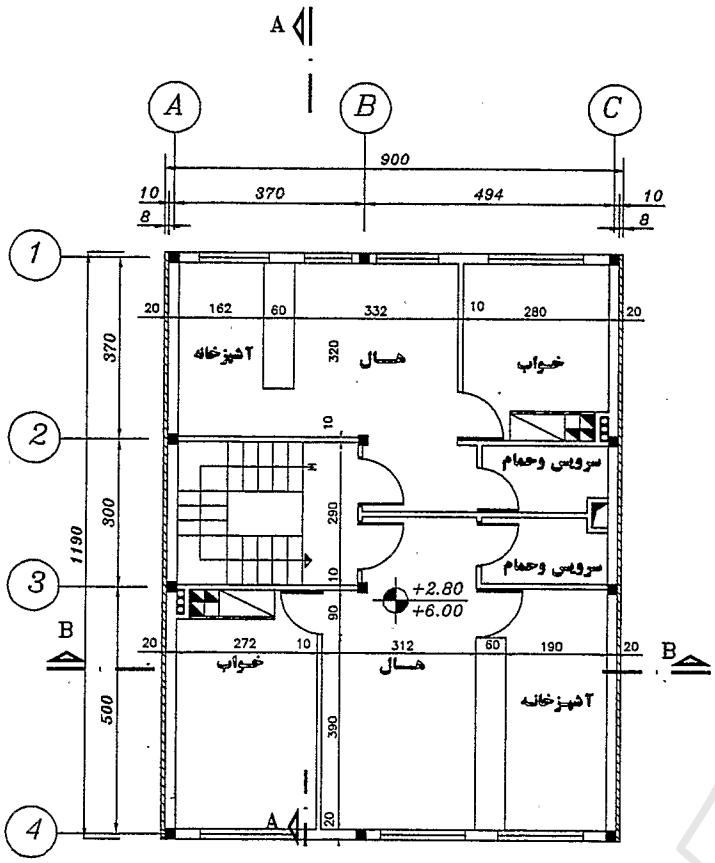
اندود گچ (آستر) 1cm

اندود گچ 1cm

تیغه 11CM داخلی

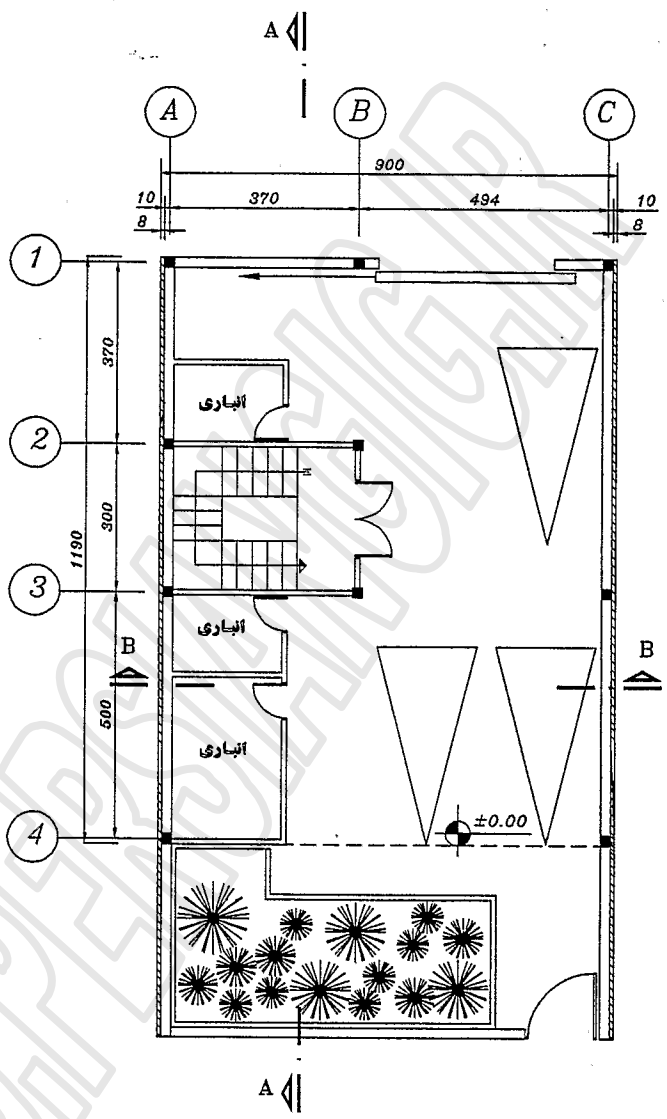
شکل (۴-۱۵)

WWW.NOEZAMANSAZ.IR



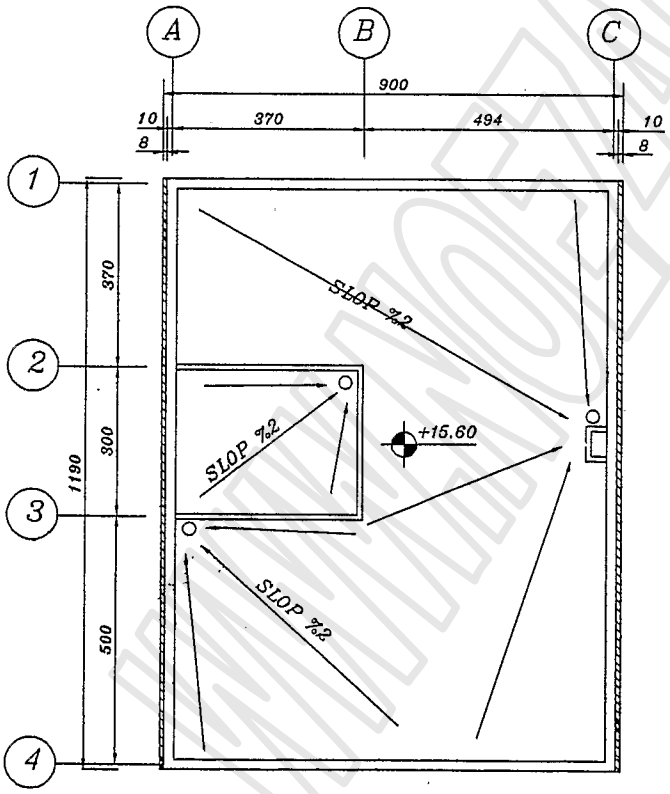
پلان طبقات

SC:1/100



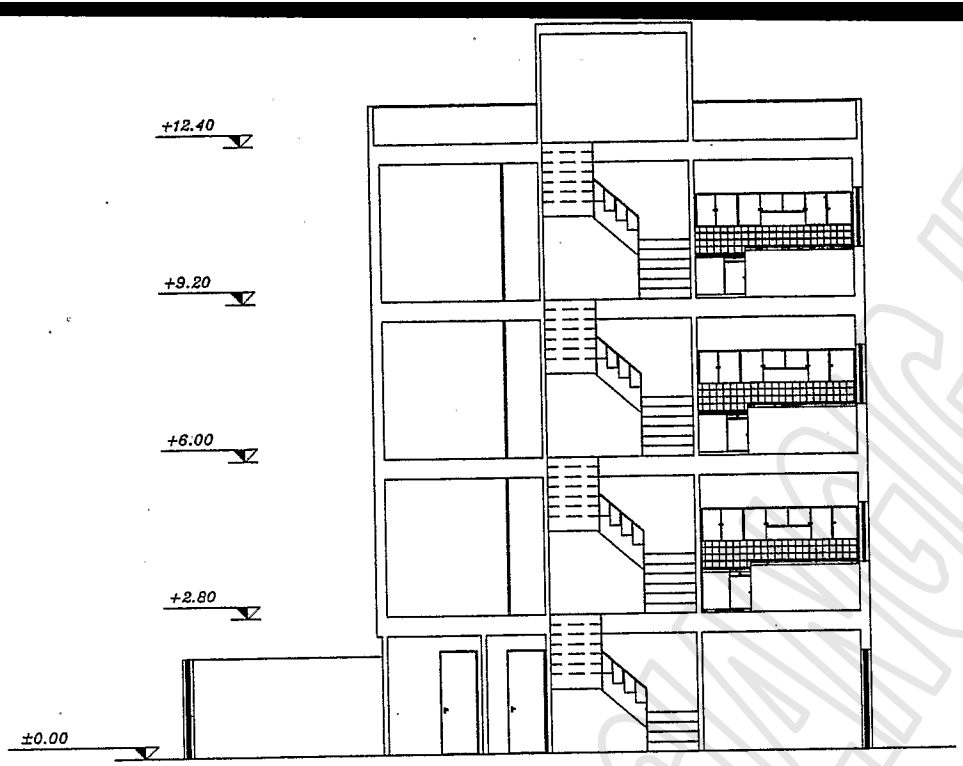
پلان همکف (پارکینگ)

SC:1/100



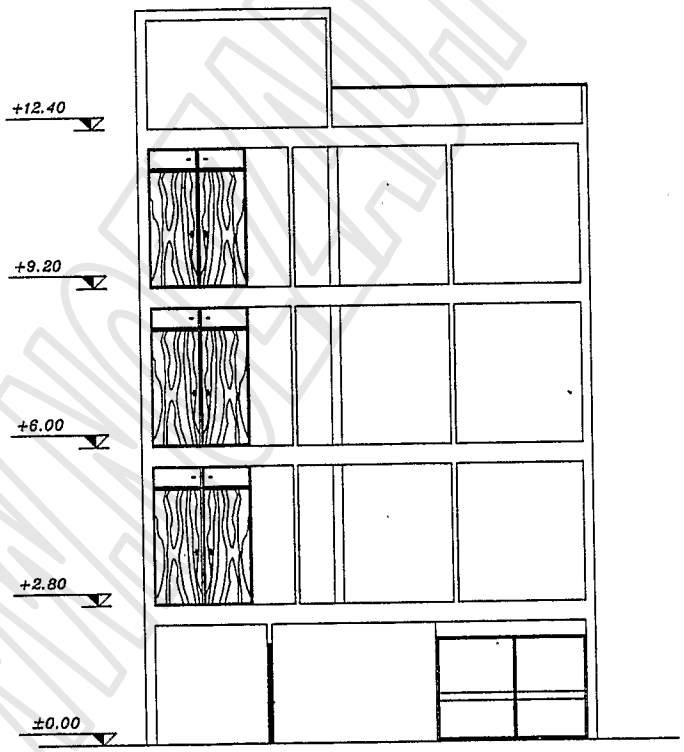
پلان شیب بندی بام

SC:1/100



برش A–A

SC:1/100



برش B–B

SC:1/100

WWW.NOEDANDESIGN.IR

محاسبه وزن ساختمان A

در محاسبه وزن ساختمان ضمن استفاده از مقادیر ذکر شده در مورد قسمتهای مختلف ساختمان اعم از کف و دیوارها، فرض شده است که 30% سطح دیوارهای نما شامل پنجره و درب می‌باشد.

سقف اول

W_1=8.64*11.7*(540+100+20%*200)+2*11.7*2.8/2*490+5.3*2.8/2*550

+2*11.7*3.2/2*490+2*8.64*3.2/2*70%*550

W_1=117860 Kg

سقف دوم و سوم

W_2=W_3=8.64*11.7*(540+100+20%*200)+2*11.7*3.2*490+2*8.64

*3.2*70%*550

W_2=W_3=126720 Kg

سقف چهارم (بام)

W_4=8.64*11.7*(570+20%*150)+2*11.7*3.2/2*490+2*8.64*3.2/2*

70%*550+2*(8.64+11.7)*390+(2*3.7+3)*2.4*490

W_4=117740 Kg

وزن کل ساختمان=117860+2*126720+117740=489040 Kg

محاسبه برش پایه بر اساس ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰

$$V=C.W \quad ; \quad C=\frac{ABI}{R}$$

چون در تقسیم بندی مناطق مختلف کشور،تهران در منطقه یک یعنی با خطر نسبی بالا قرار دارد

لذا $A=0.35$ اختیار می‌شود.

$$B=2.0(\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}}$$

با توجه به نوع زمین تهران که از نوع ۲ می‌باشد $T_0=0.4$

برای قابهای بتن مسلح رابطه زیر را برای محاسبه T مورد استفاده قرار می‌دهیم

$$T=0.07H^{\frac{3}{4}}=0.07*(12.7)^{\frac{3}{4}}=0.471 \quad sec$$

$$B=2.0(\frac{0.4}{0.471})^{\frac{2}{3}}=1.79$$

با توجه به مسکونی بودن ساختمان ، ضریب اهمیت آن $I=1.0$ می‌باشد.

با استفاده از جدول شماره ۳ ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰ ضریب رفتار ساختمان $R=5.0$ در نظر گرفته می‌شود.

$$C=\frac{0.35*1.79*1}{5}=0.125 \quad ; \quad V=0.125*489040=61130 \quad Kg$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

بر اساس رابطه مربوطه خواهیم داشت

$$F_i=(V-F_t)\frac{W_ih_i}{\sum_{j=1}^{n}W_jh_j}$$

چون $T=0.471<0.7$ لذا $F_t=0.0$

پس رابطه توزیع نیروی جانبی به شکل زیر خواهد شد .

$$F_i=V\frac{W_ih_i}{\sum_{j=1}^{n}W_jh_j}$$

WWW.NOZADPERSIAN.IR

و نتایج را در جدول (۴-۱) ملاحظه می‌نمائید.

شماره سقف	Wi(ton)	hi(m)	Wihi	Fi(ton)
اول	117.86	3.1	365.37	5.78
دوم	126.72	6.3	798.34	12.63
سوم	126.72	9.5	1203.84	19.05
چهارم	117.74	12.7	1495.3	23.66
جمع	489.04	-	3862.85	61.12

جدول (۴-۱)

محاسبه برش پایه بر اساس ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰

بر اساس ویرایش دوم آئین نامه T_0 و B بایستی مجدداً محاسبه شود اما بقیه مقادیر به قوت خود باقی است

پس خواهیم داشت

$A=0.35$ $\quad B=2.5\ (\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}} \leq 2.5$

$T_0=0.5$ $\quad T=0.471$ $\quad B=2.5\ (\frac{0.5}{0.471})^{\frac{2}{3}}=2.6>2.5 \Rightarrow B=2.5$

$I=1.0$ $\quad R=5.0$ $\quad C=\frac{0.35*2.5*1.0}{5.0}=0.175$

$V=0.175*489040=85580$ $\quad Kg$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

طبق رابطه ذکر شده در قسمت قبل نتایج را طبق جدول (۴-۲) خواهیم داشت

شماره سقف	Wi(ton)	hi(m)	Wihi	Fi(ton)
اول	117.86	3.1	365.37	8.09
دوم	126.72	6.3	798.34	17.69
سوم	126.72	9.5	1203.84	26.67
چهارم	117.74	12.7	1495.3	33.13
جمع	489.04	-	3862.85	85.58

جدول (۴-۲)

WWW.NOEZADPERSIAN.COM

ساختمان B

این ساختمان نیز یک ساختمان بتنی مسکونی با یک طبقه همکف و سه طبقه فوقانی است که در تهران واقع بوده و نقشه‌های معماری آنرا در صفحات بعد ملاحظه خواهید کرد.همچنین مقایسه مقاطع محاسبه شده دراین پایان نامه با مقاطع اجرا شده،نقشه‌های محاسباتی آنرا در ضمیمه B ملاحظه خواهید نمود.

این ساختمان نیز طبق ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰ وبا روش استاتیکی معادل محاسبه شده است .

بارگذاری

جهت بارگذاری ساختمان B از همان جزئیاتی که در مورد ساختمان A ذکر شد استفاده شده است لذا از تکرار آن صرف نظر کرده و مستقیماً به محاسبه وزن ساختمان می‌پردازیم .

محاسبه وزن ساختمان

سقف اول

$$W_1=(9.54*18.9+\frac{9.54+7.8}{2}*1.9-3*3.9-3*1.9)*(540+100+20\%*200)+$$

$$(18.9+20.8+9.54)*\frac{2.7}{2}*490+(9.54+18.9+20.8)*\frac{3.1}{2}*490+9.54*\frac{3.1}{2}*70\%*550$$

$$W_1=197640 \quad Kg$$

سقف دوم و سوم

$$W_2=W_3=(9.54*18.9+\frac{9.54+7.8}{2}*1.9-3*3.9-3*1.9)*(540+100+20\%200)+$$

$$(18.9+9.54+20.8)*3.1*490+9.54*3.1*70\%*550$$

$$W_2=W_3=208170 \quad Kg$$

سقف چهارم (بام)

$$(18.9+9.54+20.8)*\frac{3.1}{2}*490+9.54*\frac{3.1}{2}*70\%*550+(20.8+18.9+9.54+7.8+$$

$$+2.85+2*1.9+2*3.9)*390+(2*3.5+1.5*3.7)*2.35*490+(1*3.5+2*3.7)*390$$

$W_4=197300 \quad Kg$

وزن کل ساختمان $=197640+2*208170+197300=811280 \quad Kg$

محاسبه برش پایه بر اساس ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰

$V=C.W \quad ; \quad C=\frac{A.B.I}{R}$

$A=0.35 \quad B=2(\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}} \quad T_0=0.4 \quad sec$

$T=0.07H^{\frac{3}{4}}=0.07*12^{\frac{3}{4}}=0.451 \quad sec \quad B=2(\frac{0.4}{0.451})^{\frac{2}{3}}=1.85$

$I=1.0 \quad R=5.0 \quad C=\frac{0.35*1.85*1.0}{5.0}=0.13$

$V=0.13*811280=105466 \quad Kg$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

شماره سقف	Wi(ton)	hi(m)	Wihi	Fi(ton)
اول	197.64	2.7	533.63	9.43
دوم	208.17	5 . 8	1207.39	21.35
سوم	208.17	8.9	1852.71	32.76
چهارم	197.30	12	2367.6	41.86
جمع	811.28	-	5961.32	105.4

جدول (۴-۳)

WWW.NOGAHPERSIANGIG.IR

محاسبه برش پایه بر اساس ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰

مقادیری که تغییر می‌کنند همانطور که در مورد قبل نیز اشاره شد T_0 و B می‌باشند پس داریم .

$$A=0.35 \qquad B=2.5(\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}} \leq 2.5 \qquad T_0=0.5 \qquad T=0.451$$

$$B=2.5(\frac{0.5}{0.451})^{\frac{2}{3}}=2.68 \rangle 2.5 \Rightarrow \quad B=2.5 \qquad I=1.0 \qquad R=5.0$$

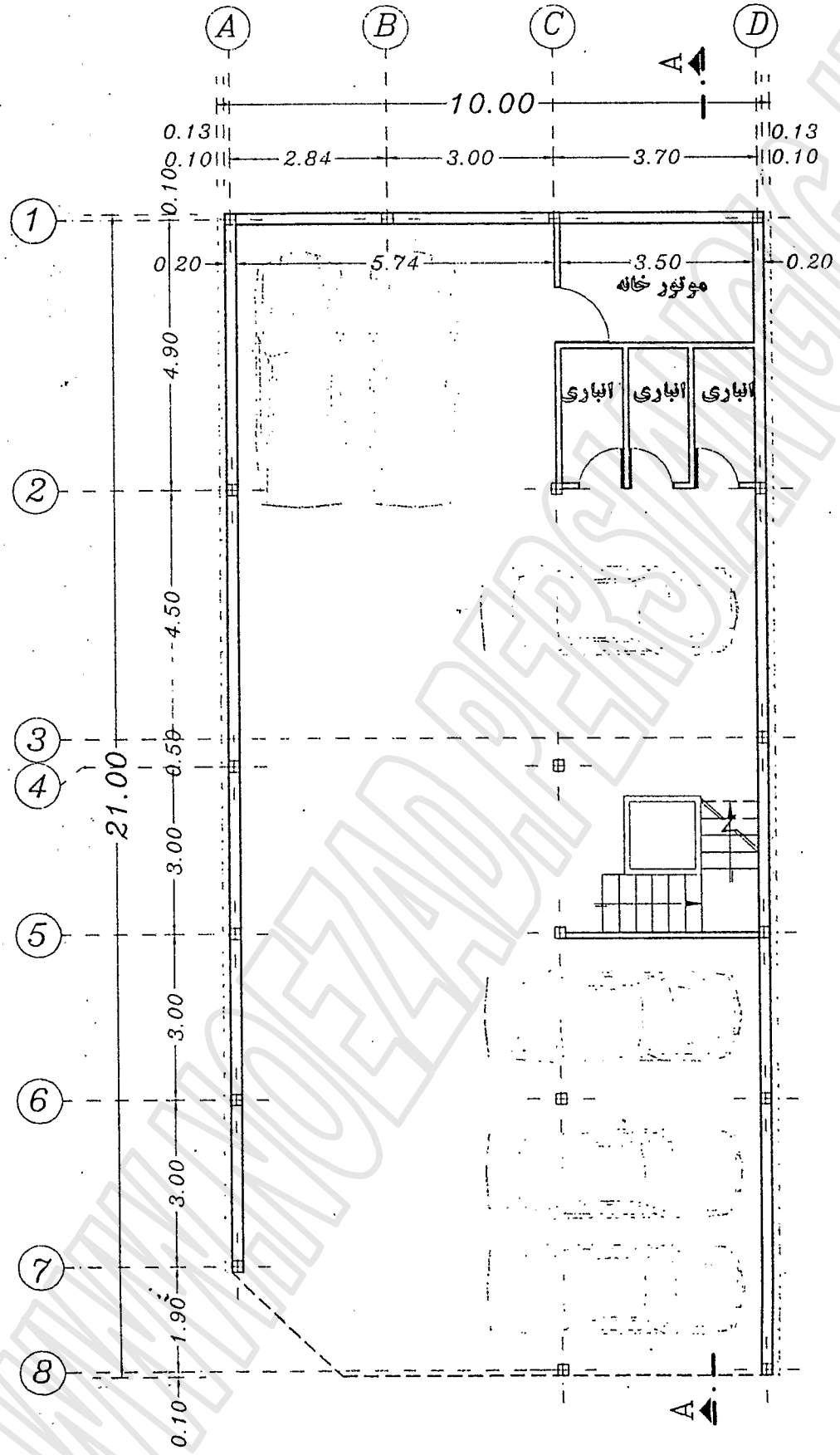
$$C=\frac{0.35*2.5*1.0}{5.0}=0.175 \qquad V=0.175*811280=141974 \quad Kg$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

شماره سقف	Wi(ton)	hi(m)	Wihi	Fi(ton)
اول	197.64	2.7	533.63	12.71
دوم	208.17	5.8	1207.39	28.75
سوم	208.17	8.9	1852.71	44.12
چهارم	197.30	12	2367.60	56.38
جمع	811.28	-	5961.32	141.96

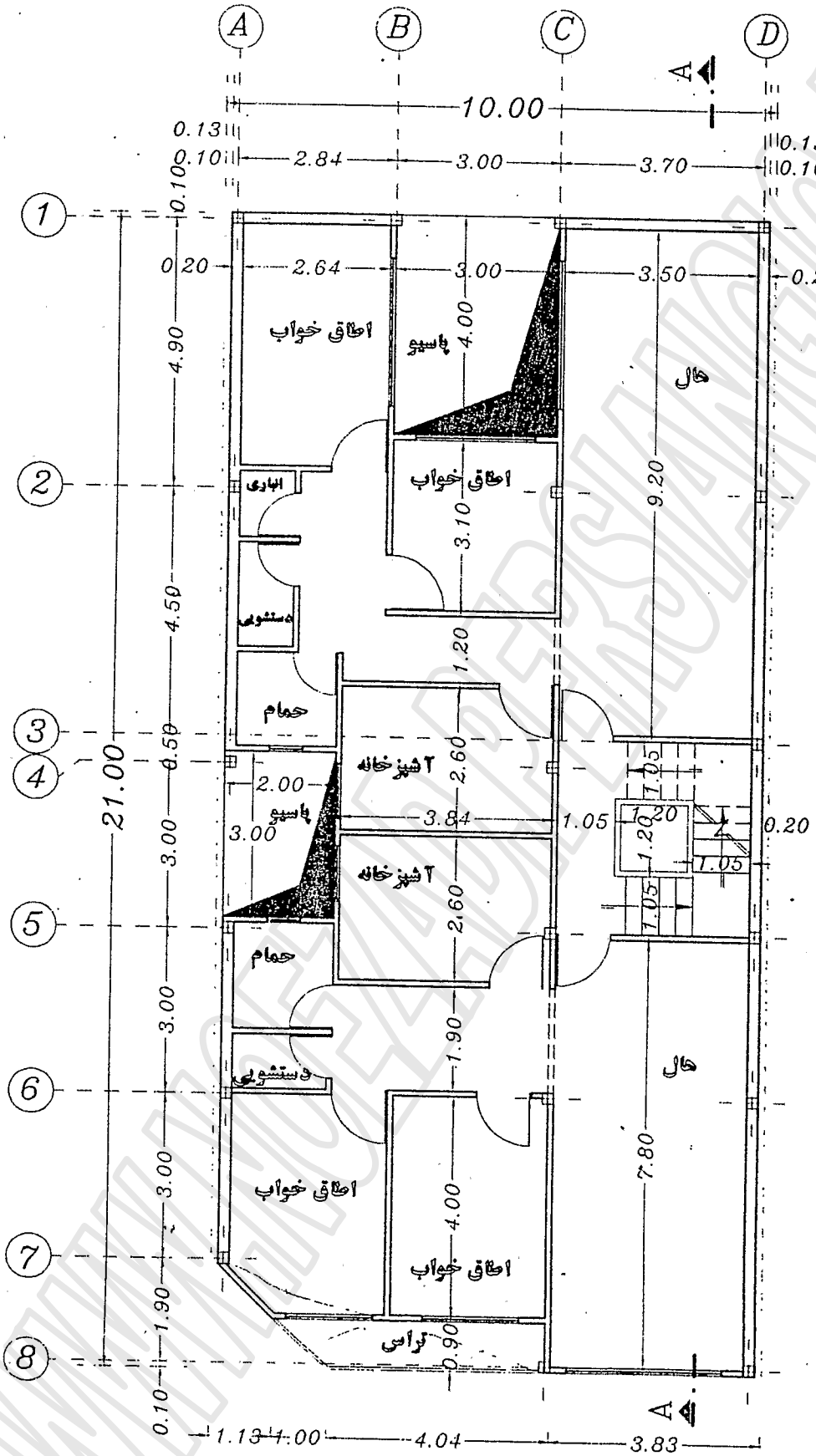
جدول (۴-۴)

WWW.NOEARDESIGN.IR



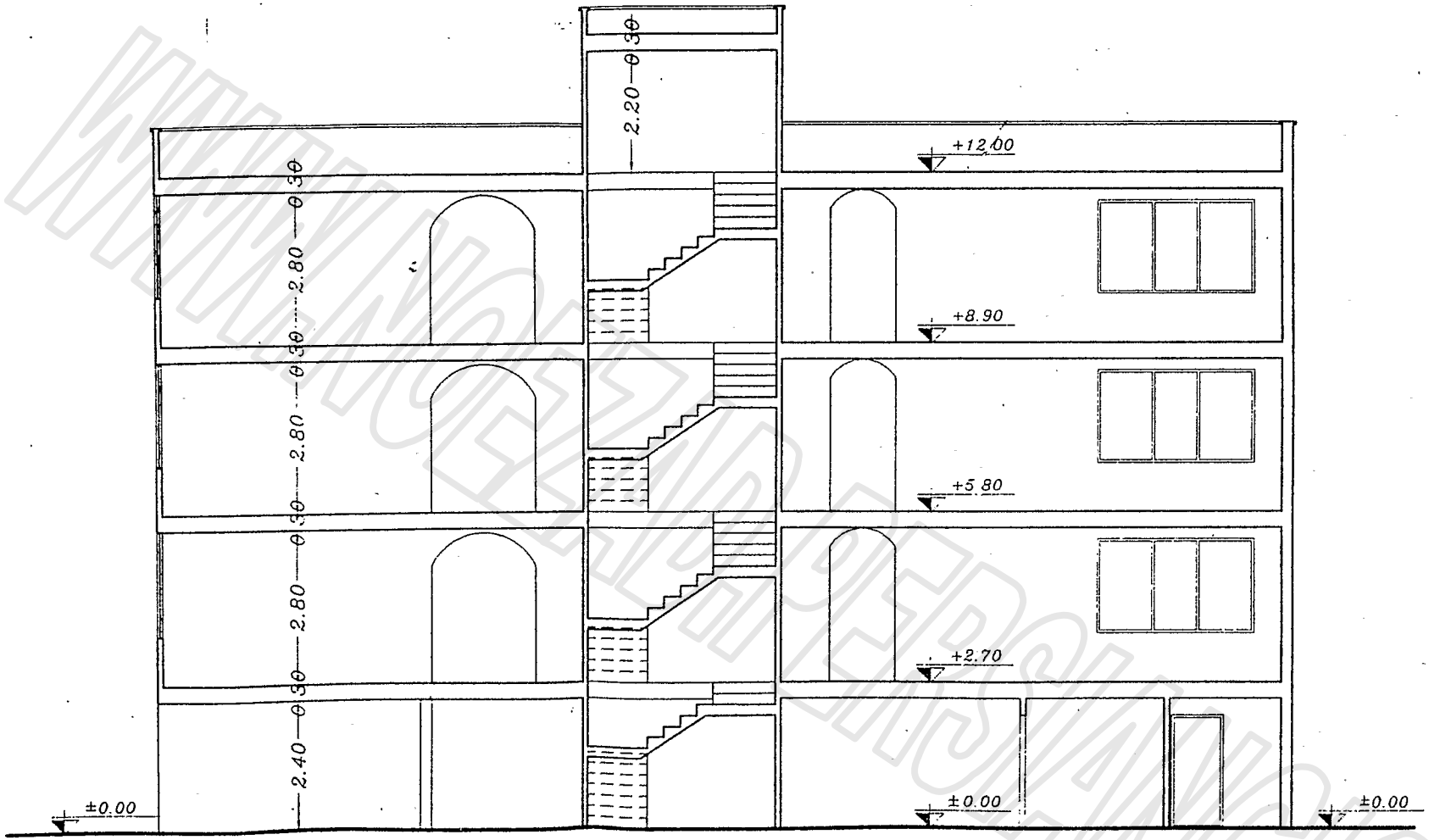
پلان طبقه همکف

مقیاس ۱:۱۰۰



پلان طبقات تیپ

مقیاس ۱/۱۰۰



برش A–A

مقیاس ۱/۱۰۰

WWW.MEHRSAZIGIR

ساختمان C

این ساختمان از نظر پلان ، متفاوت از دو ساختمان A و B است و دارای پلان کاملاً نامنظم می باشد.این ساختمان شامل یک طبقه زیر زمین و یک طبقه همکف و چهار طبقه مسکونی است .این ساختمان در تهران و در حال ساخت می‌باشد و به روش استاتیکی معادل و بر اساس ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰ مورد محاسبه قرار گرفته است.

بارگذاری

جهت بارگذاری و محاسبه وزن ساختمان از دتایلهای قبلی استفاده می‌شود.

محاسبه وزن ساختمان

سطح پلان برای محاسبه وزن سقف‌ها ۲۰۲/۵۲ متر مربع و محیط آن ۶۳/۹۷ متر برآورد شده است.

سقف اول

$$W_1=202.52(540+100+20\%*200)+490*\frac{2.55}{2}*(63.97-3.53)+550*70\%*\frac{3.2}{2}$$

$$*(63.97-16.7)+490*\frac{3.2}{2}*16.7$$

$$W_1=217680 \quad Kg$$

سقف دوم و سوم و چهارم و پنجم

$$W_2=W_3=W_4=W_5=202.52(540+100+20\%*200)+490*3.2*16.7+550*70\%*3.2(63.97-16.7)$$

$$W_2=W_3=W_4=W_5=222140 \quad Kg$$

سقف ششم (بام)

$$W_6=202.52(570+20\%*150)+490*\frac{3.2}{2}*16.7+550*70\%*\frac{3.2}{2}*(63.97-16.7)+$$

$$390*(16.7+3.53+1.2+2.5+1.2+2.5+1.2+2+1.8+2.7+10.19+20.94)$$

$$W_6=189634 \quad Kg$$

وزن کل ساختمان $=217680+4*222140+189643=1295883 \quad Kg$

محاسبه برش پایه بر اساس ویرایش اول آئین نامه ۲۸۰۰

$V=C.W \qquad C=\frac{A.B.I}{R} \qquad A=0.35 \qquad B=2(\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}} \qquad T_0=0.4 \ sec \qquad T=0.07H^{\frac{3}{4}}$

$T=0.07*18.55^{\frac{3}{4}}=0.626 \quad sec \qquad B=2(\frac{0.4}{0.626})^{\frac{2}{3}}=1.48 \qquad I=1.0 \qquad R=5.0$

$C=\frac{0.35*1.48*1.0}{5.0}=0.1036 \qquad V=0.1036*1295883=134253 \quad Kg$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

شماره سقف	Wi(ton)	hi(m)	Wihi	Fi(ton)
اول	217.68	2.55	555.08	5.54
دوم	222.14	5.75	1277.31	12.75
سوم	222.14	8.95	1988.15	19.85
چهارم	222.14	12.15	2699	26.95
پنجم	222.14	15.35	3409.85	34.04
ششم	189.64	18.55	3517.82	35.12
جمع	1295.90	-	13447.21	134.25

جدول (۴-۵)

WWW.NOZADPERSIAN.IR

محاسبه برش پایه بر اساس ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰

$A=0.35 \quad B=2.5(\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}} \quad T_0=0.5 \quad T=0.626 \quad sec$

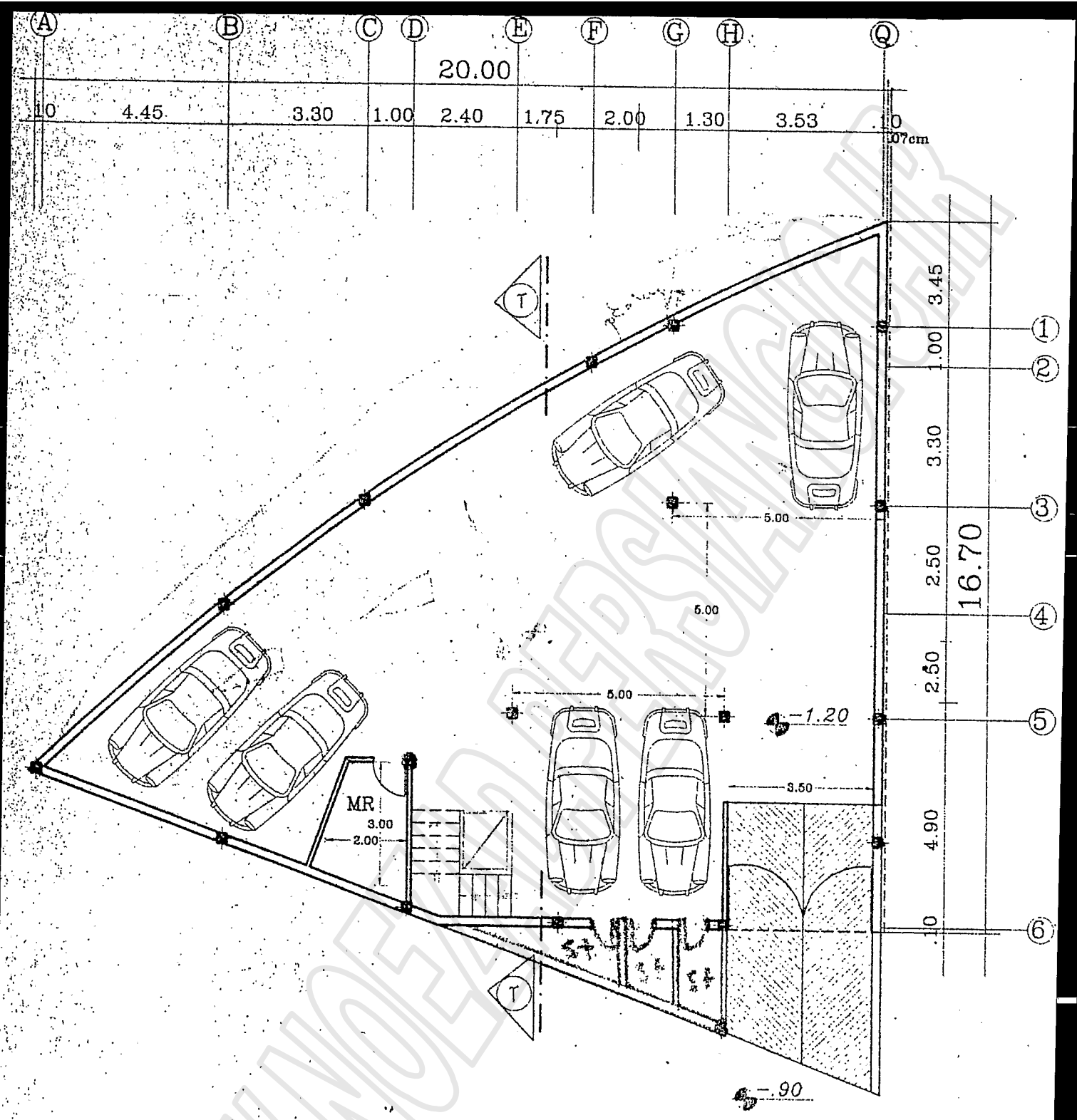
$B=2.5(\frac{0.5}{0.626})^{\frac{2}{3}}=2.15 \quad I=1.0 \quad R=5.0$

$C=\frac{0.35*2.15*1.0}{5.0}=0.1505 \quad V=0.1505*1295883=195030 \quad Kg$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

شماره سقف	Wi(ton)	hi(m)	Wihi	Fi(ton)
اول	217.68	2.55	555.08	8.05
دوم	222.14	5.75	1277.31	18.53
سوم	222.14	8.95	1988.15	28.83
چهارم	222.14	12.15	2699	39.14
پنجم	222.14	5.35	3409.85	49.45
ششم	189.64	18.55	3517.82	51.02
جمع	1295.90	-	13447.21	195.02

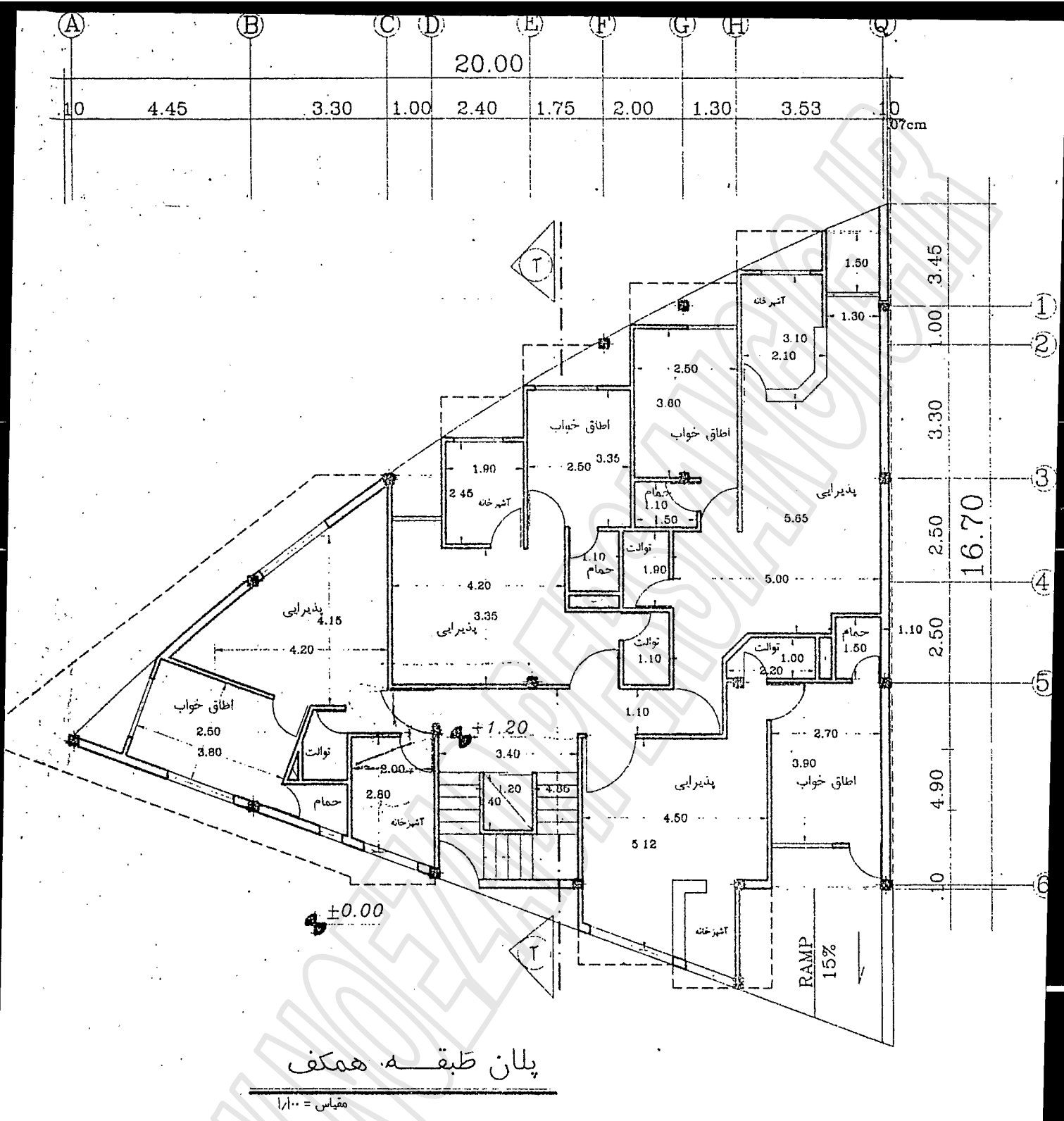
جدول (۴-۶)



پلان طبقه زیرزمین

مقیاس = ۱/۱۰۰

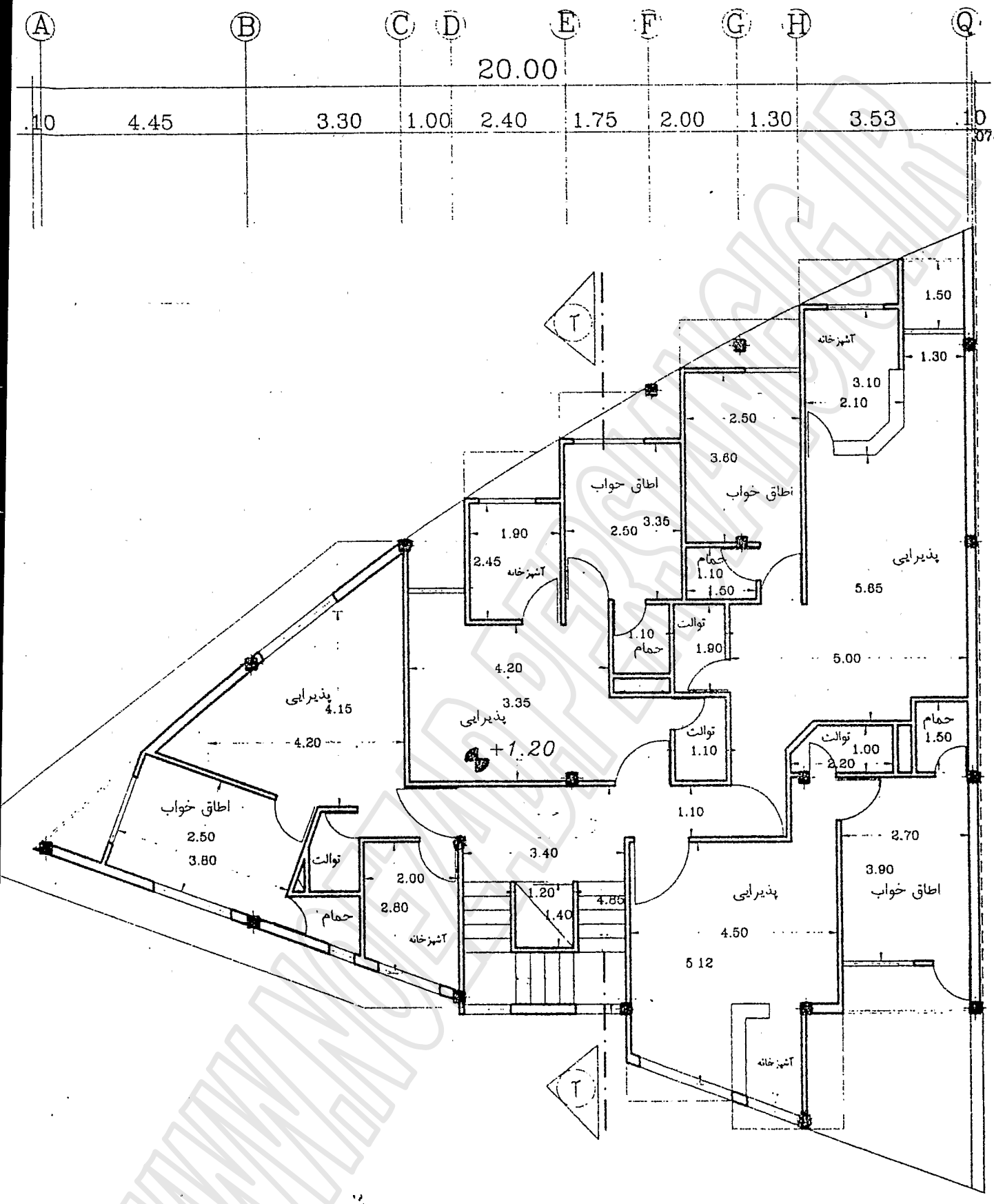
WWW.NOGAHPERSIANGULF.IR



پلان طبقه همکف

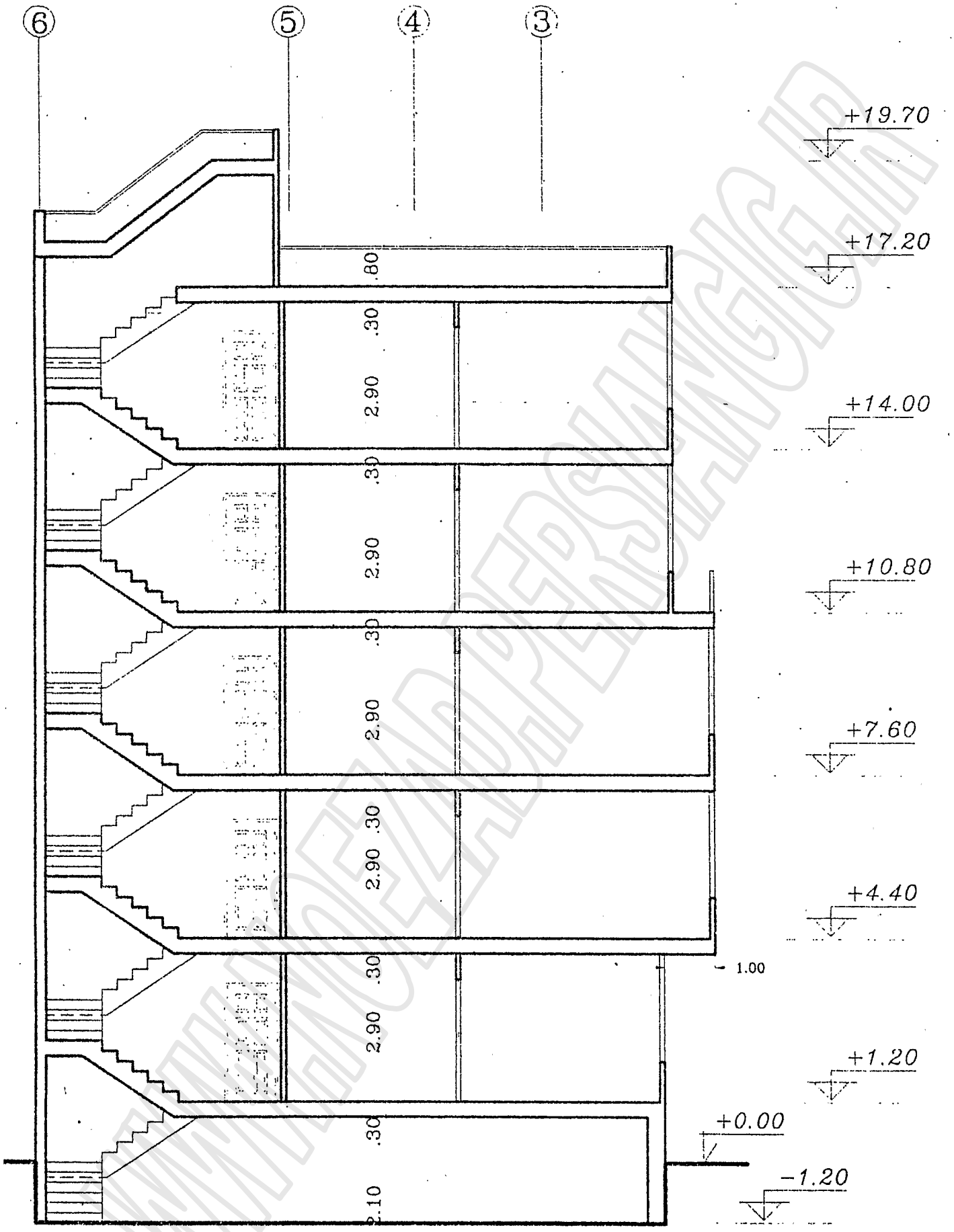
مقیاس = ۱/۱۰۰

WWW.NOEZARESANJ.IR



پلان طبقـــــات

مقیاس = ۱/۱۰۰



برش آ ـــ آ

مقیاس = ۱/۱۰۰

نتایج طراحی

اینک نتایج محاسبات انجام شده با نرم افزارهای SAP 90، SAPCON را طی دو قسمت مجزا ارائه خواهیم داد. در قسمت نخست نتایج حاصل از آنالیز و طراحی به روش استاتیکی معادل را ملاحظه خواهید نمود و در قسمت بعد نتایج حاصل از روش تحلیل طیفی در جداول مخصوص ارائه شده است .

جهت استفاده از این جداول ذکر نکات زیر ضروری است :

الف – جداول مربوط به روش استاتیکی معادل

۱– پلان شماره گذاری تیرها و ستونهای هر ساختمان که توسط برنامه SAPایجاد شده در ابتدای نتایج هر ساختمان آورده شده است شماره ستونها در طبقه اول اعداد بین 1 تا 99 هستند در طبقات بعد شماره هر ستون با عدد 100 جمع می‌شود. در مورد تیرها نیز وضعیت مشابهی را داریم با این تفاوت که شماره تیرها در طبقه اول اعداد بین 1100 تا 1199 می‌باشند و در طبقات بعد به شماره هر تیر عدد 100 را می‌افزاییم.

۲– قبل از ارائه هر جدول لیست مقاطعی را که در این جداول آورده شده، ملاحظه می‌نمایید. لازم به ذکر است که‌این لیست بر اساس آیین نامه‌های ACI و ABA (آیین نامه بتن ایران) و نیز ویرایشهای اول و دوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران از یکدیگر تفکیک شده‌اند. در سطر اول این لیستها موارد ذکر شده کاملاً مشخص می‌باشد تنها ذکر این نکته ضروری است که 1ST2800 به معنی ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد و 2ND2800 به معنای ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد.

در انتهای سطر اول نیز نام ساختمان مورد بررسی (A یا B یا C) با پسوند CON که مربوط به فایل SAPCON می‌باشد آورده شده‌است. اعدادی که در ستون اول این لیستها درج شده است، شماره مقاطعی است که در جداول مربوطه ذکر شده است. سطر هایی که دارای علامت SH=C می‌باشند مربوط به اعضاءتیر – ستون و سطرهایی که علامت SH=B دارند مربوط به تیرها می‌باشند.

علامت RR در مقابل حروف IS به معنی مربع و یا مستطیل بودن مقاطع ستون گونه می‌باشد و دو عددی که بعد از علامت RR آورده شده تعداد آرماتورهایی است که به ترتیب در امتداد محورهای ۲ و ۳ محلی مقطع بکار رفته، اعدادی که در برابر حرف T آورده شده ابعاد مقطع و ضخامت پوشش بتنی آرماتورها می‌باشد. و بعد از آن مساحت یک عدد آرماتور در برابر حرف A درج شده است. در مورد اعضاء تیر گونه نیز لازم به ذکر است که اعدادی که دربرابر T درج شده است به ترتیب ارتفاع مقطع، عرض مقطع، پوشش بتنی میل گرد فوقانی و پوشش بتنی میلگرد تحتانی می‌باشند.

۳- حرف M در ردیف اول جداول مربوط به نتایج طراحی مربوط به شماره مقطعی است که در ستون نخست لیست مقاطع درج شده و اعداد 1 و 2 در زیر حرف M به معنی طراحی طبق برش پایه حاصل از ویرایش اول و دوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران می‌باشد.

ب- جداول مربوط به روش تحلیل طیفی

در این جداول غیر از موارد فوق ، یک نکته را نیز می‌افزاییم. حرف X و Y در سطر اول این جداول و در لیست مقاطع به معنی تحلیل در راستای X و Y ساختمان مزبور می‌باشد و ستون مربوط به حرف R نمایانگر شماره مقطعی است که در هر دو راستای X و Y جوابگو می‌باشد.چون لیست مقاطع تهیه شده در دو راستای X و Y برای دو ساختمان A و B مجزا می‌باشد ،لزوماً مقاطعی که شماره های برابر دارند ، دقیقاً مانند یکدیگر نیستند لذا در صورتی که تفاوتی بین دو مقطع هم شماره وجود داشته باشد جهت مشخص کردن شماره مقطع حاکم در ستون R از زیر نویس X یا Y استفاده شده است در غیر این صورت مقاطع هم شماره کاملاً شبیه به هم می‌باشند.

مثال: در جدول (۴-۲۶) تیر شماره 1209 را ملاحظه نمایید. مقاطع تعریف شده در هر دو راستای X و Y عدد 12 می‌باشد و چون در ستون R عدد 12 دارای زیر نویس نمی‌باشد پس مقاطعی که تحت شماره 12 در لیستهای X و Y تعریف شده است مشابه می‌باشند ولی در مورد تیر شماره 1309 چنین

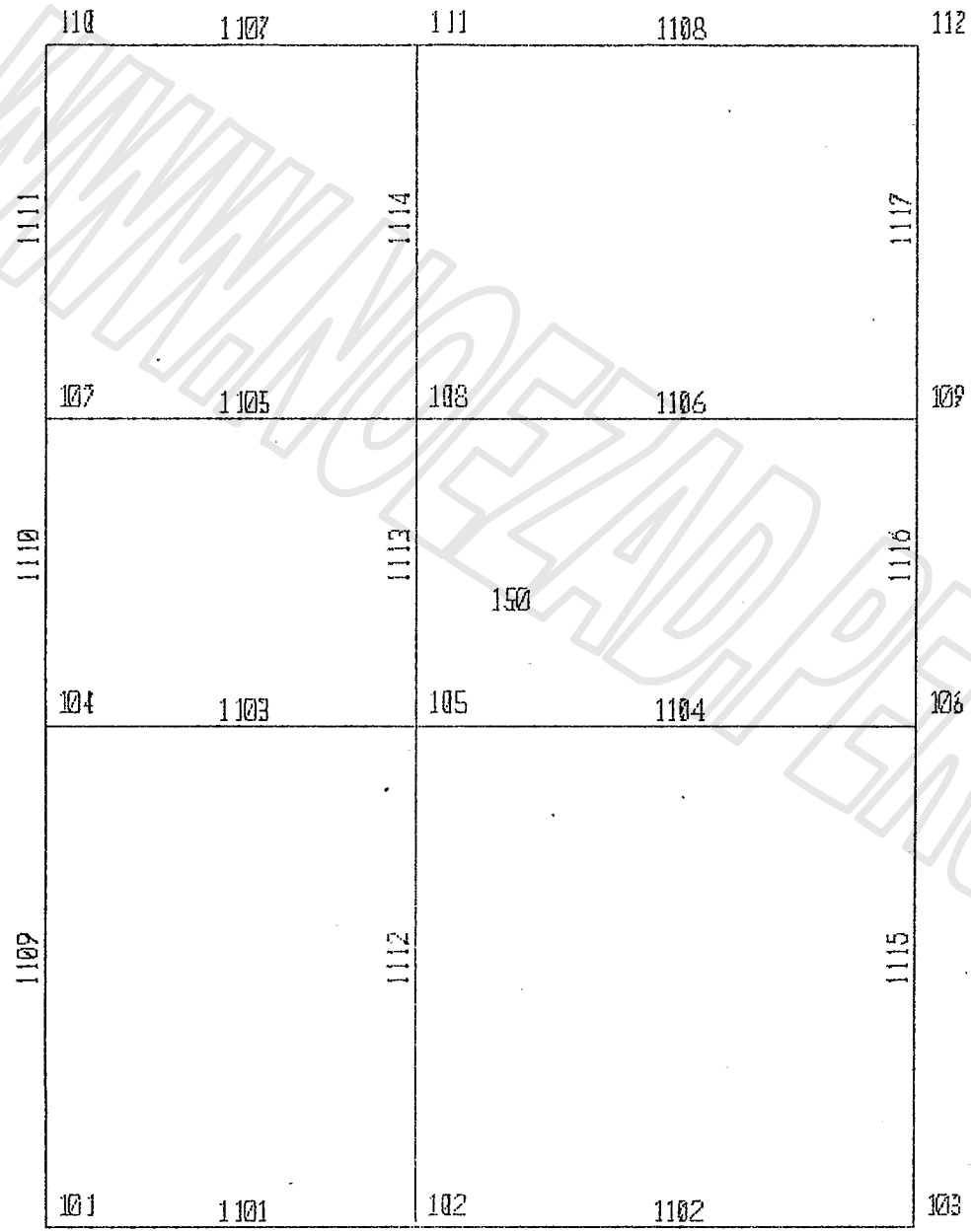
نیست و مقطع 14 در لیست مقاطع X قوی‌تراز مقطع 14 در لیست مقاطع Y می‌باشد بنابراین عدد 14_x در ستون R به عنوان مقطع نهایی برگزیده شده است.

WWW.NOEZADPERSIANGIG.IR

نتایج تحلیل

به روش استاتیکی معادل

WWW.NOEZADEGAN.IR



WWW.NOZADPERSIANGULF.IR

Y
X

A

UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS

JOINT IDS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

```
F I N A L  ACI-STATIC-1ST2800-ACON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
19 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

```
F I N A L  ACI-STATIC-2ND2800-ACON
SECTIONS
1   MN=C SH=C   IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
2   MN=C SH=C   IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
3   MN=C SH=C   IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
4   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
5   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4   :ϕ20
6   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
7   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4   :ϕ20
8   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
9   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4   :ϕ20
10  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
11  MN=C SH=B   T=.40,.30,.03,.03
12  MN=C SH=B   T=.45,.35,.03,.03
13  MN=C SH=B   T=.50,.40,.03,.03
14  MN=C SH=B   T=.60,.40,.03,.03
15  MN=C SH=C   IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
16  MN=C SH=B   T=.60,.50,.03,.03
17  MN=C SH=B   T=.75,.55,.03,.03
18  MN=C SH=C   IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
19  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

ACI-STATIC-1st2800&2nd2800-"A"

شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1	2	2	101	7	5	201	7	7	301	9	9
2	5	2	102	5	2	202	7	5	302	7	7
3	5	2	103	5	5	203	7	7	303	9	7
4	2	2	104	7	2	204	7	5	304	9	7
5	2	2	105	2	2	205	7	5	305	9	5
6	2	2	106	2	2	206	7	2	306	9	9
7	7	2	107	7	5	207	9	5	307	9	9
8	2	2	108	2	2	208	9	5	308	9	9
9	4	2	109	4	2	209	7	5	309	9	9
10	7	2	110	7	5	210	9	7	310	9	9
11	2	2	111	7	2	211	7	5	311	9	5
12	7	5	112	7	5	212	7	9	312	9	9

جدول (۴-۷)

WWW.NOEEDESIGN.IR

ACI–STATIC–1st2800&2nd2800–"A"

شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1101	17	11	1201	17	11	1301	17	11	1401	17	11
1102	17	11	1202	17	11	1302	17	11	1402	17	11
1103	17	11	1203	17	11	1303	17	11	1403	17	11
1104	17	11	1204	17	11	1304	17	11	1404	17	11
1105	17	11	1205	17	11	1305	17	11	1405	17	11
1106	17	11	1206	17	11	1305	17	11	1406	17	11
1107	17	11	1207	17	11	1307	17	11	1407	17	11
1108	17	11	1208	17	11	1308	17	11	1408	17	11
1109	17	11	1209	17	11	1309	17	11	1409	17	11
1110	17	11	1210	17	11	1310	17	11	1410	17	11
1111	17	11	1211	17	11	1311	17	11	1411	17	11
1112	17	11	1212	17	11	1312	17	11	1412	17	11
1113	17	11	1213	17	11	1313	17	11	1413	17	11
1114	17	11	1214	17	11	1314	17	11	1414	17	11
1115	11	11	1215	17	11	1315	17	11	1415	17	11
1116	17	11	1216	17	11	1316	17	11	1416	17	11
1117	17	11	1217	17	11	1317	17	11	1417	17	11

جدول (۴-۸)

WWW.NOSAZIGIR.IR

```
F I N A L   ABA-STATIC-1ST2800-ACON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.35,.25,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.75,.55,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

```
F I N A L   ABA-STATIC-2ND2800-ACON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.35,.25,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
19 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIANOG.IR

ABA–STATIC–1st2800&2nd2800–"A"

شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1	6	4	101	7	7	201	19	7	301	19	19
2	6	4	102	6	4	202	7	7	302	10	7
3	6	5	103	6	5	203	7	7	303	19	7
4	6	5	104	6	5	204	7	7	304	19	7
5	6	4	105	6	4	205	7	7	305	10	7
6	6	4	106	6	4	206	7	7	306	19	9
7	6	4	107	6	7	207	7	7	307	19	19
8	6	4	108	6	4	208	7	7	308	19	9
9	6	4	109	6	4	209	7	7	309	19	19
10	6	5	110	19	7	210	19	7	310	19	19
11	6	4	111	6	4	211	9	7	311	19	7
12	6	5	112	7	5	212	9	7	312	19	9

جدول (۴–۹)

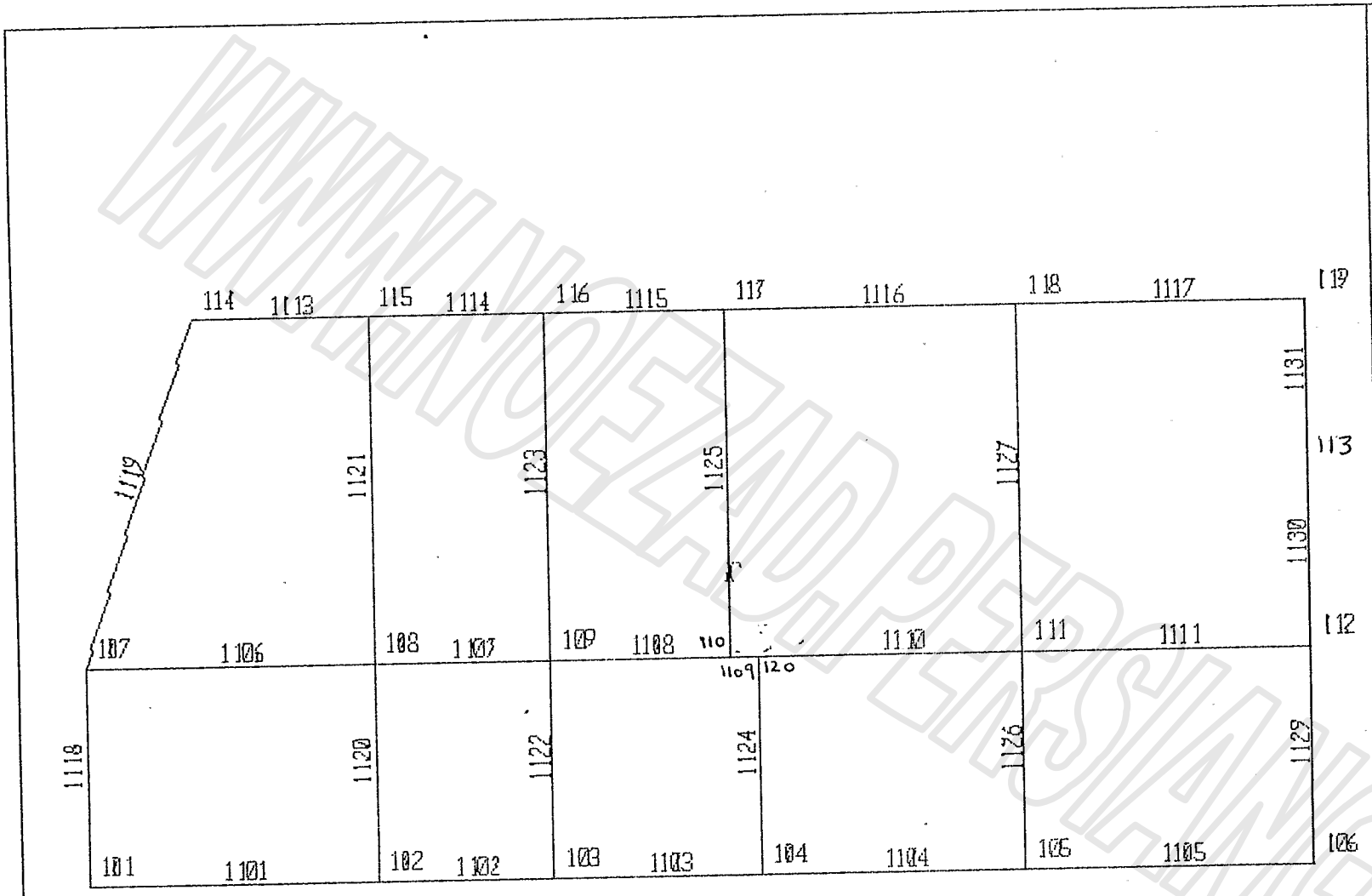
WWW.NOSAZEHSANGIR.IR

ABA–STATIC–1st2800&2nd2800–"A"

شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1101	11	11	1201	11	11	1301	11	17	1401	11	17
1102	11	11	1202	11	11	1302	11	17	1402	11	17
1103	11	11	1203	11	11	1303	11	17	1403	11	17
1104	11	11	1204	11	11	1304	11	17	1404	11	17
1105	11	11	1205	11	11	1305	11	17	1405	11	17
1106	11	11	1206	11	11	1306	11	17	1406	11	17
1107	11	11	1207	11	11	1307	11	17	1407	11	17
1108	11	11	1208	11	11	1308	11	17	1408	11	17
1109	11	11	1209	11	11	1309	11	17	1409	11	17
1110	11	11	1210	11	11	1310	11	17	1410	11	17
1111	11	11	1211	11	11	1311	11	17	1411	11	17
1112	12	11	1212	12	11	1312	11	14	1412	11	17
1113	11	11	1213	11	11	1313	11	17	1413	11	17
1114	11	11	1214	11	11	1314	11	17	1414	11	17
1115	12	11	1215	12	11	1315	11	14	1415	11	17
1116	11	11	1216	11	11	1316	11	17	1416	11	17
1117	11	11	1217	11	11	1317	11	17	1417	11	17

جدول (۴-۱۰)

WWW.IRANSEISMIC.IR



WWW.NOZAD.PERSIANGIG.IR

```
F I N A L  ACI-STATIC-1ST2800-BCON
SECTIONS
1   MN=C SH=C   IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ø25
2   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ø25
3   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4   :ø20
4   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4   :ø18
5   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4   :ø20
6   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4   :ø18
7   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4   :ø20
8   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ø18
9   MN=C SH=B   T=.40,.30,.03,.03
10  MN=C SH=B   T=.60,.50,.03,.03
11  MN=C SH=B   T=.40,.40,.03,.03
12  MN=C SH=C   IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ø25
13  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ø18
14  MN=C SH=C   IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ø25
15  MN=C SH=B   T=.50,.40,.03,.03
16  MN=C SH=B   T=.35,.30,.03,.03
17  MN=C SH=B   T=.60,.45,.03,.03
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

```
F I N A L  ACI-STATIC-2ND2800-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.75,.55,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
19 MN=C SH=B  T=.80,.55,.03,.03
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

ACI–STATIC–1st2800&2nd2800–"B"

شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1	3	5	101	3	5	201	5	7	301	7	9
2	1	2	102	5	2	202	7	7	302	7	7
3	5	2	103	5	5	203	7	7	303	7	7
4	5	5	104	5	7	204	7	7	304	7	9
5	5	5	105	5	5	205	7	7	305	7	9
6	5	5	106	5	5	206	5	7	306	7	9
7	1	2	107	1	2	207	1	2	307	3	5
8	3	2	108	3	2	208	5	2	308	5	5
9	3	2	109	3	2	209	5	7	309	7	7
10	1	2	110	1	2	210	3	2	310	5	5
11	1	18	111	1	18	211	1	2	311	3	5
12	3	2	112	3	5	212	5	7	312	5	7
13	5	7	113	5	7	213	6	8	313	13	9
14	1	5	114	1	5	214	3	5	314	3	5
15	1	2	115	1	2	215	5	5	315	5	5
16	3	2	116	3	5	216	7	7	316	7	9
17	3	2	117	3	2	217	3	5	317	3	5
18	1	2	118	1	2	218	1	2	318	3	5
19	5	5	119	5	5	219	7	7	319	7	9

جدول (۴-۱۱)

WWW.CIVILPORTAL.IR

ACI–STATIC–1st2800&2nd2800–"B"

شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1101	16	11	1201	16	12	1301	16	11	1401	16	11
1102	16	11	1202	16	11	1302	16	11	1402	16	11
1103	16	11	1203	16	11	1303	16	11	1403	16	11
1104	16	11	1204	16	11	1304	16	11	1404	16	11
1105	16	11	1205	16	12	1305	16	11	1405	16	11
1106	16	11	1206	16	11	1306	16	11	1406	16	11
1107	16	11	1207	16	11	1307	16	11	1407	16	11
1108	16	11	1208	16	11	1308	16	11	1408	16	11
1109	16	12	1209	16	12	1309	16	11	1409	16	11
1110	16	12	1210	16	13	1310	16	11	1410	16	11
1111	9	13	1211	9	13	1311	16	12	1411	16	11
1112	–	–	1212	16	11	1312	16	11	1412	16	11
1113	16	11	1213	16	11	1313	16	11	1413	16	11
1114	16	11	1214	9	12	1314	16	11	1414	16	11
1115	16	11	1215	–	–	1315	–	–	1415	–	–
1116	16	12	1216	16	13	1316	16	12	1416	16	11
1117	16	11	1217	16	11	1317	16	11	1417	16	11
1118	16	12	1218	16	12	1318	16	11	1418	16	11
1119	11	13	1219	15	13	1319	11	12	1419	16	11
1120	16	12	1220	16	12	1320	16	11	1420	16	11
1121	16	12	1221	16	12	1321	16	12	1421	16	11
1122	16	11	1222	16	12	1322	16	11	1422	16	11
1123	16	11	1223	16	12	1323	16	11	1423	16	11
1124	16	11	1224	16	11	1324	16	11	1424	16	11
1125	16	12	1225	16	12	1325	16	11	1425	16	11
1126	16	12	1226	16	11	1326	16	11	1426	16	11
1127	10	13	1227	10	19	1327	17	17	1427	17	12
1128	–	–	1228	10	19	1328	17	17	1428	17	12
1129	16	11	1229	16	11	1329	16	11	1429	16	11
1130	16	11	1230	–	–	1330	–	–	1430	–	–
1131	16	11	1231	16	11	1331	16	11	1431	16	11

جدول (۴-۱۲)

WWW.NIROPAYESH.IR

```
F I N A L   ABA-STATIC-1ST2800-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
10 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
11 MN=C SH=B  T=.40,.40,.03,.03
12 MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
13 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
14 MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
15 MN=C SH=B  T=.35,.25,.03,.03
16 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.35,.20,.03,.03
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

```
F I N A L   ABA-STATIC-2ND2800-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.35,.25,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.75,.55,.03,.03
18 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
19 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

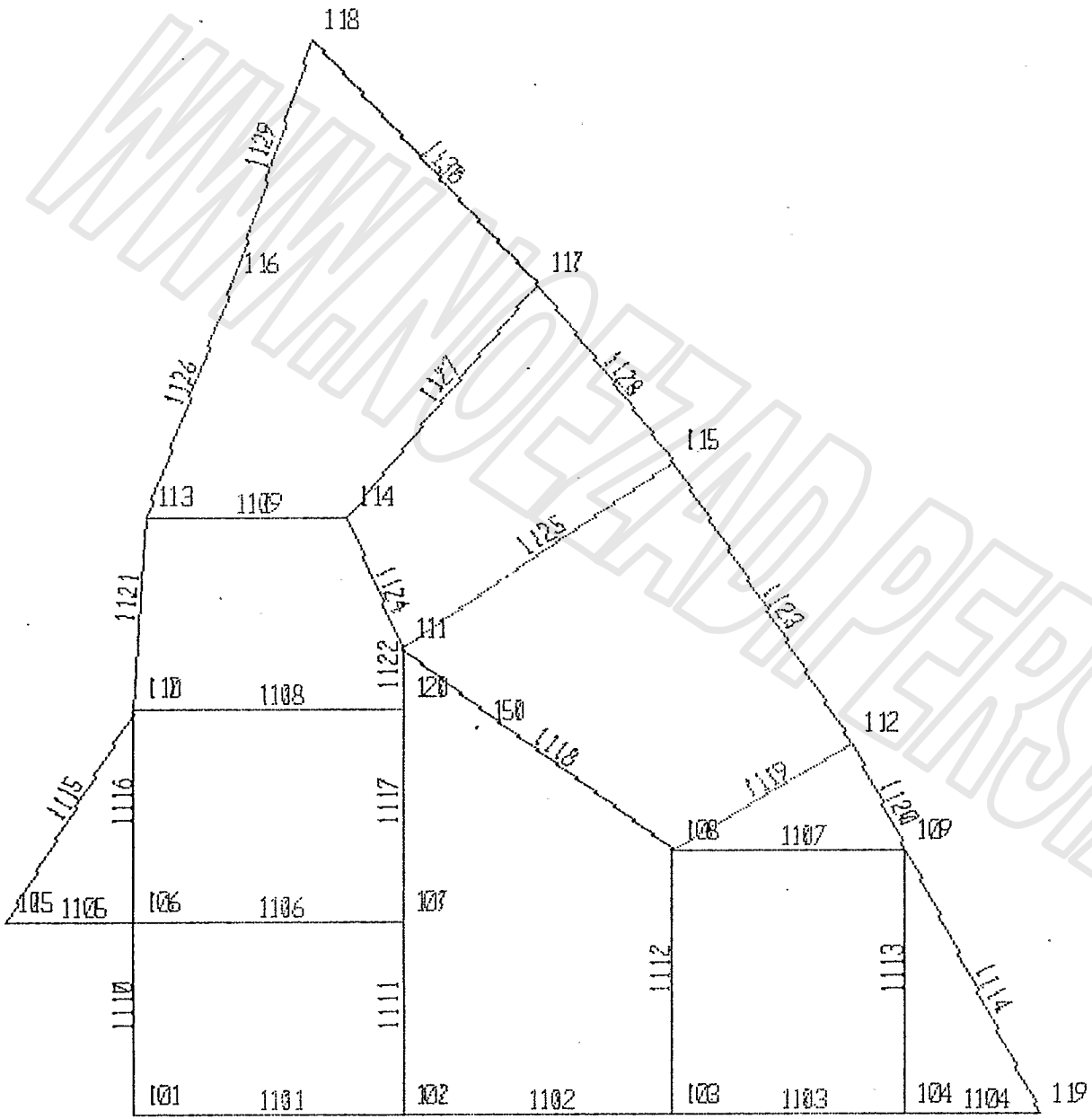
ABA–STATIC–1st2800&2nd2800–"B"

شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1	6	5	101	6	5	201	6	7	301	13	10
2	3	5	102	3	5	202	6	7	302	13	7
3	6	5	103	6	7	203	6	7	303	13	7
4	6	5	104	6	7	204	13	7	304	13	10
5	6	5	105	6	5	205	6	7	305	13	10
6	6	5	106	6	5	206	6	7	306	13	10
7	2	2	107	2	3	207	2	2	307	5	5
8	3	2	108	3	2	208	5	5	308	6	5
9	3	2	109	3	2	209	6	7	309	13	7
10	3	2	110	3	2	210	5	5	310	6	5
11	2	1	111	2	1	211	2	2	311	3	5
12	6	2	112	6	2	212	6	7	312	13	7
13	6	7	113	6	7	213	6	7	313	13	10
14	3	2	114	3	2	214	3	2	314	6	5
15	3	2	115	3	2	215	3	2	315	6	7
16	6	5	116	6	5	216	13	7	316	13	10
17	3	2	117	3	2	217	6	5	317	6	10
18	2	2	118	3	2	218	3	2	318	6	5
19	6	5	119	6	7	219	6	7	319	13	10

جدول (۴-۱۳)

شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2
1101	16	11	1201	16	11	1301	16	14	1401	17	18
1102	16	11	1202	16	11	1302	17	14	1402	17	18
1103	16	11	1203	17	14	1303	17	14	1403	17	18
1104	16	11	1204	17	14	1304	17	14	1404	17	18
1105	16	11	1205	16	11	1305	16	14	1405	17	18
1106	16	11	1206	16	14	1306	17	14	1406	17	18
1107	16	11	1207	16	19	1307	17	14	1407	17	18
1108	16	11	1208	16	19	1308	17	14	1408	17	18
1109	16	12	1209	16	19	1309	16	11	1409	17	14
1110	16	12	1210	16	19	1310	16	14	1410	17	18
1111	16	13	1211	16	12	1311	16	11	1411	17	18
1112	–	–	1212	16	11	1312	17	14	1412	17	18
1113	16	11	1213	16	19	1313	16	14	1413	17	18
1114	16	11	1214	16	19	1314	17	14	1414	17	18
1115	16	11	1215	–	–	1315	–	–	1415	–	–
1116	16	12	1216	16	19	1316	16	11	1416	17	18
1117	16	11	1217	16	18	1317	17	14	1417	17	18
1118	16	12	1218	16	19	1318	17	14	1418	17	18
1119	9	12	1219	11	12	1319	9	12	1419	17	14
1120	16	12	1220	16	11	1320	17	14	1420	17	18
1121	16	12	1221	16	11	1321	16	11	1421	17	18
1122	16	11	1222	16	11	1322	17	14	1422	17	18
1123	16	11	1223	16	14	1323	16	14	1423	17	18
1124	16	11	1224	16	18	1324	17	14	1424	17	18
1125	16	12	1225	16	14	1325	17	14	1425	17	18
1126	16	11	1226	16	14	1326	16	14	1426	17	18
1127	11	12	1227	11	16	1327	16	16	1427	17	18
1128	–	–	1228	11	16	1328	16	16	1428	17	18
1129	16	11	1229	16	14	1329	17	14	1429	17	18
1130	17	11	1230	–	–	1330	–	–	1430	–	–
1131	16	11	1231	16	19	1331	17	14	1431	17	18

جدول (۴-۱۴)



Y

X

C

UNDEFORMED SHAPE

OPTIONS

JOINT IDS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

WWW.NEERAJPERSIANGIR

```
F I N A L  ACI-STATIC-1ST2800-CCON
SECTIONS
1   MN=C SH=C   IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
2   MN=C SH=C   IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
3   MN=C SH=C   IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
4   MN=C SH=C   IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
5   MN=C SH=C   IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
6   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ϕ25
7   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4   :ϕ20
8   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
9   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4   :ϕ20
10  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
11  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4   :ϕ20
12  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
13  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
14  MN=C SH=B   T=.60,.50,.03,.03
15  MN=C SH=B   T=.60,.45,.03,.03
16  MN=C SH=B   T=.60,.40,.03,.03
17  MN=C SH=B   T=.50,.40,.03,.03
18  MN=C SH=B   T=.50,.45,.03,.03
19  MN=C SH=B   T=.45,.40,.03,.03
20  MN=C SH=B   T=.40,.30,.03,.03
21  MN=C SH=B   T=.35,.30,.03,.03
22  MN=C SH=B   T=.30,.25,.03,.03
23  MN=C SH=B   T=.25,.20,.03,.03
24  MN=C SH=C   IS=RR-10-10 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
25  MN=C SH=C   IS=RR-10-10 T=.60,.60,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
```

WWW.NOZAD-ESTAD.IR

```
F I N A L  ACI-STATIC-2ND2800-CCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4:ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4:ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4:ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4:ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4:ϕ25
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4:ϕ25
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4:ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4:ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4:ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4:ϕ18
11 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4:ϕ20
12 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4:ϕ18
13 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4:ϕ18
14 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
15 MN=C SH=B  T=.60,.45,.03,.03
16 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
18 MN=C SH=B  T=.50,.45,.03,.03
19 MN=C SH=B  T=.45,.40,.03,.03
20 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
21 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
22 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
23 MN=C SH=B  T=.25,.20,.03,.03
24 MN=C SH=C  IS=RR-10-10 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4:ϕ25
```

WWW.NOZADSTRUCTURE.IR

ACI-STATIC-1st2800&2nd2800-"C"

شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2		1	2		1	2
1	7	6	101	7	6	201	7	6	301	9	9	401	11	11	501	11	11
2	5	4	102	5	4	202	7	6	302	7	6	402	9	6	502	11	11
3	5	4	103	5	4	203	5	4	303	5	4	403	7	6	503	9	9
4	5	4	104	5	4	204	5	4	304	7	6	404	9	6	504	9	9
5	5	4	105	5	4	205	5	4	305	7	6	405	9	6	505	11	9
6	5	4	106	5	4	206	5	4	306	7	6	406	9	6	506	11	11
7	5	4	107	5	4	207	5	4	307	5	4	407	7	6	507	9	9
8	5	4	108	5	4	208	5	4	308	5	4	408	9	6	508	9	9
9	5	4	109	5	4	209	5	4	309	5	4	409	5	4	509	9	6
10	2	4	110	2	4	210	2	4	310	5	4	410	7	6	510	11	11
11	4	2	111	4	2	211	5	4	311	5	4	411	5	4	511	5	6
12	5	4	112	5	5	212	5	4	312	7	6	412	9	9	512	9	9
13	5	4	113	5	4	213	5	4	313	7	6	413	9	9	513	11	11
14	5	4	114	5	4	214	5	4	314	5	4	414	7	6	514	9	9
15	5	4	115	5	4	215	5	4	315	5	6	415	5	6	515	7	6
16	5	4	116	5	4	216	5	6	316	5	6	416	9	9	516	11	11
17	5	4	117	5	4	217	5	4	317	7	6	417	7	6	517	9	6
18	5	4	118	5	6	218	7	6	318	7	6	418	9	9	518	9	9

جدول (۴-۱۵)

ACI–STATIC–1st2800&2nd2800–"C"

شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2		1	2		1	2
1101	20	19	1201	19	18	1301	20	19	1401	20	19	1501	21	21	1601	21	22
1102	20	19	1202	20	19	1302	20	19	1402	20	19	1502	21	21	1602	21	22
1103	19	18	1203	19	18	1303	19	18	1403	20	19	1503	21	21	1603	21	22
1104	20	19	1204	20	19	1304	20	19	1404	20	19	1504	21	21	1604	21	21
1105	19	18	1205	19	18	1305	20	19	1405	20	19	1505	21	21	1605	21	22
1106	20	19	1206	20	19	1306	20	19	1406	20	19	1506	21	21	1606	21	22
1107	20	19	1207	19	18	1307	20	19	1407	20	19	1507	21	21	1607	21	22
1108	19	19	1208	20	19	1308	20	19	1408	20	19	1508	21	21	1608	21	22
1109	19	18	1209	19	18	1308	19	18	1409	20	19	1509	21	21	1609	21	22
1110	20	19	1210	19	18	1310	20	19	1410	20	19	1510	21	21	1610	21	22
1111	19	18	1211	19	18	1311	19	18	1411	20	19	1511	21	21	1611	21	22
1112	19	18	1212	19	18	1312	19	18	1412	19	18	1512	21	20	1612	21	21
1113	20	19	1213	19	18	1313	19	18	1413	20	20	1513	21	21	1613	21	22
1114	20	20	1214	20	20	1314	20	20	1414	20	19	1514	21	21	1614	21	22
1115	19	19	1215	20	19	1315	20	19	1415	20	19	1515	21	21	1615	21	22
1116	19	19	1216	20	19	1316	20	19	1416	20	19	1516	21	21	1616	21	22
1117	20	19	1217	19	18	1317	19	18	1417	20	19	1517	20	19	1617	21	21
1118	20	19	1218	20	19	1318	20	19	1418	20	19	1518	21	21	1618	21	22
1119	20	19	1219	19	18	1319	19	18	1419	20	19	1519	21	21	1619	21	22
1120	20	19	1220	19	18	1320	20	19	1420	20	19	1520	21	21	1620	21	22
1121	19	19	1221	20	19	1321	20	19	1421	20	19	1521	21	21	1621	21	22
1122	19	18	1222	19	18	1322	19	18	1422	19	19	1522	21	21	1622	21	22
1123	20	19	1223	20	19	1323	20	19	1423	20	19	1523	21	21	1623	21	22
1124	20	19	1224	19	18	1324	19	18	1424	20	19	1524	21	21	1624	21	22
1125	19	18	1225	19	18	1325	19	18	1425	19	18	1525	19	19	1625	21	20
1126	19	19	1226	19	19	1326	20	19	1426	20	19	1526	21	21	1626	21	22
1127	20	19	1227	19	18	1327	19	18	1427	20	19	1527	20	20	1627	21	21
1128	20	19	1228	20	19	1328	20	19	1428	20	19	1528	21	21	1628	21	22
1129	19	19	1229	19	19	1329	20	19	1429	20	18	1529	21	21	1629	21	22
1130	20	19	1230	20	19	1330	20	19	1430	20	19	1530	21	21	1630	21	22

جدول (۴-۱۶)

```
F I N A L  ABA-STATIC-1ST2800 & 2ND2800-CCON
SECTIONS
1   MN=C SH=C   IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4   :ø25
2   MN=C SH=C   IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ø25
3   MN=C SH=C   IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4   :ø25
4   MN=C SH=C   IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ø25
5   MN=C SH=C   IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ø25
6   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4   :ø25
7   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4   :ø20
8   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4   :ø18
9   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4   :ø20
10  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4   :ø18
11  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4   :ø20
12  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ø18
13  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4   :ø18
14  MN=C SH=B   T=.60,.50,.03,.03
15  MN=C SH=B   T=.60,.45,.03,.03
16  MN=C SH=B   T=.60,.40,.03,.03
17  MN=C SH=B   T=.50,.40,.03,.03
18  MN=C SH=B   T=.50,.45,.03,.03
19  MN=C SH=B   T=.45,.40,.03,.03
20  MN=C SH=B   T=.40,.30,.03,.03
21  MN=C SH=B   T=.35,.30,.03,.03
22  MN=C SH=B   T=.30,.25,.03,.03
23  MN=C SH=B   T=.25,.20,.03,.03
24  MN=C SH=C   IS=RR-10-10 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4:ø25
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

ABA–STATIC–1st2800&2nd2800–"C"

شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M		شماره ستون	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2		1	2		1	2
1	6	6	101	6	6	201	6	6	301	11	9	401	11	11	501	11	11
2	6	5	102	6	5	202	6	6	302	6	6	402	9	6	502	11	11
3	5	5	103	6	5	203	6	5	303	6	5	403	6	6	503	9	9
4	5	4	104	5	4	204	6	5	304	6	6	404	9	6	504	9	9
5	5	4	105	5	4	205	6	5	305	6	6	405	9	6	505	11	11
6	5	4	106	6	4	206	6	5	306	6	6	406	9	6	506	11	11
7	6	4	107	6	4	207	6	5	307	6	6	407	6	6	507	9	9
8	5	4	108	5	4	208	6	5	308	6	5	408	9	6	508	11	9
9	5	4	109	5	4	209	5	4	309	6	5	409	6	6	509	9	6
10	2	4	110	5	4	210	6	5	310	6	6	410	6	6	510	11	11
11	4	2	111	4	2	211	5	4	311	6	5	411	6	5	511	6	6
12	5	4	112	6	5	212	6	5	312	6	6	412	11	9	512	11	9
13	5	4	113	6	5	213	6	5	313	6	6	413	9	9	513	11	11
14	5	4	114	5	4	214	6	4	314	6	5	414	6	6	514	9	9
15	5	4	115	5	4	215	6	5	315	6	6	415	6	6	515	6	6
16	4	6	116	4	6	216	6	6	316	6	6	416	11	9	516	11	11
17	6	5	117	6	5	217	6	5	317	6	6	417	6	6	517	9	6
18	6	5	118	6	6	218	6	6	318	6	6	418	9	9	518	11	9

جدول (۴-۱۷)

WWW.NOEEN.IR

ABA–STATIC–1st2800&2nd2800–"C"

شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M		شماره تیر	M	
	1	2		1	2		1	2		1	2		1	2		1	2
1101	20	19	1201	19	18	1301	20	19	1401	20	19	1501	21	21	1601	21	22
1102	20	19	1202	20	19	1302	20	19	1402	20	19	1502	21	21	1602	21	22
1103	19	18	1203	19	18	1303	19	18	1403	20	19	1503	21	21	1603	21	22
1104	20	19	1204	20	19	1304	20	19	1404	20	19	1504	21	21	1604	21	21
1105	19	18	1205	19	19	1305	20	19	1405	20	19	1505	21	21	1605	21	22
1106	20	19	1206	20	19	1306	20	19	1406	20	19	1506	21	21	1606	21	22
1107	20	19	1207	19	18	1307	20	19	1407	20	19	1507	21	21	1607	21	22
1108	19	19	1208	19	19	1308	20	19	1408	20	19	1508	21	21	1608	21	22
1109	19	18	1209	19	18	1309	19	18	1409	20	19	1509	21	21	1609	21	22
1110	20	19	1210	19	18	1310	20	19	1410	20	19	1510	21	21	1610	21	22
1111	19	18	1211	19	18	1311	19	18	1411	20	19	1511	21	21	1611	21	22
1112	19	18	1212	19	18	1312	19	18	1412	19	18	1512	21	20	1612	21	21
1113	20	19	1213	19	18	1313	19	18	1413	20	19	1513	21	21	1613	21	22
1114	20	20	1214	20	20	1314	20	20	1414	20	19	1514	21	20	1614	21	22
1115	19	19	1215	19	19	1315	20	19	1415	20	19	1515	21	21	1615	21	22
1116	19	19	1216	19	19	1316	20	19	1416	20	19	1516	21	21	1616	21	22
1117	20	19	1217	19	18	1317	19	18	1417	20	19	1517	20	19	1617	21	21
1118	20	19	1218	20	19	1318	20	19	1418	20	19	1518	21	21	1618	21	22
1119	20	19	1219	19	18	1319	19	18	1419	20	19	1519	21	21	1619	21	22
1120	20	19	1220	19	18	1320	20	19	1420	20	19	1520	21	21	1620	21	22
1121	19	19	1221	19	19	1321	20	19	1421	20	19	1521	21	21	1621	21	22
1122	19	18	1222	19	18	1322	19	18	1422	19	19	1522	21	21	1622	21	21
1123	20	19	1223	20	19	1323	20	19	1423	20	19	1523	21	21	1623	21	22
1124	20	19	1224	19	18	1324	19	18	1424	20	19	1524	21	21	1624	21	22
1125	19	18	1225	19	18	1325	19	18	1425	19	18	1525	19	19	1625	21	20
1126	20	19	1226	19	19	1326	20	19	1426	20	19	1526	21	21	1626	21	22
1127	20	19	1227	19	18	1327	19	18	1427	20	19	1527	20	20	1627	21	21
1128	20	19	1228	20	19	1328	20	19	1428	20	19	1528	21	21	1628	21	22
1129	20	19	1229	19	19	1329	20	19	1429	20	18	1529	21	21	1629	21	22
1130	20	19	1230	20	19	1330	20	19	1430	20	19	1530	21	21	1630	21	22

جدول (۴-۱۸)

نتایج تحلیل
به روش دینامیکی طیفی

WWW.NOZADPERSIAN.IR

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-1ST2800-X-DIRC-ACON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
20 MN=C SH=C  IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
```

WWW.NOZAD-PERSIAN.IR

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-1ST2800-Y-DIRC-ACON
SECTIONS
1   MN=C SH=C   IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2   MN=C SH=C   IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3   MN=C SH=C   IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11  MN=C SH=B   T=.40,.30,.03,.03
12  MN=C SH=B   T=.45,.35,.03,.03
13  MN=C SH=B   T=.50,.40,.03,.03
14  MN=C SH=B   T=.30,.25,.03,.03
15  MN=C SH=C   IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
16  MN=C SH=B   T=.60,.50,.03,.03
17  MN=C SH=B   T=.35,.30,.03,.03
18  MN=C SH=C   IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
20  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

ACI-DYNAMIC-1st2800-"A"

شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1	5	6	5	101	8	19	7	201	10	20	10	301	19	19	19
2	4	5	4	102	4	5	4	202	5	5	5	302	7	9	7
3	5	5	5	103	7	6	6	203	10	10	10	303	19	10	10
4	5	5	5	104	10	10	7	204	7	10	7	304	19	10	10
5	5	5	4	105	5	4	4	205	6	5	5	305	6	7	6
6	5	4	4	106	8	4	4	206	19	10	10	306	19	10	10
7	5	5	5	107	5	5	5	207	19	19	19	307	19	19	19
8	5	5	5	108	5	5	5	208	6	5	5	308	10	10	10
9	5	5	5	109	19	10	10	209	20	10	10	309	20	19	19
10	5	5	5	110	8	10	8	210	19	20	19	310	19	19	19
11	5	5	5	111	5	6	5	211	6	8	6	311	10	19	10
12	5	5	5	112	8	10	8	212	19	9	10	312	19	20	19

جدول (۴-۱۹)

WWW.NOORANDISHGIR.IR

ACI–DYNAMIC–1st2800–"A"

شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1101	17	12	12	1201	17	12	12	1301	17	17	17	1401	16	14	16
1102	17	14	14	1202	17	14	17	1302	16	14	16	1402	16	14	16
1103	17	11	11	1203	17	11	11	1303	17	17	17	1403	16	14	16
1104	16	14	16	1204	17	14	17	1304	16	14	16	1404	16	14	16
1105	11	12	12	1205	11	12	12	1305	16	14	16	1405	16	14	16
1106	16	14	16	1206	16	14	16	1306	16	14	16	1406	16	14	16
1107	17	12	12	1207	17	11	11	1307	17	14	17	1407	16	14	16
1108	17	14	17	1208	17	11	11	1308	16	14	16	1408	16	14	16
1109	16	17	17	1209	16	17	17	1309	16	14	16	1409	16	14	16
1110	16	17	17	1210	16	17	17	1310	16	14	16	1410	16	14	16
1111	16	17	17	1211	16	17	17	1311	16	14	16	1411	16	14	16
1112	17	11	11	1212	17	11	11	1312	17	11	11	1412	17	17	17
1113	16	17	17	1213	16	11	11	1313	17	17	17	1413	16	14	16
1114	16	17	17	1214	17	11	11	1314	17	17	17	1414	16	14	16
1115	17	11	11	1215	17	11	11	1315	17	17	17	1415	16	14	16
1116	16	17	17	1216	16	17	17	1316	17	17	17	1416	16	14	16
1117	16	17	17	1217	16	17	17	1317	17	17	17	1417	16	14	16

جدول (۴-۲۰)

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-2ND2800-X-DIRC-ACON
SECTIONS _
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
20 MN=C SH=C  IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
```

WWW.NOEZADPISAN.IR

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-2ND2800-Y-DIRC-ACON
SECTIONS
1   MN=C SH=C   IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2   MN=C SH=C   IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3   MN=C SH=C   IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9   MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10  MN=C SH=C   IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11  MN=C SH=B   T=.40,.30,.03,.03
12  MN=C SH=B   T=.30,.25,.03,.03
13  MN=C SH=B   T=.50,.40,.03,.03
14  MN=C SH=B   T=.60,.40,.03,.03
15  MN=C SH=C   IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
16  MN=C SH=B   T=.60,.50,.03,.03
17  MN=C SH=B   T=.40,.35,.03,.03
18  MN=C SH=C   IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19  MN=C SH=C   IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
20  MN=C SH=C   IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
21  MN=C SH=B   T=.35,.30,.03,.03
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

ACI–DYNAMIC–2nd2800–"A"

شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1	5	5	5	101	7	8	7	201	10	19	10	301	19	19	19
2	5	5	4	102	4	5	4	202	5	5	5	302	7	9	7
3	5	5	5	103	7	5	5	203	19	9	10	303	19	10	10
4	5	4	4	104	8	10	7	204	7	7	7	304	10	10	10
5	5	5	4	105	5	4	4	205	5	5	5	305	6	6	6
6	5	4	4	106	8	9	4	206	8	4	4	306	19	10	10
7	5	5	5	107	6	7	6	207	19	8	8	307	19	19	19
8	5	5	4	108	5	4	4	208	5	5	5	308	19	10	10
9	5	4	4	109	19	9	9	209	10	10	10	309	20	19	19
10	6	5	5	110	8	8	8	210	19	20	19	310	19	19	19
11	5	5	5	111	5	5	5	211	7	8	6	311	6	19	6
12	6	5	5	112	6	6	6	212	19	19	19	312	19	19	19

جدول (۴-۲۱)

ACI–DYNAMIC–2nd2800–"A"

شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1101	11	11	11	1201	11	11	11	1301	11	11	11	1401	17	12	17
1102	11	11	11	1202	11	11	11	1302	17	11	11	1402	17	12	17
1103	11	11	11	1203	11	11	11	1303	11	11	11	1403	17	12	17
1104	11	11	11	1204	11	11	11	1304	17	12	17	1404	17	12	17
1105	11	11	11	1205	11	11	11	1305	17	12	17	1405	17	12	17
1106	11	11	11	1206	11	11	11	1306	17	12	17	1406	17	12	17
1107	11	11	11	1207	11	11	11	1307	17	12	17	1407	17	12	17
1108	11	11	11	1208	11	11	11	1308	17	12	17	1408	17	12	17
1109	17	21	21	1209	17	21	21	1309	17	12	17	1409	17	12	17
1110	17	21	21	1210	17	21	21	1310	17	21	21	1410	17	12	17
1111	17	21	21	1211	17	21	21	1311	17	12	17	1411	17	12	17
1112	11	17	17	1212	11	17	17	1312	11	11	11	1412	11	21	11
1113	17	21	21	1213	17	11	11	1313	17	21	21	1413	17	12	17
1114	17	11	11	1214	17	11	11	1314	17	21	21	1414	17	12	17
1115	11	17	17	1215	11	17	17	1315	11	11	11	1415	17	12	17
1116	17	21	21	1216	17	21	21	1316	17	21	21	1416	17	12	17
1117	17	11	11	1217	17	21	21	1317	17	21	21	1417	17	12	17

جدول (۴-۲۲)

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-1ST2800-X-DIRC-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
10 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
11 MN=C SH=B  T=.40,.40,.03,.03
12 MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
13 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
14 MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
15 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
16 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.60,.45,.03,.03
18 MN=C SH=B  T=.30,.20,.03,.03
19 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-1ST2800-Y-DIRC-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
10 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
11 MN=C SH=B  T=.40,.40,.03,.03
12 MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
13 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
14 MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
15 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
16 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.60,.45,.03,.03
18 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1	3	3	3	101	4	4	4	201	4	8	4	301	13	13	13
2	3	3	3	102	3	6	3	202	3	13	3	302	8	13	8
3	3	5	3	103	3	5	3	203	8	13	8	303	8	13	8
4	3	6	3	104	3	13	3	204	13	13	13	304	13	13	13
5	3	5	3	105	3	5	3	205	8	7	7	305	8	8	8
6	3	5	3	106	8	5	5	206	7	6	6	306	19	13	13
7	3	2	14	107	3	14	14	207	4	2	2	307	4	3	2
8	3	2	2	108	3	3	3	208	4	5	4	308	13	7	7
9	3	2	2	109	3	3	3	209	3	6	3	309	13	8	8
10	1	2	1	110	1	3	1	210	2	3	2	310	3	5	3
11	2	2	2	111	3	2	2	211	3	2	2	311	3	5	3
12	3	2	2	112	3	3	3	212	6	5	5	312	6	8	6
13	19	7	2	113	19	2	2	213	19	8	8	313	13	8	8
14	3	2	2	114	3	2	2	214	4	3	3	314	6	4	4
15	2	3	2	115	2	4	2	215	3	6	3	315	6	8	6
16	2	3	2	116	2	4	2	216	6	13	6	316	8	8	8
17	2	3	2	117	2	4	2	217	6	6	6	317	6	6	6
18	3	2	2	118	3	4	3	218	3	4	3	318	3	4	3
19	8	8	7	119	8	7	7	219	19	7	7	319	19	13	13

جدول (۴-۲۳)

شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1101	16	16	16	1201	16	16	16	1301	16	16	16	1401	18	18	18_Y
1102	16	16	16	1202	16	16	16	1302	16	18	16	1402	18	18	18_Y
1103	16	16	16	1203	16	16	16	1303	18	18	18_Y	1403	18	18	18_Y
1104	16	16	16	1204	16	16	16	1304	18	18	18_Y	1404	18	18	18_Y
1105	16	16	16	1205	16	16	16	1305	16	16	16	1405	18	18	18_Y
1106	16	16	16	1206	16	16	16	1306	18	18	18_Y	1406	18	18	18_Y
1107	16	16	16	1207	16	16	16	1307	16	18	16	1407	18	18	18_Y
1108	16	16	16	1208	16	16	16	1308	16	18	16	1408	18	18	18_Y
1109	16	16	16	1209	16	9	9	1309	16	9	9	1409	16	18	16
1110	16	16	16	1210	16	16	16	1310	16	9	9	1410	16	18	16
1111	9	9	9	1211	9	9	9	1311	16	9	9	1411	16	16	16
1112	–	–	–	1212	18	16	16	1312	18	18	18_Y	1412	18	18	18_Y
1113	16	16	16	1213	16	16	16	1313	16	16	16	1413	18	18	18_Y
1114	16	16	16	1214	11	9	11	1314	16	18	16	1414	18	18	18_Y
1115	16	16	16	1215	–	–	–	1315	–	–	–	1415	–	–	–
1116	16	16	16	1216	9	9	9	1316	9	9	9	1416	16	18	16
1117	16	16	16	1217	18	16	16	1317	18	18	18_Y	1417	18	18	18_Y
1118	16	16	16	1218	16	16	16	1318	18	16	16	1418	18	18	18_Y
1119	11	11	11	1219	9	15	15	1319	11	11	11	1419	16	16	16
1120	18	16	16	1220	18	16	16	1320	18	16	16	1420	18	18	18_Y
1121	16	16	16	1221	16	16	16	1321	16	16	16	1421	18	18	18_Y
1122	18	16	16	1222	18	16	16	1322	18	16	16	1422	18	18	18_Y
1123	18	16	16	1223	18	16	16	1323	18	16	16	1423	18	18	18_Y
1124	18	16	16	1224	18	16	16	1324	18	16	16	1424	18	18	18_Y
1125	18	16	16	1225	18	16	16	1325	18	16	16	1425	18	18	18_Y
1126	18	16	16	1226	18	9	9	1326	18	16	16	1426	18	18	18_Y
1127	15	16	15	1227	15	9	15	1327	15	16	15	1427	18	18	18_Y
1128	–	–	–	1228	15	11	15	1328	15	9	15	1428	18	16	16
1129	18	16	16	1229	18	9	9	1329	18	18	16	1429	18	18	18_Y
1130	18	16	16	1230	–	–	–	1330	–	–	–	1430	–	–	–
1131	18	16	16	1231	18	9	9	1331	18	16	16	1431	18	18	18_Y

جدول (۴-۲۴)

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-2ND2800-X-DIRC-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.75,.55,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19 MN=C SH=B  T=.80,.55,.03,.03
20 MN=C SH=C  IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
```

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-2ND2800-Y-DIRC-BCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4 :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4 :ϕ18
11 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
12 MN=C SH=B  T=.45,.35,.03,.03
13 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
14 MN=C SH=B  T=.35,.25,.03,.03
15 MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
16 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.75,.55,.03,.03
18 MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
19 MN=C SH=B  T=.80,.55,.03,.03
20 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
21 MN=C SH=C  IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
```

WWW.NOZADPASAND.IR

ACI-DYNAMIC-2nd2800-"B"

شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1	5	5	5	101	5	6	5	201	8	10	8	301	15	21	15
2	5	5	5	102	5	6	5	202	5	8	5	302	8	21	8
3	5	5	5	103	5	5	5	203	15	21	8	303	8	21	8
4	5	4	4	104	15	21	8	204	15	8	8	304	15	21	15
5	5	4	4	105	5	5	4	205	8	7	4	305	10	21	10
6	6	5	5	106	5	5	5	206	10	21	10	306	15	21	15
7	5	4	4	107	5	5	4	207	8	4	4	307	6	5	5
8	5	4	4	108	6	4	4	208	15	4	4	308	10	7	7
9	5	4	4	109	6	4	4	209	15	7	7	309	15	10	10
10	4	4	3	110	3	5	3	210	4	5	4	310	6	7	6
11	4	4	3	111	3	4	3	211	3	4	3	311	8	5	5
12	4	4	4	112	5	4	4	212	5	7	4	312	8	10	8
13	20	20	9	113	20	20	9	213	15	9	9	313	15	20	20
14	5	5	5	114	5	5	5	214	8	6	5	314	6	8	6
15	5	5	4	115	5	6	4	215	5	6	4	315	6	8	6
16	5	5	5	116	5	6	5	216	8	21	8	316	10	20	10
17	4	5	4	117	4	6	4	217	5	21	4	317	8	8	8
18	4	4	4	118	4	8	4	218	5	6	5	318	5	6	5
19	5	21	5	119	10	21	10	219	15	20	20	319	15	21	15

جدول (۴-۲۵)

شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1101	14	11	11	1201	12	12	12	1301	14	14	14_X	1401	11	14	14
1102	14	11	11	1202	11	11	11_Y	1302	11	14	14	1402	11	14	14
1103	14	11	11	1203	14	11	11	1303	11	14	14	1403	11	14	14
1104	11	11	11	1204	11	11	11_Y	1304	11	14	14	1404	11	14	14
1105	14	11	11	1205	12	12	12	1305	14	14	14_X	1405	11	14	14
1106	11	11	11_Y	1206	11	11	11_Y	1306	11	14	14	1406	11	14	14
1107	14	11	11	1207	14	11	11	1307	11	14	14	1407	11	14	14
1108	11	11	11_Y	1208	11	11	11_Y	1308	11	14	14	1408	11	14	14
1109	12	12	12	1209	12	12	12	1309	14	14	14_X	1409	14	14	14_X
1110	12	12	12	1210	13	13	13	1310	14	14	14_X	1410	11	14	14
1111	13	13	13	1211	13	13	13	1311	12	12	12	1411	11	14	14
1112	–	–	–	1212	11	11	11_Y	1312	11	14	14	1412	11	14	14
1113	11	11	11_Y	1213	11	11	11_Y	1311	11	14	14	1413	11	14	14
1114	14	11	11	1214	12	12	12	1314	14	14	14_X	1414	11	14	14
1115	11	11	11_Y	1215	–	–	–	1315	–	–	–	1415	–	–	–
1116	12	12	12	1216	13	13	13	1316	12	12	12	1416	11	14	14
1117	11	11	11_Y	1217	11	11	11_Y	1317	11	14	14	1417	11	14	14
1118	14	11	11	1218	14	11	11	1318	11	14	14	1418	11	14	14
1119	14	11	11	1219	14	11	11	1319	12	11	12	1419	14	14	14_X
1120	14	11	11	1220	14	11	11	1320	11	11	11_Y	1420	11	14	14
1121	14	11	11	1221	14	11	11	1321	12	11	12	1421	11	14	14
1122	14	11	11	1222	14	11	11	1322	11	14	14	1422	11	14	14
1123	14	14	14_X	1223	14	11	11	1323	11	14	14	1423	11	14	14
1124	14	11	11	1224	14	11	11	1324	11	14	14	1424	11	14	14
1125	14	14	14_X	1225	14	11	11	1325	11	14	14	1425	11	14	14
1126	14	11	11	1226	14	12	12	1326	11	11	11_Y	1426	11	14	14
1127	14	11	11	1227	14	11	11	1327	14	11	11	1427	14	14	14_X
1128	–	–	–	1228	14	11	11	1328	14	11	11	1428	14	14	14_X
1130	14	14	14_X	1230	–	–	–	1330	–	–	–	1430	–	–	–
1131	14	14	14_X	1231	14	14	14_X	1331	11	14	14	1431	11	14	14

جدول (۴-۲۶)

```
F I N A L   ACI-DYNAMIC-1ST2800 -X&Y-DIRC-CCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
11 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
12 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
13 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
14 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
15 MN=C SH=B  T=.60,.45,.03,.03
16 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
18 MN=C SH=B  T=.50,.45,.03,.03
19 MN=C SH=B  T=.45,.40,.03,.03
20 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
21 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
22 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
23 MN=C SH=B  T=.25,.20,.03,.03
24 MN=C SH=C  IS=RR-10-10 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
25 MN=C SH=C  IS=RR-10-10 T=.70,.70,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
26 MN=C SH=C  IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
```

مرکز اطلاعات و مدارک علمی ایران
قسمت مدارک

WWW.NOZAD.IR

ACI–DYNAMIC–1st2800–"C"

شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1	7	7	7	101	7	8	7	201	8	8	8	301	10	13	10	401	13	13	13	501	13	13	13
2	6	6	6	102	7	7	7	202	7	7	7	302	7	8	7	402	9	12	9	502	13	13	13
3	5	5	5	103	6	6	6	203	6	6	6	303	7	7	7	403	8	7	7	503	10	10	10
4	5	5	5	104	5	5	5	204	6	6	6	304	7	6	6	404	9	9	9	504	10	9	9
5	5	7	5	105	5	8	5	205	6	13	6	305	7	8	7	405	9	13	9	505	13	13	13
6	5	7	5	106	5	7	5	206	6	7	6	306	7	7	7	406	9	10	9	506	13	13	13
7	5	5	5	107	7	6	6	207	8	6	6	307	9	9	6	407	10	6	6	507	13	11	11
8	5	5	5	108	5	5	5	208	6	6	6	308	6	6	6	408	9	9	9	508	10	12	10
9	5	5	4	109	5	4	4	209	5	5	5	309	7	6	6	409	7	6	6	509	9	6	6
10	6	6	5	110	5	5	5	210	6	6	6	310	7	7	7	410	7	7	7	510	12	13	12
11	5	5	4	111	4	4	4	211	5	5	5	311	6	6	6	411	6	7	6	511	6	7	6
12	6	5	5	112	6	5	5	212	6	6	6	312	7	7	7	412	10	10	10	512	10	10	10
13	5	6	5	113	6	6	6	213	6	7	6	313	7	7	7	413	10	10	10	513	12	13	12
14	5	5	5	114	5	5	5	214	6	6	6	314	6	7	6	414	7	8	7	514	10	10	10
15	5	5	5	115	5	5	5	215	6	6	6	315	6	6	6	415	6	6	6	515	6	6	6
16	6	6	5	116	5	6	5	216	6	7	6	316	11	8	8	416	13	12	12	516	26	26	26
17	5	5	5	117	5	5	5	217	6	6	6	317	6	6	6	417	7	7	6	517	7	6	6
18	6	6	6	118	8	7	7	218	10	10	9	318	10	9	9	418	13	12	12	518	13	12	12

جدول (۴-۲۷)

شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1101	20	20	20	1201	19	19	19	1301	20	20	20	1401	20	20	20	1501	21	21	21	1601	21	21	21
1102	20	20	20	1202	20	20	20	1302	20	20	20	1402	20	20	20	1502	21	21	21	1602	21	21	21
1103	19	19	19	1203	19	19	19	1303	19	19	19	1403	20	20	20	1503	21	21	21	1603	21	21	21
1104	20	20	20	1204	20	20	20	1304	20	20	20	1404	20	20	20	1504	21	21	21	1604	21	21	21
1105	19	19	19	1205	19	19	19	1305	20	20	20	1405	20	20	20	1505	21	21	21	1605	21	21	21
1106	20	20	20	1206	20	20	20	1306	20	20	20	1406	20	20	20	1506	21	21	21	1606	21	21	21
1107	20	20	20	1207	19	19	19	1307	20	20	20	1407	20	20	20	1507	21	21	21	1607	21	21	21
1108	19	17	17	1208	19	17	17	1308	19	19	19	1408	19	19	19	1508	20	20	20	1608	20	20	20
1109	19	19	19	1209	19	19	19	1309	19	19	19	1409	20	20	20	1509	21	21	21	1609	21	21	21
1110	20	20	20	1210	19	19	19	1310	20	20	20	1410	20	20	20	1510	21	21	21	1610	21	21	21
1111	19	19	19	1211	19	19	19	1311	19	19	19	1411	20	20	20	1511	21	21	21	1611	21	21	21
1112	19	19	19	1212	19	19	19	1312	19	19	19	1412	19	19	19	1512	21	20	20	1612	21	21	21
1113	20	20	20	1213	19	19	19	1313	19	19	19	1413	20	20	20	1513	21	21	21	1613	21	21	21
1114	20	20	20	1214	20	20	20	1314	20	20	20	1414	20	20	20	1514	21	21	21	1614	21	21	21
1115	19	17	17	1215	19	17	17	1315	19	19	19	1415	19	19	19	1515	20	20	20	1615	20	20	20
1116	19	17	17	1216	19	17	17	1316	19	19	19	1416	19	19	19	1516	20	20	20	1616	20	20	20
1117	19	19	19	1217	19	19	19	1317	19	19	19	1417	19	19	19	1517	19	19	19	1617	19	19	19
1118	20	20	20	1218	20	20	20	1318	20	20	20	1418	20	20	20	1518	21	21	21	1618	21	21	21
1119	20	20	20	1219	19	19	19	1319	19	19	19	1419	20	20	20	1519	21	21	21	1619	21	21	21
1120	20	19	19	1220	19	19	19	1320	20	20	20	1420	20	20	20	1520	21	21	21	1620	21	21	21
1121	19	17	17	1221	19	17	17	1321	19	19	19	1421	19	19	19	1521	20	20	20	1621	20	20	20
1122	19	19	19	1222	19	19	19	1322	19	19	19	1422	19	19	19	1522	19	19	19	1622	19	19	19
1123	20	20	20	1223	20	20	20	1323	20	20	20	1423	20	20	20	1523	21	21	21	1623	21	21	21
1124	20	20	20	1224	19	19	19	1324	19	19	19	1424	20	20	20	1524	21	21	21	1624	21	21	21
1125	19	19	19	1225	19	19	19	1325	19	19	19	1425	19	19	19	1525	19	19	19	1625	21	21	21
1126	19	17	17	1226	19	17	17	1326	19	17	17	1426	19	19	19	1526	20	20	20	1626	20	20	20
1127	20	20	20	1227	19	19	19	1327	19	19	19	1427	20	20	20	1527	20	20	20	1627	21	21	21
1128	20	20	20	1228	20	20	20	1328	20	20	20	1428	20	20	20	1528	21	21	21	1628	21	21	21
1129	19	17	17	1229	19	17	17	1329	19	17	17	1429	19	19	19	1529	20	20	20	1629	20	20	20
1130	20	20	20	1230	20	20	20	1330	20	20	20	1430	20	20	20	1530	21	21	21	1630	21	21	21

جدول (۴-۲۸)

```
F I N A L  ACI-DYNAMIC-2ND2800-X&Y-DIRC-CCON
SECTIONS
1  MN=C SH=C  IS=RR-9-9 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
2  MN=C SH=C  IS=RR-8-8 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
3  MN=C SH=C  IS=RR-7-7 T=.50,.50,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
4  MN=C SH=C  IS=RR-6-6 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
5  MN=C SH=C  IS=RR-5-5 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
6  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=4.91E-4  :ϕ25
7  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
8  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.40,.40,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
9  MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
10 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.35,.35,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
11 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=3.14E-4  :ϕ20
12 MN=C SH=C  IS=RR-4-4 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
13 MN=C SH=C  IS=RR-3-3 T=.30,.30,.03 A=2.55E-4  :ϕ18
14 MN=C SH=B  T=.60,.50,.03,.03
15 MN=C SH=B  T=.60,.45,.03,.03
16 MN=C SH=B  T=.60,.40,.03,.03
17 MN=C SH=B  T=.50,.40,.03,.03
18 MN=C SH=B  T=.50,.45,.03,.03
19 MN=C SH=B  T=.45,.40,.03,.03
20 MN=C SH=B  T=.40,.30,.03,.03
21 MN=C SH=B  T=.35,.30,.03,.03
22 MN=C SH=B  T=.30,.25,.03,.03
23 MN=C SH=B  T=.25,.20,.03,.03
24 MN=C SH=C  IS=RR-10-10 T=.55,.55,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
25 MN=C SH=C  IS=RR-10-10 T=.70,.70,.03 A=4.91E-4 :ϕ25
26 MN=C SH=C  IS=RR-2-2 T=.25,.25,.03 A=2.55E-4   :ϕ18
```

WWW.NOZADEHSAZEH.IR

ACI–DYNAMIC–2nd2800–"C"

شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M			شماره ستون	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1	6	6	6	101	7	7	6	201	6	7	6	301	9	10	9	401	12	12	12	501	13	13	13
2	6	5	5	102	6	6	6	202	6	6	6	302	6	7	6	402	7	10	7	502	12	13	12
3	5	4	4	103	5	4	4	203	5	5	5	303	6	6	6	403	6	6	6	503	9	10	9
4	4	3	3	104	5	4	4	204	5	4	4	304	6	5	5	404	9	6	6	504	9	7	7
5	4	6	4	105	4	7	4	205	5	8	5	305	6	8	6	405	9	13	9	505	12	13	12
6	4	5	4	106	4	6	4	206	5	6	5	306	6	6	6	406	7	9	7	506	12	12	12
7	5	4	4	107	6	5	5	207	7	5	5	307	9	6	6	407	9	6	6	507	12	6	6
8	3	4	3	108	3	5	3	208	4	5	4	308	5	6	5	408	6	9	6	508	9	10	9
9	4	4	2	109	4	2	2	209	5	3	3	309	6	5	5	409	6	5	5	509	9	6	6
10	5	6	3	110	5	3	3	210	5	5	5	310	6	5	5	410	6	6	6	510	11	12	11
11	3	4	3	111	3	3	3	211	4	4	4	311	4	5	4	411	5	6	5	511	5	6	5
12	5	4	4	112	5	4	4	212	5	5	5	312	5	6	5	412	9	9	9	512	9	10	9
13	2	5	2	113	3	6	3	213	4	6	4	313	5	6	5	413	6	9	6	513	11	12	11
14	4	5	3	114	3	5	3	214	3	6	3	314	4	6	4	414	6	7	6	514	7	9	7
15	4	4	4	115	4	4	4	215	4	5	4	315	5	5	5	415	5	6	5	515	6	6	6
16	6	6	5	116	5	6	5	216	6	5	5	316	11	7	7	416	13	9	9	516	26	13	13
17	4	5	4	117	5	4	4	217	5	5	5	317	6	6	6	417	6	6	6	517	6	6	6
18	6	5	5	118	8	6	6	218	10	7	6	318	10	6	6	418	12	11	11	518	13	12	12

جدول (۴-۲۹)

ACI–DYNAMIC–2nd2800–"C"

شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M			شماره تیر	M		
	X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R		X	Y	R
1101	20	20	20	1201	19	19	19	1301	19	20	19	1401	20	20	20	1501	21	21	21	1601	21	21	21
1102	20	20	20	1202	20	20	20	1302	20	20	20	1402	20	20	20	1502	21	21	21	1602	21	21	21
1103	19	19	19	1203	18	19	18	1303	19	19	19	1403	19	20	19	1503	21	21	21	1603	21	21	21
1104	20	20	20	1204	20	20	20	1304	20	20	20	1404	20	20	20	1504	21	21	21	1604	21	21	21
1105	18	19	18	1205	18	19	18	1305	19	20	19	1405	20	20	20	1505	21	21	21	1605	21	21	21
1106	20	20	20	1206	20	20	20	1306	20	20	20	1406	20	20	20	1506	21	21	21	1606	21	21	21
1107	20	20	20	1207	19	19	19	1307	20	20	20	1407	20	20	20	1507	21	21	21	1607	21	21	21
1108	19	19	19	1208	19	19	19	1308	19	19	19	1408	19	19	19	1508	20	21	20	1608	20	21	20
1109	16	19	16	1209	14	19	14	1309	16	19	16	1409	19	20	19	1509	19	21	19	1609	21	21	21
1110	20	20	20	1210	19	19	19	1310	20	20	20	1410	20	20	20	1510	21	21	21	1610	21	21	21
1111	19	19	19	1211	19	19	19	1311	19	19	19	1411	20	20	20	1511	21	21	21	1611	21	21	21
1112	19	18	18	1212	19	18	18	1312	19	18	18	1412	19	19	19	1512	21	19	19	1612	21	21	21
1113	20	18	18	1213	19	18	18	1313	19	18	18	1413	20	19	19	1513	21	19	19	1613	21	21	21
1114	20	20	20	1214	20	20	20	1314	20	20	20	1414	20	20	20	1514	21	21	21	1614	21	21	21
1115	19	19	19	1215	19	19	19	1315	19	19	19	1415	19	19	19	1515	20	21	20	1615	20	21	20
1116	19	19	19	1216	19	19	19	1316	19	19	19	1416	19	19	19	1516	20	21	20	1616	20	21	20
1117	18	19	18	1217	18	19	18	1317	18	19	18	1417	18	19	18	1517	19	19	19	1617	18	19	18
1118	20	20	20	1218	20	20	20	1318	20	20	20	1418	20	20	20	1518	21	21	21	1618	21	21	21
1119	19	20	19	1219	19	19	19	1319	19	19	19	1419	19	20	19	1519	21	21	21	1619	21	21	21
1120	20	19	19	1220	19	18	18	1320	20	19	19	1420	20	20	20	1520	21	21	21	1620	21	21	21
1121	19	19	19	1221	19	19	19	1321	19	19	19	1421	19	19	19	1521	20	19	19	1621	20	21	20
1122	18	19	18	1222	18	19	18	1322	18	19	18	1422	18	19	18	1522	19	21	19	1622	18	19	18
1123	20	20	20	1223	20	20	20	1323	20	20	20	1423	20	20	20	1523	21	21	21	1623	21	21	21
1124	20	19	19	1224	19	19	19	1324	19	19	19	1424	20	19	19	1524	21	21	21	1624	21	21	21
1125	19	19	19	1225	18	19	18	1325	19	19	19	1425	19	19	19	1525	19	19	19	1625	20	21	20
1126	19	19	19	1226	19	19	19	1326	19	19	19	1426	19	19	19	1526	20	21	20	1626	20	21	20
1127	20	20	20	1227	19	19	19	1327	19	19	19	1427	19	20	19	1527	20	20	20	1627	21	21	21
1128	20	20	20	1228	20	20	20	1328	20	20	20	1428	20	20	20	1528	21	21	21	1628	21	21	21
1129	19	19	19	1229	19	19	19	1329	19	19	19	1429	19	19	19	1529	20	21	20	1629	20	21	20
1130	20	20	20	1230	20	20	20	1330	20	20	20	1430	20	20	20	1530	21	21	21	1630	21	21	21

جدول (۴-۳۰)

تقویت ساختمانها بر اساس نتایج بدست آمده

در این قسمت با مقایسه اعضاء طراحی شده با نقشه‌های موجود در ضمیمه راه حل مناسب جهت ارتقای مقاومت آن اعضاء با توجه به شیوه هایی که در فصلهای قبل به آنها اشاره شده ارائه می‌گردد. ضمناً لازم به یاد آوری است که هیچ یک از ساختمانهای مورد بررسی نیازی به انجام مرمت های جزئی مانند درزگیری ترکها و یا اقداماتی از این قبیل نداشتند. لذا روشهای ذکر شده در این باب در مورد این ساختمانها مصداق نداشته و فقط از روشهای مقاوم سازی استفاده خواهد شد.

از هر یک از ساختمانهای A , B , C یک عدد تیر و دو عدد ستون که یکی از اعضاء میانی و دیگری از اعضاء کناری است به عنوان نمونه مورد بررسی قرار می‌گیرد . سعی بر این بوده که اعضائی که حالت بحرانی تری دارند مورد ارزیابی دقیق قرار گیرند.

WWW.NOZAD-PERSIAN.COM

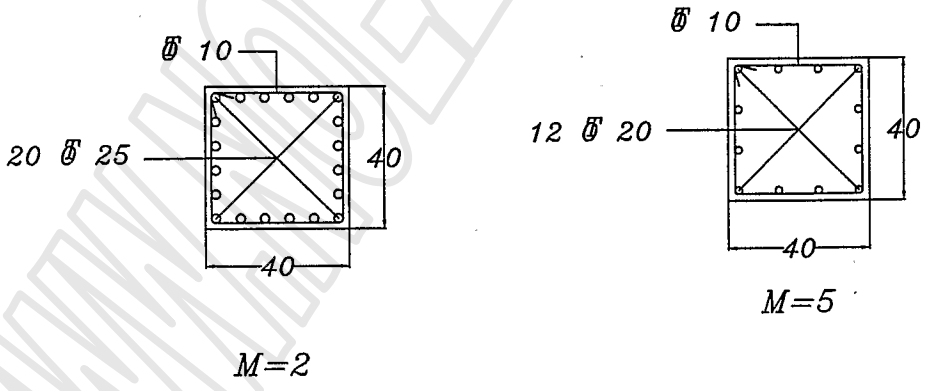
ساختمان A :

بر اساس این نقشه‌ها (صفحات ۲۴۲ تا ۲۴۴) ساختمان A دارای یک نوع ستون می‌باشد.که در ارتفاع خود سه گونه مختلف را شامل می‌شود.اگر ستون طبقه اول و دوم را در نظر بگیریم طبق مقطع A–A تعریف می‌شود.محاسبات ساختمان فوق بر اساس روش استاتیکی معادل و طبق ویرایش دوم‌آئین نامه ۲۸۰۰ و با استفاده از ضرائب بار آئین نامه ACI انجام شده است .اینک نتایج دو طرح را با یکدیگر مقایسه می نمائیم. ستون محور 4–C را به عنوان ستون کناری و ستون محور 3–B به عنوان ستون میانی از ستونهای طبقه دوم و اول در نظر می‌گیریم. با مراجعه به شکل صفحه ۱۶۷ ستون محور 4–C معادل شماره 103 و ستون محور3–B معادل شماره 5 از شماره گذاری جداول طراحی می‌شود. چنانچه به جدول (۴–۷) در صفحه ۱۷۰ مراجعه شود نتایج را به صورت زیر مشاهده خواهیم کرد :

M=2 : ستون شماره 5

M=5 : ستون شماره 103

با مراجعه به لیست مقاطع در صفحه ۱۶۹ به چنین مقاطعی که در زیر ملاحظه می‌نمائید می‌رسیم .



شکل (۴–۱۶)

از طریق مقایسه مقاطع فوق با مقطعی که در نقشه پیش بینی شده به این نتیجه می‌رسیم که ستون

محور C–4 (شماره 103)از لحاظ سطح مقطع بتن دچار نقصان و کمبود می‌باشد در صورتی که از لحاظ میزان فولاد کمبودی ندارد.

(سطح بتن مورد نیاز) $A_{c(req)}=40*40=1600\ cm^2$

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=35*35=1225\ cm^2$

از تفاضل دو سطح فوق به عدد 375 متر مربع می‌رسیم. این عدد حداقلی است که در کنترل طرح می‌تواند اعمال شود .با مراجعه به پلان طبقات این ساختمان در صفحه ۱۴۴ محدودیت فضای دسترسی ستون محور C–4 به خوبی مشاهده می‌شود. پس با توجه به این نکته که در مورد اضافه کردن بتن تقویتی بهتر است که سطح تماس بتن قدیم و جدید راتا حد امکان افزایش داد، در این مورد می‌بایست از زره پوش بتنی دو طرفه استفاده کنیم.

همانگونه که قبلاً اشاره شد، استفاده از این روش دارای ضوابط و محدودیتهایی است که بایستی رعایت شود.

این موارد را جهت یاد آوری در زیر مشاهده می‌کنیم :

– مقاومت بتن تقویتی باید حداقل 50 کیلوگرم برسانتی متر مربع بیشتر از مقاومت بتن موجود باشد.

– حداقل ضخامت زره با استفاده از روش بتن پاشی 4 سانتی متر و در صورت استفاده از بتن در جا 10 سانتی متر می‌باشد.

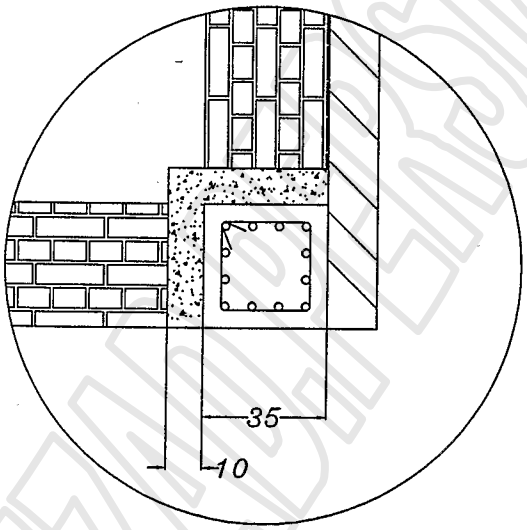
علی رغم عدم نیاز مقطع مورد بحث به فولاد می‌بایستی یک حداقل برای آن در نظر گرفت که بدین شرح است :

سطح فولاد اضافه شده به مقطع باید حداقل به 6% سطح مقطع زره محدود گردد و نیز تعداد آرماتورها نمی‌تواند از 4 عدد برای زره مستطیل شکل کمتر شود و حداقل قطر میلگرد نیز باید نمره 14

باشد.

به دلیل دو طرفه بودن زره ، باید تنگها را به وسیله ایجاد سوراخ در میان ستون و تزریق اپوکی درون این سوراخها مهار کرد. فاصله این تنگها نیز در دو انتها (یک چهارم ارتفاع ستون) از 10 سانتی متر و در وسط ستون از 20 سانتی مترنباید تجاوز نماید. با توجه به دتایل زیر سطح بتن اضافه شده از این قرار است:

سطح بتن اضافه شده = $10*(35+10)+10*35=800 \ cm^2 > 375 \ cm^2$



شکل (۴-۱۷)

حداقل فولاد مورد نیاز این سطح با احتساب 6‰ سطح بتن 48 سانتی متر مربع می‌باشد و در صورت استفاده از آرماتور نمره 20 می‌بایست 17 عدد آرماتور به کار رود. نحوه قرار گرفتن این 17 عدد آرماتور نمره 20 و چگونگی نصب خاموتها ، در شکل (۴-۱۸) آورده شده است.

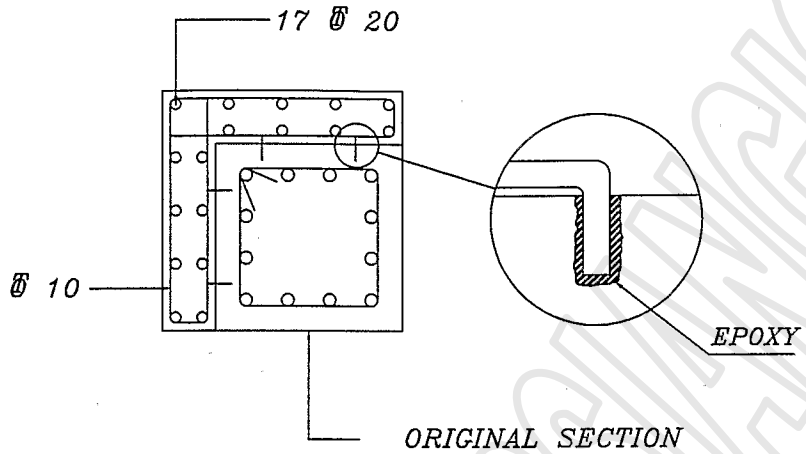
در مورد ستون شماره 5 از محورB-3 وضعیت سطوح بتن و فولاد از این قرار است:

(سطح بتن مورد نیاز) $A_{c(req)}=40*40=1600 \ cm^2$

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=35*35=1225 \ cm^2$

که مشابه ستون 103 می‌باشد و اما فولاد

(سطح فولاد موردنیاز) $A_{s(req)}=20*4.91=98.2\ cm^2$



شکل (۴-۱۸)

(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=12*3.14=37.68\ cm^2$

و از تفاضل این دو مقدار به عدد 60.52 سانتی متر مربع می‌رسیم که می‌بایستی این عدد را با 6% سطح زره بتنی اضافه شده به مقطع اولیه مقایسه نمود و عدد بزرگتر را به عنوان میزان فولادی که باید به مقطع اضافه نمود انتخاب کرد.

با توجه به موقعیت ستون شماره 5 در پلان صفحه ۱۴۴ فضای دسترسی در چهار طرف این ستون موجود است پس بهتر است که از زره بتنی چهار طرفه جهت تقویت این ستون استفاده نماییم لذا سطح بتن اضافه شده به مقطع اولیه با توجه به محدودیتهایی که قبلاً به آن اشاره شد به صورت زیر می‌باشد:

(سطح بتن اضافه شده) $=(35+20)^2-35*35=1800\ cm^2$

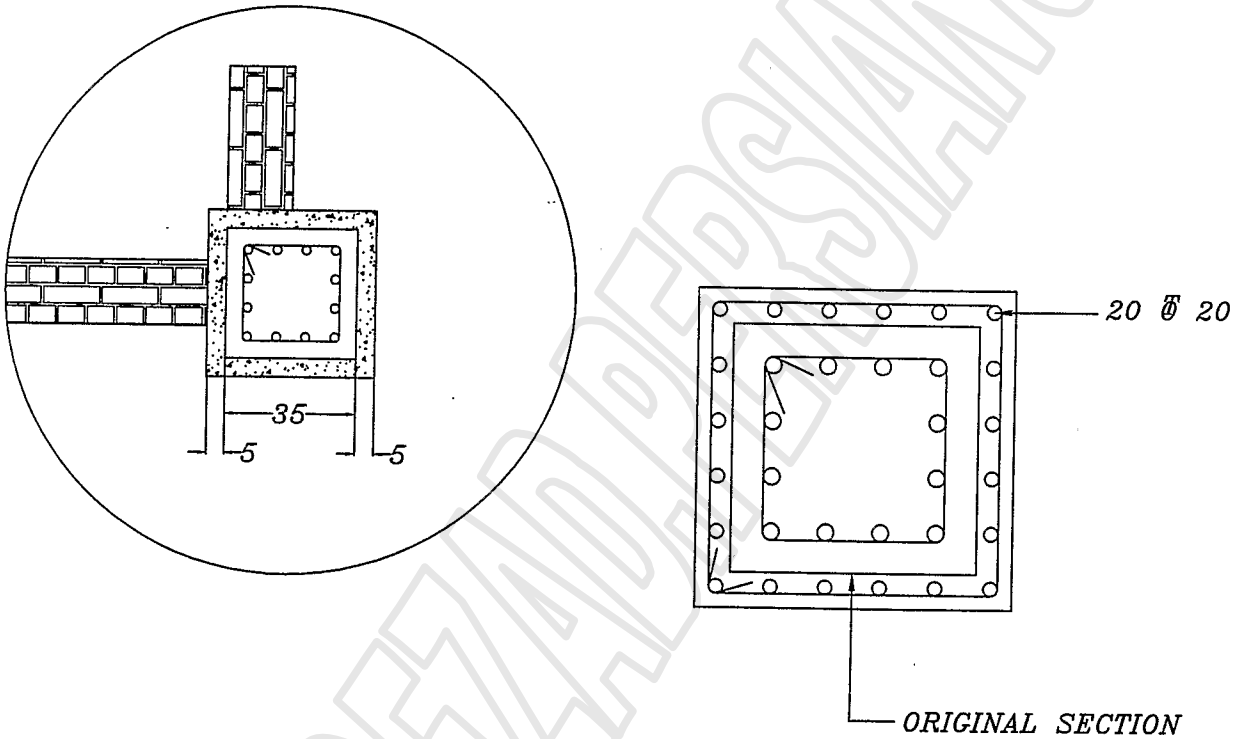
همانطورکه ملاحظه می‌شود ابعاد ستون بعد از تقویت در صورت استفاده از بتن درجا به میزان 20 سانتی متراضافه شده است. با توجه به بزرگ شدن ستون و احتمالاً نا مناسب بودن آن از نظر معماری بهتر است که از روش بتن پاشی استفاده کنیم در این صورت می‌توانیم ضخامت لایه بتنی را به جای 15

سانتی متر ، پنج سانتی متراختیار کنیم در این صورت خواهیم داشت

سطح بتن اضافه شده = $(35+10)^2-35*35=800\ cm^2 > 375\ cm^2$ O.k

حداقل سطح فولادی مصرفی = $6\%*800=48\ cm^2 < 60.52\ cm^2$ O.k

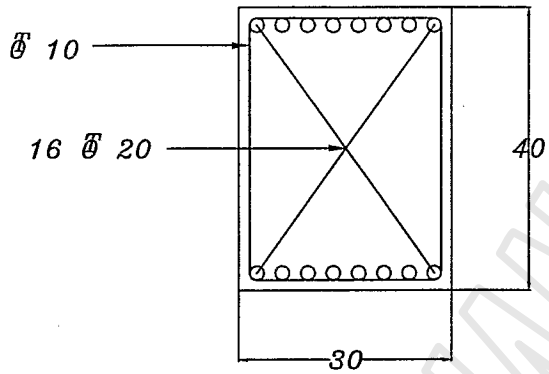
اگر از آرماتور نمره 20 استفاده نمائیم تعداد 20 عدد آرماتور در دور تا دور زره بایستی استفاده شود.



شکل (۴-۱۹)

اینک بر اساس نقشه ضمیمه صفحه ۲۴۲ ، تیر محور 1 واقع بین دو محور A و B را از طبقه اول جهت بررسی در نظر می‌گیریم. مقطع این تیر بر اساس مقاطع همان صفحه SEC E-E می‌باشد، شماره این تیر براساس مدل برنامه SAP90 از شکل صفحه ۱۶۷ شماره 1107 خواهد بود. طبق جدول(۴-۸) در صفحه ۱۷۱ مقطع در نظر گرفته شده برای این تیر M=11 می‌باشد و با مراجعه به لیست مقاطع در صفحه ۱۶۹ مشاهده می‌شود که ارتفاع این مقطع 40 سانتی متر و عرض آن 30 سانتی متر

می‌باشد.بااستفاده‌از خروجی برنامه SAPCON طرح موردنظراین‌تیربه صورت شکل (۴-۲۰)خواهدبود.



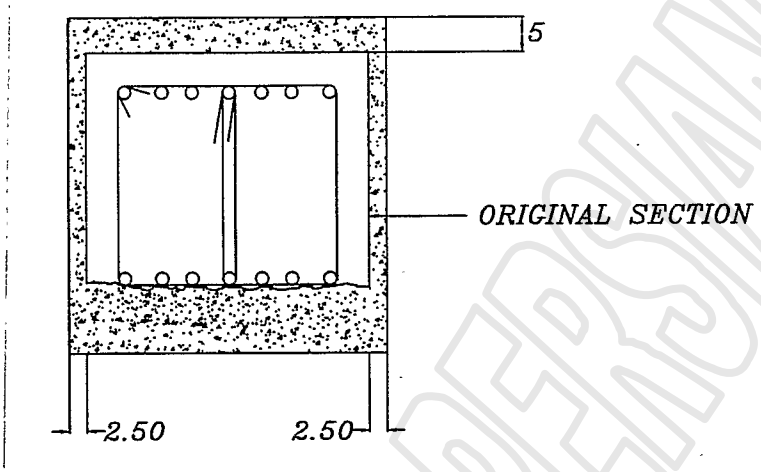
$M=11$

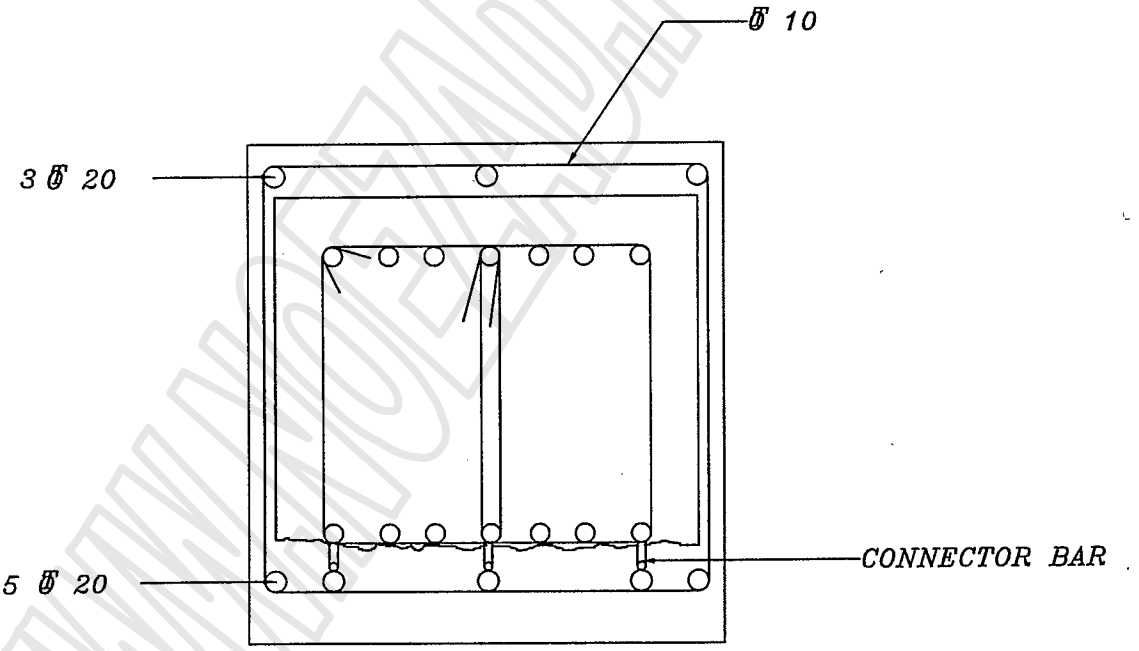
شکل (۴-۲۰)

جهت افزایش ظرفیت خمشی تیر موجود لازم است که یا عمق مؤثرآن را افزایش داده و یا آرماتورهای کششی آنرا اضافه نمود. با مقایسه مقطع توصیه شده در نقشه و مقطع بالا روش زره پوش چهار طرفه برای این تیر مناسب می‌باشد. جهت اضافه کردن آرماتور در قسمت تحتانی تیر همانگونه که در فصل‌های قبل اشاره شد می‌بایستی پوشش بتنی آرماتورهای تحتانی برداشته شود و سپس به وسیله میلگردهای S شکل اتصال بین‌میلگردها موجود و میلگردهای اضافه شده را تأمین کرد (شکل ۳-۳۵). ولی برای اضافه کردن میلگردهای فوقانی مشکلی وجود ندارد تنها مشکل موجود سوراخ کردن سقف جهت عبور خاموت می‌باشد. جهت سرعت و تسهیل اضافه نمودن بتن در قسمت تحتانی از روش بتن پاشی با ضخامت 5 سانتی متر استفاده‌می نمائیم. نیاز چندانی به اضافه نمودن عرض مقطع نیست فقط مقداری جهت پوشش دادن خاموتها ضروری به نظر می‌آید. ضمناً در قسمت فوقانی نیز چنانچه از بتن درجا استفاده شود حداقل ضخامت آن بایستی 8 سانتی متر باشد. سطح آرماتور اضافه شده در بالا و یا پایین مقطع با توجه به مقاطع طرح ونقشه از این قرار خواهد بود

سطح فولاد اضافه شده = $8*3.14-7*2.54=7.34\ cm^2$

که در صورت استفاده ازآرماتور نمره 20 در هر یک از قسمتهای فوقانی و تحتانی به 3 عدد آرماتور نیاز می‌باشد لذا در نهایت دتایل زیر برای این تیر توصیه می‌شود. لازم به ذکر است که وجود دو آرماتور علاوه بر تعداد محاسبه شده جهت وجود یک آرماتور در گوشه تنگها ضروری است. پس در قسمت تحتانی می‌بایست 5 عدد آرماتورنمره 20 قرار داده شود.





شکل (۴-۲۱)

مقایسه اقتصادی

محاسبه وزن اسکلت ساختمان بر اساس روش‌های گوناگون طراحی می‌تواند معیار مناسبی جهت انتخاب روش اقتصادی در نظر گرفته شود.

وزن اسکلت ساختمان A بر اساس طرح ارائه شده در نقشه‌های اجرائی به صورت زیر می‌باشد.

وزن بتن مصرفی Kg 135400

وزن آرماتور مصرفی Kg 7290

در صورتی که طبق طراحی انجام شده با ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰ وبا روش استاتیکی معادل با ضرائب بار آئین نامه ACI خواهیم داشت :

وزن بتن مصرفی Kg 132740

وزن آرماتور مصرفی Kg 13800

با مقایسه اعداد فوق می‌توان چنین گفت که بتن مصرفی حدود ۲٪ بیش از مقدار مورد نیاز در مقطع بکار رفته در صورتی که حدود ۵۳٪ فولاد کمتر از مقدار مورد نیاز در سازه بکار رفته است .

با توجه به زحمات و هزینه‌های عملیات مقاوم سازی برای یک ساختمان در حال بهره برداری ،می‌توان گفت که دقت در طراحی و محاسبات و ساخت اولیه از لحاظ اقتصادی بسیار عمل کم هزینه و درستی می‌باشد.

WWW.NOZAD-PERSIAN.IR

ساختمان B

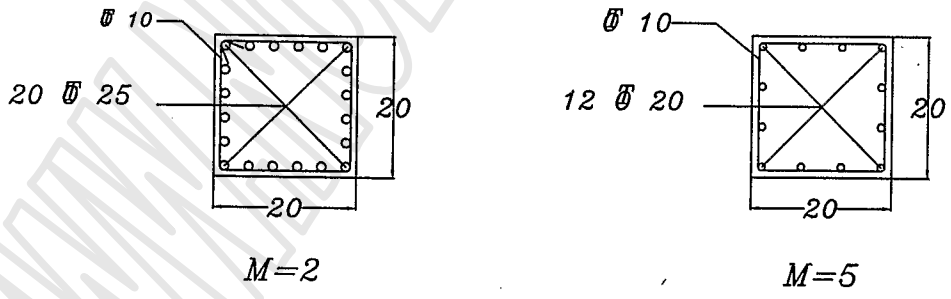
این ساختمان طبق ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ و به روش استاتیکی معادل محاسبه شده است و ما در این قسمت طرح تقویت آن را با محاسباتی که بر اساس ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ و نیز به روش استاتیکی معادل و با استفاده از ضرایب بار آیین نامه بتن ایران انجام شده بررسی می‌نمائیم.

ستون محور D–8 از پلان صفحه ۲۴۶ ضمیمه را به عنوان ستون کناری در نظر گرفته و همچنین ستون C–2 را به عنوان ستون میانی انتخاب می‌کنیم. ستون D–8 را از طبقه اول و ستون C–2 را از طبقه سوم انتخاب می‌کنیم. شماره گذاری که برای مدل محاسباتی برنامه SAP90 انجام شده طبق پلان صفحه ۱۷۶ به این صورت است که ستون طبقه اول محورD–8 معادل شماره 1 و ستون طبقه سوم محورC–2 معادل شماره 211 خواهد بود با مراجعه به جدول (۴-۱۳) در صفحه ۱۸۳ خواهیم دید که

M=5 :ستون شماره 1

M=2 :ستون شماره 211

و چنانچه این مقاطع را از لیست مقطع صفحه ۱۸۲ انتخاب کنیم به چنین مقاطعی که درشکل (۴-۲۲) آمده است می‌رسیم.



شکل (۴-۲۲)

جهت بررسی وضعیت ستون شماره 1 طرح آنرا از ستون تیپ موجود در ضمیمه(صفحه ۲۵۴) با مقطع M=5 در صفحه قبل مقایسه می‌نماییم وضعیت سطح بتن و فولاد از قرار زیر است:

(سطح بتن مورد نیاز) $A_{c(erq)}=40*40=1600 \ cm^2$

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=30*30=900 \ cm^2$

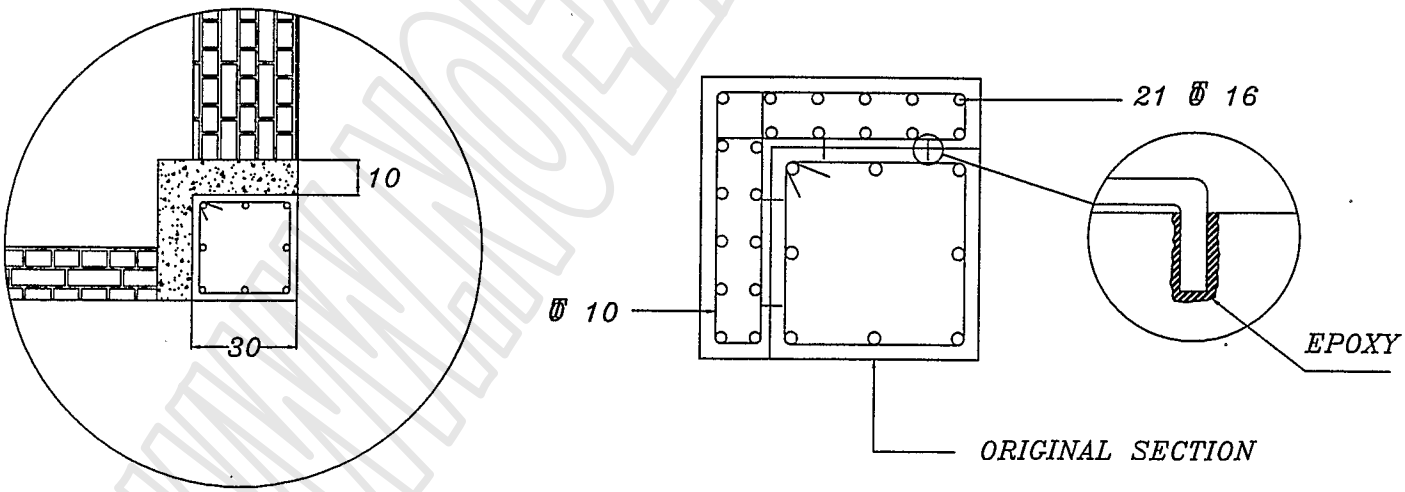
(سطح فولاد مورد نیاز) $A_{s(req)}=12*3.14=37.68 \ cm^2$

(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=8*2.54=20.32 \ cm^2$

حداقل سطح بتن موجود مورد نیاز 700 سانتی متر مربع می‌باشد که با توجه به موقعیت این ستون در پلان ساختمان ناگزیر هستیم از دو وجه آن جهت تقویت استفاده کنیم، با توجه به این مطلب سطح اضافه شده بصورت زیر محاسبه می‌شود:

سطح بتنی اضافه شده = $10*30+10*40=700 \ cm^2$

که دقیقاً برابر حداقل مورد نیاز می‌باشد. میزان حداقل فولاد نیز با در نظر گرفتن 6% سطح بتن 42 سانتی متر مربع خواهد شد و در نهایت مقطع زیر را خواهیم داشت.



شکل (۴-۲۳)

WWW.NOEZAD-PERSIANGIG.IR

در مورد ستون شماره 211 می‌توان اختلاف سطوح بتن و فولاد را با توجه به مقطع B صفحه ۲۵۴ به شرح زیر به دست آورد:

(سطح بتن مورد نیاز) $A_{c(req)}=40*40=1600\ cm^2$

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=30*30=900\ cm^2$

(سطح فولاد موجود) $A_{s(req)}=20*4.91=98.2\ cm^2$

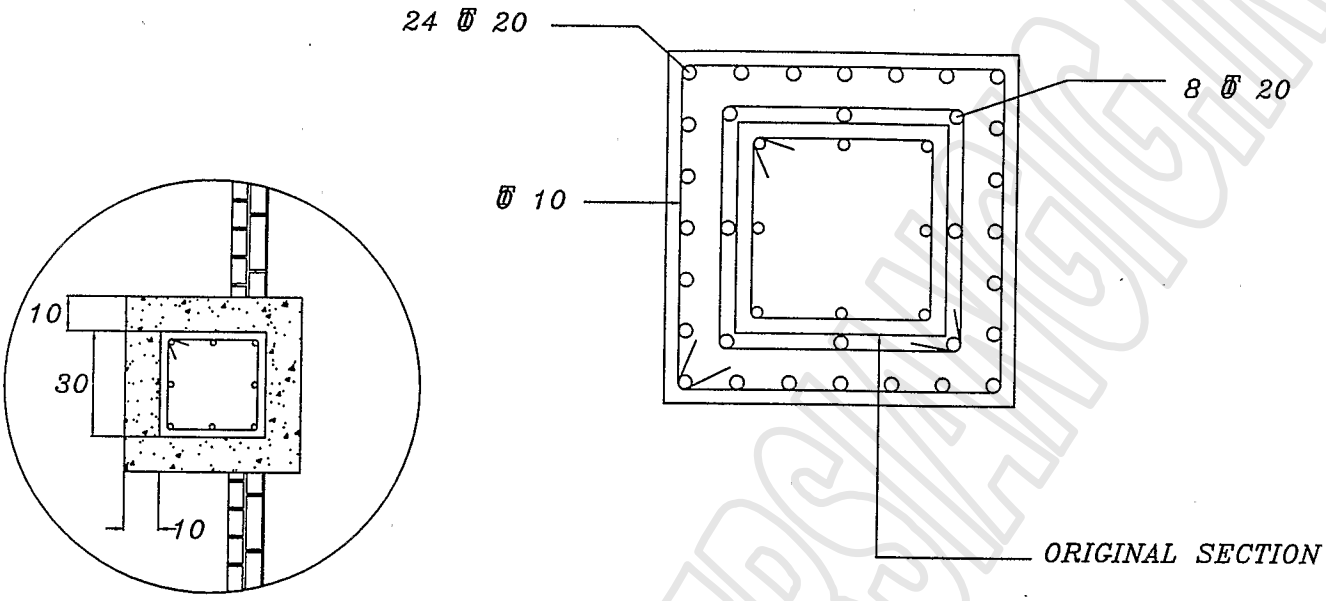
(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=8*2.01=16.08\ cm^2$

در مورد اختلاف سطوح بتن به نتیجه مشابه ستون شماره 1 رسیدیم اما در مورد سطوح فولاد اختلاف فاحشی به چشم می‌خورد. با توجه به موقعیت دسترسی مناسب این ستون از هر چهار طرف که در پلان معماری صفحه ۱۵۴ آمده از زره بتنی چهار طرفه می‌توان استفاده نمود لذا سطح بتن اضافه شده با استفاده از بتن در جا به قرار زیر است:

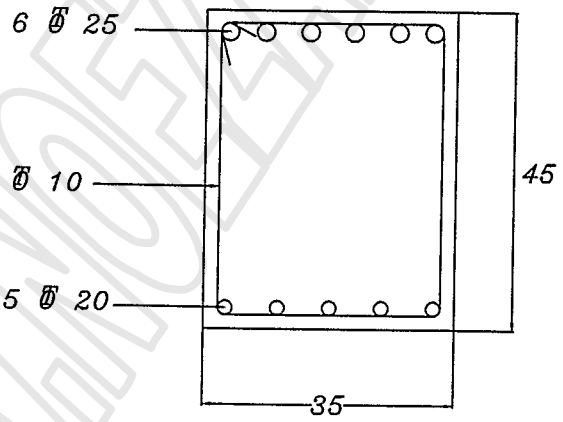
سطح بتن اضافه شده = $2*50*10+2*30*10=1600\ cm^2$

اختلاف سطوح فولاد طبق محاسبه رابطه فوق به میزان 82.12 سانتی متر مربع می‌باشد در صورتی که حداقل آن طبق شرایط ، برابر شش درصد سطح بتن اضافه شده یعنی 96 سانتی متر مربع می‌باشد پس ملاک عمل را حداقل 96 سانتی متر مربع قرار می‌دهیم .(شکل ۴-۲۴)

تیر مورد نظر جهت بررسی در این ساختمان در طبقه سوم از محورهای A,C و 7,8 می‌باشد یعنی بر اساس پلان تیر ریزی صفحه ۲۴۶ تنها تیر مورب در ساختمان. با مراجعه به پلان شماره گذاری در صفحه ۱۷۶ شماره این تیر 1319 خواهد بود که مقطع آن از جدول (۴-۱۴) در صفحه ۱۸۴ با شماره 12 می‌باشد. ابعاد این مقطع از لیست مقاطع صفحه ۱۸۲ مشخص می‌شود. ارتفاع آن 45 سانتی متر و عرض تیر 35 سانتی متر می‌باشد. با استفاده از خروجی برنامه SAPCON طرح پیشنهادی به صورت شکل (۴-۲۵) خواهد بود.



شکل (۴-۲۴)



M=12

شکل (۴-۲۵)

WWW.NOEZAD-PERSIANGIG.IR

با توجه به مقاطع ارائه شده برای این تیر که در صفحه ۲۵۵ ضمیمه تحت عنوان Sec D و Sec C مشاهده می‌شود. این تیر برای مقاوم سازی و تقویت هم نیاز به افزایش عمق مؤثر و هم نیاز به افزایش سطح فولاد در قسمت های فوقانی و تحتانی خود دارد.

فولاد اضافه شده در قسمت فوقانی = $6*4.91-5*2.01=19.41\ cm^2$

فولاد اضافه شده در قسمت تحتانی = $5*3.14-5*2.01=5.65\ cm^2$

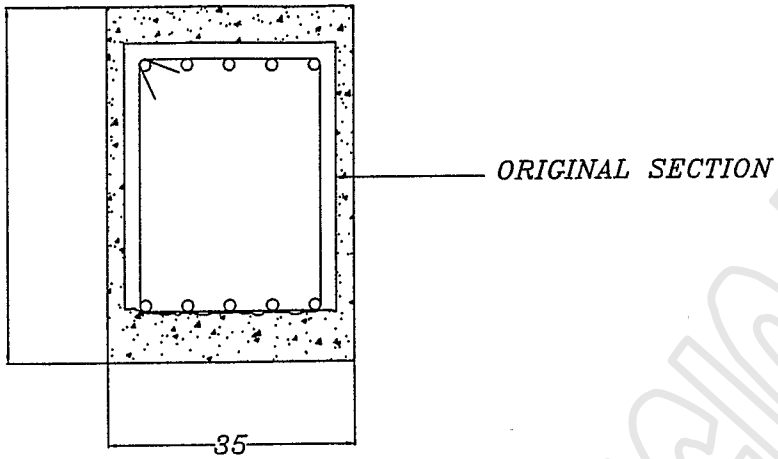
مقادیر فوق می‌بایستی به Sec C اضافه شود و اما مقادیری که بایستی Sec D به مقطع اضافه شود به قرار زیر خواهد بود.

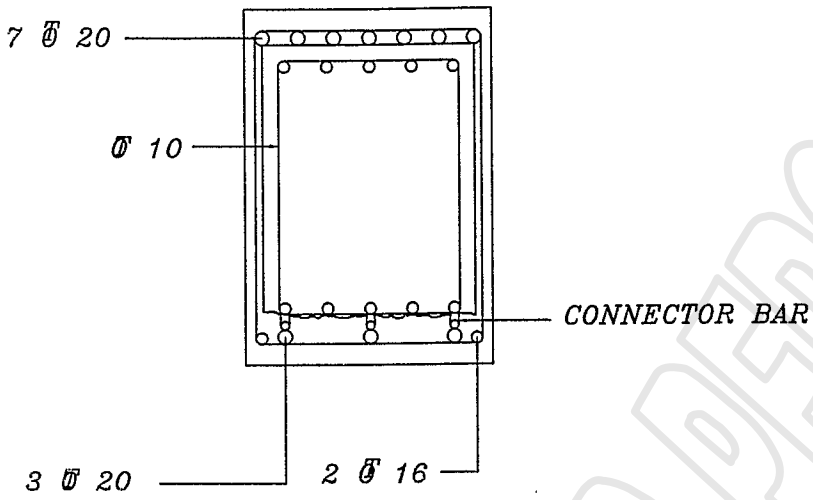
فولاد اضافه شده در قسمت فوقانی = $2*4.91-3*2.01=3.79\ cm^2$

فولاد اضافه شده در قسمت تحتانی = $4*3.14-3*2.01=6.53\ cm^2$

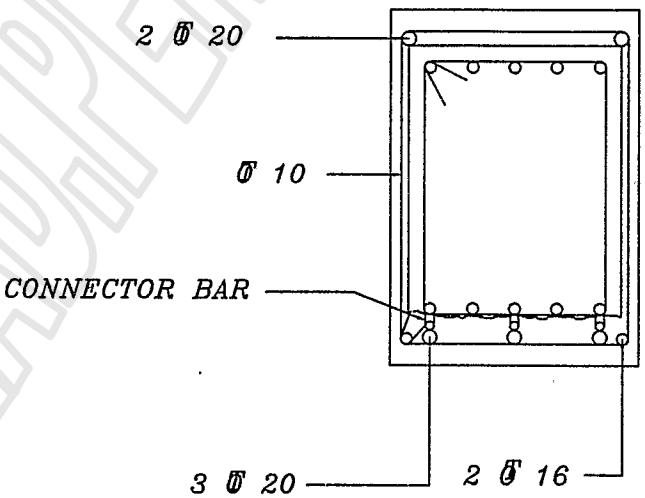
عرض و ارتفاع مؤثر نیز به دلیل قرار گرفتن آرماتورهای تقویتی هر یک به اندازه 5 سانتی متر اضافه خواهد شد و در نهایت مقاطع شکل (۴-۲۶) را خواهیم داشت.

WWW.NOEZADEHSANGIR.IR





IN SEC C



IN SEC D

شکل (۴-۲۶)

WWW.NOEZADPERSIANGIG.IR

مقایسه اقتصادی

وزن اسکلت ساختمان B طبق طراحی اولیه و بر اساس نقشه‌های ضمیمه از این قرار است :

وزن بتن مصرفی Kg 184280

وزن آرماتور مصرفی Kg 13430

و طبق برآورد انجام شده بر اساس طراحی به روش استاتیکی معادل وبا استفاده از ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰ ونیز با استفاده از ضرائب بار آئین نامه بتن ایران ، این ارقام به صورت زیر خواهند بود:

وزن بتن مصرفی Kg 198000

وزن آرماتور مصرفی Kg 23040

کسری میزان بتن حدود ۷٪ میزان واقعی مورد نیاز است ولی این رقم برای فولاد در حدود ۴۲٪ می‌باشد.

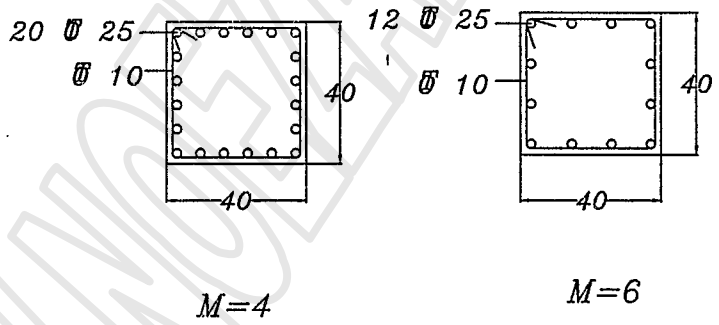
WWW.NOEZADPERSIAN.IR

ساختمان C

روشی که در طراحی و محاسبه اولیه این ساختمان بکار رفته روش استاتیکی معادل بر اساس ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ ایران می‌باشد. در این قسمت طرح تقویت بعضی از اعضاء این ساختمان را با توجه به محاسبه و طراحی انجام شده از روش تحلیل طیفی و نیز با استفاده از ویرایش دوم آیین نامه ۲۸۰۰ ارائه می‌دهیم.

ستون محورهای Q–3 را طبق نقشه موجود در صفحه ۱۵۹ به عنوان ستون کناری در طبقه اول و نیز ستون محورهای H–5 را از طبقه سوم به عنوان یک ستون میانی جهت بررسی انتخاب می‌نماییم.

جهت یافتن شماره‌های معادل این اعضاء به پلان شماره گذاری اعضاء در صفحه ۱۸۵ مراجعه می‌کنیم شماره ستون محورهای Q–3 برابر عدد 3 و شماره ستون محورهای H–5 عدد 307 خواهد بود مقاطع این اعضاء با توجه به جدول (۴–۲۹) در صفحه ۲۱۴ و همچنین لیست مقاطع صفحه ۲۱۳ به صورت زیر می‌باشند.



شکل (۴–۲۷)

مقاطعی که برای هر یک از این ستونها در نقشه‌های اجرایی پیش بینی شده در صفحه ۲۶۱ و با استفاده از پلان صفحه ۲۵۷ مشخص می‌باشد. در مورد ستون شماره 3 وضعیت اینگونه است که:

$A_{c(req)}=40*40=1600\ cm^2$ (سطح بتن مورد نیاز)

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=30*50=1500\ cm^2$

(سطح فولاد مورد نیاز) $A_{s(req)}=20*4.91=98.2\ cm^2$

(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=12*2.54=30.48\ cm^2$

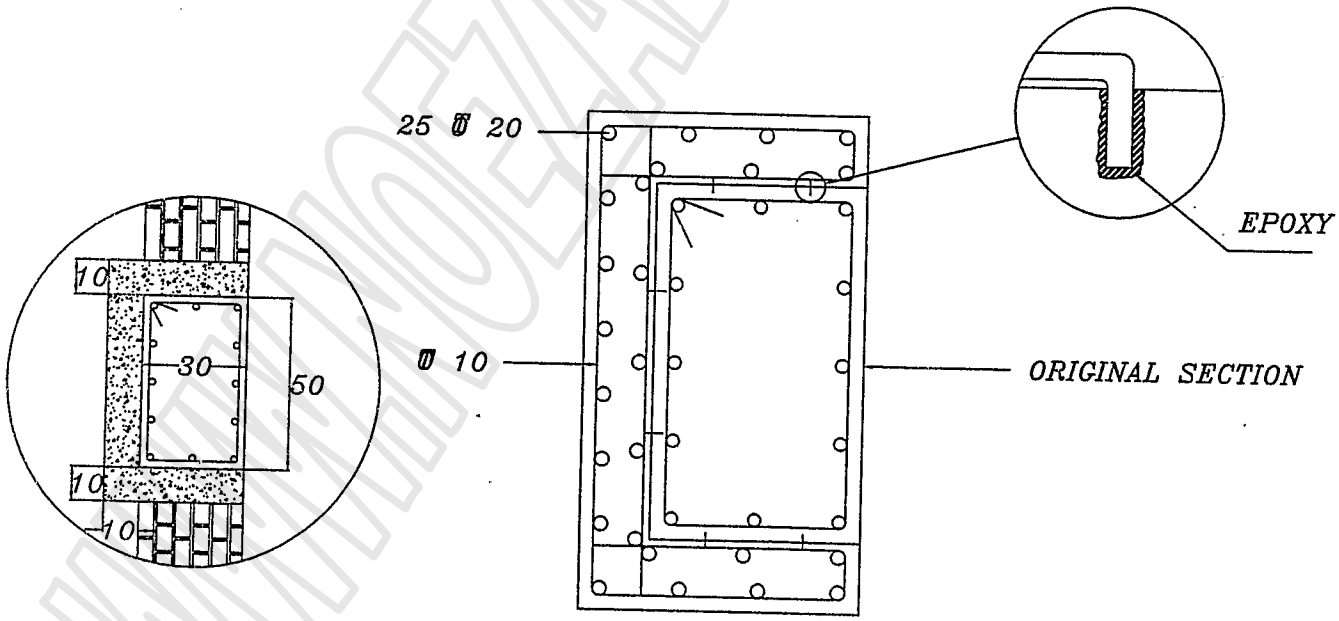
با توجه به موقعیت ستون 3 روی پلان امکان دسترسی به این ستون جهت انجام تقویت و مقاوم سازی از سه وجه آن مقدور است لذا سطح بتن اضافه شده به این ستون را می‌توان محاسبه نمود.

سطح بتنی اضافه شده = $70*10+2*30*10=1300\ cm^2$ $(1600-1500)\ cm^2$

لازم به ذکر است که استفاده از روش بتن پاشی به دلیل تماس دو وجه ستون با دیوار ممکن است با مشکلاتی همراه باشد لذا بهتر است از روش بتن درجا به ضخامت 10 سانتی متر استفاده نمائیم. میزان فولاد لازم نیز اگر 6% سطح بتن در نظر گرفته شودنتایج زیر بدست خواهد آمد

سطح فولاد اضافه شده = $6\%*1300=78\ cm^2$ $(98.2-30.48)=67.72\ cm^2$

در نهایت مقطع زیر را به عنوان پیشنهاد ارائه می‌دهیم.



شکل (۴-۲۸)

با مراجعه مجدد به صفحات ۲۵۷ و ۲۶۱ ضمیمه می‌توان از وضعیت ستون شماره 307 آگاه شد:

(سطح بتن مورد نیاز) $A_{c(req)}=40*40=1600\ cm^2$

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=40*40=1600\ cm^2$

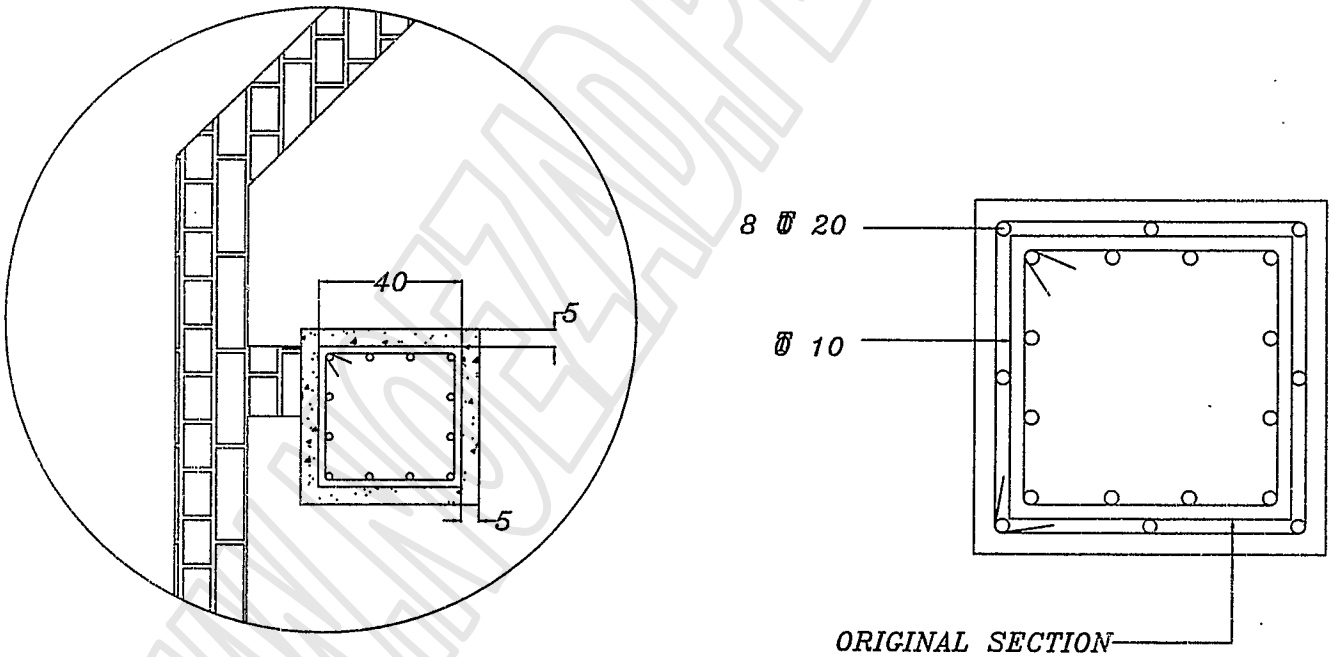
(سطح فولاد مورد نیاز) $A_{s(req)}=12*4.91=58.92\ cm^2$

(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=12*3.14=37.68\ cm^2$

در مورد این ستون تنها می‌بایست مقدار کسری سطح فولاد را با یک لایهِ بتن به روش بتن پاشی تأمین کنیم. سطح فولاد لازم عبارتست از:

سطح فولاد اضافه شده = $58.92-37.68=21.24\ cm^2$

که می‌توان آن را با آرماتور نمره 20 تأمین کرد.

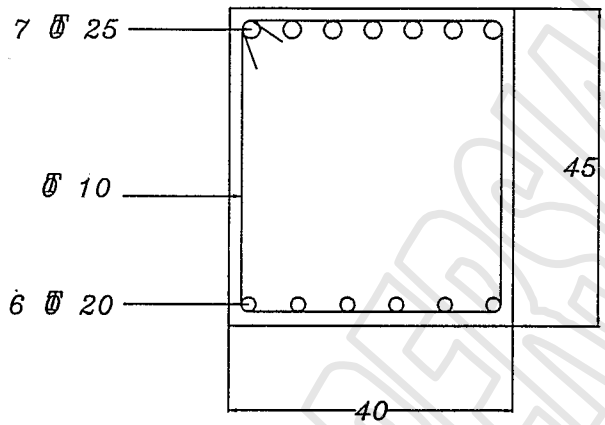


شکل (۴-۲۹)

با توجه به پلان شماره گذاری اعضاء ساختمان C در صفحه ۱۸۵ تیر شماره 1125 را جهت

بررسی برمی‌گزینیم. شماره مقطع طراحی این تیر طبق جدول (۴-۳۰) در صفحه ۲۱۵ برابر 19 خواهد شد. در صورت مراجعه به نتایج برنامه SAPCON مقطعی مانند شکل (۴-۳۰) را خواهیم داشت.

طرح اجرایی ارائه شده در نقشه صفحه ۲۶۲ ضمیمه طبق پلان پوششی طبقات در صفحه ۲۵۷ و نیز با



$M=19$

شکل (۴-۳۰)

توجه به نمای تیرهای ارائه شده در صفحه ۲۶۰، SEC S-S در طبقات 1 و 2 می‌باشد. با مقایسه دو مقطع اجرایی و طرح شده نتایج زیر به دست می‌آید:

(سطح بتن مورد نیاز) $A_{c(req)}=45*40=1800\ cm^2$

(سطح بتن موجود) $A_{c(ext)}=40*40=1600\ cm^2$

وضعیت سطح فولاد در بخش فوقانی تیر

(سطح فولاد مورد نیاز) $A_{s(req)}=7*4.91=34.37\ cm^2$

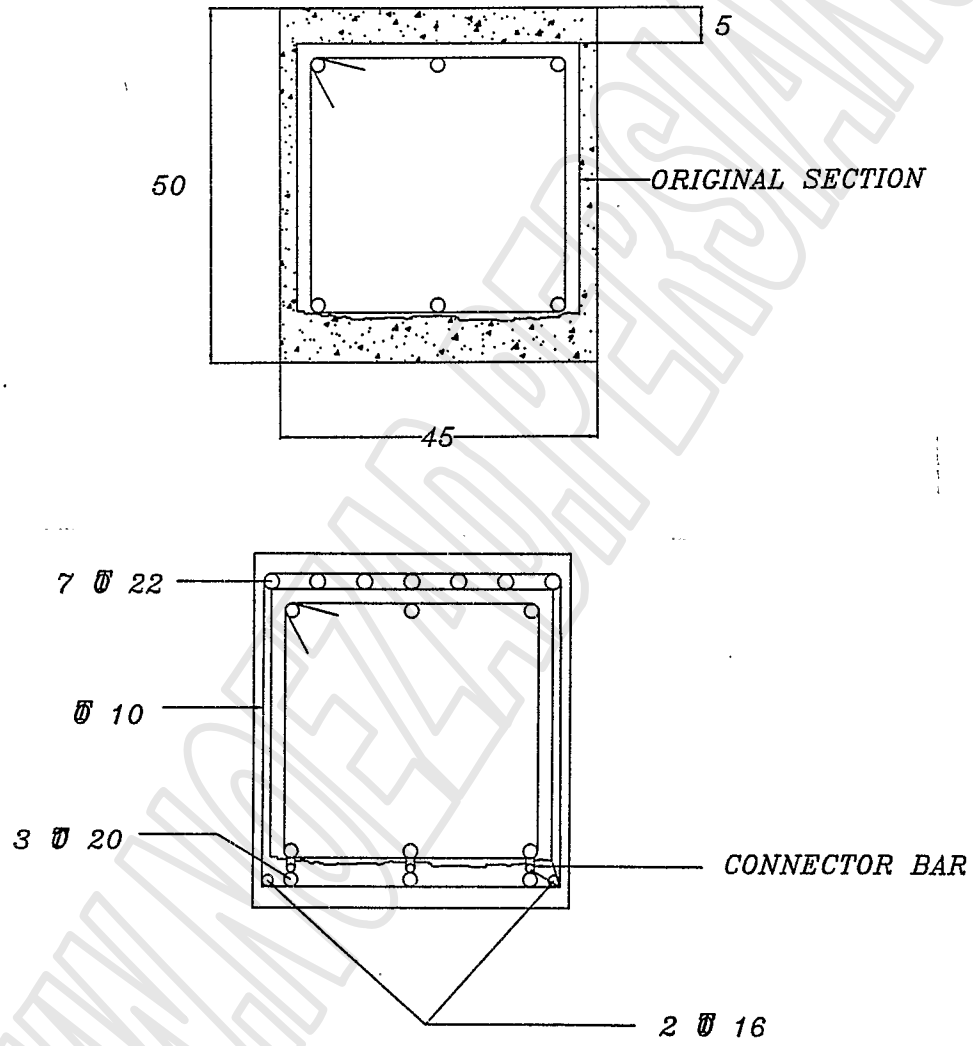
(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=3*3.14=9.42\ cm^2$

وضعیت سطح فولاد در بخش تحتانی نیز

(سطح فولاد مورد نیاز) $A_{s(req)}=6*3.14=18.84\ cm^2$

(سطح فولاد موجود) $A_{s(ext)}=3*3.14=9.42\ cm^2$

با در نظر گرفتن اعداد فوق به این نتیجه می‌رسیم که بایستی سطح فولاد را در قسمتهای تحتانی و فوقانی تیر اضافه نمود همچنین در این دو ناحیه با استفاده از روش بتن پاشی 5 سانتی متر ارتفاع مؤثر را افزایش می‌دهیم تا در عین حال پوششی هم برای آرماتورهای اضافه شده تأمین شده باشد.



شکل (۴-۳۱)

مقایسه اقتصادی

در مورد ساختمان C وزن اسکلت طبق نقشه‌های اجرائی به اعداد زیر ختم می‌شود

وزن بتن مصرفی Kg 311780

وزن آرماتور مصرفی Kg 24380

و طبق محاسبه به روش تحلیل طیفی با ویرایش دوم آئین نامه ۲۸۰۰ وبا استفاده از ضرائب بار ACI وزن اسکلت ساختمان به صورت زیر خواهد شد

وزن بتن مصرفی Kg 404150

وزن آرماتور مصرفی Kg 41120

حدود ۲۳٪ بتن مورد نیاز به ساختمان در حال بهره برداری بایستی اضافه شود.هم اکنون میزان بتن به حد کافی نیست .

در مورد فولاد هم بایستی گفت که مقدار مصرفی حدود ۶۰٪ میزان مورد نیاز می‌باشد و بقیه بوسیله روش‌های مقاوم سازی بایستی تأمین شود.

WWW.NOEZADPERSIAN.COM

فصل پنجم

نتیجه گیری کلی

WWW.NOEZAD-PERSIANGIG.IR

نتیجه گیری کلی

با توجه به قرار گرفتن ایران روی کمربند زلزله و آسیب پذیر بودن اغلب ساختمانهای موجود در برابر زلزله ، لازم است که جهت بالا بردن ایمنی ومقاومت این سازه ها و کم شدن تلفات جانی و مالی چاره‌ای اندیشید.

در این راستا ، با توجه به تمرکز بیشتر جمعیت و همچنین بهره برداری متداول تر از ساختمانهای بتنی در شهرها نسبت به روستاها ، در این پایان نامه راه حلهایی جهت مرمت و تقویت اینگونه ساختمانها ارائه شده است.

بطور کاملاً خلاصه روندی که در ارائهٔ این پایان نامه طی شد را می توان به صورت زیر بیان نمود

ابتدا با استفاده از آئین نامه ۵۱۹ ایران و نیز با استفاده از دتایلهایی که در صفحات ۱۴۲ و ۱۴۳ ملاحظه کردید علاوه بر بارگذاری ، وزن هر ساختمان محاسبه شده و با استفاده از آئین نامه ۲۸۰۰ ایزان (ویرایش های اول ودوم) طبق روابط مربوطه ، برش پایه را جهت استفاده در آنالیز بدست آورده و در ارتفاع تـوزیع نمودیم.

بعد از مدل کردن سازه ها با نرم افزار SAP90 آنها را با هر یک از روشهایی که در صفحهٔ ۱۳۸ شرح داده شد مورد بررسي و محاسبه قرار دادیم . سپس نتایج را در جداولی که ملاحظه کردید دسته بندی نمودیم.

با مقایسه این نتایج با نقشه های اولیه ، طرح تقویت بعضی از اعضاء به صورت دتایلهایی ارائه شد. ضمناً با استفاده از این جداول می‌توان بر اساس روش‌های مختلف ، طرح تقویت سازه را مانند نمونه هایی که ملاحظه کردید بدست آورد.

نکاتی که در این بررسی قابل ذکر است :

با مراجعه به دفاتر مهندسی برای انتخاب نمونه هایی جهت بررسی آنها از نظر مقاومت میتوان گفت کـه طرح و محاسبه و اجرای اکثر ساختمانهای مسکونی دچار نقصان است و این مسئله در تهران به دلیل تراکم جمعیت آن بیش از سایر مناطق کشور مشهود و حائز اهمیت است .

جهت جلوگیری از ادامه رویه غلط ساخت و سازها می‌بایست روشی جهت کنترل و نظارت دقیق بر کار مهندسین محاسب و ناظر صورت گیرد و در مورد ساختمانهای موجود نیز بایستی اقدامی جدی قبل از وقوع زلزله‌ای شدید صورت گیرد.

نکته قابل ذکر دیگر اینکه با توجه به زحمات و دشوارهای فراوان و نیز هزینه‌های نسبتاً بالایی که در حین انجام عملیات مقاوم سازی و مرمت بایستی متحمل شد مشاهده می‌کنیم که تقبل هزینه‌ای بیشتر در شروع عملیات ساخت جهت بالا بردن کیفیت فنی ساختمان به مراتب ارزشمندتر از قبول هزینه‌های ثانویه‌ای است که همراه با زحمات فراوان است .

در پایان پیشنهاد می شود جهت ادامهٔ تحقیق و بررسی در رابطه با مسئلهٔ مقاوم سازی و تقویت ساختمانهای بتنی ، به منظور ارتقاء دانش فنی در این خصوص ، با رفع نواقص و مشکلات اجرائی روشهای ذکر شده و همچنین با استفاده از روشهای تحلیل غیر خطی و مدلهای دقیق تر کامپیوتری ، با مطالعهٔ اعضاء سازه ای به صورت موردی و با در نظر گرفتن شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی در آنها و ترسیم نمودارهای مربوطه ، این موضوع مورد بررسی بیشتری قرار گرفته و در نهایت روشهای بهتری با در نظر گرفتن کلیهٔ جوانب فنی حاصل شود و در اختیار متخصصین قرار گیرد.

ضمائم

WWW.NOEZADEHSANGSAR.IR

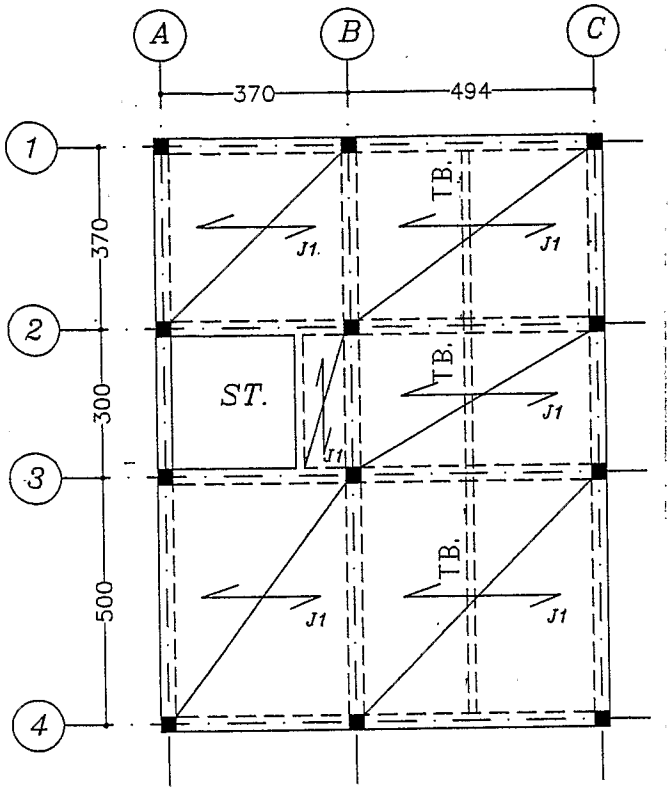
نقشه های اجرائی ساختمان A

در طرح این ساختمان شش مقطع مختلف برای تیرهادر نظر گرفته شده که در صفحه ۲۴۲ ملاحظه می‌نمائید

محورهای 1 , 2 , 3 , 4 در طبقات اول و دوم طبق مقاطع A-A و B-B و E-E و در طبقات سوم و چهارم با مقاطع C-C و D-D و F-F و محورهای A , B , C در طبقات اول و دوم با مقاطع A-A و B-B و در طبقات سوم و چهارم با مقاطع C-C و D-D تعریف شده‌اند.

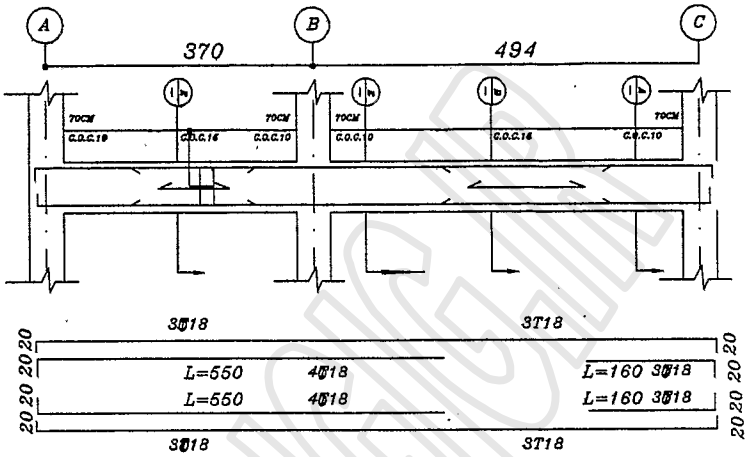
تمام ستونهای بکار رفته در این ساختمان از تیپ C-1 بوده که طبق شکل صفحه ۲۴۴ در ارتفاع دارای سه مقطع متفاوت می باشد.

WWW.NOEZADPERSIAN.IR

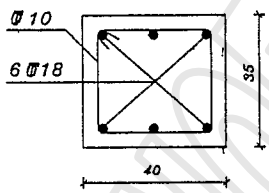


پلان تیریزی طبقات

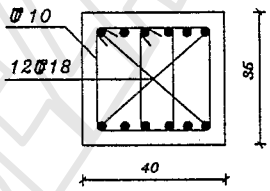
SC: 1/100



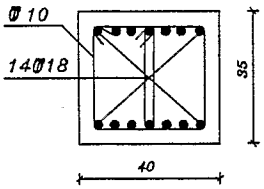
برش طولی تیر محور 1 2 3 4 در طبقات اول و دوم



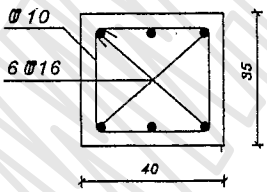
Sec B–B



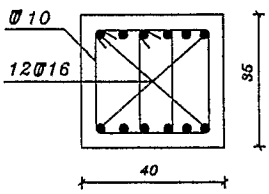
Sec A–A



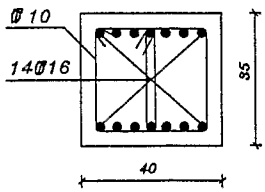
Sec E–E



Sec D–D

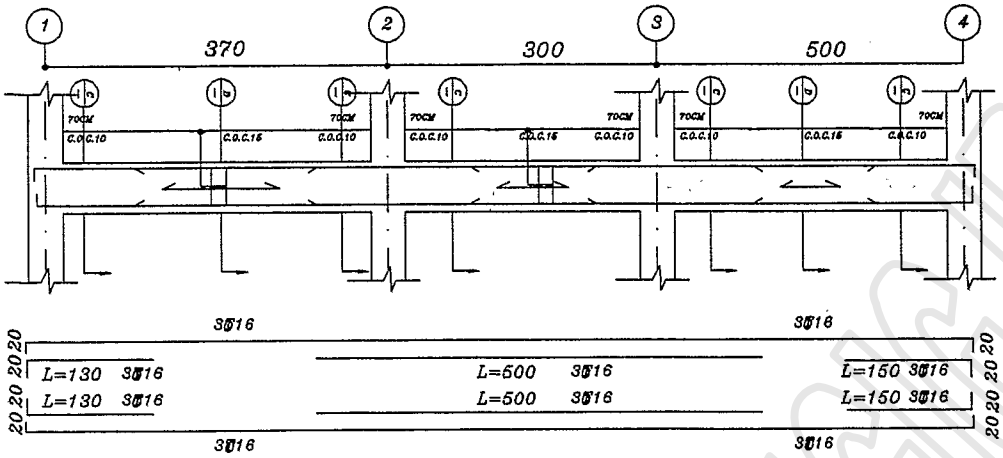


Sec C–C

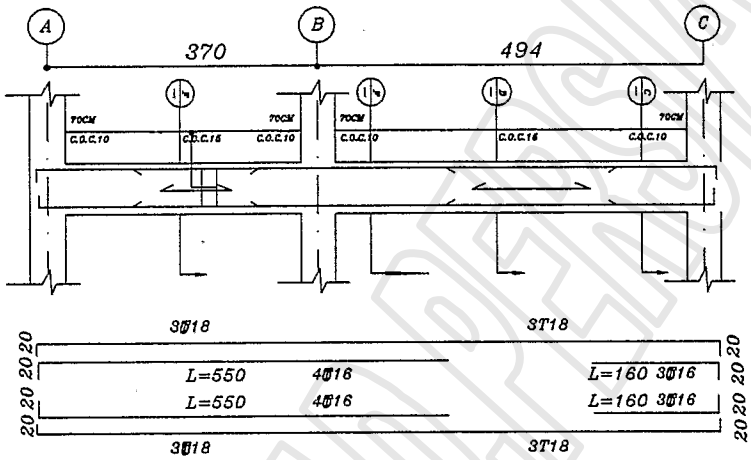


Sec F–F

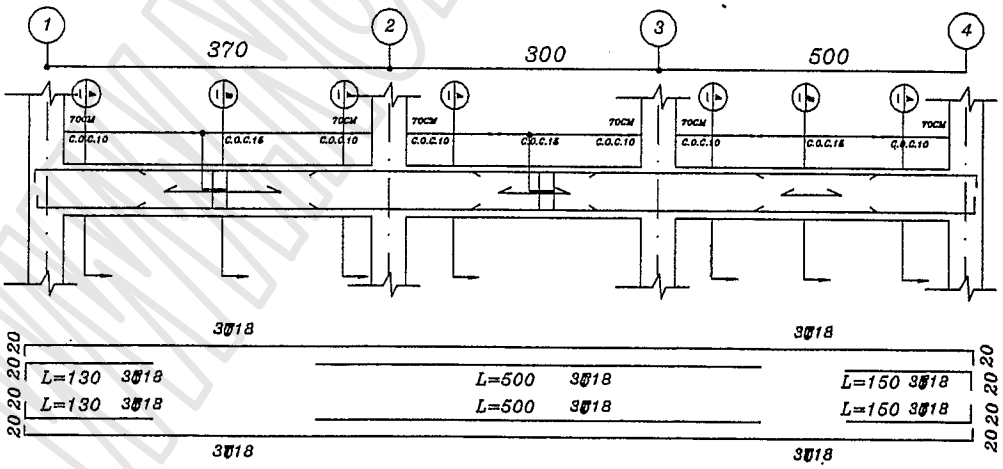
WWW.GEAD.PERSIANBLOG.IR



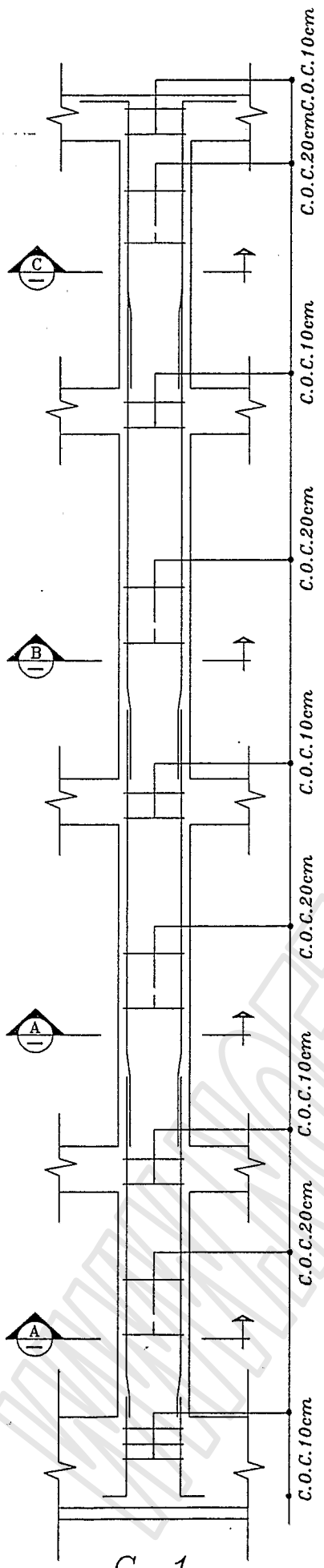
برش طولی تیر محور (C) (B) (A) درطبقات سوم وچهارم



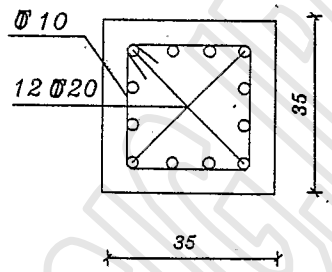
برش طولی تیر محور (4) (3) (2) (1) درطبقات سوم وچهارم



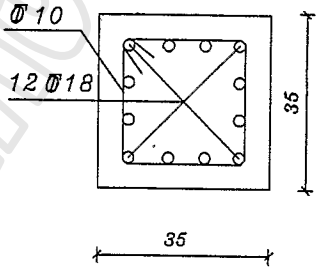
برش طولی تیر محور (C) (B) (A) درطبقات اول و دوم



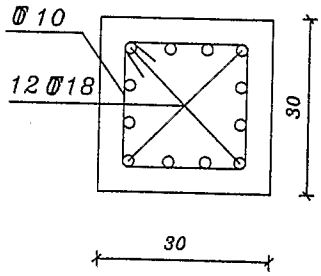
C–1



Sec A–A



Sec B–B



Sec C–C

WWW.PERSIANGIG.COM

نقشه های اجرائی ساختمان B

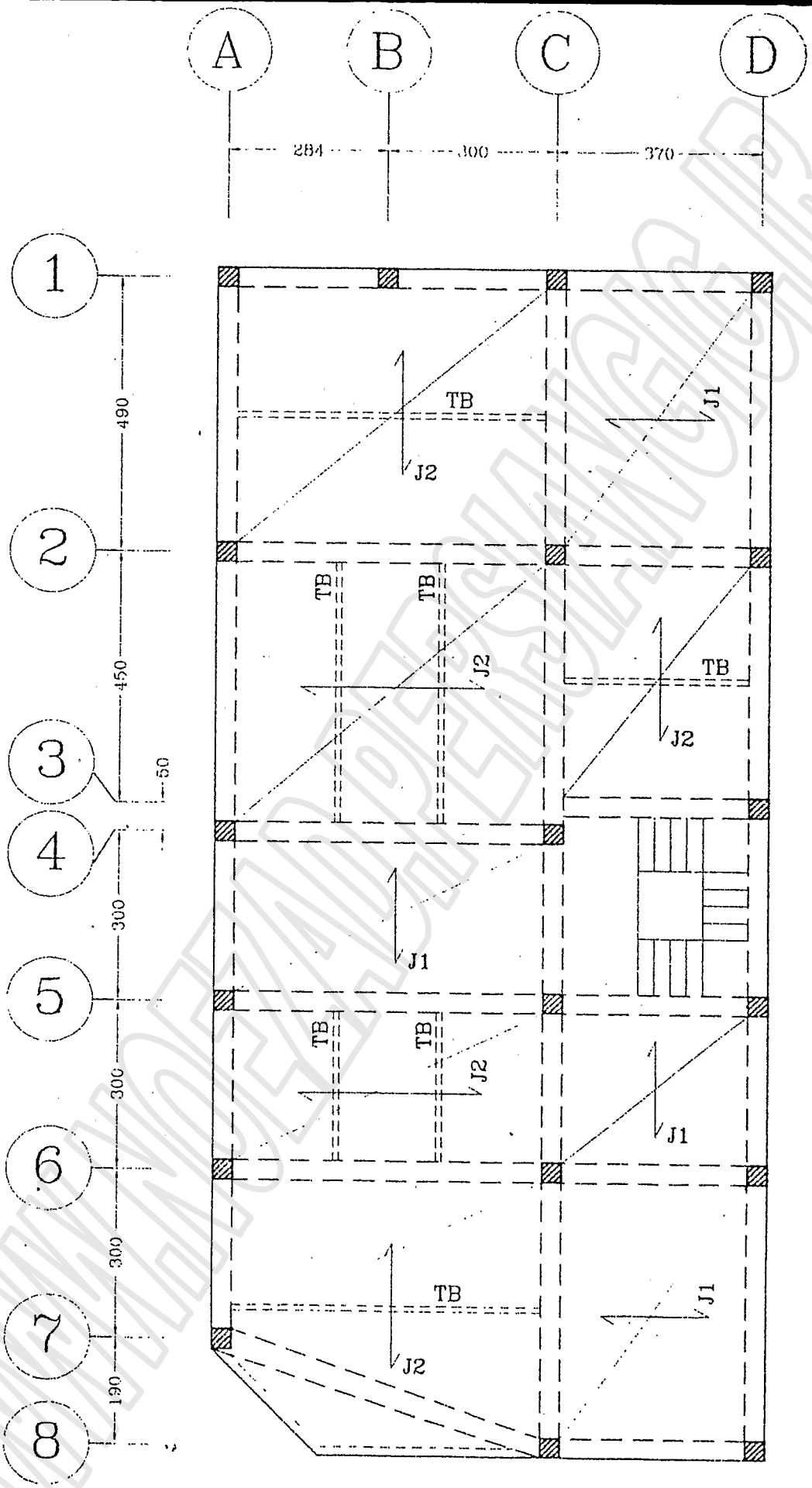
کل تیرهای این ساختمان مقاطعی نظیر اشکال صفحهٔ ۲۵۵ دارند که به ترتیب زیر در ساختمان بکار رفته اند.

در محورهای A , D , C در کلیه طبقات از مقاطع A–A و B–B ودر محورهای 1 تا 8 ازمقاطع C–C و D–D استفاده شده است.

طبق طرح صفحهٔ ۲۵۴ ستون تیپ ۱ برای کلیهٔ ستونها در نظر گرفته شده است.

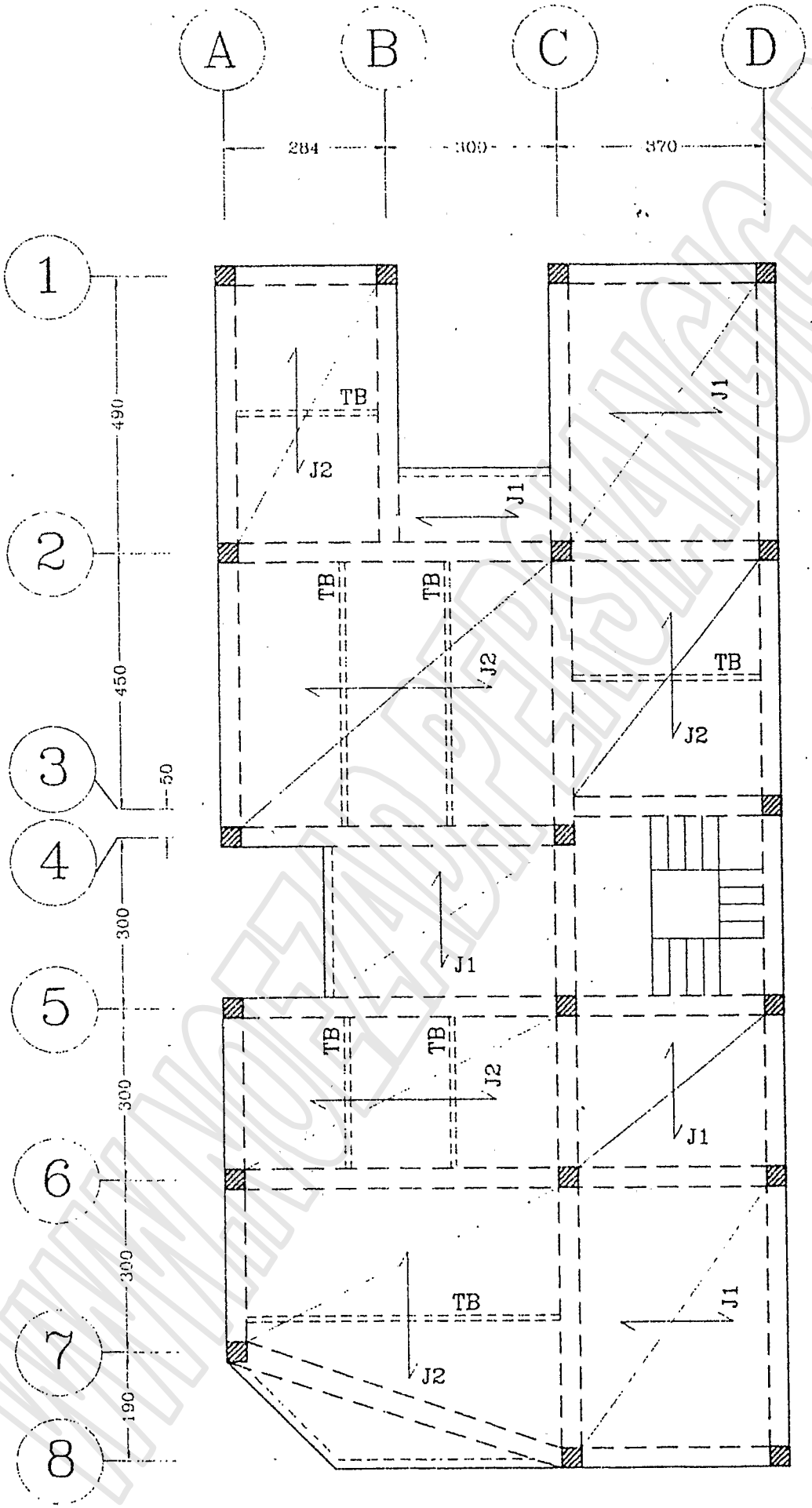
مرکز اطلاعات علمی ایران

WWW.NOEZAD.PERSIANBLOG.IR



پلان تیریزی طبقه اول

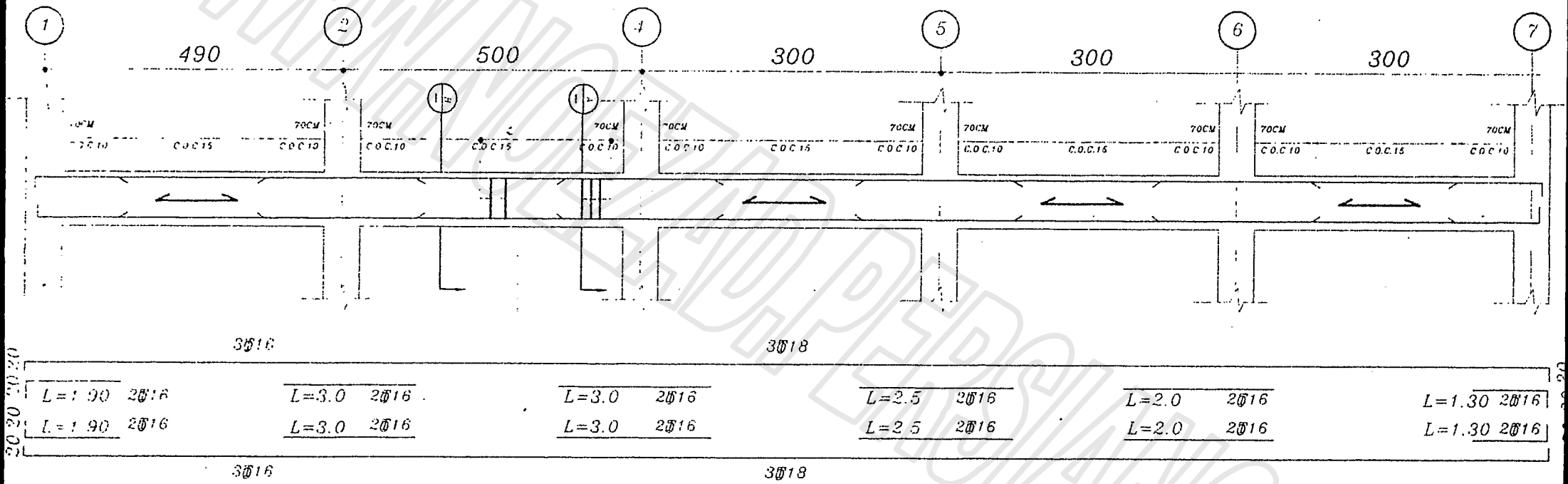
SC: 1/100



پلان تیریزی طبقات

۲۴۷

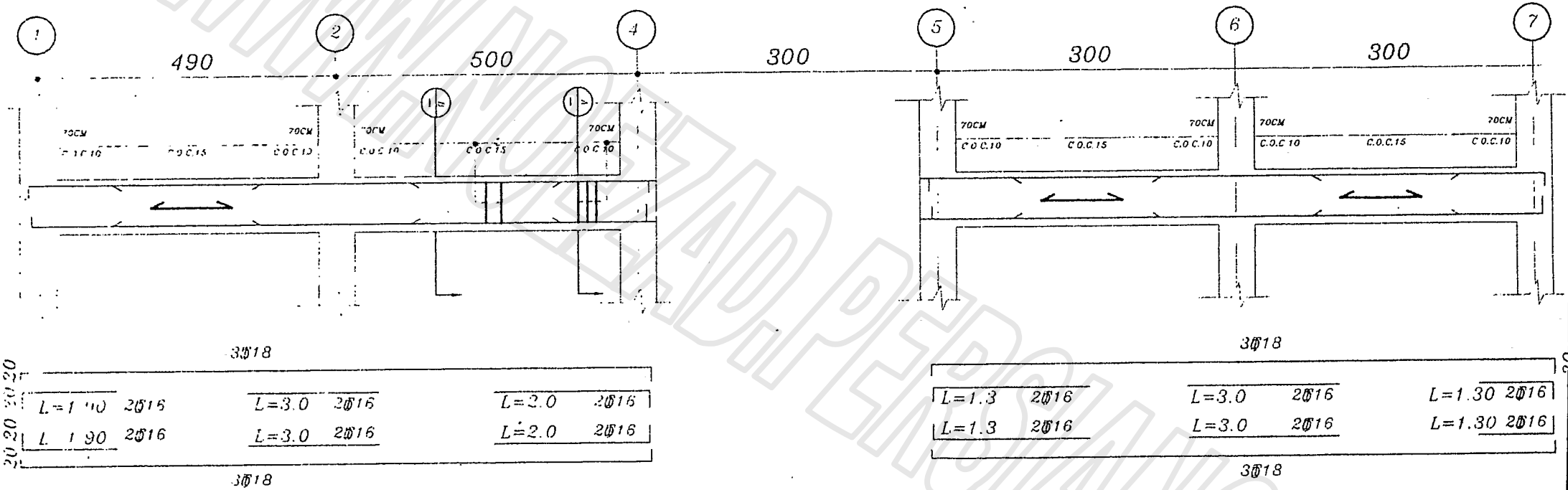
SC: 1/100



برش طولی تیر محور (A) در همکف

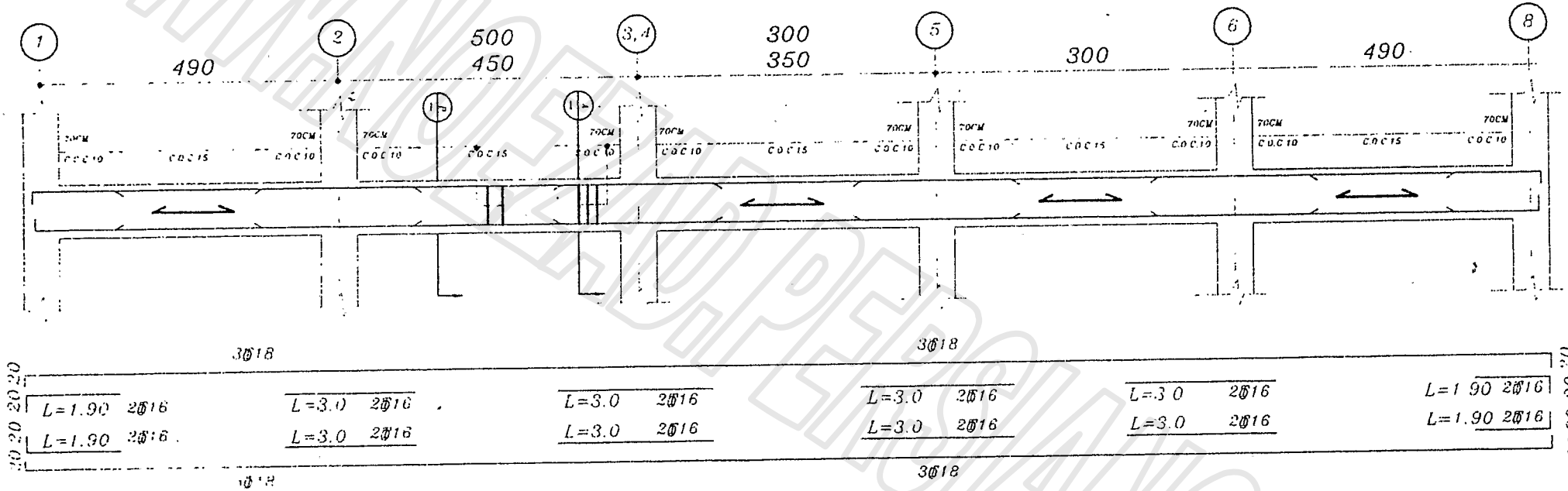
WWW.KETABFARSI.COM

WWW.NOZADPERSIANGIG.IR



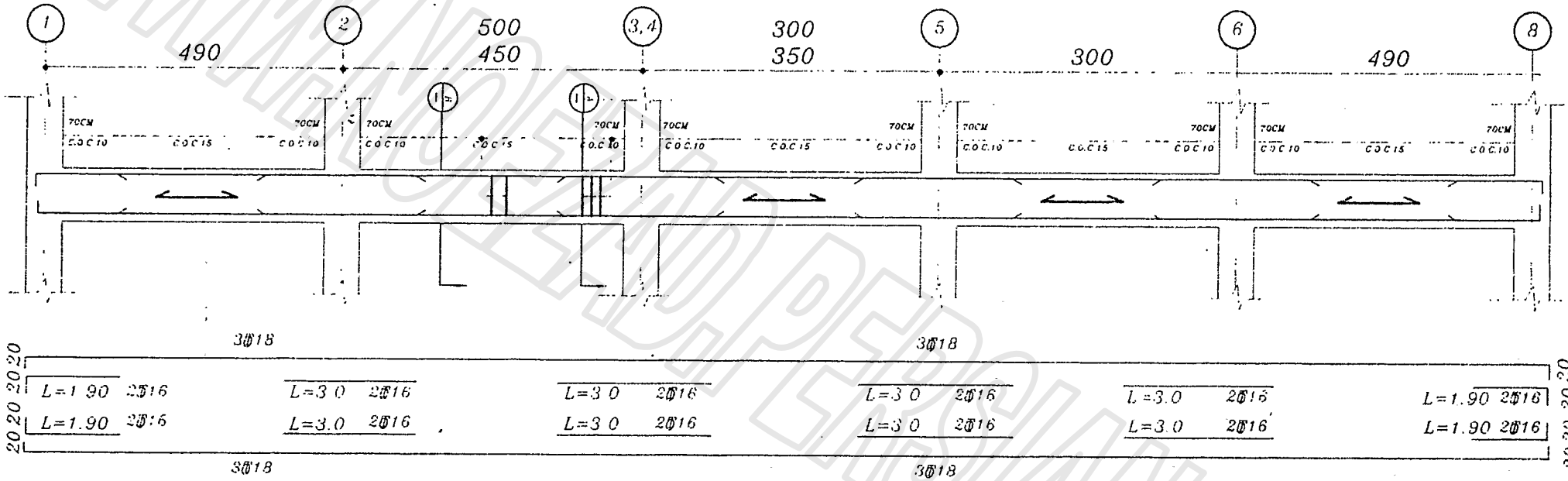
برش طولی تیر محور (A) درطبقات

WWW.CIVILFORUM.IR

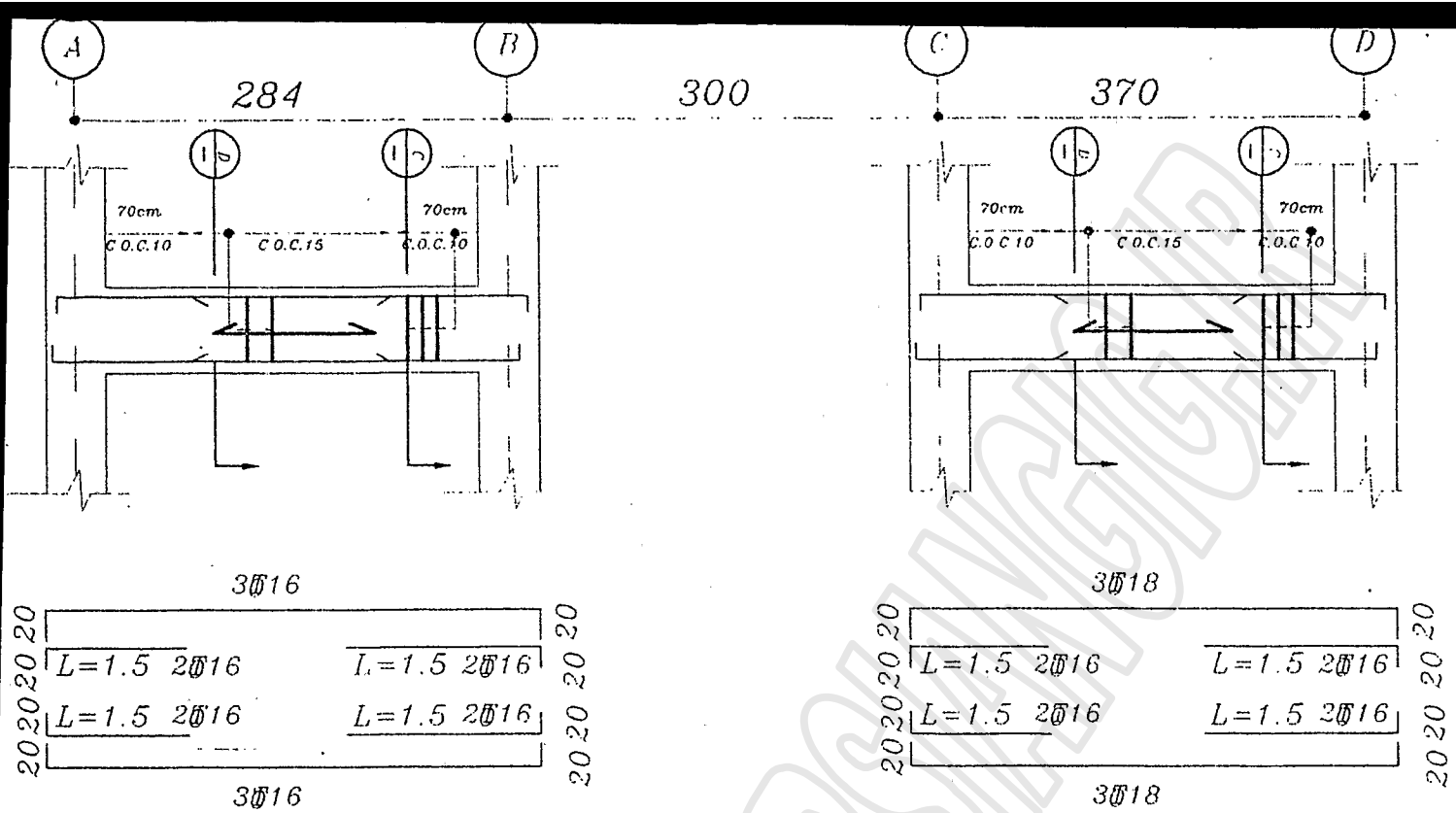


برش طولی تیر محور (D) ، (C) در همکف

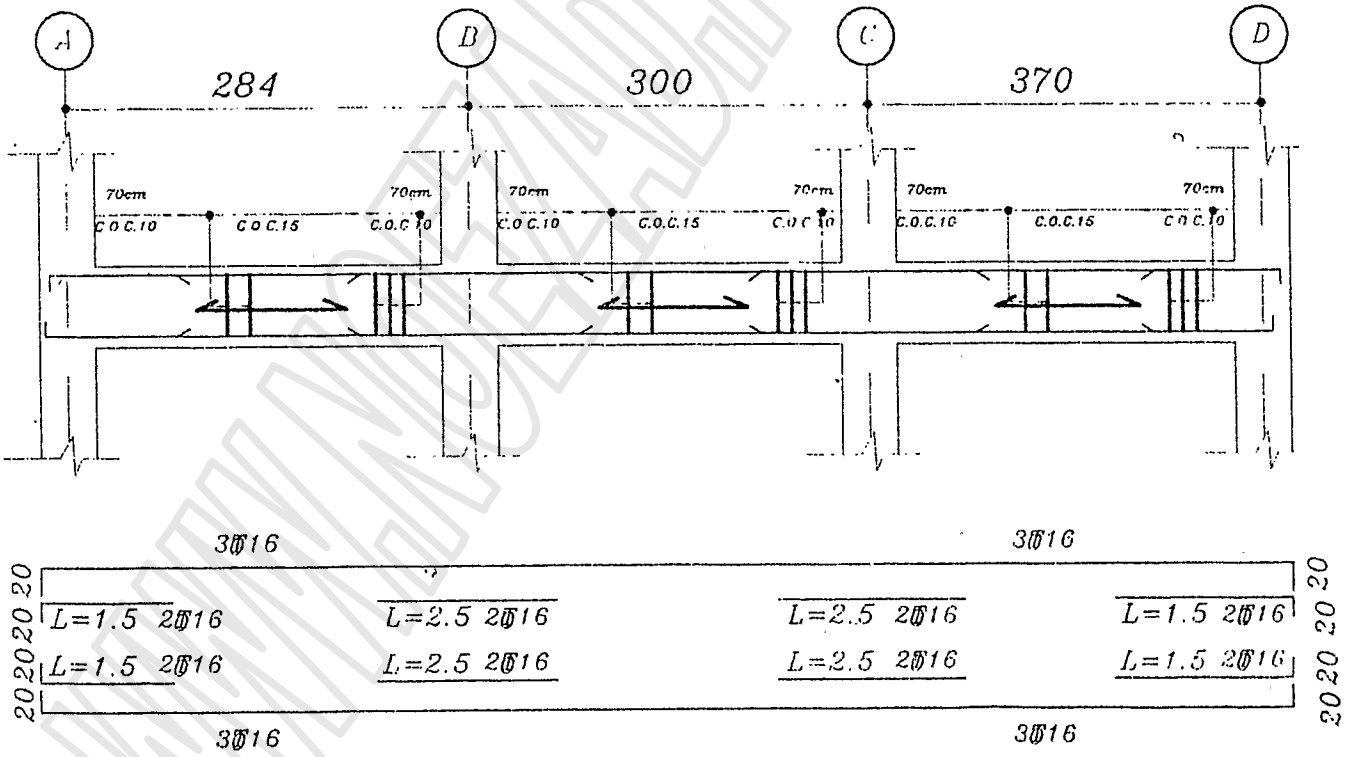
WWW.NOSHADPERSIANGIG.IR



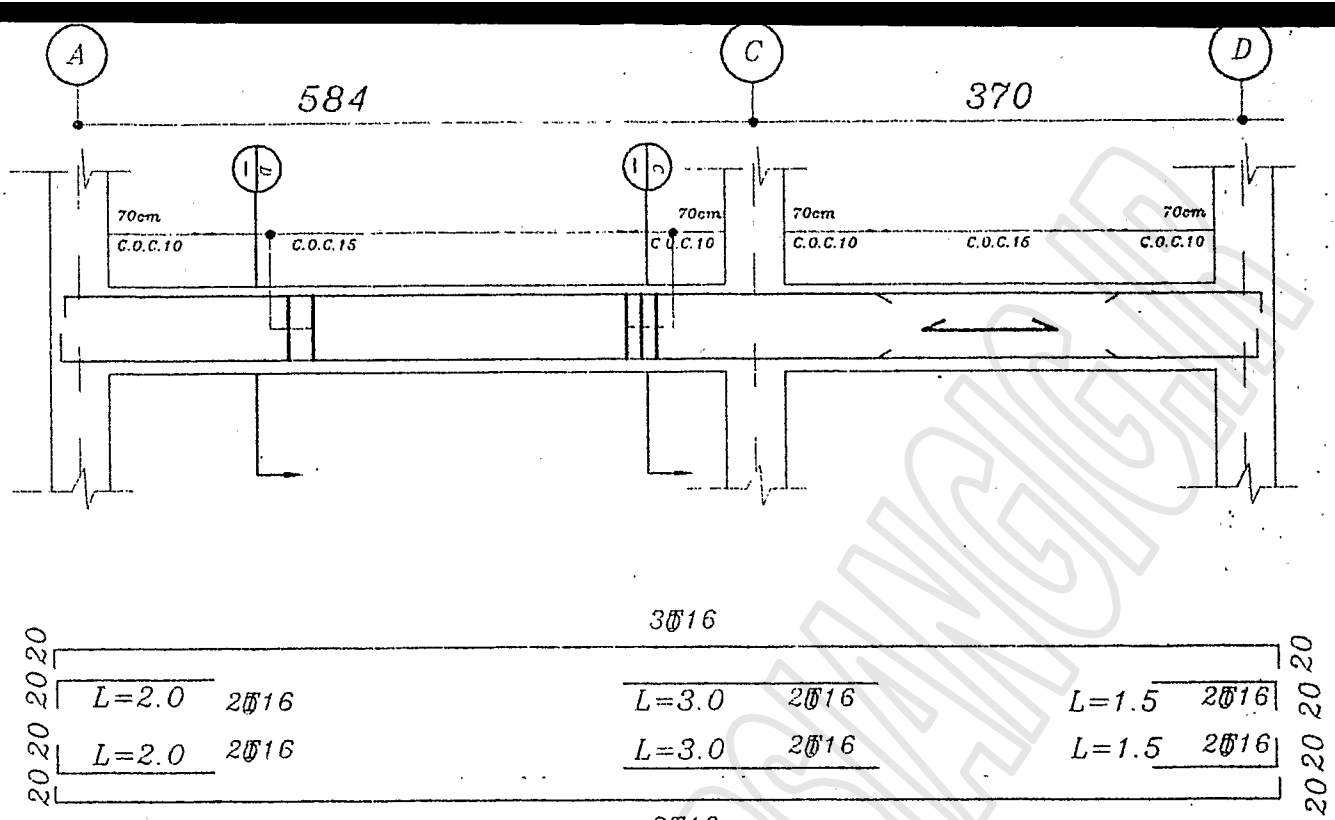
برش طولی تیر محور (D)، (C) درطبقات



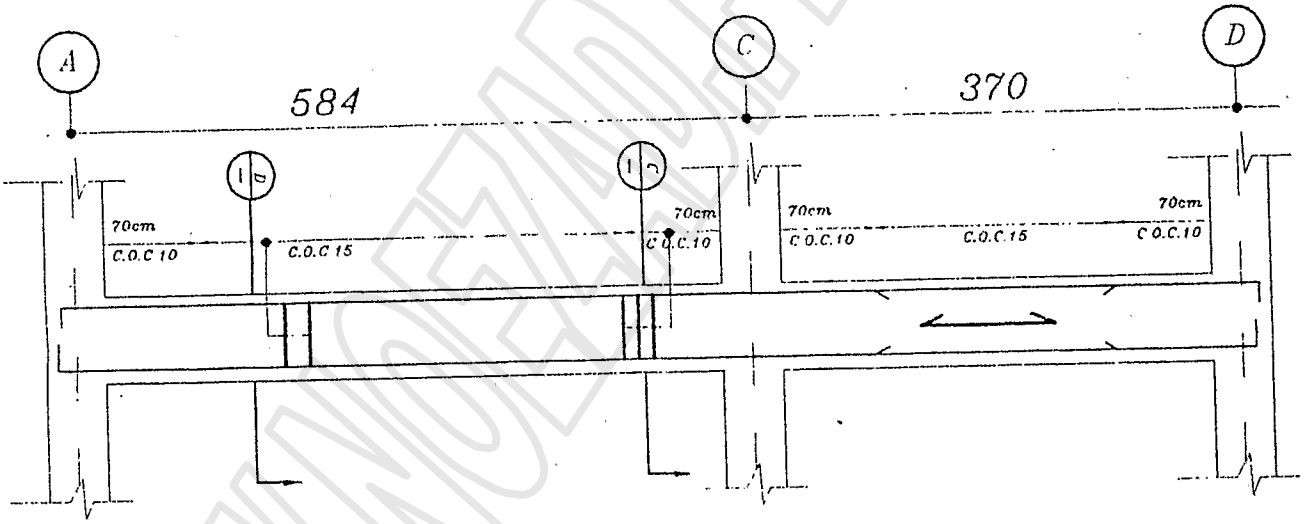
برش طولی تیر محور (1) در طبقات

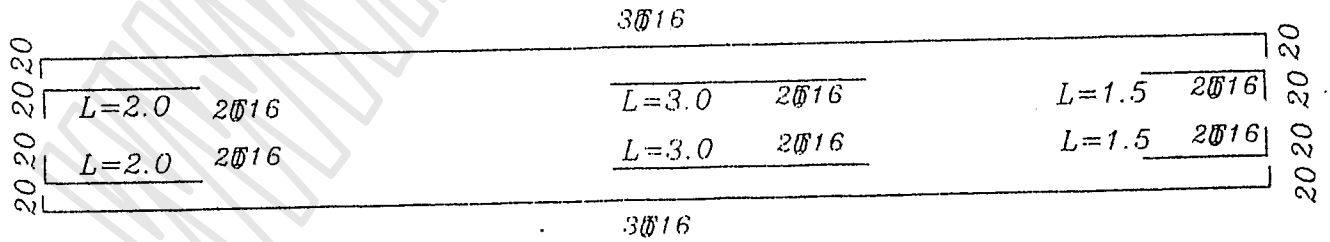


برش طولی تیر محور (1) در همکف

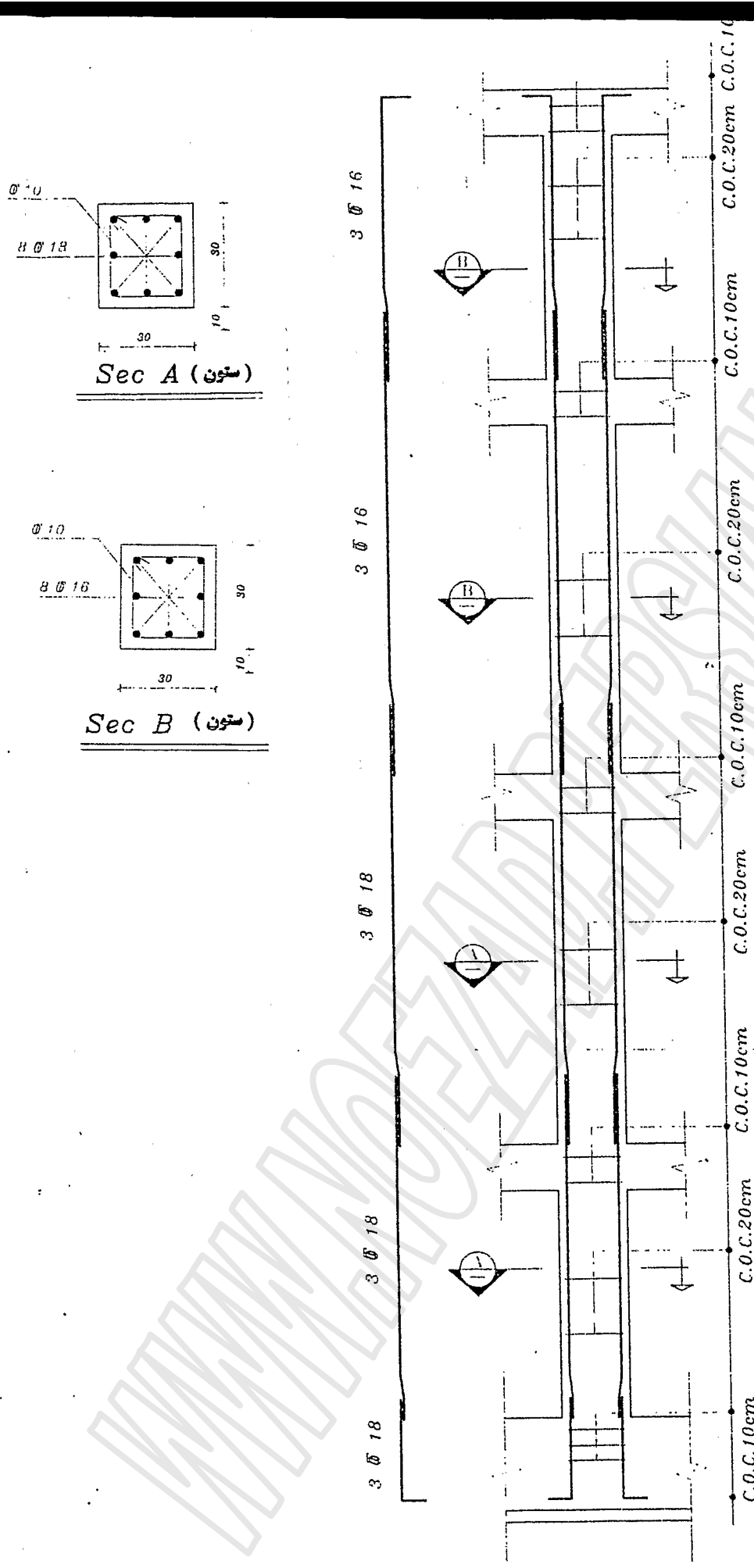


برش طولی تیر محور (2) (3) (4) (5) (6) (7) درطبقات



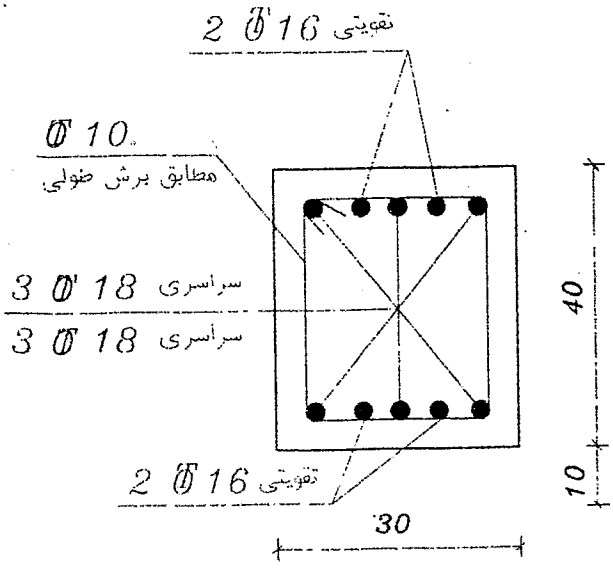


برش طولی تیر محور (2) (3) (4) (5) (6) (7) درزیرزمین

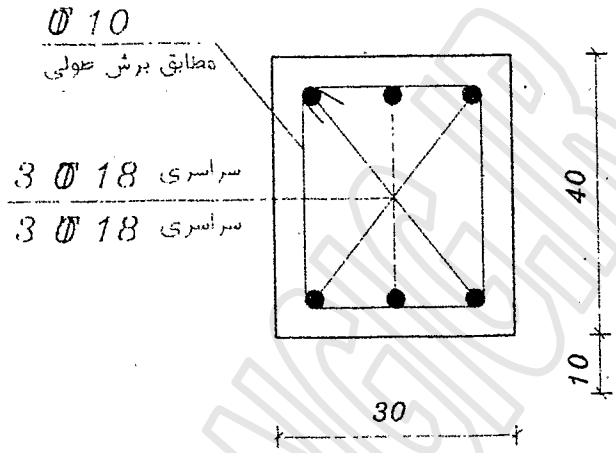


ستون تیپ ۱

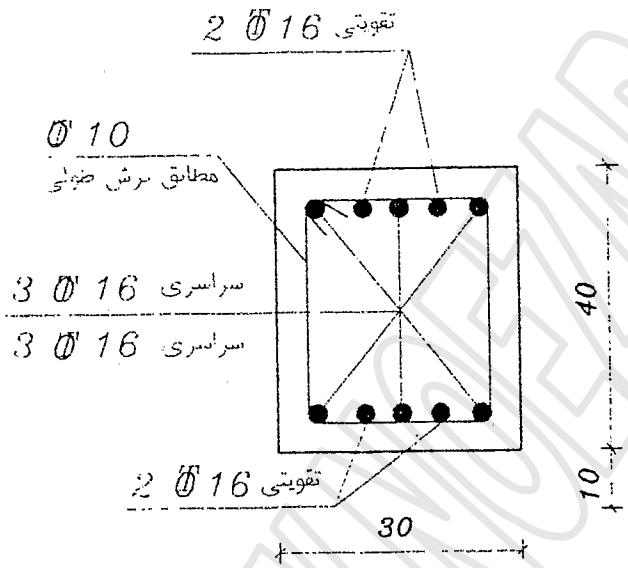
WWW.NOEZANDEGAN.IR



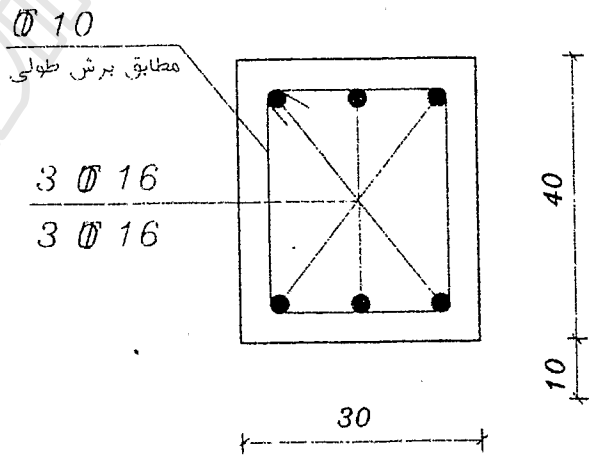
Sec A



Sec B



Sec C



Sec D

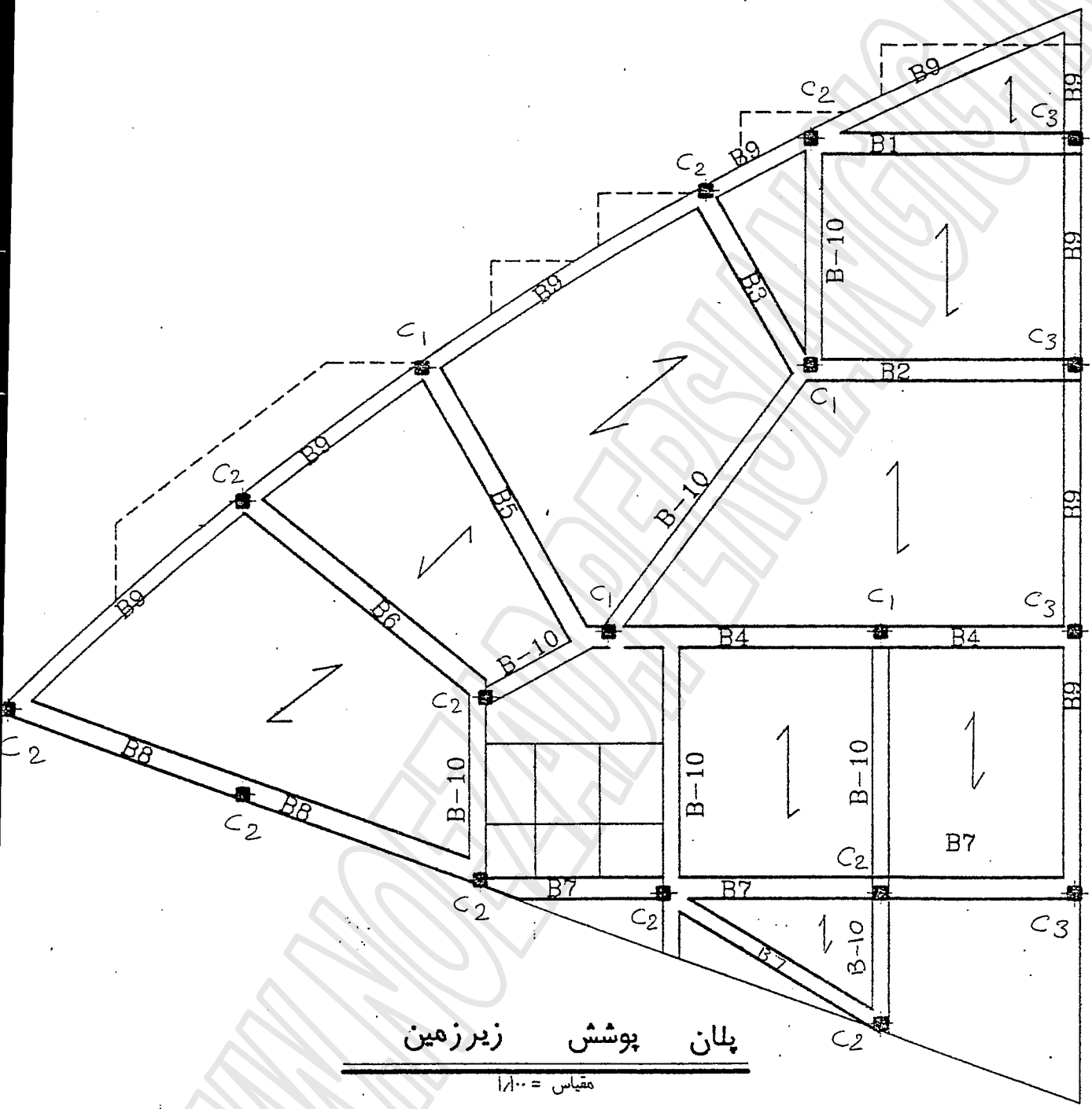
WWW.NOZADPERSIANGULF.IR

نقشه های اجرائی ساختمان C

تیر و ستونهای این ساختمان دارای گونه های متنوع تری هستند.

ستونها طبق مقاطع صفحهٔ ۲۶۱ به صورتهای C3 , C2 , C1 تعریف شده‌اند. در صفحهٔ ۲۶۲ نیز مقاطعی که برای تیرها مورد استفاده قرار گرفته ملاحظه می نمائید. با استفاده از پلان صفحات ۲۵۷ و ۲۵۸ موقعیت قرارگیری تیرها از لحاظ تیپ مشخص می شود.

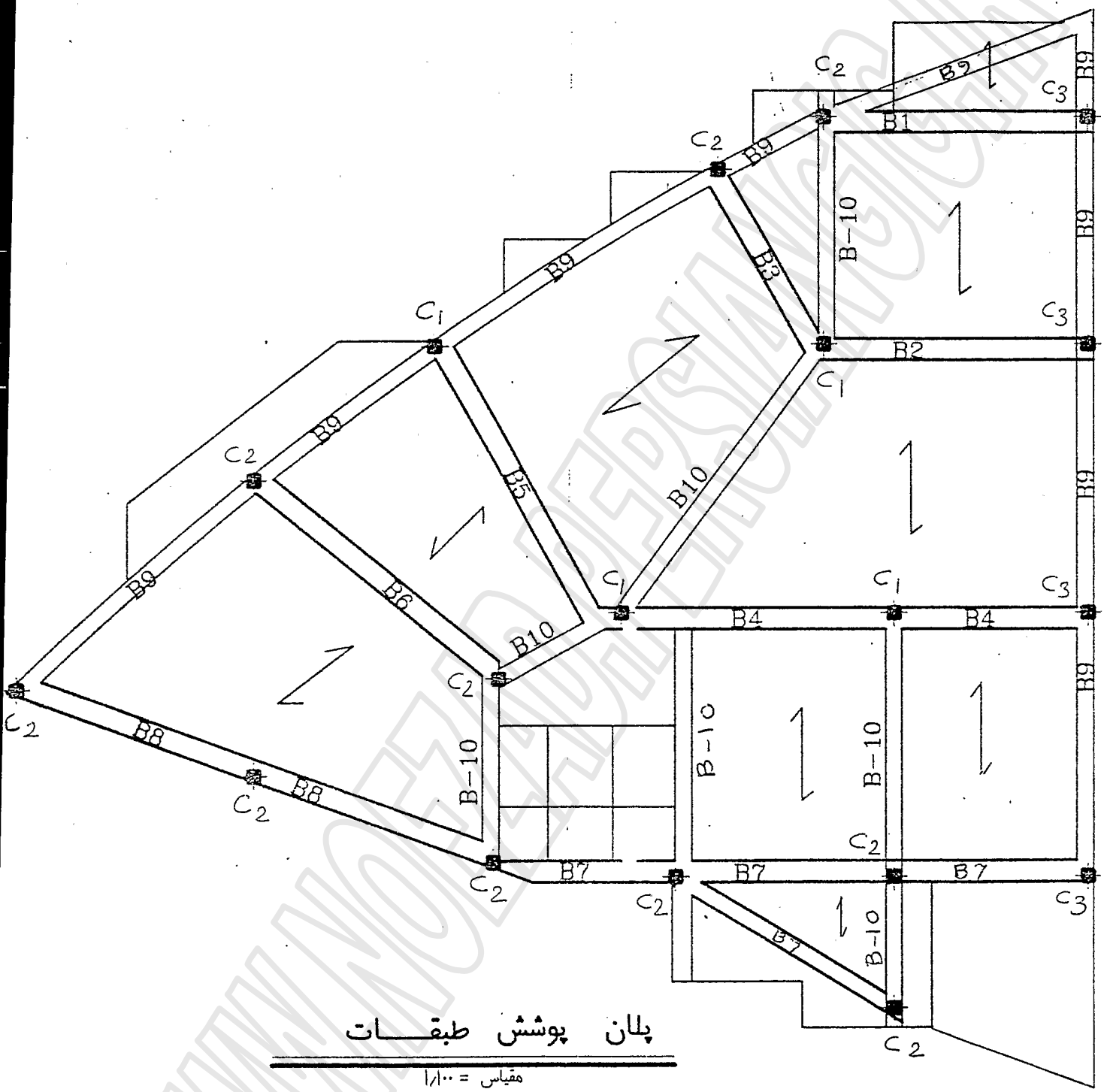
WWW.NOZAD-PERSIAN.COM



پلان پوشش زیرزمین

مقیاس = ۱/۱۰۰

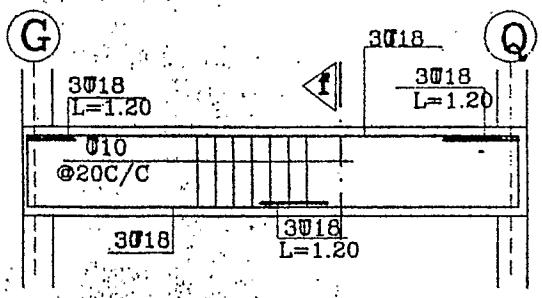
WWW.NOGHSAZI.IR



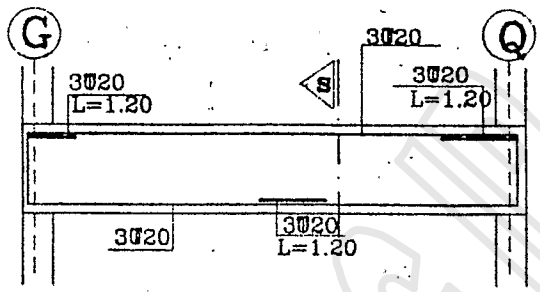
پلان پوشش طبقـــات

مقیاس = ۱/۱۰۰

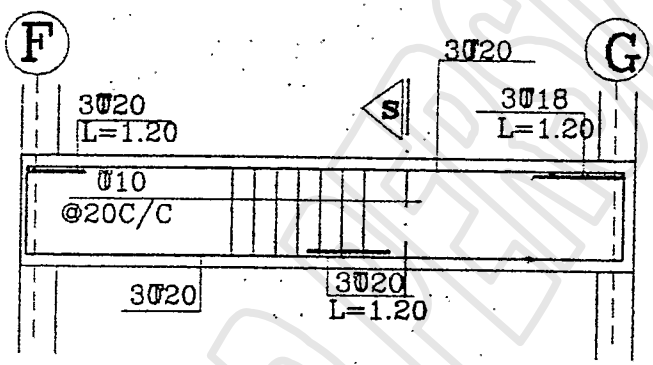
WWW.NOEBSIANGROUP.IR



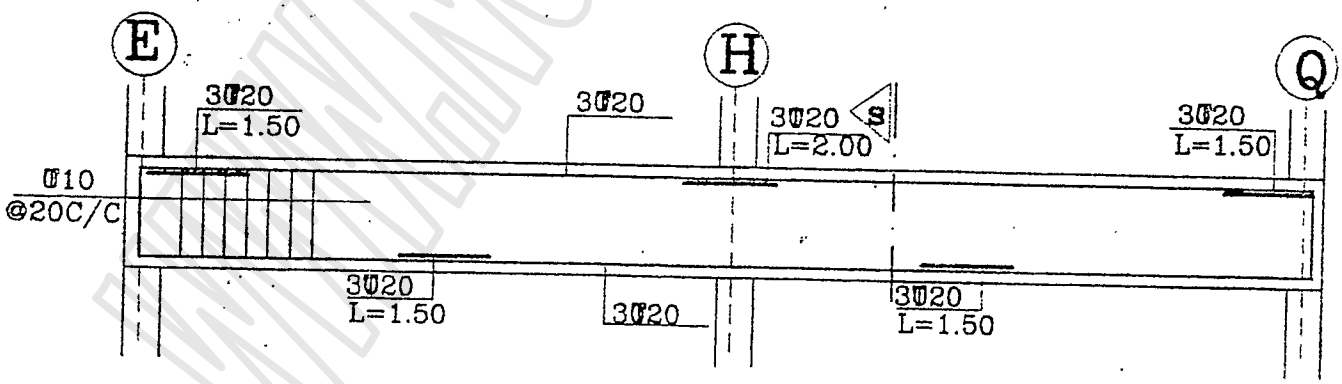
BAEM B1



BAEM B2

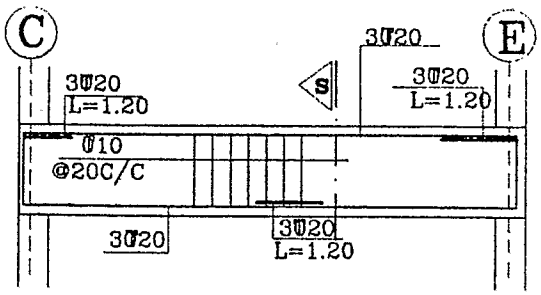


BAEM B3

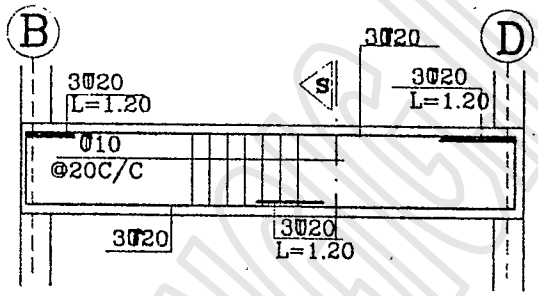


BAEM B4

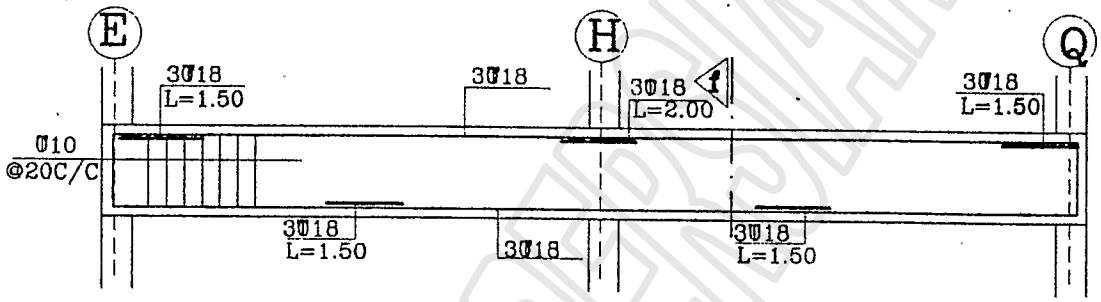
WWW.NOZAD-ENGINEER.IR



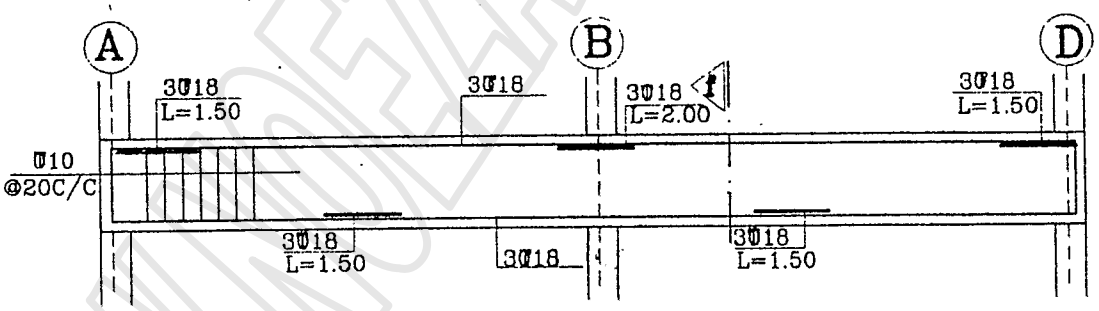
BAEM B5



BAEM B6

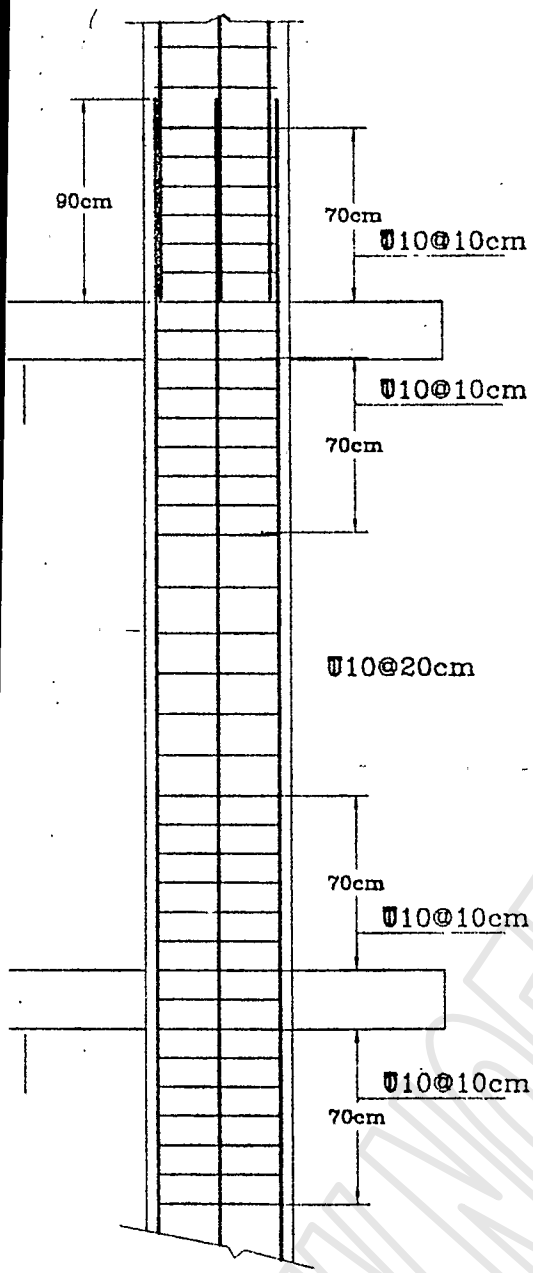


BAEM B7

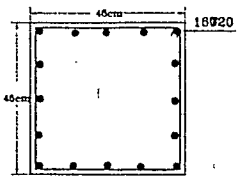


BAEM B8

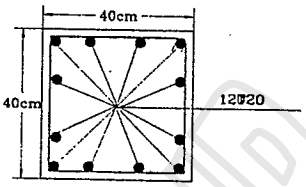
WWW.NOZADPERSIAN.IR



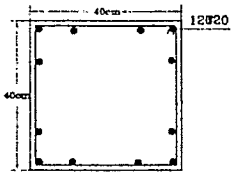
مقطع طولی نمونه ستون



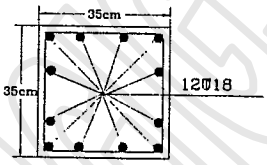
مقطع ستون C1
طبقه ۱-۲



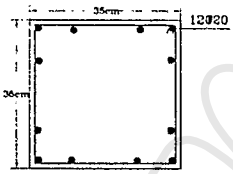
مقطع ستون C2
طبقه ۱-۲



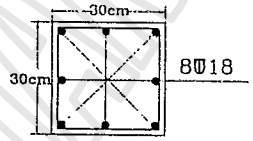
مقطع ستون C1
طبقه ۳-۴



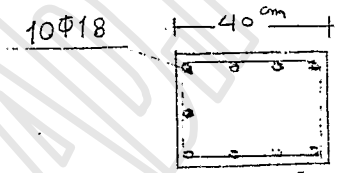
مقطع ستون C2
طبقه ۳-۴



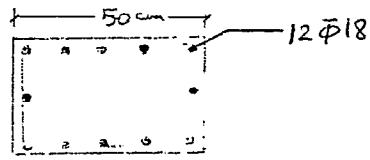
مقطع ستون C1
طبقه ۵-۶



مقطع ستون C2 C3
طبقه ۵-۶

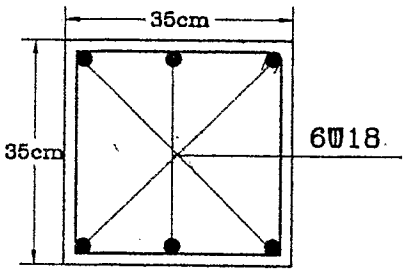


C3
طبقه ۳و۴



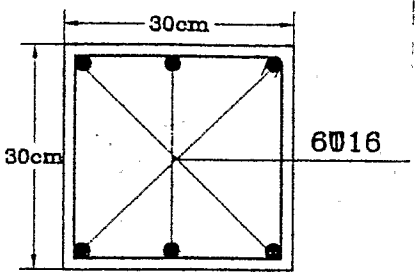
C3
طبقات ۱و۲

WWW.NOEZADPERSIANSHOP.IR



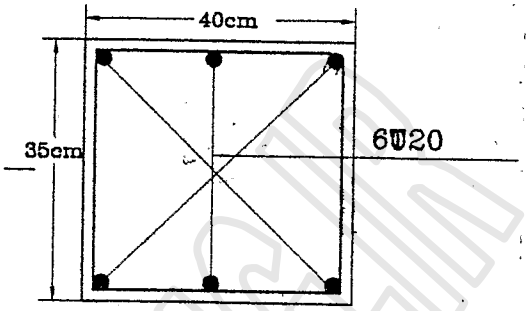
SEC OF B9

طبقه ۱-۲-۳



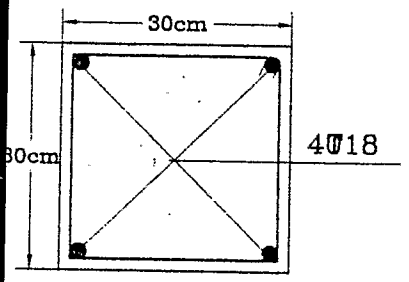
SEC OF B-10

طبقه ۱-۲-۳



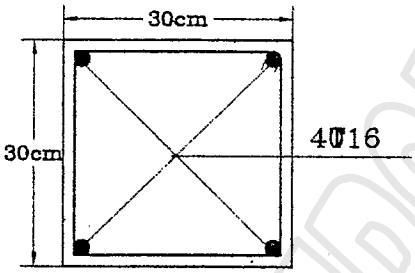
SEC f-f

طبقه ۱-۲



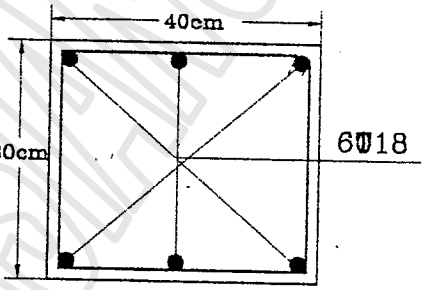
SEC OF B9

طبقه ۴-۵



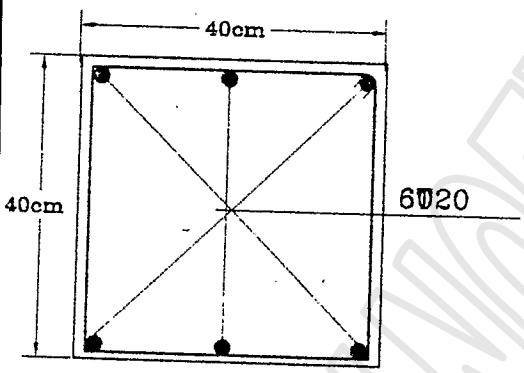
SEC OF B-10

طبقه ۴-۵



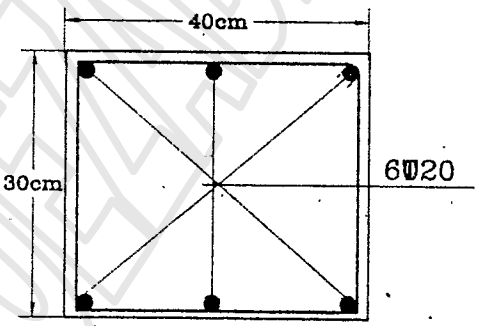
SEC f-f

طبقه ۳-۴



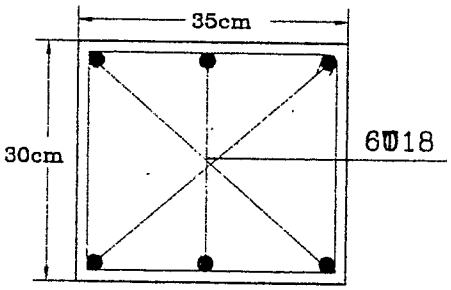
SEC s-s

طبقه ۱-۲



SEC s-s

طبقه ۳-۴-۵-۶



SEC f-f

طبقه ۵-۶

WWW.NOEZAD.PERSIANBLOG.IR

فهرست مراجع

۱- مجموعه مقالات سمینار مهندسی زلزله و زلزله شناسی (به کوشش شهرداری تبریز)

۲- مجموعه مقالات سمینار تعمیر و نگهداری ساختمان

۳- پرویز مباحی و بابک اسماعیل زاده حکیمی / مرمت و تقویت سازه‌های بتن مسلح در مناطق‌زلزله خیز

۴- دکترهوشمند عبد شریف آبادی / زلزله و ساختمانهای متداول - روشهای پایدار سازی ساختمانها در برابر زلزله

۵- دکتر حسن مقدم / طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری

۶- جزوه کلاسی (دروس دینامیک سازه‌ها و مهندسی زلزله)

۷- خلاصه گزارش بازدید و مشاهدات از مناطق زلزله زده (دفتر فنی سازه و سیویل شرکت راه آهن شهری تهران و حومه)

۸- گزارش زمین لرزه ۲۰ اردیبهشت ۱۳۷۶ زیر کوه قائنات

۹- دکتر علی اکبر معین فر - زلزله ۴ مارس ۱۹۷۷ کشور رومانی

۱۰- زلزله سال ۱۹۹۵ ژاپن در شهر کوبه

۱۱- ویرایش های اول و دوم آئین نامه ۲۸۰۰ ایران

۱۲- آئین نامه ۵۱۹ ایران

11-1991 / ENGLAND / Thomas Telford Services Ltd / Repair and strengthening of concrete Structures / P.Matt

12-FEB.19,26,1997 / JAPAN / International institute of seismology and earthquake engineering building research institute ministry construction / state