به نام هستی آفرین

بهسازی و مقاوم سازی سازه ها

تالیف :

ایمان الیاسیان

حسین میسمی

بهزاد حــرّی

پیش گفتار

ایران کشوری است زلزله خیز که با توجه به زلزله های مختلف اتفاق افتاده در قرن اخیر می توان ابراز نمود که هیچ نقطه از این سرزمین از زلزله مصون نمی باشد. عدم آگاهی صحیح از ابعاد مختلف بحران زلزله، خسارات متعددی در زلزله های اخیر حادث شده است. زلزله هایی همچون بم و منجیل و . . . اثبات نموده است که علاوه بر خسارت های آنی منازل مسکونی، شریانهای حیاتی، مراکز مهم و به عبارت دیگر از دست رفتن ملزومات اولیه زندگی، شاهد خسارتهای روحی، روانی پس از بحران نیز می باشیم. این خسارتها پس از بحران وضعیت اقتصادی، امنیتی مردم بحران زده تا حدود زیادی تهدید می نماید در این میان از دست رفتن انسانها در قالب انسانهای فرهیخته، اربابان هنر و علم و صنعتگران ضربه ای عظیم بر اقتصاد کشورد وارد می نماید. کاهش آسیب پذیری ساختمانها در برابر زلزله در دو دهه اخیر یکی از مهمترین چالشها پیش روی نخبگان علمی و سیاسی کشور بوده است . حساسیت این موضوع با توجه به بافت فرسوده نقاط زلزله خیز ، ساخت و ساز بنا ها بدون رعایت استانداردهای اجرایی و نیز استفاده از آیین نامه های طراحی قدیمی در دهه های گذشته دو چندان شده است . در نتیجه بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود بر حسب اهمیت ساختمانها در برنامه های کلان مدیریتی مطرح گردید و در حال پیشرفت می باشد. یکی از موثرترین راه کارها برای کاهش خسارات ذکر شده، مدیریت قبل از بحران می باشد. در این مرحله از مدیریت بهسازی لرزه ای سازه های موجود، شریانهای حیاتی در کنار آموزش افراد از اهمیت بسزایی برخوردار می باشد. موفقیت در بهسازی لرزه ای که در نگاه کلی به آن مقاوم سازی لرزه ای اطلاق می گردد، منوط به آموزش افراد طراح و مجری به فنون و مهارتهای نوین مقاوم سازی می باشد.

مقدمه

انسـان از آغاز خلقت همواره با موضـوع بلایای طبیعی مواجه بوده و تلاش نموده اسـت تا این حوادث و سـوانح طبیعت را مدیریت و کنترل نماید و زندگی خود را از این خطرات ، ایمن و محفوظ دارد . در میان بلایای طبیعی ، زلزله از ویژگی های خاصـی برخوردا ر بوده و در قرن گذشـته با توجه به عوامل زیر اهمیت بیش تری به مدیریت بحران زلزله داده شده است:

۱- افزایش تعداد شهرها در نقاط مختلف که بسیاری در مناطق فعال لرزه خیز واقعند.

۲-گسترش و توسعه شهرها به گونه ای که گسل های زیادی در داخل شهرها قرار گرفته اند.

۳- افزایش تراکم جمعیت شهرها که باعث افزایش تعداد قربانیان زلزله گردیده است.

۴- افزایش کمی و کیفی تأ سـیسـات و امکانات مختلف شـهری، که باعث افزایش سـرمایه گذاری انسـان در شهرها و گسترش خسارات مالی ناشی از زلزله شده است.

۵-پیشـرفت دانش لرزه شناسی و مهندسی زلزله، که بشر را قادر به ثبت اطلاعات زلزله های گذشته و تجزیه و تحلیل هر چه دقیقتر آنها نموده است.

ایران از نظر لرزه خیزی در منطقه فعال جهان قرار دارد و به گواهی اطلاعات مسـتند علمی و مشـاهدات قرن بیسـتم از خطرپذیرترین مناطق جهان در اثر زمین لرزه های پرقدرت محسـوب می شـود . در سـال های اخیر به طورمتوسـط هر پنج سال یک زمین لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه ای از کشور رخ داده اسـت و در حال حاضـر ایران در صـدر کشـورهایی اسـت که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه اسـت .گرچه جلوگیری کامل ازخسـارات ناشـی از زلزله های شدید بسیار دشوار است لیکن با افزایش سطح اطلاعات در رابطه با لرزه خیزی کشور،

آموزش همگانی و ترویج فرهنگ ایمنی، شـناسـایی و مطالعه دقیق وضـعیت آسـیب پذیری سـاختمان ها، تاسـیسـات زیربنایی و شـریان های حیاتی(ایمن سـازی و مقاو م سـازی صـحیح و اصولی آن ها)، می توان تا حد مطلوب تلفات و خسارات ناشی از زلزله های آتی را کاهش داد

در این کتاب بر آنیم با روشهای کمی و کیفی ارزیابی آسیب پذیری و تعیین خسارت سازه آشنا شده و با شناخت اجمالی از انواع ساختمانهای های متداول (بتنی ، فولادی و مصالح بنایی) موجود و مودهای گسیختگی محتمل ، شریانهای حیاتی، تکنیکهای مقاوم سازی و بهسازی کلی و موضعی لرز ه ای برای تقویت آنها بکار ببریم ،از این رو آشنایی مقدماتی با کنترل فعال و غیر فعال ، عملکرد سازه، سطوح خطرو اطلاعات و . . . ، روشهای مختلف حفاری ، گودبرداری و بهسازی و مقاوم سازی خاک با سازه های نگهبان آن و ابزار استهلاک انرژی و مقاوم سازی چون انواع جداگرهای لرزه ای و پی های لغزشی ، میراگرها ، دیوارهای برشی بتنی و فولادی و تأثیرات میانقابها ، بادبندها(خصوصاً برون محور و کمانش ناپذیر)، کامپوزیتهایFRP و ژئوسنتتیکها،پیش تنیدگی ،پس تنیدگی ، کابلها و استفاده از باز توزیع نیروها وتلاشها، زره پوش و غلاف فولادی و بتنی، تکنیکهای نوین استفاده از مصالح ECC ، سبک سازی چون Light Weight Steel Structures ، کاهش و تغییر کاربری طبقات و در نهایت روشهای ترکیبی که در مورد هریک از آنها به تفضیل می توان یک کتاب نوشت، الزامی است.

آشنایی با مفاهیم مقاوم سازی

ایمان الیاسیان،دانشجوی دکترای عمران سازه

مقدمه

وقوع زلزله‌های مخرب متعدد در سال‌های گذشته و تحویل خسارات جبران‌ناپذیر جانی و مالی، نهادهای مختلف مربوطه را در کشورهای مختلف بر آن داشت که با اتخاذ تمهیدات لازم سعی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه کنند. از جمله اقدامات انجام شده در این عرصه می‌توان به تحقیقات صورت گرفته در امریکا توسط انجمن مهندسین محاسب کالیفرنیا (SEAOC) اشاره کرد که پس از وقوع زلزله‌های مخرب در « لوماپریتا» و « نورتریج» صورت گرفت. ماحصل این تحقیقات تهیه مدارک و دستورالعمل‌های ارزشمندی همچون FEMA-,ATC-40 FEMA-356,273 می‌باشد.

کشور ایران نیز یکی از مناطق زلزله خیز جهان در مسیر کمربند زلزله آلپ-هیمالیا است. وجود گسل‌های فراوان در سراسر پوستهٔ ایران و رخداد زلزله‌های شدید در گذشته‌های دور و در دهه‌های اخیر در راستای گسل‌های شناخته شده و همچنین نقش‌های پهنه‌بندی موجود خطر زلزله، نشانگر این واقعیت است که اکثر مناطق کشور در معرض وقوع زلزله‌های شدید و یا نسبتاً شدید قرار دارند. تجربهٔ زلزله‌های فاجعه بار منجیل- رودبار (۱۳۶۹)، بم(۱۳۸۲) و زرند (۱۳۸۳) بیانگر ضعف‌های عدیده در طراحی و اجرای ساختمان‌های موجود بود. اگرچه تجربه زلزله منجیل باعث اعمال تغییرات عمده‌ای در استاندارد طراحی در برابر زلزله ۲۸۰۰ گردید، لیکن انجام تمام این اقدامات پاسخ مناسبی برای نحوه ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ارائه نمی کرد. چنین نیازی در سالهای اخیر منجربه تهیه «

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» گردید که راهنمایی مناسب در امر ارزیابی ساختمانهای موجود محسوب می گردد.

۱- مفهوم مقاوم سازی:

مقاوم‌سازی در علم مهندسی عمران به معنای بالا بردن مقاومت یک سازه در برابر نیروهای وارده می‌باشد. امروزه از این اصطلاح بیشتر در مورد نیروی زلزله استفاده می شود. از دیدگاه علمی، مقاوم‌سازی واژه کاملاً درستی برای این منظور نیست چرا که منظوراز اصطلاح مقاوم‌سازی به طور قطع بالا بردن مقاومت در برابر نیروی زلزله است. به همین دلیل اصطلاح بهسازی و در حالت خاص برای نیروی زلزله، « بهسازی لرزه‌ای» اصطلاح درست‌تری محسوب می‌شود. به هرحال برای همرنگ‌شدن، در این مقاله نیز از اصطلاح مقاوم‌سازی به همان معنای بهسازی لرزه‌ای استفاده شده است. در بحث مقاوم‌سازی آنچه که باید مورد توجه قرار بگیرد تفاوت واژه‌های «مقاومت» و « عملکرد» در طراحی سازه است. هفتاد سال پیش، دوره ای که محاسبات مربوط به مقاومت لرزه‌ای در آیین نامه‌ها الزامی شد، مفاهیم «مقاومت» و « عملکرد» مترادف یکدیگر معنی می‌شدند. اما در ۲۵ سال گذشته با علم بر این حقیقت که افزایش مقاومت لزوماً منجربه افزایش ایمنی و یا کاهش خرابی نمی‌شود، این طرز نگرش تغییر کرده است. توسعه اصول ظرفیت درنیوزلند در دهۀ ۱۹۷۰ (1976,Paulay , Park) بیان کننده این واقعیت بود که توزیع مقاومت در کل ساختمان بسیار مهمتر از مقدار کل برش پایه طراحی می باشد. همچنین مشخص شد در صورتیکه مفاصل پلاستیک به جای تشکیل شدن در ستونها، در تیرها ایجاد شوند(مکانیزم تیر ضعیف- ستون قوی) و مقاومت برشی اعضا از مقاومت خمشی بیشتر باشد(مکانیزم تسلیم خمشی) ساختمان در برابر زلزله عملکرد بهتری نشان خواهد داد. بنابراین از مطالب بیان شده نتیجه گیری می‌شود که برای ارائه یک طرح مناسب مقاوم‌سازی، نیاز به شناخت جامع و مناسبی از رفتار و عملکرد سازه است. برای این منظور ابزار مختلفی در کنار یکدیگر جمع می‌شوند تا شناخت کامل‌تری از رفتار واقعی سازه بدست‌آید که می‌توان از این بین به اهمیت مباحث تحلیل غیرخطی و روش طراحی براساس عملکرد اشاره کرد. در ادامه این مقاله اشاره‌ای مختصر به مباحث مذکور خواهد شد.

۲- موارد نیاز به مقاوم سازی:

در هر مورد که عملکرد مورد نظر از سازه در برابر زلزله برآورده نگردد، نیاز به مقاوم‌سازی محرز است. عملکرد مطلوب سازه‌های مختلف بر حسب کاربری سازه متغیر است. به عنوان مثال آنچه که از رفتار لرزه‌ای یک ساختمان مسکونی در برابر یک زلزله مشخص انتظار می‌رود مشابه آن چیزی نیست که از رفتار لرزه‌ای یک ساختمان حساس همچون بیمارستان، ساختمان‌های مراکز هسته ای و ... انتظار می‌رود. لذا در تشخیص نیاز به مقاوم‌سازی یک سازه

تشخیص و تعریف عملکرد مطلوب مورد نظر از سازه در برابر یک زلزله مشخص اهمیت به سزایی دارد. بحث جامع‌تر در این زمینه در بند ۵ همین مقاله ارائه می‌شود.

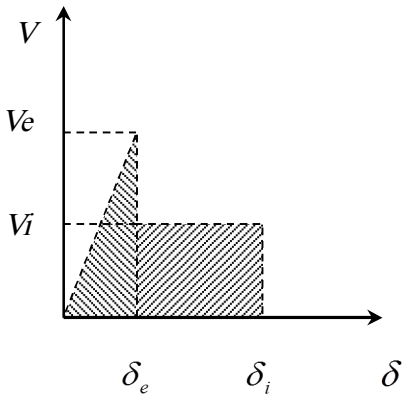
باتوجه به آنچه که گفته شد می‌توان نتیجه گرفت که هرگاه آیین‌نامه لرزه‌ای مورد استفاده در طراحی یک سازه- باتوجه به مقتضیات دانش زمان- نتوانسته است عملکرد مطلوب را برای یک سازه تعریف کند و ضواط خاصی را برای رسیدن به آن معرفی کند، سازه مورد نظر به طور حتم نیاز به ارزیابی لرزه ای و به احتمال زیاد نیاز به مقاوم سازی خواهد داشت. همچنین در مواردی که طراحی سازه مربوط به زمانی باشد که آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود دارای نقصان‌های قابل توجهی بوده‌اند، نیاز به ارزیابی لرزه‌ای و احتمالاً مقاوم‌سازی محرز است.

در حال حاضر سیاست موجود در کشور در امر ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای اولویت را به ساختمان‌های با اهمیت بالا همچون ساختمان‌های مهم دولتی، مدارس، بیمارستان‌ها و ... تخصیص داده است.

به هرحال برای تشخیص ضرورت مقاوم‌سازی هر ساختمان نیاز به ارزیابی لرزه‌ای سازه وجود دارد.

۳- ارزیابی لرزه‌ای :

هدف از ارزیابی لرزه‌ای تشخیص ارضاء یا عدم ارضاء عملکرد مورد نظر از طراحی سازه است. به منظور تشخیص این مطلب و اقتصادی بودن طرح، در ارزیابی لرزه‌ای سازه سعی می‌شود حتی‌المقدور از پتانسیل واقعی سازه بهره گرفته‌شود. آنچه که به عملکرد مناسب یک سازه در برابر زلزله کمک می‌کند، توانایی جذب و استهلاک انرژی سازه می‌باشد. استهلاک انرژی در اعضاء مستلزم ایجاد تغییر شکل پلاستیک است که ورود به مرحلهٔ غیرخطی می‌تواند به عضو در ایجاد تغییر شکل‌های بزرگتر از حالت خطی کمک کند.آنچه که در حین یک زلزله رخ می‌دهد تغییر مکان غیر یکنواخت زمین در طول زمان است که خود منجر به ایجاد شتاب می‌گردد. شتاب حاصله منجربه اعمال نیروی ناشی از شتاب به سازه و در پی آن ایجاد تغییر شکل و تغییر مکان در سازه می‌شود. وجود نیرو و تغییر شکل در کنار یکدیگر موجب انجام کار توسط سازه می‌شود. در واقع زمانی‌که صحبت از انرژی و استهلاک انرژی در یک سازه می شود، صحبت از کار حاصل از نیرو و تغییر مکان تحمیلی به سازه است. کار انجام شده در یک سازه در واقع سطح زیرمنحنی برش پایه- تغییر مکان وارد به سازه است. سازه برای انجام کار یا استهلاک انرژی ناشی از زلزله ناگزیر است در صورت رفتار خطی دارای ظرفیت تحمل نیروی بالایی (V_e)باشد که منجر به طرح غیراقتصادی سازه خواهد گردید. لیکن در صورت توانایی بروز رفتار غیرخطی و تحمل تغییر شکل‌های بزرگتر، می‌توان سازه را برای تحمل برش پایه کوچکتر (Vi) و تغییر مکان بزرگتر (δ_i) طرح کرد.



شکل (۱) منحنی برش پایه- تغییر مکان

از طرفی محدودیت‌های موجود چه در زمینه دانش مهندسی و چه در زمینه نرم افزارهای موجود تا مدت‌ها موجب گرایش آیین‌نامه‌های طراحی و مهندسین محاسب به سمت استفاده از تحلیل خطی بوده است و تنها اقدامی برای انعکاس رفتار غیرخطی سازه اندیشیده شده، استفاده از پارامتر ضریب رفتار (R) برای تبدیل تقریبی مقدار Vi به مقدار Ve می‌باشد که البته همیشه مقادیر پیشنهادی R قابل اطمینان نیست . درکنار این مسئله، آئین نامه‌ها جهت حصول اطمینان از توانایی بروز رفتار غیرخطی در سازه و رسیدن به تغییر شکل δ_i ضوابطی را به منظور تأمین شکل‌پذیری پیش‌بینی کرده‌اند.اگرچه دستورالعمل‌های ارزیابی موجود روش تحلیل خطی را تحت حفظ شرایطی برای ارزیابی مجاز به استفاده می‌دانند لیکن از مطالب بیان شده روشن است که انجام تحلیل غیرخطی با امکان نمایش رفتار واقعی‌تری از سازه، مکانیزم تسلیم به وقوع پیوسته در سازه، و نحوه باز توزیع نیروها می‌تواند مؤثرتر از تحلیل خطی، مهندس محاسب را در تشخیص نقاط ضعف سازه یاری دهد. الگوی ارزیابی لرزه‌ای در دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای من جمله دستورالعمل بهسازی ایران، استفاده از مفاهیم موجود در بحث «طراحی بر اساس عملکرد» است. طراحی براساس عملکرد روش جدیدی از طراحی است که با پیشرفت‌های حاصل شده در آن طی سال‌های اخیر، هم اکنون مبنای آیین نامه طراحی لرزه ای ژاپن را تشکیل داده است. در بخش بعدی نگاهی گذرا به این مبحث خواهیم داشت.

۴- طراحی براساس عملکرد:

طراحی براساس عملکرد روش جدیدی از طراحی است که هدف از آن طراحی سازه به گونه‌ای است که عملکرد آن طی زلزله‌ای مشخص از قبل قابل پیش‌بینی باشد. تعریفی که Vision 2000 برای طراحی براساس عملکرد ارائه کرده است به این شرح است: « طراحی عملکرد شامل کلیهٔ عملیات مهندسی می باشد که بتوان سازه‌ای با عملکرد مشخص در برابر زلزله بدست آورد، که این عملیات می‌تواند شامل تعیین اهداف طراحی، مطالعات لرزه‌خیزی، تحلیل و طراحی لرزه‌ای اعضاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای، کنترل ساخت و نگهداری سازه شود».

ساختمان‌هایی که براساس آئین‌نامه‌های سنتی طراحی شده‌اند در کل باید شرایط زیر را تامین کنند:

۱- دربرابر زلزله‌های کوچک، بدون خرابی مقاومت کنند.

۲- دربرابر زلزله‌های متوسط، بدون خرابی‌های سازه‌ای و تلفات جانی مقاومت کنند.

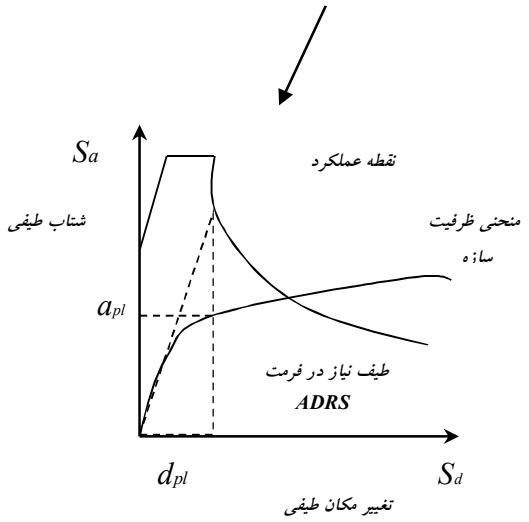
۳- دربرابر زلزله‌های بزرگ فرو نریزند؛ هرچند که ممکن است متحمل خرابی‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای شوند. آئین‌نامه‌های سنتی در مورد ساختمان‌های حساس، جز در نظر گرفتن ضریب اهمیت بالاتر، شرایط عملکردی خاص و متفاوتی را در نظر نگرفته است. علاوه بر این در آئین‌نامه‌های سنتی طراحی براساس روش نیرو مقاومت و با به‌کارگیری تنها یک پارامتر پاسخ(برش پایه طراحی)، برای یک سطح خطر لرزه‌ای (عموماً زلزله‌ای با احتمال رویداد ۱۰٪ در ۵ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ است) و به منظور رسیدن به تنها یک سطح عملکردی(ایمنی جانی متناظر با سطح خطر مذکور) انجام می‌گیرد. اگرچه ایمنی جانی مهمترین هدف در طراحی ساختمان است، اما این هدف همیشه به تنهایی کافی نیست. ممکن است ساختمان پس از زلزله فرو ریزد اما به علت ایجاد تغییر شکل‌ها و یا خرابی‌های زیاد المان‌های غیرسازه‌ای بعد از زلزله قابل استفاده نباشد. از تجربیات گذشته آموخته‌ایم که خرابی‌های غیرسازه‌ای و یا متوقف شدن فعالیت‌های معمول تا زمان بازسازی کامل ساختمان خود هزینه‌های گزافی را به همراه داشته است. سطح خرابی بطور مستقیم با میزان تغییر شکل‌های ایجادشده در سازه ارتباط دارد، بنابراین در نظر گرفتن مفهومی همچون مقاومت تسلیم به عنوان پایه طرحی نمی‌تواند کافی و مناسب باشد.

روش طراحی براساس عملکرد خود به شاخه‌های مختلفی همچون طراحی عملکردی براساس تغییر مکان، طراحی عملکردی براساس انرژی، طراحی عملکردی مقاومت نیرویی و ... تقسیم می‌شود، که روش مورد استفاده در گزارش های FEMA و دستورالعمل بهسازی روش طراحی عملکردی براساس تغییر مکان است.

در روش طراحی عملکردی براساس تغییر مکان، ابتدا «سطوح عملکرد» براساس وضعیت کیفی خرابی مورد انتظار سازه پس از زلزله تعریف می‌شوند. سطوح عملکرد تعریف شده به دو بخش سطوح عملکرد سازه‌ای و غیرسازه‌ای تقسیم می‌شوند که سطوح عملکرد سازه‌ای تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران شامل سطوح عملکرد «قابلیت استفاده بی وقفه»، « خرابی محدود»، « ایمنی جانی»، «ایمنی جانی محدود»،«آستانه فرو ریزش» و « لحاظ نشده» می باشد. توضیح کامل این تعاریف در فصل اول دستورالعمل بهسازی ارائه گردیده است که علاقمندان می‌توانند برای آشنایی بیشتر با مفهوم مذکور به مطالعه این مرجع بپردازند. در اینجا تنها به عنوان نمونه به تعریف سطح عملکرد سازه‌ای «ایمنی جانی» پرداخته می شود: « سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌گردد که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجربه خسارت جانی گردد.» از ترکیب یک سطح عملکرد سازه‌ای و یک سطح عملکرد غیرسازه‌ای یک سطح عملکرد کلی برای سازه تعریف و انتخاب می‌شود. عموماً سطح کلی سازه بر حسب کاربری و ا همیت سازه، با راهنمایی مهندسین مشاور و باتوافق کارفرما انتخاب می گردد. تعریف یک سطح عملکرد برای سازه به تنهایی بیانگر توقع ما از رفتار سازه نیست، بلکه زمانی سطح عملکرد تعریفی می‌تواند بیان‌کنندهٔ رفتار سازه باشد که زلزلهٔ در نظر گرفته شده برای آن سطح خرابی نیز تعریف گردد. لذا در دستورالعمل بهسازی نیز جهت تعریف شدت

زلزله دو سطح خطر زلزله ۱و۲ تعریف شده است که سطح خطر -۱ براساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ است تعیین می شود (زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ (DBE)) و سطح خطر -۲ بر اساس احتمال رویداد ۲٪ در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ است تعیین می‌شود و به عنوان بیشینه زلزله محتمل (MPE) نامیده می‌شود. از ترکیب یک سطح عملکرد و یک سطح خطر، یک « مقصود عملکردی» یا «هدف بهسازی» بدست می آید که بیانگر انتظار طراح از رفتار سازه طی زلزله مشخص است. در فصل اول دستورالعمل ۵ هدف بهسازی از ترکیب سطوح عملکرد مختلف و سطوح خطر مختلف تعریف شده است، به عنوان مثال در « بهسازی مبنا» تعریف شده در دستورالعمل انتظار می رود که تحت زلزله « سطح خطر-۱» سطح عملکرد « ایمنی جانی» تامین گردد.اگر چه تعاریف ارائه شده در دستورالعمل برای سطوح عملکردی تعاریفی کیفی هستند، لیکن به منظور قابل استفاده بودن این مفاهیم، هر سطح عملکرد توسط محدوده مجازی از تغییر شکل‌ها برای اعضا سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف و مشخص می‌شوند که در ارزیابی عملکرد سازه مورد استفاده قرار می گیرند.

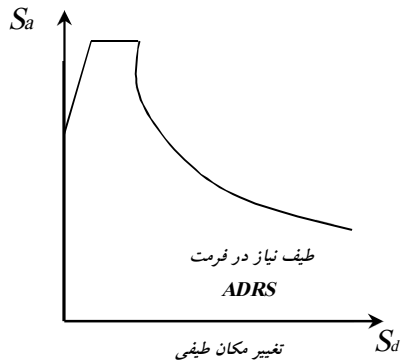
دو اصطلاح کلیدی در شیوه های طراحی براساس عملکرد، ظرفیت و نیاز می باشد. « نیاز » نشان‌دهندهٔ حرکات زمین لرزه و « ظرفیت » نشان دهندهٔ توانایی سازه در برابر نیازهای لرزه‌ای است. « عملکرد» نیز مربوط به حالتی‌ست که « ظرفیت » قادر به پاسخگویی « نیاز » باشد، به بیان دیگر سازه باید دارای ظرفیتی باشد که بتواند به نیاز لرزه‌ای پاسخ دهد و رفتار سازه، سازگار با اهداف طراحی آن باشد.



شکل(۲) طیف ظرفیت و طیف نیاز ADRS

آنچه که در ارزیابی عملکرد یک سازه انجام می گیرد ارزیابی سازه با استفاده از تحلیل‌های خطی یا غیرخطی و سپس کنترل محدودیت‌های مربوط به سطح عملکرد مورد نظر است که در دستورالعمل به عنوان « معیارهای پذیرش» معرفی شده‌اند. در دستورالعمل بهسازی، معیارهای پذیرش بر حسب نوع تحلیل (خطی یا غیرخطی)، نوع

سازه (بتنی یا فولادی)، نوع سیستم باربر جانبی و نوع المان مورد بررسی(تیر، ستون، اتصال،بادبند،دیواربرشی؛ اصلی یا غیراصلی و ...) در جداول مربوطه ارائه شده‌اند.



در کنترل عملکرد سازه، علاوه بر کنترل معیارهای پذیرش اعضاء، کنترل معیارهای پذیرش کلی- که عموماً از نوع تغییر مکان هستند- بر حسب سطح عملکرد انتخابی ضروری است. پس از ارزیابی لرزه ای سازه و در صورت عدم ارضاء مقصودعملکرد مورد نظر نوبت به ارائه طرح مقاوم سازی می رسد.

۵- تحلیل غیر خطی:

اغلب سازه‌های مهندسی عمران تحت اثر بارهای سرویس بصورت ارتجاعی رفتار می‌کنند. یکی از مواردی که باعث تغییر در رفتار سازه از حالت ارتجاعی خطی به حالت غیر ارتجاعی غیرخطی می‌شود زمین‌لرزه است. به همین جهت استفاده از تحلیل غیرخطی برای بررسی اثرات زلزله بر روی سازه مناسب تر از تحلیل خطی می باشد. در حقیقت تحلیل غیرخطی کوششی است برای بهبود بخشیدن شبیه سازی تحلیلی رفتار واقعی یک سازه .

رفتار غیرخطی به دو بخش غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی تقسیم می‌شود به گونه‌ای که رویکرد رویارویی با مساله در موارد مختلف می‌تواند به گونه‌ای باشد که یا صرفاً رفتار غیرخطی هندسی دیده شود و رفتار مصالح در محدوده ارتجاعی محدود گردد، یا صرفاً اجازه داده شود که مصالح رفتار غیرخطی غیرارتجاعی از خود نشان دهند و از بررسی رتفار غیرخطی هندسی اجتناب گردد و یا در نهایت اینکه هر دو مورد (غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح) در رویکرد حل مساله لحاظ گردد.امروزه با پیشرفت نرم‌افزارهای موجود امکان انجام تحلیل غیرخطی سازه مهیا شده است. از بین نرم‌افزارهای شاخص در زمینه تحلیل غیرخطی سازه‌ها می‌توان به نرم‌افزارهای Ansys,Drain3D,Idarc,Perform-3D,Sap2000 اشاره کرد.نرم افزارهای Ansys و Drain-3D برای مدلسازی مفاصل خمیری از منحنی غیرخطی تنش- کرنش و نرم افزارهای Perform-3D و Sap2000 از منحنی غیرخطی نیرو تغییر شکل استفاده می کنند.عموماً نرم افزارهای Ansys , Drain و Idarc برای کارهای تحقیقاتی و نرم‌افزارهای Perform و Sap برای پروژه‌های موجود مهندسی استفاده می‌شوند.در دستورالعمل

FEMA-440 میزان کاربرد نرم افزارهای موجود در یک جامعه آماری از پروژه های انجام شده با یکدیگر مقایسه شده است که جدول مربوطه در ذیل ارائه شده است.

جدول ۱- مقایسه کاربرد برنامه‌های کامپیوتری در FEMA-440

نام برنامه	تعداد صورت شده	درصد صورت شده
ABAQUS	1	1%
ANSYS	3	5%
CASHEW/RUAUMOKO	3	**5%**
(Custom Software)	6	**9%**
DRAIN 2D	9	**14%**
DRAIN 2DX	8	**12%**
ETABS	3	**5%**
FEM-l	2	**3%**
FEM-ll	1	**1%**
SAP90	6	**9%**
SAP 2000	24	**35%**
Other	1	**1%**
Total Listings	66	

همانطور که در جدول فوق مشاهده می شود نرم افزار SAP-2000 امروزه به عنوان رایج‌ترین نرم‌افزار مهندسی در انجام تحلیل‌های غیرخطی شناخته شده است. محیط گرافیکی قوی، سهولت مدل‌سازی و نتایج قابل قبول از جمله عوامل موفقیت این برنامه بوده است. اما در عین حال شایان ذکر است که ضعف نرم افزار SAP-2000 در آنالیز غیرخطی دیواربرشی و معرفی مفاصل خمیری سازه‌های بتنی موجب درخشیدن نرم افزار PERFORM-3D با داشتن قابلیت‌هایی همچون آنالیز غیرخطی انواع سازه‌ها با وجود انواع دیوارهای برشی پیچیده (دارای بازشو) دال‌های کف، میراگرها و جداگرها لرزه‌ای شده است. علاوه بر این، با پیوستن نرم افزار PERFORM-3D به مجموعه نرم‌افزارهای CSI می‌توان بعد از این انتظار بهبود هرچه بیشتر جنبه‌های علمی و گرافیکی نرم افزار را نیز داشت.

۶- طرح مقاوم سازی :

پس از ارزیابی لرزه‌ای سازه و در صورت عدم ارضاء مقصود عملکردی مورد نظر، نوبت به ارائه طرح مقاوم‌سازی می‌رسد. در ارائه یک طرح مناسب مقاوم‌سازی، تشخیص نقاط ضعف سازه از اهمیت بالایی برخوردار است. تشخیص نقاط ضعف سازه گاه با انجام مطالعات تحلیلی بر روی مدل سازه (ارزیابی کمی) و گاه با ارزیابی چشمی

(ارزیابی کیفی) از وضعیت ساختمان موجود امکان‌پذیر است. به همین جهت مراجع موجود در زمینه ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای در کنار پرداختن به اصول ارزیابی کمی به مهندسین، جداول مختلفی را برای ارزیابی کیفی سازه ارائه داده‌اند که از جمله این مراجع می‌توان به گزارش FEMA-154[7] و همچنین راهنماهای مشابه داخلی همچون « شناسنامه فنی ساختمان‌های فولادی» اشاره کرد.

تجربه، تبحر و آگاهی مهندس محاسب از مفاهیم طراحی مفهومی می‌تواند به وی در تشخیص سریع و موثر نقاط ضعف سازه یاری دهد. بسته به نقاط ضعف هر سازه روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی قابل استفاده است. در انتخاب روش بهینه از بین گزینه‌های ممکن توجه به مسائلی همچون ملاحظات اقتصادی، عدم اختلال در کاربری ساختمان، زیبایی طرح و نوع لرزه‌خیزی منطقه ضروری است. درمیان مجموعه گزارش‌های FEMA، گزاش FEMA-172 به معرفی روش‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌پردازد که می‌تواند دید مناسبی برای مهندس محاسب ایجاد کند.

عمده روش‌های مورد استفاده در بهسازی لرزه‌ای عبارتند از:

۱- رفع بی نظمی‌های موجود درپلان و ارتفاع

۲- تکمیل مسیر انتقال نیرو

۳- اضافه کردن سیستم‌های باربر جانبی

۴- کاهش وزن ساختمان

۵- افزایش مقاومت و یا جایگزین کردن اعضا و المانهای ضعیف سازه

۶- استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای

۷- استفاده از سیستم‌های فعال و غیرفعال اتلاف انرژی (میراگیر) و...

پس از انتخاب طرح مقاوم سازی مجدداً باید سازه مقاوم‌سازی شده مورد ارزیابی قرار گیرد و ارضاء « مقصود عملکرد» مورد نظر کنترل گردد. در صورتیکه شرایط مقصود عملکردی مورد نظر تأمین شده باشد طرح پیشنهادی از نظر مهندسی قابل قبول است، در غیراینصورت باید مرحله مقاوم سازی سازه مجدداً انجام پذیرد.

فصل اول :

بهسازی و مقاوم سازی ساختمان

مقاوم سازی

ایران یکی از قدیمی ترین گاهواره های تمدن است و معماری و شهرسازی، دست کم از چهار هزار سال قبل در این سرزمین متداول بوده است.

آثار شامخ معماری و بقایای قصرها و شهرهای باستانی و دوام و بقای شگفت انگیز تعدادی از کهن ترین نمونه های ساختمانی و شهرسازی حکایت از تطّور و شکوفایی این فن ظریف و زیبا در کشور ما می کند. هنوز بیگانگان با شگفتی و اعجاب از ویرانه های در خور مباهات تخت جمشید دیدن می کنند. ساختمانها، میدانها، مساجد و گلدسته های شهر نام آور اصفهان در صدر فهرست جاهای دیدنی و مورد توجه سیاحانی قرار دارد که هر سال راهی خاور زمین می شوند.(۱)

سر پایداری شگرف این آثار باستانی و تاریخی که در موارد عدیده ای حتی در خور استفاده برای مردم این روزگار هستند، مانند شبستان و صحن مساجد قدیمی چند صد ساله شیراز و اصفهان و از مهمتر آستان قدس رضوی و امثالهم را باید در کوشندگی، دقت نظر، انتخاب مواد و مصالح مناسب و بادوام و موشکافی سازندگان آن جست که طبعاً وقوف و تبحرشان را در فن معماری بیان می کند.

طی شصت سال اخیر فن معماری و ساختمان و شهرسازی در ایران دگرگون شد. پس از یک دوره دویست ساله فترت که آشوبها و جنگهای داخلی و خارجی به معماران ایرانی فرصت خلق آثار بی همتایی مانند ساخته های دوران صفوی را نمی داد، به تدریج با شکل گیری دانش نوین معماری در ایران، تحصیل و تجربه دانشجویان ایرانی در خارج و تأسیس دانشکده های فنی و مهندسی، احداث ساختمان و سازه وارد مرحله تحول نوینی شد و چهرهء شهرهای ایران دگرگون شد. آمیزه هایی از سبکهای معماری باستانی-اسلامی و اروپایی در ساختمانهای رفیع و با عظمت دولتی، بانکها و شهرسازی پدید آمد. می توان پذیرفت که مهندسان ساختمانی و شهرسازی اروپایی مانند آلمانها، ایتالیاییها، چکها و فرانسویها که در خلال سالهای ۱۳۲۰-۱۳۱۰ در فعالیتهای ساختمانی ایران به کار گمارده شده بودند، گامهای نخستین را برداشتند. پیش از آن در دوران قاجار، گرچه آثاری به وجود آمد، اما این آثا هرگز به پای دوران صفوی نمی رسید و از دیدگاه بعضی از آگاهان، نشانهء انحطاط فن معماری اصیل ایران به شمار می رفت.

مهندسین اروپایی با شناخت و کاربرد ظریف معماری کهن ایرانی و نگرش به سبکهای عصر هخامنشی و ساسانی و تلفیق آن با معماری صفوی، زیبایی و اصالت معماری ایرانی را جلوه گر ساختند.

هنوز یک دهه به پایان نرسیده، مهندسین جوان ایرانی که به تدریج جایگزین بیگانگان می شدند بسیار شتابان و پر امید، مراحل بعدی را پیمودند و نتیجه آن هزاران سازه است که چهرهء مناطقی از کشور را دگرگون ساخته است. چهره ای که در خور

مقایسه با سیمای معماری و شهرسازی در صد سال پیش نیست و نه تنها از نظر ظاهر بلکه از نظر استحکام و پا برجا ماندن ساختمان و مقاومت در برابر بلایایی چون زلزله در خور توجه است.
در طول همین دهه بود که با آغاز فعالیتهای گسترش ارتباطات دریایی نظیر احداث بنادر جنوب و شکل گیری شهرهای بندری مانند خرمشهر، بندر جدیدالاحداث امام خمینی، بندر جدید بوشهر، بندر جدید انزلی، بندر جدید شاه (امروزه ترکمن) و ساخت اسکله های گوناگون، موج شکن، بارانداز و غیره در این بنادر، توجه به سازه های بتنی دریایی متداول گردید

برای آنکه نویسنده، متهم به قضاوت یک جانبه نشود توجه خواننده را به کتاب جالب و خواندی روزنامه اعتماد السلطنه(۲) حاوی یادادشتهای مرحوم اعتماد السلطنه محمدحسن خان وزیر انطباعات دوران اخیر ناصرالدین شاه جلب می کنم.
نویسنده یادداشتها که یادداشتهایش را برای خود و نه برای انتشار در دوران حیاتش می نوشته بارها و بارها از فرو ریختن سقف اتاق خانه خود یا خانه رجال دیگر عصر ناصری بر اثر ریزش برف و باران، فرو ریختن سقف و دیوار خانه خود را نگاشته است. در حالی که نویسنده یادداشتهای مذکور، وزیر احتساب (یعنی شهردار دار الخلافه تهران) نیز بوده است و از نظر اعتبار شخصی و اهمیت مقام، لابد در خانه ای مجلل و آبرومند به سر می برده است؛ حال آنکه در قبال ریزش سقف و دیوار اتاق بر اثر باران و برف مصونیت نداشته است.
توجه به نکته کوچک بالا و نیز این داستان که در دورانهای اخیر تاریخ یعنی عصر ناپدید شدن معماریهای با شکوه باستانی و صفوی، دیوار و حصار شهرهای ایران که از گِل بنا می شده است بنا به عقیده یک صاحب منصب انگلیسی حتی در برابر فشار شدید آب فرو می ریخته است؛ حکایت از آن می کند که از اوایل قرن ۱۹ میلادی، معماری علمی و فنی و مبتنی بر محاسبات و داده های آماری، به مثابه یک ضرورت تام و تمام خود نمایی کرده و هنر و مشخصه معماران ایرانی در این بوده است که با در آمیختن سنت و صنعت و زنده کردن نمادهای کهن معماری اصیل ایرانی، از دستاوردهای تکنیک نوین نیز بهره مند شوند.

آسیب شناسی و بهسازی سازه ها

مطالعه، تحقیق، آزمایش، بررسی، آسیب شناسی، ارائه طرح، نظارت، اجرا در خصوص تعمیرات، تعمیر، مرمت، بهسازی، حفاظت، احیا، تثبیت، آماده سازی سطوح (از قبیل سند بلاست، گریت بلاست و اترجت، اسید شویی)، آب بندی، بازیابی، آسیب درمانی، حل مشکل نفوذ پذیری، تزریق، تقویت و تعمیرات زیر آبی، در رابطه با کلیه سازه های صنعت راه و ساختمان اعم از فنداسیون- سد- پل- تونل- معادن- اسکله و بندر- سازه های دریایی و نفتی- ابنیه تاریخی و مذهبی و باستانی، ساختمانهای سنگین بتنی و فلزی، تأسیسات آبیاری و زهکشی استخرها و منابع آب و مایعات خورنده (شیمیایی، فاضلاب صنعتی)، تأسیسات فاضلاب- کشتارگاهها- سردخانه ها- کارخانجات و مراکز تولیدی با کف مخصوص- مترو- نیروگاهها- شمع و پایه- فرودگاهها- موج شکن- حوضچه های خشک- کانالها و مخازن بتنی و فلزی- سیلوها- سازهای بتنی پیش تنیده و پس تنیده- ابنیه دیوارهای ساحلی- استادیومها- راه و راه آهن ... که در اثر نفوذ نمکها، حملات کریدی و سولفاتی، اکسیداسیون، کربناسیون، مواد شیمیایی مخرب، چربیها، انبساط و انقباض، عوامل جوی و محیطی، سایش خطاهای طراحی، خطاهای اجرایی، آتش سوزی، تصادفات، بار و ضربه های پیش بینی نشده، حوادث غیر مترقبه و ... آسیب دیده یا خواهد دید،

با استفاده از مواد: کانی، پوزولانی، سرباره ای، سیلیسی (سیلیکافیوم...)، مواد شیمیایی از قبیل پلیمری (آکریلیک، استایرن، بوتادین)، لاتکس، مواد ازدیاد کننده حجم، الیاف مصنوعی، سیمانها یا چسبهای مخصوص، با به کارگیری روشهای دستی و مکانیکی پیشرفته معمول در صنعت راه و ساختمان و روشهای تخصصی از قبیل شاتکریت (بتن پاشی) پلیمراسون، حفاظت کاتودی، بخیه زدن، تزریق تَرکها و انجام کلیه آزمایشهای مربوط به موارد فوق الذکر.

از سوی دیگر کشور ما از اقلیم (آب و هوای) متنوع و متغیری برخوردار است. در زمستان، در بعضی نقاط شمالی ایران برفهای سنگین و سرمای سخت مشاهده می شود. در همان روزها که برف ارتباط روستاهای دور دست را قطع کرده و تأمین سوخت برای مردم از مسائل مبتلا بِه دایمی است، در جنوب کشور می توان تن به آبهای گرم خلیج فارس سپرد و در هوایی گرم و مطبوع به شنا پرداخت.

این چند گونگی آب و هوا، طبعاً نیاز به سازه های متنوع و متفاوت از نظر مصالح و موارد مصرفی، طراحی و اجرا را الزامی می دارد. هنوز دو دهه از بنا کردن دهها بندر و پل و اسکله و صدها آپارتمان و ویلا و دهها قصر و بازار و بازارچه در کرانه های شمالی خلیج فارس نگذشته، آثار اقلیم شرجی بر بیشتر این سازه ها پدیدار شده و نتیجتاً هزینه سنگینی برای بازسازی و بهسازی آنها، مورد نیاز می باشد.

هدف از نگارش این کتاب دقیقاً پرداختن به این مشکلات است که در مواردی به صورت مبهمات جلوه گر می باشد. به دلیل جدید بودن موضوع حتی در سطح جهانی، در بیان معرفی علل آسیب دیدگی و خرابی سازه های بتنی و راههای مرمت آن در زبانهای دیگر نیز مراجع زیادی یافت نمی شود و طبیعی است که این اولین کتابی است که در این خصوص به زبان فارسی به نگارش در می آید. به طور کلی می توان ادعا کرد که مستندات و مدارک در این خصوص بسیار نایاب و در حکم هیچ است. جای آن داشت که در این مورد گامهایی چند، ولو اولیه برداشته شود و میدان برای سخن گفتن در این بابِ نو گشاده گردد.

با اینکه موضوع و محتوای این کاتب کاملاً تخصصی است و معمولاً برای تشخیص دقیق علت یا علل آسیب دیدگی و انتخاب مواد و گزینش روشهای بهینه و بسنده برای بهسازی، سازه های بتنی باید از متخصصین بهره جست ولی چه جای درنگ و کوتاهی که در این خصوص به ارائه مدارک کتبی و رهنمودهای ولو نخستین نپردازیم و برای دانشجویان، مهندسان و مدیران و حتی معماران سنتی که عملاً به تلاش در این راه اشتغال دارند مطالب خواندنی و درخور توجه را فراهم نیاوریم.

نگارنده یقین دارد که در آینده نه چندان دور، تعداد دست اندر کاران فرهیخته و تحصیلکرده در صنعت راه و ساختمان در ایران، این سرزمین پهناوری که در جهت افزوده شدن چندین میلیون سازه و ساختمان کاملاً آمادگی دارد چندین صد برابر خواهد شد و پاسخگویی به نیازهای مختلف جمعیت صد میلیونی آن در سه دهه آینده، اقتضا خواهد کرد که معماری سازه و ساختمان دوران شکوفایی طلایی خود را آغاز کند.

در چنان شرایطی است که بی گمان روزی خواهد رسید بُنای ساده ما نیز ارزش مطالعه و روی آوردن به سنگپایه های علمی و تجربی مبتنی بر چرخهء فزاینده تکنیک را در خواهد یافت.

از این رو کوشیدم تا به زبان ساده و بدون وارد شدن به جزئیات و ذکر فرمولهای مربوط به کنش و واکنش، فرمولهای ریاضی، فیزیکی و شیمیایی که مصداق مثنوی هفتاد مَن خواهد شد، اطلاعاتی در اختیار علاقمندان قرار دهم. در حقیقت کاتب به مثابه

رهنمود و مدرک مفیدی برای کلیه مدیران و دست اندر کاران صنعت بتن کشور خود برانگیزاننده مباحث جدید و مشوق نویسندگان و محققان بعدی در آفرینش آثار آتی به شمار خواهد رفت.

تجربه های طولانی نویسنده در زمینه های مشاوره و اجرایی آسیب شناسی و بهسازی سازه های بتنی در ایران و خارج از کشور این واقعیت ذهنی پایدار را در مفکره اش شکل بخشیده که بسیاری از مهندسین رشته های راه و ساختمان به یک دلیل عمده و اساسی یعنی تدریس نشدن این رشته در دوران تحصیل در دانشکده و نیز جدید بودن مواد شیمیایی مورد مصرف در امور بهسازی سازه های بتنی آشنایی کافی با مطالب عنوان شده مندرج در این کتاب ندارند و اصولاً این رشته علمی در جهان و به عبارت اولی ایران، نوپا و ابتدایی می باشد.

از سوی دیگر با توجه به جمعیت فزاینده کشور، روز به روز نیاز به مسکن و شهرکها و مجتمعات مسکونی، پلها، راهها و شاهراههای ارتباطی، بنادر و اسکله بیشتر و مبرم تر خواهد شد و نیز نباید از یاد ببریم که همزمان با اختصاص بودجه های کلان به پروژه های عمرانی در کشورهای پیشرفته و در حال توسعه در سطح جهان، در خاک پهناور ایران نیز با توجه به سیاست سرمایه گذاریهای حال و آتی در حواشی خلیج فارس، حتی علیرغم کمبود آب، میلیونها هکتار اراضی وجود دارد که در قرن آینده بر حسب اجبار و احتیاج به مراکز تجمع و فعالیت بدل خواهد شد. مقایسه زودگذر جمعیت شهرهای ایران در حال حاضر با گذشته نزدیک حتی چهل یا پنجاه سال پیش و نگاهی سطحی به نقشه تقسیم بندی سیاسی و استانهای ایران در سال ۱۳۱۶ و تطبیق آن با سال ۱۳۷۲ و وضع خاص دموگرافی کشور، صحت ادعای نگارنده را به ثبوت می رساند.

در ایران فرصتهای نامتناهی درخشانی برای صنعت راه و ساختمان و شکل گیری مجتمعات مسکونی و صنعتی و تجاری و ارتباطی و شهرهای جدید وجود دارد. در این راستاست که مهندسین آینده، هرگاه بدون آشنایی کافی با مطالب آورده شده در این دانش جدید یعنی آگاهیهای لازم از نحوه عملکرد سیستمهای انتخابی و روشهای پیشنهادی در محیط کاملاً متفاوت کشورمان گامی بردارند و اقدام به کپی موارد مذکور از بعضی از استانداردها یا نشریات پراکنده نمایند و از طرف دیگر مدیران مسؤول پروژه ها بدون در دست داشتن منابع اطلاعاتی کافی تن به قبول پیشنهادهای آنان دهند؛ فرجام کار تحمل هزینه های کلان و ضایعات جبران ناپذیر خواهد بود.

مقدمه :

برای دستیابی به بهترین طرح بهسازی و مقاوم سازی ساختمان های بتن مسلح باید به نحوی اقدام کرد که سطح عملکرد ضایحت اگر در هدف طرح تعیین شده است تامین گردد از این رو باید زیر بنای تمام گام های مربوط به فرایند بهسازی ومقاوم سازی لرزه ای به خوبی درک و شناخته شود .

۱- هدف بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای

از مهمترین اهداف بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای تحقق موارد زیر است :

أ – تامین مقاومت در برابر زلزله های خفیف بدون هیچگونه آسیب

ب – تامین مقاومت دربرابر زلزله های متوسط بدون هیچگونه آسیب سازه ای ولی احتمال برخی خسارت های غیر سازه ای وجود دارد .

ج- تامین مقاومت در برابر زلزله های شدید که در محل سازه قبلاً رخ داده یا قابلیت وقوع دارد بدون فروریزی ولی احتمال برخی خسارت های سازه ای و غیر سازه ای وجود دارد .

۲- گام های کلی وویژه در فرایند بهسازی و مقاوم سازی

۲-۱- گام های کلی

این گام ها برای کلیه ساختمان های اعم از فولادی بتنی و مصالح بنایی قابل اعمال است و بیشتر چند عمومی یا کلی داشته وبه هیچ نوع از انواع ساختمان های اختصاص ندارد . تقسیم بندی کلی این گام ها به شرح زیر است :

أ – مبانی بهسازی و مقاوم سازی و تعیین سطوح عملکرد

ب – مبانی وروش های تحلیل

ج- روش های مقاوم سازی

۲-۱-۱- مبانی بهسازی و تعیین سطوح عملکرد

اجزایی این قسمت عبارتنداز :

۲-۱-۱-۱- تعیین مشخصات ساختمان

مشخصات هر ساختمان می تواند شامل اطلاعات مربوط به پیکر بندی از نظر معماری و از نظر سازه ای و هم چنین اطلاعات مربوط به اعضای سازه ای وغیر سازه ای که احتمالاً درهنگام رخداد زلزله بر روی نیروها وتغییر مکان های اعضای سازه ای اثر میگذارد باشد . در این قسمت باید اطلاعات مربوط به خواص مهندسی مصالح به کار رفته و نحوه ی استقرار اعضای سازه ای و اتصال آن به یکدیگر نیز تعیین شود .

۲-۱-۱-۲- تعیین مشخصات ساختگاه

یکی دیگر از اجزای مربوط به گام های عمومی در فرایند مقاوم سازی و بهسازی لرزه ای مشخص کردن وضعیت ساختگاه از نظر شرایط زیر سطحی و سطحی است که مشتمل بر نوع خاک وطبقه بندی آن است .

در این مرحله وضعیت شالوده نیز باد در پی بررسی ها میدانی وانجام آزمایش های لازم مشخص گردد .

۲-۱-۱-۳- بررسی وضعیت ساختمان های مجاور

در این قسمت اثر برخورد ساختمان های مجاور به " ساختمان هدف " و احتمال بروز آسیب یاخسارت در هنگام رخداد زلزله باید موردبررسی قرار گیرد . در چنین شرایطی لازم است تا آسیب یا خسارت متحمل در هنگام رخداد زلزله پیش بینی و تخمین زده شود . به عنوان مثال سقوط اجزای سخفت مانند قطعات نما و یا احتمال انفجار ، آتش سوزی ، نشت فواد آلاینده از جمله اطلاعاتی است ک باید به اتخاذ تصمیم نهایی گردآوری شود .

۲-۱-۱- ۴- تعیین سطوح عملکرد مورد انتظار

برای تعیین سطح عملکرد مورد انتظار برای ساختمان هدف لازم است مهندس مسئول طرح بهسازی با همکاری کارفرما ، به دلایلی در قسمت های قبلی مشخص کرده است یکی ازسطوح عملکردتحت خطر زلزله معین انتخاب نماید . لازم به ذکر است که سطوح عملکرد شامل چهار سطح اصلی و دو سطح میانی است.

سطوح عملکرد اصلی عبارتن از :

- قابلیت استفاده بی وقفه **fuffy operationf / immediqte occupancy**
- ایمنی جانی **life safety / operationf**
- آستانه ی فرو ریزش **near collapse**
- لحاظ نشده (تعیین نشده)

سطوح عملکرد میانی عبارتند از :

- خرابی مجدد **limited collapse**
- ایمنی جانی محدود **limited life safety**

۲-۱-۲- اهداف سطح عملکرد (**performance**)

هر سطح عملکرد به دو قسمت اصلی وابسته است ، یکی سطح آسیب و دیگری سطح خطرلرزه ای به عبارت دیگر برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین لرزه ، باید سطح خطر رادانست ومتناسب باآن آسیب قابل قبول یامورد انتظار را تعریف کرد . فلز اسطح هر آسیب باید متناظر با سطح خطر بوده باشد . از این روعملکرد

لرزه ای عبارت است از تعیین حداقل خسارت مجاز (سطح عملکرد) برای پذیرش خطر لرزه ای معین (حرکت زمین ناشی از زلزله) .

هدف از یک سطح عملکرد می تواند مشتمل بر سطوح مختلفی از آسیب برای سطوح مختلفی از حرکت زمین باشد. که در این صورت به نام هدف دوگانه یاچندگانه تعبیر می شود. سطح عملکرد بیانگر شرایط حدی مربوط به میزان و نحوه خسارت وارده بر سازه است که برای یک ساختمان معین وتحت اثر یک زلزله معین قابل قبول تلقی می شود .

این شرایط حدی بوسیله خرابی های فیزیکی درخرده سازه خطر جانی برای ساکنین ساختمان و میزان قابلیت سرویس دهی سازه پس از وقوع زلزله توصیف میگردد . سطوح عملکرد برای سیستم سازه ای وغیر سازه ای به طور جداگانه تقسیم میشود .

سطح عملکرد هدف به دو دسته تقسیم می گردد .

أ – سطح عملکرد سازه ای **sp-n** (**structural performance level**)

ب – سطح عملکرد غیر سازه ای **Np-n** (**Non - structural performance level**)

هر یک از این دو سطح می تواند مستقل از یکدیگر و یا با ترکیب هر دو سطح ، عملکرد کلی ساختمان را به دست دهد . سطوح و محدوده های عملکرد سازه ای با یک عنوان و یک عدد مصرفی میشوند . عدد مذکور را « عدد عملکردسازه ای » می نامند و به طور مخف به **sp-n** نمایش می دهند سطوح عملکرد سازه ای که عبارتند از « قابلیت استفاده بی وقفه » « ایمنی جانی » و « آستانه فرو ریزش » و ضعیت های خرابی مجزایی هستند که می توانند مستقیماً در ارزیابی و بهسای برای معرفی معیارای به کار روند . سایر عملکرد های سازه ای تعیین شده که عبارتن از « خرابی محدود» و « ایمنی جانی محدود » و « غیر قابل قبول » در حقیقت موقعیت هایی در سیستم طبقه بندی و شماره گذاری هستند که به صاحب ساختمان اجازه می دهد که بتواند به دلخواه عملکردساختمان را در این محدوده انتخاب کند . ذیلا تعریف و توضیح وضعیت خرابی در سطوح مختلف عملکرد ارائه میشود .

۲-۱-۲- ۱- سطوح عملکرد سازه ای عبارتنداز :

أ – استفاده بی وقفه یا اشغال فوری **sp-1** (**Immediate occupancy**)

دراین سطح از عملکرد ساختمان دارای عناصر اساسی افقی و قائم که در برابر زلزله مقاوم باشند (سیستم های لرزه بر) بوده و کلیه خواص و شاخصه های قبل از زلزله وظرفیت لرزه ای خود را حفظ می نمایند . این سطح عملکرد بر روی منحنی ظرفیت در شکل ۶ با محدوده **A** تا **B** مشخص شده است .

ب – کنترل خسارت یا خرابی محدود **sp – 2** (**Damag control**)

این سطح از عملکرد بیان عملکردی است که بین دو سطح عملکردی استفاده بی وقفه و ایمنی جانی قرار میگیرد . این سطح علمکرد بر روی منحنی ظرفیت در شکل **6** با محدوده **B** تا ۶ مشخص شده است .

در این حالت دراثر وقوع زلزله خرابی ها محدود ایجاد میگردد که با انجام مرتب بخش های آسیب دیده ادامه بهره برداری باشد . این حالت در حقیقت یک سطح عملکرد نیست بلکه یک محدوده ای از خرابی پس از زلزله است که بین سطح **SP–1** (قابلیت استفاده بی وقفه) و **SP – 3** (ایمنی جانی) متغیر است . این وضعیت میتواند معرف بسیار ی از حالاتی باشد که در آن بخواهیم خرابی سازه (به یک سطح بالاتر از ایمنی جانی محدود کنیم ولی مساله سکونت مورد توجه است .

مثالی از این حالت « خرابی محدود » حفظ جنبه معماری آثاربرجسته مثل ساختمان های تاریخی و یا سازه های مختلف وسایل ارزشمند می باشد . لازم به توضیح است که این محدوده غالباً برای مشخص کردن حالت بین سطوح عملکرد « استفاده بی وقفه » و « ایمنی جانی » بکارمی رود و عملکرد قابل انتظار از اکثر ساختمانهای جدید برای زلزله ای با **15** درصد احتمال در ۵۰ سال را در برمیگیرد .

ج- ایمنی جانی ، **SP – ۳** (**LOFE SAFETY**)

دراین حالت بر اثر وقوع زلزله در سازه خرابی ایجاد می شود ولی میزان خرابی در حدی که منجر به خسارت جانی شود ، نیست. این سطح عملکرد معرف وضعیتی ازخرابی پس از زلزله است که در آن خسارت قابل توجهی به سازه اعمال شده ولی هنوز حاشیه اطمینان تا سقوط کلی یا بخشی ازسازه وجود دارد . سطح خرابی از آن چه که برای سطح عملکرد « آستانه فرو ریزش » در نظرگرفته میشود ، کمتر است . اعضای اصلی و بزرگ سازه ای از جانی خرد بیرون نزده ونیفتاده اند و خطر جانی در داخل یا خارج ساختمان وجود ندارد .

گرچه درخلال زلزله صدمه دیدگی و جراحت ممکن است اتفاق میافتد ولی احتمال صدمه جدی منجر به مرگ ناشی از خرابی سازه ای بسیار کم است . این سطح از عملکر فاصله قابل توجهی با فرو ریزش کامل یا حزئی دارد و برروی منحنی ظرفیت در شکل ۶ در اطراف نقطه **G** مشخص شده است .

د – ایمنی جانی محدود **SP** -۴ (**FIMIFED WIFE SAFETY**)

در این سطح از عملکرد خسارت ها یا آسیب ک به میزانی است که ما بین دو حد ایمنی جانی و پایداری سازه ای واقع می شود . در این حالت بر اثر وقوع زلزله در سازه خرابی ایجاد می شود ولی میزان خرابی در حدی است که خسارت جانی حداقل شو د. این حالت نیز در واقع یک سطح عملرکر نیست بلکه یک محدوده ای ازوضعی خرابی پس از زلزله است که شرایط بدتر از سطح عملکرد « ایمنی جانی » و بهتر از سطح عملکرد « آستانه فرو ریزش » دارد در مصرف موقعیتی درطبقه بندی سطوح عملکرد است که شرایطی بهتر از سطح آستانه فرو ریزش دارد .

این شرایط جالت هایی راشامل می شودکه تامین سطح ایمنی جانی بهطورکامل مقرون به صوفه نیست سطح عملکرد غیر سازه ای که در این محدوده به کار می رود متغیرات و به هدف کنترل خراتبی بیستگی داردو محدوده**G** تا **I** بر روی منحنی ظرفیت که در شکل ۶ آورده مشخص می کند .

ه – آستانه فرو ریزش با پایداری سازه ای ، **۵ – SP** (**STRUCTURAL stabifity or near collopse**)

در این حالت بر اثر وقوع زلزله خرابی گسترده ای در سازه ای ایجاد می شود ولی ساختمان فرو نمی ریزد وتلفات جانی حداقل می باشد . این سطح عملکرد ، حد نهایی وضعیت خرابی پس از زلزله است که در آن کل یابخشی از سیستم سازه ای ساختمان در شرف فرو ریختن می باشد . خسارت های اساسی به سازه وارد شده و شامل کاهش شدید سختی و مقاومت در سیستم باربرجانبی است.

ولی درعین حال تمام اجزای اصلی سیستم باربرقائم همچنان قادر به ادامه باربری هستند . اگر چه ساختمان پایداری کل خود را حفظ میکند ولی احتمال صدمه دیدگی ناشی از سقوط اعضای سازه ای هم در داخل ساختمان و هم در خارج آن بهشدت وجود دارد که احتمال سقوط ساختمان در صورت وقوع پس لرزه زیاد است . باید توجه شود که قبل از اسکان مجدد درساختمان حتما تعمیرات سازه ای اساسی انجام شود . در این وضعیت برای ساختمان های بتنی قدیمی بسیار متحمل است که خسارات ایجاد شده به هیچ وجه ازنظر اقتصادی و فنی قابل جبران و تعمیر نباشد . در این سطح عملکرد خطر سقوط اجزا وجوددارد و به همین دلیل سطح عملکرد غیرساز های **NP – E** (غیر قابل قبول) معمولاً بااین سطح عملکرد سازه ای ترکیب می شود .

و – سطح عملکرد لحاظ نشده **۶- SP** (**Not considered**)

این حالت یک سطح عملکرد نیست بلکه موقعیتی را در طبقه بندی سطوح عملکرد نشان می دهد که تنها ارزیابی سیستم غیر سازه ای را در بر می گیرد .

لازم به توضیح است که بهسازی لرزه ای برای اجزایی غیر سازه ای بدون در نظر گرفتن سازه معمول نیست ولی در مواردی که اسی پذیری زیادی متحمل است مثل اتاق کامپیوتر و یا دستگاه های مهم وحساس می توان وجود سطح

عملکرد سازه ای « غیر قابل قبول » را در طبقه بندی سطوح عملکرد ساختمان ابزار مناسبی برای ارتباط طراح و مالک ساختمان تلقی نمود . بهطور خلاصه در این سطح از عملکرد فقط عناصر غیر سازه ای برای تقویت یابهسازی درنظر گرفته می شوند .

۲-۱-۲-۲- سطوح عملکرد غیر سازه ای

سطوح عملکرد غیر سازه ای به طور مخفف به شکل **NP-n** نمایش داده می شود . سطوح عملکرد غیرسازه ای که عبارتنداز:« خدمات رسانی بی وقفه »،« قابلیت استفاده بی وقفه » ، « ایمنی جانی » ، و « ایمنی جانی محدود » وضعیت های خرابی مستقلی هستند که می تواند مستقیماً در امر ارزیابی و بهسازی به منظور تعیین معیارهای فنی به کار برده شوند . دیگر عملکرد غیر سازه ای یعنی « غیر قابل قبول » صرفا برای تکمیل طبقه بندی در نظر گرفته شده و به کارفرما امکان انتخاب یشتر ی برای تعریف عملکرد مورد نیاز می دهد .

ز – قابلیت خدمات رسانی ، **NP – A** (**operational**)

در این حالت اجزایی غیر سازه ای بر اثر زلزله دچار خرابی بسیار جرئی می شوند به گونه های که خدمات رسانی ساختمان بهطور پیوسته فراهم است باین سطح بیانگر وضعیتی از خرابی پس از زلزله است که در آن اجزا و سیستم های غیر سازه ی عموماً درجای خود هستند و بدون خرابی قادر به انجام وظایفشان می باشند .

گرچه مقدار کمی به هم ریختگی و نیاز به تعمیر کردن قابل انتظار است ولی تمام وسایل و ماشین آلات باید درحال کارپابرجا بمانند . وسایل کمکی که ممکن است به علت خرابی های قابل توجه در خارج از ساختمان در دسترس نباشد باید تامین شود و تعهدات لازم برای مواجه بامشکلات احتمالی در زمینه حمل و نققل ارتباط با خارج ساختمان و دردسترس بودن مایحتاج بایددر نظر گرفته شود .

ج – بهره برداری بی وقفه **NP – B** (**Immediat occupancy level**)

وضعیتی از خرابی پس از زلزلهاست که در آن عموماً اجزا و سیستم های غیر سازه ای در جای خود باقی می مانند . مقدار کمی به هم ریختگی و نیاز به تعمیر کردن به خصوص به علت خرابی باجا بهجا شدن محتویات آن ها ، محتمل است . با وجود اینکه ماشین آلات و وسایل عمده وابسته شده و مهارت شده هستند ولی قابلیت کارایی آن ها پس از زلزله های شدید چندان مورد اطمینان نیست وممکن است در استفاده از آنها محدودیت هایی ایجاد شود راه های دسترسی و فرار مانند درها ، راهروها ، پله ها و آسانسور ها مختل نشده و استفاده از ساختمان ، بی وقفه میسرمی باشد .

ط – ایمنی جانی ، **NP – c** (**lifesafety**)

در این وضعیت پس از وقوع زلزله ممکن است خرابی های اساسی در سیستم ها واجزای غیر سازه ای اتفاق بیفتد ولی نباید شامل سقوط وفروریختن وسایل سنگین که باعث بروز مصدومیت های شدید چه در داخل ساختمان و چه در خارج آن می شود ، باشد . خطرات ناشی از شکستن لوله ها ونگه دارندهها در مواد سمی و یا لوله های مربوط به سیستم جلوگیری از آتش سوزی نباید وجود داشته باشد . سیستم های غیر سازه ای ممکن است در وضعیتی باشند که بدون تعمیرات ویاجایی کردن قابل استفاده نباشد . باوجود اینکه بروز صدمه دیدگی در خلال زلزله ممکن است اتفاق بیفتد ولی خطر صدمه دیدگی شدید و خطر جانی به علت خرابی اجزای غیر سازه ای بسیار کم است.

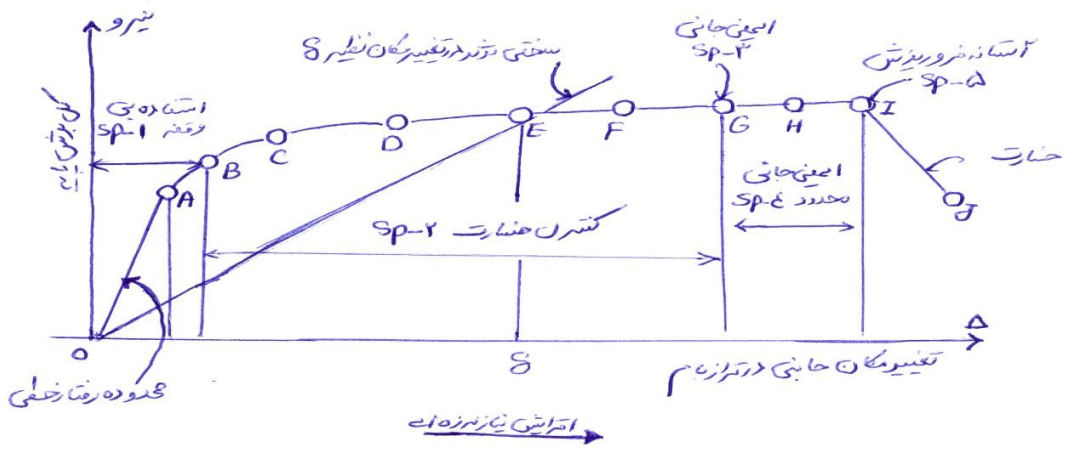
ی – کاهش خطر ، **NP – D** (**Reduced Hazard**)

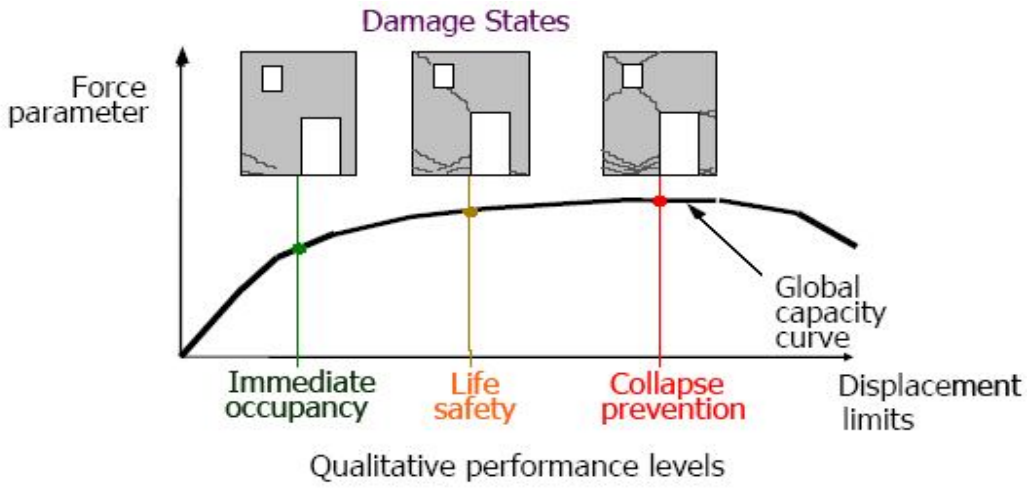
در این وضعیت ، آسیب های جدی به عناصر غیر سازه ای ، وارد میشود ، ولی نباید عناصر سنگین و بزرگ دچار آسیب شده باشند که در اثر آن ساکنین صدمه بیفتد .

ک – لحاظ نشده (منظور نشده) **NP – E** (**Not considered**)

این حالت یک سطح عملکرد نسبت بلکه معرف حالت عامی است که اجزای غیر سازه ای مورد ارزیابی و بررسی قرار نمی گیرد مگر آنکه اثر مستقیمی بر رفتار سازه داشته باشند ، مثل دیوار های پر کننده ها با مصالح بنایی و سایر جداگرهای سنگین این موقعیت در طبقه بندی برای توصیف دقیق سطح عملکرد ساختمان در حالت « آستانه فروریزش » که در آن اجزای غیر سازه ای در نظر گرفته نمی شود ، باید در نظر گرفته شود این سطح برای اینکه با سطح عملکرد سازه ای ۴- **sp** ترکیب شود ، در طبقه بندی در نظر گرفته شده است . به علاوه انتخاب اجرایی غیر سازه ای در سطح نا مشخص در بعضی موارد یک راه حل مدیریتی ریسک است که در ترکیب باسایر سطوح عملکرد بالا مورد استفاده قرار میگیرد درنظر گرفتن سطح عملکرد **NP – E** درطبقه بندی وسیله مناسبی برای ارتباط طراح و مالک ساختمان می باشد .

منحنی ظرفیت در حالت کلی





۲-۱-۲-۳- سطوح عملکرد ساختمان

برای بدست آوردن سطح عملکرد ساختمان لازم است ترکیبی بین سطح عملکرد عناصر سازه ای و غیر سازه ای به وجود آید . به طور خلاصه سطوح عملکرد ساختمان را می توان به صورت زیر دسته بندی کرد :

أ – سطح عملکرد بهره برداری(خدمت رسانی)(**operational**)(**A-1**)یا(**SPNP–A-1**)

از ترکیب دو سطح عملکرد بهره برداری بی وقفه اعضای سازه ای و عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه اعضای غیر سازه ای سطح عملکرد بهره برداری بی وقفه برای ساختمان به دست می آید . در این سطح از عملکرد ، آسیب وارده به ساختمان چندان اندک است که زندگی عادی در آن ادامه خواهد داشت و برای تعمیر قسمت های آسیب دیده هیچگونه مزاحمتی برای ساکنین بهوجود نخواهد آمد هم چنین خسارت های وارده به عناصر غیر سازه ای نیز اندک است به نحوه که مشکلی برای ساکنین به وجود نمی آورد . و ازهمه مهمتر سرویس های موقت و با اهمیت که از بیرون ساختمان تامین می گردند . (مانند خطوط تلفن و حمل و نقل ، ورود ، پارکینگ ها و ...) امکان پذیر باشد .

ب – سطح عملکرد بهره برداری بی وقفه (**Immediate occupancy**) (**B -1**) با (**SPNP – B-1**)

این سطح عملکرد مرادف با حالتی است که قصاهایی داخلی ساختمان و آمد و شد در آن عادی خواهد بود و اغلب سرویس ها پا برجا می باشد و تداوم این سرویس ها به صورت عادی مقدور نیست و ممکن است برخی از آن ها خسارت دیده باشند .

ج – سطح عملکرد ایمنی جانی (**LIFESAFETY**) (**SPNPC – 3**) یا (**C-3**)

سطح عملکرد ایمنی جانی به شرایطی اطلاق می شود که پیش بینی خرابی اعضای سازه ای و غیر سازه ای مانند افتادن بخش هایی از قسمت های غیر سازه ای ساختمان ، به صورت خطر جدی ساکنین را تهدید نکند . معمولاً این سطح از عملکرد پایین تر از سطح عملکرد پایین تر از سطح عملکرد آیین نامه های طراحی لرزه ای جدید است .

د – سطح عملکرد در آستانه فرو ریزش (**Structuraf salabifity**) (**E -5**) یا (**Spnpe-5**)

دراین سطح عملکرد ، عناصر سازه ای درحالی تحمل بارها ی قائم (ثقلی) را دارند که بارهای جانبی ناشی از زلزله تحمل نمی شود . در این حالت برای پس لرزه های احتمالی از نظر مقاومت محدوده ی رزرو وجود ندارد و عناصر غیر سازه ای ممکن است فرو ریزی و حتی خسارت ها و اسیب های سازه ای نیز متحمل است.

جدول ۱- ترکیب سطوح عملکرد اعضای سازه ای و غیر سازه ای برای تعیین سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد ساختمان						
سطوح عملکرد اعضای غیر سازه ای	**Sp-1** قابلیت استفاده بی وقفه	**Sp – 2** قابلیت کنترل خسارت خرابی محدود	**Sp-3** ایمنی جانی	**Sp- 4** ایمنی جانی محدود	**Sp- 5** آستانه فرو ریزش	**Sp – 6** لحاظ نشده
NP- A قابلیت خدمت رسانی بی وقفه	خدمت رسانی بی وقفه **A-1**	**A-2**	**NR A-3**	**NR A-4**	**NR A-5**	**NR A-6**
NP-B قابلیت استفاده بی وقفه	**B-1**	**B-2**	**B-3**	**NR B-4**	**NR B-5**	**NR B-6**

C-6	**C-5**	**C-4**	**C-3** ایمنی جانی	**C-2**	**C-1**	**NP –C** ایمنی جانی
D-6	**D-5**	**D-4**	**D-3**	**D-2**	**NR** **D-1**	**NP-D** ایمنی جانی محدود
NR **E-6**	**NR** **E-5**	**E-4**	**E-3**	**NR** **E-2**	**NR** **E-1**	**NP –E** لحاظ نشده

سطوح عملکرد ساختمان ، قابل ارجاع
سایر سطوح عملکرد ساختمان ، متحمل
عدم توصیه در ترکیب عملکردهای **SP - NP**

۲-۱-۲-۴- تحلیل خطر زلزله و تهیه طیف طراحی

برای هرگونه طرح بهسازی ومقاوم سازی لرزه ای لازم است عوامل مربوط به حرکت قوی زمین برای سطوح خطر مختلف برآورد کرد . روشهای این برآورد به صورت شما تیکی بدین صورت است:

سطوح مختلف خطر زلزله که ناشی از نوع حرکت زمین است به صورت های زیر تعریف می شود :

- سطح خطر – امرادف با زلزله سطح طراحی **DE** یا **DBE** (**Design Earthquake**)

این سطح خطر بر مبنای سطحی از لرزش های زمین است که احتمال وقوع زلزله ای بزرگتر از آن در ۵۰ سال برابر ۱۰ درصد می باشد دوره بازگشت زلزله سطح طراحی ۴۷۵ سال می باشد . این سطح خطر ماردف با سطح زلزله استاندارد ۲۸۰۰ است .

- سطح خطر – ۲ مرادف با بیشینه زلزله محتمل **mpe** (**Maximum probamle Earthquake**)

این سطح خطر بر اساس ۲ درصد احتمال رویدار ۵۰ سال تعریف می شود که دوره بازگشت متوسط آن ۲۴۷۵ سال است .

- سطح خطر انتخابی

این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب می باشد و درواقع می تواند معرف زلزله ای باهر احتمال رویداد در ۵۰ سال باشد .

- زلزله سطح بهره برداری **SE** (**serviceability Earthquake**)

زلزله سطح بهره برداری ، زلزله خفیف یا متوسطی است متناظر با سطحی از لرزشهای زمین که بر مبنای تئوری احتمالات احتمال وقوع زلزله ای بزرگتر از آن در ۵۰ سال برابر ۵۰ درصد است . دوره بازگشت متوسط زلزله سطح بهره برداری حدود ۷۲ سال می باشد که تقریباً آنرا ۷۵ سال معرفی می کند . این سطح زلزله عموما درحدود نصف زلزله سطح طراحی است . زلزله سطح بهره بردای که درمدت ۵۰ سال احتمال وقوع آن بیش از ۹۹/۵ درصد می باشد به عبارت دیگر این زلزله درطول عمر ساختمان اتفاق می افتد .

- زلزله سطح بیشینه **ME** (**Maximum Earthquake**)

زلزله سطح حداکثربه عنوان حداکثر سطح زلزله ای از یک منطقه با شرایط زمین شناسی معین انتظار می رود تعریف می شودبه صورتی احتمالاتی زلزله سطح حداکثر بیانگر سطحی لرزش های زمین است که احتمال وقوع زلزله بزرگتر از آن درسال ۵۰ سال برابر ۵۰ درصد می باشد .

- طیف طرح

پس از آنکه زلزله مورد نظر به منظور تعیین هدف عملکردی انتخاب شد بایدمشخصات آن به نحو مناسبی بیان گردد . نحوه بیان و استفاده از مشخصات زلزله مورد نظر به روشی که برای طراحی بر اساس عملکرد به کار گرفته می شود بستگی دارد . معمولاً بیان مشخصات زلزله به دو صورت انجام می گیرد یکی با استفاده از طیف پاسخ زلزله موردنظر و دیگری با استفاده اتز شتاب نگاشت و به شکل تاریخچه زمانی برای بیان مشخصات زلزله مورد نظر با استفاده از طیف پاسخ می توان از طیف پاسخ استاندارد ذکر شده درآیین نامه های استفاده کرد و یا اینکه طیف ویژه ساختگاه ر اتهیه و استفاده کرد .

- طیف طرح استاندارد

طیف طرح استاندارد به دو عامل مهم بستگی دارد یکی شتاب مبنای طرح (**A**) ودیگری ضریب بازتاب ساختمان (**B**) شتاب مبنای طرح را با استفاده از نقشه های پهنه بندی لرزهای که در آن ها میزان بیشینه شتاب زمین برای دوره های مختلف بازگشت آورده شده است به دستمی آورند میزان شتاب مرادف باسطح خطر – در نقشه پهنه بندی شتاب

با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (۱۰ ٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال) تعیین می گردد . طیف طرح مرادف با سطح خطر – ۱ بامیرایی ۵٪ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای نوع زمین به عنوان طیف طرح استاندارد ارائه شده است .

- طیف طرح ویژه ساختگاه

طیف طرح ویژه ساختگاه که بر مبنای تحلیل خطر ویژه و برای بهسازی ویژه مورد استفاده قرار میگیرد به چند عامل بستگی دارد . این چند عامل عبارتند از شرایط ساختگاه بزرگانی زلزله ، فاصله گسل تا ساختگاه نوع خاک ورابطه کاهندگی مربوط و روش بر آورد در سطح خطر .

برای تحلیل خطر ویژه ساختگاه باید گسل ها ی فعال در اطراف ساختگاه و تا شعاع ۱۰۰ کیلومتری تعیین گردد . پارامتر های لرزه خیزی را باید بر اساس بانک های اطلاعاتی زلزله و پیشینه لرزه خیزی منطقه تعیین کرد . باتوجه به شرایط ساختگاه از نظر ژئو تکنیکی ، لرزه زمین ساختی و زلزله شناختی باید رابطه کاهندگی مناسبی را به دست آورد .

- سطوح مقاوم سازی

باتوجه به سطوح عملکرد مورد انتظار ، روش و سطح مقاوم سازی متفاوت خواهد شد . سطوح مقاوم سازی به ۴ دسته زیر تفکیک می شوند .

- بهسازی و مقاوم سازی محدود

در این سطح از بهسازی و مقاوم سازی پایین ترین سطح عملکرد در نظر گرفته می شود به نحوی که ساختمان مقاوم شده تحت اثر زلزله ای که خفیف تر از زلزله سطح خطر – باشد ایمنی جانی ساکنین تامین گردد .

- بهسازی و مقاوم سازی مبنا

در این حالت انتظار می رود که ساختمان مقاوم سازی شده تحت اثر زلزله سطح خطر – ایمنی جانی ساکنین را تامین کند .

- بهسازی ومقاوم سازی مطلوب

در این سطح از بهسازی ومقاوم سازی انتظار می رود که اولا هدف بهسازی مبنا تامین گردد و ثانیا ساختمان مقاوم شده تحت اثر زلزله سطح خطر ۲- فرو نریزد .

♦ بهسازی و مقاوم سازی ویژه

در این سطح باید ساختمان مقاوم شده از عملکرد بهتری نسبت به سطح بهسازی مطلوب داشته باشد بهعبارت دیگر ساختمان مقاوم شده باید عملکرد بالاتری نسبت به سطح مطلوب در مقابل اثرات زلزله سطح خطر ۲- داشته باشد .

۲-۱-۳- مبانی ور وش های تحلیل

روش های تحلیلی که برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل های اعضای سازه در اثر نیروهای ناشی از زلزله سطح خطر به کار می روند عبارتند از :

أ – روش استاتیکی خطر

ب – روش دینامیکی خطر

ج- روش استاتیکی غیر خطی

د- روش دینامیکی غیر خطی

همانطور که ملاحظه می شود این چهار روش در واقع در درو گروه رو ش های خطی و غیر خطی قرار میگیرند که کاربرد هر یک از این گروه ها دارای محدوده ی معینی است . که در این قسمت ها ی بعد به صورت مختصر به آن ها اشاره می شود .

۲-۲- گام های ویژه

منظور از گام های ویژه اقداماتی است که باید برای سازه های مختلف از نظر نوع یا مصالح آن ها به کار برده شود . در این قسمت گام های ویژه مربوط به ساختمان های دارای اسکلت بتنی تشریح می شود .

۲-۲-۱- مشخصات مصالح و اجزای وجود لازم است ظرفیت اعضای سازه ای و اتصالات آنها برای استفاده در تحلیل مشخص شود . برای اینکار باید اطلاعات زیر از ساختمان موجود یا از طریق اسناد و مدارک فنی و در صورت موجود بودن به دست آید و یا با انجام آزمایش های ضروری تعیین گردد . این اطلاعات در دودسته زیر طبقه بندی می شود:

أ – مشخصات مصالح به کار رفته

ب – مشخصات اعضای سازه ای

الف) مشخصات مصالح به کار رفته

برای مصالح به کار رفته و هر نوع میلگرد مصرفی یا قطعه فولادی که دراعضای سازه ای و اتصالات تعبیه شده باید مقدار تنش تسلیم ومقاومت نهایی تعیین شود . چنانچه لازم باشد از طریق آزمایش این کمیت ها تعیین گردند در آن صورت باید به دست آوردن منحنی های تنش – کرنش ، می توان اطلاعات دیگری از رفتار مصالح بدست آورد . اطلاعات بدست آمده از اسناد و مدارک فنی از قبیل دفتر چه محاسبات یا نقشه های اجرایی را مشخصات کرانه پایین تلقی کرده و برای اینکه آن ها به سطح مورد انتظار تبدیل گردند باید به نحوه صحیحی افزایش داده شوند .
برای این کار از ضریب تبدیل استفاده می شود که درجدول ۲ آورده شده است :

جدول ۲- ضرایب تبدیل مشخصات مصالح از کرانه پایین به سطح مورد انتظار

مشخصات مصالح	ضریب تبدیل
مقاومت فشاری بتن	۱/۵
تنش کششی و تسلیم میلگرد	۱/۲۵
تنش تسلیم سایر مصالح فولادی (شل میل مهاره وغیره)	۱/۵۰

ب – مشخصات اعضای سازه ای

برای کلیه اعضای سازه ای باید اطلاعات زیر بررسی و مشخص شود . لازم به یاد آوری است که تطبیق این اطلاعات با شرایط واقعی که در عمل اجرا شده است درتعیین مشخصات اصلی ساختمان بسیار موثر است .

أ – ابعاد مقطع اعضاء و پیکربندی کلی ساختمان

ب – مشخصات اتصالات (میل مهارها ، مهاربندها ، سخت کننده ها ...)

ج – برآورد آسیب و شدت آن درشرایط موجود

د – بررسی شرایط محیطی آسیب رسان

۲-۲-۲- روش های آزمایش برای تعیین مشخصات مکانیکی مصالح

برای مدل سازی رفتار غیر خطی اعضای سازه ای و سنجش معیارپذیرش پاسخ ها باید کرانه پایین مشخصات مصالح و هم چنین مشخصات مورد انتظار مصالح معلو باشند . کرانه پایین برای عناصر و پارامتر هایی که پاسخ آن توسط نیرو کنترل می شوند و مشخصات مورد انتظار برای پاسخ هایی که توسط تغییر مکان کنترل می شود . به کارمی روند برای

تعیین مشخصات مکانیکی مصالح به دو روش می توان آزمایش را انجام داد که این روش ها به شرایط ساختمان هدف بهسازی وسطح عملکرد بستگی دارد .

۱- روش آزمایش ها مخرب

۲- روش آزمایش های غیر مخرب

♦ آزمایش های مخرب

برای نمونه بردای باید مقاطعی انتخاب شود که به لحاظ شرایط بارهای تقلی و تخمین شرایط بارهای ناشی از زلزله ، تحت کمترین تنش ها قرار میگیرند . این نمونه ها بعداً در آزمایشگاه تحت آزمایش های استاندارد تعیین مشخصات می شوند . تعداد نمونه ها باید به نحوی باشد که بتوان با میانگین گیری نتایج آن ها که کرانه ی پایین را به عنوان مشخصات مصالح تعیین کرد .

کرانه پایین مشخصات مصالح = (میانگین مشخصات نمونه ها) – (انحراف معیار)

آزمایش های مخرب که منطق بر استانداردهای شناخته شده هستند عبارتند از :

♦ مغره گیری (**Core test**)

آزمایش های مغره گیری باید بعد از تعیین و تخمین محل استقرار میلگردها به نحوی انجام شود که در عملیات مغره گیری آسیبی به میلگردها وارد شو د. برای تعیین محل میلگردها از دستگاه میلگرد یاب (**scanning**) استفاده میشود.

پس ازمغره گیری باید محل مغره توسط بتن یا ملاتی که خواص مکانیکی آنها حداقل در حد مشخصات بتن موجود باشد و ترمیم گردد . در آزمایش کندن که آسیب جدی به سازه وارد نمی کند ترمیم سطحی آن کافی است . این آزمایش های برای تکمیل کرن اطلاعات انجام می شود . مقاومت به دست آمده از مغره گیری باید کالیبر شده و به روش قابل قبولی به مقاومت فشار بتنی گردد .

از جمله استانداردهای مغره گیری می توان به استاندارد **ASTM C 42 M -99** مراجعه نمود . روش انجام آزمایش نیز بر طبق استاندارهای زیر قابل انجام است .

*** ASTM C391 C 39 M -99**
*** ASTM C46 /C 42M -99**
*** ASTM C496 -96**

♦ آزمایش های غیر مخرب

از جمله آزمایش های غیر مخرب که می تواند در تعیین مشخصات مکانیکی بتن به کار رود می توان به آزمایش های فراموت (اولتراسونیک) بر طبق استاندار **ASTM C597** و روش مقاومت نفوذ **ASTM C803** و روش منحنی سطحی یا برگشت **ASTM C805** اشاره نمود . آزمایش های غیر مخرب نبایدبه طور کامل جایگزین آزمایش های مخرب شوند ولی می توانند به صورت مستدل جایگزین برخی از آزمایش های مخرب شوند که عملاً انجام آنها غیر ممکن است لازم به ذکر است که نتایج آزمایش های غیر مخرب چندان با مقاومت واقعی بتن همخوانی ندارد واز این رو باید به نحو مناسبی آن ها را کالیبره کرد . برای تعیین مشخصات مکانیکی میلگردها ی مصرفی باید به دفترچه محاسبات و نقشه های اجرایی مراجعه کرد که درصورت در اختیار بودن آن ها می توان به عنوان کرانه پایین تلقی کرد و با استفاده از جدول ۱ مصالح مورد انتظار را بدست آورد .

روش آزمایش برای تعیین نقش جاری شدن کششی و مقاومت نهایی میلگرد ها را می توان در استانداردهای معتبر و از آن جمله **ASTM A 370 – 97a** استفاده کرد . چنانچه از میلگردهای موجود در سازه ساختمان برای آزمایش استفاده شود لازم است برای مرمت از میلگردهای جایگزین وصله هایی که موجب پیوستگی میلگردهای مقطع مورد نظر شود استفاده کرد تا خلخلی در مقاومت مقطع سازه ایجاد نگردد . اگردر ساختمان از میلگردهای بدون آج استفاده شده باشد باید مقدار آن ها را در برآورد مقاومت نصف در نظر گرفت .

تعیین حداقل نمونه های مورد نیاز بستگی به نوع برنامه ای که در آن برنامه برقرار است مشخصات مکانیکی مصالح تعیین گردد دارد مثلاً اگر قرار است در یک برنامه متعارف و معمول ، این مشخصات تعیین شود تعدادنمونه ها با نمونه هایی که در یک برنامه جامع و کامل لازم است متفاوت خواهد بود .

حداقل تعداد آزمایش درحالت کلی به عواملی مانند موارد زیر بستگی دارد :

* سن ساختمان
* ابعاد ساختمان
* امکان دسترسی به اعضای سازه ای
* وجود فرسایش و گستردگی آن دراعضا
* دقت مورد نیاز
* هزینه انجام آزمایش ها
* میزان اطلاعات معتبر

فصل دوم :

بهسازی و مقاوم سازی سازه های بتنی

۷-۱ مقدمه

مصرف بتن در سالهای اخیر در ایران رواج بسیار یافته است. شناخت کامل ماهیت و عملکرد بتن و مهمتر از همه استفاده صحیح و بجا از آن، بسیار حائز اهمیت است.

بتن سنگی است مصنوعی و مقاوم که از مخلوط کردن سیمان، آب و شن و ماسه (مصالح سنگی) و گاهی هوا، به نسبتهای مختلف به دست می آید. دسترسی به مواد اولیه بتن در اکثر نقاط ایران بسیار ساده است. در صورتی که تکنولوژی کاربرد و بهره گیری از بتن صحیح باشد، استفاده از این مصالح اقتصادی است و خواص فیزیکی و شیمیایی آنها قابل تطبیق با محیط، شرایط آب و هوا و مشخصات کار می باشد.

برخورد غلط با بتن ممکن است از دو جنبه باشد : یکی محاسبه و دیگری عدم تطبیق مشخصات بتن با شرایط محیطی. بتن باید در مقابل شرایطی که برای آن طرح شده است « با دوام » باشد، یعنی زودتر از عمر پیش بینی شده خراب نشود.

آسیب دیدگی بتن در اثر عوامل فیزیکی و شیمیایی ممکن است ،نتیجه حل شدن آن با آب شیرین و شور، کریستالیزاسیون، واکنش بعضی از عوامل موجود در سیمان سخت شده با مصالح سنگی یا آرماتورها باشد و یا عوامل مهاجمی مانند" سولفاتها و اسیدها یا منیزیم با اجزای سیمان" در تعادل شیمیایی قرار گیرند و باعث تخریب شوند. از اهم این آسیب دیدگیها" خوردگی الکتروشیمیایی آرماتورهای فولادی" در بتن است. نمود ظاهری این نوع خرابیها به صورت ترک، شوره زدگی، پوسته شدن، لکه های زنگ زدگی و غیره است.

۷-۲عوامل تخریب بتن

۷-۲-۱اشتباهات طراحی

به کارگیری استانداردهای نامناسب و مشخصات فنی غلط در رابطه با انتخاب مواد، روشهای اجرایی و عملکرد خود سازه، می تواند به خرابی بتن منجر شود. به عنوان مثال، استفاده از استانداردهای اروپایی و آمریکایی جهت اجرای پروژه هایی در مناطق خلیج فارس، جایی که آب و هوا و مواد و مصالح ساختمانی و مهارت افراد متفاوت با همه این عوامل در شمال اروپا و آمریکاست، باعث می شود تا دوام و پایایی سازه های بتنی در مناطق یاد شده کاهش یافته و در بهره برداری از سازه نیز با مسائل بسیار جدی مواجه گردیم.

۷-۲-۲ اشتباهات اجرایی

کم کاریها، اشتباهات و نقصهایی که به هنگام اجرای پروژه ها رخ می دهد، ممکن است باعث گردد تا آسیبهایی چون پدیدهٔ لانه زنبوری، حفره های آب انداختگی، جداشدگی، ترکهای جمع شدگی، فضاهای خالی اضافی یا بتن آلوده شده، به وجود آید که همگی آنها به مشکلات جدی می انجامند.

این گونه نقصها و اشکالات را می توان زاییدهٔ کارآئی، درجهٔ فشردگی، سیستم عمل آوری، آب مخلوط آلوده، سنگدانه های آلوده و استفاده غلط از افزودنیها به صورت فردی و یا گروهی دانست.

۷-۲-۳عوامل تخریب بعدازاجرا

۷-۲-۳-۱اثرات مواد مختلف روی بتن و بتن مسلح

1- کلرورها :

بتن را تجزیه می کند- در بتن ترک خورده و متخلخل روی فولاد اثر می گذارد.

2 - سولفاتها :

بتن را تجزیه میکند – در بتن ترک خورده و متخلخل روی فولاد اثر می گذارد.

3- نیتراتها:

بتن را تجزیه می کند- در بتن ترک خورده و متخلخل روی فولاد اثر می گذارد.

4- اسیدها :

بتن را تجزیه می کند- در بتن ترک خورده و متخلخل روی فولاد اثر می گذارد.

عمل تخریب در هر موردی متفاوت است. اثرات مواد مهاجم نه تنها به ماهیت شیمیایی(یعنی ترکیب عامل خورنده" رطوبت ،گاز یا هوا)،بلکه به تماس، سرعت، فشار مایعات، وزن مخصوص خاکهای مجاورو درصورتی که حمله ازطریق آبهای زیرزمینی صورت گیرد، درجه حرارت محیط، بارگذاریها و عوامل دیگر بستگی دارد. نتیجتاً ، تهاجم محیط نه تنها با شیمی آن بلکه با مجموعه ای از عوامل فیزیکی و شیمیایی، تماس سازه با محیط اطراف و اشکال خاص روندهی مخرب ،نیز بیان می شود.

ماده	نوع اثرات

سولفاتهای :	
آمونیوم	بتن راتجزیه می کند – در بتن متخلخل و ترک خورده روی فولاد اثر می گذارد.
آلومینوم	بتن را تجزیه می کند – در بتن متخلخل وترک خورده روی فولاد اثر می گذارد.
آهن (دو ظرفیتی)	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
نیکل	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
منیزیم	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
منگنز	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
کلسیم	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
پتاسیم	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
سدیم	بتن با مقاومت کم در مقابل سولفاتهای را تجزیه می کند.
آهن (سه ظرفیتی)	بتن نامرغوب را تجزیه می کند .
روی	بتن را به کندی تجزیه می کند.
کلرورهای :	
آلومینیوم	بتن را به سرعت تجزیه می کند – در بتن متخلخل و ترک خورده روی فولاد اثر میگذارد .
آمونیوم	بتن را به سرعت تجزیه می کند – در بتن متخلخل و ترک خورده روی فولاد اثر میگذارد .
مس	بتن را به سرعت تجزیه می کند – در بتن متخلخل و ترک خورده روی فولاد اثر میگذارد .

جدول ۷- ۱ اثر مواد مخلتف روی بتن و بتن مسلح

۷-۲-۳-۲نفوذ نمکها

نمکهای ته نشین شده که حاصل تبخیر و یا جریان آبهای دارای املاح می باشند و همچنین نمکهایی که توسط باد در خلل و فرج و ترکها جمع می شوند، هنگام کریستالیزه شدن می توانند، فشار مخربی به سازه ها وارد کنند که این عمل علاوه بر تسریع و تشدید زنگ زدگی و خوردگی آرماتورها به واسطه وجود نمکهاست. تر وخشک شدن متناوب نیز می تواند ،تمرکز نمکها را شدت بخشد، زیرا آب دارای املاح، پس از تبخیر، املاح خود را به جا می گذارد.

۷-۲-۳-۲-۱حملات کلریدی

وجود کلرید آزاد در بتن می تواند به لایهٔ حفاظتی غیر فعالی که در اطراف آرماتورها قرار دارد، آسیب وارد نموده و آن را از بین ببرد.

خوردگی کلریدی آرماتورهایی که درون بتن قرار دارند، یک عمل الکتروشیمیایی است که بنا به خاصیتش، جهت انجام این فرآیند، غلظت مورد نیاز یون کلرید، نواحی آندی و کاتدی، وجود الکترولیت و رسیدن اکسیژن به مناطق کاتدی در سل (CELL)خوردگی را فراهم می کند.

گفته می شـود که خوردگی کلریدی وقتی حاصـل می شـود که مقدار کلرید موجود در بتن بیش از ۰/۶ کیلوگرم در هر متر مکعب بتن باشد. ولی این مقدار به کیفیت بتن نیز بستگی دارد.

خوردگی آبله رویی حاصل از کلرید می تواند موضعی و عمیق باشد که این عمل در صورت وجود یک سطح بسیار کوچک آندی و یک سطح بسیار وسیع کاتدی به وقوع می پیوندد که خوردگی آن نیز با شدت بسیار صورت می گیرد.

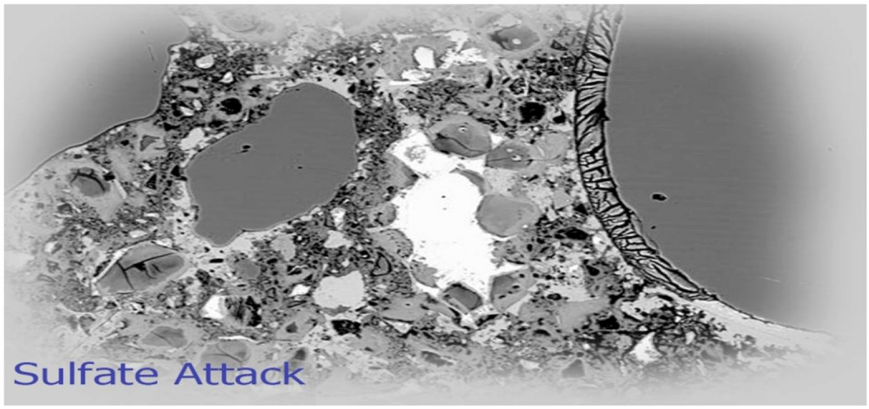
از جمله مشخصات (FEATURES) خوردگی کلریدی، می توان موارد زیر را نام برد:

- هنگـامی کـه کلریـد در مراحل میانی ترکیبات (عمل و عکس العمل) شـیمیایی مورد اسـتفاده قرار گرفته ولی در انتها کلرید مصرف نشده باشد.
- هنگامی که تشـکیل همزمان اسـید هیدروکلریک، درجه PH مناطق خورده شده را پایین بیاورد. وجود کلریدها هم می تواند به علت استفاده از افزودنیهای کلرید باشد و هم می تواند ناشی از نفوذیابی کلرید از هوای اطراف باشد.

فرض بر این است که مقدار نفوذ یونهای کلریدی تابعیت از قانون نفوذ FICK دارد. ولی علاوه بر انتشار (DIFFUSION) بـه نفوذ (PENETRATION) کلریـد احتمال دارد،به خاطر مکش موئینه (CAPILLARY SUCTION) نیز انجام پذیرد.

۷-۲-۳-۲-۲ حمله سولفاتها

عبارت اسـت از حرکت یونهای سـولفات SO^{3+}به داخل بتن و ترکیب آنها با آلومیناتها و در نتیجه تورم و ترکیدگی بتن در جایی که واکنش های شیمیایی مضر اتفاق می افتد.



شکل۷- ۲ حمله ی سولفاتها

کوکاکا بیان می کنند که گازهای خشـک برای اجزاء سـاختمان مضـر نمی باشند، ولی همراه با رطوبت به داخل خمیر سیمان نفوذ کرده، باعث خرابی بتن می شوند. هرچند SO_2 (Sulfur Dioxide) خشک برای بتن مضر نمی باشد، ولی به هر حال یک واحد حجم آب، ۴۵ واحد حجم گاز را حل می کند که محلول اسید سولفوریک حاصل باعث خرابی بتن می شود.

در تـأسیسات صنعتـی، در جائیـکه سولفـور دی اکسیـد از دوده آزاد شده و با رطوبت اتمسفر ترکیب می شود،باعث تولیدسولفیدریک اسیدی می شود که برای بتن و فولاد مضر می باشد. این واکنشها، عامل اصلی کاهش وزن مخصوص، مقاومت و دوام بتن می شوند.

که با اجزاء آلومیناتی سیمان ترکیب شده تولید اترینگایت(Itrringite) می نماید که به آلومینات – سولفو، کلسیم معروف است. اتـرینگایت در محلول کلـرور حل شده و در زمان شستشوی سطح بتن از روی آن پاک می شود و به دلیل تخلخل زیاد خلل و فـــرجهای موئینـــه موجود در بتن سـخت شده بخاطر نسبت آب به سیمان بالا W/C در زمان ساخت بتن و اثر حمله سولفاتها باعث خرابی بتن می گردد. همچنین می تواند در اثر آب شویی (Leaching) مداوم، سولفات کلسیم و گچ بوجود آید.

مکانیزم فیزیکی داشـته که در اثر از دسـت دادن رطوبت در منافذ موئینه، نمکها غلیظ و کریسـتاله گردند، که همانند مکانیزم عمل انجماد و ذوب شـدن مکانیزم فیزیکی آن سـبب ترک خوردگی می شـود. واکنش شـیمیایی سـولفات ها با هیدرواکسید کلسیم آزاد $CaOH_2$، محصول هیدراسیون ترکیب شده ،ساختار منافذ بتن را تخریب می نماید. واکنش یـــون سولفـــات با فـاز C_3A سیمان تولیـد اترینگایت حجیم می نماید و سبب ترک خوردگی می شود.

محلول نمکهای سـولفاتی از قبیل سولفاتهای سدیم و منیزیم به دو طریق می توانند، بتن را مورد حمله و تخریب قرار دهند. در طریق اول یون ســولفـات ممکن اســت، آلومینـات ســیمـان را مورد حملـه قرار داده و ضـــمن ترکیـب، نمکهای دوتایی از قبیـل:(THAUMASITE)و (ETTRINGITE)تولید نماید که در آب محلول می باشـــند. وجود این گونه نمکها در حضور هیدروکسید کلسیم، طبیعت کلوئیدی(COLLOIDAL) داشته که می تواند ،منبسط شده و با ازدیاد حجم، تخریب بتن را باعث گردد. طریق دومی که محلولهای سـولفاتی قادر به آسـیب رسـانی به بتن هستند، عبارتست از: تبدیل هیدروکسید کلســیم به نمکهای محلول در آب مانند گچ (GYPSUM) و میرابلیت (MIRABILITE)که باعث تجزیه و نرم شـــدن سطوح بتن می شود و عمل (LEACHING) یا خلل و فرج دار شدن بتن به واسطه یک مایع حلال، به وقوع می پیوند.

۷-۲-۳- ۳نفوذ آب داخل بتن

نفوذ آب به داخل خلل و فرج موئینه، باعث ایجاد تنش در اثر تشکیل کریستالهای یخ زدگی می شود.

۷-۲-۳-٤ حمله قلیایی ها

حرکت یونهای قلیایی و واکنش با مصالح سنگی در حضور آب منجر به ایجاد ژل متورم می شود.

۷-۲-۳-٤-۱عکس العمل قلیایی سنگدانه ها

در این قسمت می توان از واکنشهای "قلیایی- سیلیکا" و "قلیایی- کربناتها" نام برد.

عکس العمل قلیایی – سـیلیکا(ALKALI-SILICA) عبارتســت از: ژلی که از عکس العمل بین هیدروکسـید پتاسـیم و سـیلیکای واکنش پذیر موجود در سـنگدانه حاصـل می شـود. بر اثر جذب آب، این ژل انبسـاط پیدا کرده و با ایجاد تنشـهایی

منجر به تشکیل ترکهای درونی در بتن می شود. واکنش قلیایی –کربنات، بین قلیاهای موجود در سیمان و گروه مشخصی از سنگهای آهکی (DOLOMITIC) که در شرایط مرطوب قرار می گیرند، به وقوع می پیوندد. در اینجا نیز انبساط حاصله باعث می شود تا ترکهایی ایجاد شود یا در مقاطع باریک خمیدگیهایی به وجود آید.

۷-۲-۳-۵خوردگی آرماتورهای فولادی

نفوذ یون های کلر به سطح فولاد باعث ایجاد خوردگی و ترک خوردگی بتن می شود.

یون کلر با آلومینات ترکیب شده تولید کلرور آلومینوم می نماید که مقدار آنرا برای ترکیب شدن با گچ یا سولفات ها کاهش می دهد، در واقع کمک به کاهش ترکیبات سولفاته می کند.

۷-۲-۳-۵-۱کربناسیون

گاه لایه حفاظتی که در مجاورت آرماتور داخل بتن موجود است، در صورت کاهش PH بتن اطراف، به کلی آسیب دیده و از بین می رود. بنابراین نفوذ دی اکسید کربن از هوا، عکس العملی را با بتن آلکالین ایجاد می نماید که حاصل آن کربنات خواهد بود و در نتیجه درجه PH بتن کاهش می یابد. همچنان که این عمل از سطح بتن شروع شده و به داخل بتن پیشروی می نماید؛ آرماتور بتن تحت تأثیر این عمل دچار خوردگی می گردد. علاوه بر خوردگی، دی اکسید کربن و بعضی اسیدهای موجود در آب دریا می توانند هیدروکسید کلسیم را در خود حل کرده و باعث فرسایش سطح بتن گردند.

۷-۲-۳-٦آسیب براثرآتش

آتش باعث قلوه کن شدن بتن و تخریب پوشش آرماتورها می شود.

۷-۲-۳-۷ ترک خوردگی پوشش بتنی

ترکیب مواد شیمیایی با هیدرواکسید کلسیم $CaOH_2$و سیلیکات کلسیم CSH در مجاورت رطوبت تولید ژل متورم می نماید که سبب ترک خوردگی پوشش بتنی می گردد.

۷-۲-۳-۸ تخریب بتن براثرحرارت

سه عامل اصلی وجود دارد که می توانند مقاومت بتن را در مقابل حرارت بالا تعیین کنند. این عوامل عبارتند از:

توانایی بتن در مقابله با گرما و همچنین عمل آب بندی، بدون اینکه ترک، ریختگی و نزول مقاومت حاصل گردد.

ظرفیت گرمایی بتن (HEAT CAPACITY) باید توجه داشت، دو مکانیزم کاملاً متضاد انبساط (EXPANSION) و جمع شدگی مسؤول خرابی بتن در مقابل حرارت می باشند. در حالی که سیمان خالص به محض قرار گرفتن در مجاورت

حرارتهای بالا، انبساط حجم پیدا می کند، بتن در همین شرایط یعنی در معرض حرارتهای (دمای) بالا، تمایل به جمع شدگی و انقباض نشـان می دهـد. چون حرارت بـاعـث از دســت دادن آب بتن می گردد، نهایتاً اینکه مقدار انقباض در نتیجه عمل خشـک شدن از مقدار انبساط فراتر رفته و باعث می شود، جمع شدگی حاصل شود و به دنبال آن ترک خوردگی و ریختگی بتن به وجود می آید.به علاوه در درجه حرارت ۴۰۰ درجه سـانتی گراد، هیدروکسـید کلسـیم آزاد بتن که در سـیمان پر تلند هیدراته شـده موجود است، آب خود را از دست داده و تشکیل اکسید کلسیم می دهد. سپس خنک شدن مجدد و در معرض رطوبت قرار گرفتن باعث می شـود، تا از نو عمل هیدراته شـدن حاصل شود که این عمل به علت انبساط حجمی موجب بروز تنشـهای مخرب می گردد. هچنین انبسـاط و انقباض نا هماهنگ و متمایز مواد تشـکیل دهنده بتن مسـلح مانند آرماتور، شـن، ماسه و... می توانند، در ازدیاد تنشهای تخریبی نقش مؤثری داشته باشند.

۷-۲-۳-۹عمل یخ زدگی

برای بتنهای خیس، عمل یخ زدگی یک عامل مخرب می باشد، چون آب به هنگام یخ زدن ازدیاد حجم پیدا کرده و باعث تولید تنشهای مخرب درونی شده و لذا بتن ترک می خورد. ترکها و درزهائیی که نتیجه یخ زدگی و ذوب متناوب می باشند، باعث می گردند سطح بتن به صورت پولکی درآمده و بر اثر فرسایش، خرابی عمق بیشتری یابد. بنابراین عمل یخ زدگی بتن و میزان تخریب حاصله، بستگی به درجه تخلخل و نفوذپذیری بتن دارد که این موضوع علاوه بر تأثیر ترکها و درزهاست.

۷-۲-۳-۹-۱ نمکهای ذوب یخ

اگر برای ذوب نمودن یخ بتن، از نمکهای ذوب یخ استفاده شود، علاوه بر خرابیهای حاصله از یخ زدگی، ممکن است ،همین نمکها نیز باعث خرابی سـطحی بتن گردند. چون باور بر آن اسـت که خرابیهای حاصـل از نمکهای ذوب یخ، در نتیجه یک عمل فیزیکی به وقوع می پیوندد، غلظت نمکها، موجود بودن آبی که قابلیت یخ زدگی داشـته باشـد و در کل فشـارهای هیدرولیکی و غشایی (OSMOTIC) نقش بسیار مهمی در دامنه و وسعت خرابیها ایفا می کنند.

۷-۲-٤علل دیگر

علل بسیار دیگری نیز باعث آسـیب دیدگی و خرابی بتن می شوند که در سالهای اخیر شناسایی شده اند. بعضی از این عوامل دارای مشـخصات خاصی بوده و کاربرد بسیار موضعی دارند. مانند تأثیر مخرب چربیها بر کف بتن کشتارگاهها، مواد اولیه در کارخانه ها و کارگاههای تولیدی، آسـیب حاصـله از عوارض مخرب فاضـلابها و مورد استفاده قرار دادن سازه هایی که برای منظورها و مقاصـد دیگری سـاخته شده باشند، نه آنچه که مورد بهره برداری است. مانند تبدیل ساختمان معمولی به سردخانه، محل شستشو، انباری، آشپزخانه، کتابخانه و غیره. با این همه اکثر آنها را می توان در گروه زیر طبقه بندی نمود:

۱- ضربات و بارهای وارده (ناگهانی و غیره) در صورتی که موقع طراحی سازه برای این گونه بارگذاریها پیش بینیهای لازم صورت نگرفته باشد.

2- اثرات جوی ومحیطی

3- اثرات نامطلوب مواد شیمیایی مخرب

۸-۱ ارزیابی سازه های بتنی

تعیین علت خرابی مهمترین و مشکلترین مرحله در فرآیند تعمیر است.ارزیابی تعمیر امکان پذیر نیست، مگر اینکه به علت خرابی پی ببریم. به منظور ارزیابی سا زه هایی که در معرض خرابی پیشرفته هستند، بررسی وضعیت غالباً ضروری است.بررسی وضعیت می تواند ارزیابی سریع چشمی تا ملاحظات پیچیده ای را که اجرا و برنامه ریزی آنها طولانی تر است، شامل شود.

برخی از روش های ارزیابی عبارتند از :

- نمونه گیری از بتن
- ارزیابی آزمایشگاهی

۸-۲ پیشگیری وحفاظت از سازه های بتنی

برای طراحی و ساخت یک سازه برای طول عمری مشخص لازم است ،پیش بینی های لازم انجام شود و اقدامات مناسب برای پیشگیری از بروز مشکلات در طول ساخت و طی کل عمر بهره برداری صورت پذیرد.

برخی از عواملی که در جهت پیشگیری از وقوع نقص در سازه های بتنی می شود عبارتند از :

- استفاده از سنگدانه های سالم با دانه بندی مناسب مطابق ASTM – C33
- مشخص کردن افزودنی های تقلیل دهنده آب مطابق ASTM – C494
- مشخص کردن اسلامپ و کارایی
- لزوم عمل آوری کافی که لازمه رسیدن به بتن با کیفیت خوب است.
- در صورت استفاده از مواد هوازا لزوم مطابقت داشتن با ASTM – C494
- بتن ریزی صحیح
- به کارگیری شیوه های پرداخت مناسب

بتن تحت شرایط محیطی که در آن قرار دارد نیاز به محافظت دارد.هنگامی که در اثر حمله شیمیایی بتن ضعیف می شود،تنش های فشاری به آن آسیب می زنند. اگر کنترلی در برابر حمله عوامل فیزیکی و شیمیایی به بتن صورت نگیرد، بتن کاملاً خراب خواهد شد.

برخی روشهای حفاظت از بتن عبارتند از :

- کاربرد لایه محافظ با ملات اصلاح شده لاتکسی
- تزریق درزگیرها
- رنگ زدن

۸-۳ ترمیم و تقویت سازه های بتنی

در صورتی که در مرحله ارزیابی که توسط متخصصین صورت می گیرد،مشخص شود که سازه نیاز به ترمیم و تقویت دارد، روشهای ترمیمی ارائه می شود:

۸-۳-۱ مواردی که در ترمیم سازه ها باید مد نظر قرار گیرد ،عبارتست از :

- هزینه ها
- دوام اعضای اصلی و جدید
- مهارت نیروی انسانی موجود
- امکان کنترل کیفیت مطلوب
- امکان استفاده از سازه در حین و پس از عملیات ترمیم
- حفظ زیبایی کلی سازه

۸-۳-۲ برخی راهکارهای کلی تقویت سازه ها عبارتند از :

۸-۳-۲-۱ عملیات ترمیمی

پس از اینکه عامل یا عوامل سازه دقیقاً مشخص شد، مهندسین مسؤول با در نظر گرفتن هزینه اقدامات لازم، عملیاتی را که برای استفاده و ادامه بهره برداری از سازه برای مدت مورد نظر ضروری است، به کارفرما ارائه می دهند. این عملیات ممکن است شامل خراب کردن و از بین بردن کامل سازه و ساخت مجدد آن باشد ؛یا اینکه تعمیرات اساسی صورت گیرد و یا اینکه روشهایی اتخاذ شود تا پیشروی خرابی و فرسودگی را در سازه کاهش دهد. البته این امر یعنی کاستن از سرعت پیشرفت خرابی در سازه، در مواقعی ضرورت می یابد که امکان تعمیرات اساسی پیشگیری کننده وجود نداشته باشد، مانند تخریبی که علت اصلی آن عکس العمل واکنش قلیایی- سیلیکا می باشد.

در هر حال اگر در مراحل تشخیص و ارائه راه حل، تعمیر سازه به عنوان تصمیم مقتضی، اتخاذ شده باشد، با در نظر گرفتن نوع سازه بتنی، طرق متعددی برای اجرای این تعمیرات موجود می باشد که اعم آنها عبارتند از:

- جایگزین نمودن تمام یا قسمتی از المانهای سازه
- تزریق و تلقیح ترکها
- چسباندن المانهای فلزی کمکی (مانند آرماتور، صفحات فلزی، بخیه و ...)

۸-۳-۲-۲ پوششها

از آنجا که با توجه به موقعیت و موضع مناطق تحت تعمیر سازه، ممکن است عمل تعمیر در شرایط کاملاً خشک، نیمه خشک، و داخل آب (مغروق) انجام گیرد، مطالبی که در پی خواهد آمد، شامل تمامی روشهای مرتبط و معمول در صنعت بتن می باشد.

۸-۳-۲-۳ آماده سازی سطوح

قبل از انجام و اعمال سیستم تعمیری، سطوح بتن مادر (قدیم) بایستی کاملاً آماده گردد. از جمله اهداف اصلی آماده سازی سطوح را می توان موارد زیر ذکر نمود:

- بر طرف نمودن تمامی تکه ها و قطعه های نا مناسب و نرم و جدا شدهٔ بتنی جهت ایجاد سطحی مناسب با مقاومت کافی.
- تمیز نمودن تمامی سطوح از آلودگیها. این آلودگیها مانع از ایجاد چسبندگی لازم بین لایه تعمیری و بتن مادر می گردند.
- آشکار نمودن و در دسترس قرار دادن طول و یا عمق آرماتورها برای تمیز کردن، تقویت، پوشش و...
- ازدیاد درجه زبری سطوح بتنی جهت ایجاد سطح تماس بیشتر بین بتن مادر و لایه تعمیری و همچنین ازدیاد قفل و بست مکانیکی.

۸-۳-۲-۳-۱ تمیز نمودن با اسید، شستن با اسید، اسید خراشی

این روش، علاوه بر تمیز نمودن، درجه زبری سطح را نیز افزایش می دهد. با توجه به اهداف تعمیرات مورد نظر، اسید هیدروکلریک رقیق شده را روی سطح بتنی ریخته و سپس با برس زبر سطح مذکور را با شدت می سایند، تا زمانی که عمل ایجاد حباب متوقف گردد. پس از کاربرد اسید مذکور، سطوح بتنی سریعاً با آب شستشوی کامل داده شده، به طریقی که آب بر روی سطح جاری گردد و آلودگیهای اسیدی را از بین ببرد. درجه زبری سطح بتن بستگی خواهد داشت به قدرت اسید و عمل برس زدن. از آنجا که اسید مذکور برای پوست ضرر دارد، لازم است که اقدامات ایمنی مناسبی جهت اجتناب از آلودگی به اسید و همچنین تهویه مناسب صورت گیرد. لازم به یادآوری است که علاوه بر اسید هیدروکلریک، اسید ارتوفسفریک نیز برای تمیز کردن سطوح بتنی به کار گرفته شده است.

۸-۳-۲-۳-۲ برس زدن

در نقاطی که قطعات و تکه های شـل روی سـطوح بتنی چسـبیده اسـت، اسـتفاده از برس زدن جهت تمیز نمودن سـطوح، از معمولترین روشـها می باشـد. مثلاً در مناطقی که جلبکها و گیاهان دریایی روییده اند، این روش به کار می رود. نقطه ضـعف این روش کند بودن آن می باشد و عملاً وقت زیادی جهت حصول نتایج مطلوب صرف می شود.

۸-۳-۲-۳-۳ چکش زدن

این روش در مواقعی مورد اسـتفاده قرار می گیرد که علاوه بر برطرف نمودن تکه ها و قطعات شـل، ایجاد زبری لازم بر روی سطوح از اهداف آماده سازی باشد.

۸-۳-۲-۳-٤ سند بلاست و گریت بلاست (شن و ساچمه پاشی)

این روش یکی از روشـهای بسـیار مناسـب اسـت، چرا که علاوه بر تمیز نمودن سـطوح بتنی، طریقه ایده آلی نیز جهت تمیز نمودن سـطوح آرماتورها وسـایر فلزات از زنگ زدگی و سـایر آلودگیها به شـمار می آید. این روش علاوه بر تمیز نمودن سـطح، درجه زبری سطوح را نیز افزایش می دهد. بایستی توجه داشت که گرد خاک حاصله در این روش استفاده ازآن را در جاهای بسته مناسب نمی سازد.

۸-۳-۲-۳-٥ واترجت (آب فشاری) با مواد ساینده و بدون آن

این روش که واترجت با فشار بسیار بالا می باشد، هم می تواند به همراه مواد ساینده از قبیل شن و ساچمه به کار کرفته شود و هم بدون مواد سـاینده. از امتیازات این روش آن اسـت که بدون تولید گرد و خاک، سـطوح بسـیار تمیزی ایجاد می کند که علت این امر، وجود آب می باشـد. بایسـتی توجه داشـت که در این روش رعایت موارد ایمنی از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

۸-٤ طرق مختلف ترمیم

در این قسـمت، روشـهای مختلف ترمیمی که در صـنعت بتن معمول هسـتند، شـرح داده می شـوند. این روشها شامل پر کردن ترکها، جایگزین نمودن قسـمتهایی از سـازه که از دسـت رفته اند، اضـافه نمودن قطعات جدیدی برای سـازه موجود، اعمال حفاظهای سطحی و همچنین تعمیراتی است که صرفاً جنبه زیباسازی دارند.

۸-٤-۱تزریق ترکها

ترکهای باریکی را می توان به طریقه تزریق رزینهای اپوکسـی پر نمود. در این روش، نقاط تزریق متناوباً با فواصل کوتاهی در طول ترک قرار داده شـده و سـپس سـطح ترک کاملاً آب بندمی شـود تا از فرار و نشسـت رزین در مدت تزریق جلوگیری گردد. روش تزریق به این صـورت اسـت که رزین از یک نقطه تزریق شـده و سپس اطمینان حاصل می گردد که عمل تزریق تا نقطه بعدی کاملاً صـورت گرفته و خلل و فرجهای اطراف پر شـده اسـت. در این روش، مواد تزریقی به صـورت مداوم

(لاینقطع) به ترتیب از نقاط مختلف تزریق، پمپ می شـود تا اطمینان حاصل گردد که علاوه بر مسیر اصلی ترک، کلیه خلل و فرجها نیز کاملاً پر شده اند.
در صـورتی که که ابتدا و انتهای ترک در یک سـطح (از جهت ارتفاع) نباشـد، تزریق بایسـتی از پایین ترین نقطه آغاز و به بـالاترین نقطه ختم گردد؛ و همچنین برای حصـول اطمینان از پر شـدن مطلوب ترک از مواد تزریقی، از لوله های شـفاف استفاده می شود.

۸-٤-۲ قنداق کردن

برای اینکه مقاومت بتن را در مقابل عوامل مخرب و مزاحمی که باعث خرابی و خرد شـدن آن می شـود، بالا بریم، می توانیم از مواردی از قبیل فلزات، لاسـتیک، پلاسـتیک و یا بتن با مقاومت بالا، جهت پوشـش دادن سطح بتنی مورد نظر استفاده کنیم. عامل پوشـشـی (حفاظتی) را می توان با اسـتفاده از" میخ، پیچ، پرچ، چسـب، مواد و یا عمل ثقلی" روی سـطح بتن مورد نظر تثبیت نمود. معمولترین بخشـهایی که در آنها از سیستم استفاده می شود، عبارتند از: تانکها و مخازن، لوله ها، سرریزها، شمعها و غیره که در معرض عوامل ساینده و یا خورنده قرار دارند.

۸-٤-۳ بتن با سنگدانه از پیش آکنده

در این روش، سـنگدانه هایی که از نظر دانه بندی دارای شـکاف هسـتند (GAP- GRADED) در داخل حفره ها و یا کانالهایی قرار داده می شـوند و سپس با استفاده از آب، این سنگدانه ها را کاملاً اشباع می نمایند (در بعضی اوقات خود کانال و یا حفره از قبل پر از آب می باشـد). سـپس ملات و یا دوغاب از پایین ترین نقطه به وسـیله پمپ وارد سـیسـتم می شـود، به گونه ای که آب موجود را جا به جا می نماید. این روش برای محلهایی که در دسـترس نیسـتند، مانند "بتنهای مغروق"، بسـیار مناسـب می باشـد. در مواقعی این روش به همراه روش قنداق کردن (JACKETING) نیز مورد اسـتفاده قرار می گیرد. از این روش در موارد تعمیر شمعها، پایه ها،ستونها،دیوارهای حائل، (کف ستون)، تونلها و استفاده می گردد.
اگرچه چسـبندگی خوب و جمع شدگی کم از جمله خصوصیات این روش می باشد، معذالک خلل و فرجهایی در داخل بتن یافت می شـود. با توجه به مهارت و تجهیزات فنی پیشـرفته که از ضـرورتهای به کارگیری این روش می باشـد؛ کار بایسـتی حتماً به وسیله یا تحت نظر پیمانکاران متخصص انجام گیرد.

۸-٤-٤ لایه های سطحی

در این روش یک لایه یکنواخت از مواد تعمیری بر روی سطح گسترده ای از بتن اعمال می شود. این شیوه بیشتر در تعمیرات سـطحی کفها و محلهای عبوری که از نظر سـازه ای یعنی اسـتحکام، دارای مقاومت کافی بوده ولی سـطح بتن دچار فسـاد و خرابی و خردشدگی شده است، به کار می رود.
اعمال یک لایه نازک روی سـطح را اغلب (لایهٔ رویی) می نامند که در این صـورت ضـخامت لایه کمتر از پنج سانتیمتر می باشد. همچنین لایه های تعمیری که ضخامت آنها بیش از 5cm باشد، لایه منظم سطحی نامیده می شوند.

5-4-8 بتن پاشی

به روش شـاتکریت یا بتن پاشـی، روش اعمال بتن یا ملات به طریقه هوایی یا پنوماتیک نیز اطلاق می گردد. در این روش بتن یا ملات با اسـتفاده از فشـار هوا به داخل حفره ها، کانالها، قالبها ... و سـطوحی که بایستی تعمیر گردند، پرتاب می شود. اگر اندازه سنگدانه مخلوط کوچکتر از ۶ میلیمتر باشد، روش را گانیت می خوانند.

اصـولاً روش بتن پاشـی و یا شـاتکریت به دو گروه «تر» و «خشـک» تقسـیم می شـود. در روش «تر»، عمل مخلوط شـدن آب، سـیمان و سـنگدانه قبلاً مخلوط شده و سپس مواد مخلوط شده با فشار پرتاپ می گردند. ولی در روش «خشک»، پس از اینکه سـیمان و سـنگدانه مخلوط شـدند، این مخلوط با فشـار پرتاپ شـده و در سـر نازل (شـیلنگ) آب به مخلوط اضافه می گردد. معمولاً این سیسـتم در جاهایی به کار گرفته می شـود که سـطح تعمیری وسیع بوده و عمق تعمیر در حدود ۱۰ سانتیمتر باشد. همچنین در جاهایی که عمل آوری لایه تعمیری مشـکل بوده و یا روشـهای عمل آوری معمول در صـنعت بتن، اثر مطلوب را نداشته باشند، می توان از این سیستم بهره جست.

نکته ای را که بایسـتی در این روش به خاطر داشـت، آن اسـت که سطح نهایی تعمیرات صاف نبوده و بسته به اندازه سنگدانهٔ مخلوط، دارای زبری و ناهمواری است.

6-4-8 بخیه زنی

این روش در موقعی به کار گرفته می شـود که ترکهای زیادی روی سـطح بتن ظاهر شـده و بایسـتی برای به دسـت آوردن و حفظ مقاومت سـازه ای، آنها را مسـدود کنیم. در این روش المانهای "U" شـکل با پایه های کوتاه در عرض ترکها در درون حفره های تعبیه شده، قرار گرفته (یا مهاری) و سپس این حفره ها با ملاتهای روان یا دوغاب که خاصیت جمع شدگی ندارند، پر می شـود. برای جلوگیری از تمرکز تنشـها، المانهایی با اندازه های متفاوت در جهات مختلف از نظر صـفحه ترکها، در نظر گرفته می شـود. نکته ای که بایسـتی به هنگام به کارگیری این روش در نظر داشـت؛ آن اسـت که هرچه ترکها بیشـتر سـخت گردند،احتمال به وجود آمدن ترک در جاهای دیگر بیشـتر می شود. چارهٔ کار، آن است که یک لایه بتن مسطح بر روی محلهایی که بحرانی هستند، اعمال گردد.

7-4-8 تـنـیـدن

اگر در محلهای مورد تعمیر، ترکها در منطقه بسـیار وسـیعی ظاهر شـده باشد، به طوری که بخیه زدن بسیار گسترده ای را ایجا ب نماید، ممکن اسـت راه حل تنیدن، را مد نظر قرار داد. در روش تنیدن، میلگرد یا کابلهایی در منطقهٔ بتن آسـیب دیده کار گذاری شـده و سـپس به آنها تنشهای از پیش محاسبه شده را وارد کرده و در نهایت مهارشان می نماییم. در این روش بایستی دقت کافی مبذول گردد تا عمل تنیدگی باعث به وجود آمدن ترکهایی در مناطق دیگر نشود.

8-4-8 درزگیری

در این روش، گسل یا (ترکهای باریک ایجاد شده در بتن) با ماده ای پر می شود که حالت پلاستیک دارد. از خصوصیات این مواد آن است که نه مثل ملات روان و دوغاب، جاری می شود و نه مثل ملات خشک، سفت می ماند، بلکه حالت پلاستیکی دارد. در صورتی که ترکهایی که بایستی پر شوند غیر فعال باشند، می توان از ملات ساخته شده از سیمان پر تلند و یا ملاتی که خاصیت انبساطی داشته باشد، استفاده نمود. اما اگر ترکهای مذکور فعال باشند، بایستی از مواد ارتجاعی که از خاصیت ارتجاعی برخوردار هستند، استفاده گردد. در بعضی مواقع و با توجه به شرایط خاصی، ممکن است عمل درزگیری با فشار نیز انجام پذیرد.

8-4-9پوشش

در این روش نازکی به حالت مایع یا پلاستیک روی قسمتهایی از سطح بتن آسیب دیده و یا در معرض خرابی است اعمال می گردد. در موقع انتخاب پوشش مذکور، دقت کافی بایستی مبذول گردد تا لایه محافظ حاصله دارای مشخصات مورد نظر باشد. این پوشش را می توان با برس، غلتک و یا به طریقه پاشیدن (اسپری) اعمال نمود. پایداری این گونه پوششها، بسیار متفاوت است. این پوششها اغلب برای جلوگیری از نفوذ آب، محافظت در برابر عوامل مخرب شیمیایی و ایجاد پایداری و دوام بیشتر برای سطح بتن در مقابل آمد و شد زیاد و سنگین کاربرد داشته و یا ممکن است پوشش فقط جنبه ظاهری و زیبایی داشته باشد.

8-4-10طریقه معمول مرمت قسمتهای خراب شده با استفاده از مواد شکل پذیر

در این روش پس از کندن و خارج کردن بتن نامرغوب (نامناسب و ناسالم)، قسمتهای بر داشته شده را می توان با استفاده از ملات، بتن، سیمان معمولی و یا سایر موادی که برای تعمیرات تکه ای یا وصله پینه ای (PATCH)به کار می روند، جایگزین نمود. بایستی توجه داشت که این گونه مواد، شامل مواد الاستومری (ارتجاعی) نمی باشند. این روش یکی از روشهای بسیار معمول در تعمیرات سازه های بتنی بوده و مناسب جاهایی است که عامل خرابی تکرار نشده و یا کاملاً از بین رفته باشد.

8-4-10-1باروری توسط خلاء

در این روش، معمولاً قسمت آسیب دیده به وسیله صفحه پولیتن پوشانده شده، سپس عمل خشک کردن سطح با استفاده از خلأ انجام پذیرفته و منافذ کاملاً مسدود می شوند. پس از اطمینان کامل از هوابند و آب بند بودن سیستم، موادی که قرار است بر روی سطوح و خلل و فرج آسیب دیده اعمال شود، مورد مصرف قرار می گیرند.

در این روش ادعا شده است که از طرفی به دلیل ایجاد خلأ در قسمتهای اطراف منطقهٔ آسیب دیده و از طرف دیگر به دلیل اینکه رزین و یا سایر بارور کننده به توسط فشار اتمسفر درون منافذ و خلل و فرج تزریق می گردند، مواد بارور کننده به درون منافذ کاملاً نفوذ کرده و حتی ترکهای مویی را نیز به واسطه عمل موئینگی پر می نماید، لذا پس از انجام باروری هیچگونه حفره ای باقی نمی ماند. به عنوان مقایسه، باید توجه داشت که در سیستم باروری با فشار، ممکن است مواد، کاملاً

منافذ و خلل و فرجها را پر نکند. تشکیل حفره های هوادار و یا وجود ذرات خاشاک و غیره از استحکام پوشش کاسته و در نتیجه رسیدن به یک پوشش کامل و بی نقص را تقریباً غیر ممکن می سازد.

2-10-4-8 روشهای سطلی

در این روش سطلهایی را از مواد تعمیری پر کرده و بر روی نقاطی که باید تعمیر شود قرار می دهند. اگر این روش برای تعمیرات زیر آبی به کار گرفته شود، قسمتی از مواد تعمیری هر سطل به علت شسته شدن از بین رفته و در نتیجه حفره های لانه زنبوری در سیستم تعمیر شده به وجود می آید. جهت جلوگیری یا به حداقل رساندن حفره های لانه زنبوری، بایستی از مخلوطی با درجه چسبندگی بالا استفاده نمود. باید به خاطر داشت که این روش، مناسب مکانهایی است که به اندازه کافی وسیع بوده و عمل خالی کردن سطل دارای مواد تعمیری، بدون آسیب رساندن به قالب امکان پذیر باشد.

3-10-4-8 روش قیفی

در این روش، لوله سخت و یا ارتجاعی به یک قیف که منبع تغذیه ای مواد تعمیری است، اتصال دارد. با اینکه در شروع عملیات، خروجی لوله بر روی کف قرار می گیرد، اما به تدریج که جریان مواد تعمیری ادامه می یابد، خروجی لوله پایین تر از سطح مواد واقع شده و امکان تماس مواد را با آب که ممکن است در اطراف وجود داشته باشد، قطع کرده و یا به حداقل می رساند. در این سیستم جریان مواد به طریقه ثقلی صورت می گیرد.

4-10-4-8 روش کیسه ای

این روش مشابه روش پیش آکنده می باشد. تفاوت این روش با روش مذکور در آن است که در این سیستم سنگدانه های درشت درون قالبی قرار داده شده و سپس فضاهای خالی بین سنگدانه ها با تزریق ملات روان یا دوغاب پر می گردد.
انتخاب مواد و مصالح مصرفی در بهسازی سازه های بتنی از اهمیت ویژه ای برخوردار است. به همین دلیل در این بخش علاوه بر دوغاب، ملات و بتن ساخته شده از سیمان معمولی، مواد جدید شیمیایی مناسبی که برای این منظور متداول گردیده شرح داده شده است. مواد و مصالحی که برای سازه های بتنی زیرآبی مورد نیاز است نیز مبسوط تر مورد بررسی قرار گرفته است.

5-10-4-8 مواد تعمیری

در این بخش موادی که در تعمیرات بتنی معمول است، شرح داده شده اند:

1-5-10-4-8 بنتونیت

این ماده که از صخره و یا سنگ استخراج شده از خاکسترهای آتشفشانی است و دارای درصد بالایی از املاح (مینرال) رس است. بنتونیت در تماس با آب تا حدود ۳۰ برابر حجم اولیه خود آب جذب نموده و منبسط می گردد. محصول به دست آمده دارای شکل ژله مانند بوده و به صورت سد کننده نفوذ و گذر آب عمل می کند. از این ماده برای جلوگیری از نشت

آب در زیر زمینهای موجود، استخرها، مخازن آب، حوضچه ها، کانالهای آبیاری، سدها و تأسیسات مشابه استفاده می شود. هنگام مصرف بنونیت می توان آن را به صورت خشک که در درون حفره ها و منافذ سطوح قرار داده می شود و یا به صورت ژل، به کار برد.

8-4-10-5-2 پوششهای قیری

این سیستمهای پوششی عبارتند از: آسفالت و یا موادی چون قطران ذغال سنگ (COAL – TAR). این مواد موقعی که آب بند نمودن بتن و یا حفاظت آن در مقابل عوامل جوی مورد نظر باشند به کار گرفته می شوند. از جمله مشخصات این مواد می توان ارزانی و شناخته شدن آن بین دست اندرکاران را نام برد. از خصوصیات دیگر این پوششها آن است که ضخامت لایه اعمالی را می توان متناسب با عملکرد خواسته شده از سیستم، تغییر داد. از معایب این گونه پوششها می توان نیاز به تجدید متناوب، متصاعد شدن بوی بد، کثیفی (MESSINESS) به هنگام اعمال لایه، خشک شدن و ترک خوردن در مقابل نور خورشید، حساسیت آنها نسبت به درجه حرارت محیط و آسیب پذیری و از بین رفتن این پوششها در بعضی محلولها از قبیل بنزین را، ذکر نمود.

8-4-10-5-3 بتن، ملات و دوغاب ساخته شده از سیمان پرتلند معمول

این سیستمها که به عنوان مواد تعمیری در نظر گرفته می شوند، امتیازاتی از قبیل: تغییر حجم مشابه با بتن مادر، شباهت ظاهری، ارزانی نسبی در مقایسه با سایر سیستمها و در دسترس بودن و موجود بودن دانش لازم در مورد خود سیستمها را، دارا می باشند. در حالی که جایگزین کردن قسمتهایی از سازه و همچنین نقاطی که عمیقاً نیاز به تعمیر دارند، با بتن انجام می گیرد؛ ملات برای قسمتهایی که کمتر از ۳۵ میلیمتر عمق دارند. باید توجه داشت که اندازه سنگدانه بتن نیز می تواند در انتخاب سیستم تعمیری دخالت داشته باشد. ملات سیمانی را می توان با دست، پمپ و یا جریان ثقلی بر روی قسمتهای تعمیری اعمال نمود. خصوصاً در نقاطی که عمق تعمیر زیاد نبوده و جریان روان و مداوم دوغاب مورد نیاز نباشد، بایستی از ملات استفاده نمود.

دوغاب برای جاهایی مصرف می شود که عمق تعمیر کم بوده و یا قسمتهای مورد تعمیر، قابل رؤیت نیستند. دوغاب را می توان با استفاده از جریان ثقلی و یا پمپ اعمال نمود. بایستی توجه داشت که دوغاب به علت داشتن آب زیاد، پس از خشک شدن بیش از ملات و یا بتن با دانه بندی خوب، جمع شدگی حاصل می کند. در مواردی که دوغاب به عنوان سیستم تعمیری مد نظر قرار می گیرد، بهتر است دوغابهای انحصاری با مشخصه های فنی خاص را مورد توجه و بررسی قرار داد.

8-4-10-5-4درزگیریهای ارتجاعی

از این مواد برای پر کردن ترکهای زنده استفاده می گردد. از وظایف این گونه مواد آن است که از نفوذ آب، خاشاک و آلودگیها جلوگیری کرده، انبساط و انقباض مداوم و مورد نظر از خود نشان داده و چسبندگی خوبی را به اطراف و لبه ترکها داشته باشد. اساساً این گونه مواد شامل سیستمهای گرم و سرد می باشند. اثرات جوی، حرارتهای زیاد، دماهای پایین، عبور و

مرور، اثرات محیطی، چسبندگی و خاصیت ارتجاعی این گونه مواد بایستی قبل از انتخاب، به طور دقیق و کامل مورد بررسی قرار گیرند.

5-8 رزینه

رزینهای مصنوعی یا سینتتیکی که در صنعت راه و ساختمان به کار گرفته می شوند، از تولیدات صنایع پتروشیمی می باشند. انواع این رزینها بسیار زیاد و گسترده بوده ولی از جمله آنهایی که بیشتر در این صنعت معمول هستند، می توان اپوکسیها (اپوکسیدها نیز گفته می شوند)، پلی استرها، پلی یورتانها، اکریلیک ها، پلی وینیل استاتها و استیرن بوتادین ها، را نام برد. از آنجا که سه گروه آخری اساساً برای باروری و یا همراه سیمان پرتلند معمولی به کار گرفته می شوند، تنها به شرح سه گروه اولی یعنی اپوکسی ها، پلی استرها و پلی یورتانها می پردازیم.

1-5-8 اپوکسیها

نام اپوکسی از این واقعیت منشأ می گیرد که مولکولهای این سیستم از رزینها، دارای کربن و اکسیژن هستند و به همین علت اپوکسیدها نامیده می شوند. اتم اکسیژن به دو اتم کربن اتصال دارد که خود این اتمهای کربن نیز به طرق دیگری به یکدیگر متصل هستند. بنابراین ساده ترین نوع اپوکسیدها، اکسید اتیلین می باشد که واکنش رزینهای اپوکسی وابسته به نوع گروههای اکسید اتیلن می باشد. گروههای اپوکسید به خاطر داشتن ساختمان مولکولی خاص، دارای مشخصه عکس العمل بسیار بالایی بوده و در واقع می توانند با بیش از ۵۰ نوع نمونه شیمیایی مخلوط شده و سیستمهای عمل آمده و سخت شده رزینی را ایجاد کنند. از انواع مواد عمل آورنده ای که بعضی از اوقات سخت کننده نیز گفته می شوند، می توان آمین ها، آمیدها، استرها، تریفلوریدبرن و غیره را نام برد.

باید توجه داشت که تفاوت در به کارگیری مواد عمل آورنده، با محصولات رزینی سخت شده خصوصیات مختلفی را ایجاد می نماید. لذا با توجه به عملکرد فیزیکی که از یک سیستم رزینی انتظار می رود، مواد عمل آورنده یا را بایستی طوری انتخاب کرد که انتظار مذکور حاصل گردد. با این حال رزینهایی که در عمل مورد استفاده قرار می گیرند هر کدام حاصل اختلاط و ترکیب چند سیستم می باشند که با نسبتهای دقیق مخلوط و ترکیب شده اند. این امر از عهده یک عمل آورنده خارج بوده و معمولاً به این طریق فرمول دهندگان، عوامل اصلی تشکیل دهنده رزینها را خریداری و با اطلاع کافی از خصوصیات عمل آورنده های مختلف، با دقت و توجه به سیستم رزین در عمل و پس از توزین و مخلوط نمودن دقیق نسبتهای لازم از پایه و عمل آورندهٔ رزینها، رزین مورد نظر را می سازند.

نکته قابل توجه این است که بعضی اوقات برای دسترسی به خصوصیاتی، ممکن است علاوه بر پایه و عمل آورنده رزینی، از موادی نیز به صورت پر کننده و تغییر دهنده، در ساخت اولیه رزین مورد نظر کمک گرفته شود. از سال ۱۹۴۰ که اپوکسی ها در صنعت راه و ساختمان به کار گرفته شدند، از آنها برای چسباندن قطعه های ساختمانی، تزریق ترکها، پوششها، تعمیرات تکه ای، تحکیم پیچها، تحکیم پایهٔ ماشین آلات، به کارگیری در سطوح قابل سایش، اعمال در کارهای زیر آبی و به عنوان

ماده چسباننده استفاده شده است. دلایل عمده علاقه و موارد استفاده مهندسین از رزینهای اپوکسی را، می توان به شرح زیر توصیف نمود:

1- دارا بودن ویسکوزیته (غلظت) پایین که نفوذ آن را آسان می سازد.

2- بسته به نوع عمل آورنده و دمای محیط، رزینهای اپوکسی در مدت زمان کوتاهی عمل آمده و سخت می شوند.

با توجه به اینکه سیستم اپوکسی رزینها طوری فرمول بندی شده است که خالی از حلال می باشد، تغییرات در نحوه قرار گیری و ترتیب مجدد مولکولها در زمان عمل آوری سیستم بسیار اندک بوده و جمع شدگی در موقع سفت شدن نیز در حد پایین می باشد. همچنین این سیستمها به هنگام عمل آوری و ترکیبات داخلی، دچار واکنشهای غیره منتظره نمی گردند. دارا بودن قدرت چسباندن بسیار بالا.

با وجود امتیازات فوق الذکر اپوکسیها، عوامل محدود کننده ای نیز وجود دارند که موقع انتخاب این سیستمها بایستی دقیقاً مد نظر قرار گیرند. بعضی از این عوامل محدود کننده را می توان به صورت زیر بیان نمود:

۱- سطح بتن مادر بایستی مقاوم، تمیز و برای بیشتر سیستمهای اپوکسی خشک باشد.

۲- حرارت حاصل از ترکیب و عمل آوری اپوکسیها می تواند به خاطر اثر حرارت زای آنها، به طور فاحشی بالاتر از سیستمهای تعمیری با سیمان معمولی باشد.

۳- با اینکه قدرت انقباض (جمع شدگی) سیستمهای اپوکسی به گفتهٔ تولید کنندگان آنها در حد ناچیزی می باشد، معذالک نمی توان از اثرات منفی آنها صرفنظر نمود. این موضوع خصوصاً وقتی با اثرت حاصل از حرارت ایجاد شده همراه باشد، ممکن است نتایج مخربی را به بار آورد.

۴- برای مصرف اپوکسیها حداقل درجه حرارت محیط معمولاً ۵ درجه سانتیگراد قید می شود که بایستی کاملاً مراعات گردیده و ممکن است کنترل دوباره این موضوع ضرورت یابد. البته این محدودیتها در صورتی است که انتظار داشته باشیم سیستم حداکثر مقاومت خود را در مدت زمان نسبتاً کوتاهی به دست آورد.

۵- اغلب سیستمهای اپوکسی در مقابل رطوبت حساس می باشند. بنابراین هنگام استفاده از سیستمهای اپوکسی، رطوبت و خیسی محیط، بایستی مورد توجه و مطالعه قرار گیرد.

۶- نسبت اجزا و همچنین اختلاط کامل اجزای سیستمهای اپوکسی بایستی دقیقاً مورد کنترل و بررسی قرار گیرد. بایستی یادآور شد که اهمیت این مطلب در نظر افرادی که دائم با مواد سیمانی معمولی سر و کار دارند به قدری نیست که توجه دست اندکاران را آن گونه که شایسته است به خود معطوف دارد.

۷- مسأله ایمنی از اهمیت ویژه ای برخوردار بوده و بایستی حتماً در تمامی مراحل مراعات شود. باید توجه داشت که اجزای سیستمهای اپوکسی در صورت تماس با پوست و یا استشمام بخار اپوکسی توسط افراد، ایجاد ناراحتی بسیار جدی می نماید. علاوه بر این بعضی از اجزا قابل احترق بوده که رعایت اصول و ملاحظات ایمنی را حتمی و ضروری می سازد. اماکنی که در آنها اقدام به مصرف آپوکسی می گردد، بایستی از تهویه مؤثر و مطلوبی برخوردار باشند. خصوصاً هنگامی که اپوکسی ها در فضایی محدود و سر بسته به کار گرفته می شوند.

۸- باید توجه داشت که بین مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) اپوکسی ها و ضریب ارتجاعی بتن مادر و همچنین بین ضریب انبساط حرارتی این دو، اختلاف فاحش و قابل تأملی وجود دارد که در صورت نیاز، انجام مقایسه و به کارگیری تمهیدات لازم ضروری است. اختلاف قابل ملاحظهٔ ضرایب فوق الذکر باعث تشکیل تنشهای برشی در مرز بین لایه اپوکسی و بتن قدیم گردیده و در صورت ازدیاد بیش از حد، باعث جدا شدگی دو سیستم از یکدیگر می شود.

2-5-8 پلی استرها

عمل گیرش و سخت شدن پلی استرها کاملاً با گیرش و سخت شدن اپوکسیها تفاوت دارد. در مورد پلی استرها باید گفت که در صورت وجود کاتالیست ها، عمل و عکس العمل پلیمری بین نقاط مشابه در زنجیره های رزینی یکسان صورت می گیرد. بنابراین کنترل دقیق نسبتهای اختلاط به آن اندازه که در مورد رزینهای اپوکسی ضرورت دارد، حساس و بحرانی نیست. برای بهبود بخشیدن به قدرت عمل و عکس العمل ترکیبی و ویسکوزیته پلی استرها، معمولاً از حلالهایی مانند استیرن کمک گرفته می شود. هنگامی که یک سیستم رزینی دارای پر کننده باشد، معمولاً کاتالیست مربوطه به صورت پودر که به ماده پر کنندهٔ خنثی (از نظر ترکیب شدن) مخلوط شده، به کار گرفته می شود. نکتهٔ حائز اهمیت اینکه، نه نتها از نظر خواص مکانیکی پلی استرها و اپوکسی ها به هم شباهت دارند، بلکه موارد کاربرد آنها نیز به مشابه هم می باشد. با این همه تا آنجا که به تعمیرات بتنی مربوط می شود، تفاوتهایی بین این دو سیستم یعنی پلی استرها و اپوکسیها وجود دارد که اهم آنها را می توان به شرح زیر بیان نمود:

۱- در مقایسه با اپوکسی ها، پلی استرها حداکثر مقاومت نهایی خود را در مدت زمان کمتری به دست می آورند.

۲- با توجه به مدت زمان عمل آوری کوتاه پلی استرها، اثرات اگزوترمی آنها بیش از اثرات اگزوترمی اپوکسی هاست. در نتیجه به هنگام مصرف پلی استرها باید ضخامت لایه های اجرایی کمتر از زمانی باشد که اپوکسی به کار گرفته می شود.

۳- حساسیت سیستمهای پلی استری نسبت به رطوبت، بیشتر از حساسیت سیستمهای اپوکسی در شرایط مرطوب می باشد.

۴- امکان حملات شیمیایی از طرف خمیر حاصل از سیمان پرتلند که آلکالین (قلیایی) است، در مورد سیستمهای پلی استری بیشتر از سیستمهای اپوکسی است.

۵- مقدار جمع شدگی سیستمهای پلی استری حین عمل آوری بیشتر از مقدار همین نوع جمع شدگی در سیستمهای اپوکسی است.

با توجه به امکان تأثیر حملات شیمیایی بر روی سیستمهای پلی استری و اینکه این سیستمها دارای حساسیت بیشتری (در مقایسه با اپوکسی ها) در مقابل رطوبت می باشند، نمی توان از این سیستمها به عنوان پر کننده ترکها بهره جست.

3-5-8 پلی یورتانها

معمولاً از پلی یورتانها در مواقعی استفاده می شود که نیاز به ماده فنری احساس می شود. زیرا خاصیت ارتجاعی و انعطاف پذیری پلی یورتانها بیش از سیستمهای پلی استری و سیستم اپوکسی ها است. یکی از نمونه های پلی یورتانها، به کارگیری آنها در داخل مخازن و جاهایی است که از سیستم، انتظار مقاومت بالایی در برابر تغییرات و اختلاف دما می رود. در مورد

رطبت باید توجه داشت که سیستمهای پلی یورتانی، حساسیت بسیار زیادی نسبت به میزان رطوبت محیط داشته و به همین دلیل مصرف آنها در کارهای زیر آبی توصیه نمی شود.

6-8 بتن، ملات، و دوغابهای منبسط شونده

دلیل عمده استفاده از بتن، ملات و دوغابهای منبسط شونده آن است که بتوان بر مشکلات انقباض (جمع شدگی) که معمولاً در به کارگیری مواد با سیمان معمولی مشاهده می شود فائق آمد. مکانیزم عمل به نحوی است که باعث می شود مواد تعمیری به هنگام گیرش و سخت شدن (عمل آوری)انبساط پیدا کرده و با عمل انقباض مخالفت و آن را خنثی نماید.

7-8 بتن و ملات دارای الیاف مصنوعی

اساساً افزودن الیاف مصنوعی به بتن یا ملات به سه منظور اصلی افزایش مقاومت کششی، افزایش مقاومت خمشی و افزایش در مقابل ضربات ناگهانی صورت می گیرد.

به طور کلی دو گروه اصلی از الیاف مصنوعی وجود دارند که برای منظورهای فوق مورد استفاده قرار می گیرند. مدلهای گروهی از این الیاف مصنوعی پایینتر از مدلهای بتن یا ملات می باشد؛ مانند نایلون و پلی پروپیلن. در حالیکه مدل های گروه دوم بالاتر از مدل های بتن یا ملات هستند؛ مانند شیشه، استیل و کربن. از بتن یا ملات مسلح به الیاف مصنوعی به طور موفقیت آمیزی به عنوان لایه های نازک روکشی روی جاده ها، خیابانها و باندهای فرودگاه استفاده شده است. همچنین از این سیستم می توان در مکانهایی که خلأزایی و فرسایش مشکلاتی را باعث شده است (مانند روی سرریزهای سدها) و سایر مراحل خاص کمک گرفت. روشهایی نیز ابداع شده است که با به کارگیری آنها می توان از مخلوطهای واجد الیاف مصنوعی، در سیستمهای بتن پاشی استفاده نمود.

اخیراً گزارش شده است که افزایش الیاف مصنوعی در سیستمهای باعث ازدیاد قدرت چسبندگی لایه های تعمیری به بتن مادر می گردد. البته سیستمهای انحصاری نیز وجود دارند که برای تعمیرات بتن به کار می روند و در آنها علاوه بر پلیمرها، الیاف مصنوعی نیز دیده می شود. علیرغم موفقیتهایی که تا امروز به دست آمده، ممکن است پیشنهاد این سیستم به عنوان یک ماده تعمیری، ناپخته به نظر برسد چرا که مسأله دوام و پایداری آن در دراز مدت، در مرحله آزمون و بررسی و مطالعه قرار دارد. نکته ای که باید مورد توجه خاص قرار گیرد، نحوه مخلوط و پخش شدن الیاف مصنوعی در سیستم است. بارها مشاهده گردیده که به هنگام مخلوط نمودن الیاف با سایر مواد بتنی یا ملات (سیمان- سنگدانه- آب و...)، الیاف مصنوعی تمایل به جمع شدن در یک جا داشته یا در جهات مشخصی قرار می گیرند. که این امر توزیع برابر و یکنواخت الیاف را با اشکال مواجه می سازد.

8-8 لاتکس

در حال حاضر باور بر این است که بتن یا ملاتی که دارای افزودنیهای لاتکسی می باشد، برای مرمت سازه های بتنی آسیب دیده بسیار مفید واقع می شود. اصطلاحاتی که برای این گونه مواد تعمیری به کار برده می شود، به شرح زیر است:

1-8-8 بتن لاتکسی

بتن اصلاح شده لاتکسی و اخیراً بتن اصلاح شده پلیمری توضیح ضروری این است که نباید سیستمهای یاد شده را با بتن پلیمری اشتباه نمود. چون در بتن پلیمری تنها عامل گیرش خود پلیمر می باشد در صورتی که در بتن اصلاح شده پلیمری، سیمان که دارای خاصیت چسبندگی و گیرش می باشد نیز به کار رفته است.

به طور کلی، در مقایسه با بتن و ملات ساخته شده از سیمان پرتلند معمولی، بتن و ملات اصلاح شده پلیمری دارای خواص و مشخصات ویژه ای می باشند. این مشخصات را می توان به صورت زیر خلاصه نمود:

در صورت نیاز می توان آن را به صورت لایه های نازک و لبه پری به کار برد.

از قدرت چسبندگی بیشتر به بتن مادری که دارای مقاومت و مرغوبیت کافی باشد، برخوردار است.

به علت اینکه این گونه مواد خود حالت نگهدارندهٔ آب دارند، عامل عمل آورنده و یا پوششهای عمل آورنده از اهمیت چندانی برخوردار نیستند، البته بایستی از خشک شدن در شرایط تابش مستقیم آفتاب و باد اجتناب گردد. دارای مقاومت کششی بیشتری می باشند. دارای حالت ارتجاعی و نرمش بیشتری می باشند از دوام و پایایی بهتری برخوردارند.

با اینکه قیمت بتن و ملات اصلاح شده پلیمری از قیمت بتن و ملات با سیمان معمولی، بیشتر است ولی آنها بسیار ارزانتر از مواد اپوکسی به شمار می آیند. باید توجه داشت که وقتی پلیمر به مخلوط بتن یا ملات افزوده می گردد، به کارگیری افزودنیهای دیگر بایستی با دقت بیشتری صورت گیرد. چرا که ممکن است سازگاری لازم بین آنها موجود نبوده و اختلالاتی را شاهد باشیم. نکته قابل ذکر اینکه جا به جا کردن و پرداخت سطح نهایی بتن و ملات اصلاح شده پلیمری مشکلتر از مواردی است که در آنها از بتن و ملات با سیمان معمولی استفاده شده است.

از جمله پلیمرهای لاتکسی که در صنعت بتن کاربرد بیشتری دارند، می توان استیرن بوتادین، ساران اکلریک و پلی وینیل استات را نام برد. این پلیمرها به صورت پودر و یا مایع به مخلوط بتن یا ملات اضافه می گردند. گفته می شود که نتایج بهینه موقعی حاصل می گردد که سیستم به مدت ۳-۱ روز به صورت خیس، عمل آمده و سپس در هوای آزاد قرار گیرد. صاحبنظران بر این عقیده هستند که حداقل بخشی از بهبود مکانیکی و پایایی یا دوام حاصل از به کارگیری این گونه سیستمها، به دلیل کاستن از درجه تخلخلی است که در نتیجهٔ وجود پلیمر در سیستم پدید می آید. همچنین ادعا بر این است که یکی از مهمترین مشخصه های بتن یا ملات اصلاح شده پلیمری، به عنوان دو مادهٔ تعمیری در سازه های بتنی، قدرت چسبندگی خوب آنها به بتن قدیم (مادر) می باشد.

2-8-8 سایر مواد پوششی

علاوه بر موادی که مانند بنتونیت، سیستمهای قیری و رزینی به عنوان مادهٔ پوششی مورد استفاده قرار می گیرند، مواد دیگری نیز از قبیل روغن، سیلیکونها، سیلانها موجود می باشند.

9-8 سیمانهای مخصوص

سیمانهای مخصوصی از قبیل سیمان با آلومینای بالا و سیمانهای فسفات منیزیوم وجود دارند که می توان از آنها برای کارهای تعمیرات بتنی استفاده نمود. عمده ترین امتیازات این سیمانها، گیرش سریع و مقاومت بالای آنها در زمان کوتاه می باشد. همچنین این سیمانها در مقابل بعضی از اسیدها، روغنها و چربیها، آب دریا، مواد شکری و سولفاتها از خود مقاومت و پایایی بالایی نشان می دهند.

10-8 مواد تعمیری زیر آبی

به طور کلی می توان موادی را که برای تعمیرات زیر آبی به کار می روند، به دو گروه سیمانی و رزینی تقسیم نمود. با توجه به اندازه و وسعت محل تعمیر، ممکن است این طبقه بندی به چند گروه دیگر از قبیل تعمیرات ترکها و تعمیرات قطعه ای یا سطحی نیز تقسیم گردد. بررسی مدارک موجود نشان می دهد با وجود آن که از سیستهای رزینی هم برای تعمیر و تزریق ترکها وهم برای تعمیرات سطحی استفاده شده است، سیستهای سیمانی هنوز برای تزریق ترکها به کار گرفته نشده اند.

در میان سیستمهای رزینی به نظر می رسد که اکثراً اپوکسیها برای انجام تعمیرات بتنی زیر آبی مورد استفاده قرار گرفته اند و دلیل این امر را می توان عملکرد و ویژگیهای بهتر سیستمهای اپوکسی، در مقایسه با سایر سیتمهای موجود دانست. از جلمه ویژگیهای اپوکسیها که باعث می گردد آنها برای تعمیرات زیر آبی مورد توجه و درخواست قرار گیرند می توان مقاومت بالا، قدرت جمع شدگی کم در مقابل رطوبت را نام برد.

11-8 مواد سیمانی برای تعمیرات زیر آبی

بر عکس دوغابهای رزینی، دوغابهای سیمانی کاملاً برای مهندسین و دست اندر کاران آشنا و شناخته شده می باشند. ماده چسباننده و گیرش دوغابهای سیمانی، سیمان پرتلند معمولی است که به دلیل در دسترس بودن، قیمت پایین، سهولت مصرف و همچنین به واسطهٔ شناخته شدن آن در صنعت بتن، ملات و دوغاب ساخته شده با سیمان پرتلند معمولی برای تعمیرات داخل آب چندان مناسب نیستند. دلایل آن و اقداماتی که می توان برای غلبه بر این نارساییها و همچنین سیستمهای تعمیراتی ساخته شده با سیمان معمولی به کار برد، در این بخش به تفصیل شرح داده شده اند.

12-8 ویژگیهای آب اندازی

پس از قرار گرفتن مخلوط بتن یا ملات، آب آن به خاطر پایین بودن وزن مخصوصش، از دانه ها جدا شده و نزدیک سطح جمع می گردد. این فرآیند که نوعی جداشدگی است به نام آب انداختن خوانده می شود. از آنجا که آب انداختن برای

تعمیرات بتنی مخرب می باشـد، بایسـتی آن را کنترل نمود. یک راه حل آن اسـت که آب مخلوط را کم می کنیم که در این صورت روانی مخلوط تحت تأثیر قرار می گیرد. راه دیگر آن است که از افزودنیها کمک گرفته شود.
ماده افزودنی که مورد اسـتفاده قرار می گیرد بایسـتی طوری انتخاب شـود که ضـمن کم نمودن آب مورد نیاز مخلوط، روانی آن را حفظ نماید. برای این منظور از روان کننده ها اسـتفاده می شـود که به واسـطهٔ وارد نمودن هوا به درون مخلوط، روانی مخلوط را بهبود می بخشـد بـدون آنکـه نیـازی به آب بیشـتر باشـد. همچنین می توان آب انداختن را با به کارگیری پودر آلومینیوم، یک ماده منبسـط شـونده، کلرید کلسـیم ($cac1_2$)، یک ماده شـتاب دهنده با C_3A (تری کلسـیم آلومینات) بالا و ذرات ریزتر سیمان کم نمود.

13-8 زمان گیرش طولانی

زمان لازم برای سـخت شدن و گیرش مخلوط سیمان پرتلند معمولی، خصوصاً در حرارتهای پایین بسیار طولانی بوده و حدود چند روز به طول می انجامد. گرچه ممکن اسـت این خاصیت، موقع انجام تعمیرات، مزیتی به شمار آید، ولی پس از اینکه بتن در جای خود قرار گرفت این مزیت تبدیل به یک عیب می شـود. از انجا که زمان گیرش به حرارت وابسـته اسـت، اهل فن دریـافتـه اند که می توان با انجام اقداماتی حتی در دماهای زیر ۵۰ درجه سـانتیگراد نیز به محض قرار دادن بتن، عمل گیرش آغاز گردد.

14-8 کرموشدگی

کرموشدگی بوسیله بکار بردن مخلوط سیمان با سنگدانه درشت بیش از اندازه بوسیله تراوش ملات در سراسر قالبها، بوسیله بتن با اسلامپ خیلی کم، و بوسیله ویبره نادرست یا ناکافی ایجاد می شود. گذشته از اینکه ظاهر ناخوشایندی را ایجاد می کند. سطح کرمو شدگی می تواند پیوند ضعیفی در سازه باشد.
موقعی که سطوح کوچک کرمو شده در حال آماده سازی است مثل وقتی که سوراخهای کوچکی تعمیر می شوند، احتمال دارد که سطح آماده سازی جهت مرمت ناقص یاکم انجام گیرد، که درنتیجه اغلب وصله ازجا بیرون آمده وکنده می شود. برداشتن تمام دانه های مصالح سنگی سمت بمنظور مرمت ثمر بخش و بادوام اساسی است. تمام سنگدانه های نمایان و شکافها بایستی خیس شده و عامل پیوند ساز مناسبی بکار برده شود.معمول ترین مواد بکار رفته اپوکسی ها ،ملاتهای منبسط شونده و ملاتهای سیمان پر تلند هستند. مواد برگزیده شده باید غلیظ و بطور محکم در داخل محل تعمیر فشرده شوند.
هرگاه سطح مورد نظر صحیح است بهتر است که از قالب استفاده گردد. بعضی ها بطور کامل قالب می بندند و مواد تعمیر تحت فشار ازمیان روزنه ها در قالب تزریق می شو د. روش دیگر با زگذراندن فضای باز در بالای قالب است و سپس بتن ریخته می شود مشابه با مخلوط اصلی بتن از میان سوراخ ریخته و خوب متراکم میگردد. بعد ازاینکه بتن باندازه کافی سخت شد بازکردن قالبها بلامانع است.سطح سوراخ ک قبلا بدون تعمیر مانده است سپس اصلاح می گردد.

15-8 لکه های بتنی

لکه های بتنی از رنگ پریدگیها مسئله سازتر و پر زحمت تر هستند. علت لکه قبل از انتخاب روش لکه زدایی باید تعیین گردد. لکه های قهوه ای قطران یا قیر رنگ، گریس،جوهر و بسیاری از انواع دیگر همگی برای پاک شدن به روشهای گوناگون نیاز دارند. بعضی از لکه ها شاید قبل از اینکه چاره ای برای آنها فراهم گردد به آزمودن و خطا نیاز داشته باشند.
لکه ها نه فقط بوسیله طرز عمل شیمیایی رفع می شوند بلکه همچنین بوسیله روشهای مکانیکی مثل سنگ زنی، ماسه پاشی تیغ یا خراشی دادن سطح یا پاکسازی یا بخار می توانند برطرف شوند لازم است اشیاء آسیب پذیر بمنظور جلوگیری از صدمه دیدن حفاظت شود – مثل شیشه ها، وسایل چوبی، روکش کاری، فلز، بخاری و تهویه مطبوع، بعضی از لکه ها برای مثال،مثل قیر و آدامس بااندک نفوذی روی سطح بتن باقی می مانند.لکه های مایع بداخل بتن نفوذ می کنند شدت نفوذشان بیشتر به حفره بتن و نوع پرداختی که بتن در ابتدا دریافت کرده است بستگی دارد. بتنی که سخت ماله کشیده شده است معمولا لکه ها را جذب نخواهد کرد در حالیکه پرداخت جارویی یا تخته مال کشی لکه ها را جذب خواهد نمود.

16-8 خزه گرفتگی

خزه گرفتگی غالبا روی سطوح بتنی که پیوسته در موقعیت نم و سایه هستند رخ می دهد. سولفامیت آمونیم، با موفقیت در پاک کردن چنین روشی استفاده شده است که در صورت رسوب پودری روی سطح می تواند بوسیله شستشو با آب پاک گردد.

17-8 شسته شدن

اگر سیمان پرتلند معمولی در تماس با آب قرار گیرد (مثلاً آب دریا)، به علت تمایل آن برای مخلوط شدن با آب بیشتر، در آب پخش و در نتیجه مواد متشکله خود را از دست می دهد. از آنجا که در تعمیرات بتنی زیر آب، بایستی مواد تعمیری با آب تماس پیدا کرده و آن را جا به جا نماید، عمل شسته شدن می تواند اثرات منفی بسیار جدی بر جای بگذارد. جهت غلبه براین مشکل، از افزودنیهایی با مواد شیمیایی با بنیان سلولزی و یا پلی اتیلنی که به آب مخلوط اضافه می گردد، کمک گرفته می شود. در واقع ماده افزودنی، تولید محلول کلوئیدی می نماید که با تشکیل مانع یا پوسته ای با جریان الکتریکی، در روی سطح، از مخلوط شدن بیشتر آب جلوگیری می کند.

18-8 آسیب پذیری در مقابل مواد شیمیایی

گفته می شود که تری کلسیم آلومینات (C_3A) موجود در مخلوط سیمان پرتلند معمولی، در مقابل عوامل شیمیایی چون کلریدها و سولفاتها، آسیب پذیر می باشد. برای بهبود بخشیدن به مقاومت مخلوط سیمان پرتلند معمولی در قبال مواد شیمیایی موجود در آب، از افزودنیهای آب گریز کمک گرفته می شود. رفتار این افزودنیها مانند عمل آب بند کننده ها بوده و برای پایین آوردن نفوذ پذیری بتن به کار می روند. راه دیگر آن است که از سیمانی استفاده شود که دارای تری کلسیم آلومینات کمتری باشد.

19-8روانی ضعیف

تا آنجا که به روانی یک مخلوط (بتن، ملات، دوغاب) مربوط می شـود، به کارگیری روشـها و تجهیزات مورد نیاز از اهمیت شایانی برخوردار است. زیرا اعمالی چون هم زدن، جا به جا کردن، حمل و نقل و قرار دادن یک مخلوط بستگی به حد روانی یا کارآیی دارد.

هچنین بـه این نکتـه نیز باید توجه داشـــت که موقعیت مکانی محل تعمیر و قابل دســـترس بودن آن، در میزان روانی و جریان مخلوط نقش تعیین کننده دارد.

یک روش برای بهبود بخشیدن به حد روانی، این است که موقع هم زدن مخلوط، آب بیشتری به آن اضافه گردد. اما این عمل نتایج منفی در پی خواهد داشـت. بنابراین به نظر می رسـد که راه حل در کمک گرفتن از روان کننده ها و سـایر افزودنیهایی که باعث کاهش آب مخلوط می گردد، باشـد. با علم به اینکه وظیفه آب موجود در مخلوط، فراهم آوردن روانی لازمه و نیز امکان انجام ترکیبات شـیمیایی با دانه های سـیمان می باشـد، لذا انتخاب روان کننده و سـایر مواد کاهندهٔ آب باید به طریقی انجام پذیرد که به وظیفه دوم آب مخلوط یعنی فراهم آوردن امکان انجام ترکیبات سـیمان در مخلوط نه تنها آسـیب نرسـاند بلکه آن را تسهیل نماید.

باور این اسـت که روان کننده ها دارای خواصـی هسـتند که باعث کاهش کشـش سطحی آب مخلوط شده و با پخش نمودن ذرات سـیمان در تمامی فاز، این ذرات توسـط آب مخلوط کاملاً احاطه شـده به نوبه خود باعث بهبود انجام ترکیبات شیمیایی در درون مخلوط می شوند.

20-8 جمع شدگی یا انقباض

موضـوع انقباض یا جمع شـدگی از خصـوصـیات بسیار مهم یک سیستم تعمیری است. اگر این جمع شدگی بیش از حد مجاز باشد، باعث ترک خوردگی، جدا شدن لایه تعمیری و در نتیجه کاهش استحمام و پایایی می گردد.

عمل جداشـدن لایه تعمیری به دلیل ایجاد تنشـهای موجود در مرز بین لایه تعمیری و بتن قدیمی، که حاصـل انقباض سـیسـتم تعمیری اسـت، بسیار بحرانی بوده و خستگی و گسیختگیهای چسبندگی در طول مرز دو لایه را باعث می گردد. به طور کلی، بسـته به مقدار آب مخلوط، انقباض سـیمان پرتلند معمولی بالاسـت. گفته می شود که این موضوع اساساً به دلیل کاهش حجم مخلوط به هنگام گیرش است.

برای فائق آمدن به این مشـکلات، از افزودنیهایی کمک گرفته می شـود که نه تنها باعث از بین رفتن انقباض (جمع شـدگی) سیستم می گردند، بلکه انبساط کلی را نیز ایجاد می نمایند. بعضی از موارد منبسط شونده که در صنعت راه و ساختمان معمول هستند به قرار زیر می باشند:

1-20-8 پودر آلومینیوم متالیکی:

در این سیستم عمل منبسط شدن به دلیل آزاد شدن گاز هیدروژن می باشد که خود حاصل عمل شیمیایی آلکالی روی آلومینیوم متالیکی است.

8-20-2 آهن متالیکی:

در این سیستم عمل انبساط مربوط می شود به اکسیدی که حاصل عکس العمل شیمیایی یونهای کلریدی در یک محیط قلیایی است که باعث خوردگی یا زنگ زدگی آهن شده و نتیجتاً حجم بیشتری را ایجاد می نماید.

8-20-3 سولفات کلسیم:

در این سیستم انبساط حاصله در اثر تولید کلسیم سولفو آلومینات می باشد که از ترکیب شیمیایی سولفات کلسیم با تری کلسیم آلومینات به وجود می آید.

8-21 جدا شدن

جدا شدن در اصطلاح به عملی اطلاق می گردد که طی آن اجزای تشکیل دهنده یک مخلوط از یکدیگر جدا می شوند. وقتی عمل جدا شدن به وقوع می پیوندد، ذرات سنگین تر تمایل به ته نشین شدن داشته و در نتیجه ذرات سبکتر در قسمتهای بالا قرار می گیرند. در نتیجه به خاطر اینکه مخلوط حالت یکنواختی خود را از دست می دهد، ضعف هایی در سیستم ایجاد شده و باعث خرابی و گسیختگی نهایی آن می گردد. این مشکل معمولاً با استفاده از برخی مواد افزودنی قابل بر طرف شدن می باشند. مواد افزودنی باعث می شوند قدرت چسبندگی درون مخلوط افزایش یابد.

8-22 نفوذ آب دریا به سیستم تعمیری

در رابطه با مسأله نفوذ پذیری، دو مرحلهٔ کاملاً متمایز را می توان تعریف نمود:

یکی نفوذ پذیری لایه سخت شده که برای حفاظت از بتن مادر یا سازه زیرین به کار رفته است و دیگری میزان نفوذ آب دریا به درون مخلوط تازه سفت نشده.

راجع به مسأله دوم یعنی نفوذ آب دریا به درون مخلوط تازه باید گفت، مشکلات حاصله تا حدی به مشکلات شسته شدن، آب انداختن و جدا شدگی شباهت دارند که در مباحث قبلی به آنها اشاره شد. اما به دلیل آنکه نفوذ پذیری سازه های بتنی دریایی از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است، انواع مختلف آب بند کننده ها موجود می باشد که می توان با افزودن آنها به مخلوط تازه، نفوذ پذیری لایهٔ تعمیری سخت شده را کاهش داد.

8-23 چسبندگی به بتن قدیمی (بتن مادر)

یکی از وظایف مهم یک سیستم تعمیری، حفاظت از سطحی است که بر روی آن اعمال می شود. پر واضح است تا وقتی که چسبندگی لازم و کافی بین لایه تعمیری و بتن قدیمی وجود نداشته باشد، لایه تعمیری از انجام این وظیفه باز خواهد ماند.

برای بهبود خاصیت چسبندگی مخلوط های ساخته شده از سیمان پر تلند معمولی، مولکولهای آلی با زنجیره های طولانی، مانند استیرن بوتادین به سیستم افزوده می گردد. گفته می شود که این افزودنیهای پلیمری مقاومت چسبندگی و کشش مخلوط را بهبود می بخشند.

استیرن و بوتادین را می توان به حالت تک مولکولی در آب مخلوط کرده، سپس با اضافه نمودن پخش کننده های مناسب، آن را به طور معمولی به آب مخلوط افزود.

۱- ۸-۱ مقدمه

بسیاری از سازه‌های بتن آرمه به دلایل:

- خطاهای محاسباتی
- تغییر کاربری و عملکرد
- تغییر بارهای بهره‌برداری
- خوردگی و زنگ زدن آرماتورها
- ضعف آیین‌نامه‌های قدیمی و تغییر در آیین‌نامه‌های زلزله یا طراحی ساختمانها
- اشتباه در ساخت و ضعفهای اجرایی و عدم برآورده شدن نیازهای طراحی در حین اجرا

عدم توجه به مشخصه مصالح در طول زمان و .... نیاز به مقاوم‌سازی، بهسازی یا تعمیر دارند. مقاوم‌سازی به مجموعه عملیاتی گفته می‌شود، که روی بخشی یا کل سازه انجام می‌شود تا سازه بتواند بارها و سربارهای بیشتری نسبت به حالت اولیه تحمل کند و خصوصیات رفتاری بهتری از خود نشان دهد.

۱-۱- ۸-۲ معیارهای مقاوم‌سازی لرزه‌ای

به طور کلی در بازسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها بایستی به پارامترهای زیر توجه داشت:

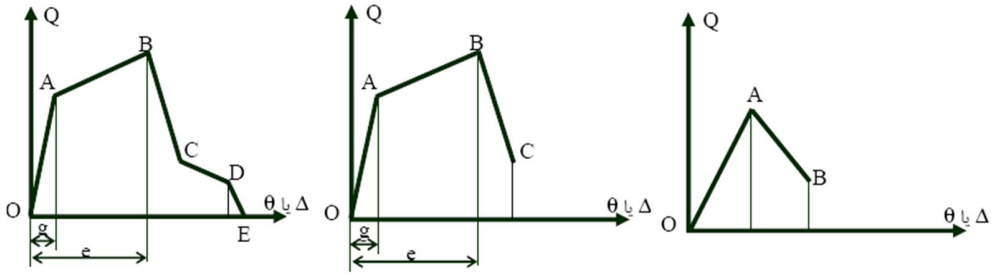
- افزایش مقاومت
- افزایش سختی
- کاهش تغییر مکان
- افزایش شکل‌پذیری
- افزایش زوال و استهلاک انرژی آزاد شده زلزله

۱-۲- ۸-۳ کنترل رفتار اعضای سازه‌ای

هر سازه به مثابه یک زنجیر می‌باشد که اعضای تشکیل دهنده آن شبیه حلقه‌های زنجیر هستند که این اعضا می‌توانند شکل‌پذیر یا ترد و نیمه شکل پذیر باشند و اگر آنها را به دو دسته شکل‌پذیر و شکننده تقسیم کنیم اعضایی که ترد هستند بر اساس فلسفه طراحی بر اساس عملکرد بایستی اعضای شکل‌پذیر را بر اساس کنترل تغییر شکل و اعضای ترد و شکننده را براساس کنترل نیرو طراحی کنیم.

Chain with ductile and brittle links

شکل۸-۱ . رفتار زنجیر مانند اعضای سازه



شکل ۸-۲ . منحنی رفتار ایده‌آل اعضای سازه‌ای براساس پوش هیسترزیس

۱-۳- ۸-٤ هدف بهسازی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای

- تأمین مقاومت در برابر زلزله‌های خفیف بدون هیچ گونه آسیب‌دیدگی
- تأمین مقاومت در برابر زلزله‌های متوسط بدون هیچ‌گونه آسیب سازه‌ای ولی احتمال برخی خسارت‌های غیر سازه‌ای
- تأمین مقاومت در برابر زلزله‌ی شدیدی که در محل سازه قبلاً رخ داده و یا قابلیت وقوع دارد بدون فروریزی ولی با احتمال خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای.

۱-٤- ۸-۵ گامهای کلی در فرآیند بهسازی و مقاوم‌سازی

- مبانی بهسازی و مقاوم‌سازی و تعیین سطوح عملکرد
- انتخاب روش تحلیل
- انتخاب روش مقاوم‌سازی

۱-٤-۱ ۸-۶ مبانی بهسازی و مقاوم‌سازی و تعیین سطوح عملکرد

۸-۶-۱ تعیین مشخصات ساختمان

پیکربندی سازه از نظر معماری واز نظر سازه‌ای بررسی شود و خواص هندسی مصالح بکار فته و نحوه استقرار اعضای سازه‌ای و اتصال آنها به یکدیگر ارزیابی شود.

۱-٤-۲

۸-٦-۲ تعیین مشخصات ساختگاه

وضعیت ساختگاه از نظر شرایط زیر سطحی و سطحی چون نوع خاک و طبقه‌بندی لایه خاک وضعیت شالوده و سرعت امواج وطلی و برشی و ... در آنها از طریق بررسی‌های میدانی و ازمایشهای لازم مشخص گردد.

۸-٦-۳ بررسی ساختمانهای مجاور

احتمال برخورد سازه‌های مجاور با سازه هدف در هنگام وقوع زلزله بررسی شود.

۱-٤-۳ ۸-۶-۴ تعیین سطح عملکرد مورد انتظار

سطوح عملکرد بر اساس سطح آسیب و سطح خطر لرزه‌ای (دو جز اصلی آن) انتخاب می‌گردد و برای عملکرد هر ساختمان هنگام زلزله باید سطح خطر را دانست و متناسب با آن آسیب انتظار داشت، بنابراین سطح هر آسیب باید متناظر با سطح خطر باشد و عملکرد لرزه‌ای عبارت است از تعیین حداقل خسارت مجاز (سطح عملکرد) برای پذیرش خطر لرزه‌ای معین (حرمت زمین ناشی از زلزله) که چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح میانی داریم.

٤-٤-١

۸-٦-٤- ۱ سطوح عملکرد

- قابلیت استفاده بی‌وقفه
- ایمنی جانی
- آستانه فروریزش
- لحاظ نشده (تعیین نشده)

۸-٦-٤-۱-۱ سطوح عملکرد میانی

- خرابی محدود
- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد هدف به دو دسته تقسیم می‌شود:

- سطح عملکرد سازه‌ای
- سطح عملکرد غیر سازه‌ای

۸-٦-٤-۱-۲ سطوح مختلف خطر زلزله

سطح خطر ۱- مترادف با زلزله کسطح طراحی

بر مبنای سطحی از لرزشهای زمین است که احتمال وقوع زلزله‌ای بزرگتر از آن در ۵۰ سال برابر ۱۰ درصد می‌باشد و دوره بازگشت آن ۴۷۵ سال می‌باشد و مترادف با زلزله استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

سطح خطر ۲- مترادف با بیشینه زلزله محتمل

این سطح خطر بر اساس ۲ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال تعریف می‌شود که دوره بازگشت متوسط آن ۲۴۷۵ سال است.

سطح خطر انتخابی معرف زلزله‌ای با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال می‌باشد.

۲- ۸-٦-٤-۱-۳ زلزله سطح بهره‌برداری

زلزله‌ای خفیف یا متوسط است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال بزرگتر از ۵۰ درصد می‌باشد و دوره بازگشت زلزله سطح بهره‌برداری تقریباً ۷۵ سال است. این زلزله عموماً در حدود نصف زلزله سطح طراحی است.

۳- ۸-٦-٤-۱-٤ زلزله بیشینه

بیانگر سطحی از لرزشهای زمین است که احتمال وقوع زلزله بزرگتر از آن در ۵۰ سال برابر ۵۰ درصد است.

٤- ۸-٦-٤-۱-۵ طیف طرح استاندارد

مترادف یا سطح خطر ۱ با میرایی ۵٪ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای ۴ نوع زمین به عنوان طیف طرح استاندارد ارائه شده است.

۵- ۸-٦-٤-۱-٦ طیف طرح ویژه ساختگاه

بر مبنای تحلیل خطر ویژه برای بهسازی ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرد، به چند عامل که عبارتند از شرایط ساختگاه، بزرگی زلزله، فاصله گسل تا ساختگاه، نوع خاک و رابطه کاهندگی مربوط به روش برآورد سطح خطر بستگی دارد. برای تحلیل خطر ویژه باید گسلهای فعال در اطراف ساختگاه و تا شعاع ۱۰۰ کیلومتری تعیین گردند.

۸-٦-٤-۱-۷ سطوح مقاوم‌سازی

۵-۱-۱ بهسازی و مقاوم‌سازی محدود

مقاوم‌سازی تحت اثر زلزلهٔای خفیف‌تر از سطح خطر ۱ باشد به طوری که ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد.

۵-۱-۲ بهسازی و مقاوم‌سازی مبنا

مقاوم‌سازی تحت اثر زلزله سطح خطر ۱ است و ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد.

۵-۱-۳ بهسازی و مقاوم‌سازی ویژه

هدف مقاوم سازی مطلوب تأمین شود، ثانیاً ساختمان مقاوم شده تحت اثر زلزله فرو نریزد.

۶- ۸-٦-۵ مبانی و روشهای تحلیلی

۱- روش استاتیکی خطی

۲- روش دینامیکی خطی

۳- روش استاتیکی غیر خطی

۴- روش دینامیکی غیر خطی

۷- ۸-٦-٦ انتخاب روش مقاوم سازی

عوامل متعددی در انتخاب تکنیک مقاوم‌سازی تأثیر دارند که در زیر به بخشی از آنها می‌پردازیم.

- ارزش سازه در مقابل اهمیت سازه
- نیروی انسانی موجود
- طول مدت اجرا یا زمان عدم استفاده
- تکمیل و تقویت بر اساس عملکرد مورد نظر کار فرما
- توجه به تناسب زیبا شناسی (معماری) و نقش سازه‌ای و تکمیل سازه موجود
- تداخل برگشت‌پذیری
- کنترل کیفی سطح عملکرد

- اهمیت تاریخی و سیاسی سازه
- سازگاری روش مقاوم‌سازی با سیستم سازه‌ای موجود
- نامنظمی در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری
- کنترل آسیب وارده به اجزای غیر سازه‌ای
- ظرفیت مناسب باربری سیستم فونداسیون
- مواد ترمیمی و روش موجود و ممکن مقاوم‌سازی

۸- ۸-٦-۷ مراحل مقاوم سازی

- گردآوری اطلاعات در مورد مشخصات سازه
- تحلیل سازه‌ای ساختمان آسیب‌پذیر
- طراحی تقویت سازه در صورت نیاز
- تهیه نقشه‌های طرح تقویت
- برآورد هزینه

۸-۱- ۸-٦-۷ -۱ گردآوری اطلاعات در مورد مشخصات سازه

- یکسری نقشه شامل جزئیات لازم در مورد سیستم سازه‌ای و نحوه آرماتورگذاری
- نحوه ساخت و اطمینان از مطابقت نقشه‌های طراحی با اجرا
- کنترل کیفیت مصالح به کمک آزمایشهای مخرب و غیر مخرب چون چکش اسمیت، مغزه‌گیری و و التراسونیک
- جزئیات و نحوه آسیب‌دیدگی در پلان و ارتفاع به تفصیل
- کنترل طراحی و محاسبات اولیه
- کنترل اعضای مهم سازه‌ای نظیر دیوار برشی و ستونها از نظر قابلیت تحمل در برابر بارهای وارده

۸-۲- ۸-٦-۷ -۲ تحلیل سازه آسیب‌پذیر

- تخمین اطلاعات سازه‌ای

به عنوان مثال سختی اعضا و سازه آسیب دیده کاهش می‌یابد و به واسطه مقاوم سازی ضریب رفتار سازه تغییر می‌کند.

- تعیین پارامترهای لرزه‌ای

به عنوان مثال تعیین PGA یا حد اکثر شتاب زمین حین وقوع زمین لرزه

- تحلیل سیستم سازه‌ای آسیب یده به عنوان مثال استفاده از تحلیل طیفی
- برآورد مقاومت لرزه‌ای سازه: به طور کلی باید $S_d \le R_d$ که اثرات عملکرد سازهای روی المان سازه R_d مقاومت طراحی همان المان سازه‌ای است که در یک ضریب کاهنده ضریب می‌شود.
- تصمیم نهایی برای ترمیم یا تقویت: چنانچه شاخص مقاومت $R = \frac{R_d}{S_d}$ برای عضو بزرگتر از ۰/۸ باشد، آن عضو فقط یکسری ترمیم

لازم خواهد داشت و اعضایی که در آنها شاخص مقاومت کمتر از ۰/۸ می‌باشد تقویت گردند. تصمیم در مورد تقویت کل سازه، مثلا اضافه کردن یکسری المان دیگر بر مبنای درصد اعضایی که به تقویت نیاز دارند یا بر اسا نسبت برش باقیمانده به برش ژایهای که سازه باید تحمل کند با توجه به آیین نامه‌های مختلف تعیین میگردد.

۸-۳- ۸-٦-۷ -۳ طراحی تقویت سازه

۸-۳-۱ طراحی اولیه

- انتخاب بهسازی و مصالح مورد نیاز و محل اعضایی که باید تعمیر، تقویت یا به سازه اضافه شوند.
- تخمین اولیه ابعاد قسمتهای اضافه شده
- تخمین اولیه سختی اعضای تقویت شده
- تخمین اولیه از ضریب رفتار بر حسب انعطاف پذیری موضعی و کلی

۸-۳-۲ طراحی مجدد سازه

- تعیین مشخصات بارهای غیر لرزهای
- تعیین مشخصات بارهای لرزهای
- تعیین اثرات بارهای اعمالی (محاسبه تنشها- تغییر مکانها) با در نظر گیری سختی اصلاح شده و باز توزیع نامناسب احتمالی اثراب بار در نتیجه تخریبهای گسترده و سنگین

۸-۳-۳ ضریب اطمینان

- انتخاب مدل رفتاری اعضای ترمیم یا تقویت شده
- انتخاب ضریب ایمنی مصالح مصرفی
- محاسبه مقاومت طراحی
- نامساویهای $S_d \leq R_d$ برای بارگذاری لرزهای و غیر لرزهای در ۲ حالت حد نهایی و بهره‌برداری

۸-٤- ۸-٦-۷ -٤ تهیه نقشه‌های طرح تقویت

باید کلیه اعضاي جدید اعضایي که احتیاج به ترمیم و تقویت دارند، با جزئیات کامل ترسیم شوند ومیزان و محل آسیب باید در نقشه‌هاي طرح تقویت مشخص شده و محلهاي تقویت و شیوه انجام تقویت توضیح داده شود.

۸-۵- ۸-٦-۷ -۵ برآورد هزینه

کاري بسیار پیچیده و مشکلتر از متره و برآورد احداث ساختمان جدید است.

۹- ۸-٦-۸ معیارهای حاکم بر مقاوم سازی

۹-۱- ۸-٦-۸-۱ معیارهای عمومی

- قیمت اولیه ساختمان و قیمت طرح ترمیم یا تقویت

- قابلیت دوام اعضای جیدی و قدیم و نیز سازگاری فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی مصالح جدید و قدیم
- فراهم بودن تجهیزات، امکانات و نیروی کار
- امکان کنترل کیفیت
- پر یا خالی از سکنه بودن ساختمان
- مدت زمان انجام کار ترمیم یا تقویت
- زیبایی طرح
- حفظ هویت معماری، برای ساختمانهای باستانی

۹-۲- ۸-٦-۸-۲ معیارهای فنی

- برای ساختمانهای بسیار نامنظم، باید تا حد امکان به یک نظمی در رفتار سازه رسید.
- تا حد امکان بخشی از سازه را که پتانسیل رفتار غیر الاستیک دارد، در کل سازه و توزیع کرد.
- بعد از تقویت باید تمامی موارد آیین نامه‌ای مگر در موارد محدودی که اجازه داده می‌شود، رعایت گردد.
- در نواحی بحرانی، تا حد امکان باید انعطاف پذیری موضعی را بالا برد.
- یک حداقل افزایش سختی موضعی را در قسمتهای مختلف سازه به وجود آورد.

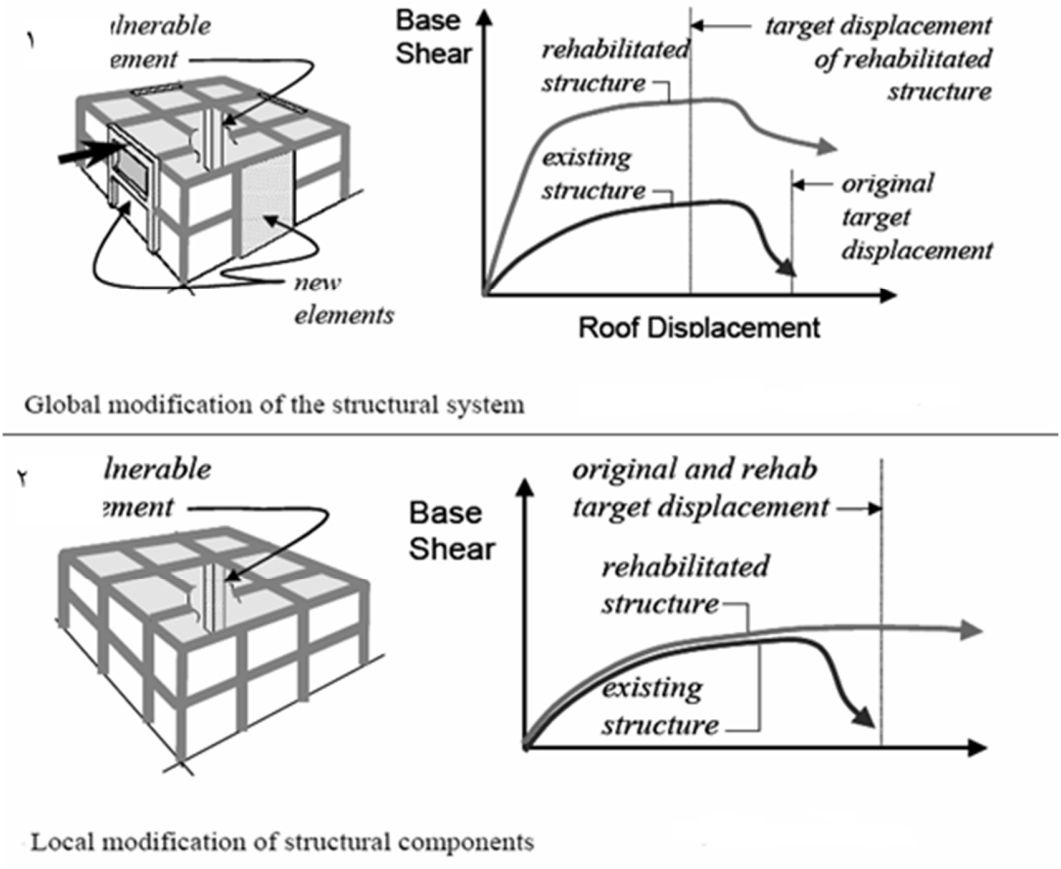
۱۰- ۸-٦-۹ شیوه‌های مقاوم سازی سازه‌های بتن آرمه

روشهاي زيادي براي مقاوم سازي ارائه شده‌اند كه در اينجا به تعدادي از آنها اشاره مي‌كنيم:

- استفاده از بابندهای هم محور یا برون محور فولادی
- استفاده از کابلهای پس تنیده و استفاده از بار توزیع نیروها
- استفاده از دیوار برشی
- استفاده از میان قاب با مصالح بنایی
- استفاده از جداگرهای پایه و پی‌های لغزشی
- استفاده ار پوشش و غلاف فولادی
- استفاده از ورقهای پوششی یا غلافFRP
- استفاده از لایه پوشش بتنی با ملات مسلح (زره پوش بتنی)
- استفاده از روشهای ترکیبی فوق
- استفاده از روشهای ترکیبی فوق
- محدود نمودن در استفاده از سازه یا تغییر کاربری
- اصلاح کلی یا موضعی اعضای آسیب دیده و ندیده و در صورت امکان تبدیل اعضای غیر سازه‌ای به اعضای سازه‌ای
- اصلاح سیستم سازه‌ای به منظور افزایش سختی، منظم کردن سازه در پلان و ارتفاع، حذف عضو آسیب پذیر و تغییر مناسب در پریود طبیعی ساختمان
- سبک سازی و کاهش وزن ساختمان

- جابجایی کامل اعضای به شدت دیده یا اعضای نامناسب

با توجه به شکل زیر می‌بینیم که یا کل سازه با اضافه کردن اعضای جدید چون دیوار برشی فولادی یا بتنی، مهربند فولادی، دیوارهای پر کننده، کابلهای پس تنیده و یا جداگر پایه، میراگرها و ...تقویت شده و گاهی اوقات با ترمیم تقویت اعضای موجود چون استفاده از زره پوش بتنی، ژاکت FRPو فولادی و ...برای تقویت موضعی تیرا و ستونهای بتن آرمه اسیب پذیر بوده ودر آنها نسبت تنش موجود یا تقاضا به ظرفیت بیشتر از یک بوده و نیازمند تقویت هستند، استفاده میگردد. به طور کلی در اعضای ناکارآمد به دنبال افزایش رفیت تغییر شکل نهایی آنها با تقویت موضعی هستیم و در تقویت کلی به دنبال افزایش مقاومت جانبی سازه موجود هستیم.



شکل ۸-۳. ۱ .تقویت سازه با اضافه کردن اعضای جدید ۲- ترمیم با تقویت موضعی

به طور کلی روش منحصر به فردی برای رسیدن به پاسخ سازه‌ای قانع کننده وجود ندارد و الگوهای مقاوم سازی متفاوتی می‌توان برای تقویت یک سازه خاص بکار برد ولی آنچه مسلم است تکنینک که تغییر نسبی طبقات را بهتر کنترل می کند، کارآمدتر و به سایر روشها ترجیح دارد.

۱۰-۱- ۸-٦-۹-۱ تقویت سازه با اضافه کردن اعضای جدید

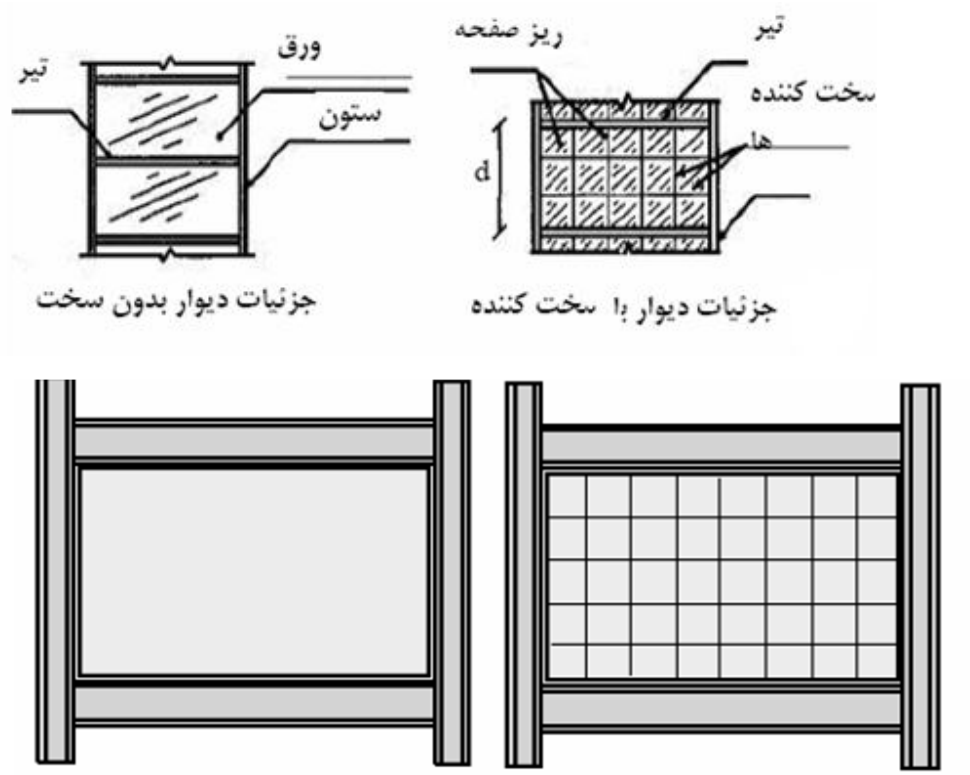
۱۰-۱-۱ ۸-۶-۹-۱-۱ اضافه کردن دیوار برشی بتنی

با این روش تغییر شکل جانبی و نسبی طبقات را با روش تقویت کلی به خوبی کنترل کرده و خسارت را در اعضای قاب سازه‌ای کاهش می‌دهیم و با توجه به وزن بالایی که به سازه موجود تحمیل می کند و حجم بالایی که دارد برای مقاوم سازی ساختمانهای کوتاه مرتبه

توصیه می‌شوند تمایل به سخت کردن سازه موجود دارد و برش پایه را افزایش می‌دهد و افزایش فشار بر روی فونداسیون سازه موجود را دارد که تقویت فونداسیون سازه موجود زیر دیوار برشی اضافه شده، هزینه بالایی را در پی دارد.

۱۰-۱-۲ ۸-۶-۹-۱-۲ اضافه کردن دیوار برشی فولادی

از لحاظ اقتصادی مزایای فراوانی این روش دارد، زمان نصب و ساخت کوتاه برای تقویت را در بردارد و هزینه تقویت سایر المانهای ساختمان نظیر فونداسیون را چندان تحت تاثیر نمی گذارد، شکل پذیری و استهلاک انرژی بالا در ناحیه تشکیل مفاصل پلاستیک، رفتار پایدار هیسترزیس، افزایش سختی اولیه، وزن کمتری در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی به سازه تحمیل می کند و نیروهای اینرسی یا لختی کمتری همراه باوزن کمتر که مقاومت برشی، سختی و ظرفیت استهلاک انرژی را کاهش می‌دهد، برای جلوگیری از کمانش سخت کننده به آن اضافه می کند که باعث افزایش هزینه‌های ساخت می گردد.



شکل ۸-۴. دیوار برشی فولادی با و بدون سخت کننده

به دلیل تحلیل تغییر شکل غیر الاستیک بزرگ پانل دیوار برشی فولادی و اتصال آن با قاب مرزی منجر به تحمل دورانهای غیر الاستیک بزرگ و تغییر شکلهای نسبی طبقات ساختمان می گردد. با اتصال دیوار برشی فولادی شکل پذیر با قای بتنی ترد به کمک یقه‌های فولادی که ستون تنی را محصور کرده‌اند، می توان شکل پذیری کلی را افزایش داد.

۱۰-۱-۳ ۸-۶-۹-۱-۳ اضافه کردن پانلهای فلزی، دیوارهای پر کننده با مصالح بنایی، پانلهای بتنی پیش ساخته، دیوارهای کناری

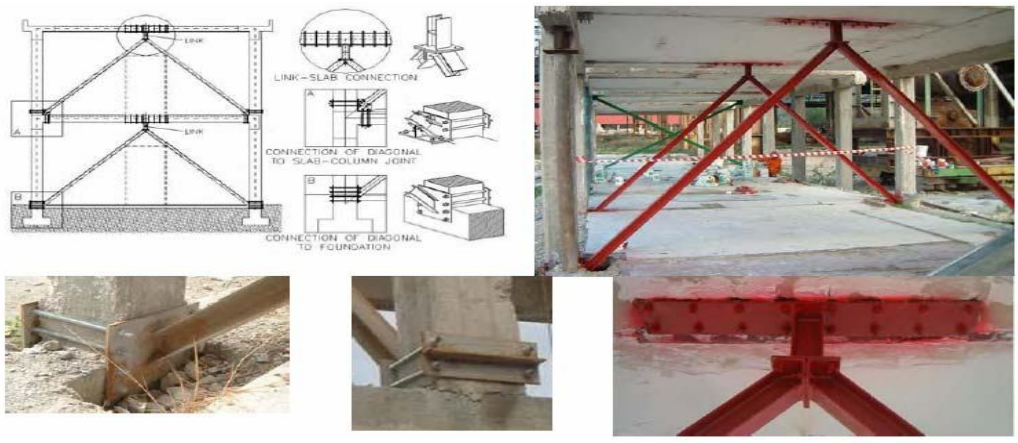
برای جلوگیری از پیدایش پیچش در دیوارها چه در ارتفاع و چه در پلان بایستی به صورت منظم و متقارن قرار گیرند و وارد کردن وزن زیاد به سازه اولیه به واسطه اضافه کردن دیوار تنها در قابهای با ظرفیت برشی ضعیف کاربرد دارد. پانلهای پیش ساخته بتنی در مقایسه با دیوارهای بتنی در بارهای سیکلی و تناوبی افت سختی بیشتری داشته و پس از چند سیکل بارگذاری گسیخته می‌شوند و تنها رفتار شکل پذیر خوبی دارند.

۸-٦-۹-۱-٤ استفاده از بادبندهای فولادی

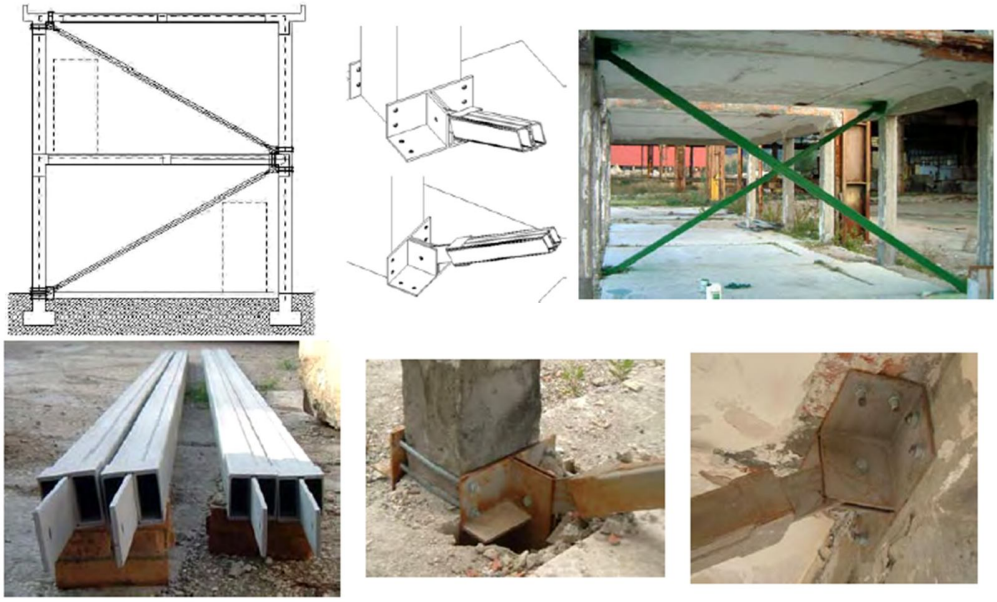
بادبندهای هم محور و برون محور فولادی با اضافه شدن به دهانه انتخاب شده قابهای بتنی منجر به افزایش مقاومت جانبی قاب شده و بادبندها به حالت فشاری، کششی، فشاری و کششی یا پس کشیده و به اشکال chevron x و anti chevron لوزی شکل و زانویی اجرا می گردند. اصولا بادبندهای کششی نسبت به بادبندهای فشاری در سیکلهای متناوب بار گذاری رفتار لرزه‌ای بهتری داشته و حلقه‌های هیسرزیس آنها باریک شدگی کمتری داشته و افت سختی کمتری دارند. بادبندها خارج از قاب و بین دو یا چند طبقه مانند کلافی محصور کننده عمل می‌نمایند.

مهمترین مزیت این تکنیک در عدم نیاز به تقویت فونداسیون به دلیل نصب مهاربند بین اعضای موجود می‌باشد، هرچند که افزایش بار در فونداسیون موجود در محل قرار گیری مهربند محتمل بوده و فونداسیون بایستی ارزیابی مجدد گردد. عیب این روش عدم اتصال مناسب بین بادبند فولادی و قاب بتن آرمه است که اتصال را حین زلزله آسیب پذیر می‌سازد. ملات بکار رفته بین بتن و فولاد از اهمیت خاصی برخوردار است و در میزان مقاومت جانبی قاب موثر است و مزایای این روش افزایش مقاومت، سختی و استهلاک و داشتن رفتار شکل پذیر در بارگذاری تناوبی و سیکلی بدون گسیختگی زود هنگام می‌باشد. مزایای این روش عبارتند از:

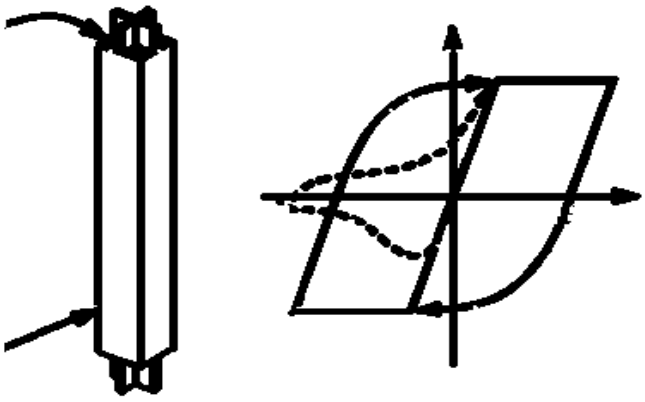
- افزایش مقاومت و شکل پذیری سازه
- اعمال وزن کمتر به سازه
- امکان استفاده از بازشو و پنجره در قاب بادبندی شده
- اجرای نسبتا آسان
- کنترل کیفیت



شکل ۸-۵. کاربرد مهاربند برون محور (EB) همراه لینک قائم در مقاوم‌سازی قالب بتن آرمه



شکل ۸ -۶ .کاربرد بادبند هم محور مقاوم در برابر



شکل ۸-۷ . دیاگرام کمانش

هسته میانی از سه بخش تشکیل یافته است:

- ناحیه جاری شونده که نسبت به سایر قسمتها سطح مقطع کمتری دارد و به وسیله غلاف محافظت می‌شود.
- ناحیه انتقال که سطح مقطع بیشتری دارد و باز توسط غلاف پوشیده شده است. این بخش در دو سوی بیرونی غلاف واقع می‌شود.
- ناحیه اتصال که خارج از غلاف قرار دارد، این بخش برای اتصال بادبند به اجزای اصلی قاب بکار می‌رود. واسط این بخش با قاب همان ورق اتصال خواهد بود.

۸-٦-۹-۱-۵ استفاده از جداگر لرزه‌ای

اساس این روش بر جدایی ساختمان از زمین استوار شده است. در این روش بار اعمالی به دلیل جدایی بین سازه و جابجایی زمین، در حین زلزله کاهش می‌یابد با ایجاد انعاطاف پذیری در پایه سازه یا در طبقات و استقرار عناصر مستهلک کننده انرژی جداسازی پی صورت می‌گیرد و لایه جداگر معمولا پریود طبیعی بالاتری نسبت به پریود طبیعی تکیه گاه ثابت دارد که این افزایش پریود منجر به کاهش شتاب

طیف لرزه‌ای می‌شود و نوعی از بالشتکهای لرزه‌ای استوانه‌ای کوتاه با یک حفره یا بیشتر و روقهای فولادی با لاستیک سخت بین آنها (المانهای لغزشی) در جداگرهای لرزه‌ای معمول هستند و به دلیل این که جداگرهای لرزه‌ای انرژی را مستهلک می کنند و کاربرد این روش در ساختمانهای سخت با فرکانس بالا و کوتاه با بارهای سنگین می‌باشد ولی در این تکنیک بایستی توجه داشت کاربرد جداگر لرزه‌ای در اکهای نرم به دلیل امکان همسان شدن پریود و پدیده تشدید یا رزونانس توصیه نمی گردد و پریود انتخابی حتی المقدور بایستی از تناوب حرکت زمین دور باشد.

مزایای این روش عبارتند از:

- ایجاد انعطاف پذیری مناسب در سازه
- کاهش تغییر مکان نسبی کفها و پایین آمدن میزان خرابی سازه‌ای و غیر سازه‌ای
- کاهش فرکانس ارتعاش سازه و کاهش نیروهای طراحی زلزله
- اشغال مساحت کمتری از ساختمان برای اجرای این طرح تقویت
- مزاحمت کمتر برای ساکنان و عدم نیاز به تخلیه ساختمان
- محفوظ نمودن نمای ساختمان

با توجه مزایای بر شمرده، کاربرد این روش در ساختمانهای کوتاه و متوسط مرتبه، پلها، نیروگاه‌های هسته‌ای و بسیاری از ساختمانهای صنعتی می‌باشد.

سیستم جداگر لرزه‌ای دارای سه جز اساسی است:

- تکیه گاه انعطاف پذیر
- میراکننده یا مستهلک کننده انرژی
- تامین کننده سختی در برابر بارهای جانبی کم، برای تامین انعطاف پذیری از وسایلی نظیر غلطکها، صفحات لغزشی اصطکاکی، کابلهای تعلیق، پایه‌های مهره ماسوله‌ای و پی‌های گهواره‌ای استفاده می‌شود. برای تامین استهلاک انرژی می‌توان از لاستومرهای سربی_لاستیکی و میراگرهای هیدرولیکی در پلها و سازه‌های ویژه استفاده نمود، و برای تامین سختی از تکیه گاه‌های سربی_لاستیکی یا سایر اتلاف کننده‌های انرژی مکانیکی استفاده می‌شود.

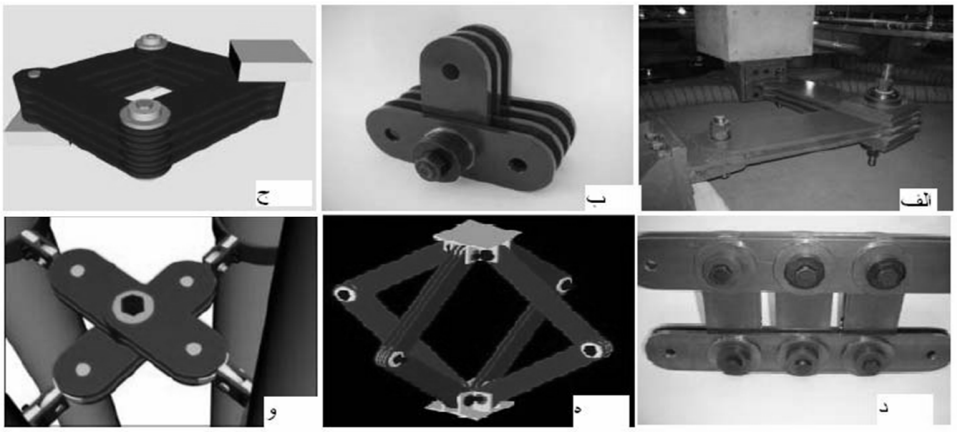
شکل ۸-۸. جداگر لرزه‌ای یا ایزولاتور

ایزولاتورها زیر یا روی فونداسیون یا در زیر و پای ستون یا در وسط ستون بکار برده می‌شوند.

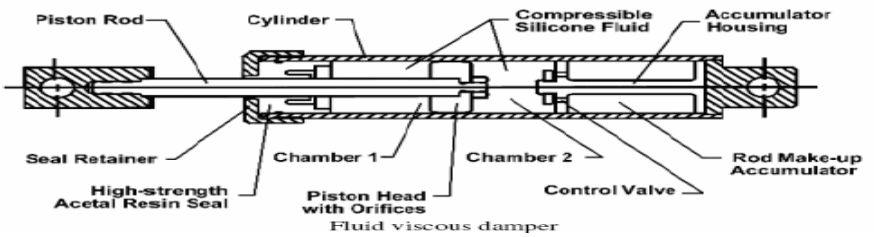
استفاده از مستهلک کننده انرژی اساس روش بر پایه افزایش میرایی و کاهش دامنه نوسان و به دنبال آن کاهش پاسخ لرزه‌ای استوار است.

۸-۶-۹-۱-۵-۱ انواع میراگرها

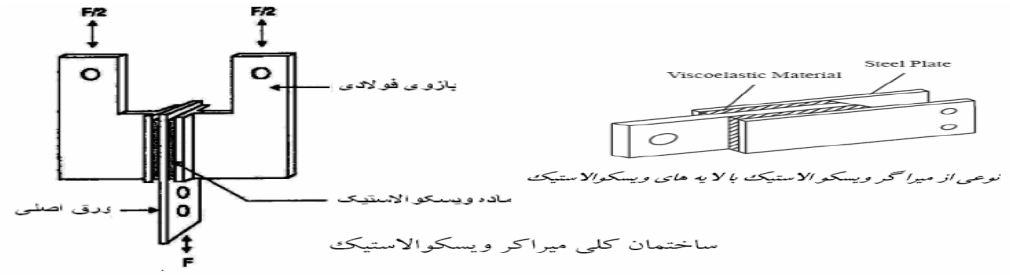
عبارتند از اصطکاکی یا پال، هیسترزیس، متالیک، مایع لزج، ویسکو الاستیک و...که مزیت اصلی همگی آنها سهولت نصب می‌باشد.



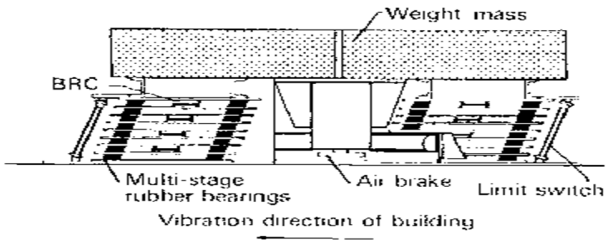
شکل ۸-۹. انواع میراگر اصطکاکی در یک نگاه



شکل ۸-۱۰. میراگر مایع لزج

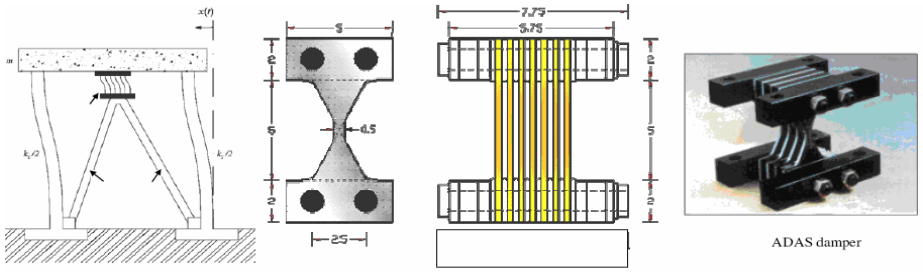


شکل ۸-۱۱ میراگر ویسکو الاستیک

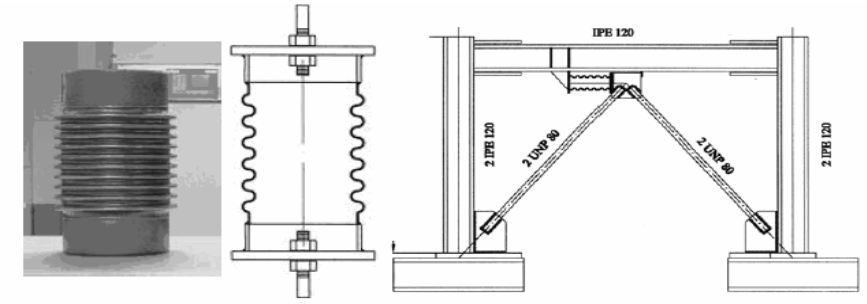


شکل ۸-۱۲. میراگر جرم تنظیم شده Tuned Mass Damper

در سالهای اخیر استفاده از صفحات فولادی TADAS قابهای واگرا (EBF) سیستمهای پانول برشی (SPS) از محبوبیت بیشتری در کاربردهای ساختمانی برخوردار شده‌اند، معمولا میراگرها روی بادبندها، بین بادبند، تیر، بین دیوارها یا بین دیوار نصب می‌شوند.



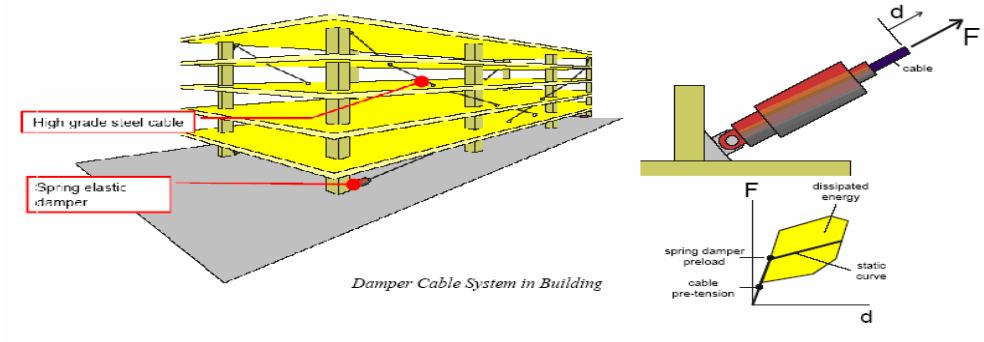
شکل ۸-۱۳. میراگر ADAS (Added Damping and Stiffness)



شکل ۸-۱۴. میراگر فلزی آکاردئونی

۸-۶-۹-۱-۶ ترمیم با تقویت موضعی ۸-۲-۱۰

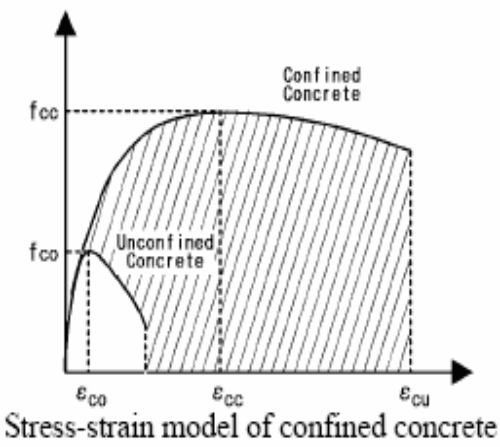
ناحیه بحرانی در قابهای بتن آرمه، اتصال تیر به ستون می‌باشد که گسیختگی برشی در پانل اتصال به دلیل کمبود آرماتور عرضی رخ بتن می‌دهد. زره پوش بتنی یا فولادی، استفاده از ژاکت FRP، تاندونهای پیش تنیده و ...از جمله روشهای ترمیم و تقویت موضعی اعضای آرمه می‌باشد.



شکل ۸-۱۴. سیستم تقویت موضعی

۸-۶-۹-۱-۷ ژاکت کردن ستون

شکست برشی ستون بتن آرمه در تغییر شکلهای محدود توأم با افت مقاومت بار جانبی به خاطر این است که مقاومت برشی ستون نسبت به مقاومت خمشی آن در بار جانبی سیکلی و متناوب تمایل بیشتری به کاهش سریعتر دارد و ژاکت ستون هم در افزایش مقاومت برشی



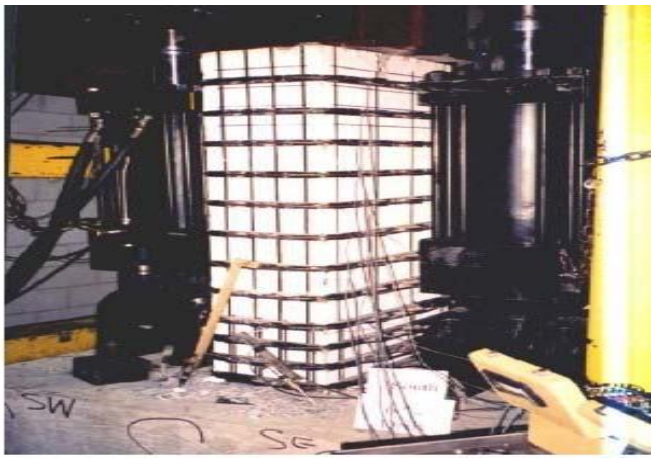
Stress-strain model of confined concrete

و هم

شکل ۸-۱۵ . ژاکت کردن ستون نمودار ۸-۱ . نمودار تنش کرنش

* مقاومت خمشی موثر است و هم منجر به افزایش محصور شدگی و تاثیرات آن بر افزایش کرنش نهایی بتن می‌گردد.

قفس فولادی از مقاطع نبشی به صورت طولی و تسمه‌های فولادی عرضی ساخته می‌شود. در عمل تسمه‌های عرضی به صورت جانبی تنیده می‌شوند و برای این کار از آچارهای مخصوص یا پیش گرمایش عضو استفاده می‌شود. فضای خالی بین قفس فولادی و بتن موجود معمولا با ملات‌های مقاوم ضد انقباض پر می‌شود، بایستی توجه داشت که ملات مذکور ماسه سیمان معمولی نباشد چون بر اثر انقباض ملات، لغزش زود هنگام بین سطح ملات و بتن رخ می‌دهد که افزایش باربری ناشی از محصور سازی را تحت تاثیر قرار می‌دهد و در جایی که محافظت فولاد در برابر خوردگی و آتش مطرح است از بتن پاشی و شاتکریت استفاده می‌شود.



شکل ۸-۱۶ . تقویت لرزه‌ای ستون بتن آرمه، کمبود آرماتور انتظار از طریق پیش تنیدگی خارجی

با دقت در شکل فوق شکاف موجود بین لوله شالوده در حدود5cm بوده که برای جلوگیری از امکان باربری محوری ژاکت فولاد در تغییر شکلهای جانبی بزرگ و جلوگیری از کمانش موضعی آن است. محصور سازی ستون با ورقهای نازک فولاید نیز انجام می‌شود و این ورقها با فاصله کمی از سطح ستون قرار می‌گیرند و فضای بین آنها با ملات ضد انقباض پر می‌شود. در هر دو روش قفس و ورق فولادی افزایش سطح مقطع ناچیز بوده و نسبت به روش پوشش بتنی که پرکاربردترین روش در دنیا است و در کاربری فضا اختلال کمتری ایجاد می کند.

بایستی توجه داشت ژاکتهای فولادی با لوله‌ها و یا قوطی‌های فولادی پر شده با بتن (Concrete Filled Tube) تفاوت دارند اولا که CFT را با عملکرد و اندرکنش توأم بتن و فولاد طراحی می کنند ولی در ژاکتهای فولادی بین ورق فولادی و بتن درزی است که با ماده پرکننده ضد افت و انقباض مثل گروت سیمان خالص پر می‌کنند و به صورت غیر فعال بعدا از خاصیت محصور شدگی بتن استفاده می‌شود در صورتی که در CFT به محض بارگذاری بتن وارد فاز محصور شدگی می گردد.

استفاده از سیمهای فولادی در تقویت فوری آن یا تسمه‌های پس کشیده فولاد به همراه فولاد عرضی نیز از جمله روشهای تقویت ستون می‌باشد.

از پوشش بتنی و پلاستر مسلح که بسیار شبیه به ژاکت یا زره پوش بتنی است نیز می‌توان استفاده کرد با این تفاوت که از شاتکریت یا پلاستر معمولی ساخته می‌شوند.

سیستم‌های یقه‌های فولادی علاه بر این که محصور شدگی را برای ستون تامین می کند، نسبت به تنگهای بسته متداول مزایای بیشتری دارند از جمله:

- محصور شدگی و احاطه کردن بتن پوشش و افزایش سطح موثر و هسته مرکزی بتن در مقاومت نهایی
- ایجاد کردن سختی خمشی بزرگتر و تامین مکانیزم محصور شدگی مناسب در مقایسه با تنگ بسته
- داشتن عرض کافی در تماس مستقیم با ستون بتنی که امکان افزایش فاصله بین یقه‌های فولادی را افزایش می دهد .
- در نهایت با افزایش سطح مقطع عرضی نسبت به تنگهای بسته مقاومت برشی ستون بتن آرمه را افزایش می‌دهد.

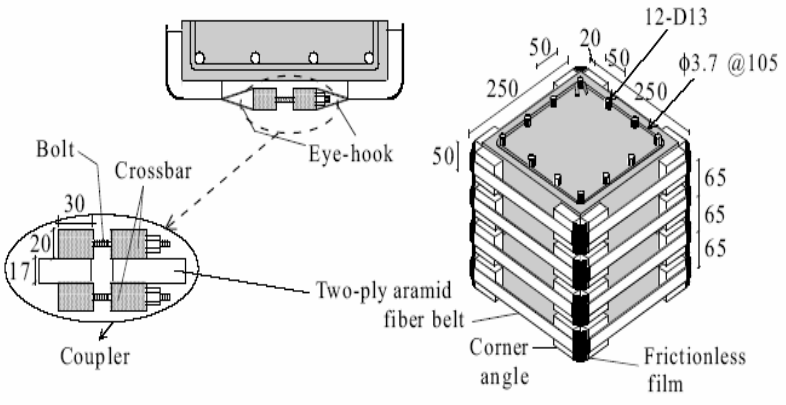
با توجه به تحقیقات انجام شده، تاثیر محصور شدگی در ستونهای دایروی و بیضوی بیشتر از ستونهای مربعی یا مستطیلی معادل می‌باشد، از این رو برای ژاکت کردن ستونهای مربع مستطیل برای افزایش تاثیر محصور شدگی توصیه شده است از ژاکت دایروی یا بیضوی استفاده شود و بین غلاف و ستون بتن آرمه با یک ماده پر کننده ضد انقباض پر شود.

ژاکتهایFRP دارای مزیت کاربرد و نصب سریع در زمان کوتاه، وزن سبک با مقاومت مناسب در برابر خوردگی... می‌باشد بایستی تجه داشت که اگر تیر با لمینیتFRP به صورت کامل دورپیچ شده باشد، امکان مد گسیختگی زودهنگام Debonding ضعیف بوده و این مد گسیختگی در حالتU شکل و نوارهای جانبی و چسبیده به بدنه تیر رخ می‌دهد و مهار انتهاییFRP در افزایش مقاومت کامل موثر است و ژاکتهای کامپوزیتی پیش ساخته که معمولا با چسب اپوکسی به سطح ستون بتن آرمه چسبانده می‌شوند و آماده سازی سطح برای درگیری بیشتر لایه بتن و چسب حائز اهمیت بوده و عیب این روش، کاهش شکل پذیری حاصل می‌باشد.

شکل۸-۱۷ . ستون تقویت شده با کاپوزیتFRP و آسیب دیده

روشی که اخیرا برای افزیش مقاومت برشی و لرزه‌ای ستونها بکاربرده می‌شود، افزایش فشار جانبی فعال و غیر فعال برای غلبه ر انبساط و اتساع جانبی بتن تحت فشار به دلیل پدیده پواسون و نیرو در محل گیره‌ها برای افزایش چسبندگی بتن و فولاد اعمال می‌شود. علاوه بر تسمه‌های فولادی امروزه از کمربند کاپوزیتی فیبر آرامیدی که پیش تنیده یا پس تنیده می‌باشند برای افزایش تاثیر محصور شدگی استفاده می‌شود.

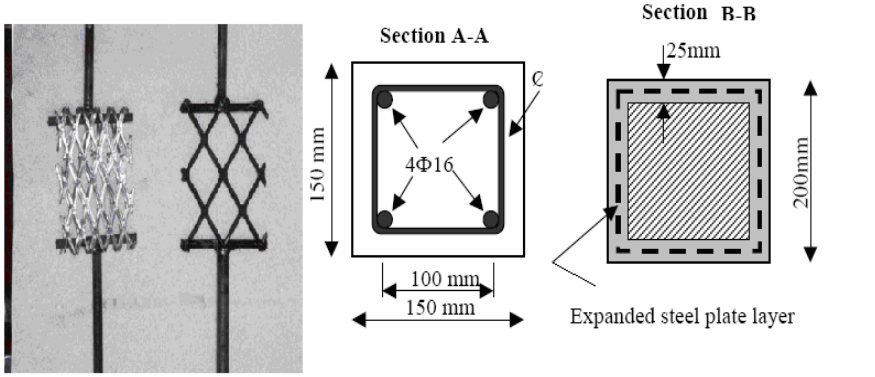
در تحقیقات اخیر بجای استفاده از کامپوزیتهای الیافیFRP ورقهای فولادی و انواع دیگر ژاکتی ستون چون قفس فولادی، تسمه فولادی و زره‌پوش بتنی می‌توان از شبکه‌های سیمس فولادی برای افزایش شکل پذیری و خصوصا شکست ترد در ستونهای کوتاه تحت بارگذاری سیکلی استفاده کرد، مزیت این روش نسبت به پوشش ضخیم بتن مسلح با شبکه میلگرد و تنگ بسته که تاثیر مثبت روی سختی



و مقاومت برشی دارد و تاثیر منفی روی شکل‌پذیری، این است که در این روش با مصرف حجمی معادل فولاد و پوشش تقویتی نازک با ملات مسلح(فروسیمان) می‌توان به شکل پذیری بالاتری رسید.

شکل ۸-۱۸ . تسمه های FRP

ورقهای گسترده فولادی لوزی شکل بوده و شبیه به الیاف کامپوزیتی FRP رفتار ارتوتروپیک داشته و در امتداد قطر بزرگتر لوزی سختی و مقاومت بلایی دارد و جهت قرارگیری آن با محور عضو حائز اهمیت می‌باشد. چسبندگی و پیوستگی ورق گسترده با بتن و ملات بسیار خوب بوده و نوع نورد و مسطح شده آن، از این نظر که نیروهای عمود بر صفحه، نمی‌تواند منجر به کنده شدن پوشش بتنی روی ورق شود، عملکرد بهتری دارد.



شکل ۸-۱۹ . ورق های FRP

۸-۱-۹-۶-۸-۳-۱۰ سیستم هیبریدی جدید

اخیرا پروفسورJ.G.Teng مدل ستون FRP Concrete-Steel Double Skin را مطابق شکل۳۱ ارائه داده است که متشکل از یک لوله فولاد و یک غلاف خارجیFRP است که فضای بین آن دو با بتن پر شده است. با دقت به عملکرد چنین ستونی می‌بینیم که این ستون معایب لوله‌های فولادی چون کمانش تحت بار فشاری را به دلیل احاطه شدن با غلاف بتنی نداشته و از طرفی بتن موجود به وسیله پوششFRP کاملا محصور شده ظرفیت بار نهایی و کرنش نهایی آن تحت بار محوری به شدت افزایش می‌یابد.

شکل ۸-۲۰ . سیستم مرکبCSDS

۸-۶-۱۰ تقویت اتصالات

۸-۶-۱۰-۱ تقویت اتصال دال- ستون

در این گونه اتصالات خسارات سازه‌ای بحرانی به صورت گسیختگی برش پانچ یا دو طرفه به دلیل ممان نامتعدل است، استفاده از کتیبه یا پدستال بتنی، ورقهای فولادی وFRP دو طرف دال برای افزایش ظرفیت برشی روشهای تقویت اتصال دال_ ستون می‌باشد.

۸-۶-۱۰-۲ تقویت اتصال تیر- ستون

زره پوش یا غلاف بتنی و ورقهای فولادی پیچ شده یا موجدار، ژاکتهای فولادی، لینیتهایFRP از جمله روشهای تقویت اتصال تیر- ستون می‌باشند و افزایش مقاومت برشی و شکل پذیری را در پی دارند و مشکل اساسی انها که در تقویت اتصال می‌باشد عدم تامین محصور شدگی موثر است و برای جلوگیری از شکم دادن و برآمدگی ورقه‌هی فولادی مسطح که در تقویت استفاده می‌شوند، استفاده از مهار مکانیکی مناسب توصیه می‌شود. مهار انتهایی ورقه‌هایFRP در تقویت اتصال برای تامین محصور حائز اهمیت است.

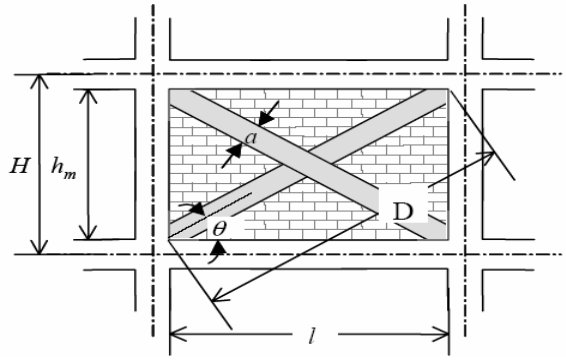
شکل ۸- ۲۱ . تقویت تیر به ستون

۸-۶-۱۰-۳ تقویت دیوارهای بتنی و مصالح بنایی

استفاده از نوارهای فولادی در ساختمانهای مصالح بنایی و دیوارهای بتنی برای افزایش شکل پذیری و مقاومت توصیه می گردد. امروزه از نوارهایFRP به دلیل مزایای بی‌شمار چون سبک بودن و بالا بودن مقاومت نبت به وزن، مدول الاستیسیته بالا، مقاومت بالا در کشش و برش، مقاومت در برابر رطوبت و شرایط محیطی (عدم زنگ زدگی و پوسیدگی)، انعطاف پذیری بالا، دوام و پایداری بالا و...در تقویت دیوارهای مصالح بنایی و بتنی استفاده می‌شوند.

نقاط ضعف سازه‌های بنایی در برابر زلزله عبارتند از: کامل نبودن مسیر انتقال بار جانبی در دیوارهای باربر، کافی نبودن مقاومت برشی دیوار، عدم وجود سیستم مقاوم کمکی کلاف و گسترش بالای به طرف خارج، نامنظمی در ارتفاع، عدم وجود پی مناسب، نامنظمی در پلان، زیاد بودن وزن دال و عدم یکپارچگی و وجود بازشو و خسارتها عبارتند از ایجد ترکهای افقی بین دیوارها و سقفها، ایجاد ترکهای قائم در محل تقاطع دیوارها، جداشدن دیوارهای خارجی از یکدیگر و سقف، فروریختگی خارج از صفجزحه دیوارهای خارجی و فروریختن سقف، حرکت گهواره‌ای دیوار در صفحه خود، ایجاد ترکهای قطری در پای دیوارها و کنار بازشوها، جدا شدن یا ضربه زدن متقابل در گوشه دیوارهای متعامد، فروریختگی جزئی و کلی دیوارها.

اکثر دیوارهای آجری غیر مسلح(Un-Reinforced Masonry) عدم توانایی تحمل نیروهای رفت و برگشتی را دارند و عمدتا برای تحمل بار ثقلی و گرانشی طراحی شده‌اند و قادر به تحمل نیروهای برشی درون صفحه‌ای و خمشی خارج از صفحه نمی‌باشد. مقاومت خمشی دیوارهایURM بستگی به مقاومت کششی ملات آن دارد وچسباندن ورقهFRP به سطح بیرونی دیوار برای تحمل نیروهای کششب به همراه مقاومت فشاری اجر تاثیر بسزایی در افزایش مقاومت خمشی دیوار دارد.



شکل ۸- ۲۲. دیوار آجری تقویت شده باFRP

■ بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود

مقدمه

مراحل بهسازی

۱- برداشتهای اولیه

۲-جمع آوری اطلاعات

۳-ارزیابی وضعیت موجود

۴-ارئه گزارش آسیب پذیری کیفی

۵-تهیه اطلاعات تفصیلی

۵-۱-مشخصات مصالح(مدارک،انجام آزمایشات)

۵-۲-تهیه نقشه های وضع موجود

۶-ارائه گزارش آسیب پذیری کمی

۷- روشهای عمومی بهسازی

۸-انتخاب گزینه برتر و تهیه نقشه های اجرایی

۹-برآورد

۱۰-توجیه اقتصادی

۱۱-تهیه مشخصات فنی

۱۲-اسناد مناقصه

- اهداف بهسازی
- ۱- بهسازی مبنا
- ۲- بهسازی مطلوب
- ۳- بهسازی ویژه
- ۴- بهسازی محدود
- ۵- بهسازی موضعی

۱- بهسازی مبنا

- در بهسازی مبنا انتظار می رود که تحت زلزله << سطح خطر ۱>> ایمنی جانی ساکنین تامین گردد.

۲- بهسازی مطلوب

- در بهسازی مطلوب انتظار می رود که هدف بهسازی مبنا تامین گشته و علاوه برآن تحت زلزله << سطح خطر ۲>> ساختمان فرو نریزد.(سطح عملکرد E-5)
- ۳- بهسازی ویژه
- در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مد نظر قرار می گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب ، سطوح خطر زلزله بالاتری در نظر گرفته می شود.

۴- بهسازی محدود

- در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می شود، به گونه ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:
- ۱- تحت زلزله خفیف تر از زلزله << سطح خطر ۱>> ایمنی جانی ساکنین تامین گردد(سطح عملکرد C-3)
- ۲- تحت زلزله ای برابر یا خفیف تر از زلزله << سطح خطر ۱>> سطوح عملکرد
- C-4، D-4 ، E-4 ، D-5 یا E-5 و یا D-6 تامین گردد.

۵- بهسازی موضعی

- در بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی مطابق بندهای زیر می باشد که بدلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می شود .در این حالت بهسازی باید بگونه ای پیش بینی و اجراگردد که هدف بهسازی بخشهای دیگر در مراحل بعدی برآورده گردد.
- بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود:
- ۱- بهسازی بخشی از ساختمان نباید منجر به پایین آمدن سطح عملکرد کل ساختمان گردد.
- ۲- بهسازی نباید منجر به نامنظم شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.
- ۳- بهسازی نباید منجر به افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی تحت زلزله دارند ،شود.
- اطلاعات

جمع آوری اطلاعات شامل موارد زیر می گردد.

۱-پیکربندی ساختمان

۲-مشخصات مصالح

۲-مشخصات ساختگاه

۴-ساختمان های مجاور

- تعیین سطح اطلاعات با توجه به هدف بهسازی

سطوح اطلاعات شامل :

۱- سطح اطلاعات حداقل

۲- سطح اطلاعات متعارف

۳- سطح اطلاعات جامع

جدول زیر سطح اطلاعات را برمبنای هدف بهسازی ارائه می دهد::

- سطح اطلاعات حداقل

۱- پیکربندی

اطلاعات پیکر بندی سیستم سازه ای شامل هندسه کامل سازه مشتمل برپلان،مقاطع ،هندسه اعضا و اجزای غیر سازه ای و همچنین اطلاعات مشخصات مصالح می باشد .

۱-۱- سازه های فولادی

الف : اگر نقشه های اجرایی موجود باشد آشکار کردن حداقل ۱ اتصال از هر نمونه اتصال باید انجام پذیرد.

ب : در صورت نبود نقشه های اجرایی ۳ اتصال از هر نمونه اتصال با برداشتن روکش آنها آشکار شود.

۱-۲- سازه های بتنی

بازرسی عینی :

در هر طبقه حداقل ۲۰٪ اعضا ، اجزا و اتصالات بازرسی عینی شوداگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه ای مشاهده شود تعداد نمونه مورد بازرسی به ۴۰٪ افزایش یابد.

الف : اگر نقشه های اجرایی با جزئیات کافی موجود باشد آشکار کردن حداقل ۱ نمونه از هر اتصال اصلی با برداشتن بتن رویه باید انجام پذیرد.اگر تفاوت با نقشه ها دیده شود حداقل ۵٪ اتصالات باید بازرسی شود.

ب : در صورت نبود نقشه های اجرایی، ۳ نمونه از هر اتصال اصلی باید بررسی شود.

- ۲- مشخصات مصالح

الف : اگر نقشه های اجرایی موجود باشد می توان از مقادیر مشخصات مصالح به عنوان مشخصات کرانه پایین استفاده کرد.

ب : در صورت نبود نقشه های اجرایی باید طبق سطح اطلاعات متعارف یا جامع اطلاعات جمع آوری گردد.

برای سازه های بتنی باید با استفاده از آزمایشات غیر مخرب نظیر چکش اشمیت از یکنواختی مشخصات مصالح بتنی اطمینان حاصل شود.

۳- مشخصات ساختگاه

مشخصات ذکر شده برای خاک در دفترچه محاسبات و نقشه های اجرایی پی در صورت وجود را می توان به عنوان مشخصات کرانه پایین استفاده کرد.

۴- ساختمان مجاور

۱- برخورد ساختمان مجاور

۲- اجزای مشترک بین ساختمانها

۳- آسیب ناشی از ساختمانهای مجاور

علاوه بر این باید بررسی شود که راههای دسترسی ساختمان بر اثر ریختن قطعات ساختمان مجاور مسدود نگردد.

- سطح اطلاعات متعارف

۱- پیکربندی

در سازه های بتنی و فولادی مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع آوری می گردد.

۲- مشخصات مصالح

۲-۱- سازه های فولادی

الف : در صورت وجود گزارش آزمایش مصالح نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست.

ب : در غیر اینصورت حداقل یک آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه لازم است.

۲-۲- سازه های بتنی

الف : برای تعیین مقاومت طراحی بتن ۲ مغزه از هر عضو گرفته شود که حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان ۶ نمونه است.

ب : درصورتی که مقاومت مشخصه میلگرد طبق گزارش آزمایش مصالح معلوم باشد نیاز به انجام آزمایش نیست در غیر اینصورت ۲ نمونه گیری از آرماتور در ساختمان انجام شود.

- ۳- مشخصات ساختگاه

مشخصات لایه های خاک با انجام نمونه گیری و آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی به دست می آید.

الف : در صورت وجود مدارک معتبر حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد متعارف نیاز به انجام آزمایش اضافی نمی باشد.

ب : اگرمدارک فنی موجود نباشد یا نقص ، کاستی و عدم سازگاری در گزارش موجود مشاهده شود ، حفاری حداقل یک گمانه تا عمق نفوذ تنش بار گذاری لازم است .

۴- ساختمان مجاور

مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع آوری می گردد .

- سطح اطلاعات جامع

۱- پیکربندی

در سازه های بتنی و فولادی مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع آوری می گردد.

۲- مشخصات مصالح

۳-۱- سازه های فولادی

الف : در صورت وجود گزارش آزمایش مصالح ، حداقل ۲ آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه لازم است.

ب : در غیر اینصورت حداقل ۳ آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه در هر ۴ طبقه لازم است.

۳-۲- سازه های بتنی

۳-۲-۱ مصالح بتنی

حداقل ۳ مغزه از هر نوع عضو و حداقل ۶ نمونه از رده بتن در کل ساختمان گرفته شود که باید نتایج آزمایش با مقاومت طراحی و نتایج آزمایشهای موجود کنترل شود .

- ۳-۲-۲- میلگردهای فولادی

الف : در صورت وجود گزارش آزمایش مصالح ، حداقل ۳نمونه به طور تصادفی از هر نوع عضو سازه مورد آزمایش قرار گیرد.

ب : اگر مشخصات فنی موجود نباشد و معین شود که جنس و مشخصات آرماتورها یکسان است دراینصورت ۳ نمونه به طور تصادفی از هر ۳ طبقه از هر عضو سازه مورد آزمایش قرار گیرد. اگر در یکسان بودن جنس و مشخصات آرماتورها تردید ایجاد شود تعدادنمونه ها به ۶ نمونه به ازای هر ۳ طبقه افزایش می یابد.

۳- مشخصات ساختگاه

لف : در صورت وجود گزارش ژئو تکنیک حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد متعارف حداقل ۱ گمانه لازم است.

ب : در صورت عدم وجود ۴ گمانه لازم است .

۴- ساختمان مجاور

مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع آوری می گردد .

- برداشت های اولیه
- ۱- موقعیت جغرافیایی و شیب زمین
- ۲- راههای دسترسی و مراکز امداد رسانی
- ۳- وضعیت ظاهری ساختمان (بررسی پایداری کلی ساختمان و وجود یاعدم وجودترکهای سازه ای)
- ۴- محدودیت های انجام عملیات بهسازی
- ۵- وضعیت ابنیه مجاور از نظر کیفی، فاصله، اتصال احتمالی به ساختمان
- ۶- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و آبهای زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده محلی مانند گودبرداری های اطراف
- ۷-تهیه گزارش مقدماتی:

- دراین گزارش موارد اشاره شده فوق با مستندسازی ارئه می شود.
- جمع آوری اطلاعات اولیه
- ۱- شناخت خواسته های کارفرما
- ۲- مشخص نمودن نوع ساختمان از نظر اهمیت
- ۳- مشخصات فنی وعمومی ساختمان شامل:

- اطلاعات عمومی ساختمان از قبیل سال ساخت،سطح زیربنا ، تعدادافراد حاضردر ساختمان،نوع کاربری ساختمان و....
- اسناد و مدارک فنی و نقشه های موجود
- اطلاعات مربوط به ساختمان های مجاور د ر صورت نیاز

- ۴-مشخصات محل از نظر شرایط ساختگاه و خطر زلزله
- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان
- ۱- پیکربندی
- ۲- خواص اعضا
- ۳- مشخصات ساختگاه
- ۴- ساختمانهای مجاور
- الف- برخورد ساختمانهای مجاور
- ب- اجزای مشترک بین ساختمانها
- پ – آسیب ناشی از ساختمانهای مجاور
- ۵- اعضای سازه ای اصلی و غیر اصلی
- ۶-شرایط دیگری که در عملکرد ساختمان تاثیر داشته باشند مانند تغییرات ایجاد شده در ساختمان بعداز ساخت اولیه و....
- ۷-مشخص نمودن تفاوت های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی و اجرایی موجود و اطلاعات حاصل از بازدید محلی و ارزیابی عینی ساختمان

۲-خواص اعضا

- اطلاعات لازم از خواص اعضا ونحوه اتصال آنها با سایر اعضا جهت محاسبه ظرفیت اعضا جه از نظر مقاومت وچه از نظر تغییر شکل، باید جمع آوری گردد. درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری شده از ساختمان موجود که به وسعت ودقت این اطلاعات بستگی دارد با استفاده از ضریب آگاهی منظور می شود.

۳- مشخصات ساختگاه

- اطلاعات مربوط به شرایط سطحی وزیر سطحی ساختگاه،(خاک زمین در سطح و عمق)هندسه و محل پی ها جهت تحلیل کامل سازه باید جمع آوری گردد. این اطلاعات با توجه به مدارک وگزارشهای موجود، بازدید های محلی ودر صورت وجود،نتایج عملیات حفاری، نمونه گیری وانجام آزمایشهای صحرایی وآزمایشگاهی بدست می آیند.
- اگر در ساختگاهی احتمال مخاطرات ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی،گسترش جانبی ویا زمین لغزش وجود داشته باشدواطلاعات ژئوتکنیکی موجود نیز جهت بر آورد خطر ومقابله با کاهش آن کفایت نکند، مطالعه شرایط زیر سطحی ضرورت می یابد وسعت این اطلاعات با توجه به هدف بهسازی تعیین می گردد.

- بازدید از محل ساختگاه ضرری است. در این بازدید ، باید تفاوت مندرجات نقشه های ساختما ن با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گیرد. در صورت وجود تفاوت، تغییرات محتمل در شرایط تکیه گاهی وبار گذاری ساختمان بررسی میگردد. همچنین توجه به هر گونه ضعف در عملکرد ساختمان، نظیر نشست دالهای کف و شالوده ها ، که مبین ضعف عملکرد ساختمان در زمان وقوع زلزله نیز باشد ضروری است.

۴- ساختمانهای مجاور

- در صرتیکه امکان تاثیر سازه های مجاور بر رفتار لرزه ای سازه ای که تحت مطالعات بهسازی قرار می گیرد موجود باشد، باید اطلاعات مورد نیاز جهت ارزیابی اینگونه تاثیرات جمع آوری گردند. اطلاعات جمع آوری شده باید امکان مدلسازی اثرات متقابل ذکر شده در بندهای ۱ تا۳ زیر را فراهم نماید. در صورتیکه امکان تهیه چنین اطلاعاتی موجود نباشد، کار فرما باید از پیامدهای احتمالی ناشی از اثرات متقابل دو ساختمان مجاور مطلع گردد.
- ۴-۱- برخوردساختمانهای مجاور
- در صورتیکه فاصله ساختمانهای مجاور تا ساختمان مورد نظر کمتر از درز انقطاع تعیین شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ باشد، لازم است اطلاعات مورد نیاز برای بررسی اثر برخورد این ساخمانها برسازه مورد نظر جمع آوری گردند. خصوصا احتمال آسیبهای موضعی اعضا در محل برخورد به سازه مجاور باید با دقت بررسی و چاره اندیشی گردند.
- ۴-۲-اجزای مشترک بین ساختمانها
- اطلاعات لازم از ساختمان که دارای اعضا باربر قائم یا جانبی مشترک با ساختمان مورد بررسی می باشد باید جمع آوری گردد.
- ۴-۳-آسیب شناسی از ساختمان مجاور
- در صورتیکه احتمال آسیب دیدن ساختمان مجاور ر اثر سقوط اجزای سست(مانند قطعات نما، قطعات جان پناه ،...) انفجار، آتش سوزی،ننشت مواد شیمیایی یا سایر عوامل ناشی از زلزله وجود داشته باشد، باید اطلاعات لازم جمع آوری شوند. قسمتهایی از ساختمان که در معرض آسیب ناشی از برخورد قطعات سست ساختمان مجاور هستند باید تقویت شوند. علاوه بر این باید بررسی شود که راههای دسترسی ساختمان در اثرریختن قطعات ازساختمان مجاور مسدود نشوند.
- تهیه گزارش کیفی
- بعداز جمع آوری اطلاعات و انجام ارزیابی وضعیت موجود ارزیابی کیفی ساختمان انجام می شود.
- گزارش کیفی باتوجه به نتایج حاصل از بندهای قبل و همچنین موارد اشاره شده در دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود براساس نوع سیستم سازه ای ساختمان تهیه می گردد.
- پس از بررسی موارد فوق و کنترل شروط آئین نامه ای در مورد ساختمان اقدام به نتیجه گیری کیفی از میزان آسیب پذیری ساختمان وهمچنین توجیه اقتصادی بهسازی در صورت آسیب پذیر بودن می گردد.
- تهیه اطلاعات تفصیلی
- ۱-بررسی مشخصات مصالح
- ۱-۱- با توجه به مدارک موجود
- ۱-۲- بوسیله آزمایشات
- ۲-تهیه نقشه های وضع موجود ساختمان (معماری ، سازه)
- ۲-۱- اطلاعات فنی موجود

- ۲-۲- برداشت مستقیم

استقرار گروه برداشت و تجهیز دفتر کار

پرسنل گروه برداشت

- مهندس ارشد
- مهندس برداشت وثبت اندازه ها
- تکنسین بتن
- بازرس جوش
- کارگر
- نقشه بردار

وسائل گروه برداشت

- وسائل اندازه گیری ، وسائل تخریب موضعی، آزمایشگاهی شامل: (متر ، ضخامت سنج، فاصله یاب ، مقره گیر ، دستگاههای بازرسی جوش، نردبان ، برش هوا گاز، قلم، چکش، کلنگ ، پیکور(دستگاه ضربه زن) ، دوربینعکاسی و فیلمبرداری

پیکربندی

- ابعاد کلی ساختمان ، محوربندی ، مصالح بکار رفته ، کاربری ، روابط عملکرد قسمتهای مختلف ، نقشه های معماری و نقشه های اولیه سازه

علامت گذاری نقاط تخریب

شروع عملیات تخریب

برداشتهای هندسی از جزئیات

نمونه برداری مصالح جهت انجام آزمایشها

ضخامت سنجی

کرگیری

بازرسی های جوش

مشخص نمودن محلهای انجام سونداژ

۱-تست برش ملات در ساختمانهای بنایی

- حداقل یک آزمایش برای هر ۳۰ مترمربع از سطح دیوار لازم می باشد. برای هر ساختمان باید حداقل ۸ آزمایش انجام شود.
- رج خارجی دیوار باید تحت آزمایش قرارگیرد و بهتراست محل آزمایش مرکز دیوارباشد.
- ۳- تعیین محل سونداژ سقف

- بگونه ای باشد که اطلاعات لازم درموردکفسازی ،نحوه اتصال سقف و دیوار،وجود میلگردهای ضربدری در سقف طاق ضربی و یا میلگردهای اتکا در سقف تیرچه بلوک مشخص گردد.
- ۵- تعیین محل سونداژ اتصالات

- بگونه ای باشد که نحوه اتصال شناژهای افقی و قائم(ساختمان بنایی) یا تیر و ستون (سایر ساختمانها)و همچنین اتصال سقف به شناژ افقی یا تیر مشخص گردد.همچنین باید نحوه اتصال سقف به دیوار ، مشخصات تیرچه ها، طول تکیه گاهی تیرچه ها معلوم گردد.

- جمع آوری اطلاعات از سونداژهای انجام شده

۱-تست برش ملات در ساختمانهای بنایی

این تست جهت مشخص نمودن مقاومت برشی ملات انجام می شود.

علاوه بر آن می توان موارد زیر را نیز کنترل کرد :

- نوع مصالح (آجر فشاری یا غیره)
- کیفیت ظاهری ملات
- آجرچینی به صورت پله ای اجرا شده یادر تراز افقی
- نحوه قرار گیری درزهای قائم روی هم
- ۲-سونداژ تیرها و ستونها ، شناژها
- بدست آوردن ابعاد تیرها و ستونها یا شناژها (در ساختمانهای بنایی)
- تعیین نمودن مشخصات هندسی پروفیل ها در اسکلت فلزی
- تعیین نمودن وضعیت آرماتورگذاری شامل نوع، قطر وفاصله آرماتورهای طولی ، خاموت ها،پوشش بتنی روی آرماتورها.
- نحوه اتصال تیرها و ستونها در ساختمانهای با اسکلت بتنی یا فلزی .
- بدست آوردن مشخصات دیوارهای بتنی و نحوه اتصال آن
- نحوه اتصال شناژ به دیوار و نحوه اجرای آن در ساختمانهای بنایی .
- انجام آزمایش چکش اشمیت .
- برداشت از ستونهای فلزی
- برداشت از دیوار بتنی
- برداشت از تیر بتنی
- ۳- سونداژ سقف
- تعیین جزییات کفسازی
- برداشت از میلگردهای ضربدری سقف یا اتکا و میلگردهای منفی در صورت وجود
- مشخص شدن نحوه اتصال تیرچه ها به یکدیگر در صورت وجود
- نحوه اتصال تیرچه ها به کلاف یا دیوارهای سازه ای
- برداشت سقف
- ۴- سونداژ فونداسیون
- نوع سیستم فونداسیون
- ابعاد فونداسیون

- مشخصات میلگردهای بکاررفته ، شامل قطر ، فاصله و....
- بدست آوردن پوشش بتنی روی میلگردها
- مشخصات خاموتها و فواصل اجرایی آنها
- وضعیت ظاهری خاک زیر پی (دستی یا طبیعی و ....)
- نحوه اتصال کلافهای قائم به فونداسیون
- ارتفاع کرسی چینی و نوع مصالح آن
- وجود عایق بندی روی فونداسیون یا کرسی چینی
- وجود بتن مگر
- بازدید چشمی از نوع کیفیت بتن مصرفی
- ۵- سونداژ اتصالات
- الف- اتصال کلافها(در ساختمان بنایی)- تیرها به ستونها در سایر ساختمانها
- نحوه اتصال و نوع آنها
- مشخصات میلگردهای مصرفی در اتصالات بتنی
- وضعیت خاموتها در اتصالات بتنی
- طول و نحوه همپوشانی میلگردها در محل اتصال بتنی
- نوع پروفیل های مصرفی ، وضعیت جوش در محل اتصال فلزی
- علاوه بر نکات فوق موارد ذکر شده در سونداژ کلافها نیز در این قسمت قابل بررسی می باشد.
- ب- اتصال سقف با کلافها یا دیوارها
- نحوه اتصال تیرچه و دیافراگم سقف به کلاف یا دیوار
- نوع پروفیل تیرچه درسقفهای طاق ضربی
- فاصله بین پروفیلها
- میلگردهای طولی تیرچه ها در سقف تیرچه بلوک
- بررسی وجود یا عدم وجود عناصر برشی (گل میخ و.....)
- جزئیات اتصال
- ۶- سونداژ پله و تیرهای نعل درگاهی
- الف – راه پله
- مشخصات پروفیل تیرهای راه پله و تیرهای نعل درگاهی
- نحوه اتصال پروفیل تیر راه پله به تیرهای افقی موجود
- اتصالات بکار رفته در شمشیری ها
- ب- نعل درگاه
- مشخص نمودن طول تکیه گاهی تیر نعل درگاه
- روشهای آزمایش برای ارزیابی ساختمانها

- انجام آزمایش های مورد نیاز پروژه مقاوم سازی به منظور ارزیابی عملیات بهسازی سازه ها به شرح زیر و به تعداد تعیین شده بر اساس درخواست مهندسین مشاور طراح سازه و مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود میباشد . لازم به ذکر است که نقاط دقیق نمونه برداری و آزمایش توسط مشاور طراح مشخص خواهد گردید.
- ۱- روشهای آزمایشگاهی (روشهای مخرب)
- مقاومت مکانیکی مصالح به کار رفته با نمونه گیری واقعی و انجام آزمایش روی نمونه هادر آزمایشگاه
- - مغزه گیری
- بریدن فولاد و آرماتور از محل واقعی
- انجام آزمایشهای کوانتومتری و مکانیکی
- ۲- روش های غیر مخرب
- روش فراصوت – برای کنترل کیفیت جوش ، مقاومت بتن ،ردیابی آرماتور،
- ضخامت سنجی
- روش رادیوگرافی – کنترل ترکها و بریدگیها
- ذرات مغناطیسی
- چکش اشمیت
- نمونه برداری جهت انجام آزمایش کشش پروفیل های فولادی

نمونه برداری جهت انجام آزمایش کشش میلگردها

-

آزمایش های غیرمخرب در فولاد(non destructive)

هدف: تایید کیفیت جوش انجام شده

- انواع آزمایش های غیر مخرب (برنامه Q.C)
- ۱- ضخامت سنجی
- ۲- بازرسی عینی -VI
- ۳-آزمایش پرتونگاری -RT
- ۴-آزمایش فراصوت -UT
- ۵- آزمایش رنگ نافذ -PT
- ۶-آزمایش ذرات مغناطیسی -MT

ضخامت سنجی

بازرسی عینی -VI

آزمایش فراصوت -UT

آزمایش رنگ نافذ -PT

- آزمایشات مخرب و غیر مخرب در بتن
- الف- تعیین مقاومت فشاری بتن از طریق مغزه گیری

- ب- چکش اشمیت
- پ- کاور سنجی بتن
- ت- ردیابی آرماتور
- کاور سنجی بتن و ردیابی آرماتور
- آسیب پذیری کمی
- با توجه به اطلاعات تفصیلی و همچنین مدل سازی های انجام شده در این گزارش به صورت کمی در مورد آسیب پذیر بودن ساختمان نتیجه گیری می شود.
- ارائه روش های بهسازی
- راه کارهای زیر را می توان به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای بهسازی بکار برد:
- اصلاح موضعی اجزای سازه ای که دارای عملکرد نامناسبی در اثرزلزله هستند
- رفع یا کاهش نامنظمی درساختمان موجود
- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه
- تامین مقاومت لازم برای کل سازه
- کاهش جرم ساختمان
- کامل نمودن مسیربار
- به کارگیری سیستم های جداساز لرزه ای
- به کارگیری سیستم های غیر فعال اتلاف انرژی
- تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکردموردانتظاراز ساختمان
- روکش بتنی (Shotcrete)
- ارائه طرح مقدماتی
- بررسی و انتخاب حداقل ۳گزینه مناسب برای بهسازی برحسب ویژگی ساختمان و قضاوت مهندسی
- بررسی تاثیر گزینه بهسازی بر کاربری ساختمان از لحاظ معماری،پیش بینی مدت اجرا طرح و...
- یررسی تجهیزات وماشین آلات مورد نیاز
- بررسی وضعیت و مهارت های نیروی کار محلی
- جمع آوری اطلاعات مربوط به روشهای ساخت متداول در محل برای انتخاب گزینه برتر و همچنین سایر روشهای ساخت که می توان در بهسازی لرزه ای به کار گرفت
- بررسی سایر عوامل که می تواند در انتخاب گزینه برتر موثر باشد
- تحلیل اقتصادی
- برآورد تقریبی هزینه اجرایی
- برآورد هزینه جبران خسارت احتمالی در دو حالت انجام بهسازی و عدم انجام آن
- پیش بینی مدت اجرای طرح پیشنهادی
- مقایسه نسبی هزینه ها

■ بررسی گزینه های دیگر در صورت اقتصادی نبودن طرح

بهبود ابزارهای مهندسی برای بررسی عملکرد سازه ها

۱- بهبودروش تحلیل

۲- بهبودخصوصیات عملکردی

۳- بهبود استراتژیها

۴- بهبود خصوصیت بندی زلزله

۵- بهبود تخمین عدم قطعیت ها

۶- بهبود ارزیابی خسارت

پارامترهای تأثیر گذار در ارزیابی آسیب پذیری

۱-اندازه شدت زمین لرزه Intensity Measure

۲-پارامتر نیاز یا تقاضای مهندسی Engineering Demand Parameter

۳-اندازه خرابی Damage Measure

۴-متغیر تصمیم گیری Decision Variable

ارزیابی آسیب پذیری

ارزیابی کیفی آسیب پذیری

ارزیابی کمی آسیب پذیری

شاخص های خسارت **(Damage Index)**

۱-کراوینکلر، زهره ای Krawinkler & Zohrei

۲- پارک و انگ Park & Ang

این مدل در سال ۱۹۸۵ ارائه گردید

- شاخص خسارت عضو: تیر، ستون و دیوار برشی و . . .
- شاخص خسارت طبقه
- شاخص خسارات تمامی ساختمان

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE$$

در سال ۱۹۹۲ مدل پارک و انگ اصلاح گردید و رابطه زیر ارائه گردید

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int dE$$

ضریب β میزان اتلاف انرژی بر اثر تکرار بار را نشان می دهد

$$\beta = \left(-0.447 + 0.073\frac{l}{d} + 0.24 n_0 + 0.314\rho \right) \times 0.7^{\rho_w}$$

$\frac{l}{d}$ نسبت دهانه برشی، n_0 تنش محوری نرمال، ρ درصد میلگردهای طولی و ρ_w نسبت محصورشدگی است.

میزان این پارامتر به مقدار نیروی برشی و محوری و میزان میلگردهای طولی و مجصور کننده (خاموتها) بستگی دارد.

حالات خسارت	بدون خسارت	خسارت کم	قابل تعمیر	غیر قابل تعمیر	انهدام کامل
شاخص خسارت	$DI < 0.1$	$0.1 \le DI < 0.25$	$0.25 \le DI < 0.4$	$0.4 \le DI < 1.0$	$DI \ge 1.0$

طبقه‌بندی حالات خسارت و ارتباط آن با نشانه‌ی خسارت

طبقه بندی براساس شاخص آسیب Park & Ang

ترازهای آسیب	$D_{park\ \&\ Ang}$
گسیختگی	1
سخت	0,5-1
متعادل	0,3-0,5
کوچک	0,1-0,3
بدون آسیب	0-0,1

طبقه بندی شاخص آسیب Park & Ang با توجه به ترازهای عملکرد

ترازهای عملکرد	$D_{park\ \&\ Ang}$
قابلیت استفاده بی‌وقفه	0-0,3
ایمنی جانی	0,3-0,5
فروریزش	0,5-0,8

۳-چونگ، میر، شینوزوکا Chung & Mir

۴-براچی و همکاران Brawchi

۵-آریا

مقادیر تسبت خسارت در روش آریا

ردیف	محدوده خسارت	قضاوت
1	$LR \geq 0.75$	احتمال ریزش ساختمان
2	$0.5 \leq LR \leq 0.75$	خسارت زیاد-بازسازی الزامی
3	$0.25 \leq LR \leq 0.5$	خسارت متوسط-نیازبه تعمیرزیاد
4	$LR \leq 0.25$	خسارت کم-نیازبه تعمیرجزئی

$$LR = L_1 \times L_2 \times L_5 \times L_6 \times L_8 \times L_{10} \times \frac{1}{4} \times \left[(F_3 \times L_3) + (F_4 \times L_4) + (F_7 \times L_7) + (F_8 \times L_8)\right] \leq 1$$

پارامترها تأثیر گذار در روش آریا

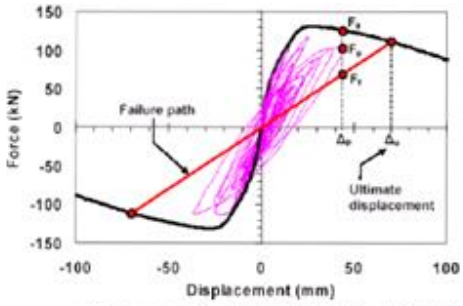
۱-شیب زمین ۲- نوع زمین ۳-نوع سیستم سازه ۴-نوع سیستم کف طبقات ۵-ارتفاع ساختمان ۶-بازشوها و دیوارها ۷-پیش آمدگیها ۸- شکل پلان ساختمان ۹- نماکاری ۱۰- کیفیت ساختمان

مزایای روش کیفی آریا عبارتند از

- سادگی و سهولت برای برآورد آسیب پذیری ساختمانهای یک منطقه وسیع شهری
- عدم نیاز به اطلاعات دقیق نقشه های معماری و محاسبات سازه ای و جزئیات اجرایی
- عدم نیاز به مشخصات دقیق مصالح مورد استفاده
- سازگاری با شرایط ساختمانی کشور
- فابلیت تغییر و سازگاری این روش با سیستم سازه ای جدید و با جزئیات متفاوت با ساختمانهای متداول

- ۶-روش Elnashai
- معیار استاد دانشگاه ایلونیز براساس تغیر شکلهای خارج از صفحه برای بارگذاری جانبی بوده
- ۱-تغییر شکلهای ذرون صفحه ای ناشی از بارگذاری در راستای قاب
- ۲- تغییر شکلهای خارج از صفحه به دلیل بارگذاری عمود برقاب و اندرکنش قابها بایکدیگر
- ۳-تأثیر بارگداری رفت و برگشتی (چرخه ای) زمین لرزه

$$D = \begin{cases} \frac{\Delta p}{\Delta u} + (1 - \frac{\Delta p}{\Delta u}) \cdot \frac{F_0 - F_p}{F_0 - F_f} & \text{if} \quad \Delta p \le \Delta u \\ \frac{\Delta P}{\Delta u} & \text{if} \quad \Delta p > \Delta u \end{cases} \qquad (1)$$



پارامترهای تعریف کننده اندیس خسارت سه بعدی

Δp: جابجایی متناظر با نیروی حداکثر، که لزوماً حداکثر جابجایی نیست، و از آنالیز تاریخچه زمانی بدست می‌آید.

Δu: جابجایی نهایی قاب (ظرفیتی) که از تحلیل غیر خطی استاتیکی بدست می آید.

F_0-F_p: مولفه‌ای است که میزان کاهش مقاومت سازه را در اثر بارگذاری ۲ جهته و رفت و برگشتی زمین لرزه، نسبت به بارگذاری یک جهته نشان می‌دهد.

F_f: مقاومت زوال مورد انتظار می‌باشد که بصورت تابعی خطی از جابجایی فرض می گردد.

با ترکیب وزنی اندیسهای خسارت محلی، بر طبق روابط (۲) و (۳)، در هر راستا یک اندیس عمومی بدست می آید که بزرگترین آن دو، اندیس خسارت کلی سازه(D_g) است.

$$W_i = w_i Ac_i(D_i) \qquad (2)$$

$$D_g = \frac{\sum W_i D_i}{W_{total}} \qquad (3)$$

w_i: نیروی ثقلی که بر روی سطح A_{Ci} هر قاب گسترده است.

D_i: میزان خرابی هر قاب که از رابطه (۱) بدست می‌آید.

A_{Ci}: سطح مشارکت هر قاب که تابعی از درجه خرابی (D_i) و سطح تاثیر هر قاب (سطح باربر قاب با توجه به درجه خرابی آن) ، A_i ، می باشد.

W_{total}: جمع ضرایب وزنی قابها در راستای مورد نظر می باشد.

$$DI = d \times S_1 \times S_2 \times S_3 \times \alpha \qquad (2)$$

$$\alpha_1 = \frac{\text{برش طبقه مورد نظر با لحاظ اثر برخورد لرزه ای}}{\text{برش طبقه مورد نظربدون لحاظ اثر برخورد لرزه ای}} \qquad (3)$$

$$\alpha_2 = \frac{\text{تغییر مکان نسبی طبقه مورد نظر با لحاظ اثر برخورد لرزه ای}}{\text{تغییر مکان نسبی طبقه مورد نظربدون لحاظ اثر برخورد لرزه ای}} \qquad (4)$$

گروه A : ساختمان بسیار خطرناک و در آستانه فروریزش از ناحیه ضربه لرزه ای (نیاز مند تدابیر بهسازی جدی و فراگیر)

گروه B : ساختمان خطرناک و در معرض آسیبهای شدید از ناحیه ضربه لرزه ای (نیاز مند تدابیر بهسازی لرزه ای گسترده)

گروه C : ساختمان در معرض خطر و آسیبهای قابل توجه از ناحیه ضربه لرزه ای (نیازمند تدابیر بهسازی لرزه ای موضعی)

گروه D : ساختمان مشکوک به آسیبهای پراکنده از ناحیه ضربه لرز ه ای (میزان آسیبهای موضعی و محل آنها و نیاز یا عدم نیاز به بهسازی تنها با بررسیهای دقیق امکان پذیر می باشدو در هر صورت این نیازها فراگیر و گسترده نیست)

گروه E : ساختمان ایمن از نظر برخورد لرزه ای که نیاز به بررسی تفصیلی ندارد.

تقسیم بندی ساختمانها از نظر پتانسیل برخورد لرزه ای

طبقات بحرانی	شاخص خرابی تراز مورد نظر				
	۰<DI<۱.۴	۱.۴<DI<۱.۹	۱.۹<DI<۲.۴	۲.۴<DI<۳.۱	۳.۱<DI
تراز پایه	D	C	B	B	A
معادل تراز بام ساختمان مجاور	E	D	C	C	B
تراز بام	E	E	D	D	C

ATC-۷

ارزیابی کیفی سریع آسیب پذیری

$$L_R = 0.45 \times [L_3 + L_4 + L_5 + L_6 + L_7] \times L_1 \times L_2 \times L_8 \times L_9 \times L_{10} \times (7.5A - 1) \leq 100$$

A شتاب مبنای طرح آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد

ردیف	پارامتر و ضریب آن	زیر پارامتر	ضریب خسارت (L)
۱	شیب زمین θ	$0° \leq \theta \leq 15°$	۱
		$15° < \theta \leq 30°$	۱/۱
		$30° < \theta$	۱/۲
۲	نوع خاک	خاک نوع I	۱
		خاک نوع II	۱/۰۵
		خاک نوع III	۱/۱
		خاک نوع IV	۱/۱۵
۳	پی	مناسب	۵
		نا مناسب	۲۰
۴	دیوار سازه‌ای	دیوار سازه‌ای با کلاف افقی و قائم	۱۵
		دیوار سازه‌ای با کلاف افقی	۲۵
		دیوار سازه‌ای بدون کلاف	۳۵

۵	سقف	دال بتن مسلح	۵
		تیرچه بلوک	۱۵
		طاق ضربی	۲۰
		تیر چوبی	۲۵
۶	پیشامدگی	تطابق با استاندارد ۲۸۰۰	۰
		عدم تطابق با استاندارد ۲۸۰۰	۱۰
۷	پلان ساختمان	متقارن	۰
		نامتقارن	۱۰
۸	بازشوها	تطابق با استاندارد ۲۸۰۰	۱
		عدم تطابق با استاندارد ۲۸۰۰	۱/۲
۹	تعداد طبقات	یک طبقه	۱
		دو طبقه	۱/۱
		سه طبقه و بیشتر	۱/۲
۱۰	کیفیت ساختمان	خوب	۱
		متوسط	۱/۲
		بد	۱/۳

طبق بندی آسیب پذیری

آسیب‌پذیری کم: $LR < ۲۵\ \%$

آسیب‌پذیری متوسط: $۲۵\% \leq LR < ۵۰\ \%$

آسیب‌پذیری زیاد: $۵۰\% \leq LR < ۷۵\ \%$

احتمال ریزش ساختمان: $LR \geq ۷۵\ \%$

ارزیابی کمی آسیب پذیری

$$Vulnerability = Vsum \times (SF \times AF \times SLF \times DF \times LF \times QF) \leq 100$$

$$AF = 3.4A + 0.43$$

A شتاب مبنای طرح آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد

عنوان	اجزا و اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای موثر در ارزیابی آسیب‌پذیری	حداکثر نمره آسیب‌پذیری
۳-۳-۱ پی*	۱- نوع پی	۱۲
۳-۳-۲ وجود و وضعیت کلاف‌بندی*	۱- وجود کلاف‌بندی افقی و قائم	۱۰
	۲- جنس کلاف	۲
	۳- اتصالات اجزای کلاف	۲
	۴- وجود انفصال در سیستم کلاف	۲
	۵- اتصال دیوار و کلاف	۲
	۶- وضعیت مصالح کلاف	۲
۳-۳-۳ دیوار*	۱- شیوه اجرای واحدهای بنایی	۲
	۲- ارتفاع دیوار	۱/۵
	۳- طول آزاد دیوار	۱/۵
	۴- نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار	۲
	۵- فاصله بازشوها از انتهای دیوار	۱
	۶- سطح بازشوها	۱
	۷- طول بازشوها	۱
	۸- فاصله بازشوها	۱
	۹- ابعاد بازشوها	۱
	۱۰- نحوه قرار گیری تیرهای باربر سقف بر روی دیوار	۱/۵
	۱۱- دیوار نسبی	۱۲
	۱۲- مسیر بار	۳
	۱۳- وضعیت انسجام ساختمان	۳
	۱۴- نامنظمی در پلان	۳/۵
	۱۵- نامنظمی در ارتفاع	۲/۵
	۱۶- مقطع قائم ساختمان	۱
	۱۷- ساختمان‌های مجاور	۲
	۱۸- کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی	۲

نوع خاک	خاک نوع *I*	خاک نوع *II*	خاک نوع *III*	خاک نوع *IV*
ضریب اثر نوع خاک *SF*	۱	۱/۰۵	۱/۱	۱/۱۵

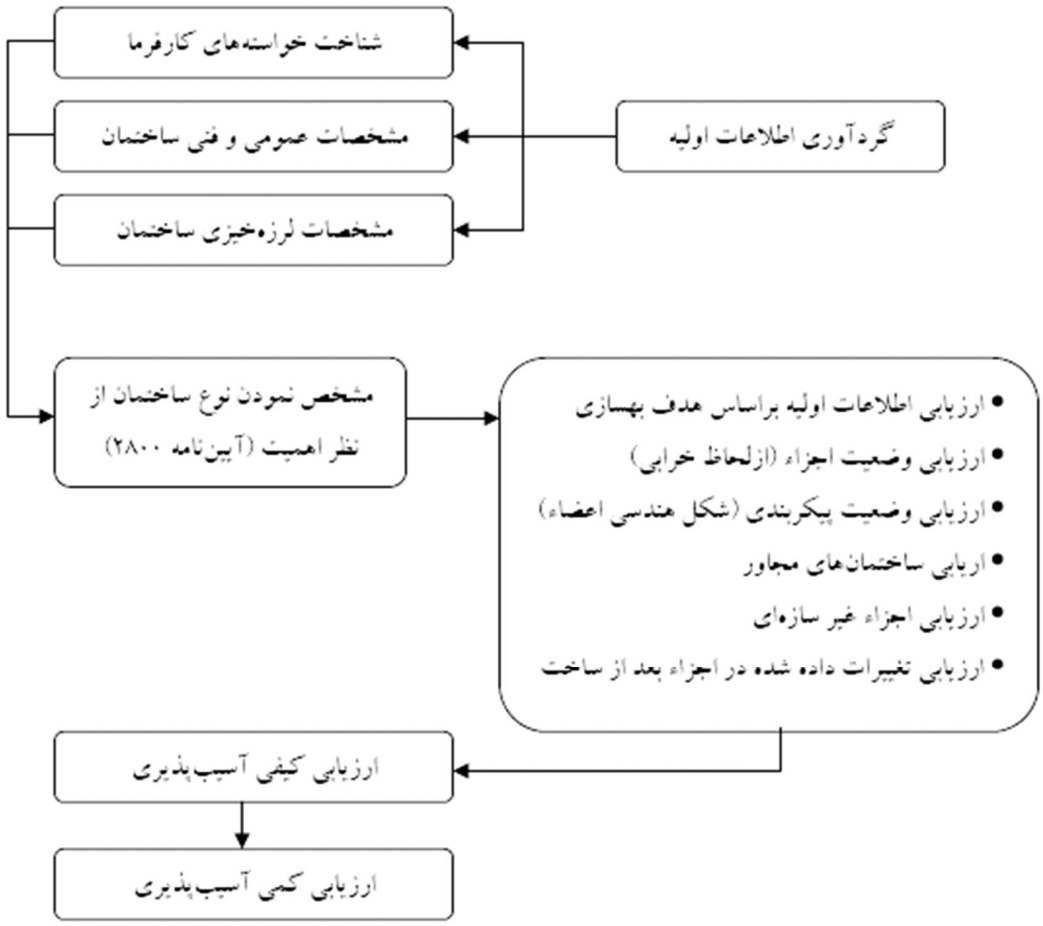
شیب زمین	کمتر از ۱۵ درجه	بین ۱۵ تا ۳۰ درجه	بیشتر از ۳۰ درجه
ضریب اثر شیب زمین SLF	۱	۱/۱	۱/۲

فاصله تا گسل	کمتر از ۵کیلومتر	بین ۵ تا ۱۰ کیلومتر	بیشتر از ۱۰ کیلومتر
ضریب اثر فاصله تا گسل DF	۱/۱	۱/۰۵	۱

احتمال وقوع روانگرایی*	کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
ضریب اثر روانگرایی LF	۱	۱/۰۵	۱/۱	۱/۱۵

تعریف آسیب ها بطور خلاصه	انواع آسیب پذیری
بدون آسیب پذیری سازه ای - آسیب پذیری غیر سازه ای ناچیز ترک های مویی در برخی دیوار ها ،جدا شدن قطعات سست سنگ بالای ساختمان	ناچیز
آسیب پذیری سازه ای ناچیز- آسیب پذیری غیر سازه ای متوسط ترک های مویی در بسیاری از دیوارها ، جدا شدن قطعات بزرگ سنگ و گچ	متوسط
آسیب پذیری سازه ای متوسط - آسیب پذیری غیر سازه ای شدید ترکهای بزرگ و وسیع دیوار ، جداشدن اجزاء پوشش سقف و گسیختگی در اجزاءغیرسازه ای	قابل توجه
آسیب پذیری سازه ای شدید - آسیب پذیری غیر سازه ای خیلی شدید گسیختگی خطرناک دیوار ها ، آسیبدیدگی سازه ای برخی از اجزاء سقف و طبقات	شدید
آسیب پذیری سازه ای خیلی شدید – فرو ریزش کامل یا نزدیک به کامل	فرو ریختن

درمورد سایر شاخصهای خسارت شمارا به کتاب دکتر تابش پور (۷۸) ارجاع می دهم



مراحل مختلف ارزیابی آسیب‌پذیری

دامنه شاخص آسیب پذیری Damage Index	بررسی نیازبه مقاوم سازی از روی شاخص آسیب پذیری	
0-0.2	آسیب پذیری ندارد	اتمام بررسی ها
0.2-0.4	آسیب پذیری متوسط	نیاز به مطالعات کمی
0.4-0.8	آسیب پذیری شدید	نیاز به مقاوم سازی
>0.8	درحال تخریب	اتمام بررسی ها

ارائه طرح بهسازی

- گردآوری اطلاعات اولیه
- تعیین هدف بهسازی

با توجه به سطوح عملکرد مورد انتظار از ساختمان هدف بهسازی تعیین می گردد.

نتیجه ارزیابی کیفی نیاز یاعدم نیاز به بهسازی

در صورت نیاز به بهسازی

۱-درخواست آزمایشات و سونداژها با توجه به هدف بهسازی

۲- انجام تحلیل خطر با توجه به سطوح خطر مورد نظر

سازه هایی که بهسازی و مقاوم سازی برای آنها حائز اهمیت است.

۱- بیمارستانهای بزرگ و مراکز امدادرسانی و آتشنشانی

۲- ساختمانهای استراتژیک و مراکز مهم دفاعی (مراکز استراتژیک و امداد)

۳- مراکز آموزش عالی و مدارس

۴- تأسیسات مهم نفت و گاز و پالایشگاههای اصلی کشور(تأسیسات حیاتی)

۵- مراکز مهم مخابراتی، اطلاع رسانی و صدا و سیما (تأسیسات حیاتی)

۶-پلهای مهم و راهها و پلهای مهم راه آهن(شریانهای حیاتی)

۷- تاسیسات مهم تولید و توزیع برق و شبکه آبرسانی شهری (شریانهای حیاتی)

سطوح بهسازی

۱- بهسازی مبنا انتظار می رود که تحت زلزله سطح خطر ایمنی جانی ساکنین تأمین شود.

۲- بهسازی مطلوب انتظار می رود که هدف بهسازی مبنا تأمین شده و علاوه بر آن تحت زلزله سطح خطر- 2 - ساختمان فرونریزد.

۳- بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می گیرد

۴-بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می شود

۵- بهسازی موضعی

1-بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین آمدن سطح عملکر د قبلی ساختمان موجود شود ۲- باعث افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی دارند، نشود.

۳ - بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

سطح خطر-۱-این سطح خطر براساس % 10 احتمال رویداد در 50 سال که معادل دوره ای بازگشت 475سال است، تعیین می شود

.سطح خطر۱- در استاندارد 2800 ایران«زلزله ی طرح » (Design Based Earthquake) نامیده شده است.

سطح خطر-2- این سطح خطر براساس 2% احتمال رویداد در 50 سال که معادل دوره ی بازگشت 2475سال است ، تعیین می شود

سطح خطر زلزله 2 -به عنوان .«بیشینه زلزله محتمل .» (Maximum Probable Earthquake) نامیده می شود

سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد – در 50 سال)

این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه،مناسب می باشد.

احتمال وقوع سالیانه ی زلزله (p)- طول عمر سازه (n)- احتمال وقوع زلزله (q) - دوره بازگشت یا احتمال وقوع سالیانه(TR)

$$T_R = \frac{1}{P} = \frac{1}{1-(1-q)^{\frac{1}{n}}}$$

به عنوان مثال در مورد زلزله طرح داریم : q=10% و n=50 years پس دوره بازگشت آن 475 سال است.

$$T_R == \frac{1}{1-(1-0.1)^{\frac{1}{50}}} = 475$$

احتمال وقوع	فاصله زمانی احتمال وقوع مجدد (دوره بازگشت)	طبقه بندی زلزله
۵۰ درصد در ۳۰ سال	۴۳ سال	متداول Frequent
۵۰ درصد در ۵۰ سال	۷۲ سال	متوسط Occasional
۱۰ درصد در ۵۰سال	۴۷۵ سال(سطح خطر۱)	نادر Rare
۱۰ درصد در ۱۰۰ سال	۹۷۰ سال	بسیارنادرVery Rare
۲ درصد در ۵۰ سال	۲۴۷۵ سال (سطح خطر۲)	

اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

۱- پیکربندی ساختمان: شامل بررسی اعضای سازه ای اصلی وغیراصلی می باشد

۲- مشخصات مصالح

۳- مشخصات ساختگاه

۴- ساختمانهای مجاورشامل بررسی الف- برخورد ساختمان های مجاور ب- اجزای مشترک بین ساختما نها

ج- آسیب ناشی از ساختمان مجاور می باشذ

سطوح اطلاعات

- سطح اطلاعات حداقل ، از ساختمان(شامل پیکربندی،مشخصات مصالح،ساختگاه وساختمانهای مجاور)

۱- اطلاعات پیکر بندی باید از طریق نقشه های سازه ای برای تحلیل و تعیین ظرفیت سازه فراهم گردد. برای این منظور نیاز به نقشه های کامل سازه ای نیست ، ولی نقشه ها باید حداقل شامل

پیکربندی سیستم ثقلی و مقاوم در برابر نیروهای جانبی و اتصالات برای تحلیلهای خطی باشند.

اطلاعات موجود در نقشه ها باید بوسیله بازرسی عینی تعیین گردند، در صورت نبود اطلاعات مورد نیاز در نقشه ها، اطلاعات لازم باید بوسیله ارزیابی جامع تهیه گردد.

۲ - در صورت وجود گزارشهاو نقشه های معتبر می توان از مقادیر داده شده در مدارک مذکور برای مشخصات مصالح استفاده نمود در غیر اینصورت جمع آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف یا جامع از طریق آزمایش تعیین گردد.

۳- اطلاعات مورد نیاز از ساختمانهای مجاور باید از طریق بازرسی محلی تعیین گردد.

۴- اطلاعات مربوط به پی و ساختگاه باید مطابق مشخصات ساختگاه جمع آوری گردد.

- سطح اطلاعات متعارف از ساختمان: (شامل پیکر بندی ، مسخصات مصالح،ساختگاه و ساختمانهای مجاور) ۱- اطلاعات پیکر بندی باید از طریق نقشه های سازه ای برای تحلیل و تعیین ظرفیت سازه فراهم گردد. برای این منظور نیاز به نقشه های کامل سازه ای نیست، ولی نقشه ها باید حداقل شامل پیکربندی , سیستم ثقلی ومقاوم در برابر نیروهای جانبی و اتصالات با جزئیات کامل برای انجام هر نوع تحلیل (استاتیکی و دینامیکی خطی یا غیر خطی) باشند. اطلاعات موجود در نقشه ها باید بوسله بازرسی عینی تعیین گردد.

در صورت نبودن اطلاعات مورد نیاز در نقشه ها , اطلاعات لازم باید بوسیله ارزیابی جامع تهیه گردد۲-اطلاعات مشخصات مصالح باید با توجه به ملزومات بیان شده برای آزمایشهای متعارف فراهم گردد. ۳-اطلاعات مورد نیاز از ساختمانهای مجاور باید از طریق بازرسی محلی تعیین گردد

۴-اطلاعات مربوط به پی و ساختگاه باید مطابق مسخصات ساختگاه تعیین گردد.

- سطح اطلاعات جامع

۱-اطلاعات پیکربندی باید از طریق مدارک اجرایی شامل نقشه های سازه ای هم برای ساختمان طبق نقشه اولیه و هم برای تغییرات احتمالی صورت گرفته در آن فراهم گردد.

اطلاعات موجود در مدارک اجرایی باید بوسیله بازرسی عینی تایید گردند.

هنگامی که مدارک اجرایی ناقص باشد، اطلاعات تکمیلی باید بوسیله ارزیابی جامع تهیه گردد.

۲- اطلاعات مشخصات مصالح باید با توجه به ملزومات بیان شده برای آزمایشهای جامع فراهم گردد.۳- اطلاعات مورد نیاز از ساختمانهای مجاور ، باید از طریق بازرسی محلی تهیه گردد.

۴- اطلاعات مربوط به پی و ساختگاه باید مطابق مشخصات ساختگاه جمع آوری گردد.

برداشت های اولیه

۱-موقعیت جغرافیایی و شیب زمین

۲-راههای دسترسی و مراکز امدادرسانی

۳- وضعیت ظاهری ساختمان (بررسی پایداری کلی ساختمان و وجود یا عدم وجود ترکهای سازه ای)

۴- محدودیتهای انجام عملیات بهسازی

۵-وضعیت ابنیه مجاور از نظر کیفی، فاصله،اتصال احتمالی به ساختمان

۶- وصعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و آبها ی زیر زمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده محلی مانند گودبرداریهای اطراف

۷- تهیه گزارشهای محلی

اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

۱- پیکربندی

۲- خواص اعضا

۳- مشخصات ساختگاه

۴- ساختمانهای مجاور

الف- برخورد ساختمانهای مجاور

ب- اجزای مشترک بین ساختمانها

پ – آسیب ناشی از ساختمانهای مجاور

۵- اعضای سازه ای اصلی و غیر اصلی

۶-شرایط دیگری که در عملکرد ساختمان تاثیر داشته باشند مانند تغییرات ایجاد شده در ساختمان بعداز ساخت اولیه و....

۷-مشخص نمودن تفاوت های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی و اجرایی موجود و اطلاعات حاصل از بازدید محلی و ارزیابی عینی ساختمان

۱-پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به پیکربندی ساختمان موجود باید شامل شکل هندسی اعضا و اجزا ،نوع و نحوه قرارگیری و جزئیات اتصال اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم دربرابرزلزله و پیوستگی مسیر انتقال بار و اجزای غیرسازه ای که موثر درسختی و یا مقاومت اعضای سازه ای هستند ،باشد. موارد زیر نطز در این قسمت بررسی می شود

۱-بررسی ترک های ظاهری ساختمان

۲-بررسی نوع سیستم سقف

۳- تعیین محل بازشو ها

۴- تعیین جهت تیرچه ها

۵-وجود یا عدم وجود نیم طبقه ،زیرزمین و کرسی چینی و...

۶-نوع عایق کاری بام

۷-وجود یا عدم وجود سقف کاذب در ساختمان

۲-خواص اعضا

اطلاعات لازم از خواص اعضا ونحوه اتصال آنها با سایر اعضا جهت محاسبه ظرفیت اعضا جه از نظر مقاومت وچه از نظر تغییر شکل، باید جمع آوری گردد.درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری شده از ساختمان موجود که به وسعت ودقت این اطلاعات بستگی دارد با استفاده از ضریب آگاهی منظور می شود.

۳- مشخصات ساختگاه

اطلاعات مربوط به شرایط سطحی وزیر سطحی ساختگاه،(خاک زمین در سطح و عمق)هندسه و محل پی ها جهت تحلیل کامل سازه باید جمع آوری گردد. این اطلاعات با توجه به مدارک وگزارشهای موجود، بازدید های محلی ودر صورت وجود،نتایج عملیات حفاری، نمونه گیری وانجام آزمایشهای صحرایی وآزمایشگاهی بدست می آیند.

اگر در ساختگاهی احتمال مخاطرات ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی،گسترش جانبی ویا زمین لغزش وجود داشته باشدواطلاعات ژئوتکنیکی موجود نیز جهت بر آورد خطر ومقابله با کاهش آن کفایت نکند، مطالعه شرایط زیر سطحی ضرورت می یابد وسعت این اطلاعات با توجه به هدف بهسازی تعیین می گردد.

بازدید از محل ساختگاه ضروری است. در این بازدید ، باید تفاوت مندرجات نقشه های ساختما ن با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گیرد. در صورت وجود تفاوت، تغییرات محتمل در شرایط تکیه گاهی وبار گذاری ساختمان بررسی می گردد. همچنین توجه به هر گونه ضعف در عملکرد ساختمان، نظیر نشست دالهای کف و شالوده ها، که مبین ضعف عملکردساختمان در زمان وقوع زلزله نیز باشد ضروری است.

۴- ساختمانهای مجاور

جمع آوری اطلاعات از سونداژهای انجام شده

۱-تست برش ملات در ساختمانهای بنایی

این تست جهت مشخص نمودن مقاومت برشی ملات انجام می شود

علاوه برآن موارد زیر را می توان کنترل کرد

- نوع مصالح (آجر فشاری یا غیره)
- کیفیت ظاهری ملات
- آجرچینی به صورت پله ای اجرا شده یا در تراز افقی
- نحوه قرار گیری درزهای قائم روی هم

۲- سونداژ تیرها و ستونها ،شناژها

- بدست آوردن ابعاد تیرها و ستونهایاشناژها (در ساختمانهای بنایی)

- تعیین نمودن مشخصات هندسی پروفیلها در اسکلت فلزی
- تعیین نمودن وضعیت آرماتورگذاری شامل نوع،قطروفاصله آرماتورهای طولی،خاموتها،پوشش بتنی روی آرماتورها
- نحوه اتصال تیرهاو ستونها در ساختمانهای با اسکلت بتنی یا فلزی
- بدست آوردن مشخصات دیوارهای بتنی ونحوه اتصال آن
- نحوه اتصال شناژ به دیوار و نحوه اجرای آن در ساختمانهای بنایی
- انجام آزمایش چکش اشمیت

۳-سونداژ فونداسیون

- نوع سیستم فونداسیون
- ابعاد فونداسیون
- مشخصات میلگردهای بکاررفته ، شامل قطر ، فاصله و....
- بدست آوردن پوشش بتنی روی میلگردها
- مشخصات خاموتها و فواصل اجرایی آنها
- وضعیت ظاهری خاک زیر پی (دستی یا طبیعی و ....)
- نحوه اتصال کلافهای قائم به فونداسیون
- ارتفاع کرسی چینی و نوع مصالح آن
- وجود عایق بندی روی فونداسیون یا کرسی چینی
- وجود بتن مکر
- بازدید چشمی از نوع کیفیت بتن مصرفی

۴--سونداژ اتصالات

الف-اتصال کلافها (در ساختمان بنایی)-تیرها به ستونها در سایر ساختمانها

- نحوه اتصال و نوع آنها

- مشخصات میلگردهای مصرفی دراتصالات بتنی
- وضعیت خاموتها در اتصالات بتنی
- طول و نحوه همپوشانی میلگردها در محل اتصال بتنی
- نوع پروفیلهای مصرفی،وضعیت جوش در محل اتصال فلزی

ب- اتصال سقف با کلافها یا دیوارها

- نحوه اتصال تیرچه ودیافراگم سقف به کلاف یا دیوار
- نوع پروفیل تیرچه در سقفهای طاق ضربی
- فاصله بین پروفیلها
- میلگردهای طولی تیرچه ها در سقف تیرجه بلوک
- بررسی وجود یا عدم وجود عناصر برشی (گل میخ و . . .)

راهکارهای بهسازی

1-اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در زلزله هستند

2- حذف یا کاهش بی نظمی در ساختمان موجود

3- تأمین سختی جانبی لازم برای کل سازه

4- تأمین مقاومت لازم برای کل سازه

5-کاهش جرم ساختمان

6- به کارگیری سیست مهای جداساز لرزه ای

7-به کارگیری سیست مهای غیر فعال اتلاف انرژی

8-تغییر کاربری ساختمان و . . .

مواردی که در طراحی و بهسازی باسیتی به آنها توجه داشت

۱-اثرات همزمان مولفه های زلزله

۲-اثرات $P - \Delta$

۳-اثرات پیچش ۴-اثرات واژگونی ۵-پیوستگی عناصر ۶- رقتار و نقش دیافراگم ها ۷- اندرکنش وتأثیرات دیوارها

معیارها و پارامترهایی که در مقاوم سازی لرزه ای بایستی به آنها توجه داشت

۱-افزایش مقاومت ۲-افزایش سختی ۳- کاهش تغییر مکان ۴-افزایش شکل پذیری ۵-افزایش زوال و استهلاک انرژی آزاد شده زلزله

روشهای آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزهای ساختمانها

آزمایشهای غیرمخرب

در ارتباط با آزمایش های غیر مخرب نیز باید توجه لازم برای انجام کار با دستگاه ها و تجهیزات مناسب در هر مورد، توسط افراد ذیصلاح که تجربه ی کافی در انجام صحیح آزمایش و تفسیر دقیق نتایج را دارا باشند، به عمل آید.

در ساختمان های بتن مسلح ، به کمک آزمایش های غیر مخرب، ارزیابی مقاومت فشاری بتن، مشخصات بتن، نواقص داخل آن وتعیین محل، قطر آرماتورها و ... صورت میگیرد.

به منظور ارز یابی مقاومت فشاری بتن از آزمای ش هایی نظیر چکش اشمیت ، نفوذ در بتن با کمک تفنگ مخصوص، اندازه گیری سرعت عبور موج مافوق صوت،کشش میله از بتن و ... استفاده میشود.

در شناسایی نواقص داخل بتن رو ش هایی نظیر انعکاس صوت ، سرعت عبور موج مافوق صوت، ضربه مکانیکی ، رادیوگرافی و ...را میتوان به کار برد.

محل، تعداد و قطر آرماتورها نیز در صورت انجام آزمایشهای الکترومگنتیک، رادیوگرافی و ... قابل تعیین میباشد.

درساختمانهای فولادی ، به کمک آزمایش های غیر مخرب، عمق تر ک ها و شیارهای مو یی، ضخامت پوشش رنگ، عمق زنگ زدگی خوردگی فولاد، مقاومت گسیختگی سطحی فولا د و ... ارزیابی می شود . آزمایش های پیشنها دی برای این منظور مشابه آزمایشهای غیرمخرب در ارزیابی کیفیت جوشها میباشد.

در مورد کیفیت جو ش ها یکپارچگی اساس ا به وسیلهی بازرسی چشمی تایید می شود .حتی در جوشکاری اتصالاتی که آزمایش ها تماماً به صورت غیرمخرب تعیین شده باشد، بازرسی چشمی هنوز بخش مهمی از کنترل کیفیت عملی را تشکیل می دهد؛ بنابراین درآزمونهای غیر مخرب، بازرسی چشمی جوش در درجه ی اول اهمیت قرا ر دارد .در ارزیابی کیفی جوش ها آزمایش هایی نظیررادیوگرافی با اشعه، اشعه مافوق صوت، ذرات مغناطیسی، نفوذ مایع و ... با رعایت محدودیتهای مربوط مورد استفاده قرار میگیرد. درساختمانهای بنایی ، بهکمک آزمایش های غیر مخرب، تغییرات در دانسیته و مدو ل های مصالح بنا یی و همچنین وجود ترک ها،انقطاع در آجرچینی و ... را می توان ارزیابی نمود.

آزمایشهای مخرب

آزمایش های مخرب با نمونه گیری از اعضا و یا اجزای سازه و انجام آزمایش در آزمایشگاه صورت می پذیرد .نمونه برداری باید باپیش بینی تمهیدات لازم برای جلوگیری از هر گونه ناپایداری در سازه از نقاطی باشد که تحت کم ترین تنش قرار دارند و آن نقاط بلافاصله پس از نمونه برداری ترمیم شود. با توجه به مشکلات اجرا یی، خطرات احتمالی، زمان و هزینه آزمایش های مخرب، سعی بر آن است که حتی المقدور با انجام آزمایش های غیرمخرب و با استفاده از اسناد و مدارک مربوط، تعداد آزمای شهای مخرب به حداقل ممکن تقلیل یابد.

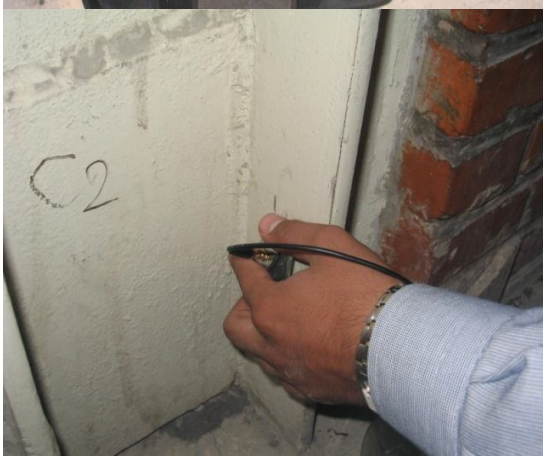
آزمایش تعیین مشخصات و ناقص در قطعات و مصالح فولادی

۱-روش امواج مافوق صوت UT

-تعیین عمق ترکها و شیار مویی

-تعیین ضخامت پوشش (رنگ)

-تعیین عمق زنگ زدگی (خوردگی فولاد)

C2


KARL DEUTSCH
ECHOMETER 1070

KARL DEUTSCH
ECHOMETER 1070

۲-روش رادیوگرافی RT با اشعه X و گاما

۳- روش ذرات مغناطیسی M.T

۴- روش ذرات مغناطیسی فلورینت M.F.T.

۵- روش مایع نافذ L.P.

۶- روش سختی سنجی H.T.

روش بر پایه نفوذ سوزن در قطعه استوار است. کاربرد این روش در شرایط زیر مفید، اقتصادی ومناسب است وقتی که امکان نمونه برداری از قطعه مورد نظر به هر دلیل امکانپدیر نباشد.

تعیین یکنواختی فولاد مصرفی در قطعات سازه/ پیچ و مهره باشد.

آزمایشات روی آجر شامل

۱-مقاومت فشاری آجر

۲-آزمایش برش ملات

آزمایشات خاک و نوع زمین شامل:

۱-ظرفیت مجاز باربری خاک

۲-مدول الاستیسیته خاک

۳-ضریب پواسون خاک

۴-طبقه بندی زمین بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰

۵-شناخت لایه های زیر سطحی و ضخامت خاک دستی

۶-برداشت نمونه های دست خورده و دست نخورده

۷-انجام آزمایش ۳ محوره

۸-انجام آزمایش تحکیم

۹-تعیین دانسیته طبیعی و خشک خاک،دانه بندی،هیدرومتری،درصد رطوبت طبیعی،حدوداتربرگ،تعیین مقدار سولفات و کلر خاک

نمونه ای از یک دستگاه چکش اشمیت

نمونه دستگاه تستر اولتراسونیک مورد استفاده

دستگاه سختی سنج اولتراسونیک

آزمایش تعیین مقاومت فشاری بتن دیوارکوله به وسیله تستر اولتراسونیک

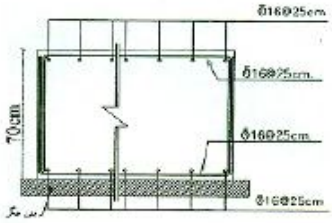
تعیین عمق ترک به وسیله دستگاه تستر اولتراسونیک

تعیین عمق ترک از طریق سونداژ

دستگاه ژئورادار ۱۷۰۰ هرتز

دستگاه آرماتورياب
(فرواسکن) PS۲۰۰

دستگاه آرماتورياب IPA-MG٤



نتايج سونداژ فونداسيون کوله جنوبی

آزمايش تعيين ابعاد فونداسيون به وسيله دستگاه ژئورادار ٤۰۰ هرتز

دستگاه ژئورادار ٤۰۰ هرتز

Standard E0641 Ultrasonic test setup

دستگاه اندازه‌گیری سرعت موج فشاری

آزمایش فشارقطری

آزمایش تنش فشاری مصالح بر روی نمونه

روشهای آزمایش غیر مخرب در بتن به دلایل زیر انجام می شود

۱- کنترل کیفیت ساختمانهای جدید

۲- عیب یابی در ساختمانهای حدید برای رفع آنها

۳- ارزیابی شرایط بتن قدیمی برای مفاصد بهسازی

تضمین کیفیت ترمیم بتن

دلایل افزایش کاربرد روشهای غیر مخرب برای سازه های بتنی

- پیشرفتهای تکنولوژیکی در سخت افزار و نرم افزار برای جمع آوری اطلاعات و تحلیل آنها
- منابع اقتصادی در ارزیابی حجم وسیعی از بتن در مقایسه با کر گیری

- توانایی انحام ترزیابی های سریع و جامع ساختمانهای موجود
- مشخصات روشهای غیر مخرب برای تضمین کیفیت پی های عمیق و بتنهای ترمیم شده
- آزمایشهای غیر مخرب خواص بتن سخت شده از قبیل ضرایب الاستیک، دانسیته ، مقاومت الکتریکی، مقدار رطوبت و خصوصیات نفوذ پذیری را در محل تعیین می کند.

اطلاعات مهم برای تعیین عملکرد سازه

۱- ابعاد عضو

۲- محل ترکها، پوسته شدگی و عدم پیوستگی

۳- درجه تحکیم، میزان تحلیل و فضاهای خالی

۴- محل آرماتورها و اندازه آنها

۵- فعالیت خوردگی آرماتورگذاری

۶- میزان صدمه ناشی از پروسه یخ زدن – آب شدن، آتش و تهاجم موادشیمیایی

آزمایشهای ارزیابی مقاومت فشاری بتن

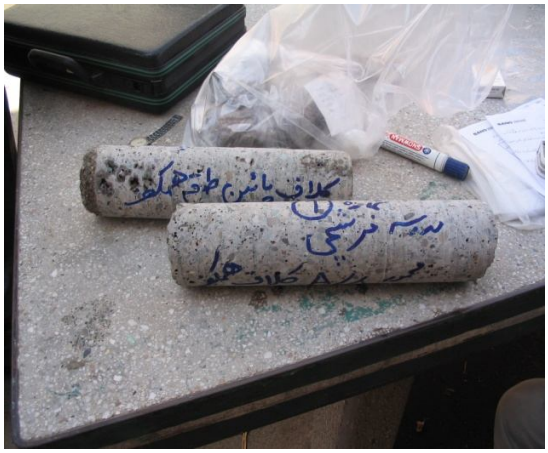
۱- چکش اشمیت

۲- مقاومت نفوذی Probe Penetration

۳- سرعت ضربان مافوق صوت Ultrasonic Pluse Velocity

۴- کشش Pull out test

۵- قطع Break off



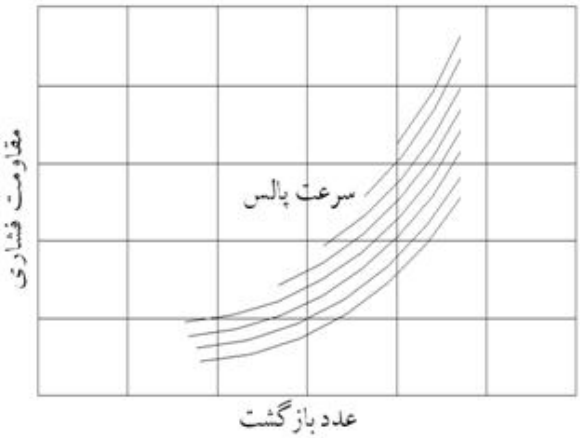
آزمایش کرگیری

EQUOSTAT - برای تعیین سختی استاتیکی فلزات EQUOTIP -برای تعیین سختی دینامیکی در فلزات

نمونه برداری از میلگرد جهت تعیین مشخصات آن

On concrete walls, decks and pillars

...at any angle



خواص/شرایط
محل آرماتور
ضخامت جزء بتنی
کاهش سطح مقطع فولاد
مقاومت موضعی و کلی رفتار
پتانسیل خوردگی
شدت خوردگی
محل پوسته شدگی، فضای خالی(تخلخل) و دیگر نقائص پنهان

خواص
مقاومت فشاری
مقاومت فشاری نسبی
مقاومت کششی
دانسیته
درصد رطوبت
مدول الاستیسیته استاتیکی
مدول الاستیسیته دینامیکی
جمع‌شدگی / انبساط
مقاومت در مقابل نفوذ کلراید
مقدار هوا،مقدار سیمان، خواص مصالح سنگی (فعالیت آلکالی- سیلیکا، حساسیت به یخ‌زدگی- آب‌شدگی)
فعالیت آلکالی- سیلیکا
کربنا تاسیون، PH
صدمه آتش
صدمه یخ زدن- آب شدن
مقدار یون کلراید
نفوذپذیری هوا
مقاومت الکتریکی بتن

روش آزمایشهای غیر محرب برای تعیین خواص مصالح بتن سخت شده در ساختمان موجود

۱- سونداژ Sounding

۲- سرعت ضربان Pluse Velocity

۳- Impact Echo

۴- Impulse Response

۵- Ground Penetrating Radar

۶- Infrared Thermograph

۷- رادیوگرافی

آزمایشهای در محل برای تعیین محل آرماتورها در بتن مسلح

۸- وسایل لکترومگنتیک

۹- رادیوگرافی

۱۰- Ground-Penetrating Radar

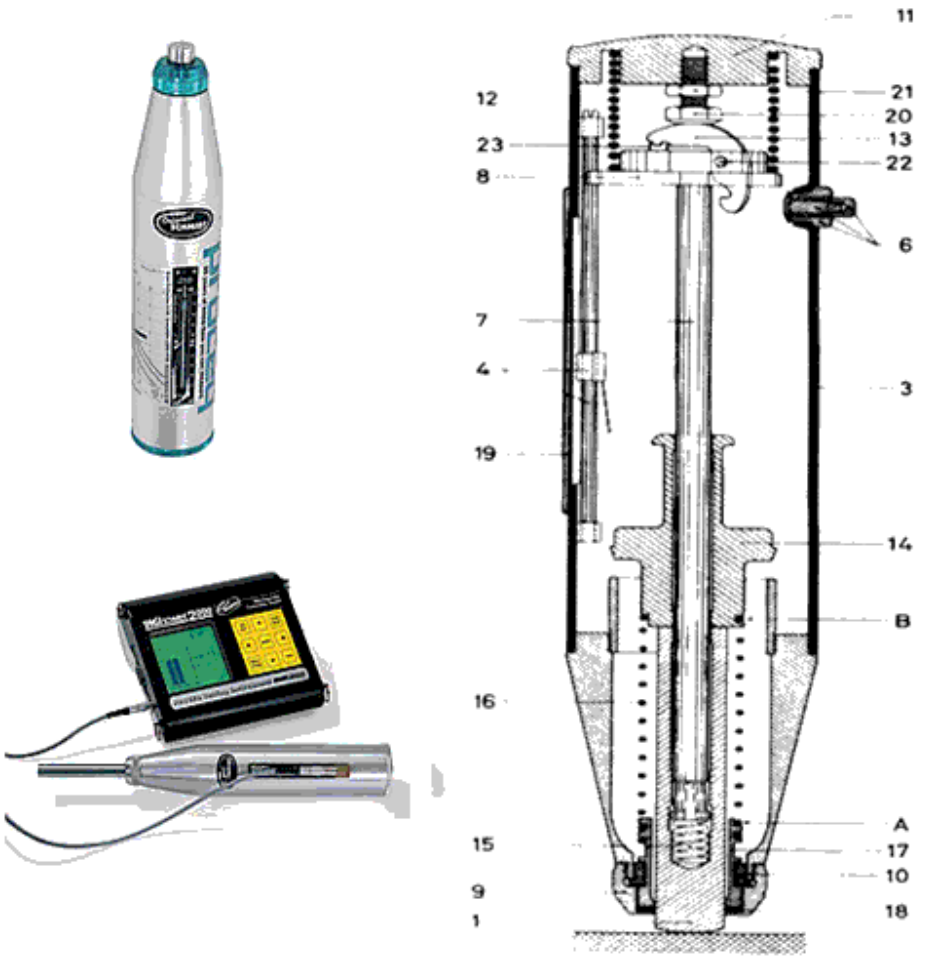
۱۱- برداشتن پوشش بتن

آزمایشهای تکمیلی

۱۲- سنجش سختی سطح (Surface Hardness)

۱۳- تعیین تنش فشاری قائم (Vertical Compressive stress)

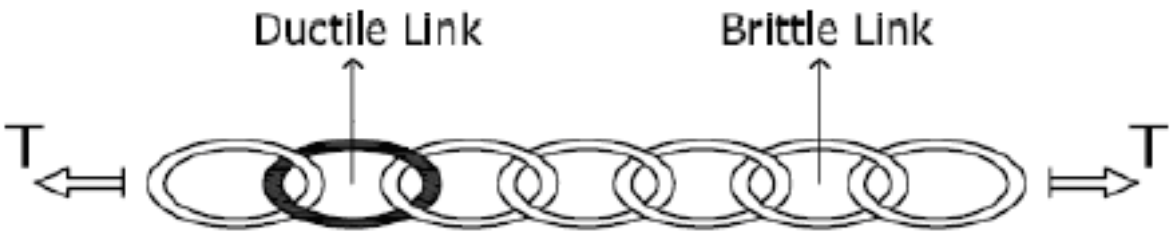
۱۴- آزمایش فشاری قطری



1-impact plunger 3-housing complete 4-sider with guide rod 6-push button,compelete 7-hammer guide bar 8-Guide disk 9-Cap 10-two-part ring 11-read cover 12-comperession spring 13-pawl 14-hammer mass 15-Retaining spring 17-guide sleeve 18-felt washer 19-resistance element with input socket 20-trip screw 21-locknut 22-pin 23-pawl spring

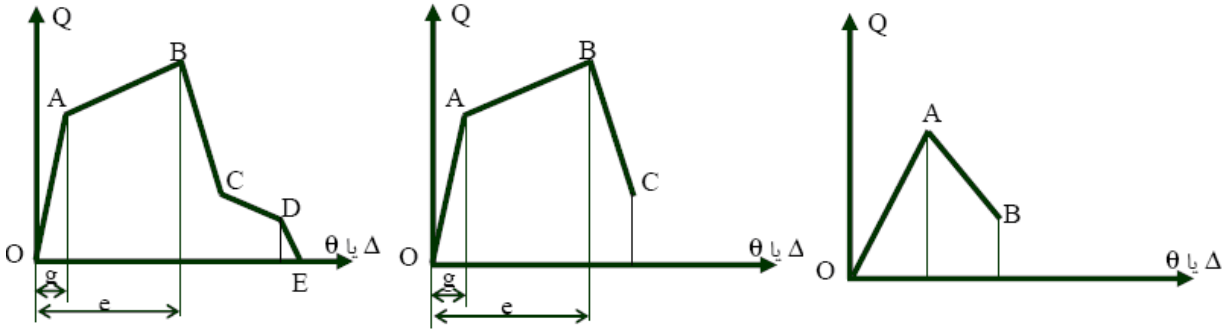
کنترل رفتار اعضای سازه ای

سازه را به مثابه یک زنجیر می باشد که اعضای تشکیل دهنده آن شبیه حلقه های زنجیر هستند که این اعضا می توانند شکل پذیر یا ترد و نیمه شکل پذیر باشند و اگر آنها را به ۲ دسته شکل پذیر و شکننده تقسیم کنیم اعضایی که تر هستند براساس فلسفه طراحی بر اساس عملکرد بایستی اعضای شکل پذیر را براساس کنترل تغییر شکل واعضای ترد وشکننده را براساس کنترل نیروطراحی کنیم.



Chain with ductile and brittle links

درشکل زیرمنحنی ایده آل رفتار اعضای سازه ای براساس پوش هیسترزیس را به ترتیب از سمت چپ به راست برایعضو شکل پذیر, نیمه شکل پذیر,ترد و شکننده نشان داده است .



بایستی توجه داشت که برای اعضای شکل پذیر با نسبت $\frac{e}{g} \geq 2$. می توان عضو را براساس کنترل تغییر شکل طراحی کنیم. در ناحیه OA ارتجاعی , ناحیه AB غیر ارتجاعی با سخت شدگی کرنشی, ناحیه BC زوال مقاومت شدید , ناحیه CD رفتار نرم وشکل پذیر در قلمرو غیر ارتجاعی , ناحیه DE مرحله فروریزی است

آشنایی با پاره ای از اصطلاحات

مقاوم سازی Retrofitting/ Strengthening

تعمیر Repair

بهسازی Rehabilitation

بازسازی Resortation

ساخت مجدد Reconstruction

بهسازی (Rehabilitation) از دیدگاه دکتر قالیبافیان درلغت به مفهوم بهتر کردن، اصلاح یا بهبود بخشیدن به وضعی یا شرایطی است. در صنعت ساختمان، بهسازی برحسب تعریف ، ایجاد قابلیت انجام وظیفه یا وظائفی است در ساختمان، سازه ساختمان یا اجزا (Components) و عناصر (Elements)آن ،که در وضع موجود قادر به انجام تمام و کمال آن وظیفه یا وظائف نیستند.عدم توانائی ساختمان برای انجام وظیفه، که دراین تعریف مورد اشاره قرارگرفته، ممکن است ناشی از نارسائی طرح، نامناسب بودن اجرا، بهره برداری بی ضابطه یا فروپایگی ساختمان، سازه ساختمان یا اجراو عناصر آن در اثر از دست رفتن مشخصه های مصالح و تجهیزات به دلائل مختلف از جمله اثر فرساینده زمان، سانحه، حادثه یا عوامل دیگر ، یا حاصل تغییر و تحول در شرایط زیست و کار وسنگین تر شدن وظائف مورد انتظار از ساختمان باشد.اگر بهسازی به منظور جبران فروپایگی و برگرداندن ساختمان، سازه ساختمان یا اجرا وعناصر آن به وضع اولیه باشد، « اعاده کیفیت » یا اعاده وضع (Retrofitting) گفته می شود.

اگر بهسازی به منظور پاسخگوئی به تغییر و تحول شرایط بهره برداری و سنگین تر شدن وظائف مورد انتظار از ساختمان باشد، اعم از اینکه در ساختمان ، سازه ساختمان یا اجزا و عناصر آن فروپایگی به جود آمده باشد یا خیر، « ارتقای کیفیت » یا » ارتقای وضع (Upgrading) نام دارد.بهسازی طیفی گسترده از خدمات مهندسی و فعالیتهائی را در بر می گیرد که ممکن است به منظورهای مختلف فنی ، اقتصادی، اجتماعی ، فرهنگی، زیبائی شناسی وحتی سیاسی، انجام داده شوند به عنوان مثال هماهمگی نمای ساختمان با محیط اطراف کم کردن بار و استفاده از دیوارهای جایگزین با مصالح سبک, . . .

مراحل بهسازی :

۱- برداشتهای اولیه

۲-جمع آوری اطلاعات

۳-ارزیابی وضعیت موجود

۴-ارائه گزارش آسیب پذیری کیفی

۵- تهیه اطلاعات تفصیلی

۵-۱ مشخصات مصالح (مدارک ، انجام آزمایشات)

۵-۲ تهیه نقشه های وضع موجود

۶-ارائه گزارش آسیب پذیری کمی

۷-روشهای عمومی بهسازی

۸-انتخاب گزینه برتر و تهیه نقشه های اجرایی

۹-برآورد

۱۰-توجیه اقتصادی ۱۱

-تهیه مشخصات فنی

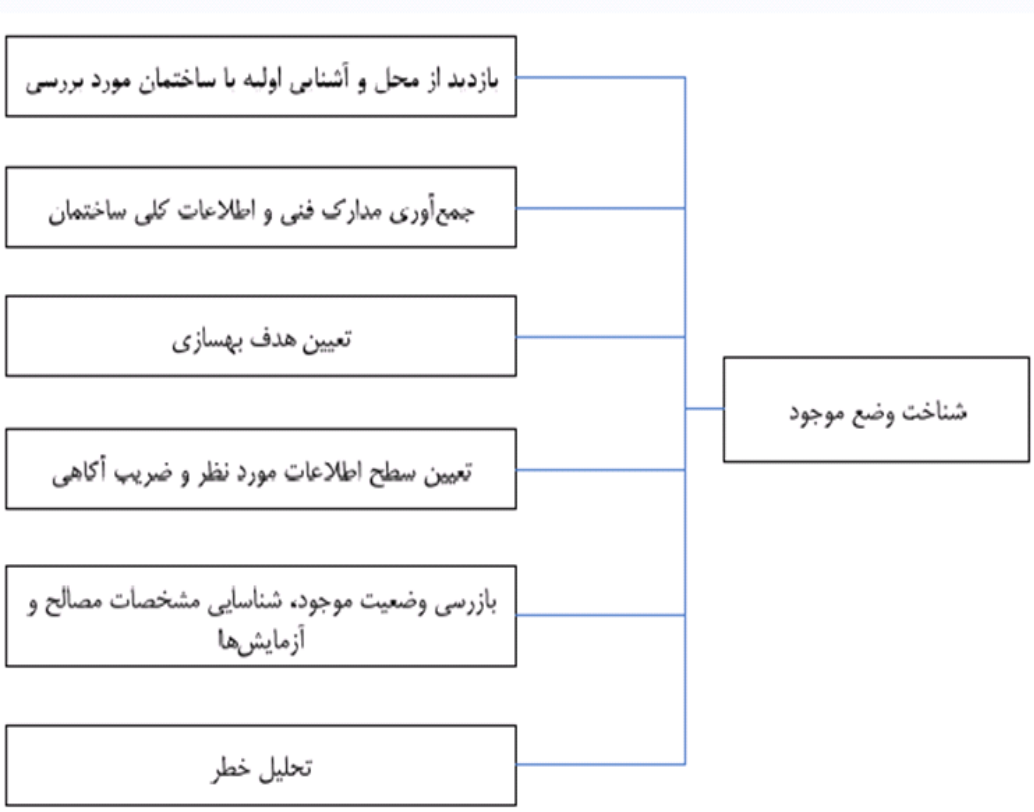
۱۲-اسناد مناقصه

گامهای بهسازی را با بیان دیگر نیز می توان مطرح نمود

- ارزیابی لرزه ای سازه مورد مطالعه از نظر کیفی و کمی
- تعیین سطح عملکرد
- انتخاب هدف بهسازی
- جمع آوری اطلاعات وضع موجود
- تعیین نیاز یا عدم نیاز به بهسازی
- ارائه طرح بهسازی

و گامهای اصلی عبارتند از

۱- مبانی بهسازی و مقاوم سازی و تعیین سوح عملکرد
۲- انتخاب روش تحلیل
۳- انتخاب روش مقاوم سازی



هدف بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای

۱ تأمین مقاومت در برابر زلزله های خفیف بدون هیچ گونه آسیب دیدگی

۲- تأمین مقاومت در برابر زلزله های متوسط بدون هیچ گونه آسیب سازه ای ولی احتمال برخی خسارت های غیر سازه ای

۳-تأمین مقاومت در برابر زلزله ای شدیدی که در محل سازه قبلاً رخ داده ویا قابلیت وقوع داردبدون فروریزی ولی با احتمال حسارت های سازه ای و غیر سازه ای

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از

۱- قابلیت استفاده بی وقفه Fully operational \ Immediate occupancy

۲-ایمنی جانی Life Safety \ Operational

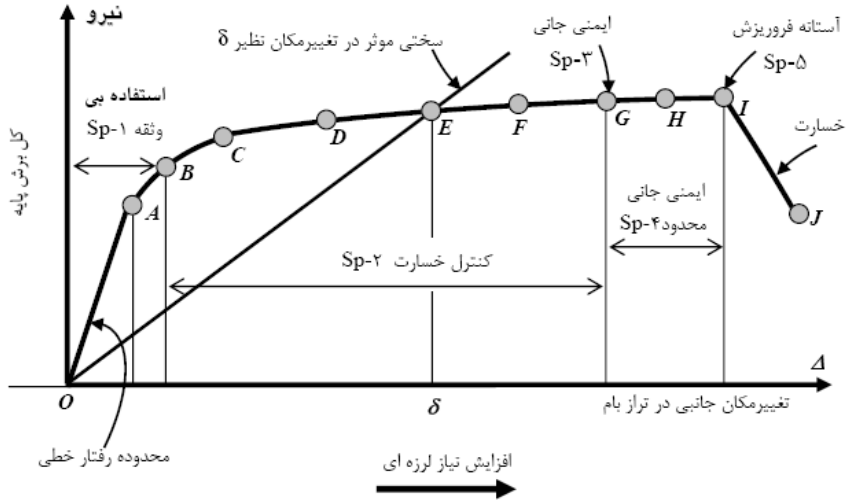
۳- آستانه فروریزش Near Collapse

۴-لحاظ نشده (تعیین نشده)

سطوح عملکرد میانی عبارتند از

۱- خرابی محدود Limited Collapse

۲-ایمنی جانی محدود Limited Life Safety



منحنی ظرفیت در حالت کلی و نمایش سطوح عملکرد

حداکثر بیشینه جابجایی(تغییرمکان نسبی) طبقات ٪	سطح عملکرد
٪ ۰,۲	عمکرد کامل
٪ ۰,۵	عملکرد بی وقفه
٪ ۱,۵	ایمنی جانی
٪ ۲,۵	نزدیک گسیختگی

بهبود ابزارهای مهندسی برای بررسی عملکرد سازه ها

- بهبودروش تحلیل
- بهبودخصوصیات عملکردی
- بهبود استراتژیها
- بهبود خصوصیت بندی زلزله
- بهبود تخمین عدم قطعیت ها
- بهبود ارزیابی خسارت

انتخاب شتاب نگاشت برای تحلیل طیفی

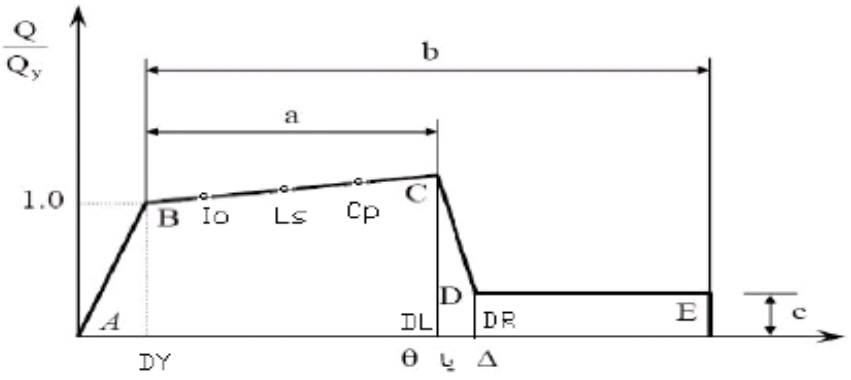
۱-بیشینه شتاب،سرعت یا جابجایی
۲-نسبت شتاب قائم به افقی
۳-نسبت سرعت بیشینه به شتاب بیشینه
۴-مدت تداوم زلزله

پارامترهای تأثیرگذار در بررسی لرزه ای سازه

اندازه شدت زمین لرزه Intensity Measure
پارامتر نیاز یا تقاضای مهندسی Engineering Demand Parameter
اندازه خرابی Damage Measure
متغیر تصمیم گیری Decision Variable

مقادیر a، b و c براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود با توجه به نوع مفصل محاسبه می‌شوند. اثرات سخت‌شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیبی برابر ۳٪ شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته شده است. مفاصل غیر خطی تعریف شده در مدل عبارتند از:

۱. مفاصل برشی V_2 کنترل شونده توسط تغییر شکل، به‌منظور کنترل تلاش برشی در تیرهای پیوند.
۲. مفاصل خمشی M_3 کنترل شونده توسط تغییرشکل به‌منظور کنترل مقاومت خمشی در تیرهای خارج از پیوند.
۳. مفاصل محوری P کنترل شونده توسط نیرو به‌منظور کنترل کمانش در مهاربندها.
۴. مفاصل محوری P کنترل شونده توسط نیرو به‌منظور کنترل کمانش در ستون‌ها.
۵. مفاصل اندرکنشی $P\text{-}M_2\text{-}M_3$ کنترل شونده توسط تغییر شکل در ستون‌ها.



نیرو–تغییرمکان مفاصل پلاستیک

مشخصات مفصل پلاستیک مربوط به تیر وستون

a	b	c	IO	LS	CP
9 θy	11 θy	0.6	1 θy	6 θy	8 θy

ارزیابی سریع آسیب پذیری لرزه ای ساختمان

شامل بررسی سریع موارد زیراست

-کیفیت طراحی - کیفیت اجرا -کیفیت مصالح

-پیش بینی عملکرد و سیستم مقاوم جانبی (نیاز به تقویت لرزهای دارد یا نه)

-کیفیت ساختگاه و پی

- پیش بینی عملکرد در اجزای غیر سازه ای

-تطابق اجرای ساختمان با نقشه های موجود

- تأمین سطوح عملکرد ایمنی جانی توسط ساختمان

-نیاز ساختمان به بهسازی

-نسبت هزینه بهسازی لرزه ای به هزینه ساخت مجدد

عوامل موثر در انتخاب روش مقاوم سازی

عوامل متعددی در انتخاب تکنیک مقاوم سازی تأثیر دارند که در زیر به بخشی از آنها می پردازیم

۱- ارزش سازه در مقابل اهمیت سازه Cost versus importance of structures

۲- نیروی انسانی موجود Available workmanship

۳- طول مدت اجرا یا زمان عدم استفاده Duration of work / disruption of use

٤- تکمیل و تقویت براسا س عملکرد موردنظر کارفرما Fulfillment of the performance goals of owner

۵- توجه به تناسب زیبا شناسی (معماری) ونقش سازه ای و تکمیل سازه موجود Functionally and aesthetically compatible and complementary to the existing structures

۶- تداخل برگشت پذیری Reversibility of intervention

۷- کنترل کیفی سطح عملکرد Performance level of quality control

۸- اهمیت تاریخی و سیاسی سازه Political and historical significance

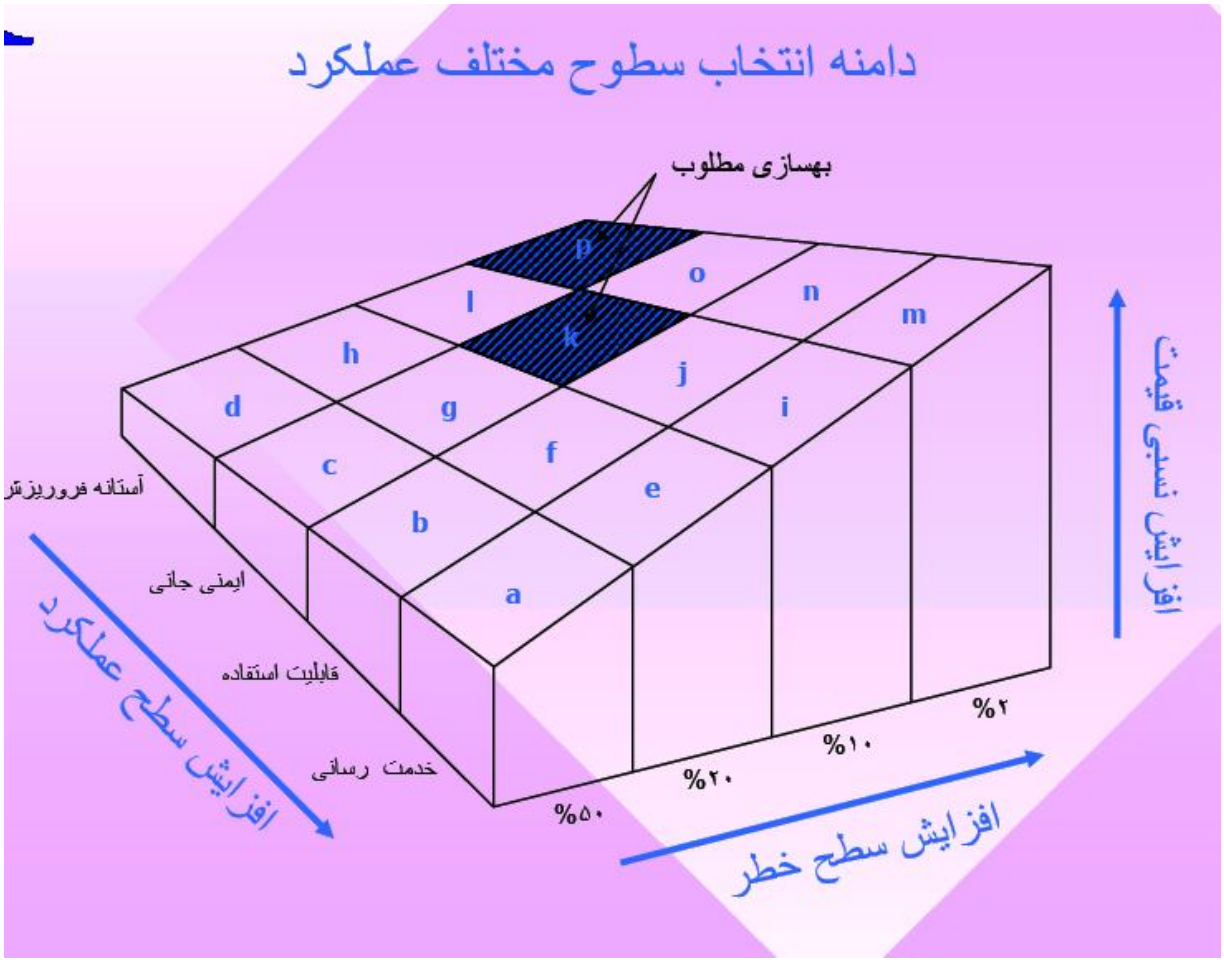
۹- سازگاری روش مقاوم سازی با سیستم سازه ای موجود
Structural compatibility with the existing structural system

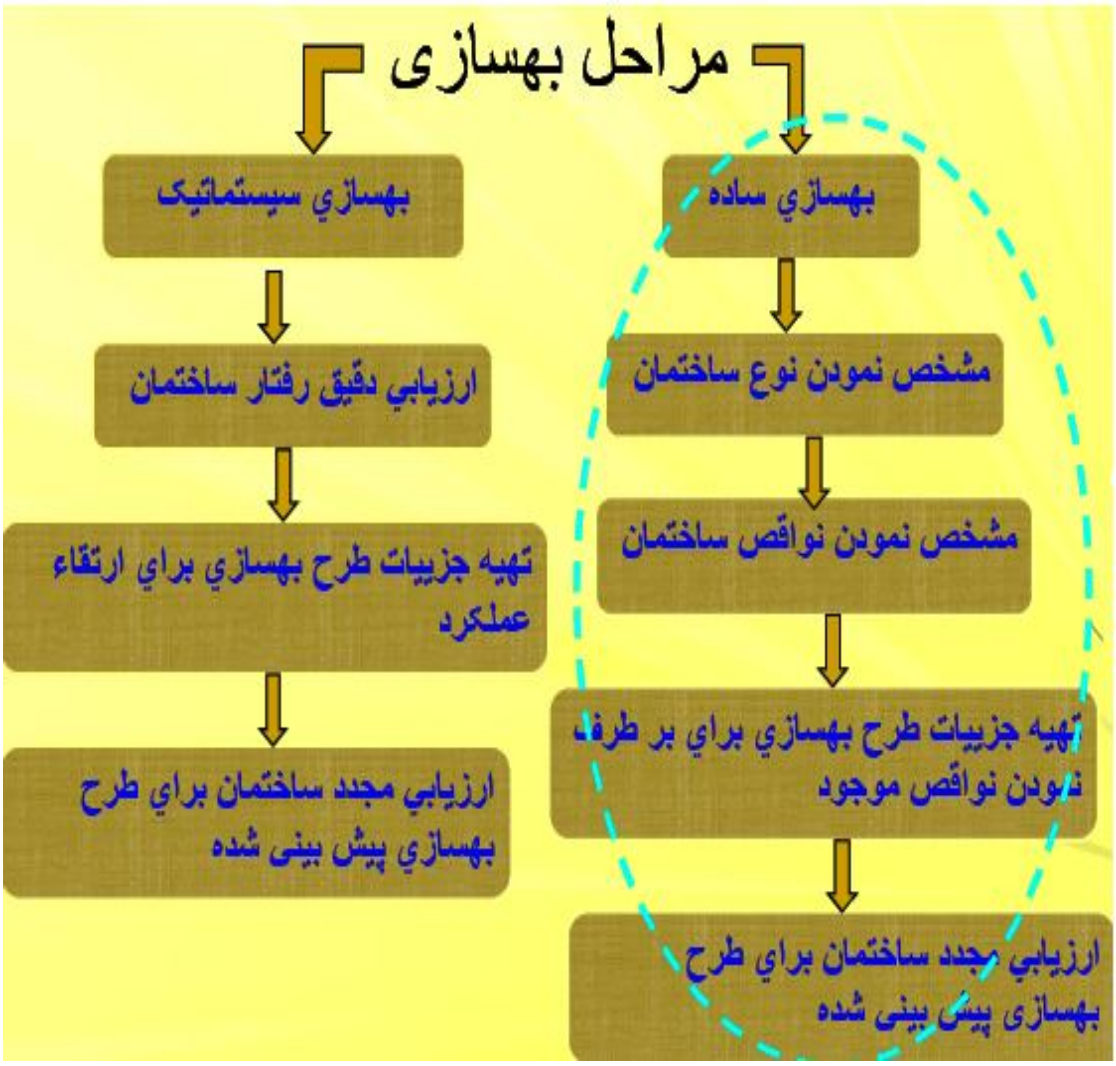
۱۰- نامنظمی در سختی , مقاومت و شکل پذیری Irregularity of stiffness strength and ductility

۱۱- کنترل آسیب وارده به اجزای غیر سازه ای Controlled damage to non-structural components

۱۲- ظرفیت مناسب باربری سیستم فونداسیون Sufficient capacity of foundation system

۱۳- مواد ترمیمی و روش موجودو ممکن مقاوم سازی Repair materials and technology available


دامنه انتخاب سطوح مختلف عملکرد
بهسازی مطلوب
p
k
l
o
n
m
h
j
d
g
i
c
f
e
b
a
آستانه فروریزش
ایمنی جانی
قابلیت استفاده
خدمت رسانی
افزایش سطح عملکرد
%۵۰
%۲۰
%۱۰
%۲
افزایش سطح خطر
افزایش نسبی قیمت


مراحل بهسازی
بهسازي سيستماتيک
ارزيابي دقيق رفتار ساختمان
تهيه جزييات طرح بهسازي براي ارتقاء عملکرد
ارزيابي مجدد ساختمان براي طرح بهسازي پيش بيني شده
بهسازي ساده
مشخص نمودن نوع ساختمان
مشخص نمودن نواقص ساختمان
تهيه جزييات طرح بهسازي براي بر طرف نمودن نواقص موجود
ارزيابي مجدد ساختمان براي طرح بهسازی پيش بيني شده

۱- ساختمان های مصالح بنایی سنتی

ساختمان هایی هستند که بدون انجام محاسبات مهندسی و به صورت سنتی ساخته می شوند. سقف این ساختمان ها آجری قوسی، طاق ضربی، چوبی و غیره می باشد که عملکرد آن می تواند صلب یا انعطا ف پذیر باشد . این ساختمان ها عناصر مقاوم لرزه ای خاصی نداشته و عموماً به واسطه شکل نامناسب سازه ای، ضعف مصالح و نحوه ی نامناسب اجرا،در برابر زلزله ضعیف عمل می کنند.

راهکارهای بهسازی

الف. روش های بهسازی کلی

- ❖ رفع نواقص پی
- ❖ اصلاح سیستم کلاف بندی
- ❖ اصلاح دیوار
- ❖ افزودن مقاومت برشی ساختمان
- ❖ کامل کردن سیستم بار
- ❖ رفع نامنظمی

ب. روشهای بهسازی موضعی

- بهسازی موضعی سیستم کلاف بندی

۱-تقویت اتصالات کلاف

۲-رفع انفصال در سیستم کلاف

۳-اصلاح اتصال دیوار به کلاف

۴-اصلاح کیفیت مصالح کلاف بتنی

- اصلاح دیوار به صورت موضعی

۱-اصلاح واحدهای بنایی

۲-اصلاح ملات

۳-اصلاح اجرای واحد های بنایی

۴-اصلاح درزهای قائم بین واحدهای بنایی

۵-اصلاح دیوار چینی به روش هشتگیر

۶-کاهش ارتفاع آزاد دیوار

۷-کاهش طول آزاد دیوار

۸-کاهش نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

۹-بازشوها

۱۰-رفع انفصال بواسطه عبور لوله و دودکش

۱۱-اصلاح نحوه قرار داشتن تیرهای باربر سقف بر روی دیوار

۱۲-مهار نیروی رانش درسقفهای قوسی

- اصلاح سیستم سازه ای بصورت موضعی

۱-کامل نمودن مسیر بار

۲-مقطع قائم ساختمان

۳-ساختمانهای مجاور

- بهسازی سقف

۱-کاهش وزن ساختمان
۲-انسجام سقف
۳-تقویت طول تکیه گاهی تیرها
۴-اصلاح نسبت طول دهانه به عرض سقف
۵-تقویت بازشو در سقف
بهسازی اتصالات
۱-تقویت اتصال دیوارهای باربر متقاطع
۲-تقویت اتصال بین دیوارهای باربر وسقف
۳-تقویت اتصال بین تیغه ها و دیوارها

- بهسازی اعضای غیر سازه ای

۱-مهار دیوارهای غیر باربر و تیغه ها
۲-سقف کاذب
۳-مهار نمای ساختمان

- مصالح مورد مصرف برای بهسازی بایستی از کیفیت مطلوبی برخوردارباوده و حتی المقدور بامصالح موجود متجانس باشند
- وزن سازه با برداشتن عناصر ستگین فوقانی کاهش داده شود
- سیستم فونداسیون باید قادر باشد بارنهایی سازه را به نحو مطلوب به زمین منتقل کند
- دیوارها باید کاملاًبا یکدیگردرگیر باشد و به هم بسته شوند.کفها باید به خوبی به دیوارها متصل شوند تا از شکست خارج صفحه ای آنها کنترل شود
- دیوارهای سازه باید در ۲ جهت عمود بر هم در ساختمان به صورت یکنواخت توزیع شوند وفاصله بین مرکز جرم ومرکز سختی باید با اضافه کردن دیوارهای جدید و یا بستن بازشوها در دیوارهای موجود کاهش داده شود،با این عمل آثار نامطلوب پیچش در ساختمان کاهش می یابد
- سیستم سقف بایأ دارای انسجام کافی باشد و به نحو مطلوب به دیوارهای سازه ای متصل شده باشد.
- عناصر غیر سازه ای باید به طور کامل و به نحو مطلوب به سیستم ساز ه ای متصل شوند

ساختمان های مصالح بنایی کلاف دار

ساختمان های مص الح بنایی کلاف دار ساختمان هایی هستند که بدون انجام محاسبات مهندسی ساخته می شوند، ولی در اجرای آنها برخی اصول طراحی مقاوم لرز ه ای از جمله استفاده از عناصر مقاوم یا حداقل کلاف افقی رعایت شده است . در نتیجه رفتار آنها در برابر زلزله از ساختمان های مصالح بنا یی سنتی بهتر می باشد .مبنای اجرای این ساختمان ها، ضوابط آیین نامه ی طراحی ساختما نها در برابر زلزله، استاندارد 2800 ایران م ی باشد .سقف این ساختمان ها آجری، تیرچه بلوک، چوبی و غیره می باشد که عملکرد آن می تواند صلب یا انعطاف پذیر باشد.در ساختمان ها ی بنایی سنتی یا کلاف دار تمام یاقسمت عمده ی بارهای قایم توسط دیوارهای باربر آجری، بلوک سیمانی و ... تحمل می شود.

نواقص متداول در ساختمان های مصالح بنایی سنتی

۱- نواقص درمصالح

الف – پایین بودن کیفیت و مقاومت واحدهای بنایی آجر و بلوک سیمانی؛

ب – پایین بودن مقاومت و قدرت چسبندگی ملات.

۲- نواقص درسیستم ساز ه ای

الف – کامل نبودن مسیر بار

ب – کافی نبودن مقاومت برشی ساختمان

پ – ناتوانی ساختمان در حفظ انسجام هنگام ارتعاش

ت – عدم وجود سیستم ثانوی هی کمکی مانند کلاف

ث – نامنظمی در پلان

ج – نامنظمی در ارتفاع

چ – عدم وجود پی مناسب؛

ح – عدم وجود فاصله ی کافی از ساختمان مجاور.

۳- نواقص در دیوارهای باربر

الف – نادرست چیدن واحدهای بنایی؛

ب – خالی بودن درزهای قایم بین واحدهای بنایی از ملات؛

پ – زیادبودن نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار؛

ت – ارتفاع زیاد دیوار؛

ث – طول زیاد دیوار مهار نشده؛

ج – تراکم کم دیوار به واسطه ی وجود بازشوهای بزرگ؛

چ – نزدیکی بازشوها به انتهای دیوار؛

ح – استفاده از روش هشت گیر در اجرای دیوارها؛

خ – قرارداشتن تیرهای دال به صورت مستقیم بر روی دیوار؛

د – مهار نامناسب سقف های قوسی در برابر نیروی رانش؛

ذ – عبور لوله و دودکش از درون دیوار.

۴- نواقص دردالها

الف - زیادبودن وزن دال؛

ب - عدم انسجام و یکنواختی دال؛

پ – کافی نبودن طول تکی هگاهی تیرهای سقف؛

ت - وجود بازشو در دال؛

ث - بالابودن نسبت طول دهانه به عرض دال.

۵ -نواقص در اتصالات اعضای ساز ه ای

الف – مناسب نبودن اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع؛

ب – مناسب نبودن اتصال بین دیوارهای باربر و دا لها؛

پ – مناسب نبودن اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر یا تیغه ها و دا لها.

6- نواقص در اعضای غیرساز ه ای

الف – وزن زیاد و مقاومت کم دیوارهای غیرباربر و تیغه ها؛

ب – اتصال نامناسب بین نما و دیوار؛

پ – عدم پایداری جان پناه ها و دودکشها

نواقص متداول در ساختمان های مصالح بنایی کلاف دار.

الف - عدم استفاده از کلاف قایم و کلاف افقی در تراز پی؛

ب – کافی نبودن تعداد و فواصل کلا فها، ابعاد و میلگردگذاری آنها؛

پ - ضعف مصالح کلاف بتنی؛

ت – درگیر نبودن میلگردهای کلاف و کافی نبودن طول هم پوشانی آنها در اتصالات؛

ث - انفصال در کلاف به واسطه ی اجرای بازشوهای بلند و یا وجود نی مطبقه؛

ج - انفصال در کلاف به واسطه ی عبور لوله و دودکش از آن؛

چ - عدم اتصال مناسب بین دیوار و کلاف

ارزیابی آسیب پذیری ساختمان های مصالح بنایی

الف- ساختمان های مصالح بنایی سنتی

۱- ارزیابی کیفیت مصالح بنایی

۱-۱ کنترل کیفیت واحدهای بنایی

۱-۲ کنترل کیفیت ملات

۲- ارزیابی سیستم سازه ای ساختمان

۲-۱ مسیر بار

۲-۲ ارزیابی ظرفیت برشی ساختمان

۲-۳ا نسجام ساختمان

۲-۴ نامنظمی در پلان

۲-۵ نامنظمی در ارتفاع

۲-۶ پی

۲-۷ ساختمانهای مجاور

۳- ارزیابی دیوارهای باربر

۳-۱ کنترل اجرای واحدهای بنایی

۳-۲ کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی

۳-۳ کنترل نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

۳-۴ کنترل ارتفاع دیوار

۳-۵ کنترل طول آزاد دیوار

۳-۶ کنترل تراکم دیوار

۳-۷ کنترل فاصله بازشوها از انتهای دیوار

۳-۸ کنترل وجود هشتگیر

۳-۹ کنترل قرار داشتن تیرهای باربر سقف روی دیوار

۳-۱۰ کنترل نیروی رانش در سقفهای قوسی

۳-۱۱ لوله دودکش درون دیوار باربر

۴- ارزیابی دالها

۴-۱ وزن دال

۴-۲ یکنواختی و انسجام سقف

۴-۳ طول تکیه گاهی تیرهای سقف

۴-۴ بازسوها در دالها

۴-۵ تسبت طول دهانه به عرض دال

۵- ارزیابی اتصالات اعضای ساختمان

۵-۱ اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع

۵-۲ اتصال بین دیوارهای باربر ودال

۵-۳ اتصال بین دیوارها و دال در جهت عمود بر صفحه عمود بر دیوار

۵-۴ اتصال بین تیغه ها و دیوارهای بار بر

۶-ارزیابی اعضای غیر سازه ای

۶-۱ دیوارهای غیر باربر و تیغه ها

۶-۲ نمای ساختمان

۶-۳ جان پناه و دودکش

۷- ارزیابی آسیب پذیری ساختمان های مصالح بنایی کلاف دار

۱- ارزیابی کیفیت مصالح ساختمانی

۲- ارزیابی سیستم سازه ای ساختمان

۳- ارزیابی دیوارهای باربر

۴- ارزیابی دالها

۵- ارزیابی اتصالات اعضای ساختمانی

۶- ارزیابی اعضای غیر سازه ای

۷- ارزیابی سیستم کلاف

الف- ارزیابی وجود کلاف افقی پی

ب- ارزیابی کیفیت مصالح کلاق بتنی

ج-ارزیابی اتصالات اجزای کلاف

د- ارزیابی سیستم کلاف به واسطه وجود انفصال

ه- ارزیابی کلاف به واسطه عبور لوله

و- ارزیابی اتصال دیوار و کلاف

راهکارهای پیشنهادی برای بهسازی ساختمان های مصالح بنایی

۱- افزایش کیفیت مصالح بنایی

۲- بهسازی سیستم سازه ای ساختمان

۲-۱- کامل نمودن مسیر انتقال بار

۲-۲- افزودن مقاومت برشی ساختمان

۲-۳- اقزایش انسجام ساختمان با کلاف بندی

۲-۴- رفع نامنظمی در پلان

۲-۵- رفع نامنظمی در ارتفاع

۲-۶- تقویت پی

۲-۷- تقویت در برابر سازه های مجاور

۳- بهسازی دیوارهای باربر

۳-۱- اصلاح اجرای واحدهای بنایی

۳-۲-اصلاح درزهای قائم بین واحدهای بنایی

۳-۳ کاهش نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

۳-۴ کاهش ارتفاع آزاد دیوار

۳-۵ کاهش طول آزاد ذیوار

۳-۶ افزایش تزاکم دیوار

۳-۷ رفع انفصال در دیوار باربر

۳-۸ اصلاح نحوه قرار داشتن تیرهای بارب سقف بر روی دیوار

۳-۹ مهار نیروی رانش در سقفهای قوسی

۴-بهسازی دال

۴-۱ کاهش وزن سقف

۴-۲ انسجام سقف

۴-۳ تقویت طول تکیه گاهی تیرها

۴-۴ تقویت بازشو در دال

۵-بهسازی اتصالات اعضای ساختمان

۵-۱ تقویت اتصال دیوارهای باربر متقاطع

۵-۲تقویت اتصال بین دیوارهای باربر و دال

۵-۳ تقویت اتصال بین تیغ ها و دیوارهای باربر

۶- بهسازی اعضای غیرسازه ای ساختمان های مصالح بنایی

6-1تقویت دیوارهای غیرباربر و تیغه ها

۶-۲-تقویت نمای ساختمان

۶ -۳ تقویت جان پناه و دودکشها

۷- بهسازی سیستم کلاف

۷-۱اصلاح سیستم کلا ف بندی

۷-2اصلاح کیفیت مصالح کلاف بتنی

۷-۳ تقویت اتصالات اجزای کلاف

۷-۴ رفع اتصالات در سیستم کلاف

۷-۵ رفع انفصال کلاف به واسطه ی عبور لوله

۷-۶ اصلاح اتصال دیوار به کلاف

بررسی مشخصات ساختگاه

۱-درجه فعالیت گسل براساس سن آخرین حرکت گسل

۲-نوع گسل به صورت امتداد لغز، عادی، معکوس یا تراست فشاری

۳-جهت حرکت گسل در ارتباط با هندسه و موقعیت ساختمان

۴-اندازه جابجاییهای قایم و افقی برمبنای سطح خطر انتخابی برای زلزله

۵-طول و عرض منطقه خردشده گسلی

بدست آوردن مشخصات کلی ساختمان، وضعیت عمومی ساختمان و مشخصات ساختگاه با تکمیل فرمهای ارزیابی اولیه میباشد

آسیب پذیرتر بودن اجزای غیر سازه ای از خود سازه

آسیب رسان بودن حتی در صورت سالم ماندن سازه

توان ایجاد تلفات انسانی قابل توجه

توان ایجاد آسیبهای ثانویه جدی به سازه و محتویات آن

توان کاستن از ظرفیت بهره برداری سازه ویا حتی متوقف نمودن آن

بی اعتبار ساختن تحلیل و طراحی لرزه ای

۱- پایین بودن کیفیت مصالح و مقاومت واحدهای بنایی

۲- پایین بودن مقاومت و قدرت چسبندگی ملات

۳- کامل نبودن مسیر بار

۴- کافی نبودن مقاومت برشی ساختمان

۵- ناتوانی ساختمان در حفظ یکپارچگی هنگام زلزله

۶- عدم وجود سیستم ثانویه کمکی همانند کلاف

۷- عدم وجود پی مناسب – شرایط پی

۸- عدم وجود فاصله کافی از ساختمانهای مجاور

۹- نادرست چیدن مصالح بنایی در دیوارهای باربر

۱۰- خالی بودن درزهای قائم بین واحدهای بنایی از ملات

۱۱- زیاد بودن نسبت ارتفاع به ضخامت

۱۲- ارتفاع زیاد دیوار

۱۳- طول مهار نشده زیاد دیوار

۱۴- تراکم دیوار به دلیل بازسوهای بزرگ

۱۵- نزدیکی بازسوها به انتهای دیوار

۱۶- استفاده از هشتگیر در اجرای دیوارها

۱۷- قرار گرفتن تیرهای دال به طور مستقیم روی دیوار

۱۸- مهار نامنایب قوسی در برابر نیروی رانش

۱۹- عبور لوله دودکش از درون دیوار

۲۰- زیاد بودن وزن دال

۲۱- عدم انسجام و یکنواختی دال

۲۲- کافی نبودن طول تکیه گاهی تیرهای سقف

۲۳- مناسب نبودن اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع

۲۴- مناسب نبودن اتصال بین دیوارهای باربر ودالها

۲۵- مناسب نبودن اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر و یا تیغه ها و دالها

۲۶-وزن زیاد و مقاومت کم دیوارهای غیر باربر و تیغه ها

۲۷- اتصال نامناسب بین نما و دیوار

۲۸- عدم پایداری جان پناه و دودکشها

نارسایی های مشاهده شده در شناژ بندی سازه های مصالح بنایی

بر اساس مطالعه مستندات موجود از رفتار سازه های مصالح بنایی با شناژ انواع معایبی که برای شناژ بندی عبارتند از

۱- عدم وجود یا قطع شناژ افقی

۲- عدم وجود یا حذف برخی ازشناژ های قایم

۳- اتصال نامناسب شناژها به یکدیگر

۴- فاصله زیاد خاموتها در شناژ قائم

۵- فاصله زیاد خاموتها درشناژ افقی

۶- کیفیت بد بتن

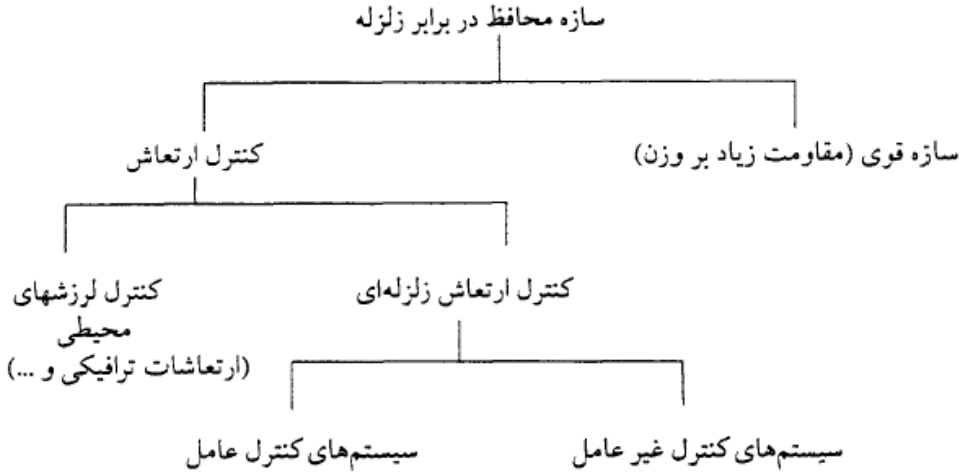
۷- پوشش بد آرماتور

۸- ارتفاع زیاد شناژ قائم

۹- پر کردن شناژ ها با آجر

۱۰- قطع آرماتور شناژ

۱۱- فاصله زیاد شناژ های قائم از یکدیگر



نقاط ضعف متداول در ساختمانهای آجری
الف – مصالح

۱-پایین بودن مقاومت و چسبندگی ملات

۲- پایین بودن کیفیت و مقاومت واحدهای بنایی مانند سنگ،آجر،بلوک سیمانی

ب- سیستم سازه ای ساختمان

۱-کامل نبودن مسیربار

۲-کافی نبودن مقاومت برشی ساختمان

۳-ناتوانی ساختمان در حفظ انسجام هنگام ارتعاش

٤-عدم وجود سیستم مقاوم کمکی مانند کلاف

٥-نا منظمی در پلان

٦-نامنظمی در ارتفاع

۷-عدم وجود پی مناسب

۸-عدم وجو د فاصله کافی با ساختمان

دیوارهای باربر

۱-نادرست چیدن واحدهای بنایی

۲-خالی بودن درزهای قائم بین واحدهای بنایی ازملات

۳-زیاد بودن نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

٤-ارتفاع زیاد دیوار

٥-طول زیاد دیوار مهار نشده

٦-تراکم دیواربه واسطه وجود بازشوهای بزرگ

۷-نزدیکی بازشوها به انتهای دیوار

۸-استفاده ازروش هشتگیر در اجرای دیوارها

۹-قرار داشتن تیرهای دال مستقیم بر روی دیوار

۱۰-عدم مهارت مناسب نیروی رانش ناشی از سقفهای قوسی در بالای دیوارهای باربر

۱۱-عبور لوله و دودکش از درون دیوار

دال

۱-زیاد بودن وزن دال ۲- عدم انسجام یکنواختی دال ۳- کافی نبودن طول تکیه گاهی تیرهای سقف ٤- وجود بازشو در دال ٥- بالا بودن نسبت طول دهانه به عرض دال

اتصالات اعضای سازه ای

۱-نامناسب بودن اتصال بین دیوارهای متقاطع

۲-نامناسب بودن اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر تیغه ها و دالها

۳-نا مناسب بودن اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر تیغه ها و دالها

سیستمهای کمکی کلاف

۱-عدم استفاده از کلاف قائم و افقی در تراز پی

۲-کافی نبودن تعداد و فواصل کلافها،ابعاد و میلگرد گذاری

۳-ضعف مصالح بتنی کلاف

٤-درگیر نبودن میلگردهای کلاف وکافی نبودن طول همپوشانی آنها در اتصالات

٥-انفصال در کلاف بواسطه اجرای بازشوهای بلند یاوجود نیم طبقه

٦-انفصال در کلاف بواسطه غبور لوله ودودکش از آن

اغضای غیر سازه ای

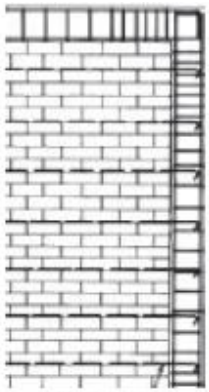
۱-اتصال ضعف و نامناسب بین نما و دیوار

۲-وزن زیاد و عدم کفایت لاغری و مقاومت

۳-عدم پایداری جان پناهها و دودکشها

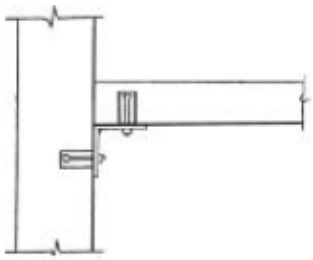
برخی از راهکارهای مقاوم سازی ساختمانهای آجری

۱-یکپارچه سازی سیستم سازه ای توسط کلاف
الف- نقص یا عدم وجود شناژهای افقی
ب-نقص یا عدم وجود شناژهای قائم
۲-روش مهاربندی با FRP

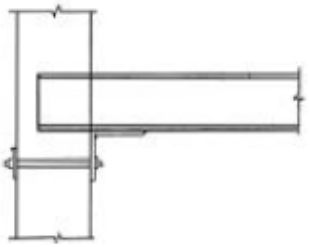


طناب F.R.P

۳-ایجاد دیافراگم صلب سقف

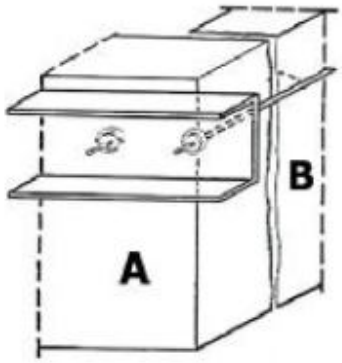


نمونه ای از مهار برشی

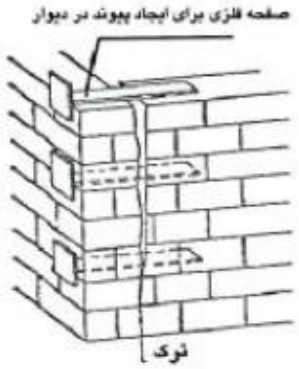


نمونه ای از مهار کششی

٤-تمهیداتی در جهت اتصال دیوارهای کنارهم



نصب میلگرد کلاف



ایجاد پیوند در دیوار بنایی

۵-تقویت مقاومت لرزه ای دیوارها با استفاده از میلگردهای قائم وپس تنیده

انواع خرابی ترک ها در سازه های بنایی

۱-ترکهای ناشی از نشست طبیعی زمین

۲-ترک ناشی از خشک شدن لایه های بنا در زمان احداث و عوامل جوی در طول زمان

۳-ترک ناشی از جابجایی ناگهانی لایه های زمین

٤-ترک بر اثر افزایش یا کاهش بارهای وارده بر پی ها

٥-ترک بر اثر وارد آمدن نیروهای رانشی بر بنا

٦-ترک ناشی از لرزشهای پیرامونی بنا مانند ترافیک ، انفجار،حفاری و غیره

۷-ترک براثرتغییر فشار آبهای زیرزمینی و تغییر رطوبت در بخشهای زیر پی ها

۸-ترک بر اثر تعبیه و فعالیت تأسیسات مدرن در داخل بناهای تاریخی

۹- ترک ناشی از کاهش تدریجی مقاومت و چسبندگی مصالح و ملاتها به علت فرسودگی در طول زمان

۱۰-ترک لر اثر ساخت و سازجدید (الحاقات) بدون توجه به پیوستگی و همبستگی سازه ای بناهای قدیمی

۱۱-ترک بر اثر فشارهای وارده مانند تاق ها و فشار ناشی از زمین

۱۲-ترک در دیوار منحنی

۱۳-ترک در نقاط اتصال دیوارها

۱٤-ترک در جداره ها ودیوارهای پر بازشو (درها و پنجره ها)

مجتصری راجع به مرمت میراث فرهنگی

به بناهای یادبود ، مجموعه ها ،اماکن هنری ، معماری و تاریخی میراث فرهنگی اطلاق می شود که حفظ اصالت بنا (شواهد تاریخی) درطراحی ، مصالح ، در ساخت و در محیط بایستی حفظ شوداز اینرو علائه بر کدهای بهسازی موجود برای بهسازی و مقاوم سازی سازه های مصالح بنايي در مورد میراث فرهنگی بایستی از منشورهای خاص چون ونیز و ایکوموس ، زیمباوه و . . . پیروی کرد که اهم آن عبارت است از

در مورد میراث فرهنگی ۱-هیچ اقدامی نباید صورت گیرد مگر هنگامی که ضرورت دارد (حداقل مرمت و مداخله واحترام به اصل)۲-مداخلات در حداقل۳-استفاده از روشهای سنتی و ابداعی با تأمین نیازمندیهای ایمنی و سازگاری برای مرمت ٤-بهترین درمان ، نگهداری پیشگیرانه است ٥- قابلیت برگشت پذیر بودن مداخلات ٦-سازگاری ۷-دوام و ماندگاری ۸- ناپیدايي و همگونی با محیط اطراف ۹-تضمین ایمنی ۱۰- بررسی اجرایی بودن طرح و ارشا نمودن محدودیتهای میراث فرهنگی (اقدامات ضروری)

در روش ایکوموس شبیه آیین نامه FEMA وبهسازی که به شاخص خسارت سازه توجه شده ، با سطح سلامت سازه سروکارداریم سطوح سلامت از A تا D طبقه بندی می شود

سطح سلامت	ویژگی
A	بهترین وضعیت ، کاسی کاری و گچ کاری سالم می ماند
B	ترک ریز، ولی خمیذگی در نما دیده نمی شود
C	خمیدگی در نما دیده می شود و تراوشات در لوله ها داریم
D	گسیختگی و خرد شدگی موضعی در نما ، خرابی گسترده وترکهای بزرگ

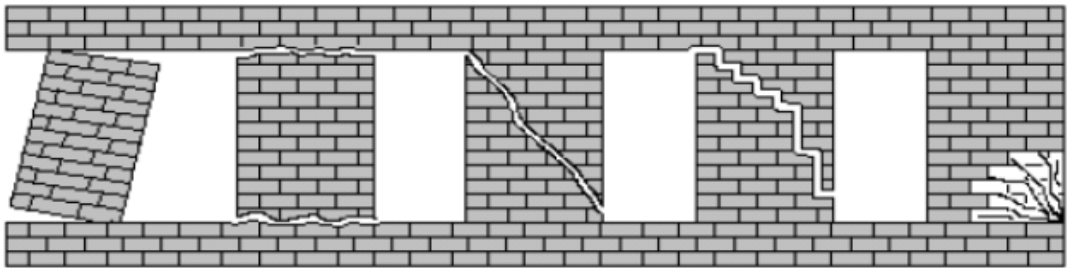
بهسازی ومرمت میراث فرهنگی

۱-کسب اطلاعات ۲- بررسی رفتار سازه ای(طرح سازه ای با مشخصلت مدل) ۳-عیب شناسی و ایمنی (تجزیه و تحلیل تاریخی و کنترل کمی وکیفی) ٤-اقدامات درمانی (اسناد اجرایی) ٥-تعیین سطح خطر انتخابی و سطح سلامت مورد انتظار و کل بنا ٦- تعیین هدف بهسازی ۷-انتخاب روش تخلیل ۸-تعیین سطح اطلاعات و ضریب آگاهی ۹-انجام تحلیلهای مورد نظر ۱۰-محاسبه ظرفیت اعضا ۱۱-بررسی معیار پذیرش ۱۲-ارائه طرح بهسازی با اقدامات ضروری، میان مدت و کوتاه مدت ۱۳-تصویب نهایي طرح وبرآورد هزینه و زمان

- **آسیب های سازه های بنایي در اثرموارد زیر بوجود می آید**

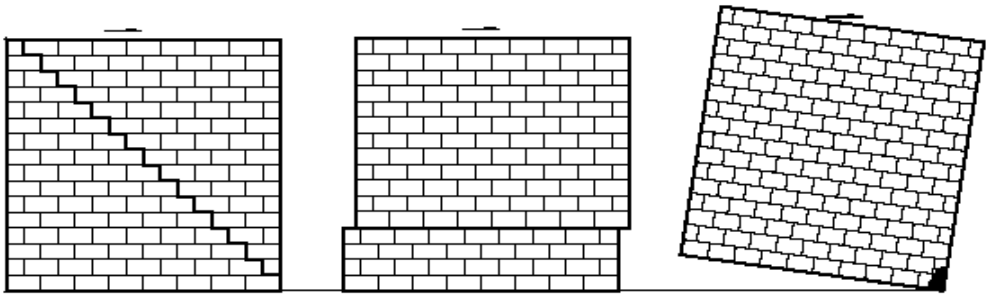
۱-عدم وجود کلافهای قایم و افقی
۲-کیفیت نامناسب مصالح کلاف بتنی
۳جزییات اجرای ناصحیح کلاف بهمدیگر مخصوصاً در گره های اتصال
۴-اتصال نامناسب کلاف با دیوار
۵-عدم رعایت فاصله کلافها
۶-ترک خوردگی قطری در دیوارها
۷-جداشدگی اتصا ل آجر با ملات
۸-لغزش دیوارها در محل جرز
۹-تغییر مکان نسبی سقف نسبت به دیوار
۱۰-سنگینی بیش از اندازه سقف
۱۱-عدم یکپارچه عمل کردن سقف
۱۲-رانش سقف در سقفهای قوسی

۱۳-واژگونی دیوار بر اثر تلاشهای عمودبر صفحه دیوار
۱۴-عدم رعایت مفدار دیوار نسبی
۱۵-عدم رعایت ارتفاع به ضخامت
۱۶-نامنظمی در پلان
۱۷-نامنظمی در ارتفاع (نامنظمی در مقاومت ،جرم و سختی و . . .)
۱۸-محل قرار گیری بازشو
۱۹-اندازه بازشو
۲۰-تعداد طبقات با توجه به نوع سیستم سازه ای
۲۱-طول طره
۲۲-نسبت طول به عرض
۲۳-عدم همجوانی مقاومت ملات با آجر
۲۴-اتصال نا مناسب دیوار جانپناه
۲۵-عناصر غیر سازه ای
و . . .

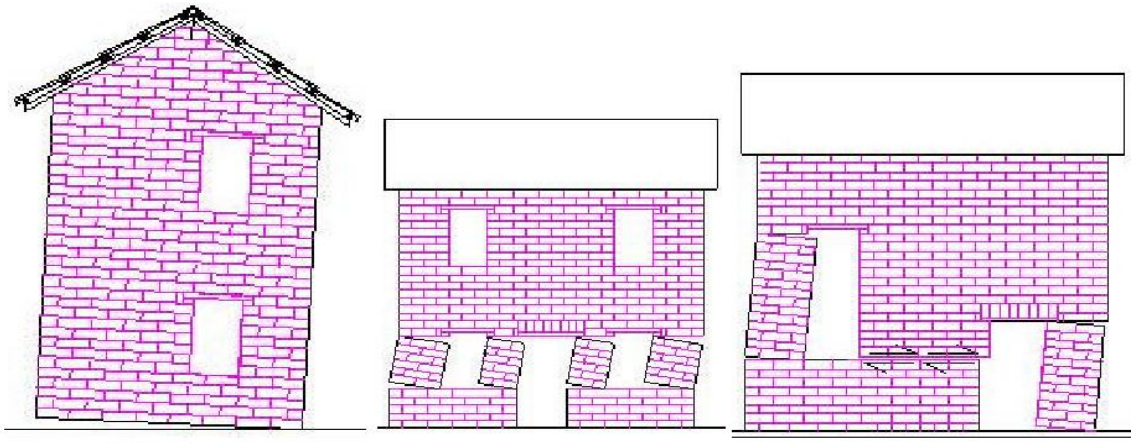


(a) Rocking (b) Sliding (c) Diagonal tension (d) Toe crushing

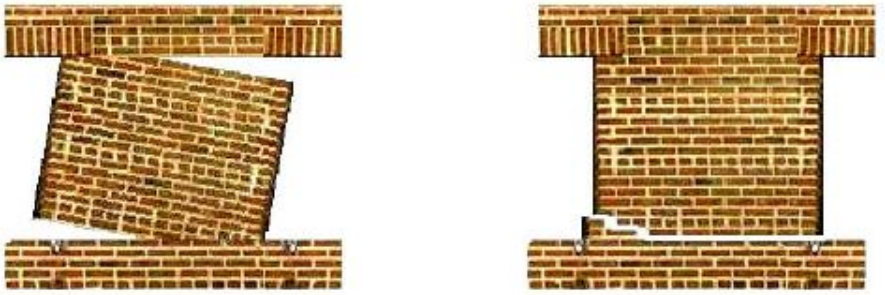
مکانیزم های شکست دیوارهای با مصالح بنایی



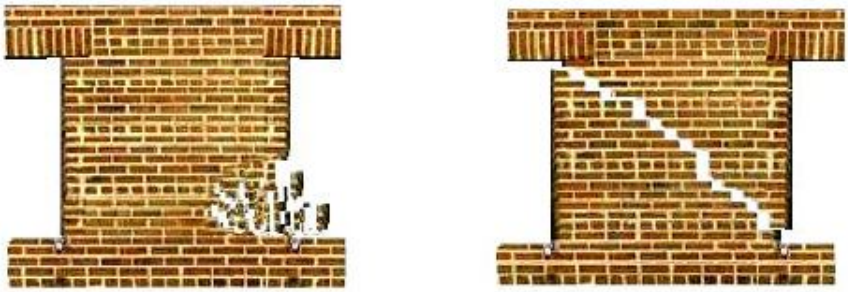
In-plane failure modes of a laterally loaded URM wall:
a) shear failure, b) sliding failure and c) rocking failure



خرابی گهواره ای　　خرابی برشی　　خرابی راندن

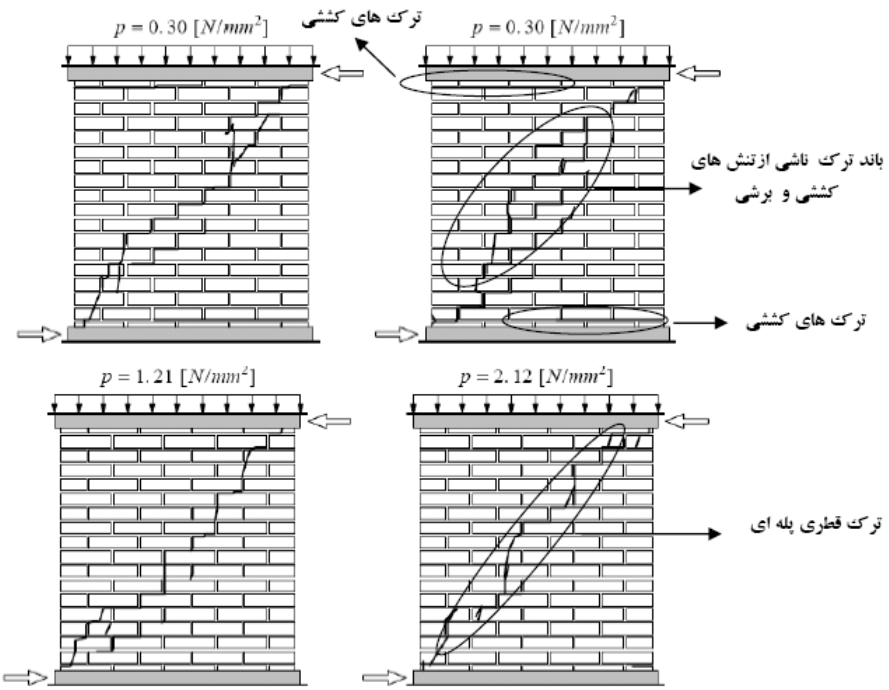


ب) مود شکست بر اثر حرکت گهوره‌ای　　الف) مود شکست بر اثر لغزش درز ملات

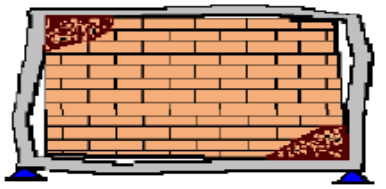


د) مود شکست بر اثر فشار در پنجه　　ج) مود شکست بر اثر کشش قطری

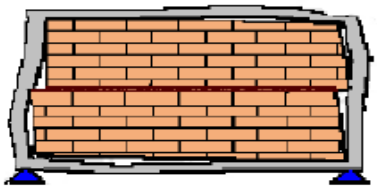
بودهای شکست حاکم بر رفتار دیوارهای با مصالح بنائی



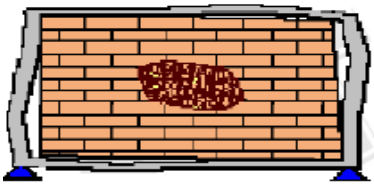
نحوه گسترش ترک در دیوار تحت بارگذاری های قائم متفاوت



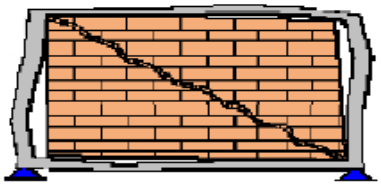
۲- شکست فشاری گوشه



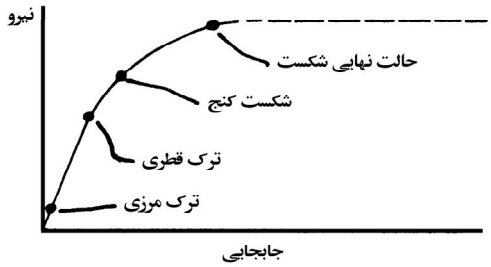
۱- مود برش لغزشی

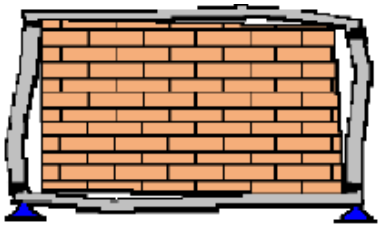


۴-شکست فشار قطری



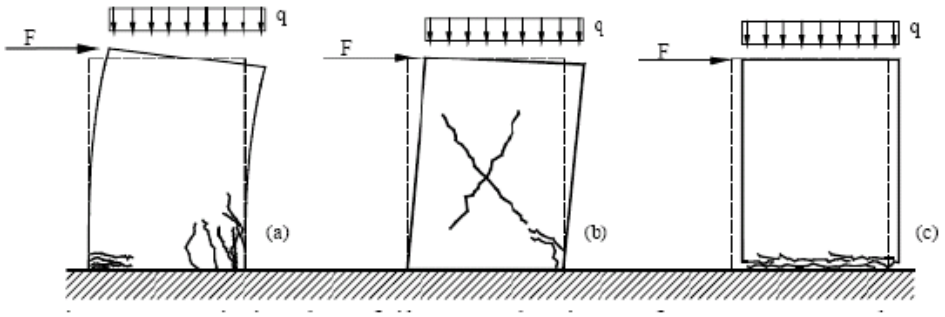
۳- شکست برش قطری





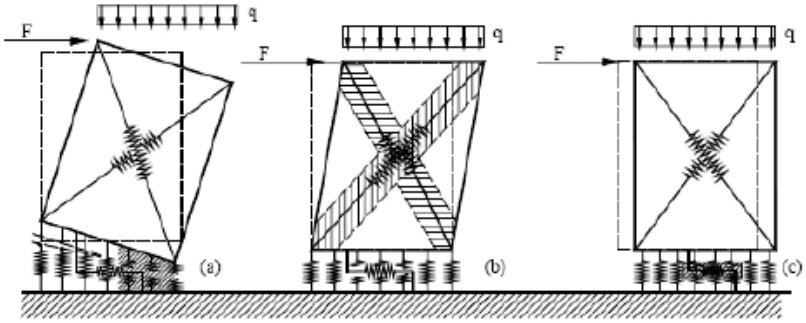
۵- شکست قاب

مودهای خرابی در دیوارهای آجری با قاب

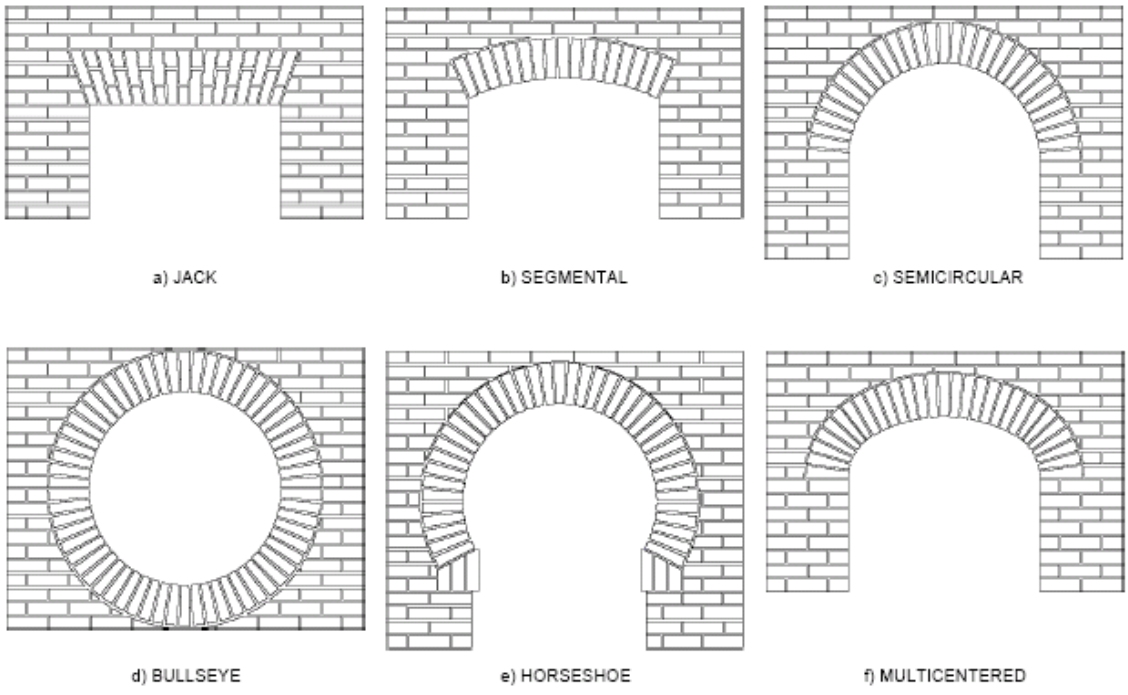


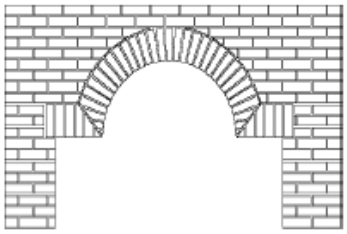
مکانیزم شکست دیوار بنایی

(a)شکست خمشی (b) شکست قطری-برشی (c)شکست برشی-لغزشی

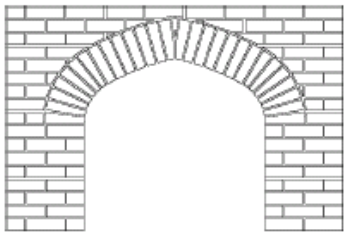


شبیه سازی گسیختگی دیوارهای بنایی به وسیله المانهای ماکرو
(a)شکست خمشی (b) شکست قطری-برشی (c)شکست برشی-لغزشی

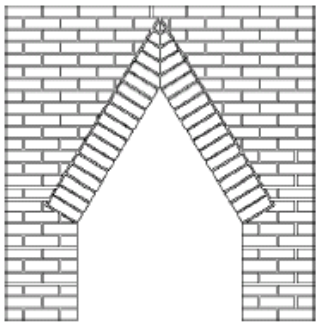




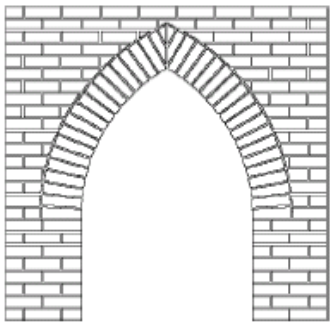
g) VENETIAN



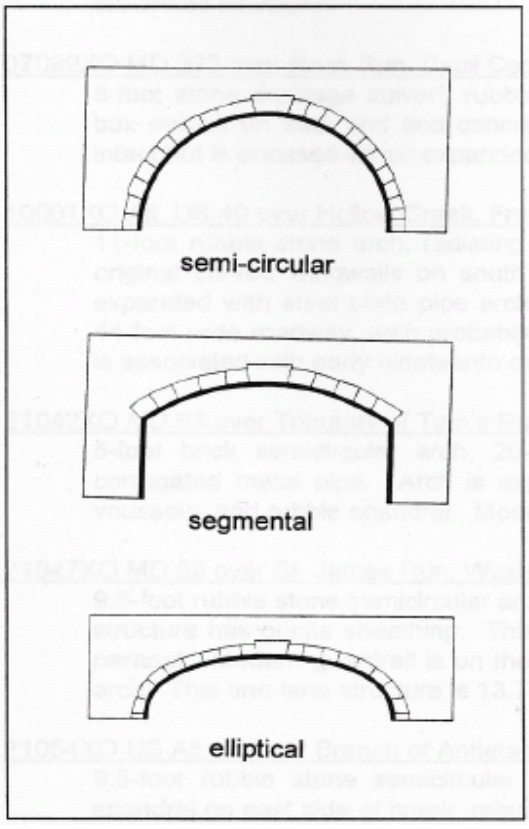
h)TUDOR

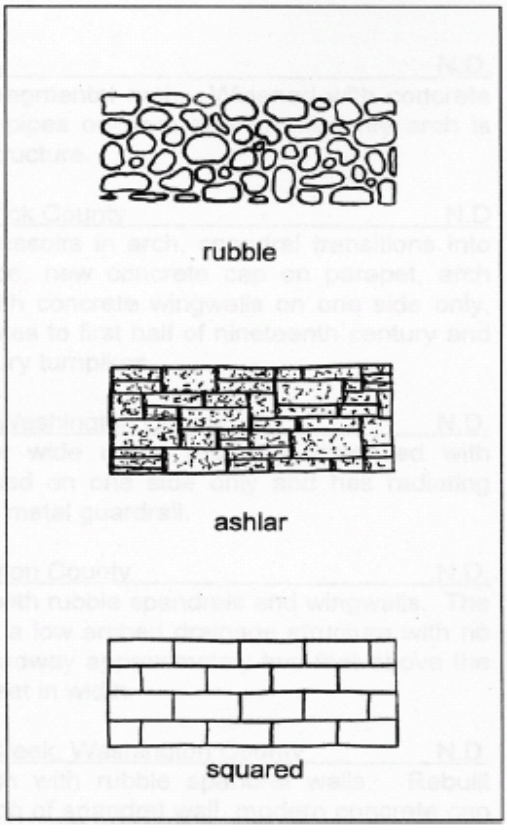


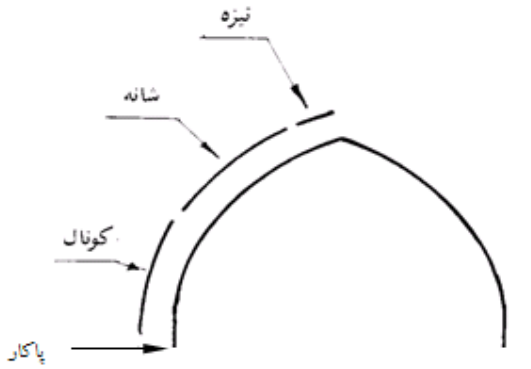
i) TRIANGULAR



j) GOTHIC



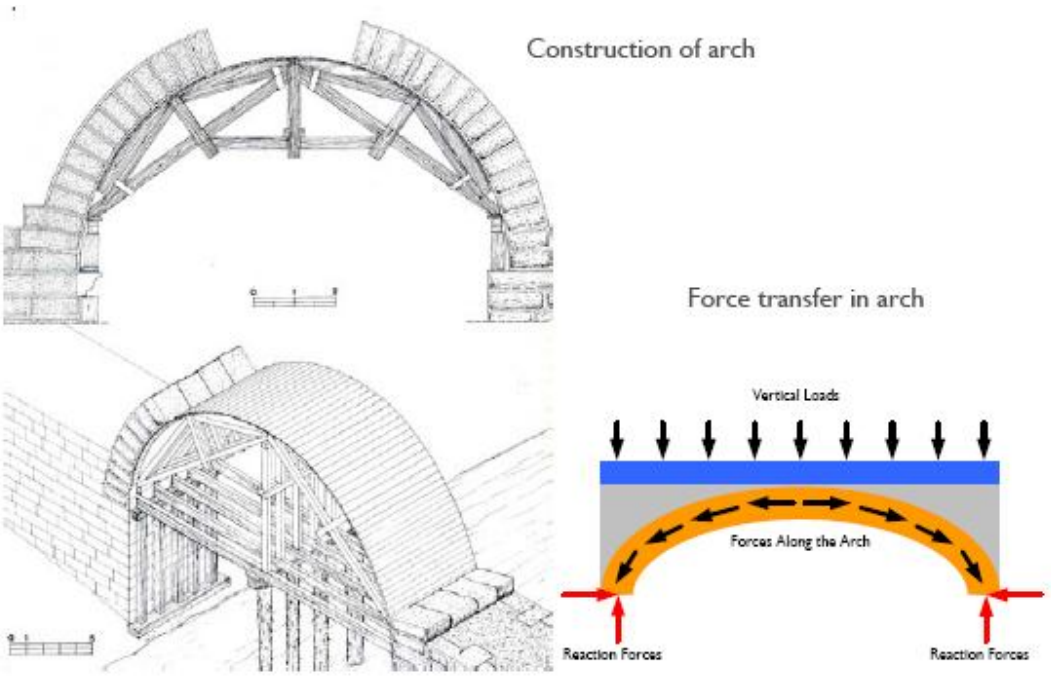




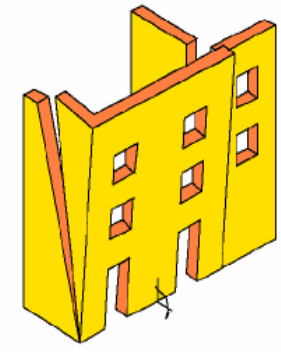
نامگذاری قسمت های مختلف کمان قوس

انواع قوسها عبارتند از ۱-نیم دایره ۲-شاخه بزی(تیز)۳- جناغی

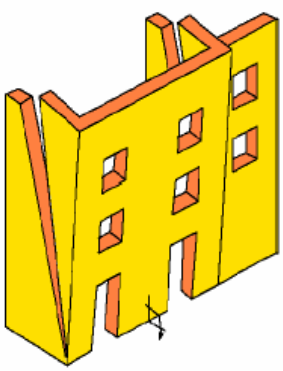
۴-پنج او هفت ۵- رومی ۶- طاق ضربی



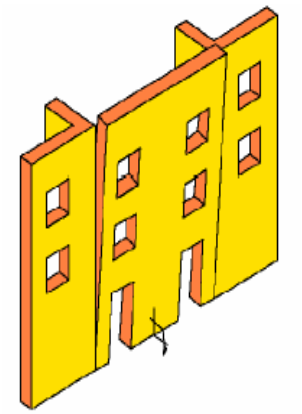
ایجاد رانش در قوس مصالح بنایی



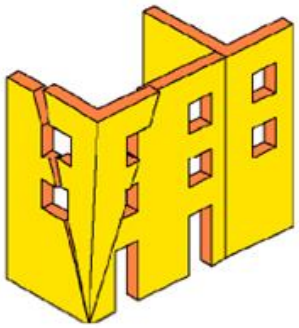
شکست خارج از صفحه



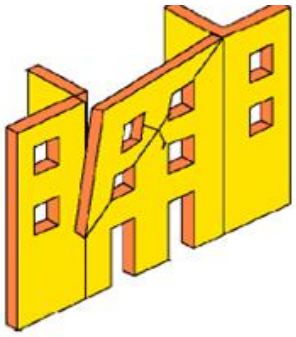
شکست خارج از صفحه



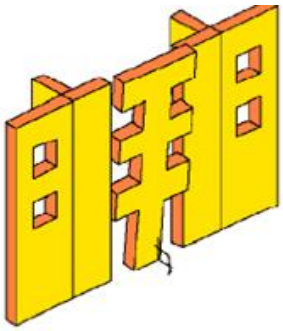
شکست درون صفحه‌اي



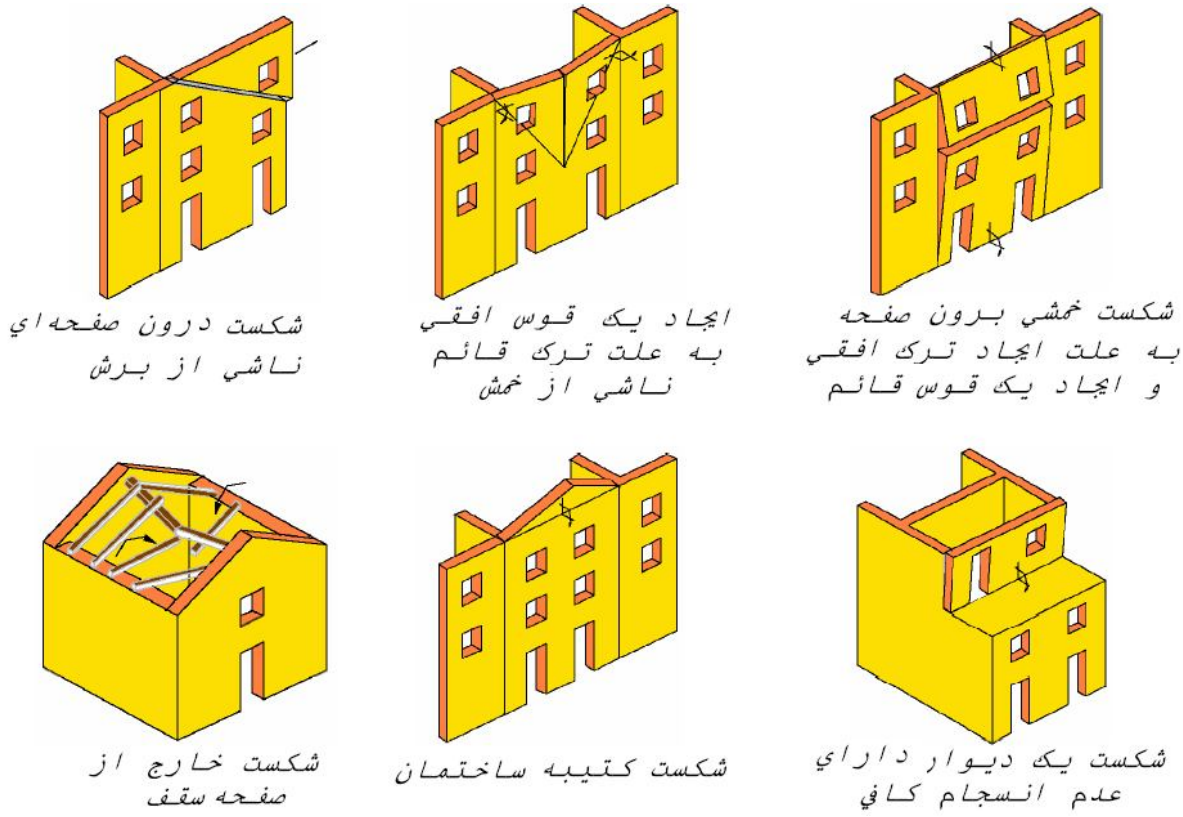
ست گوشه به علت ترکیب
کست هاي برشي وخمشي

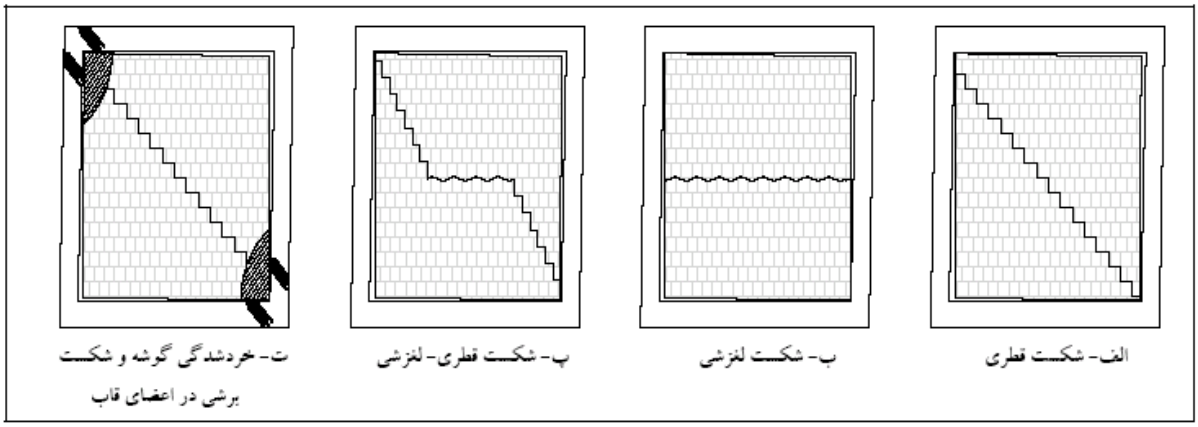


واژگوني و شکست
جزئي از ديوار



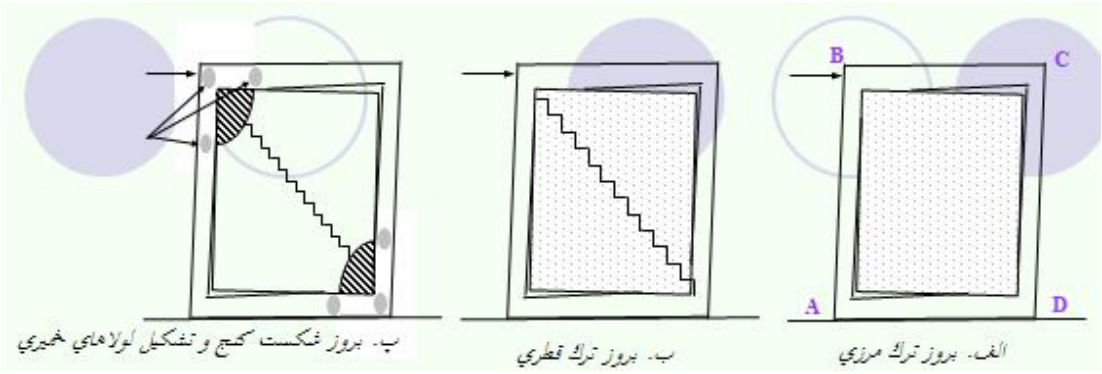
شکست خارج از صفحه
يک بخش نواري قائم

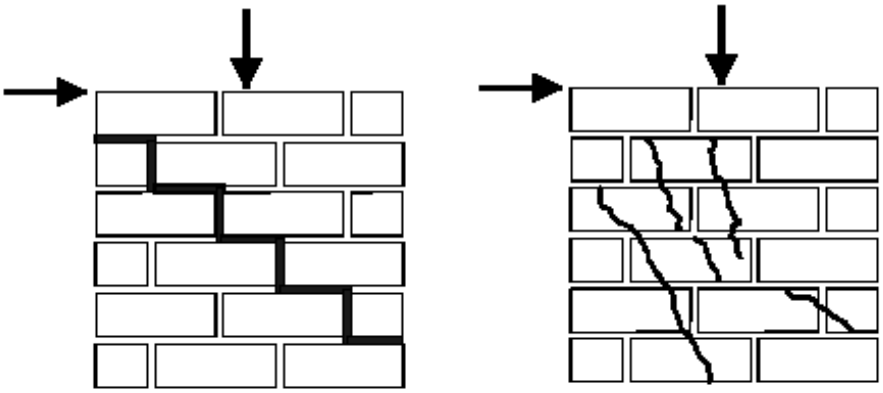




حالات شکست محتمل در قاب مرکب

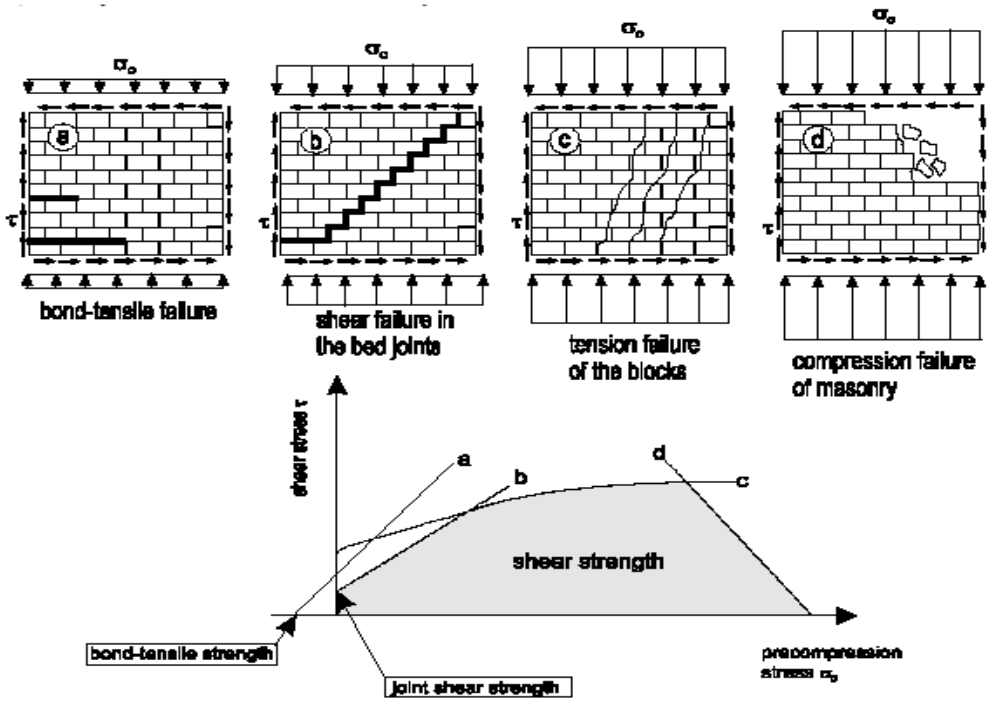
مودهای شکست میانقابهای مصالح بنایی(آجری)



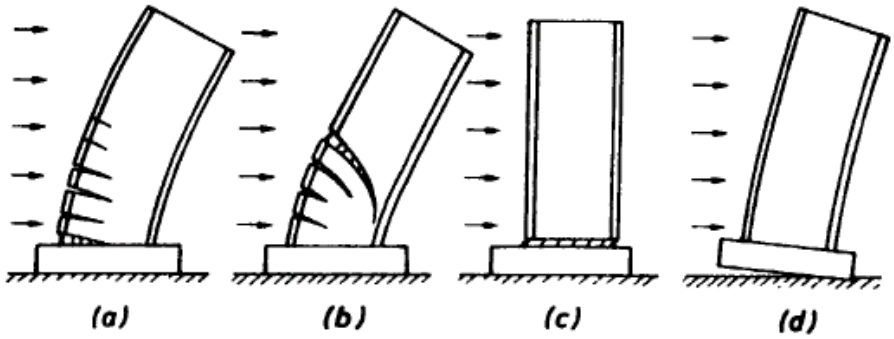


Stepping failure or joint slipping

Cracking of units



a) bond-tensile failure,
b) shear failure in the bed joint (bond-shear failure),
c) tension failure of the bricks/blocks,
d) compression failure of masonry.



مدهای شکست یک دیوار برشی طره‌ای. (a)گسیختگی خمشی؛ (b)شکست برشی؛ (c) شکست لغزشی؛

(d) دوران پی

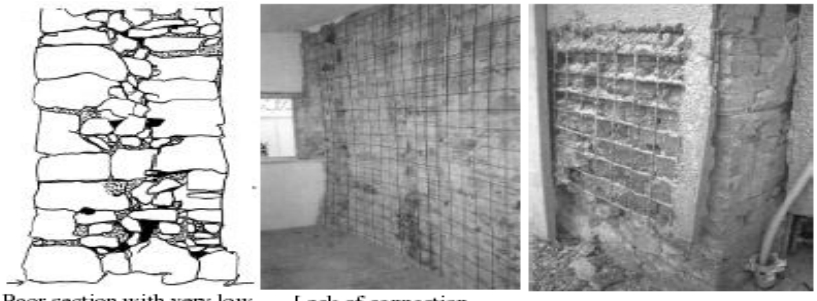
انواع خرابی ترک ها در سازه های بنایی

۱-ترکهای ناشی از نشست طبیعی زمین
۲-ترک ناشی از خشک شدن لایه های بنا در زمان احداث و عوامل جوی در طول زمان
۳-ترک ناشی از جابجایی ناگهانی لایه های زمین
۴-ترک بر اثر افزایش یا کاهش بارهای وارده بر پی ها
۵-ترک بر اثر وارد آمدن نیروهای رانشی بر بنا
۶-ترک ناشی از لرزشهای پیرامونی بنا مانند ترافیک ، انفجار،حفاری و غیره
۷-ترک براثرتغییر فشار آبهای زیرزمینی و تغییر رطوبت در بخشهای زیر پی ها
۸-ترک بر اثر تعبیه و فعالیت تأسیسات مدرن در داخل بناهای تاریخی
۹- ترک ناشی از کاهش تدریجی مقاومت و چسبندگی مصالح و ملاتها به علت فرسودگی در طول زمان
۱۰-ترک لر اثر ساخت و سازجدید (الحاقات) بدون توجه به پیوستگی و همبستگی سازه ای بناهای قدیمی
۱۱-ترک بر اثر فشارهای وارده مانند تاق ها و فشار ناشی از زمین
۱۲-ترک در دیوار منحنی
۱۳-ترک در نقاط اتصال دیوارها
۱۴-ترک در جداره ها ودیوارهای پر بازشو (درها و پنجره ها)

نقاط ضعف متداول در ساختمانهای آجری

اجزا	نقاط ضعف ساختمانهای آجری غیر مسلح	
مصالح	۱- پایین بودن مقاومت و قدرت چسبندگی ملات	۲- پایین بودن کیفیت و مقاومت واحد های بنایی مانند سنگ، آجر، بلوک سیمانی
سیستم سازه ای ساختمان	۱-کامل نبودن مسیر بار ۳- ناتوانی ساختمان در حفظ انسجام هنگام ارتعاش ۵- نامنظمی در پلان ۷- عدم وجود پی مناسب	۲- کافی نبودن مقاومت برشی ساختمان ۴- عدم وجود سیستم مقاوم کمکی مانند کلاف ۶- نامنظمی در ارتفاع ۸- عدم وجود فاصله کافی با ساختمان
دیوارهای باربر	۱- نادرست چیدن واحد های بنایی ۳- زیاد بودن نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار ۵- طول زیاد دیواره مهار نشده ۷- نزدیکی بازشوها به انتهای دیوار ۹- قرار داشتن تیرهای دال به صورت مستقیم بر روی دیوار ۱۱- عبور لوله و دودکش از درون دیوار	۲- خالی بودن درزهای قائم بین واحدهای بنایی از ملات ۴- ارتفاع زیاد دیوار ۶- تراکم دیوار به واسطه وجود بازشوهای بزرگ ۸- استفاده از روش هشت گیر در اجرای دیوارها ۱۰- عدم مهارت مناسب نیروی رانش ناشی از سقفهای قوسی در بالای دیوارهای باربر
دال	۱- زیاد بودن وزن دال ۳- کافی نبودن طول تکیه گاهی تیرهای سقف ۵- بالا بودن نسبت طول دهانه به عرض دال	۲- عدم انسجام یکنواختی دال ۴- وجود بازشو در دال
اتصالات اعضای سازه ای	۱- نامناسب بودن اتصال بین دیوارهای متقاطع ۳- نامناسب بودن اتصال بین دیوارهای باربر و دال ها	۲- نامناسب بودن اتصال بین تیغه ها و دیوارهای باربر تیغه ها و دال ها
سیستم کمکی کلاف	۱- عدم استفاده از کلاف قائم و کلاف افقی در تراز پی ۳- ضعف مصالح بنّی کلاف ۵- انفصال در کلاف به واسطه اجرای بازشوهای بلند و یا وجود نیم طبقه	۲- کافی نبودن تعداد و فواصل کلافها، ابعاد و میلگرد گذاری ۴- درگیر نبودن میلگیردهای کلاف و کافی نبودن طول همپوشانی آنها در اتصالات ۶- انفصال در کلاف بواسطه عبور لوله و دود کش از آن
اعضای غیر سازه ای	۱- اتصال ضعف و نامناسب بین نما و دیوار ۳- عدم پایداری جان پناهها و دودکشها	۲- وزن زیاد و عدم کفایت لاغری و مقاومت

برخی از ایرادات سازه های مصالح بنایی



Poor section with very low content of voids

Lack of connection between nets

Lack of connectors

کمبود اتصال دهنده - کمبود اتصال دهنده بین شبکه ها –مقطع صعیف با تخلخل زیاد

Failure of a building corner

Out of plane collapse of a bearing wall

Partial collapse due to the thrust of the roof and bad connection tie beam-wal

Separation of the two leaves of a wall

Shear failure of a wall

Corrosion of the net

Eccentric loading to concrete tie positioning

۱-گسیختگی گوشه ساختمان ۲-گسیحتگی خارج از صفحه یک دیوار باربر

۳-گسیختگی موضعی به دلیۀ عدم انصال سقف به تیردیوار ۴- جداشدن دو لایه یا بخش دیوار از هم ۵- گسیختگی برشی دیوار ۶- بارهای خارج از مرکز با قرار گیری هم محور تنگها (خاموتها)

(a) Adobe (Vulnerability class A)

(b) Simple Masonry (Vulnerability class B)

(c) Masonry with Steel Frame
(Vulnerability class C)

(d) Masonry with RC Frame
(Vulnerability class D)

طبقه بندی آسیب پذیری در سازه ها براساس سیستم باربرجانبی

Application of the CAM method to the seismic improvement of a masonry apartment building at Sigillo (Perugia) (filmed during works in December 2000).

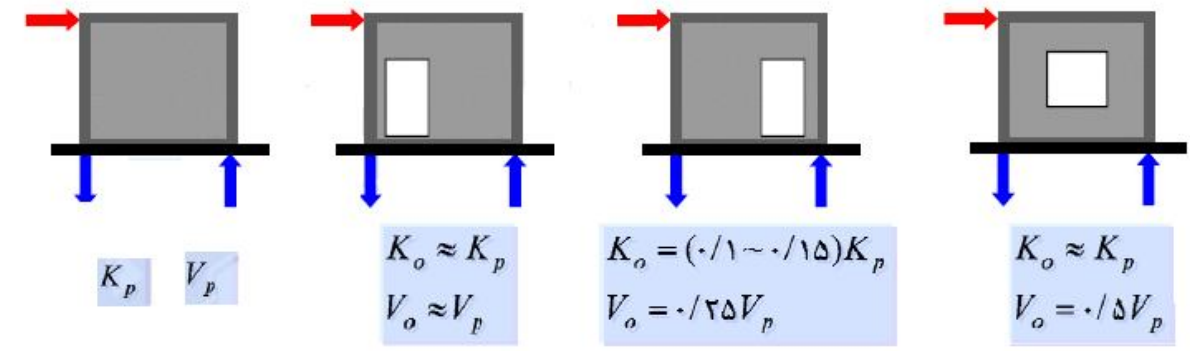
انسجام در سقف طاق ضربی با تسمه کشی

CAM arrange - ment in chase.

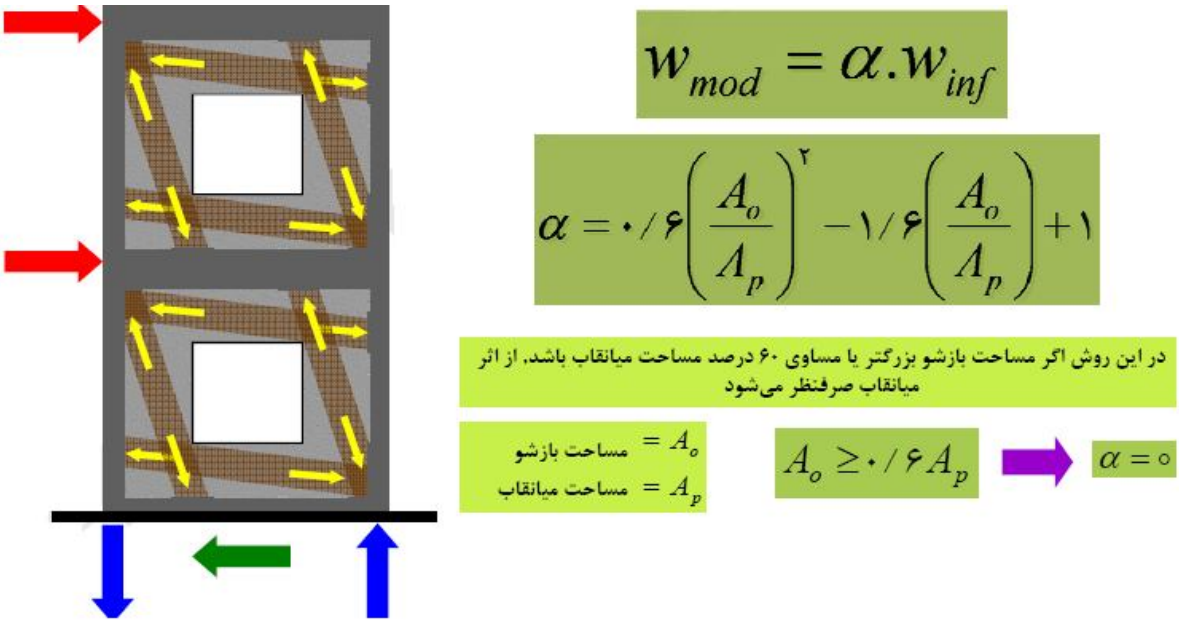
Detail of the connect- ion between orthogonal walls.

Detail of the link to the R/C kerb around a wooden truss.

قاب مرکب دارای بازشو

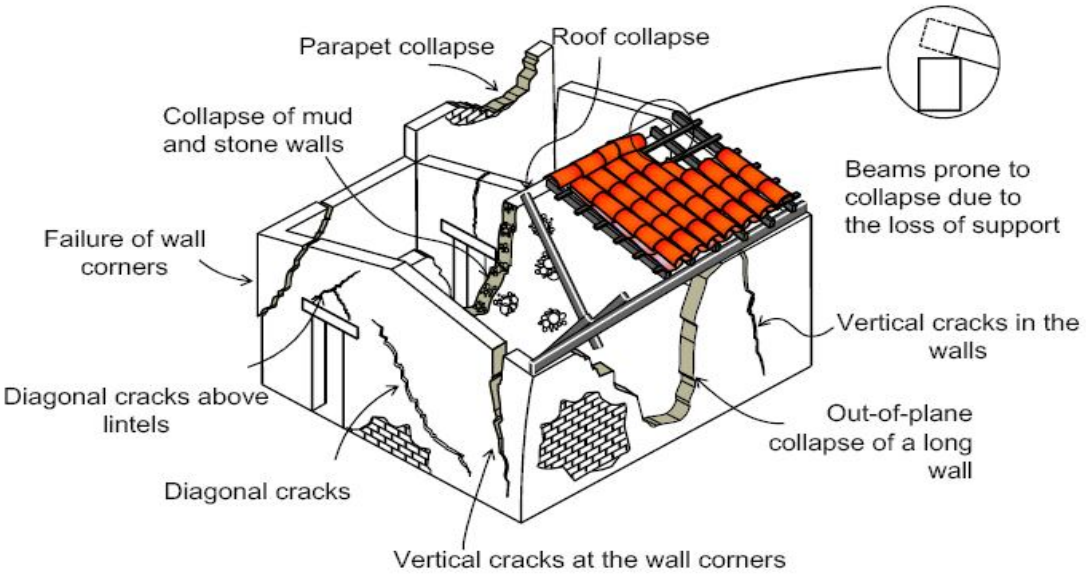


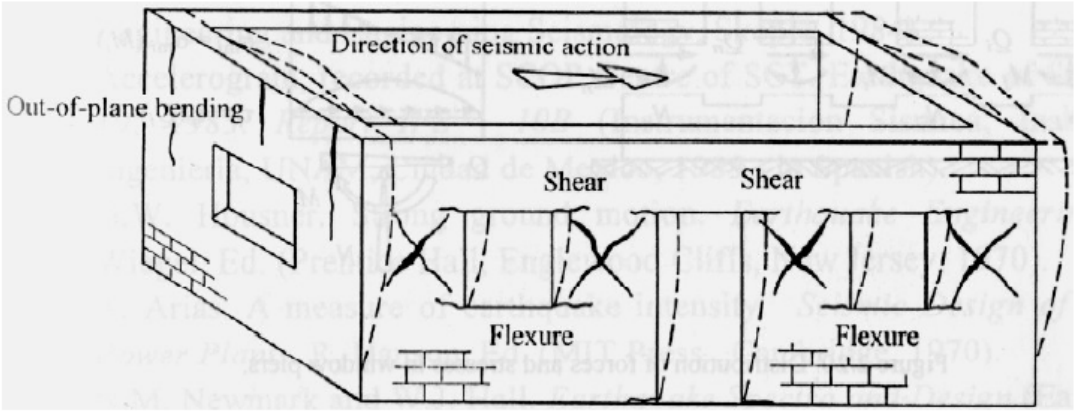
محل بازشو در کنج فشاری مقاومت را تقریباً ۷۵٪ و سختی را ۸۵ الی ۹۰٪ کاهش می دهد و در کنج کششی تأثیر چندانی بر مقاومت و سختی نداردو وجود بازشو در وسط میانقاب تا حدود ۵۰٪ کاهش مقاومت می شود ولی تأثیر آن برسختی اولیه ناچیز است [ ].



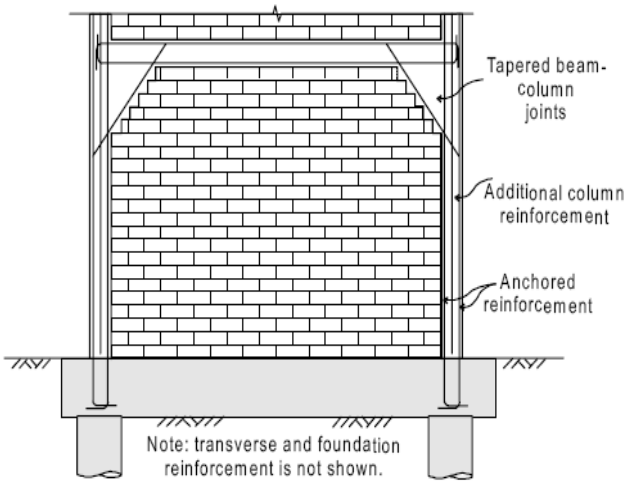
تأثیر بازشو به صورت یک ضریب کاهشی در عرض معادل قید قطری در نظر گرفته می شود.

مودهای شکست دیوار آجری و مصالح بنایی

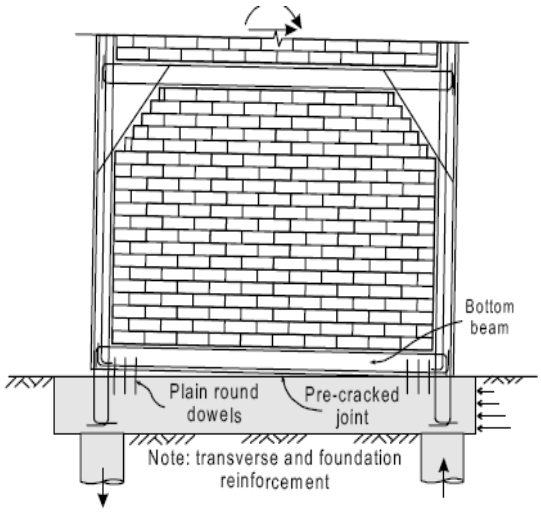




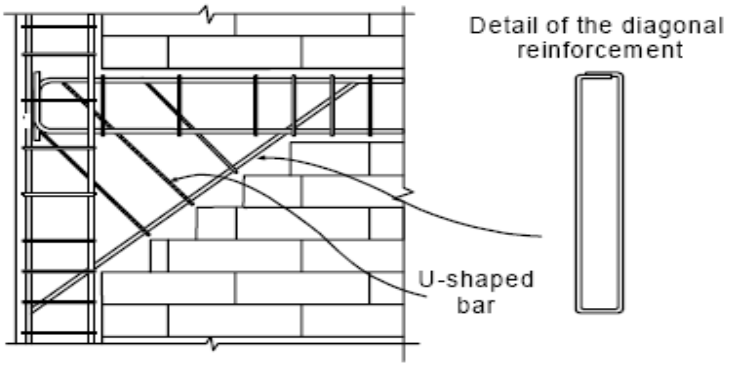
Typical deformation and damage to URM building



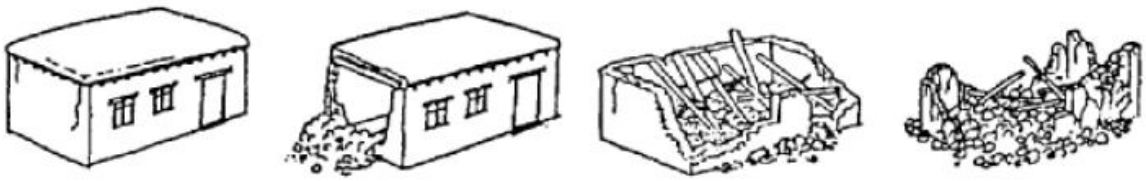
Reinforcing details for infilled frames designed according to the proposed approach.



Recommended design of infilled frames with a pre-cracked connection.



Detail of the tapered beam-column joints.

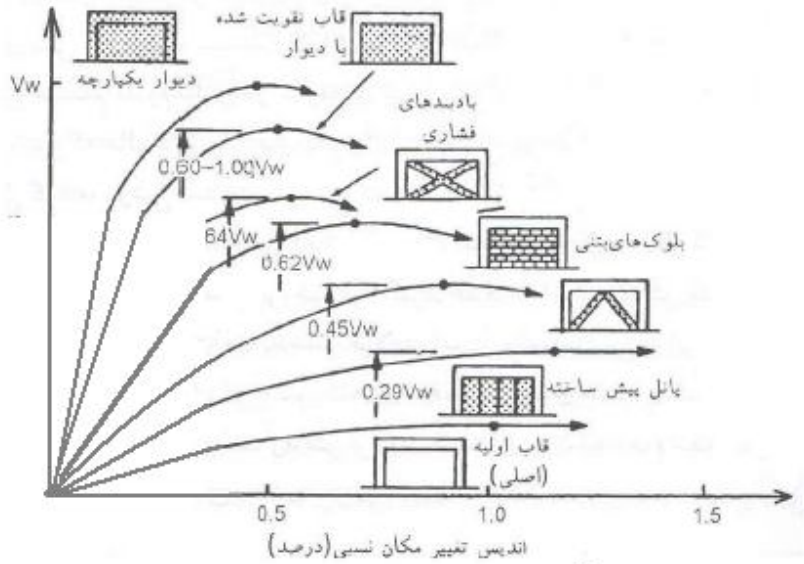


Cracks in walls **Wall separation** **Roof collapse** **Multiple fractures**

Typical damage pattern of unreinforced masonry buildings after Coburn (1986)

ترکها در دیوار – جدایش دیوار- فروریختگی سقف –شکست چندگانه و ترکیبی

الگوی خسارت متداول در ساختمانهای مصالح بنایی تقویت نشده



رابطه بار- تغییر مکان نسبی برای قاب‌های مقاوم شده با روش‌های مختلف

پر کردن بازشو

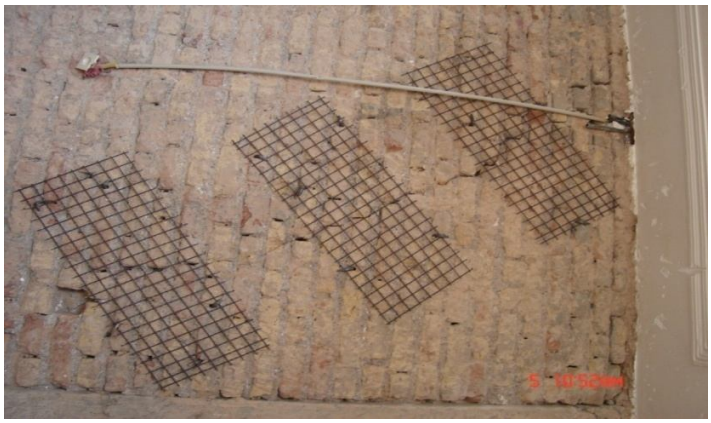
تعبیه کلافهای قائم درساختمان

تعبیه روکش بتن مسلح دریک وجه یادووجه دیوار

تقویت دیوارآجری بانبشی

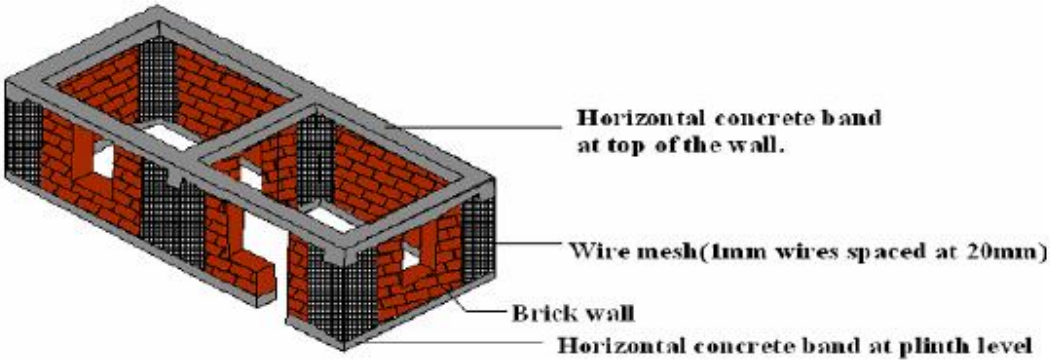
یکپارچه کردن سقف بادیوار

افزودن دیوارآجری به ساختمان
برای بدست آوردن دیوارنسبی



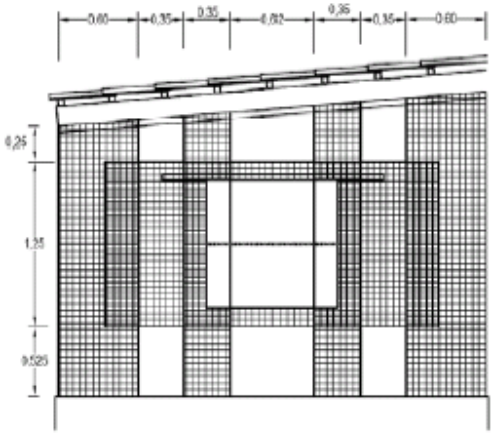
مقاوم سازی ترکهای برشی بعد از آسیب

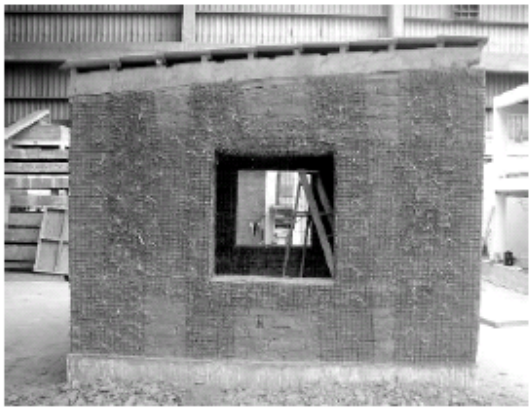
استفاده از شاتکریت درمقاوم سازی دیوارهای مصالح بنایی



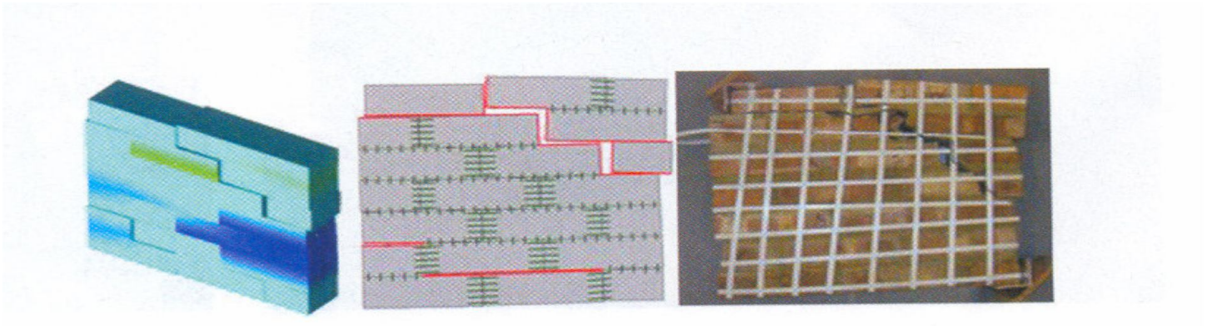
Strengthening Techniques of Existing Masonry House

روشهای مقاوم سازی ساختمان مصالح بنایی از طریق اضافه کردن شناژهای افقی بالا و پایین و مش سیمی در کنجها با چشمه ۲۰ سانتیمتری

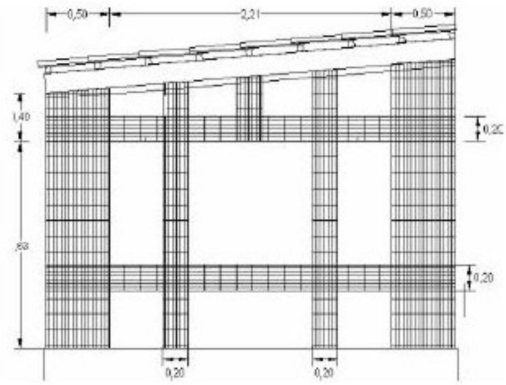


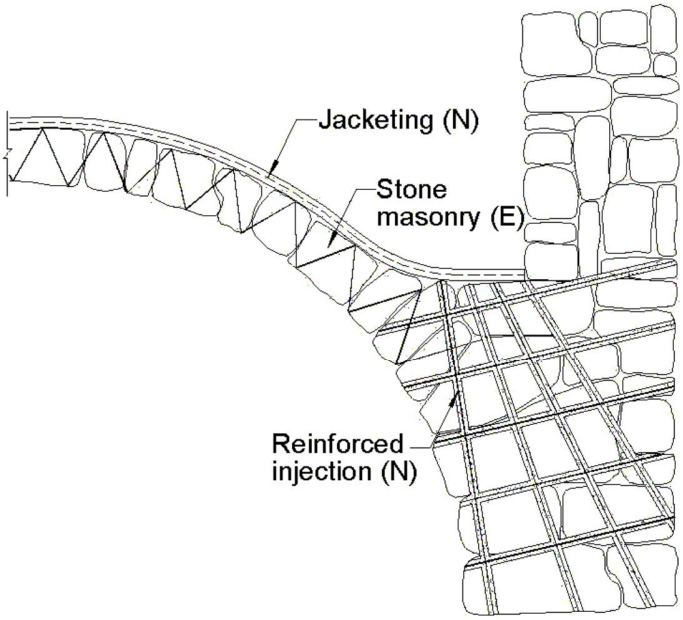


External geogrid mesh reinforcement (75% of walls covered)

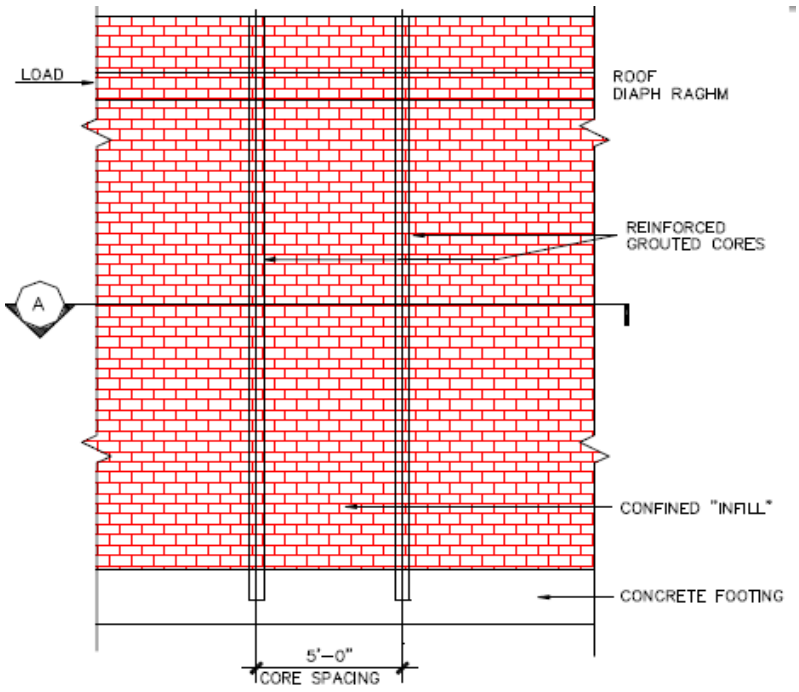


استفاده از مش پروپیلن در تقویت دیوار

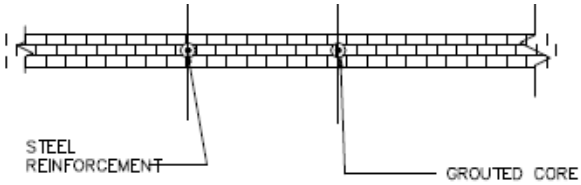




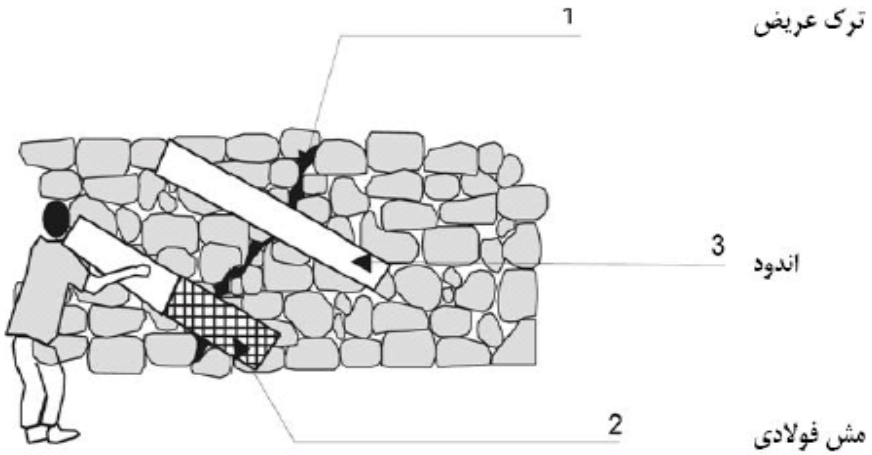
نوعی تقویت با زره پوش و تزریق



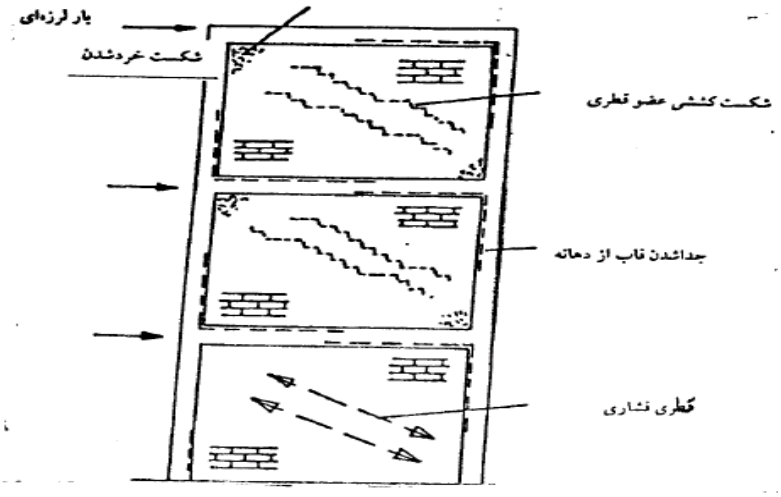
WALL ELEVATION



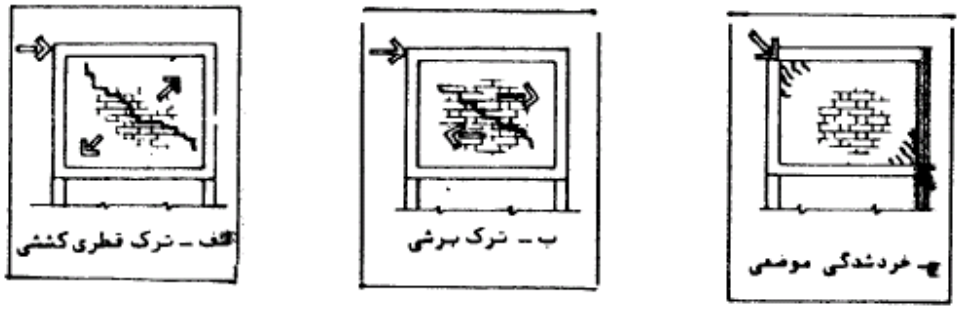
WALL SECTION A



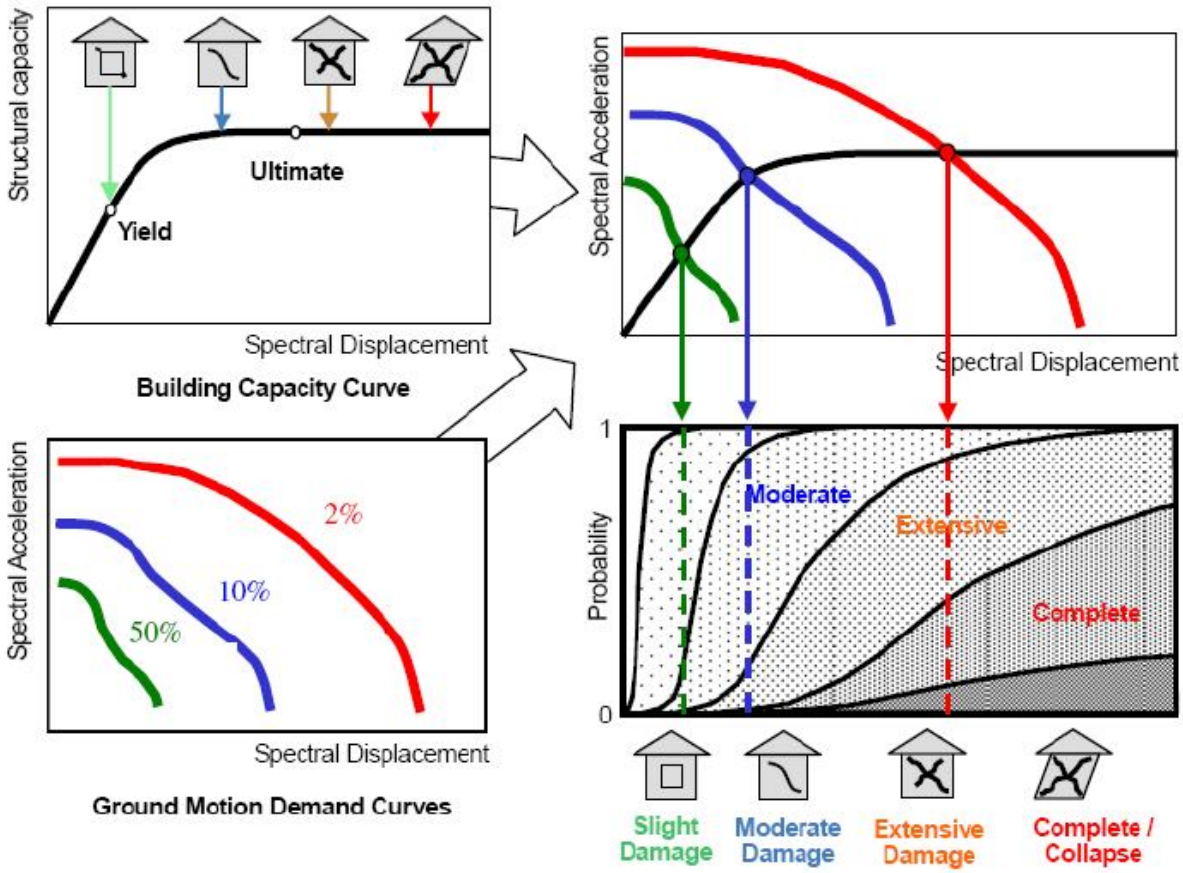
نصب مش فولادی در عرض ترکها



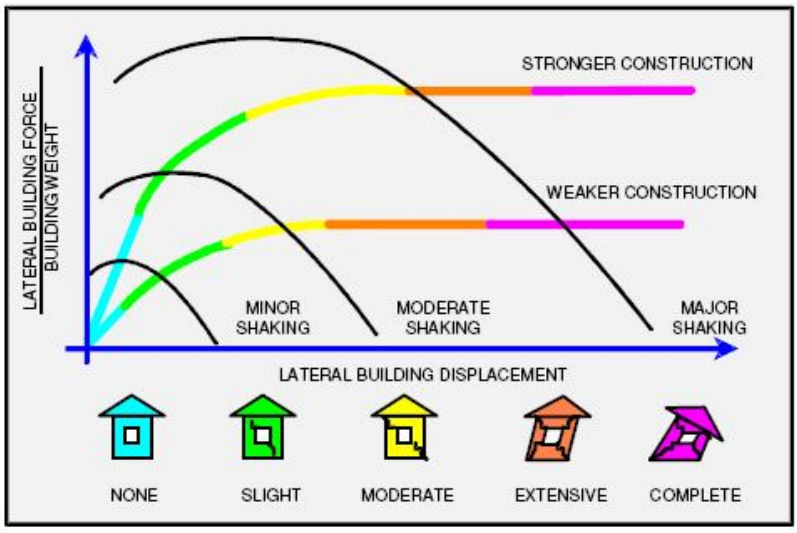
رفتار قابهای مرکب تحت بارهای لرزه‌ای



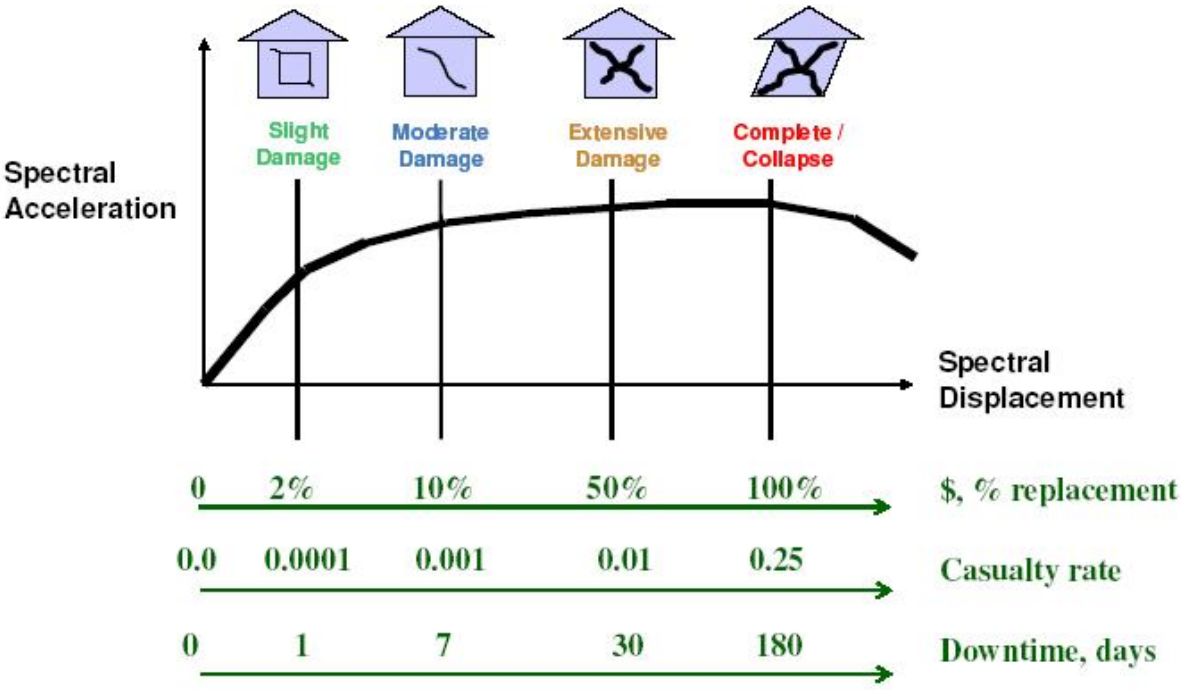
انواع گسیختگی دیوارهای محصور شده‌در قابها



HAZUS earthquake loss estimate methodology for buildings

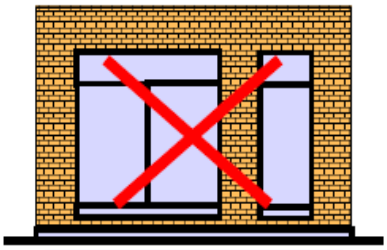


Determination of building response points (performance points) and correspondence between damage states and segments in building capacity curve

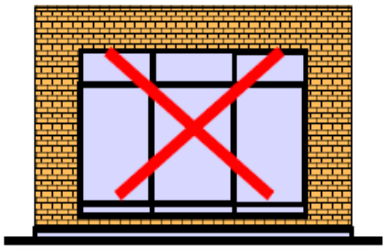


Building loss functions

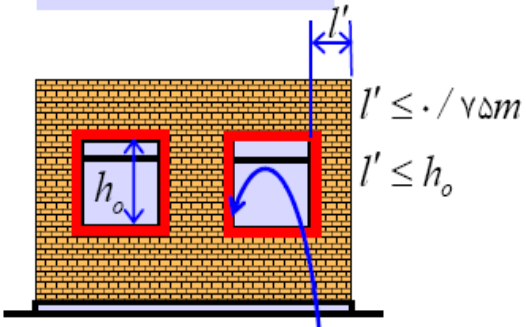
بازشوها

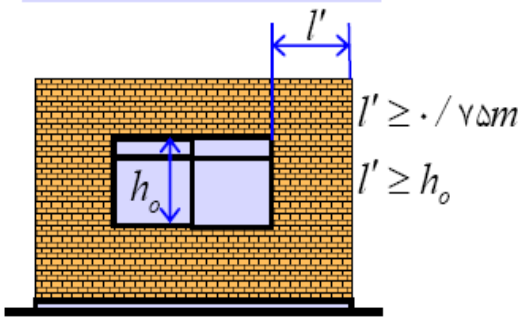


مجموع طول بازشوها از $\frac{1}{2}$ طول دیوار بیشتر نباشد



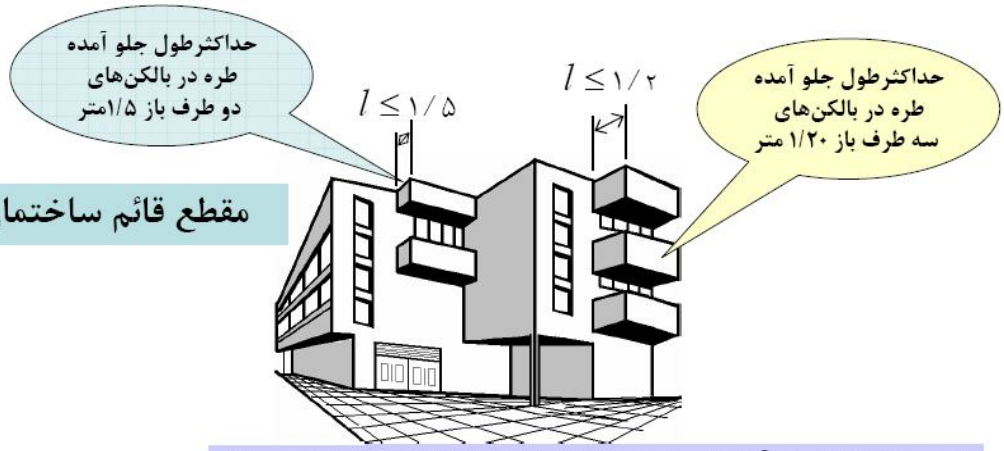
مجموع سطح بازشوها از $\frac{1}{3}$ سطح آن دیوار بیشتر نباشد





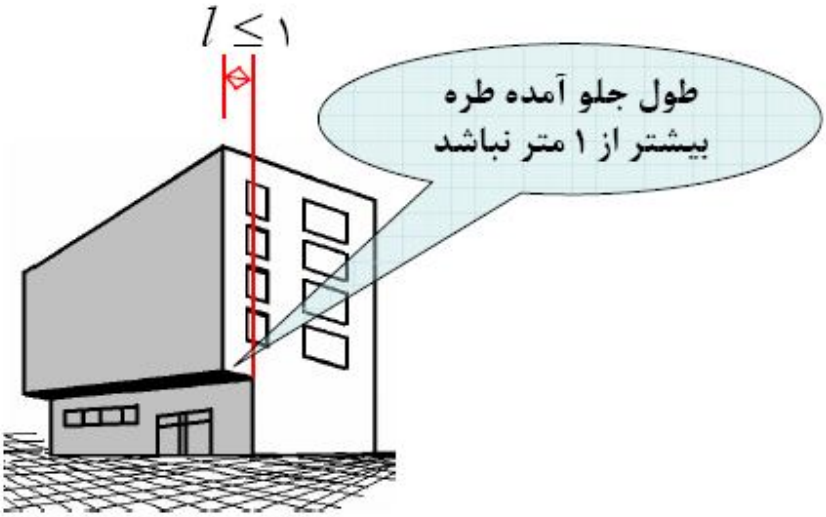
فاصله اولین بازشو از بر خارجی ساختمان (یا ابتدای طول دیوار) کمتر از ارتفاع باز شو یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر نباشد مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم و افقی قرار داده شود.

پیش‌آمدگی در مقاطع قائم ساختمان



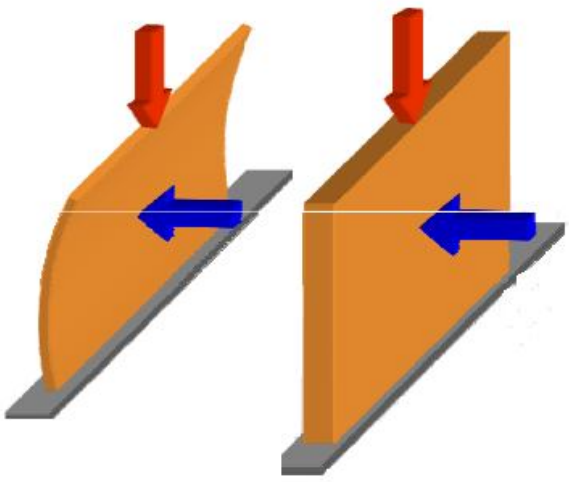
در صورتیکه طول جلو آمده طره از حدود فوق بیشترشود، بایدطره در برابر نیروی قائم ناشی از زلزله محاسبه گردد

طره‌ها به خوبی در سقف طبقه مهار شوند



نوع و تعداد طبقات ساختمان		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
ساختمان های آجری	یک طبقه	٪۶	٪۴	–
	دو طبقه	٪۸	٪۶	٪۴
ساختمانهای با بلوک سیما نی	یک طبقه	٪۱۰	٪۶	–
	دوطبقه	٪۱۲	٪۱۰	٪۶
ساختمان های سنگی	یک طبقه	٪۸	٪۵	–
	دوطبقه	٪۱۰	٪۸	٪۵

حداقل ضخامت دیوار باربر که در محاسبه دیوار نسبی طبقه بکار می رود ۲۰ سانتیمتر می باشد.



$$۸ \leq \frac{h_{inf}}{t_{inf}} \leq ۱۶$$

حداکثر مقادیر نسبت ارتفاع به ضخامت میانقاب های غیر مسلح

سطح عملکرد ساختمان	پهنه لرزه خیزی		
	خطرنسبی کم	خطر نسبی متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
IO	۱۴	۱۳	۸
LS	۱۵	۱۴	۹
CP	۱۶	۱۵	۱۰

بلایای طبیعی

در اینجا برخی از بالایای طبیعی که منشأ خسارت می شوند به اختصار اشاره می کنیم

۱-زلزله

۲-بادهای سهمگین، طوفان و گرد باد

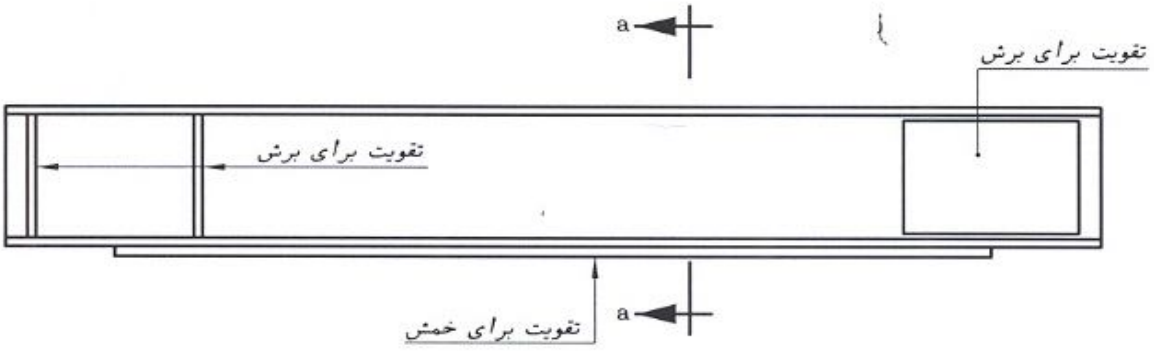
۳-سیل

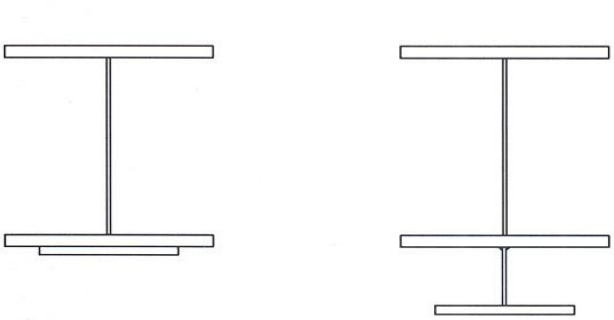
- سونامی (وقوع زلزله در بستر دریاو ایجاد موجهای سهمگین وحمله به سواحل)
- امواج شدید ساحل
- شکست مخازن و سدها
- فرونشست, لعوجاج سطوح زمین
- بارندگیهای شدید فصلی

۴ -آتش سوزی

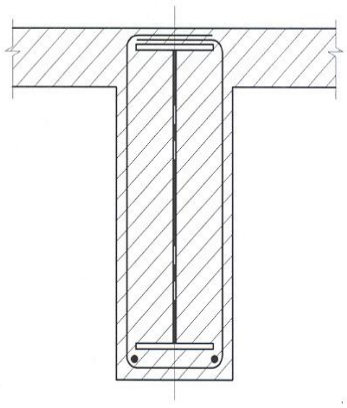
- و . . .

در این کتاب بیشتر به زلزله و راههای مقابله با آن توجه داریم





تقویت بازره فولادی



مقطع کامپوزیت بامحیط کردن تیر

انواع تقویت اعضا

۱- کاشتن آرماتور با پیچ هیلتی بر بتن

۲- تقویت فونداسیون

۳- تقویت دال

۴- تفویت تیر

۵- تقویت ستون

روشهای تقویت موضعی

۱- زره بتنی

۲- روش زره فولادی

۳- زره FRP

۴- پیش تنیدگی خارجی

کاشت پیچ یا آرماتور در داخل بتن

۱- کاشت طبیعی با مواد پایه سیمانی

۲- کاشت به کمک مواد اپوکسی

۳- کاشت به کمک مهار مکانیکی

تقویت فونداسیونها

۱- بهسازی ژئوتکنیکی فونداسیون

2-بهسازی سازه ای- افزایش ابعاد فونداسیون

۱- بستن دو فونداسیون برای اضافه کردن دیوار برشی

روشهای تقویت دال

۱-تعمیر موضعی

۲- اضافه کردن ضخامت (از پایین یا از بالا)

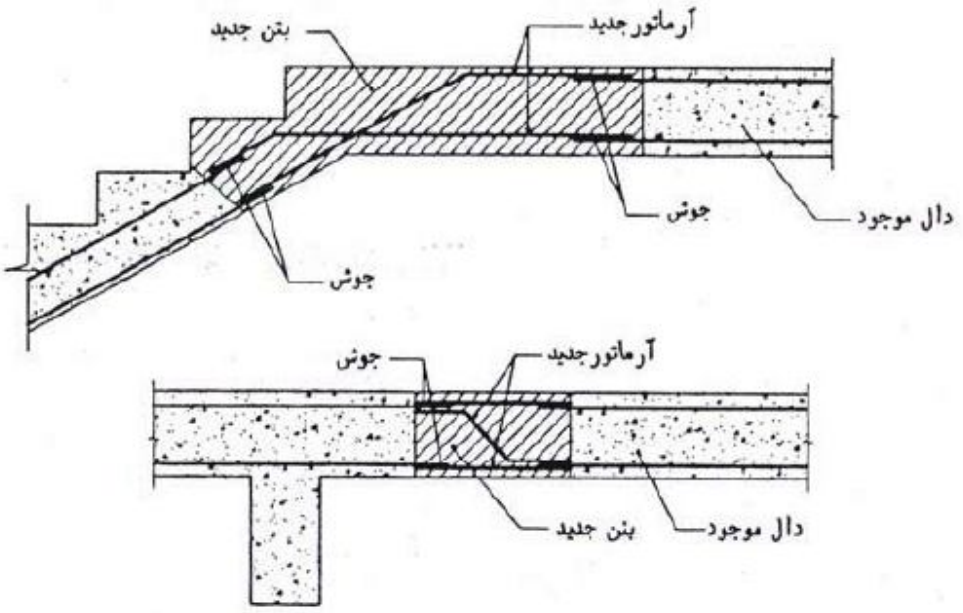
۳- اضافه کردن تیرک فولادی

۴- اضافه کردن نوار فولادی در وجوه دال

۵- اضافه کردن نوار FRP در وجوه دال

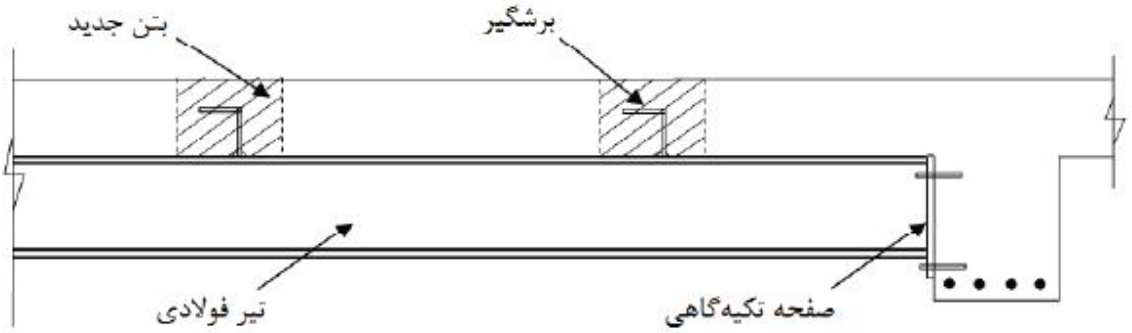
۶- اتصال دال به دیوار برشی

۷- بهبود عملکرد دیاگرامی دال



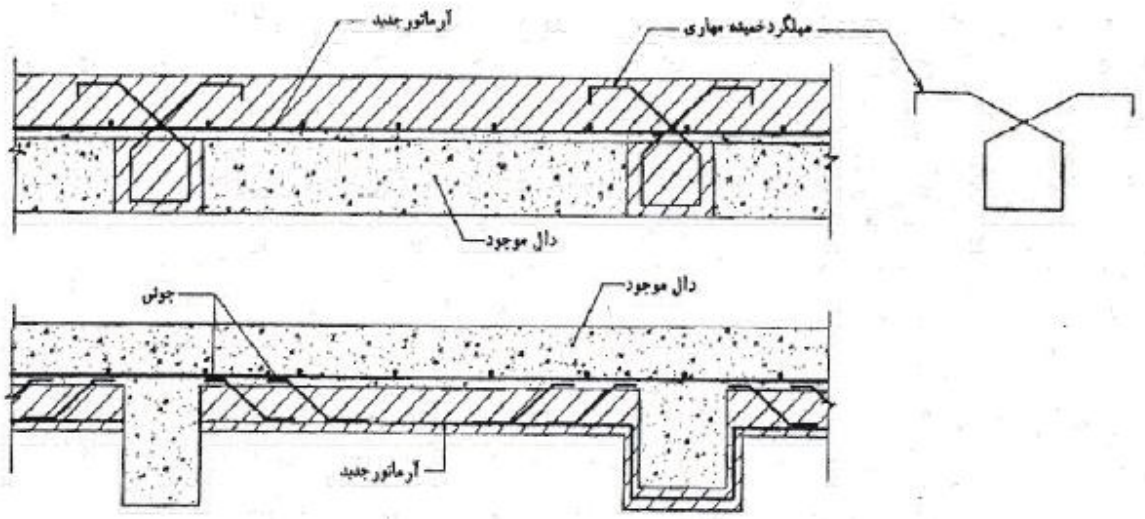
تعمیر موضعی دال‌ها کف و راه‌پله

اضافه کردن تیر های فولادی زیر دال

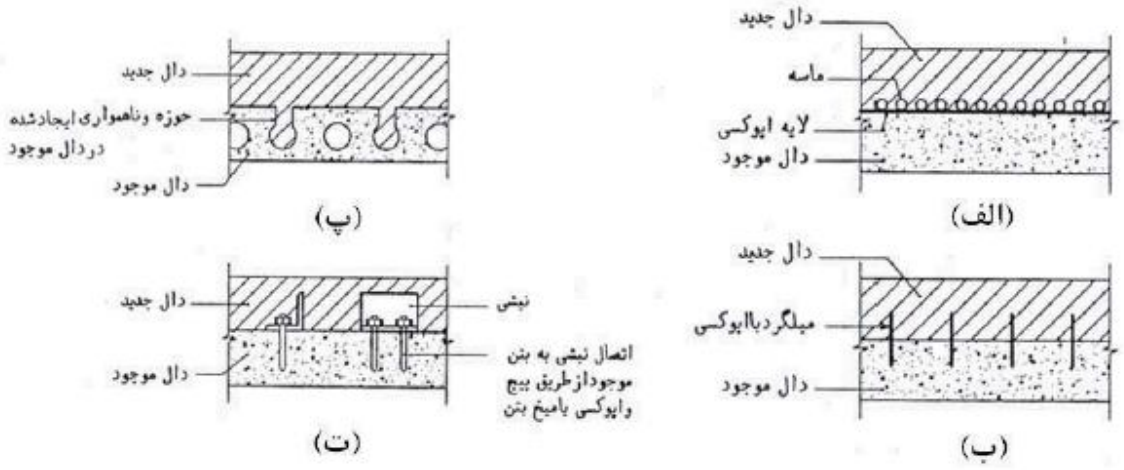


جزئیات اجرایی تیرک فولادی

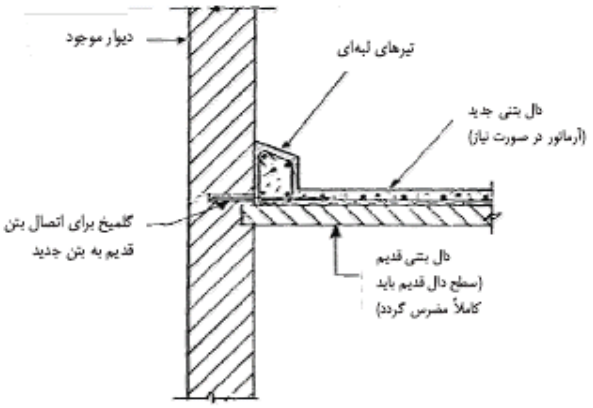
استفاده از نوارهای FRP



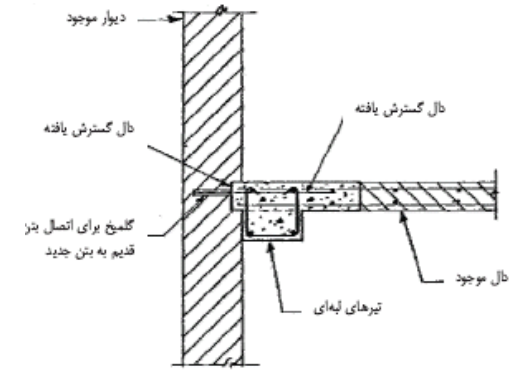
افزایش ضخامت دال



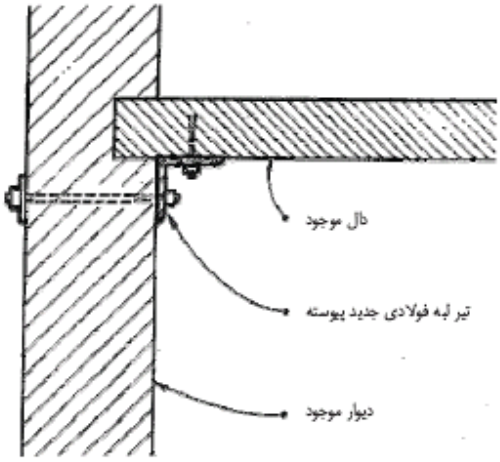
روش‌های متداول درگیر نمودن بتن جدید و قدیم در راهکار افزایش ضخامت دال



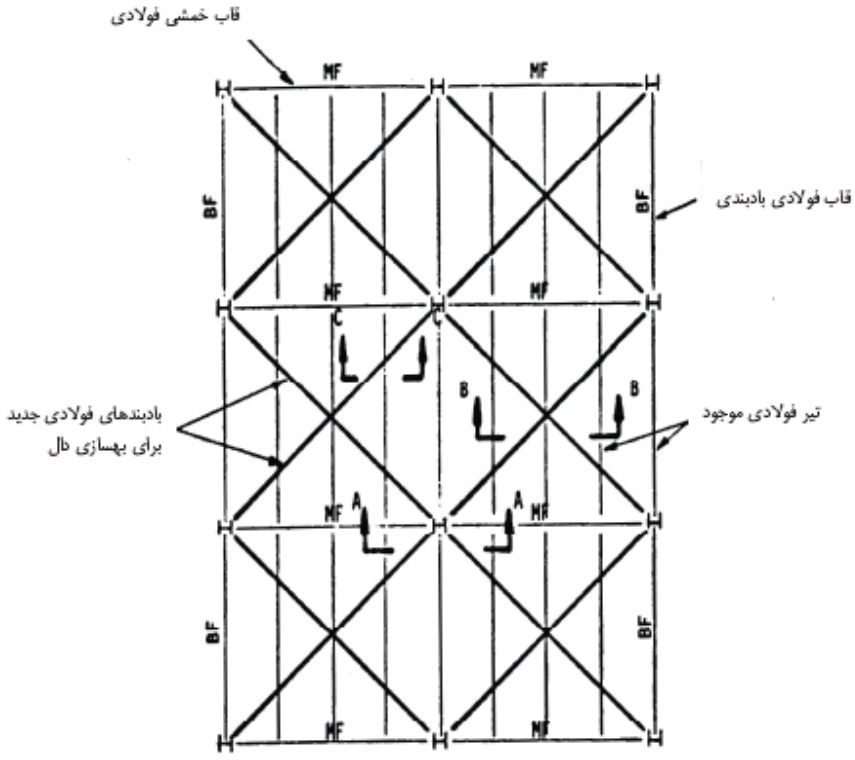
بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای از بالا



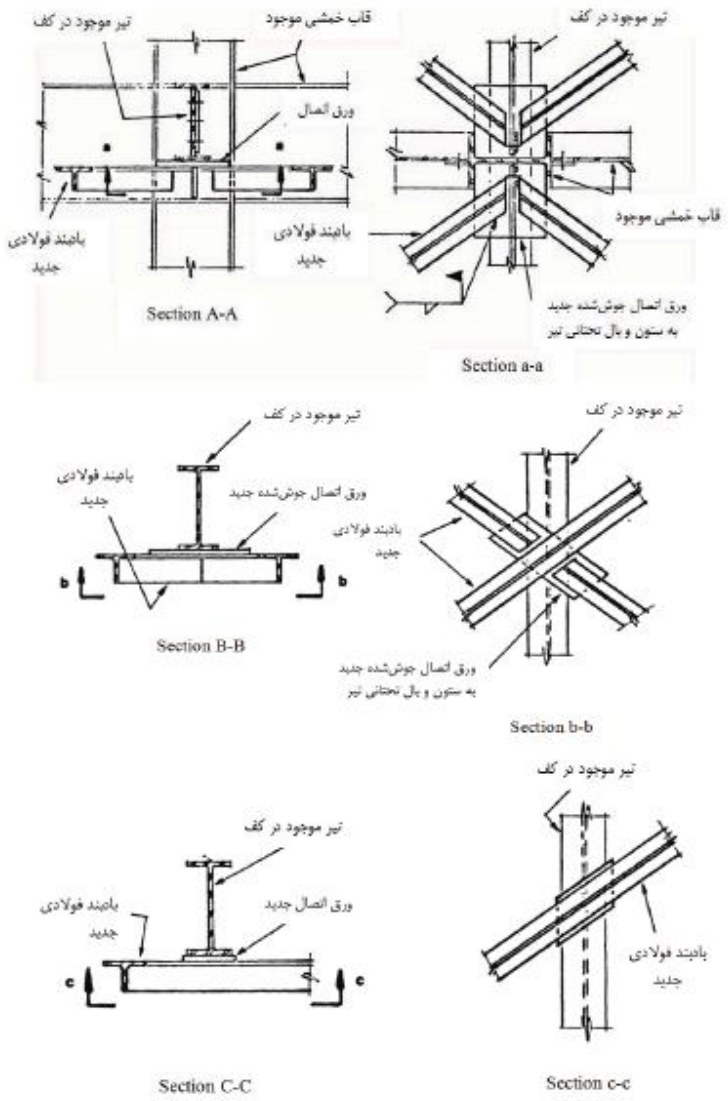
بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای از پایین



بهسازی اتصال دال و دیوار پیش ساخته



بهسازی دیافراگم‌ها بوسیله مهاربندهای افقی



بهسازی دیافراگم‌ها بوسیله مهاربندهای افقی

روشهای تقویت تیر های بتنی

۱-تقویت با زره فولادی

الف- تقویت برای خمش

ب-تقویت برای برش

۲-تقویت با زره بتن مسلح

تقویت تیر بتنی با زره فولادی

۳-استفاده از مصالح FRP برای تقویت اعضا

۴-پیش تنیدگی خارجی برای تقویت تیرها

تقویت تیر فولادی

تقویت به روش پیش تنیدگی

تقویت با ورق

تقویت ستونهای بتن آرمه

۱- زره بتنی

۲- زره فولادی

۳- زره GFRP

استراتژی فنی

۱-افزایش سختی جانبی سازه

۲-افزایش مقاومت جانبی

۳-افزایش ظرفیت شکل پذیری

۴-افزایش استهلاک انرژی

۵-کنترل ارتعاشات منتقله از زمین (کاهش تقاضا)

۶-تکمیل سیستم (تکمیل جزئیات)

عوامل پایه مؤثر بر سیستم جانبی

۱-جرم ساختمان

۲-سختی جانبی ساختمان

۳-مقاومت جانبی ساختمان

۴-میرایی ساختمان (استهلاک اترژی)

۵-هندسه ساختمان

۶-ظرفیت شکل پذیری اجزای ساختمان

تغییر مشخصات لرزه ای ساختمان

۱-افزودن بادبند ودیوار برشی باعث افزایش مقاومت و سختی می شود

۲-افزودن سیستمهای مستهلک کننده باعث افزایش میرایی می گردد

۳-جداسازی لرزه ای باعث تغییر مشخصه لرزه ای می گردد

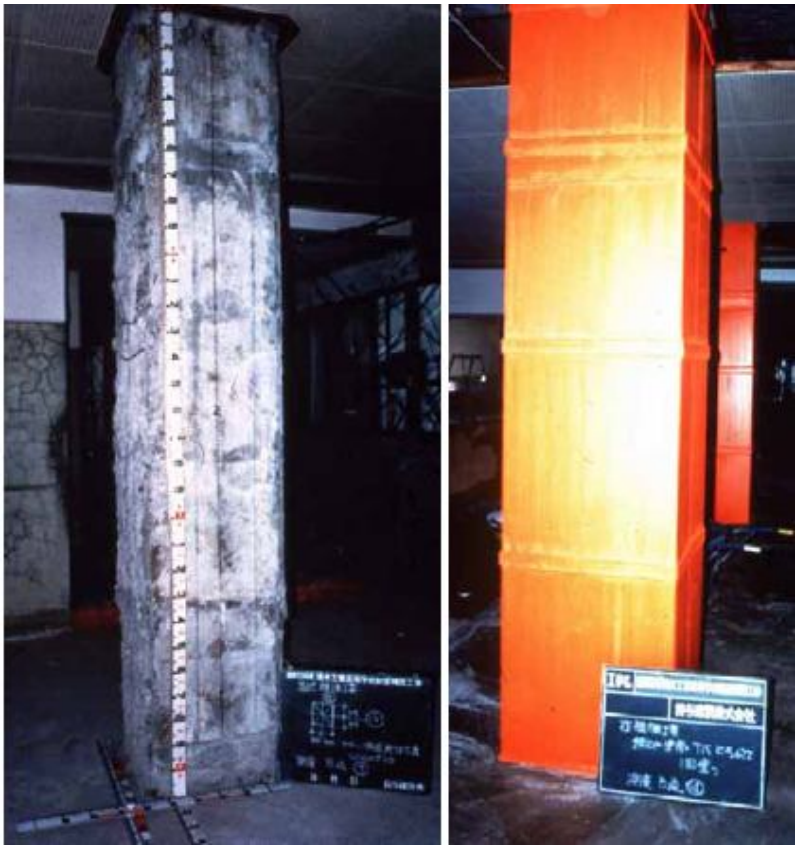
۴-دورپیچ کردن پلیمر ی باعث افزایش خواص شکل پذیری ساختمان می گردد

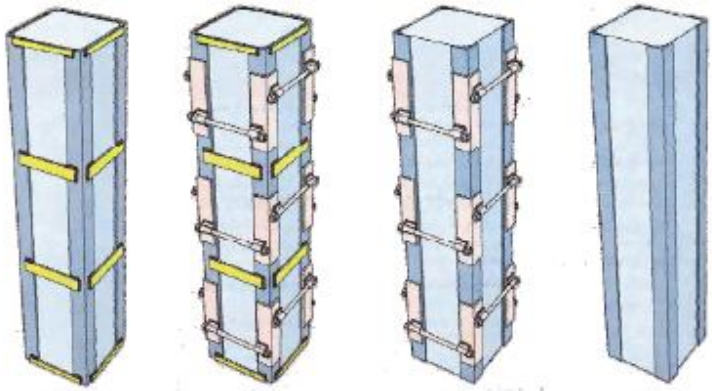
انواع صدمات وارد بر ساختمانهای فولادی

۱-گسیختگی ناشی از کمانش اعضا و اتصالات بادبندهادر قابهای فولادی مهاربندی شده

۲-گسیختگی صفحات پای ستون و میل مهارها در قابهای مهاربندی شده و قابهای خمشی

۳-گسیختگی های اتصالات جوشی تیر به ستون در قابهای خمشی





مراحل اجرای ژاکت قفسه‌ای به روش پیش فشردن

بهسازی ستونهای بتنی با مصالح FRP

تقویت ستون بتنی با زره پوش فولادی

تقویت قاب بتنی (تیر و ستون بتنی) با زره پوش بتنی

افزودن میانقاب بتنی به عنوان دیوار برشی

آثار محصور کردن با ستونهای FRP

۱-افزایش شکل پذیری

بهبود همپوشانی میلگردها

بهبود ظرفیت خمشی (نوار FRP طولی)

بهبود ظرفیت محوری (نوار FRP دورپیچ)

تقویت ستونهای فولادی

۱-زره فولادی

۲-زره بتنی

مکانیزم که دوام کامپوزیتها را کنترل می کنندعبارتند از

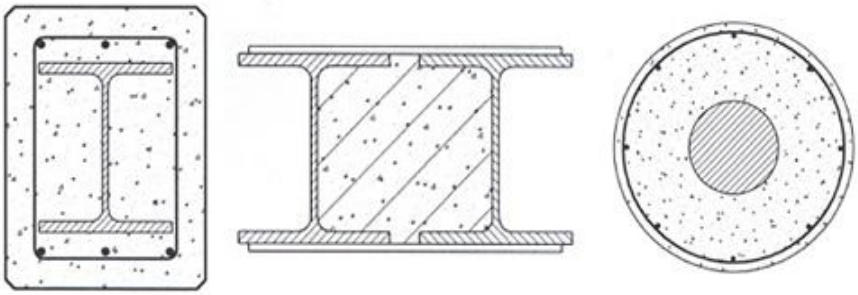
۱-تغییرات شیمیایي یا فیزیکی ماتریس پلیمر

۲-ازدست رفتن چسبندگی بین فیبر و مانریس

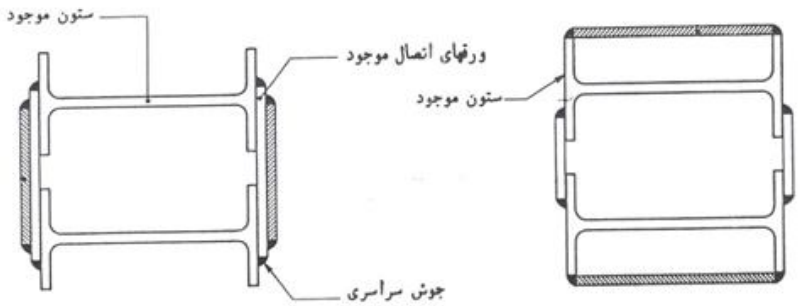
۳-کاهش درمقاومت و سختی فیبر

عوامل موثر در خواص فیزیکی FRP

- خواص مکانیکی الیاف
- آرایش الیاف
- طول الیاف
- شـکل الیاف
- درصد ترکیب الیاف
- جنس الیاف
- خواص مکانیکی ماتریس پلیمری
- چسـبندگی و پیوند الیاف و ماتریس

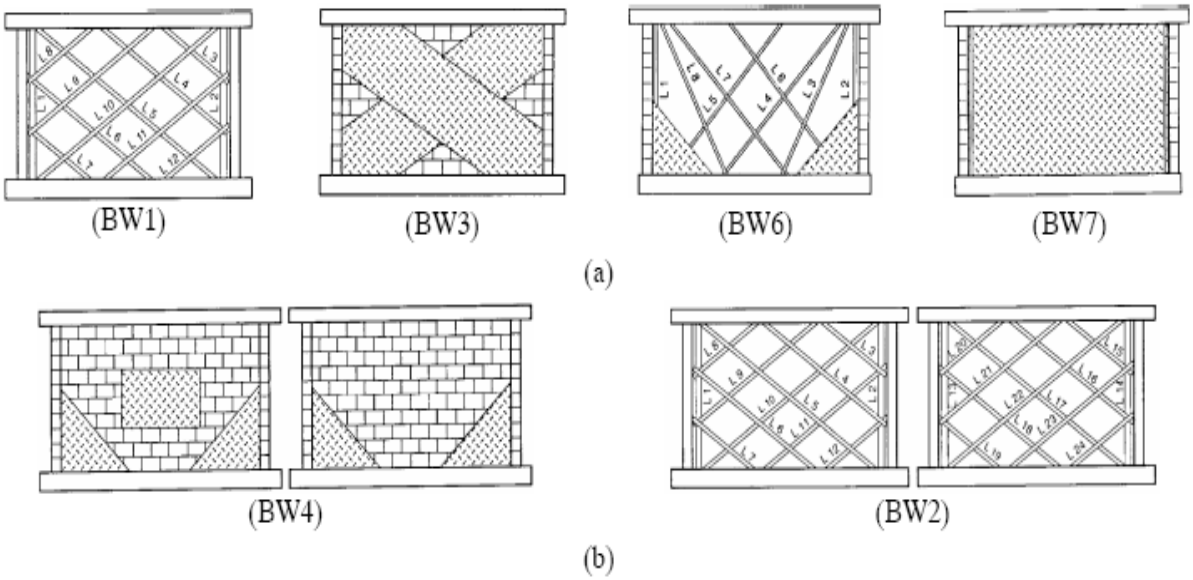


تقویت ستونهای فولادی با زره بتنی

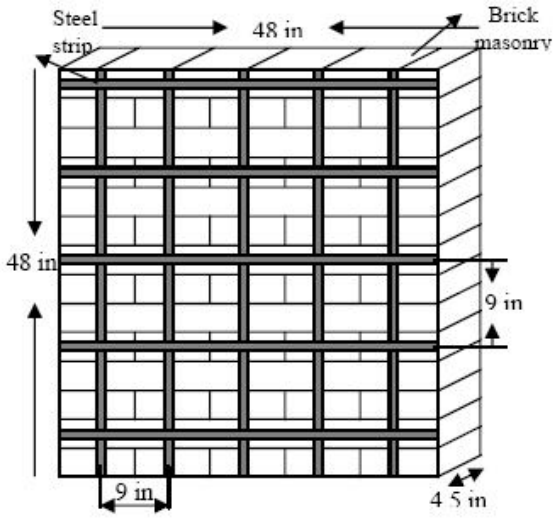


تقویت ستونهای فولادی با زره فولادی

استفاده ازنوارهای FRP در تقویت دیوار مصالح بنایی



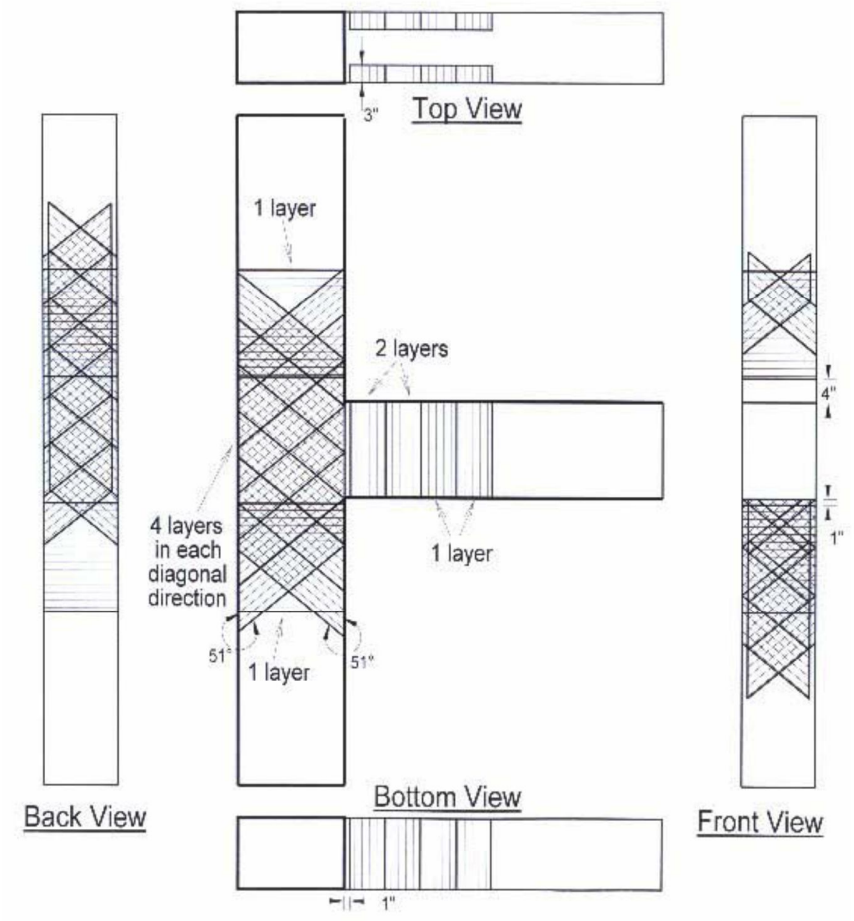
Different retrofitting schemes (a) one side, and (b) double side URM-FRP

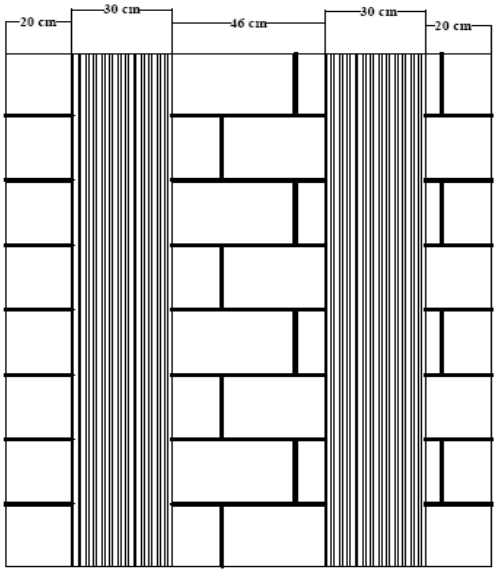


Fine steel mesh masonry panel

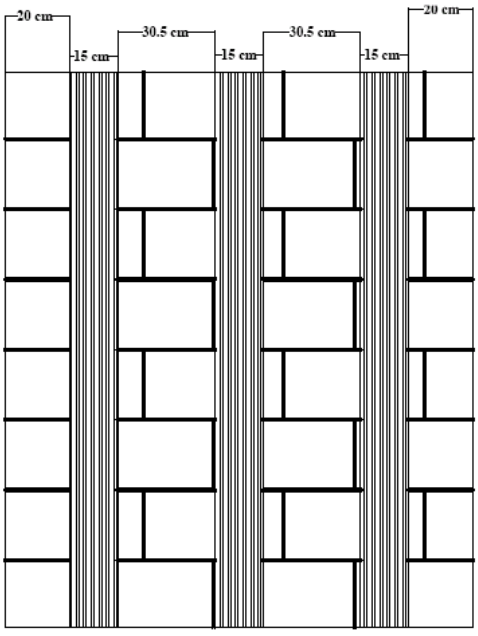
استفاده ازتسمه های فولادی در تقویت دیوار مصالح بنایی

Hybrid steel-carbon jacketing

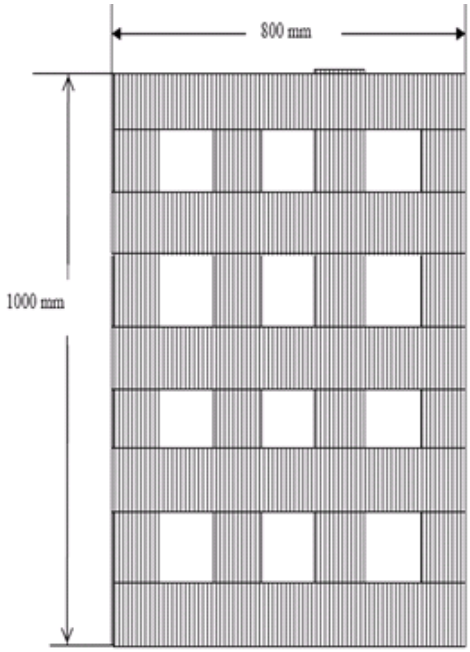




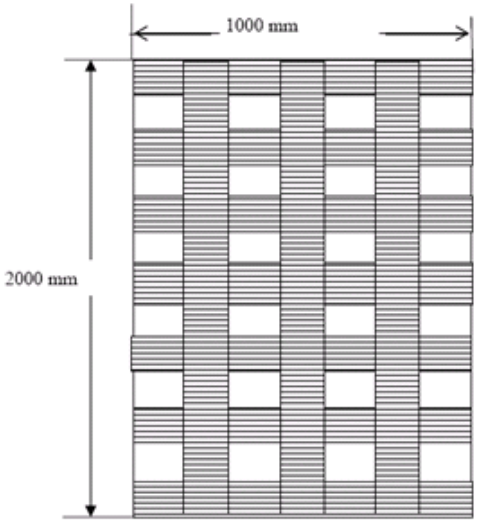
Scheme No 2- Two vertical strips of FRP sheets



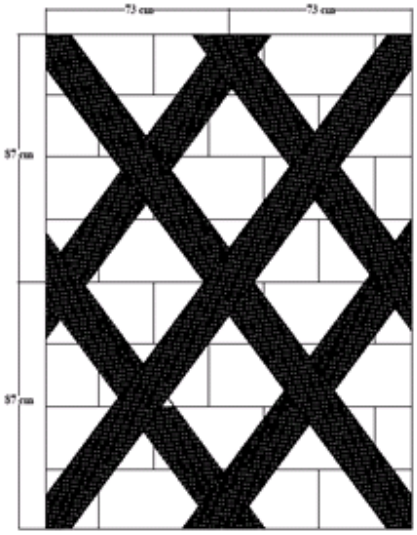
Scheme No 3- Three vertical strips of GFRP sheets



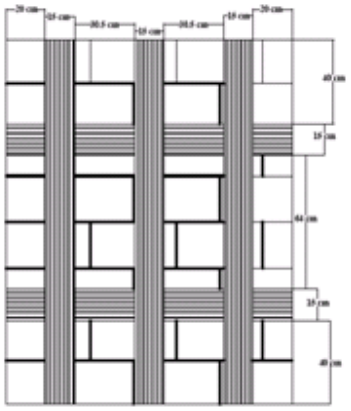
Scheme No. 4 - Three vertical and four horizontal strips (120 mm each) of GFRP sheets.



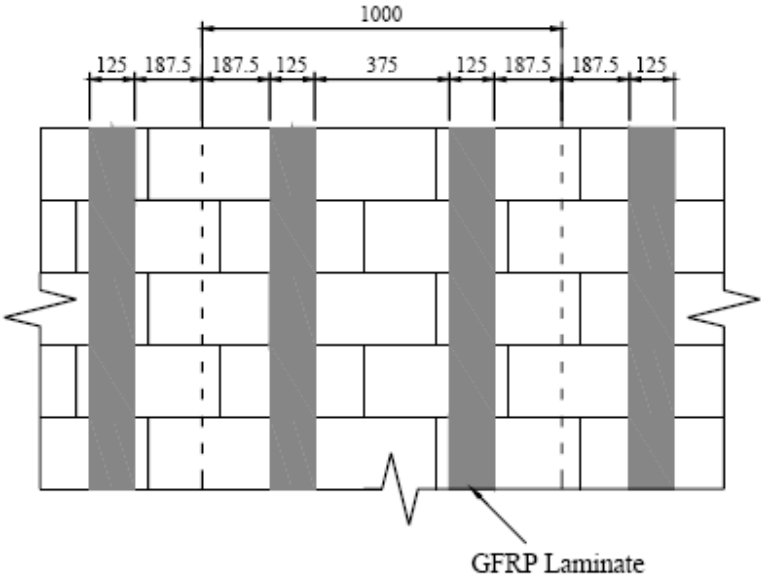
6 Scheme No. 5- seven horizontal and three vertical strips (120 mm each)



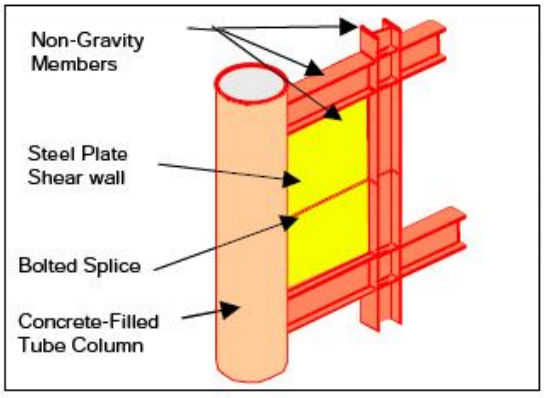
Scheme No.7- Diagonal strips of GFRP sheets (±45 deg.)



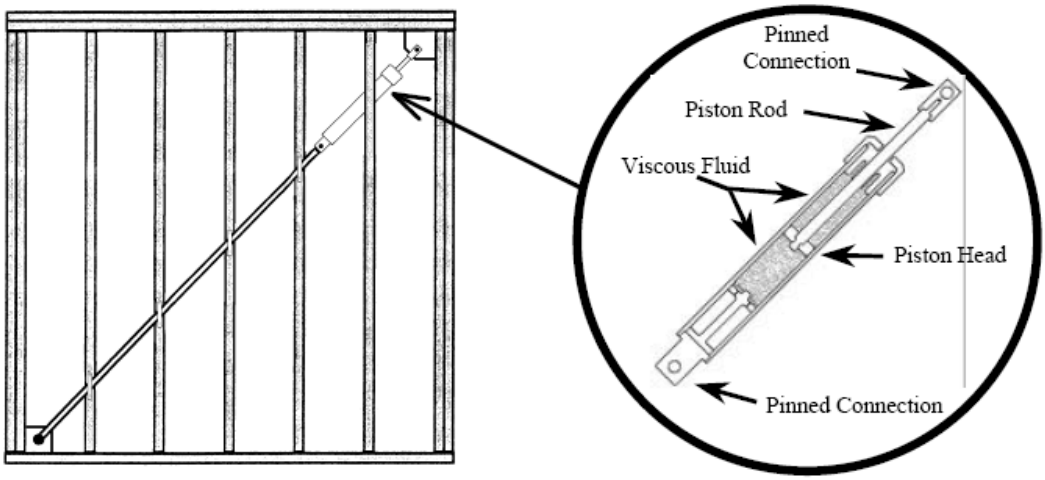
Scheme No. 6- Three vertical and two horizontal strips of GFRP sheets



Strengthening Layout (Dimensions in mm)



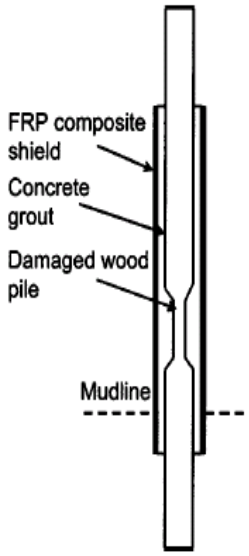
استفاده از دیوار برشی فولادی



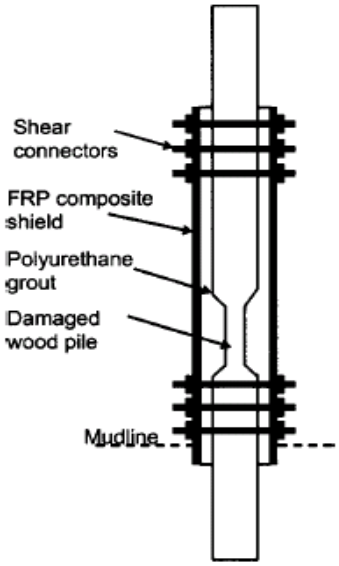
Schematic of Fluid Damper and Orientation within Shear Wall.

Cross section of wood pile repaired with fiber-reinforced polymer composite shells

تقویت با لوله فشار قوی

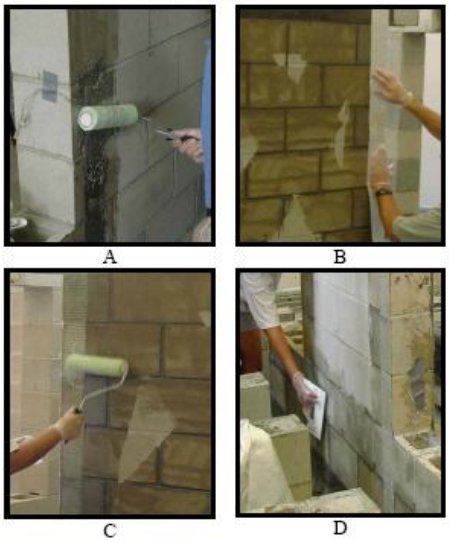


Fiber-reinforced polymer composite repair system with cement-based grout



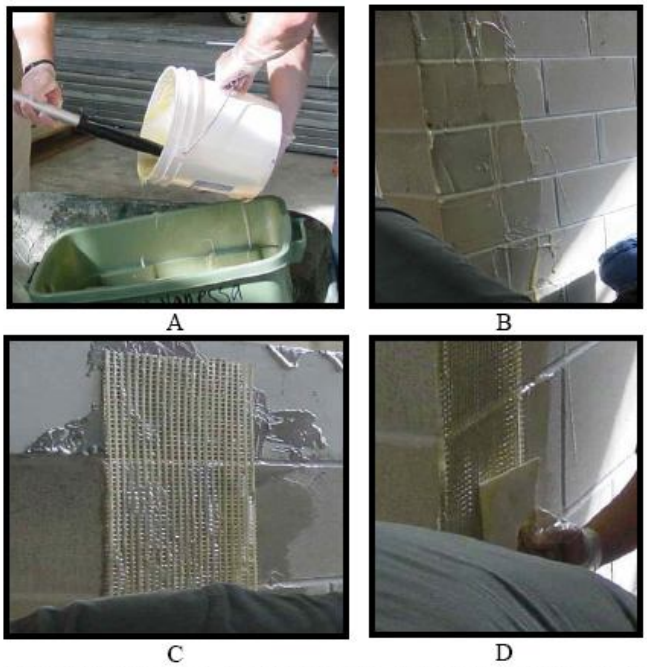
Fiber-reinforced polymer composite repair system with shear connectors and polyurethane grout

Mixing resin.



A B C D

FRP application. A) Precoating masonry with resin. B) Pressing FRP clotl into resin. C) Rolling resin onto placed FRP. D) Troweling placed FRP.



A B C D

Grid FRP application. A) Mixing resin. B) Initial coat of resin on masonry. C) Grid FRP pressed into the resin. D) Troweling of additional resin.

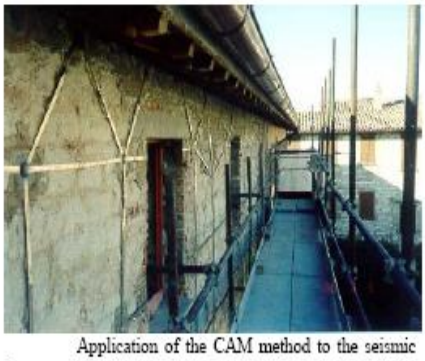
استفاده از میراگر

In-line Pall Friction Damper

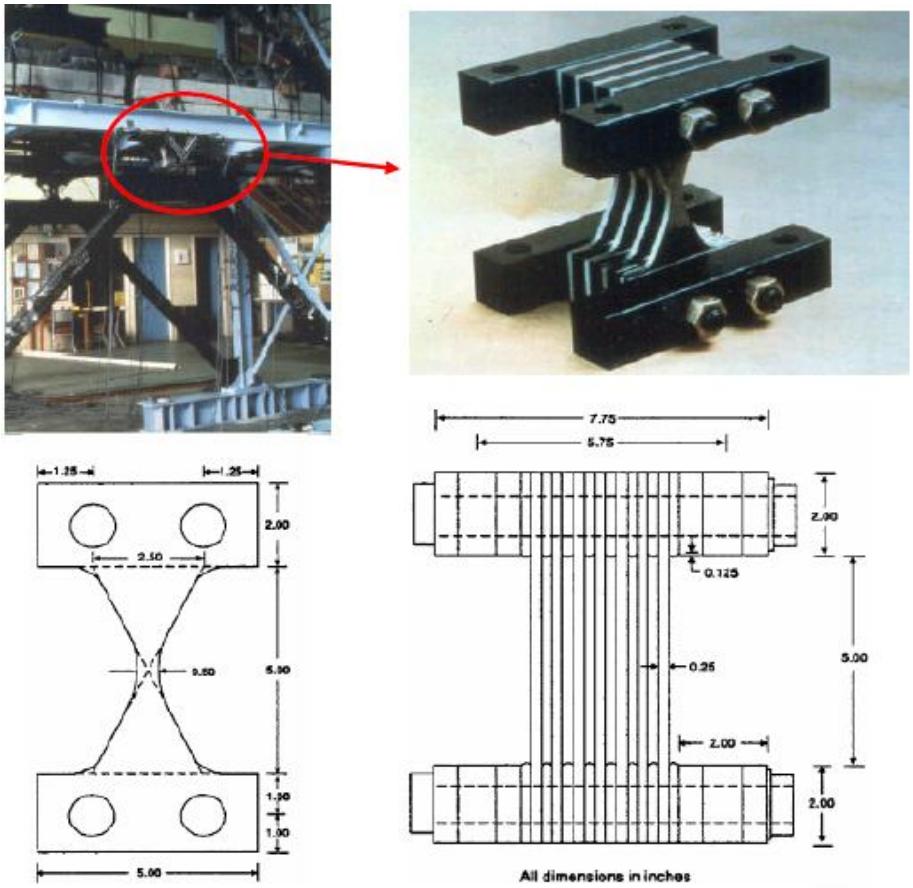
Cross Brace Pall Friction Damper

Visco-elastic dampers installed in the Gentile Fermi school at Fabriano (a rare example of rationalist architecture), during seismic improvement works (filmed in 2001).

High damping rubber bearing just installed in the apartment houses of IERP at Città di Castello (Perugia), as filmed in May 2001.



Application of the CAM method to the seismic improvement of a masonry apartment building at Sigillo (Perugia) (filmed during works in December 2000).



ADAS damper: location within a frame and close up (*top*) and typical geometry (*bottom*).

(a) Installation of anchorage assembly

(b) Placement of CFRP rod

(c) Application of P-T force in West-end span

(d) Application of P-T force in Center span.

CFRP Rods on span

Photographs of the Installation of the P-T System on Bridge

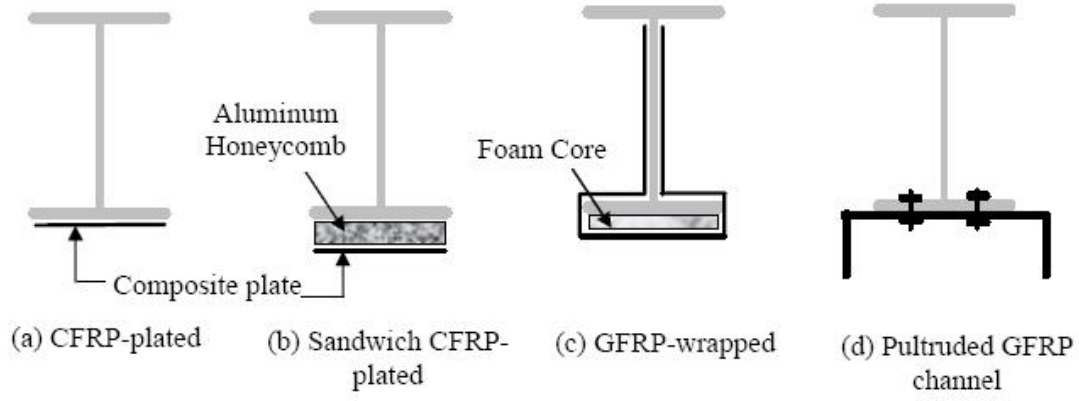
(a) Primer application (b) Cleaning CFRP plates

(c) Epoxy application on CFRP plates (d) Epoxy application on beam

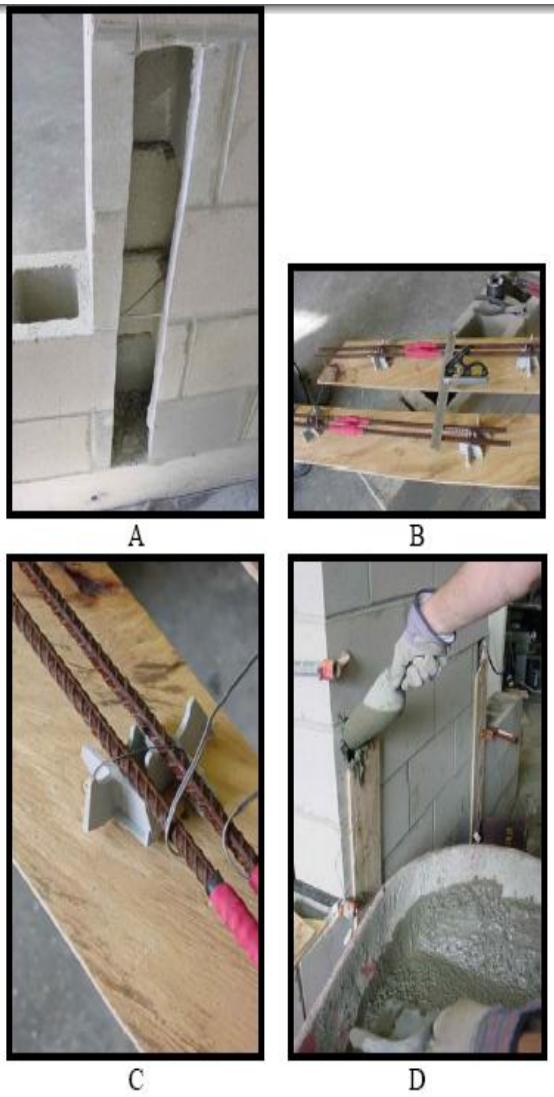
(e) Placement of CFRP plate (f) CFRP plate installed.

Installation of CFRP Plates on Bridge

استفاده از شاتکریت

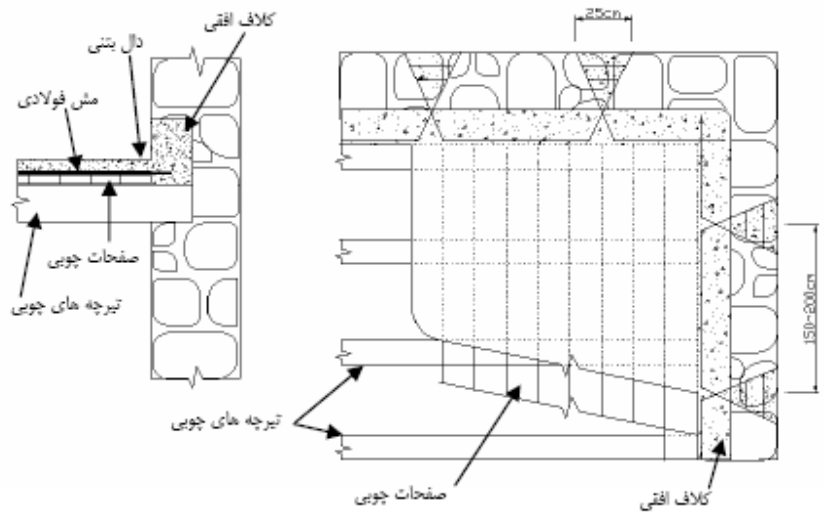


استفاده از کامپوزیتهای FRP در تقویت تیرهای فولادی

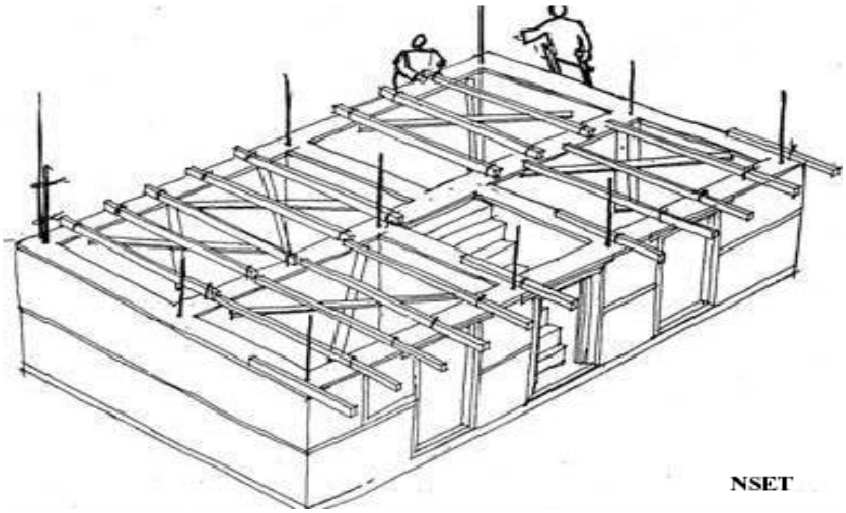


Installing dowels in CMU 8. A) Grooves cut into the specimen. B) Bars placed onto plywood. C) Dowels placed on plastic spacers with wire. D) Grout was shoveled into the openings in the masonry.

برخی ازدتایلهای مقاوم سازی در ساختمان مصالح بنایي

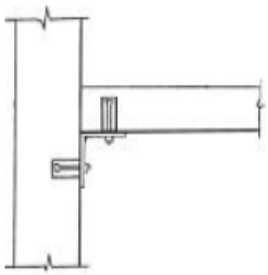


اجرای کلاف افقی بتن مسلح مقطع افقی

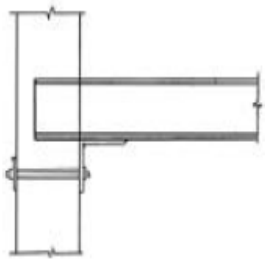


مهاربندی سقف

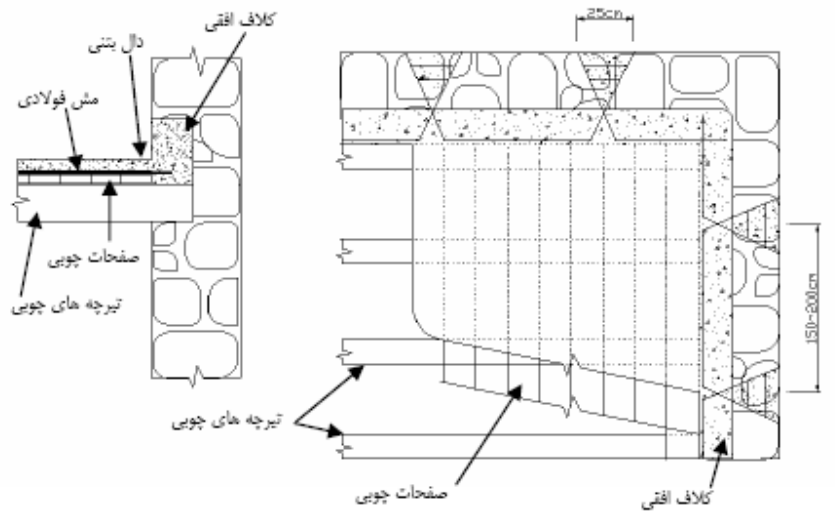
دیوار و سقف دارای پشت بند ومهار



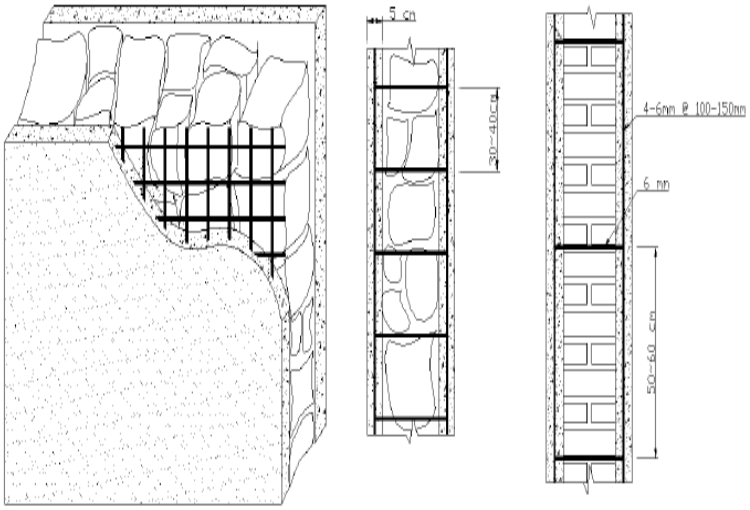
نمونه ای از مهار برشی



نمونه ای از مهار کششی

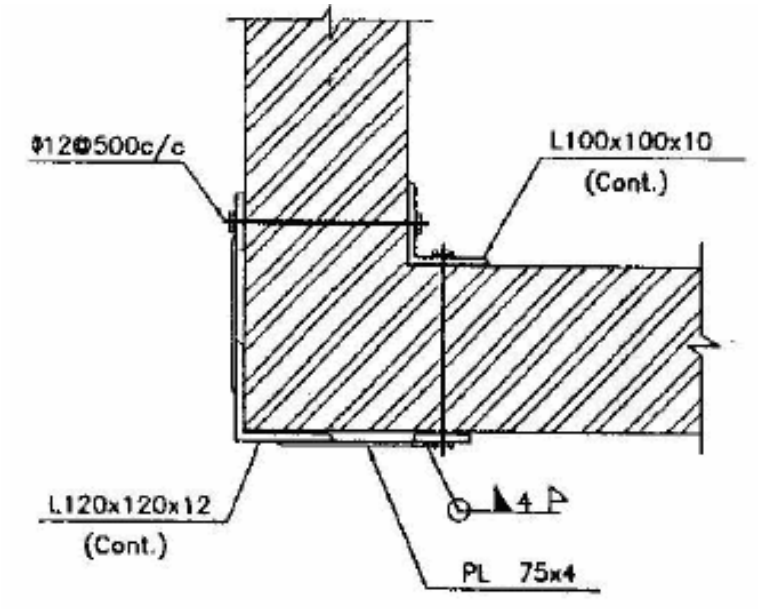


اجرای کلاف افقی بتن مسلح مقطع افقی

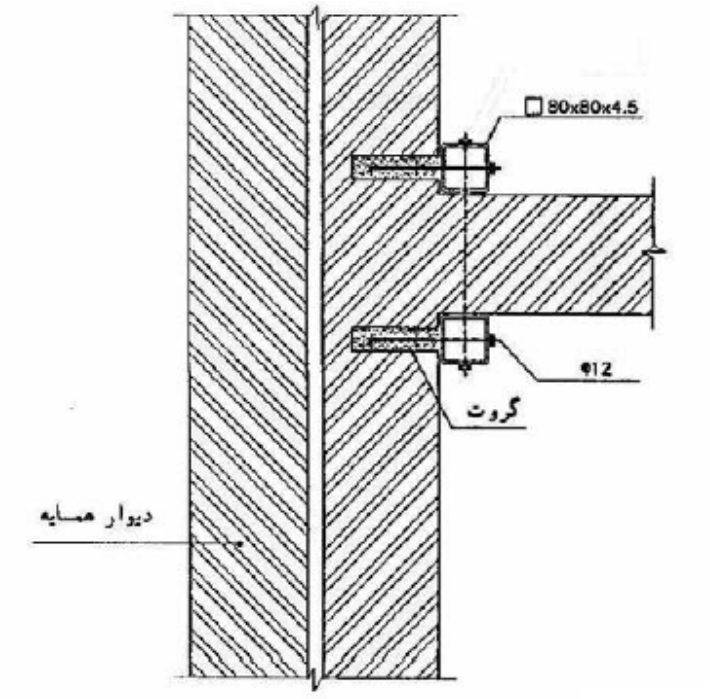


بهسازی و تقویت دیوار بنایی آجری با اندود سیمان

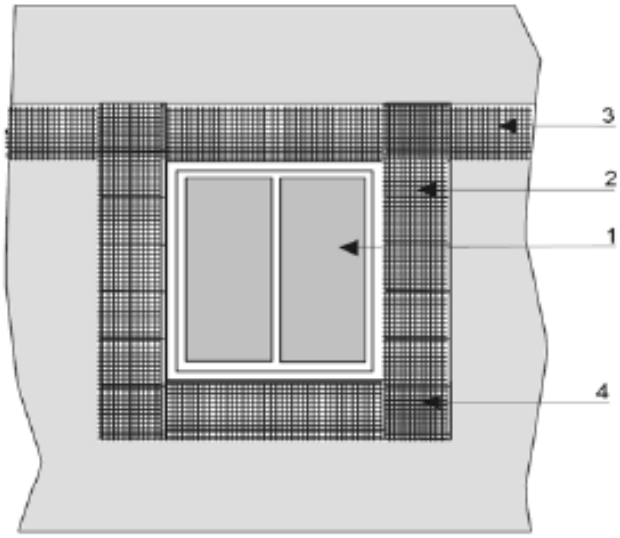
بهسازی و تقویت دیوار بنائی سنگی با اندود سیمان مسلح



اجرای کلاف قائم با نبشی در گوشه دیوار

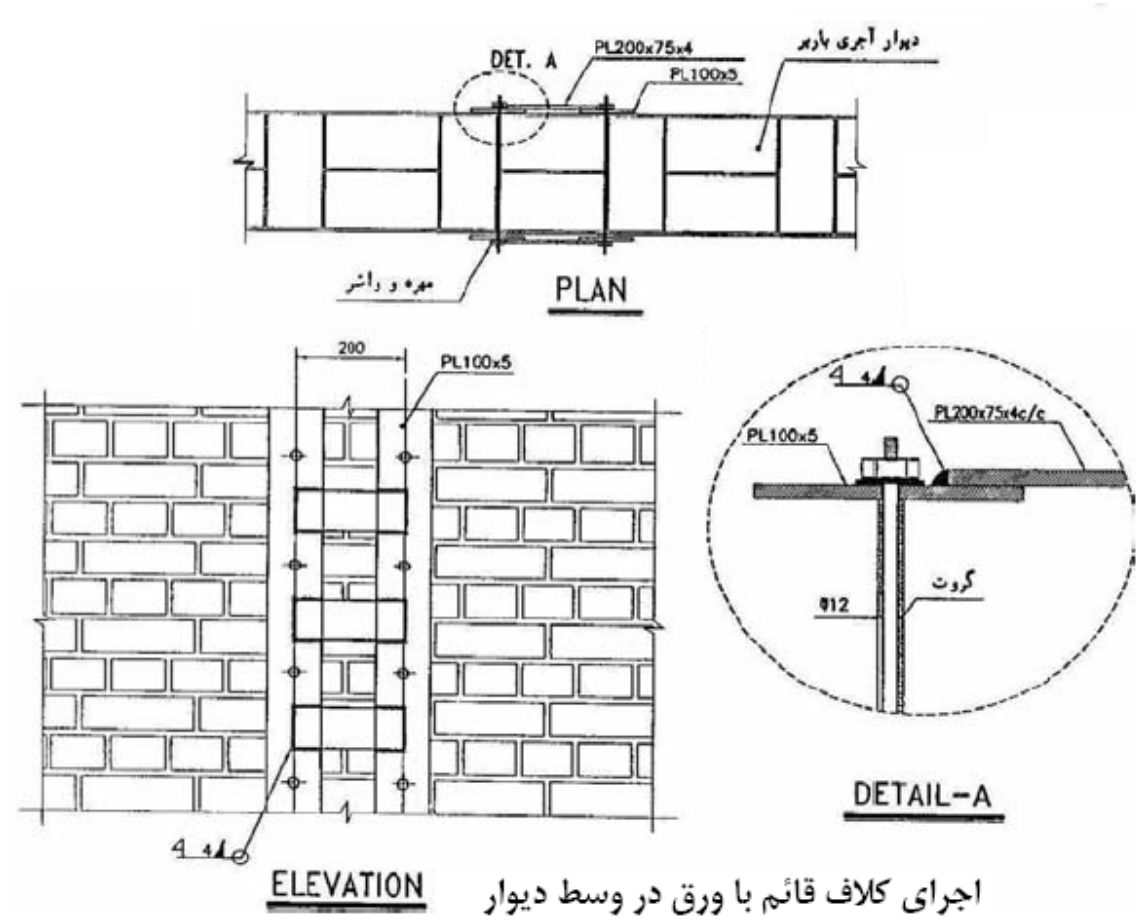


اجرای کلاف قائم با پروفیل تو خالی در تقاطع دیوار

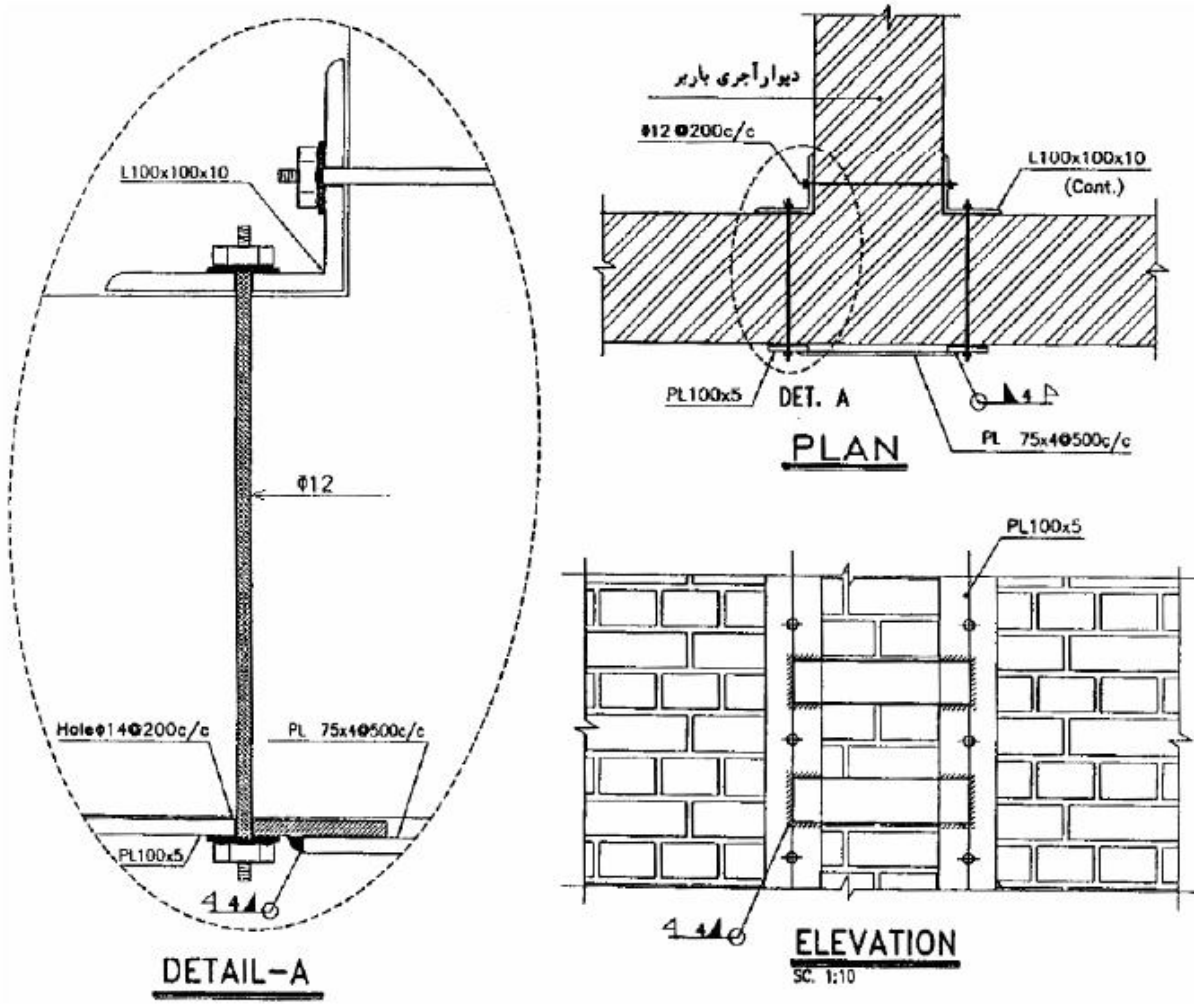


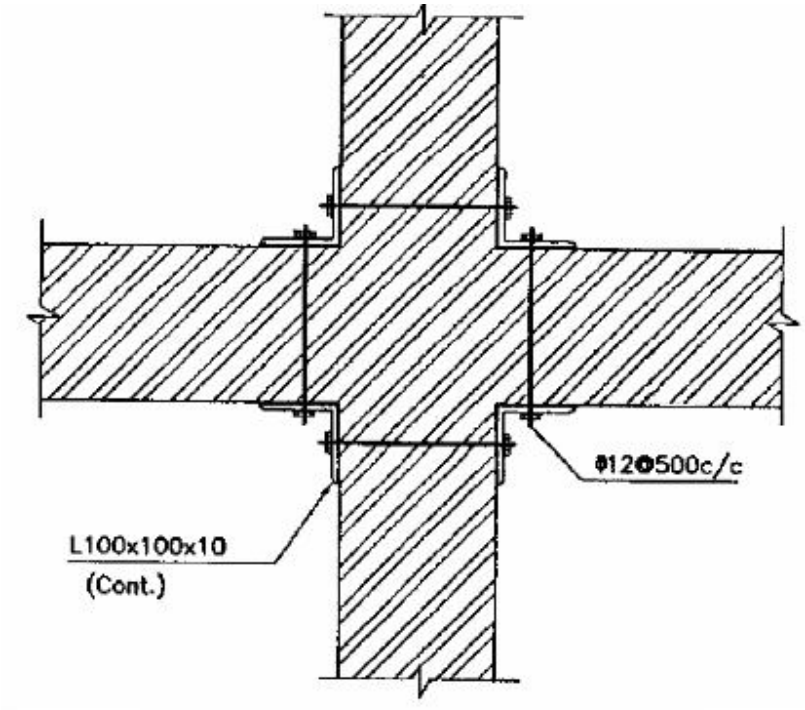
۱- پنجره
۲- مش فرو سیمان
۳- نوار لرزه‌ای
۴- همپوشانی شبکه

تعبیه نوار لرزه‌ای در اطراف درها و پنجره‌ها

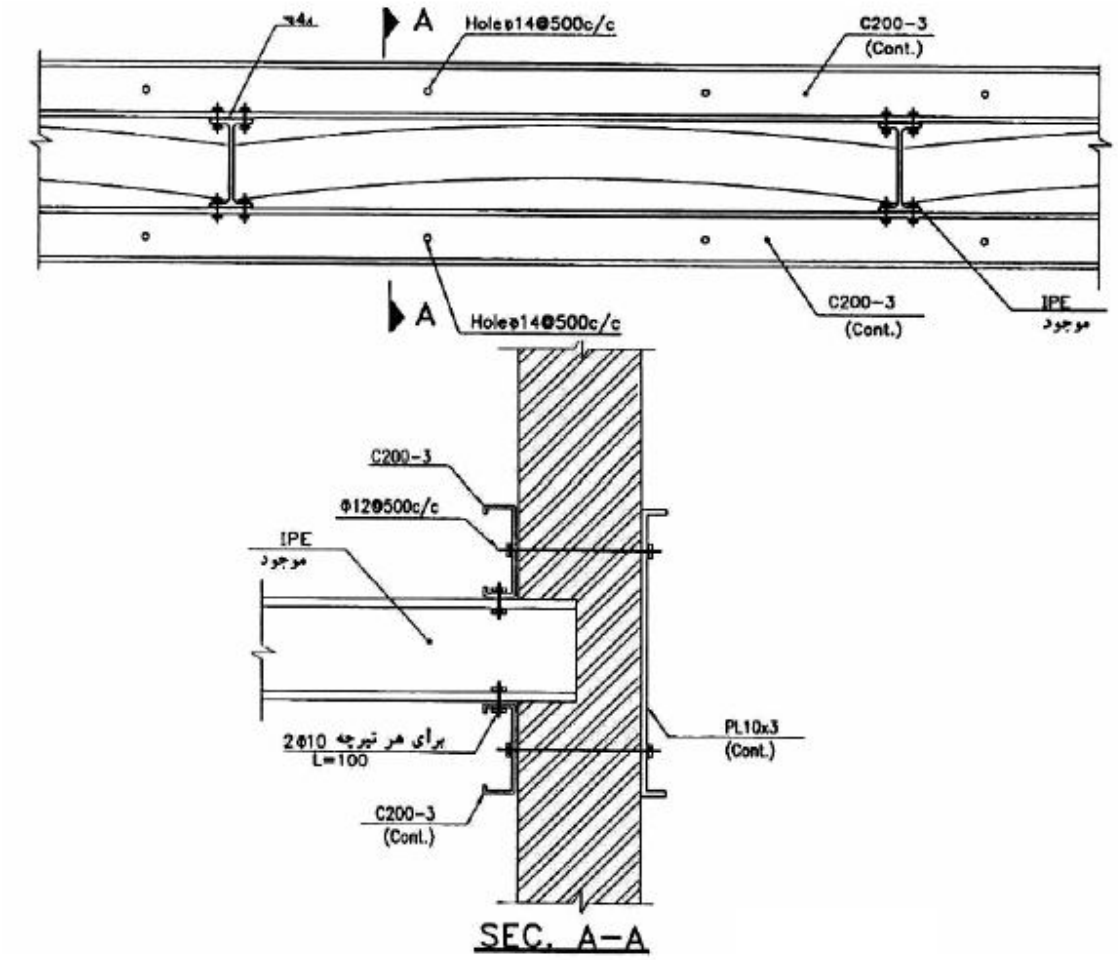


اجرای کلاف قائم با ورق در وسط دیوار

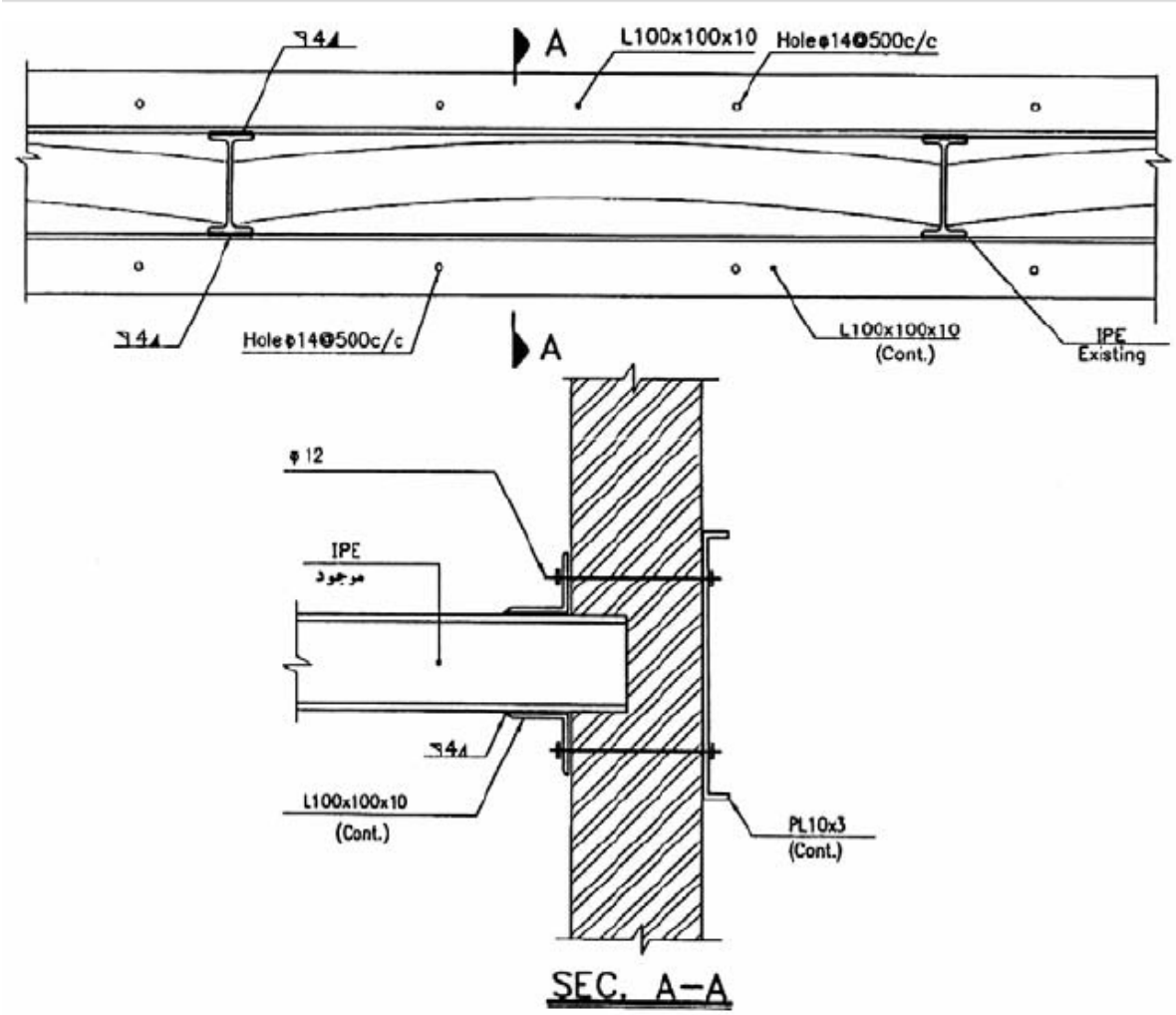

L100x100x10
Φ12
Hole Φ14@200c/c
PL 75x4@500c/c
PL100x5
DETAIL-A
دیوار آجری باربر
Φ12@200c/c
L100x100x10
(Cont.)
PL100x5
DET. A
PL 75x4@500c/c
PLAN
PL100x5
ELEVATION
SC. 1:10



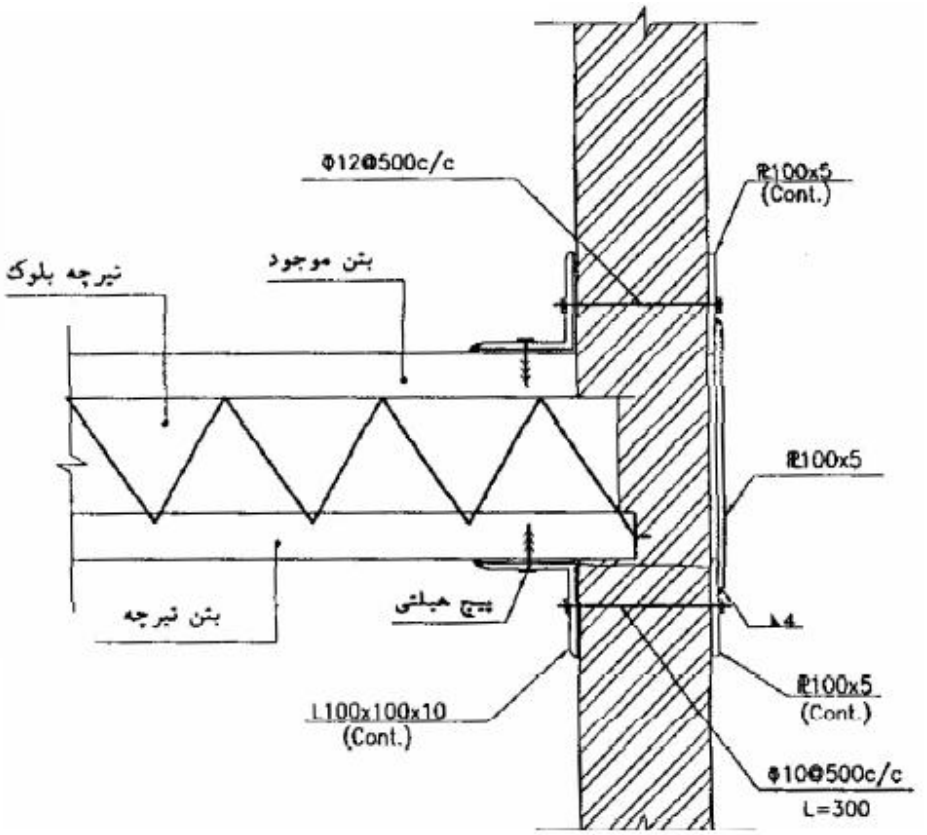
اجرای کلاف قائم با نبشی در تقاطع دیوار



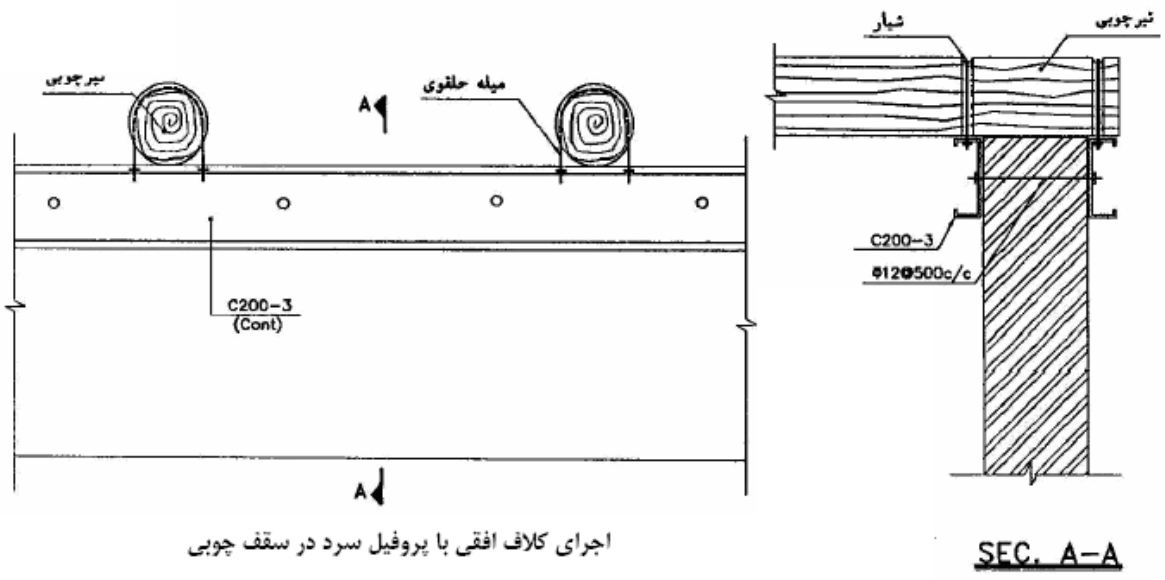
اجرای کلاف افقی با پروفیل سرد



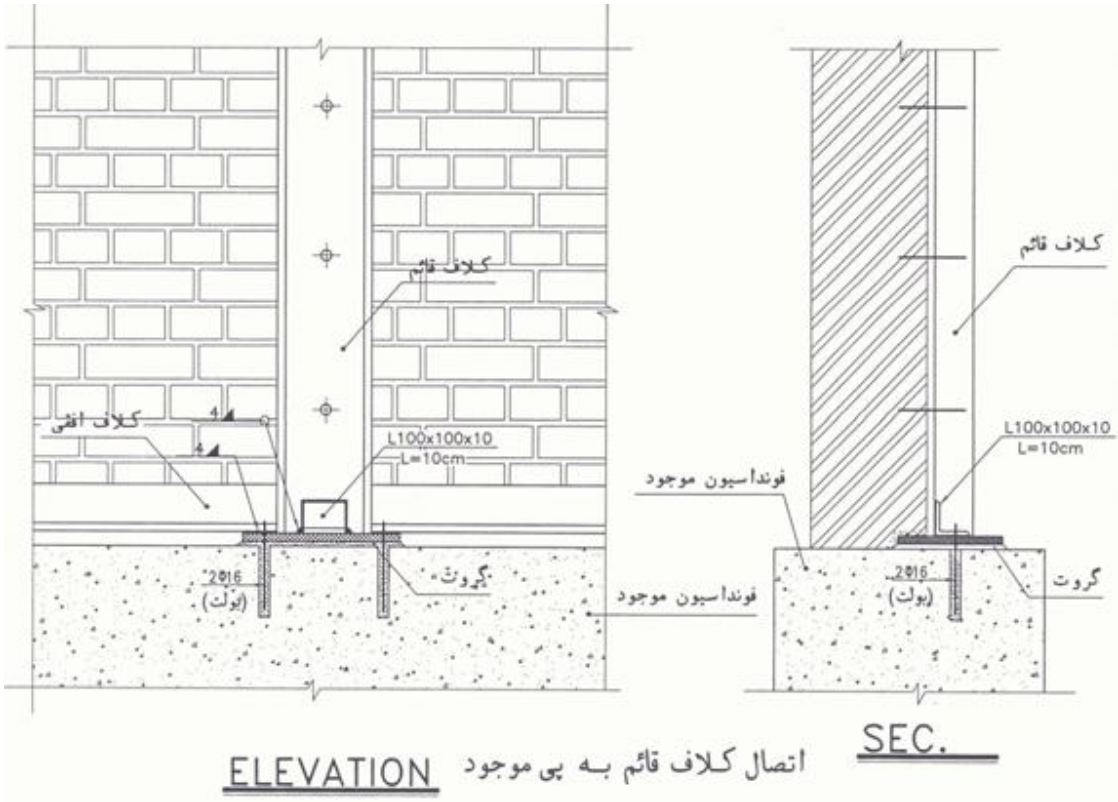
اجرای کلاف افقی با نبشی در سقف طاق ضربی



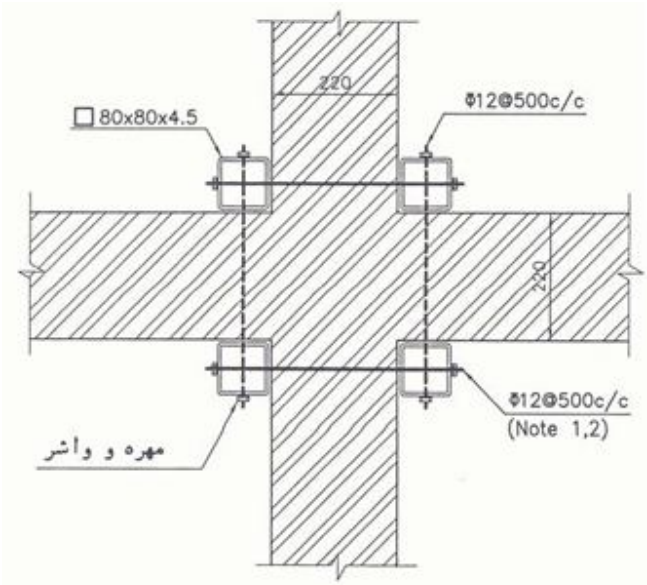
اجرای کلاف افقی با نبشی در سقف تیرچه بلوک



اجرای کلاف افقی با پروفیل سرد در سقف چوبی

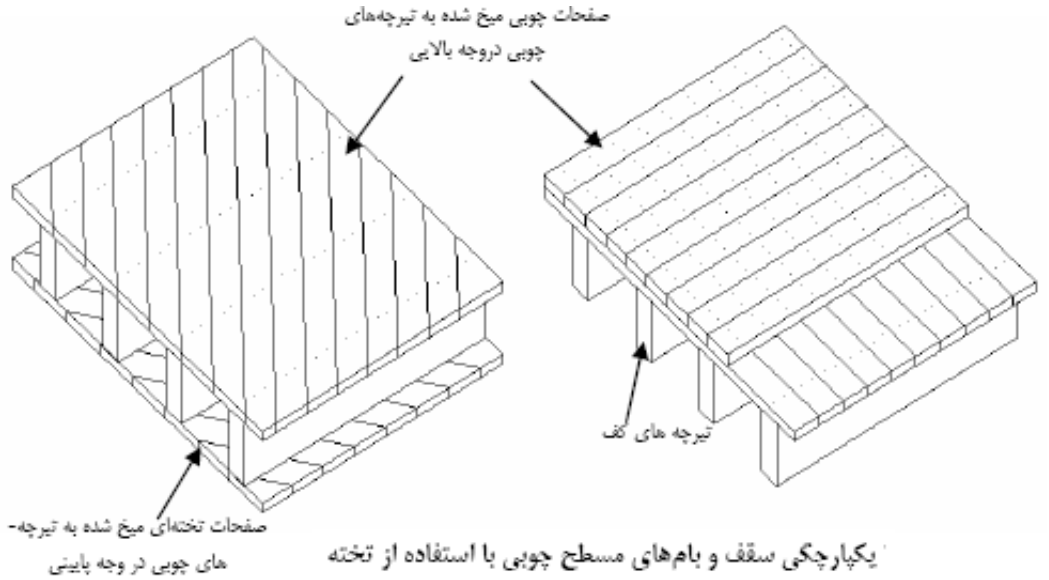


اتصال کلاف قائم به پی موجود

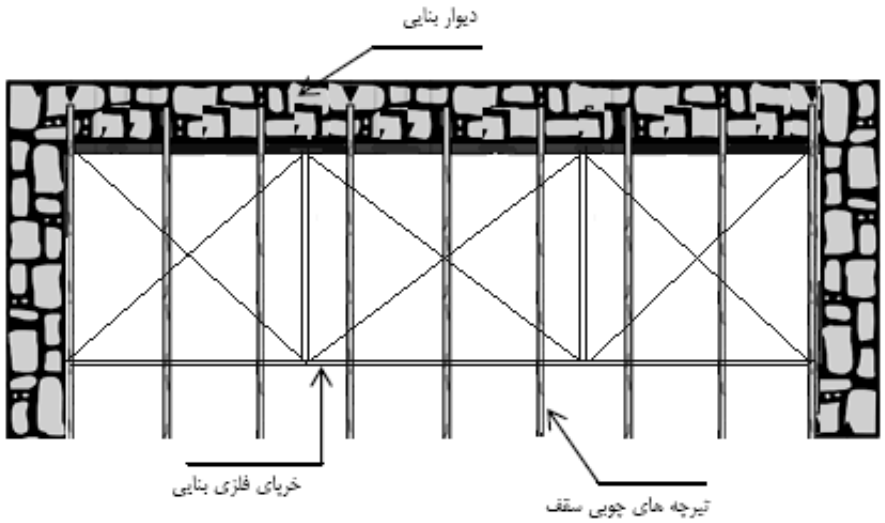


ایجادکلاف قائم با پروفیل سرد درتقاطع دودیوار

مهار نمودن دیوار جانپناه

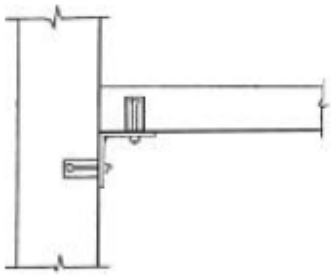


یکپارچگی سقف و بام‌های مسطح چوبی با استفاده از تخته

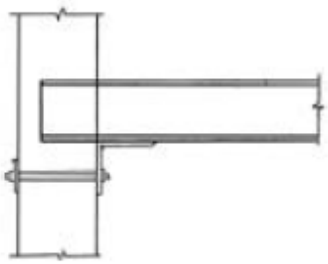


تأمین یکپارچگی سقف با استفاده از خرپاهای افقی

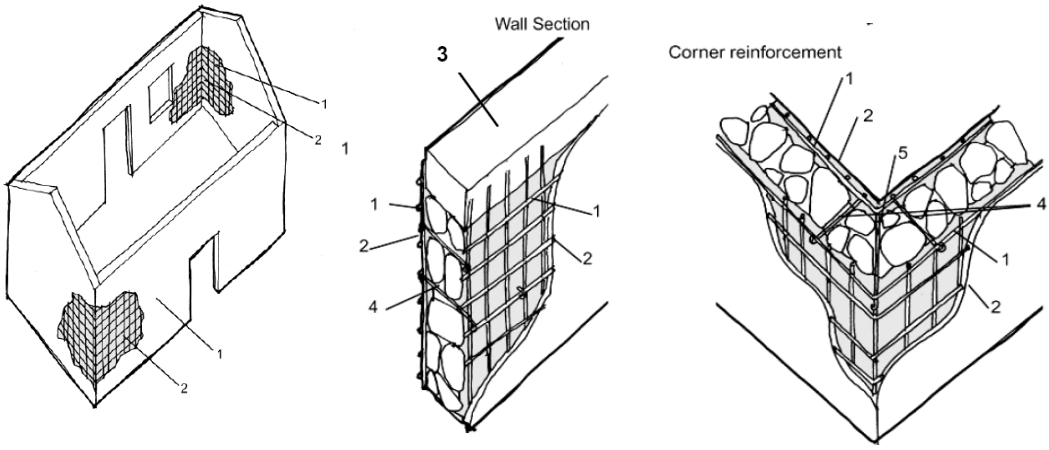
برخی از دتایلهای اجرایي مقاوم سازی



نمونه ای از مهار برشی



نمونه ای از مهار کششی



1. Welded wire mesh 50 x 50 mm
2. Mortar rendering
3. Concrete roof band
4. Cross ties 300 to 400mm apart
5. *Corner bar diameter 8mm*

۱-می‌لگردهای جوش شده با ۵۰×۵۰ میلیمتر

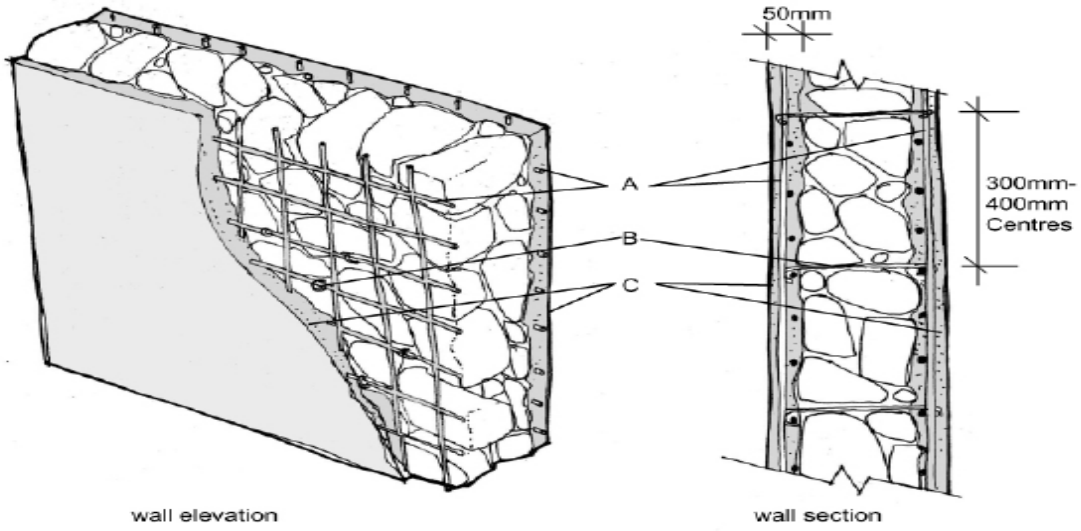
۲-رندر کردن ملات

۳-باند بتنی سقف

۴- میلگردها ۳۰ تا ۴۰ می‌لی‌متر از هم فاصله داشته باشند

۵-آرماتورهای گوشه حداقل ۸ میلیمتر

Using wire mesh/light reinforcement



1. Wall to be cleaned and free of dust.
2. Cut away loose material to sound wall.
3. Galvanized steel wire mesh (minimum 2mm diameter). Minimum laps to be 300mm.
4. Tied together with steel through rods through the wall, at 300 – 400mm centres.
5. Two coat cement/sand render 25mm to 50mm thick.

۱-دیوار بایستی از گرد و خاک تمیز شود

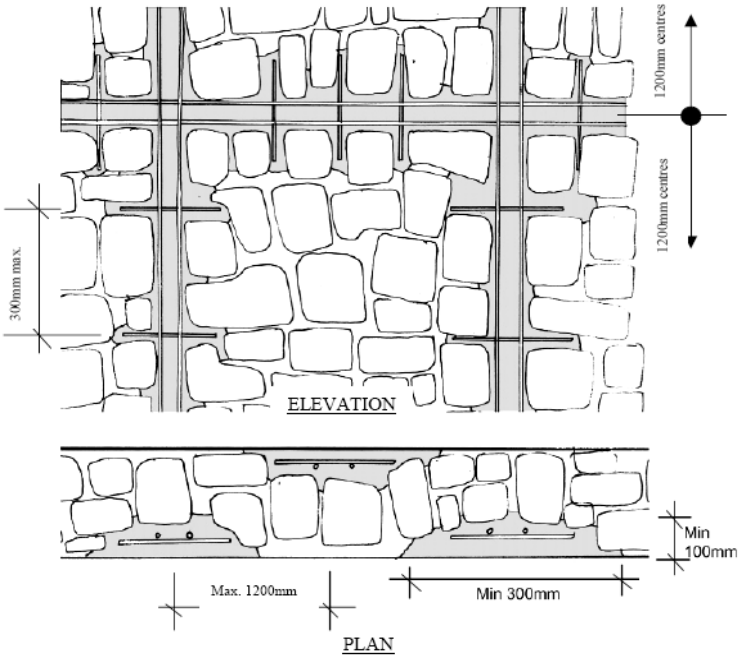
۲-مصالح شل بایستی از روی دیوار صوتی برداشته شود

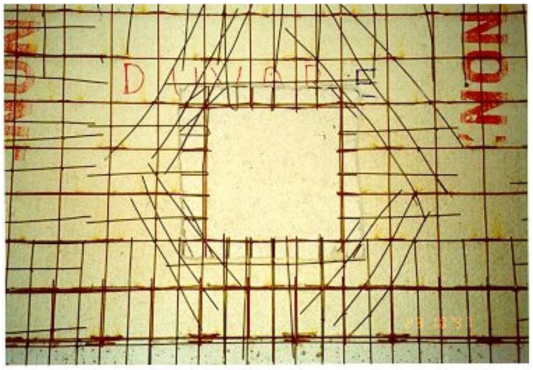
۳-مش فولاد گالوانیزه باقطذ حدقل ۲ میلیمترو فاصله جشمه حداقل ۳۰ سانتیمتر

٤-با همدیگر بوسیله میلگردهای یا سمهای فولادی با ۳۰-٤۰ سانتیمتر بسته شوند

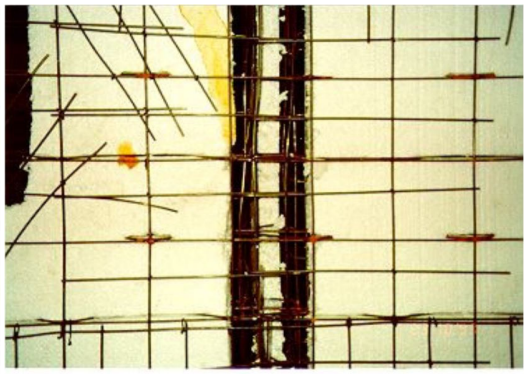
٥-دو لایه پوشش ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲,٥ تا ٥ میلیمتر

Reinforced Concrete Stitching belts

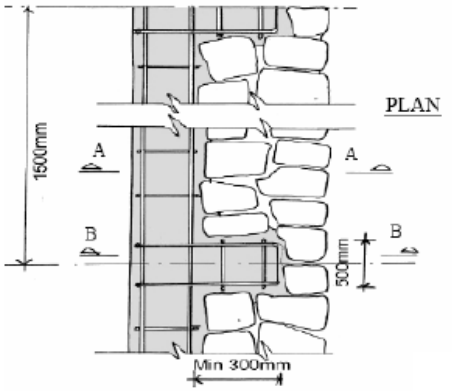


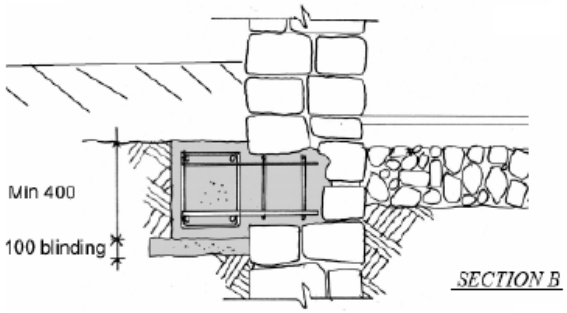


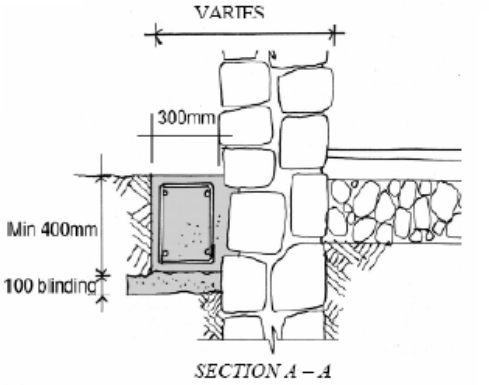
Detailing Near Opening

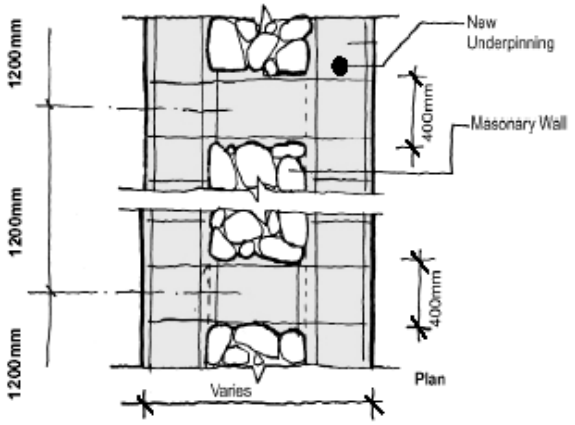


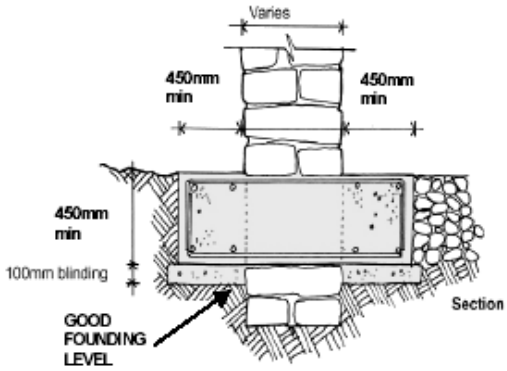
Connection of Three Walls


PLAN
1500mm
A
A
B
B
300mm
Min 300mm

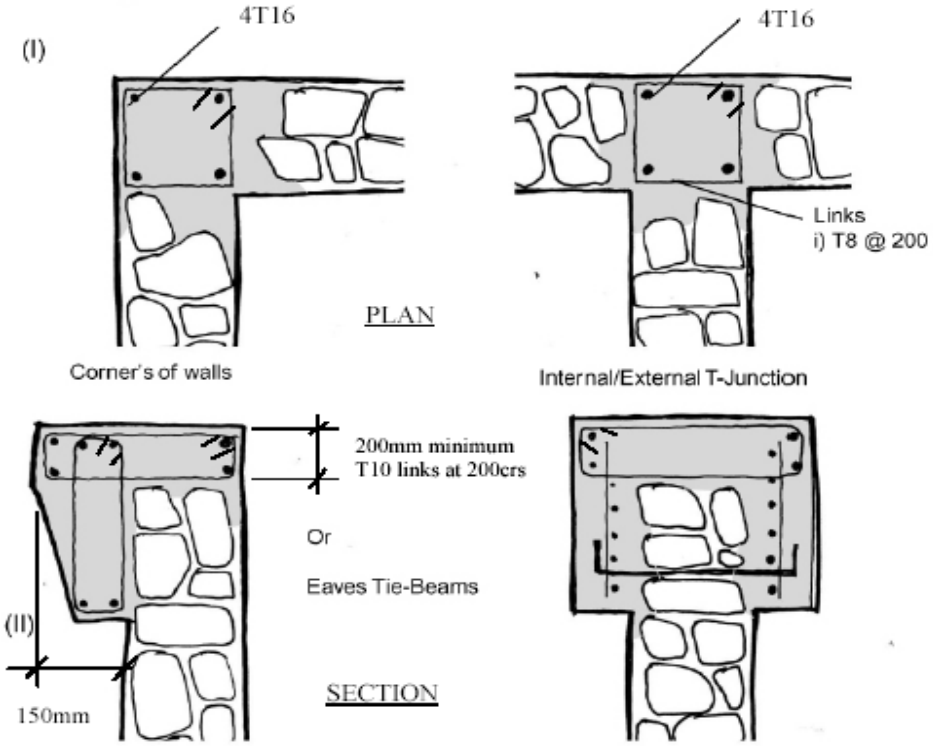

Min 400
100 blinding
SECTION B


VARIES
300mm
Min 400mm
100 blinding
SECTION A – A

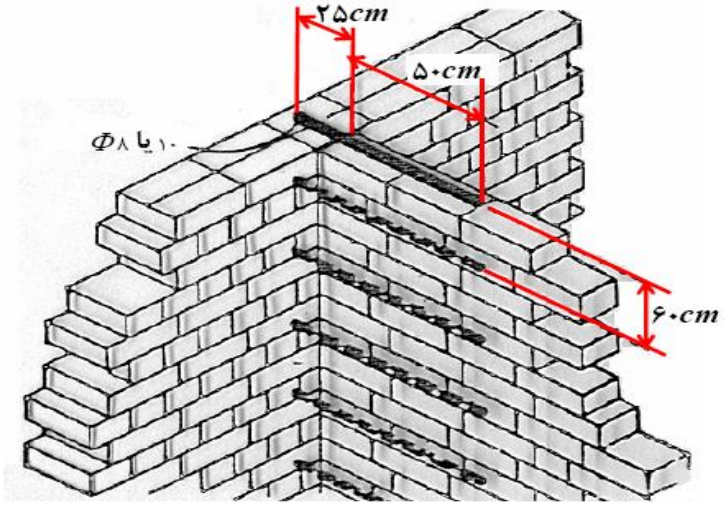

1200mm
1200mm
1200mm
New Underpinning
400mm
Masonary Wall
400mm
Varies
Plan

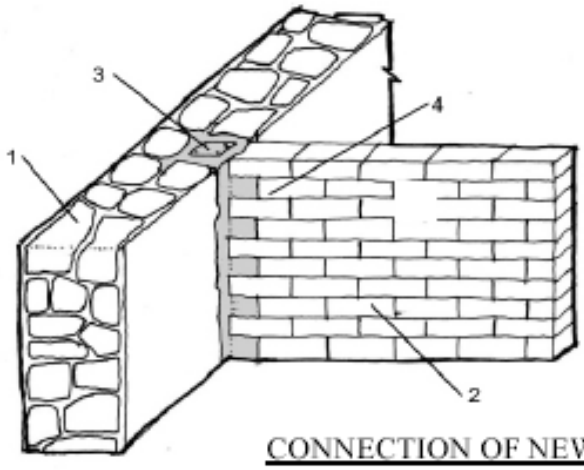

Varies
450mm min
450mm min
450mm min
100mm blinding
GOOD FOUNDING LEVEL
Section

For 500mm typical wall thickness.



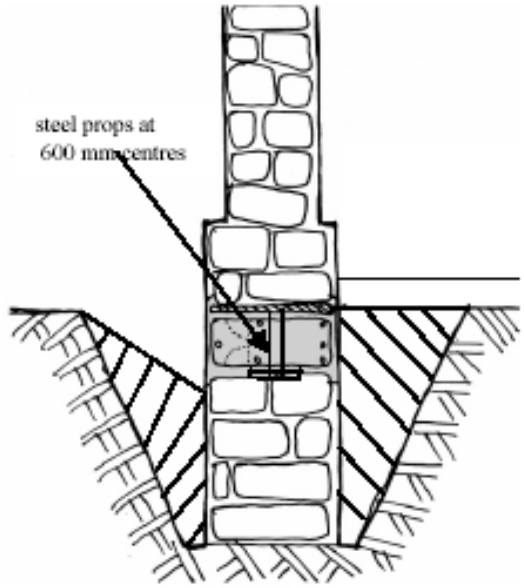
نحوه اتصال دو تیغه با استفاده ار میلگرد یا تسمه فولادی





1. Existing old wall
2. New wall
3. Concrete column for bonding
4. Connecting ties of steel, every fourth course

CONNECTION OF NEW TO EXISTING WALLS OR EXISTING TO EXISTING WALLS



REINFORCED CONCRETE PLINTH AT GROUND LEVEL

Unrolling AFRP tendons from a drum.

Preparing the anchorage (bond-type)

Injection of mortar into the tendon mounted anchorages.

Drilling of holes into girders for the introduction of aramid tendons.

Placement of temporary reaction devices between girders.

Jacking of tendons.

Cutting of tendons between girders after cure of concrete in anchor blocks.

Installation and jacking of external steel cables.

View of anchorage block showing position of 6 AFRP tendons.

End view of anchor blocks with external cables and anchorages.

Technora 9-bar tendon in a stainless steel bonded anchorage.

Mortar is separated and fallen down, and No shear cracks are observed

Big crack is observed on mortar. But take the mortar away, no crack is observed on the face of concrete.

Only flexural cracks occur in beam

Corner cover concrete is spalled off. But shear cracks are not observed.

Visibly narrow shear crack and flexural crack occur in beam. No shear cracks are observed in the beam-column joint.

Mortar is fallen down. There was no cover concrete initially, so the reinforcing bars are exposed easily, but there is almost no cracks in concrete.

Tensile crack at the middle height of column

Big shear crack at the top of colum

Diagonal cracks observed

Buckling of reinforcing bars

Visible settlement and/or inclination of floor

Buckling of reinforcing bars

Crush of core concrete

Extensive diagonal cracks penetrated and

Offset from RC frame

سونداژ پله و تیرهای نعل درگاهی

الف- راه پله

مشخصات پروفیل تیرهای راه پله و تیرهای نعل درگاهی

نحوه اتصال پروفیل تیر راه پله به تیرهای موجود

اتصالت بکار رفته در شمشیری ها

ب- نعل درگاهی

مشخص کردن طول تکیه گاهی تیر نعل درگاه

خطاها ی طراحی

۱-خطاهای محاسبه

۲-ارزیابی نادرست اثرعوامل جوی

۳-ارزیابی نادرست خورندگی محیط

۴-عدم توجه به تغییر و احول مسخصه های مصالح در طول زمان

۵-خطا در تهیه نقشه ها و مدارک اجرایی

۶-عدم توجه به جزئیات اجرایی

۷-عدم توجه به ضوابط ، مقرارات و نوصیه های آیین نامه ای در موقع تهیه نقشه های اجرایی

۲-خطاهای اجرایی

خطا درقالب بندی

خطا درآرماتوربندی

خطا در بتن ریزی

خطا در قالب برداری

عدم رعایت در ضوابط اجرایی و اصول فنی

مقاوم سازی فونداسیونها با شمع

برای اجرای فونداسیون یا پی های عمیق و گاهی اوقات تقویت خاک محل از انواع شمع

۱-شمع درجای معمولی

۲-شمع پدستالی یا انباره ای

گزارش مقاوم سازی

شامل موارد زیر است

۱- موفعیت ساختمان در شهر

۲- محتصات جغرافیایی

۳- محل ساختمان در نقشه شهر

۴- سایت پلان

۵- پهنه بندی گسلهای فعال منطقه

۶- تاریخچه لرزه خیزی منطقه

۷- شتاب مبنای طرح

۸- وضعیت راههای دسترسی در مدیریت بحران

۹- سیستم ایمنی شامل ۱-اطفای حریق ۲-هشداردهنده نشت گاز ۳-قابلیت مقابله دذ برابر آتش ۴-پله فرار

۱۰- نوع زمین و پریود خاک

۱۱- شیب زمین در محل ساختمان

۱۲- سطح آبهای زیر زمینی

۱۳- نوع پی و کیفیت مصالح سازنده آن

۱۴- پرفیل خاک درمحل

۱۵- بررسی نشت

۱۶-بررسی مخاطرات ژئوتکنیکی شامل روانگرایی،زمین لغزش و . . .

۱۷- موقعیت ساختمان نسبت به ساختمانهای مجاور

۱۸- بررسی رعایت درز انقطاع

۱۹- بررسی پیش آمدگی ، فرورفتگی و کنترل طول طره (نامنطمی در پلان)

۲۰- بررسی اجزای مشترک با ساختمانهای مجاور

۲۱- بررسی سیستم ارتباطات داخلی شامل نقشه های سازه ای ، معماری،تأسیسات مکانیکی و برقی ، گزارش مطالعات مکانیک خاک ، گزارش آزمایشات مصالح بتنی و فولادی

۲۲- تطابق نقشه ها با وضعیت موجود

۲۳- بررسی سیستم سقف و قاب

۲۴- بررسی دیوارهای باربر(حامل) و سیستمهای جانبی (دیوار برشی یا بادبند)

۲۵- بررسی صلب بودن سقف

۲۶-بررسی طبقه نرم

۲۷- بررسی توزیع جرم در طبقات

۲۸- بررسی توزیع سختی در طبقات

۲۹- خطر ریزش داخلی (پارتیشن و شیشه های غیر ایمن)

۳۰- خطر ریزش خارجی(جان پناه و شیشه های غیر ایمن)

شناسنامه ساختمان

۱-آدرس،مساحت (طول و عرض) تعداد طبقات وارتفاع آنها ، موقعیت نسبی به ساختمانهای اطراف **۲**-نوع ساختمان و اسکلت آن (بتنی ، فولادی ، مصالح بنایی و . . .)

۳-کاربری ساختمان شامل ۱-مسکونی ۲- آموزشی ۳-بهداشتی ۴- تجاری ۵- اداری ۶- صنعتی ۷-انبار مواد خطرناک

۴-فاصله ساختمان تا مراکز امدادی

۵-اختلاف سطح در طبقات

۶-نوع خروجی اضطراری

۷-بررسی خطر لرزه خیزی و ژئوتکتیکی شامل ۱- خطر نسبی بسیلر زیاد ۲-خطر نسبی زیاد ۳-خطر نسبی متوسط ۴-خطر نسبی کم

۸-فاصله ساختمان تا نزدیکترین گسل فعال

۹-نوع زمین ساختمان و خاک منطقه (رسی، شنی، ماسه ای و مخلوط)و ضرایب تشدید نوع خاک **۱۰**-ضرایب تشدید توپوگرافی (مسطح ، شیب طبیعی،شیب باخاکریز)

۱۱-قرارگیری ساختمان درلبه شیب ، دامنه یا پای شیب

-شیب ناپایدار-امکان بروز سنگ لغزش توجه به محوطه اطراف ساختمان (حفره های بزرگ ، قنات،تونلهای زیرزمینی،زیرزمینهای وسیع ، کانالهای انتقال، زمین هموار و . . .)

۱۲- توجه به تراز آب زیرزمینی (- بالای ۳۰ متر –بین ۱۰ تا ۳۰ متر- بین ۲ تا ۱۰ متر- زیر ۲ متر)

۱۳- احتمال گسلش یا روانگرایی

۱۴-پیکربندی ساختمان

شامل **۱- سیستم سازه ای باربر ثقلی** (قاب فضایی ، ترکیل قاب و دیوار، دیوار بتنی باربر مسلح ، دیوار مصالح بنایی مسلح ، دیوار مصالح بنایی غیر مسلح) **۲-سیستم سازه ای باربر جانبی** (قاب خمشی بتنی ، قاب خمشی فولادی ، قاب خمشی بتنی با دیوار برشی،قاب خمشی فولادی با دیوار برشی،قاب ساده مهاربندی شده ، قاب خمشی مهاربندی شده ، قاب بتنی یه اضافه میانقاب آجری غیر مسلح،دیوار مصالح بنایی مسلح، دیوار مصالح بنایی غیر مسلح ، دال وستون ، دال و ستون به اصافه میانفاب آجری غیر مسلح ، دال و ستون به اضافه دیوار برشی)

۳-تیغه بندی داخلی شامل دیوارهای آجری،سفالی، بلوکهای سیپورکس،بلوکهای بتنی،پارتیشن سیک

۴-پی ها یا فونداسیونها شامل (منفرد،نواری، کسترده و عمیق) نوع دیافراگم وسقف شامل (تیرچه بلوک ، دال بتنی،دال و تیرچه بتنی، طاق ضربی، مرکب، مهاربندی افقی فولادی ، کف بتنی با پوشش بتنی سازه ای، کف فلزی با پوشش بتن غیر ساز ه ای ،کف فلزی بدون پوشش)

۵-دیوارها شامل (آجرفشاری،آجرسفالی،بلوک سیمانی،قطعات پیش ساخته ، ساندویج پانل)

۱۵-ملاحظات مربوط به مصالح بنایی شامل ملات مصرفی دیوارها و میانقابها (ماسه سیمان ، ماسه آهک ،خاک و گل،گل آهک،باتارد)،کیفیت ملات مصرفی،کیفیت اجرای دیوارها (ارزیابی خطر واژگونی،اتصال پانلهای پیش ساخته به یکدیگر به کمک بستهای مناسب، ضخامت متوسط میانقابها)، وجود ترک در دیوار ومیانقاب، مهار دیوارخارجی درسقف، دیوارهای میانقاب در امتدادیکدیگر،توزیع بازشوها در دیوارهای میانقاب از نظر نظم در پلان ، دیوارهای غیرسازه ای داخلی دارای مهار کافی عمودی،دیوارهای غیر سازه ای مصالح بنایی که ارتفاعشان کمتر از ارتفاع طبقه است به کمک کلافهای افقی به سازه یا کلافهای قائم متصل شوند،پشت بندهای دیوار غیر سازه ای دارای ابعاد مناسب،وجود اتصال کافی بین تیغه ها و دیوارهای سازهای باکلافها و ستونها ، توجه به نسبت ضخامت به ارتفاع دیوارها،رعایت ضوابط بازشوها،توجه به نیاز یا عدم نیاز کلافهای قائم و افقی ، توجه به

اعضای غیر سازه ای وارزیابی خطر ناشی ازنما،تأسیسات،آویزها و نحوه اتصال آنها به سازه وملاحظات ایمنی از نظرنحوه دسترسی ساختمان به مراکز امدادرسانی و سیستم مقابله آتش

مربوط به فصل مقاوم سازی به کمک کامپوزیتها ی الیافی FRP

برخی از مزایای استفاده از FRP در مقاوم سازی ساختمانهای بنایي

۱- سبک بودن و پالا بودن مقاومت نسبت به وزن

۲-مدول الاستیسیته بالا

۳-مقاومت بالا در کشش و برش

۴-مقاومت در برابر رطوبت و خوردگی

۵-انعطاف پذیری بالا

۶-دوام و پایداری بالا

۷-هزینه نصب و زمان کم

۸-بهبود انسجام سازه در زمان وقوع زلزله

۹-به کار گیری FRP نیاز به خراب کردن و دوباره ساختن آن ندارد

۱۰-مقاوم سازی کل دیوارها ، با ترمیم درصد کمی ازدیوارها می تواند انجام شود

۱۱-وزن کمی داشته باشد و فضای کمی رانیز اشغال کند و. . .

نقاط ضعف

۱-آسیب پذیربودن رزین موجود در FRP در برابر نور فرا بنفش (با رنگ زدن حل می شود)

۲-فروپاشی الیاف FRP در برابر گرمای زیاد

(الیاف مقاوم در برابر گرمای FRP نیز موجود می باشدکه البته نسبت به نمونه معمولی قیمت بیشتری دارند)

برخی از اثرات بکار گیری FRP در عملکرد سازه

۱-بهبود رفتار و افزایش ظرفیت تحمل نیرو و مقاومت درون صفحه ای عضو

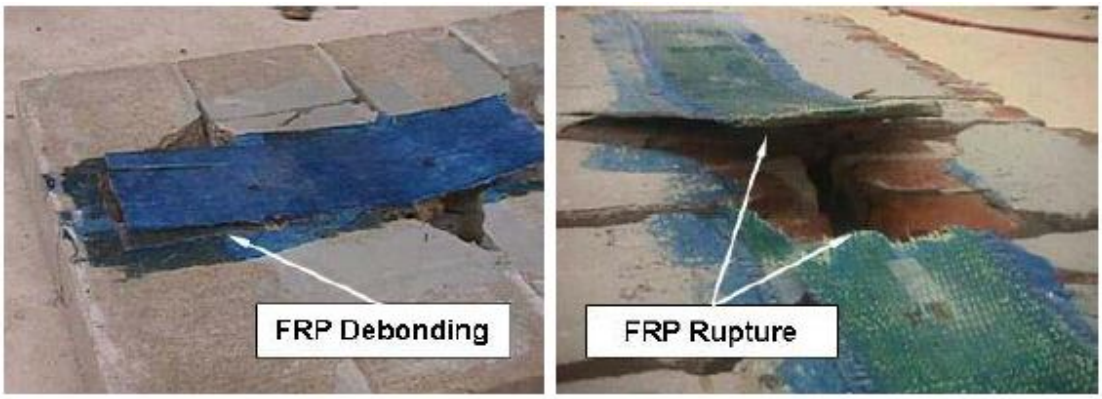
۲-مصالح مقاوم سازی نشده در اثر تنشهای محدودی به صورت ناگهانی گسیخته شده و به نقطه پیک تحمل می رسند،FRP مقاومت کششی را تاحد بسیار زیادی بهبود بخشیده و مانع از گسیختگی تاگهانی می شود

۳-لایه های FRP سبب می شوند گسیختگی به صورت تدریجی و مدت دار بوده و شازه حتی بعد از گسیختگی انسجام خود را حفظ کرده باشد

۴-افزایش ظرفیت اتلاف انرژی

۵-مقاوم سازی مصالح ، فرکانس اصلی و سختی اولیه مواد راتغییر نمی دهد

۶-تقویت مقاومت برشی درزهای ملات و . . .



(a) FRP Debonding (b) FRP Rupture

(c) Flexural-Shear Modes of Failure (d) Sliding Shear

شکل ۱۲- درزگیری سطح ترک با رزین اپوکسی ویژه

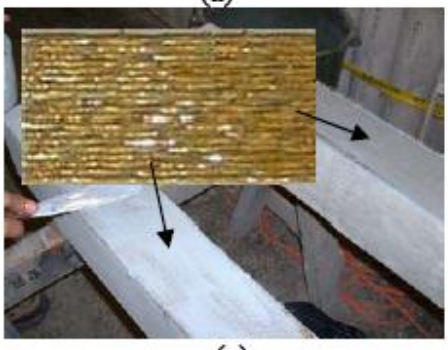
شکل ۱۱- نصب روزنه های سطحی تزریق

شکل ١٤- تزریق ترک

شکل ١٣- پمپ ویژه تزریق ترک

(a)

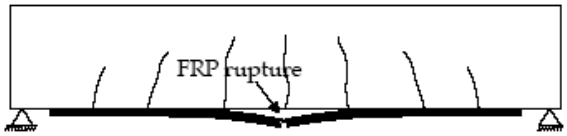
(b)



(c)

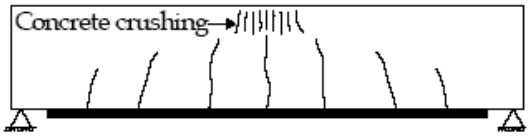
(d)

Typical application procedure of SRP: (a) sandblasted concrete surface; (b) resin applied; (c) Hardwire® impregnated; (d) additional resin applied



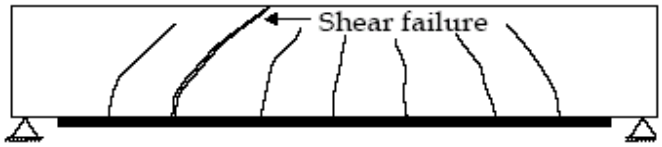
FRP rupture

گسیختگی در اثر پارگی FRP



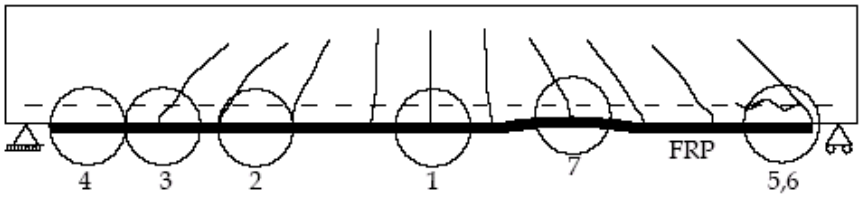
Concrete crushing

گسیختگی در اثر خرد شدگی بتن



Shear failure

گسیختگی برشی



Possible debonding mechanisms of a FRP-strengthened beam partial from

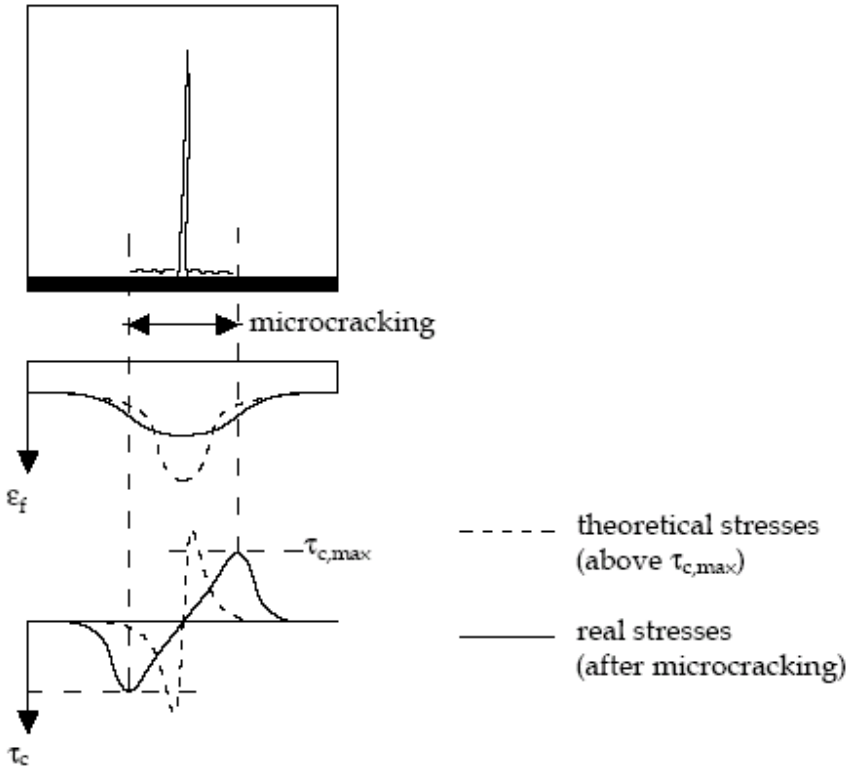
The debonding mechanisms that can be distinguished in literature are;

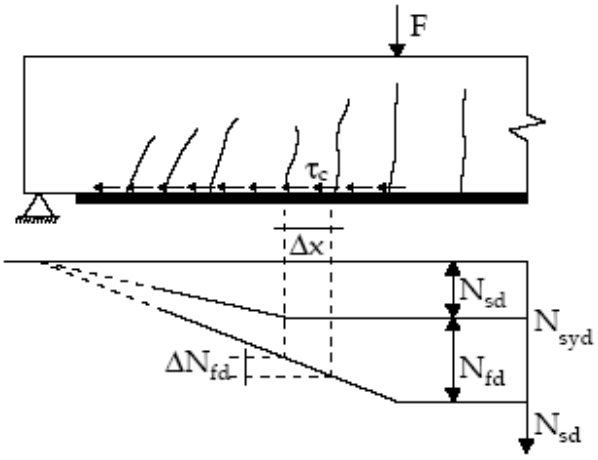
1. Debonding at flexural cracks
2. Debonding due to high shear stresses
3. Debonding at shear cracks
4. Debonding at the end anchorage
5. Plate-end shear failure
6. Concrete cover rip-off
7. Debonding due to the unevenness of the concrete surface

۱-عدم چسیندگی دراثر ترکهای خمشی ۲- عدم چسبندگی بخاطر تنشهای برشی بالا

۳-عدم چسبندگی در ترکهای برشی ٤-عدم چسبندگی در انتهای گیردار

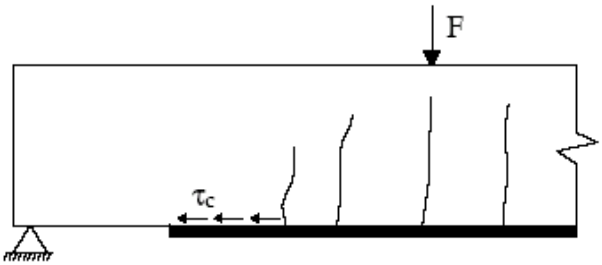
٥-شکست برشی انتهای ورق ٦- پارگی پوشش بتنی ۷-عدم چسبندگی بخاطر ناهمواری سطح بتن



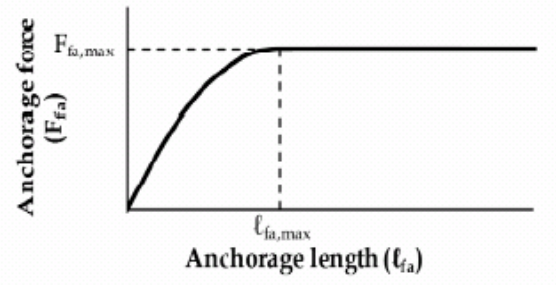


Debonding due to high shear stresses

عدم چسبندگی در اثر تنش های برشی بالا

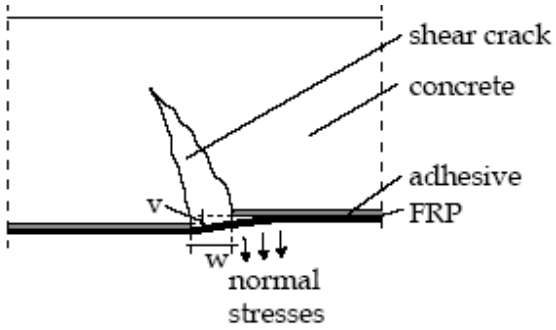


Debonding at the end anchorage



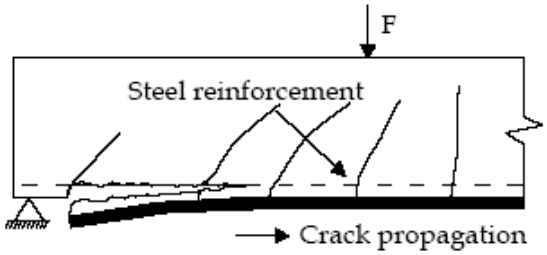
Relation between the anchorage length and maximum anchorage force [fib, 2001]

عدم چسبندگی در انتهای گیردار شده



Debonding at shear cracks [Matthys, 2000]

عدم چسبندگی در اثر ترکهای برشی



Concrete cover rip-off

پاره شدن پوشش بتنی

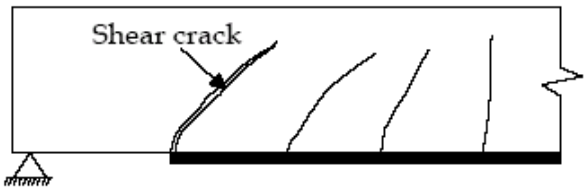
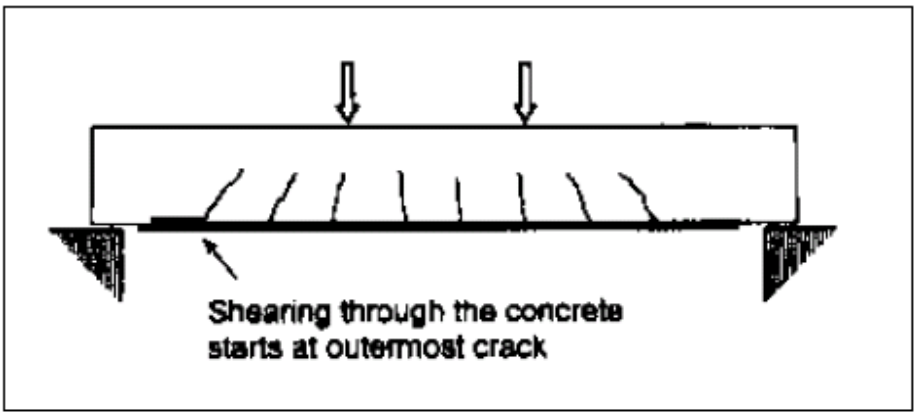


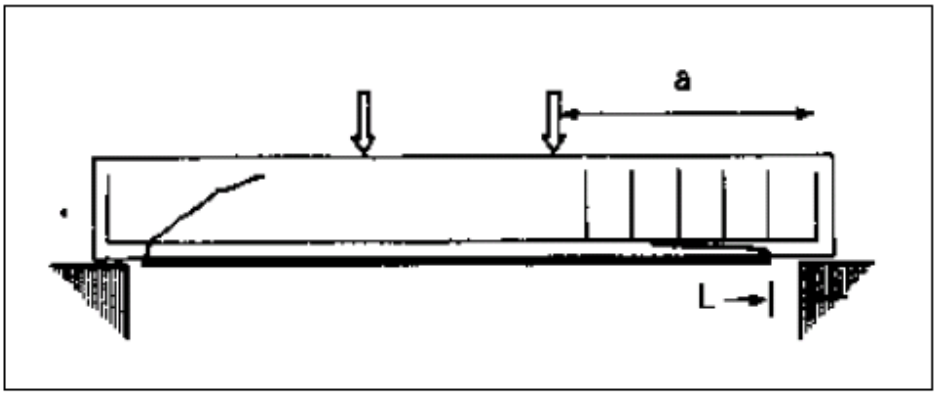
Plate-end shear failure

شکست برشی در انتهای ورقه



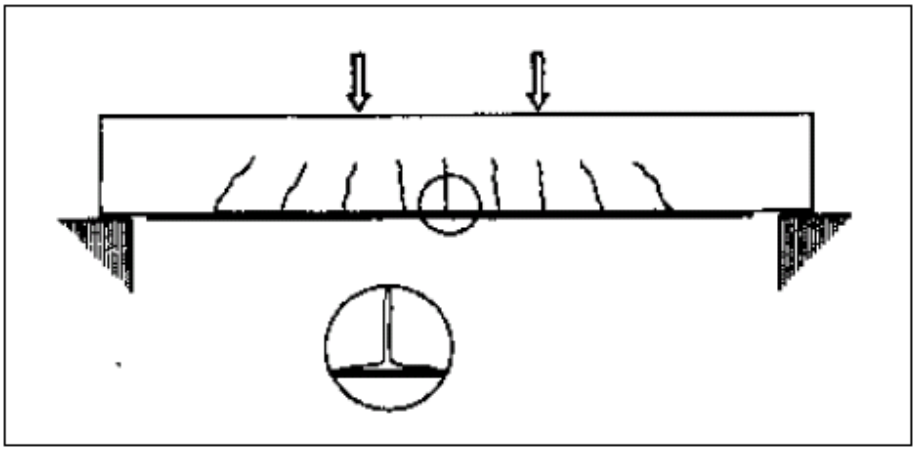
FRP peeling-off at outermost crack in the anchorage zone

کنده شدن FRP در اثر گسترش ترک در ناحیه گیردارشده



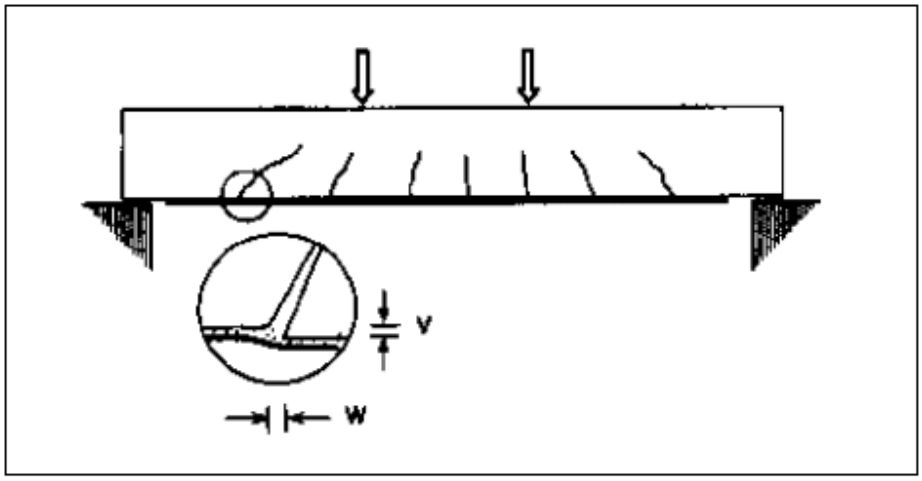
FRP plate-end shear failure

گسیختگی برشی انتهای تیر با FRP



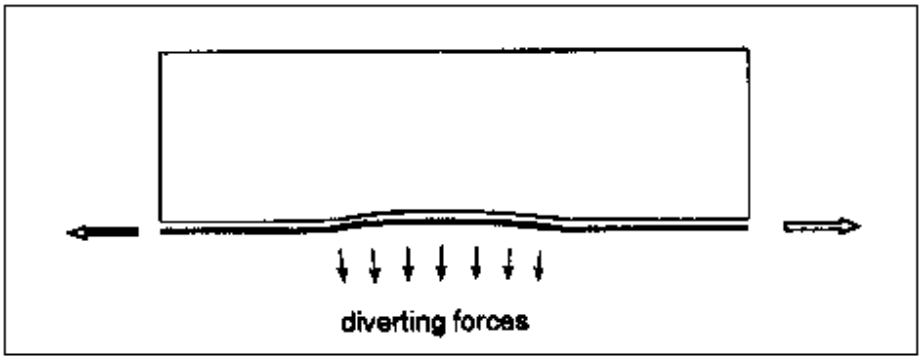
FRP peeling-off at flexural cracks

گسیختگی خمشی در اثر جدا شدن FRP



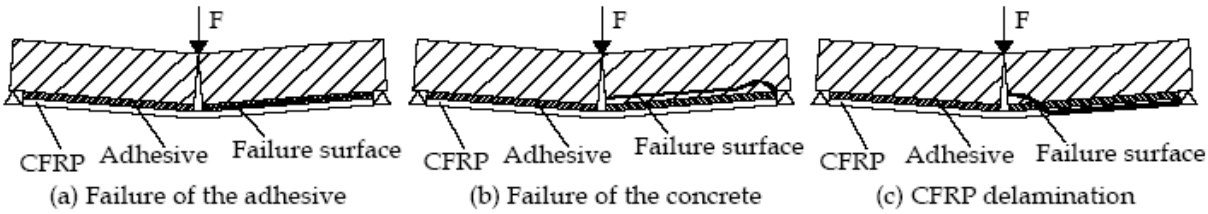
FRP peeling-off at shear cracks

ترک برشی با کنده شدن FRP



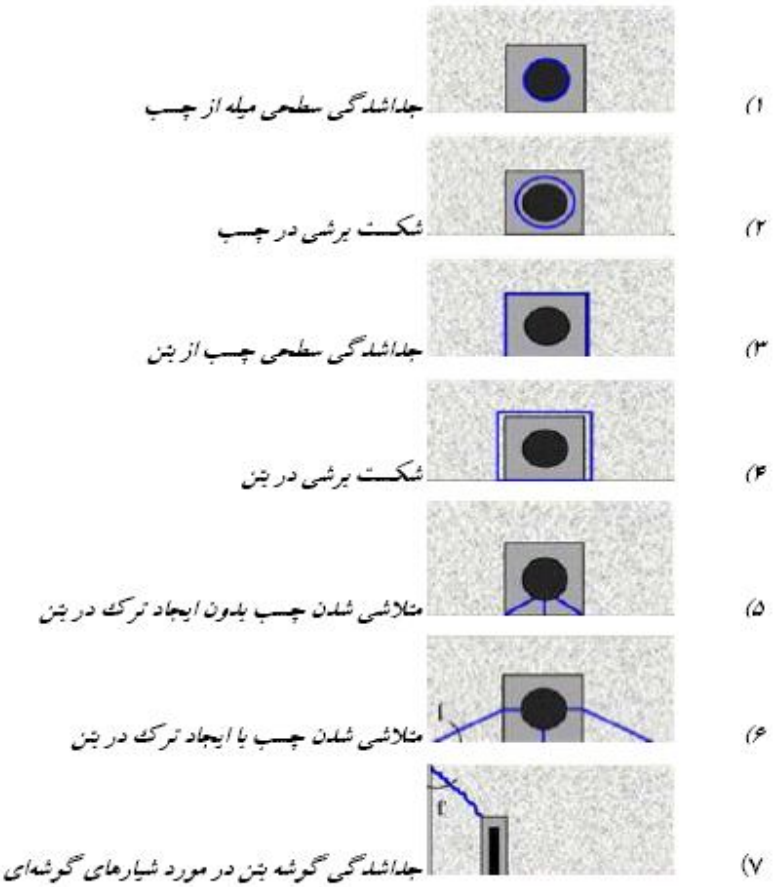
FRP peeling-off due to unevenness of concrete surface

ناهمواری سطح بتن در اثر جدایش FRP

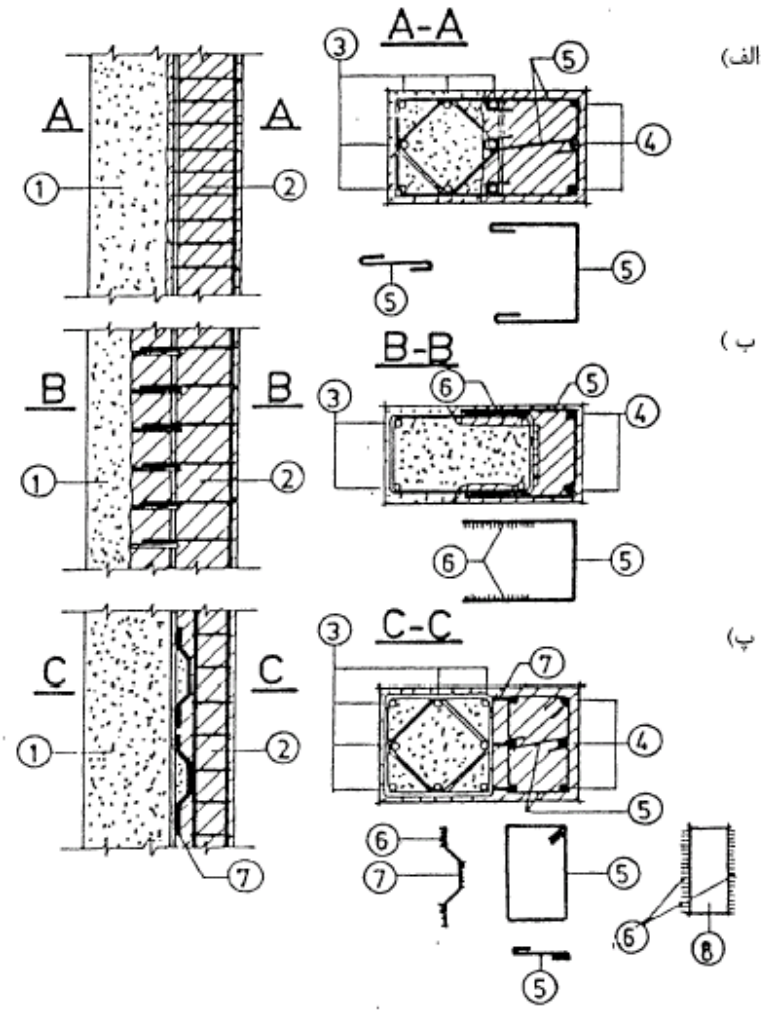


Failure of the three point bending tests at different temperatures [Di Tommaso et al., 2001]

شکست درچسب ، بتن و طبله کردن (عدم لمینیت و لایه باقی ماندن) ورقه FRP



حالات محتمل شکست چسبندگی در سیستم‌های NSM



1 - existing column; 2 - jacket; 3 - existing reinforcement;
4 - added longitudinal reinforcement; 5 - added ties;
6 - welding; 7 - bent bars

(b) internal column in a building

(c) external column

(a) repair of cracked floor

(b) repair of slabs

Overall view of the completed retrofit (1996) showing the lattice pattern with no cracks

حالت کلی روش مقاوم سازی کلی با الگوی شبکه FRP بدون ترک

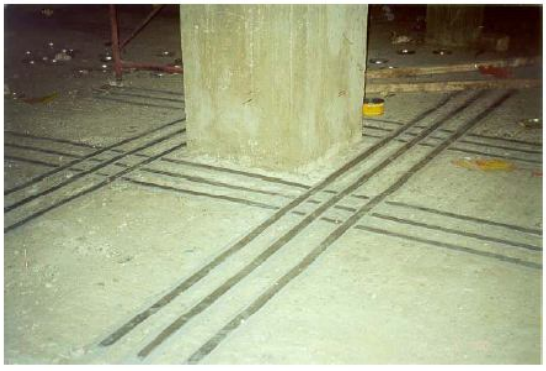
Overall view of the alternate retrofit strategy using stiffened steel plates.

حالت کلی روش مقاوم سازی جایگزین با ورقه های فولادی تقویت شده

(a)

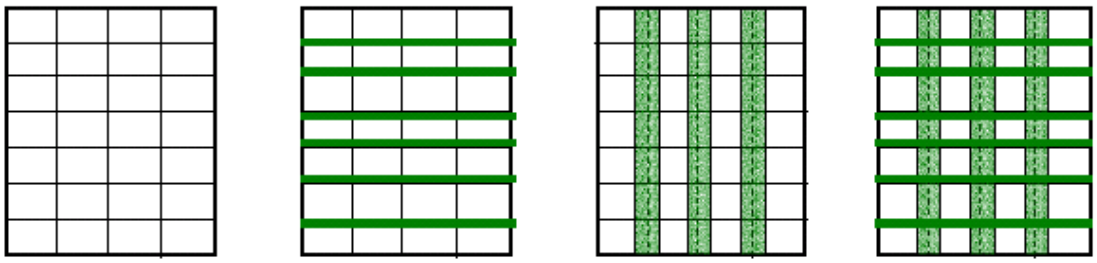
(b)

تقویت سازه با FRP



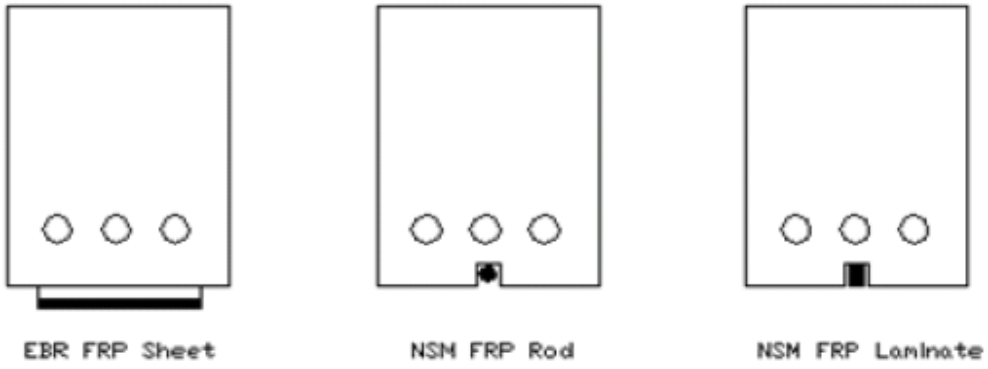
CFRP strips attached to the top surface of concrete

Mechanical Anchorage of CFRP plates



Un-reinforced | Retrofit A Horizontal FRP Rods | Retrofit B Vertical FRP Sheets | Retrofit C Vertical FRP Sheets & Horizontal FRP Rods

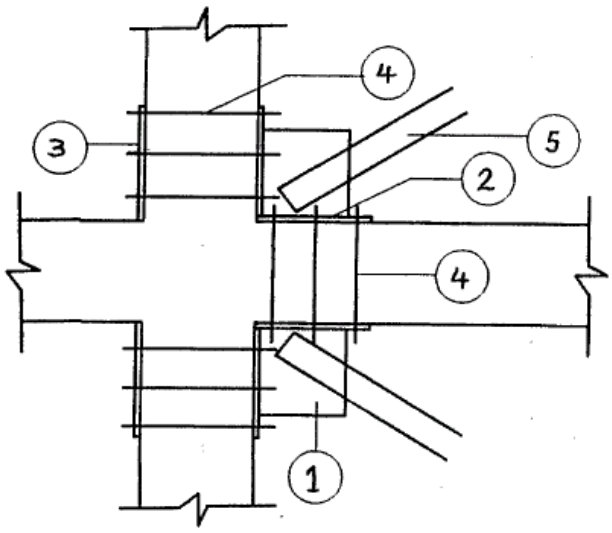
Retrofitting Schemes

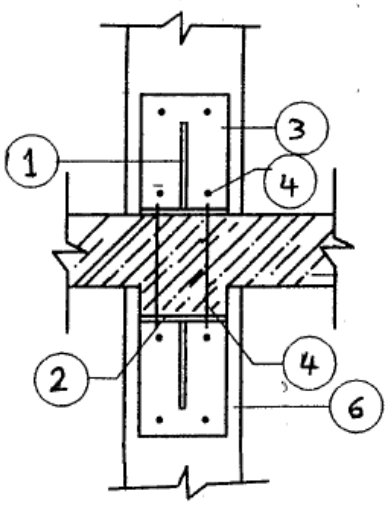


مقایسه‌ی شماتیک روش‌های EBR و NSM

Spraying Resin to Wet out the Surface

Spraying Fiber on the Wet Surface





۱ ـ پلیت اتصال

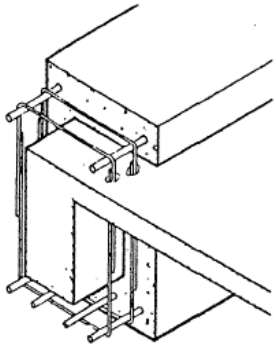
۲ ـ ورق فولادی دوخته شده به تیر

۳ ـ ورق فولادی دوخته شده به ستون

۴ ـ گل میخ

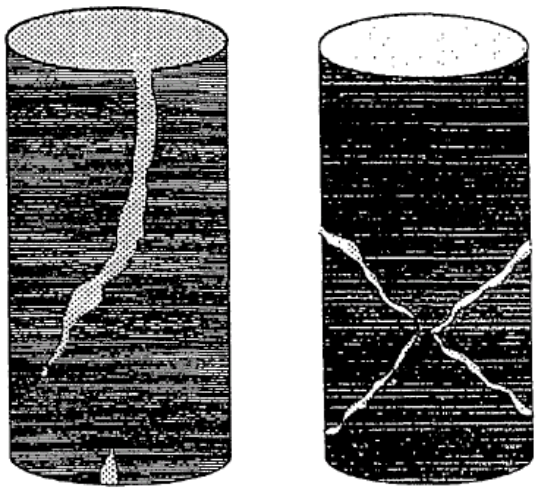
۵ ـ عضو بادبندی اضافه شده

٦ ـ سازهٔ موجود



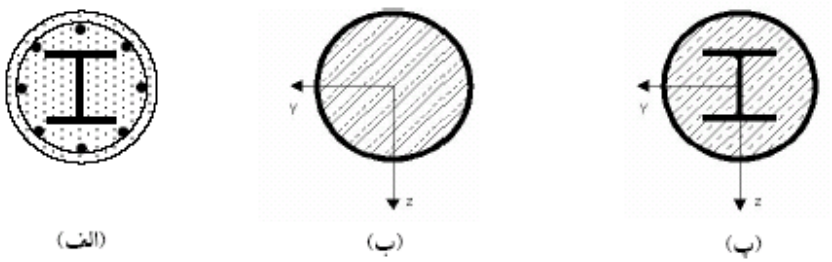
جاکت چهارطرفه در تیر

Ferrocement jacketing



تیوب شیشه تیوب کربن

مود شکست تیوب کربن و شیشه

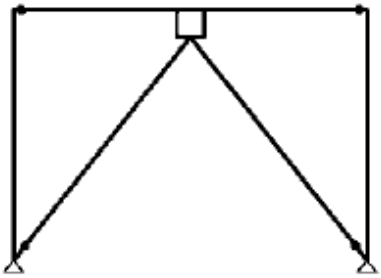


(الف) (ب) (پ)

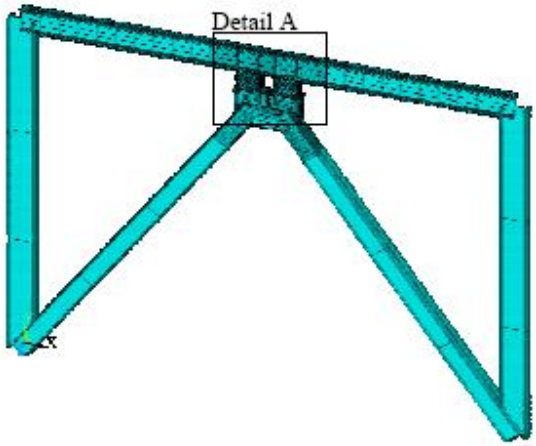
(الف) مقطع SRC؛ (ب) مقطع CFT؛ (پ) مقطع SR-CFT

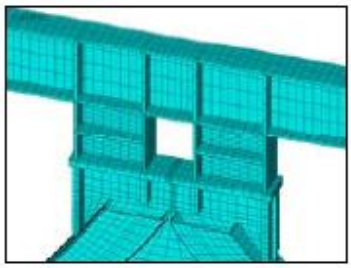
ستون فولادی پر شده با بتن CFT

استفاده از سیستم بادبند



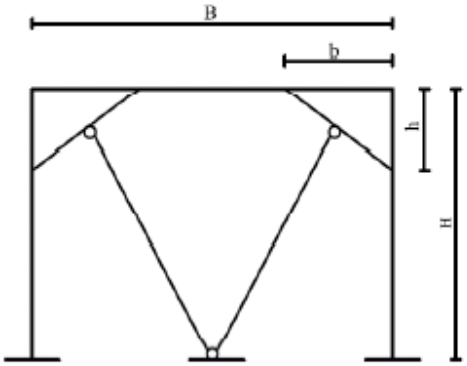
قاب مهاربندی واگرا بادو پیوند قائم(DV-EBF)



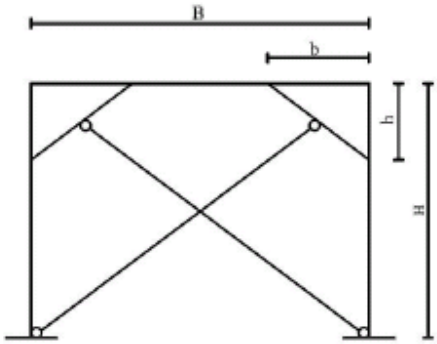


Detail A

نمایش مدل اجزای محدود نمو نه ها -

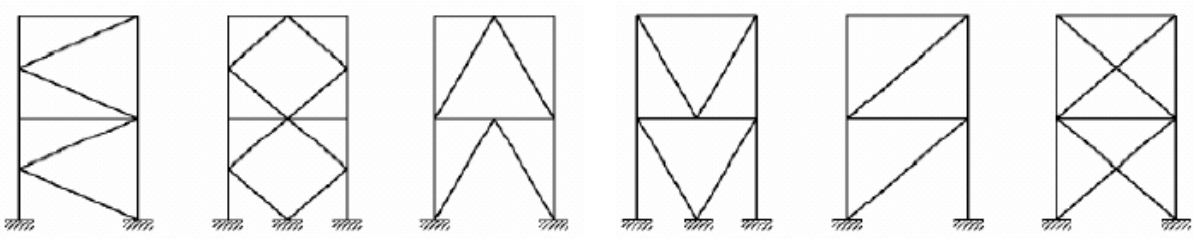


(a) Chevron Knee Bracing system

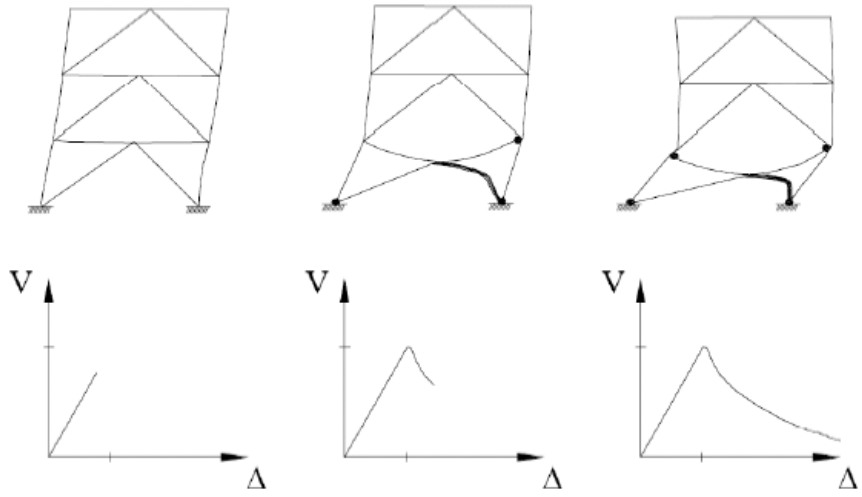


(b) Ordinary Knee Bracing system

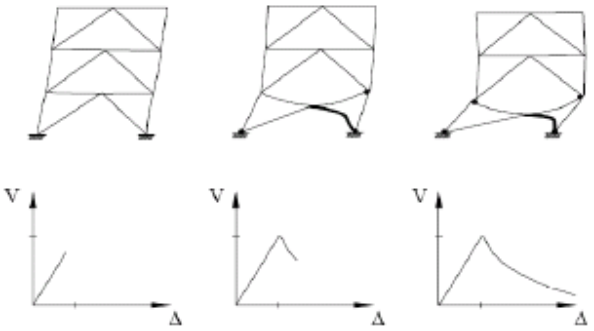
Situation of knee element in knee brace



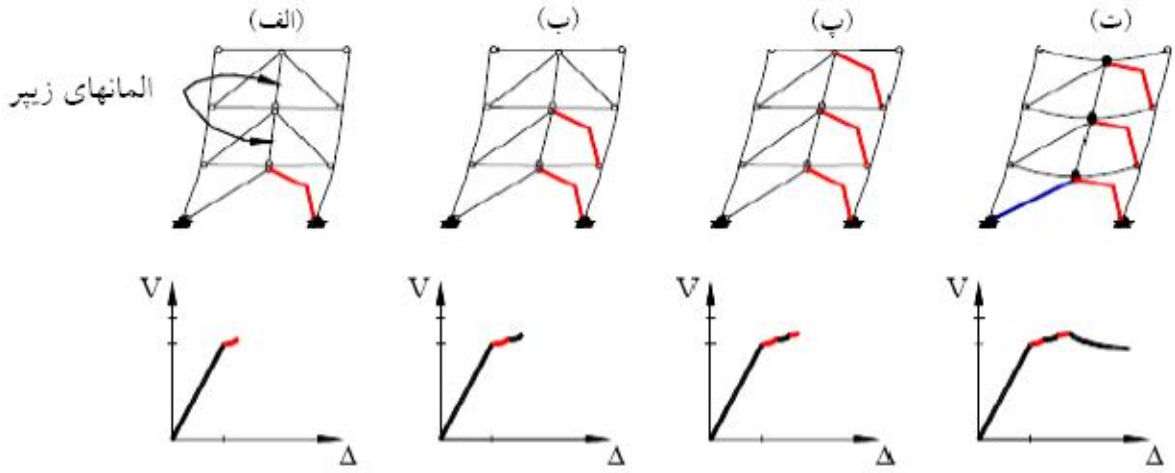
انواع مهاربندی های هم مرکز (CBF)



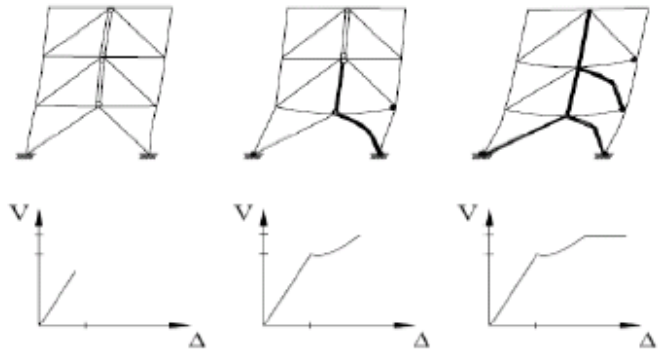
ایجاد نیروی نامتعادل در اثر کمانش مهاربند فشاری ، مکانیسم مهاربند V معکوس و منحنی نیرو-تغییر مکان متناظر



مکانیسم خرابی قابهای مهاربندی شده شورون معمولی و نمودار بار جانبی- تغییرمکان آن

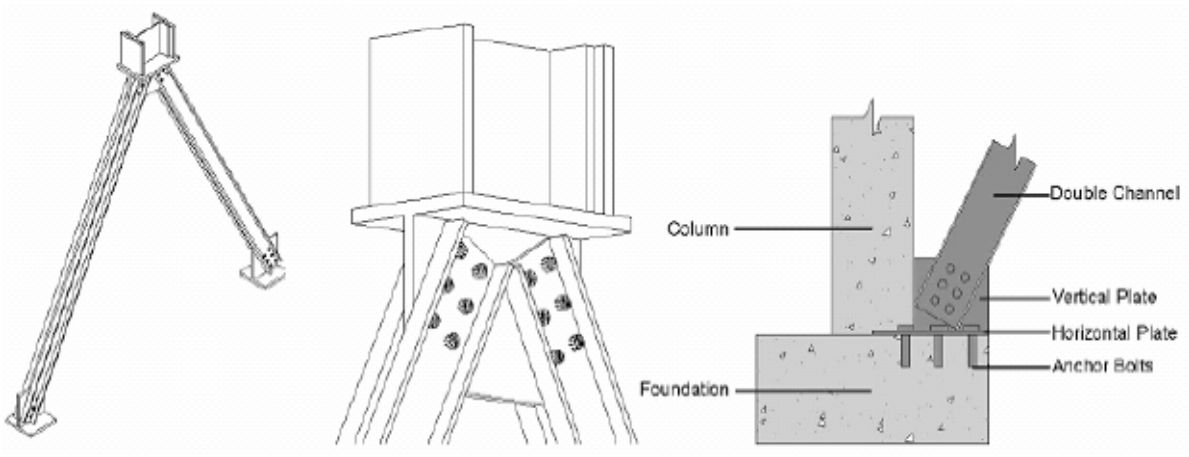


مکانیسم خرابی در قابهای مهاربندی شده زیپر معمولی

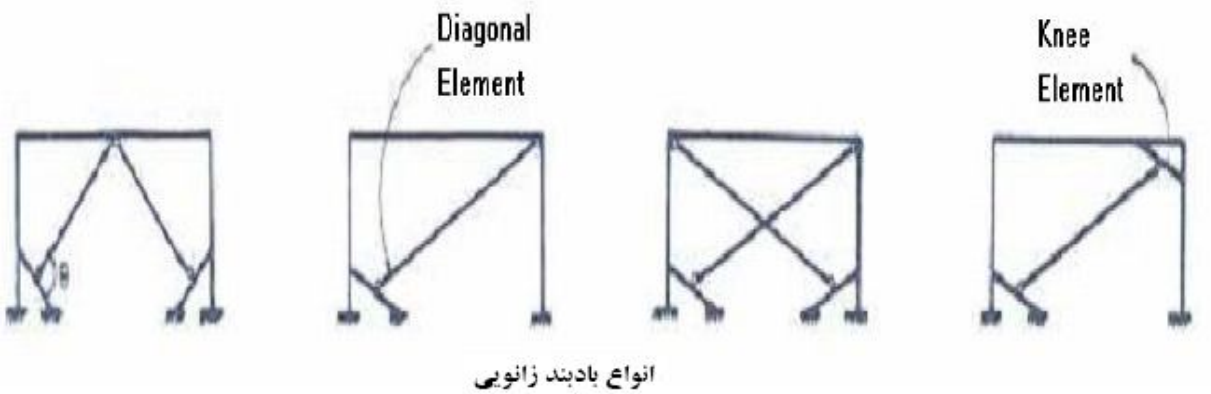


مکانیسم خرابی در قابهای مهاربندی شده زیپر معلّق

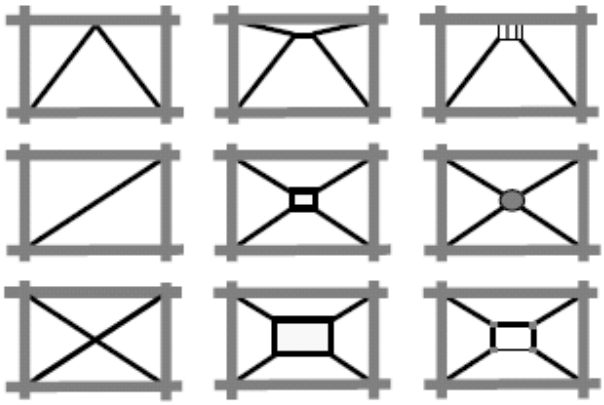
۱-افزایش اندک شکل پذیری و ضریب رفتار
۱- رفتار یکنواخت تر در تغییر مکان نسبی



- بادبند Y معکوس

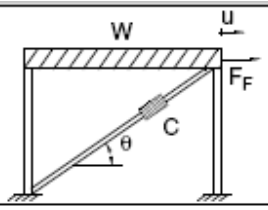
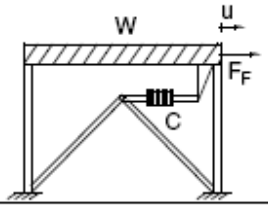
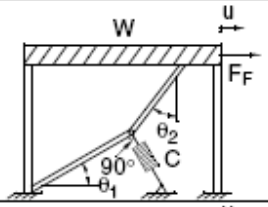
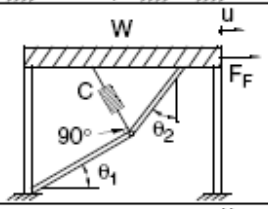
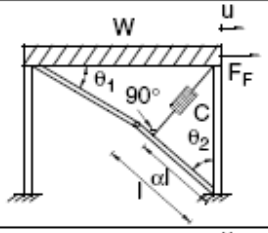
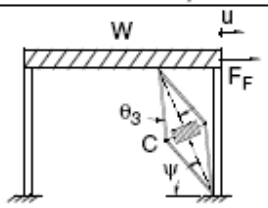


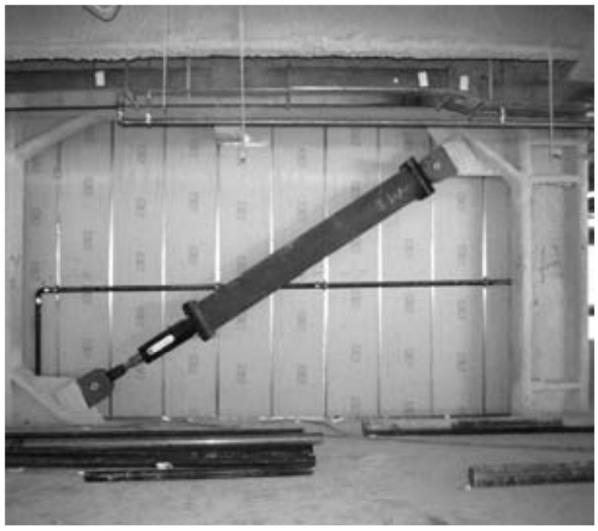
انواع بادبند زانویی

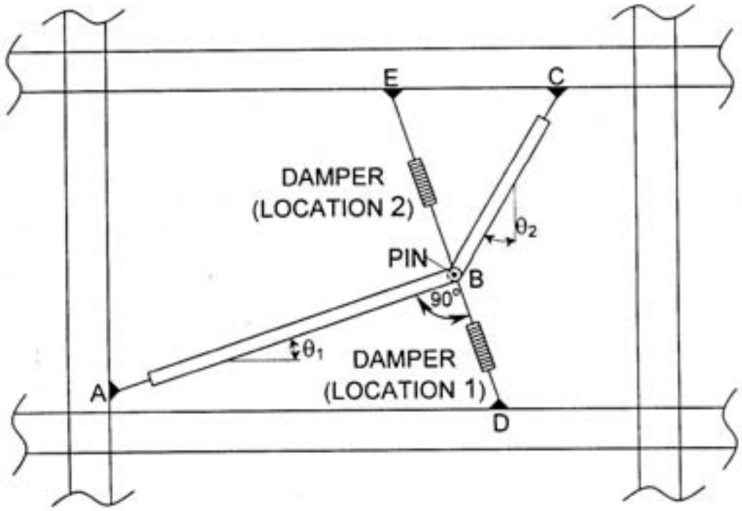


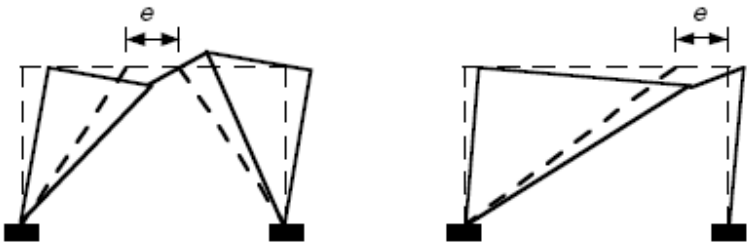
(a) (b) (c)

Forms of Special Anti-seismic Steel Elements ($SASE_S$)

Diagonal		$f = \cos\theta$	$\theta = 37°$ $f = 0.799$ $\beta = 0.032$
Chevron		$f = 1.00$	$f = 1.00$ $\beta = 0.05$
Lower Toggle		$f = \frac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$	$\theta_1 = 31.9°, \theta_2 = 43.2°$ $f = 2.662$ $\beta = 0.344$
Upper Toggle		$f = \frac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin\theta_1$	$\theta_1 = 31.9°, \theta_2 = 43.2°$ $f = 3.191$ $\beta = 0.509$
Reverse Toggle		$f = \frac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos\theta_2$	$\theta_1 = 30°, \theta_2 = 49°, \alpha = 0.7$ $f = 2.521$ $\beta = 0.318$
Scissor-Jack		$f = \frac{\cos\psi}{\tan\theta_3}$	$\theta_3 = 9°, \Psi = 70°$ $f = 2.159$ $\beta = 0.233$

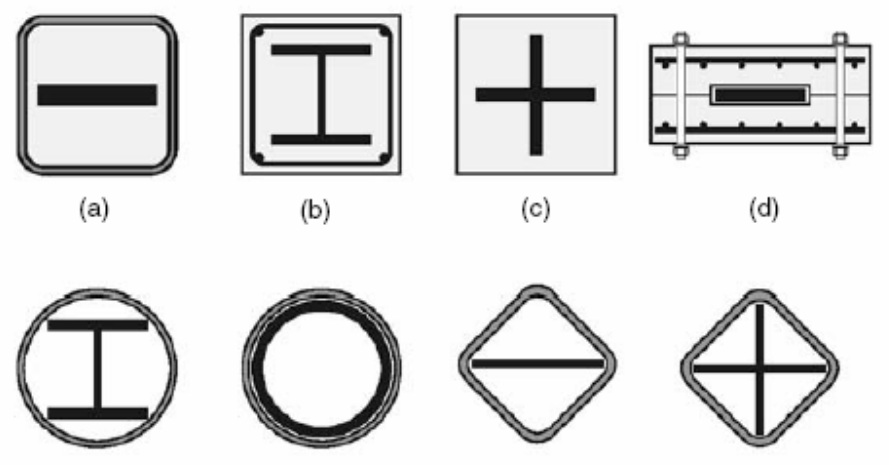



E
C
DAMPER
(LOCATION 2)
θ2
PIN
B
90°
θ1
DAMPER
(LOCATION 1)
A
D



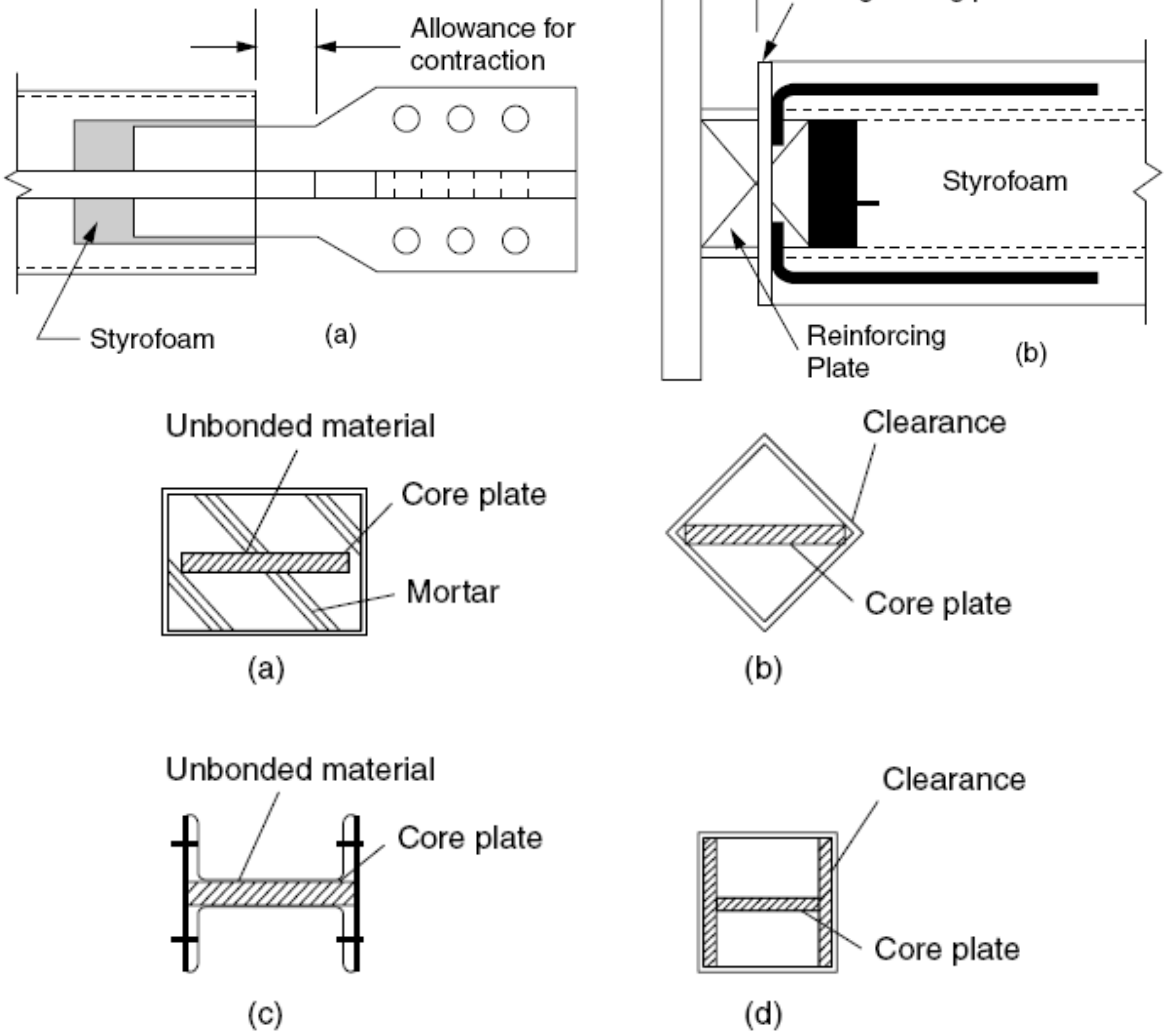
Yielding mechanism in eccentrically braced frames.

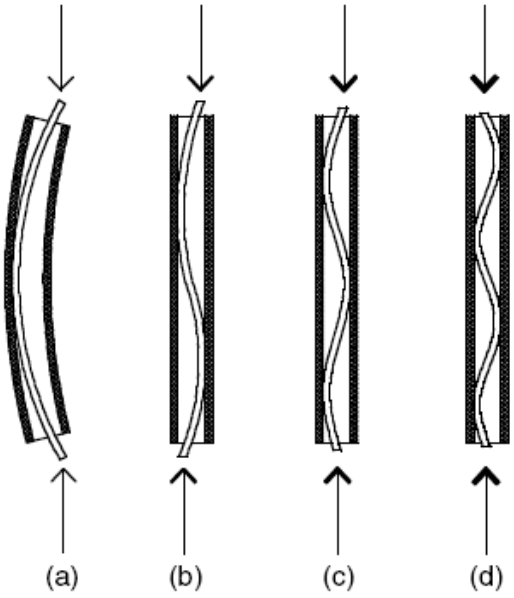
Typical link detail (courtesy of Structural Engineers, Inc.)



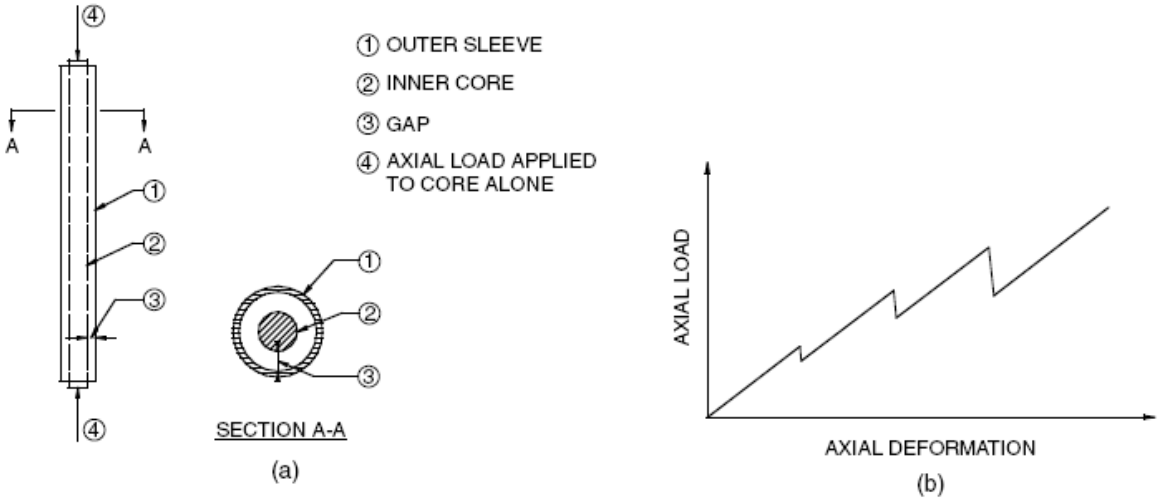
Cross sections of various buckling-restrained braces developed in Japan.

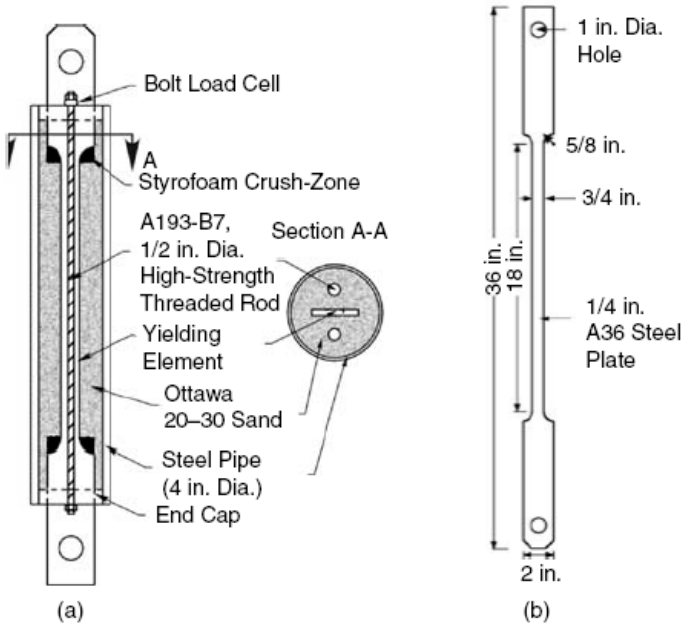
Buckling-restrained brace frames for new construction. (a) Elevation; (b) connection details (courtesy of SIE, Inc.)


Allowance for contraction
Styrofoam
(a)
Allowance for contraction
Strengthening plate
Styrofoam
Reinforcing Plate
(b)
Unbonded material
Core plate
Mortar
(a)
Clearance
Core plate
(b)
Unbonded material
Core plate
(c)
Clearance
Core plate
(d)

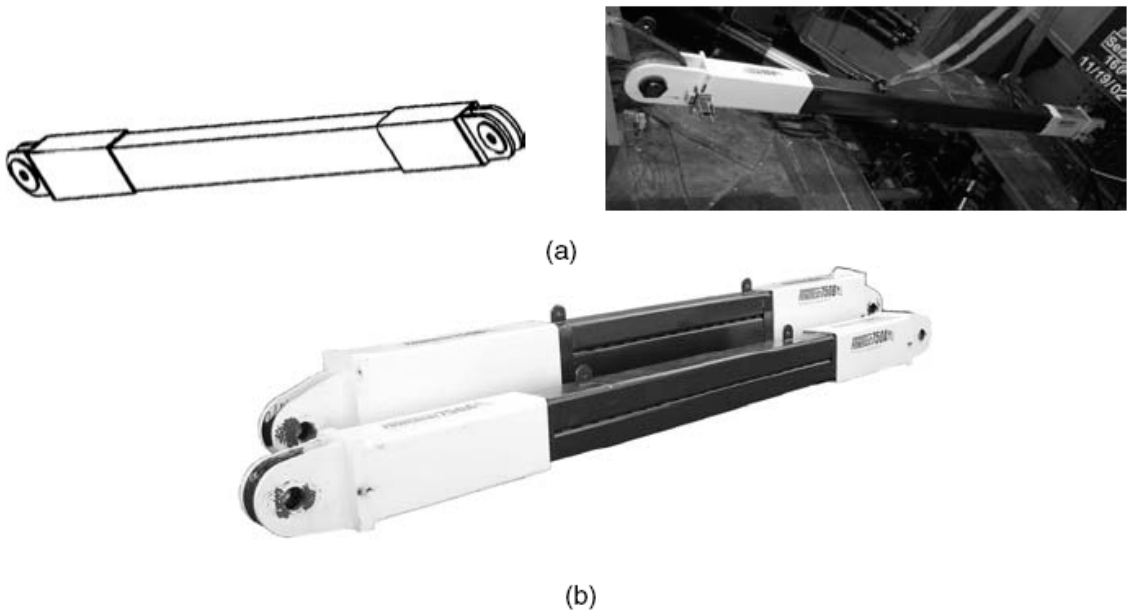


Concept of sleeved column (Sridhara, B.N. (1990). Sleeved column–as a basic compression member, *Proc. 4th International Conference on Steel Structures & Space Frames*, Singapore, pp. 181–188.).

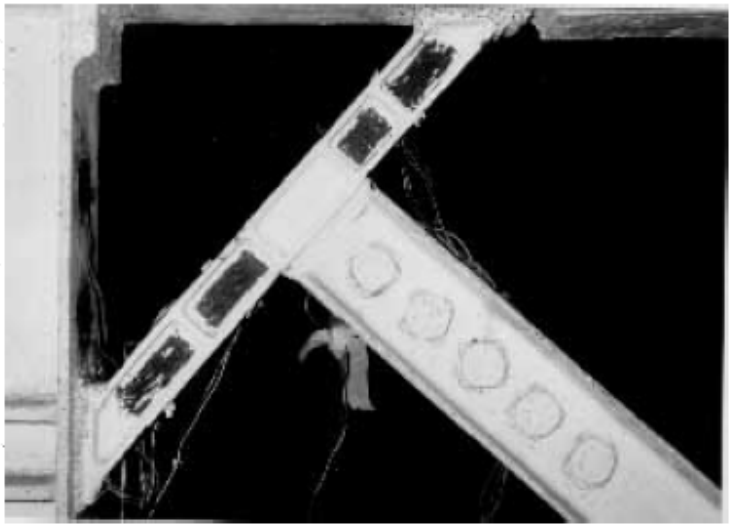


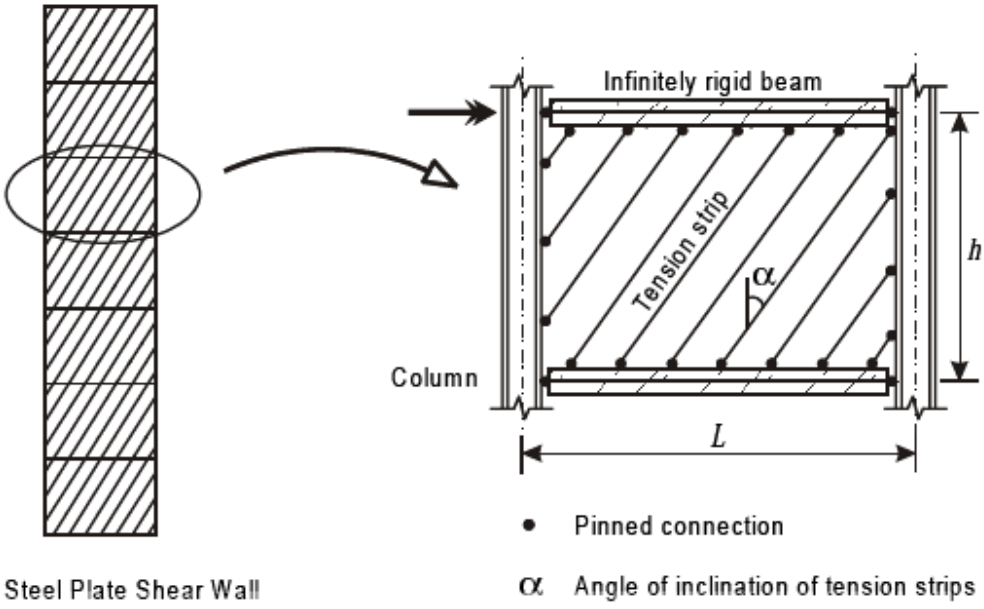


Composite confined hysteretic damper. (a) Test specimen; (b) steel core. (Higgins, C. and Newell, J. (2002). Development of two new hysteretic dampers, *Proc. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Engineering Research Institute, Oakland, CA.)

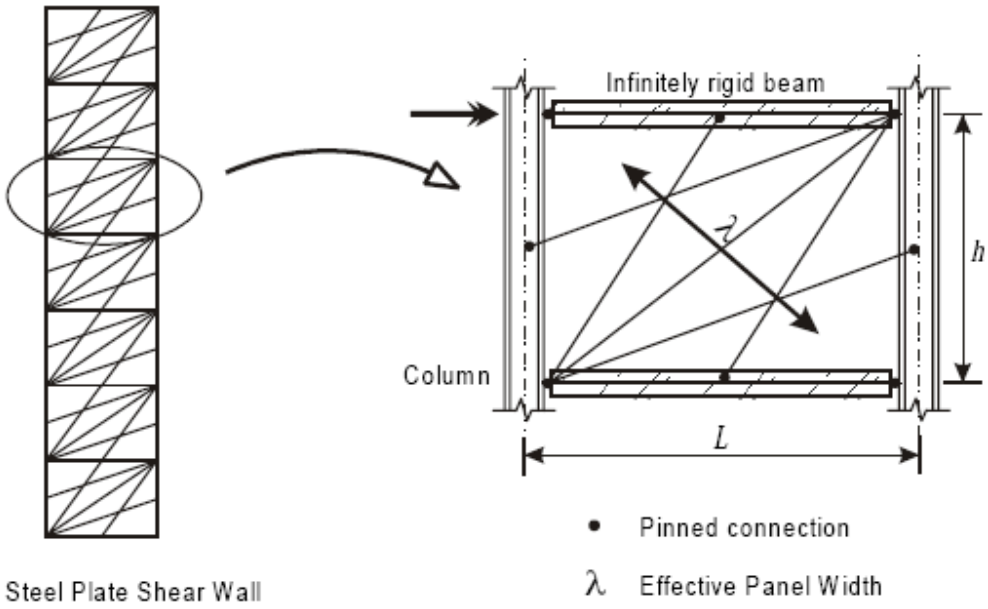


Star Seismic buckling-restrained brace . (a) Single-tube configuration; (b) multitube configuration. (Courtesy of Star Seismic, LLC.)

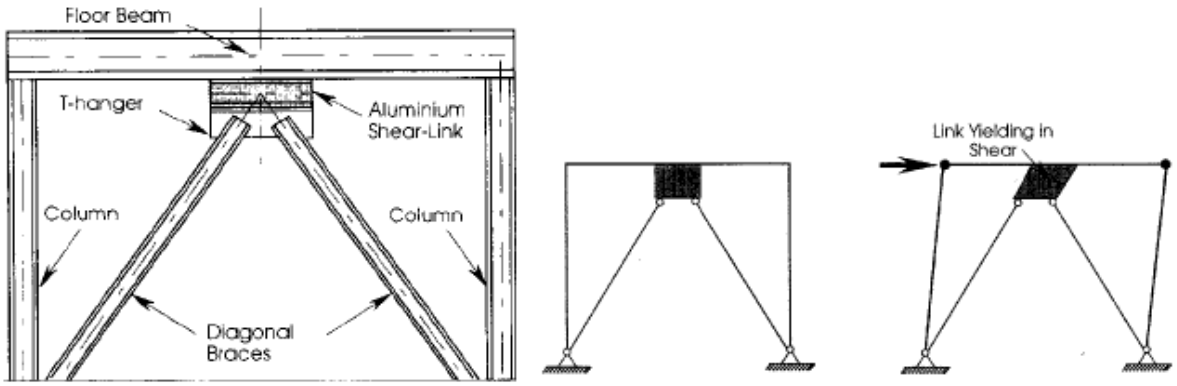




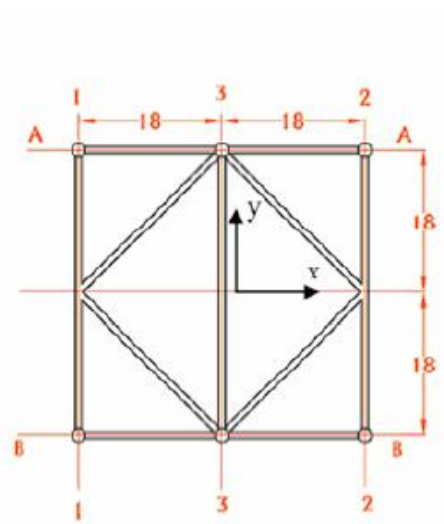
Parallel strip model representation of a typical steel plate shear wall panel



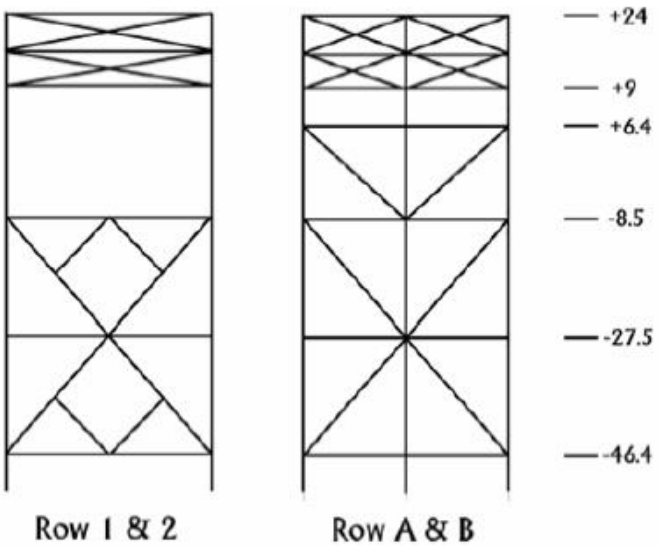
Proposed multi-angle strip model representation of a typical steel plate shear wall panel



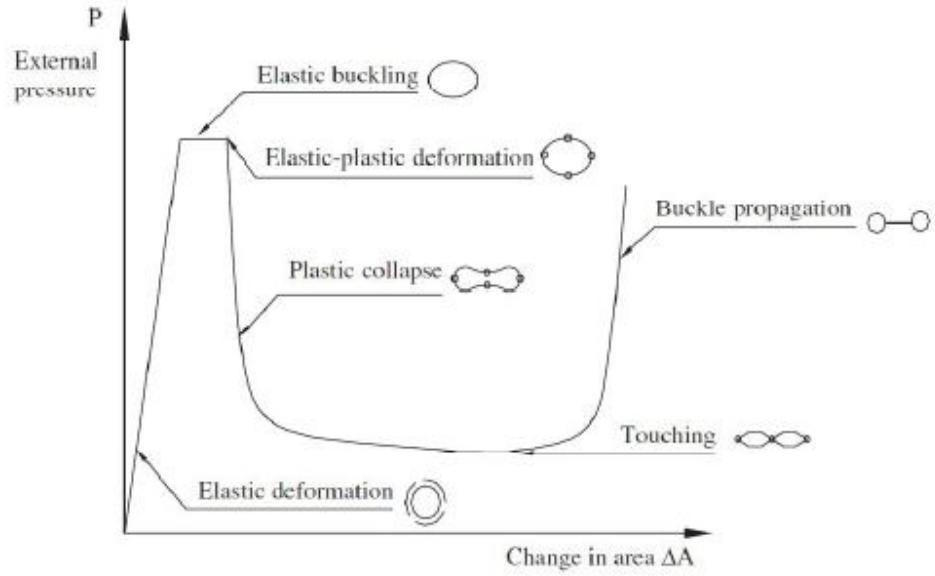
Schematic diagram and typical collapse mechanism of the SLBF system



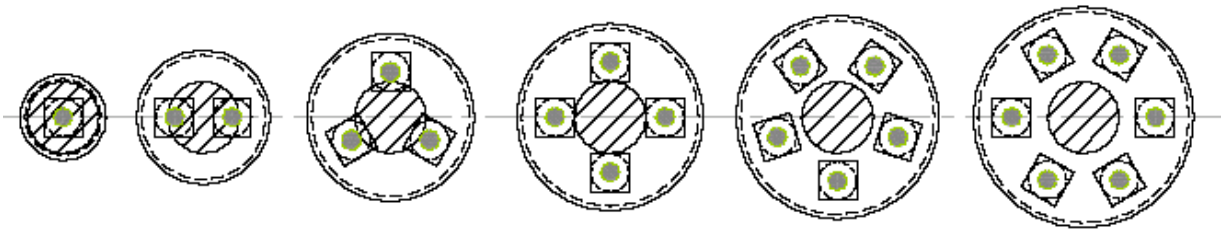
The jacket in plan



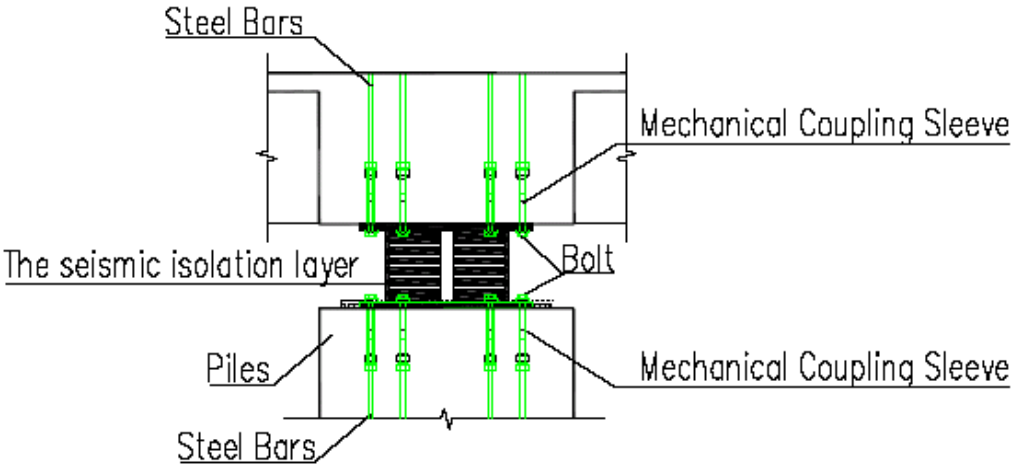
Elevation of offshore



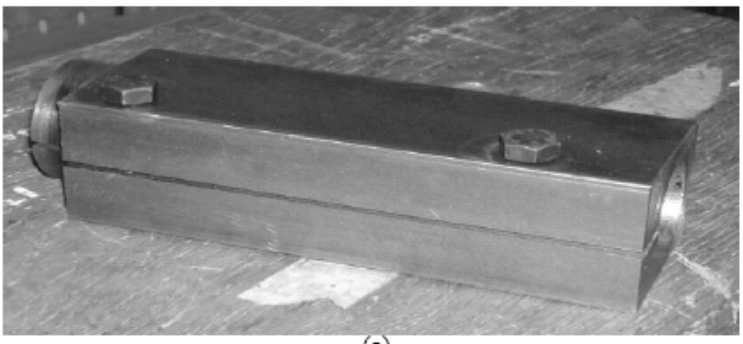
مکانیزم خرابی لوله بر اساس ایجاد مفصل های پلاستیک



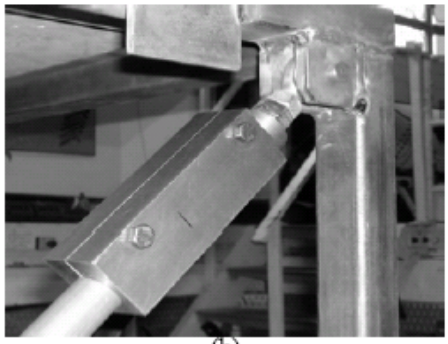
Arrangement of rubber bearings



Connection details of rubber bearings to reinforced concrete structure

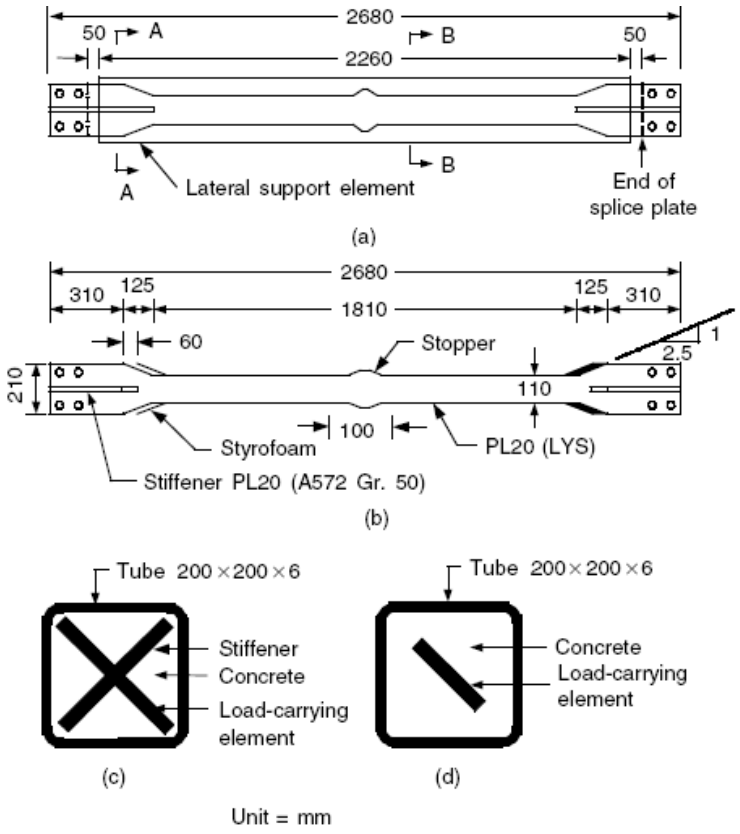


(a)

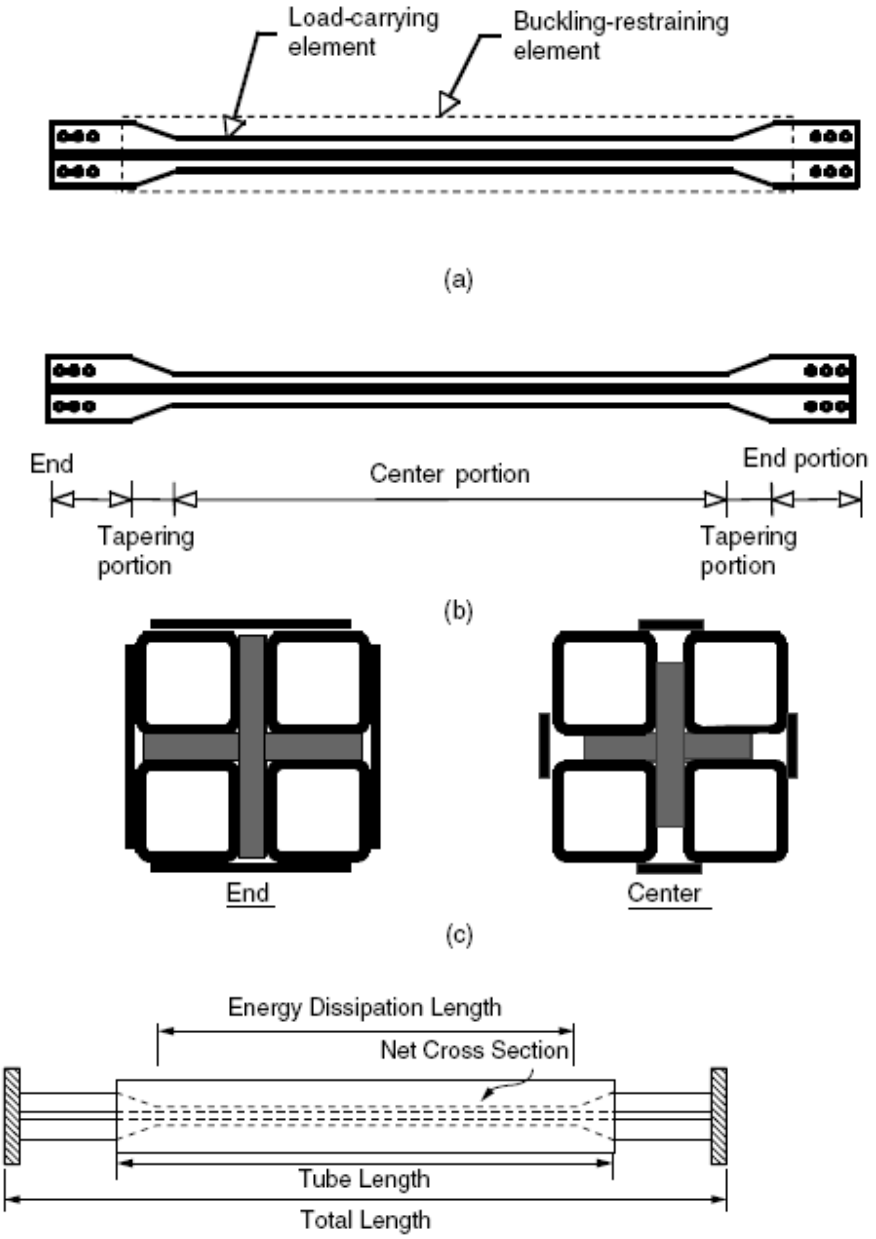


(b)

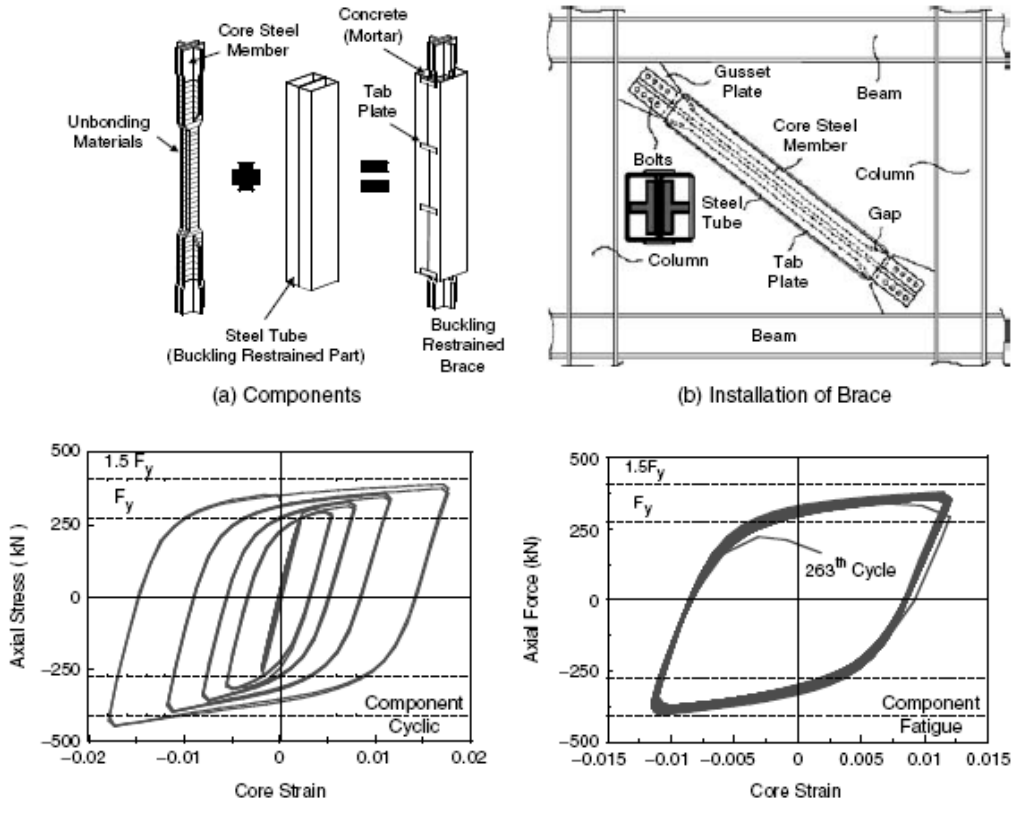
Friction dissipator



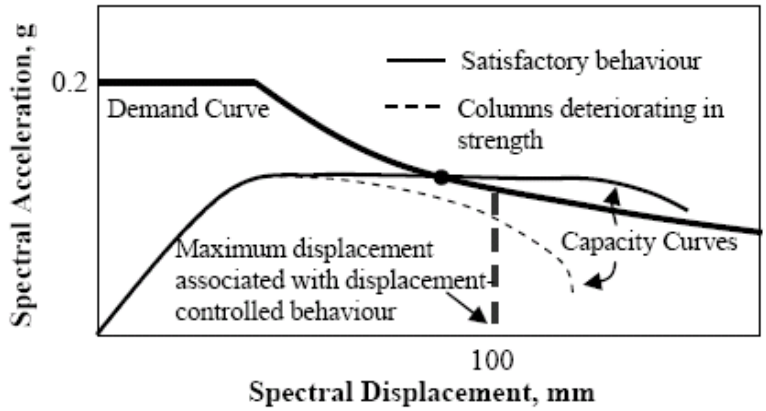
Details of buckling-inhibiting brace. (a) Overall view; (b) load-carrying element; (c) A–A section; (d) B–B section. (Chen, C.C., Chen, S.Y. and Liaw, J.J. (2001a). Application of low yield strength steel on controlled plastification ductile concentrically braced frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28, 823–836.)



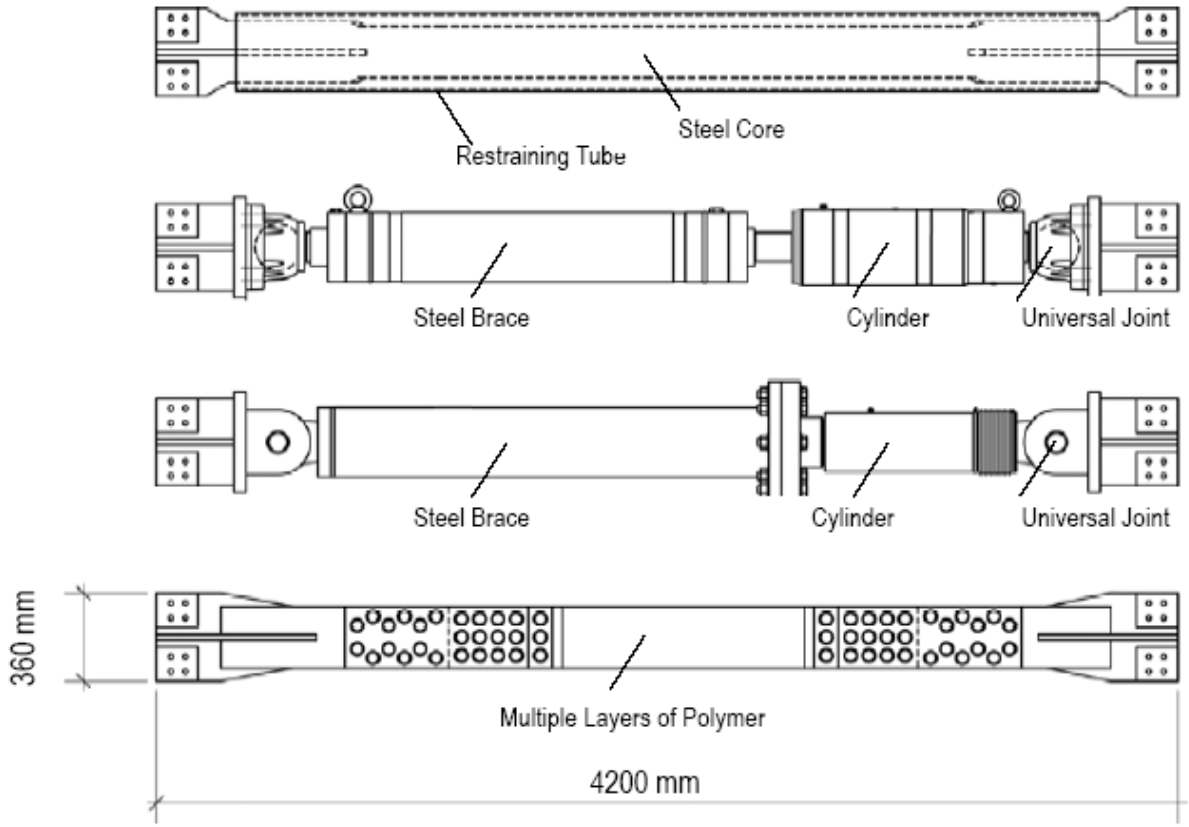
Geometry of buckling-restrained brace test specimens. (Tsai, K.C. and Lai, J.W. (2002). A study of buckling restrained seismic braced frame, *Structural Engineering*, 17(2), (in Chinese)



Double-tube buckling-restrained brace. (Tsai, K.C. and Lai, J.W. (2002). A study of buckling restrained seismic braced frame, *Structural Engineering*, 17(2), (in Chinese)



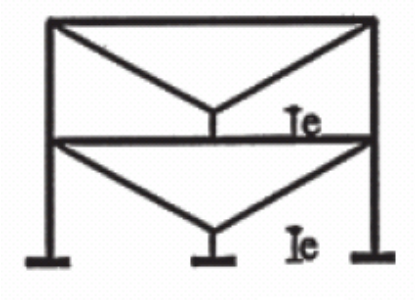
Schematic view of acceleration-displacement response spectrum diagram



Steel, Oil, Viscous, and Viscoelastic Dampers Tested (Three Sizes per Type)

Viscous	Oil	Viscoelastic	Steel	Friction
Shear/Flow Resist. Panel, Box, Cylinder	Flow Resist. Cylinder	Shear Resist. Brace, Panel, etc.	Axial/Shear Yielding Brace, Panel, etc.	Slip Resist. Brace, Panel
$F = C \cdot \dot{u}^{\alpha}$	$F = C_1 \cdot \dot{u}$ or $C_2 \cdot \dot{u}$	$F = K(\omega) \cdot u + C(\omega) \cdot \dot{u}$	$F = K \cdot f(u)$	$F = K \cdot f(u)$
F u	F u	F u	F u	F u

Five Types of Dampers Considered by JSSI Manual



بادبند برون‌محور

Full-scale Dampers Tested Prior to Building Experiments

روشهای تقویت دیوار

۱-افزایش مقاومت صفحه ای باپرکردن بازشوها

۲-استفاده از بتن پاشی

۳-استفاده از الیاف شیشه ای ،کربن وپلیمری

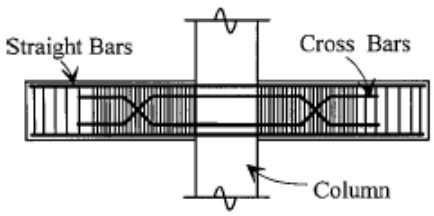
۴-استفاده از اعضای تقویتی و بادبندها

۵-استفاده از ملات دوغابی با ملات سیمانی در حفره های داخلی

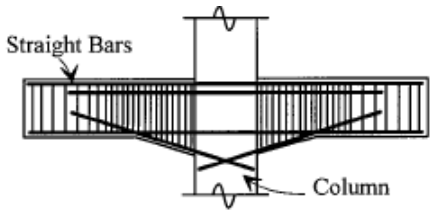
۶-استفاده از میلگردها

۷-مهار کردن جداکننده ها در مقابل نیروهای عمود بر صفحه

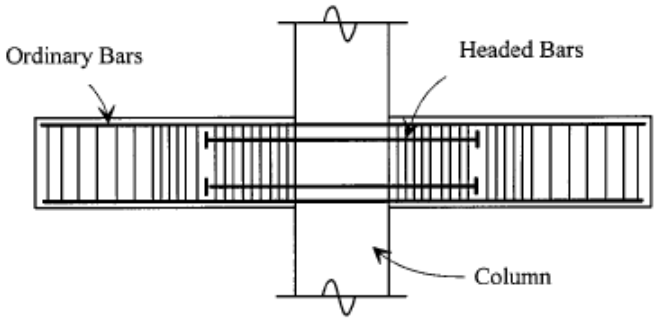
12 in. Strip spacing between FRP strips



(a) Relocated plastic hinge by the use of cross bars

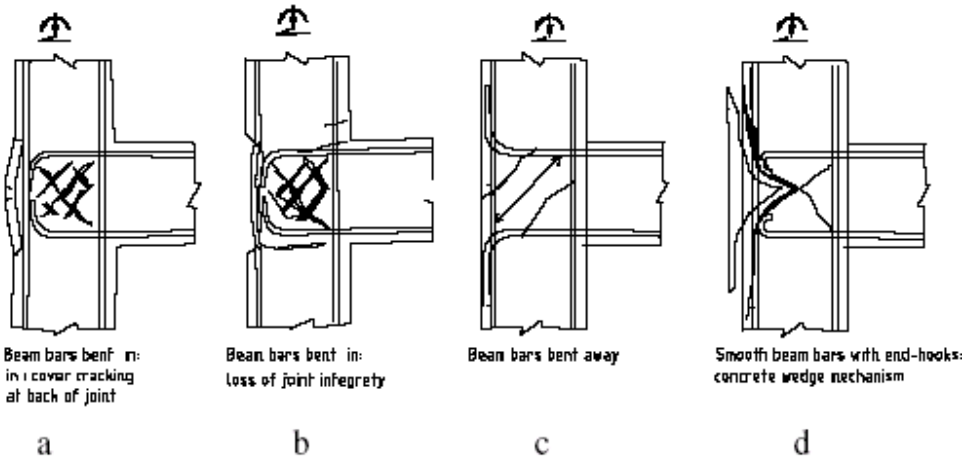


(b) Relocated plastic hinge by the use of haunches



(c) Proposed relocated plastic hinge region by the use of Headed Bars

تقویت اتصالات بتنی



مکانیزمهای خسارت وآسیب در اتصال Tبیرونی

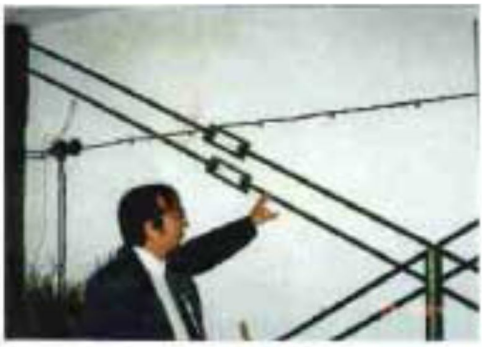
a,b) آرماتورهای تیر داخل ناحیه اتصال خم شده اند

C) آرماتورهای تیر خارج از اتصال خم شده اند

d) آرماتور یا میلگرد تیر با خم ساده قلابی در انتها (گوه جدایش بتن در سمت راست بخوبی مشاهده می شود)

استفاده از سیستم کابل و پیش تنیدگی

کشهای مهاربند طولی



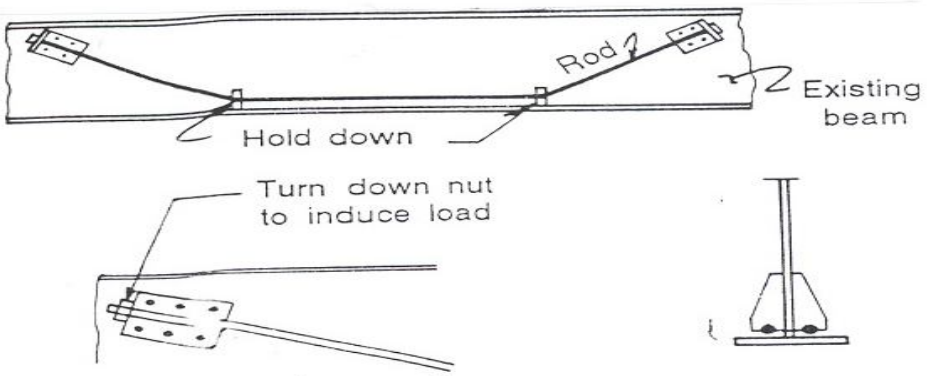


Fig. 7.21 Prestressing a steel beam

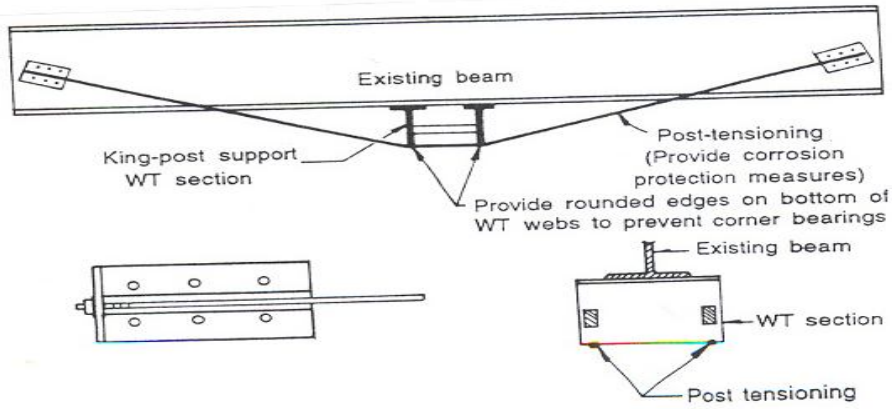
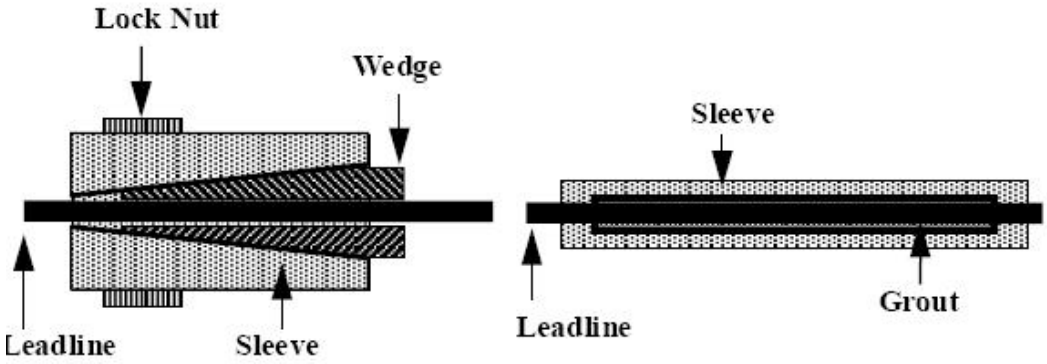
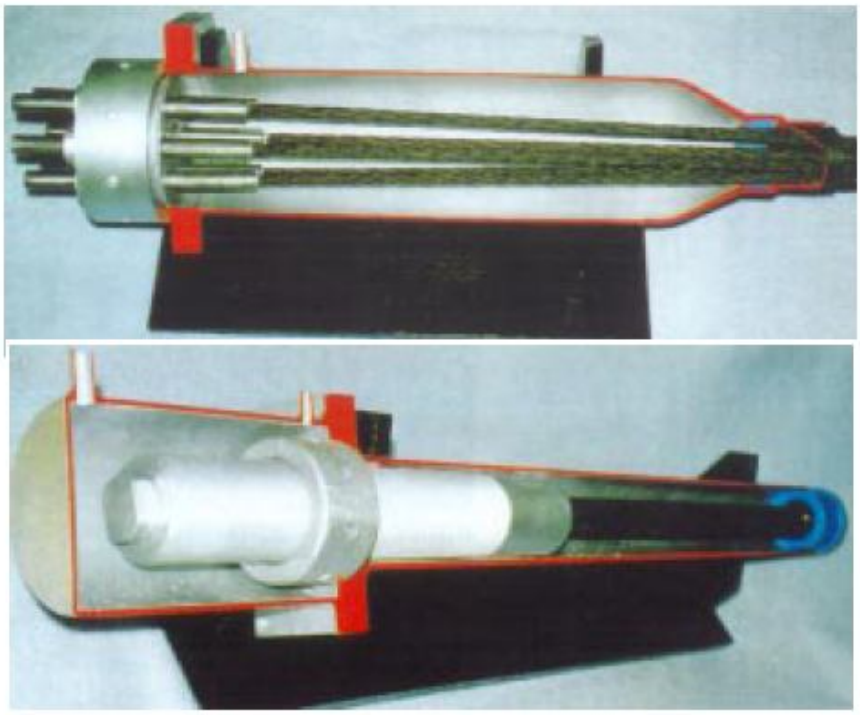


Fig. 7.22 King-truss type prestressing

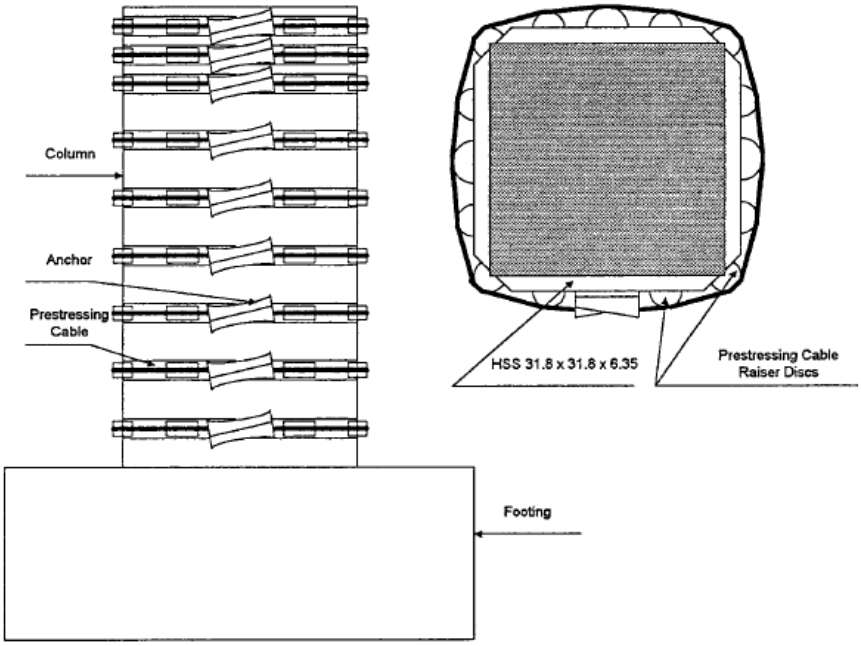
(a) Metallic Terminal (M-S-R) (b) Metallic Terminal With Multi-Fixing (M-M-R) (c) Non-Metallic Terminal (N-M-S)

Ends of the "Resin Filling" type

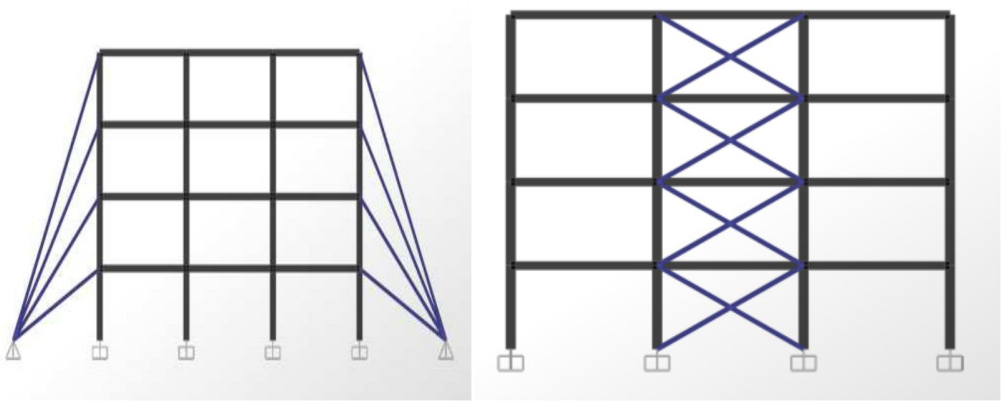


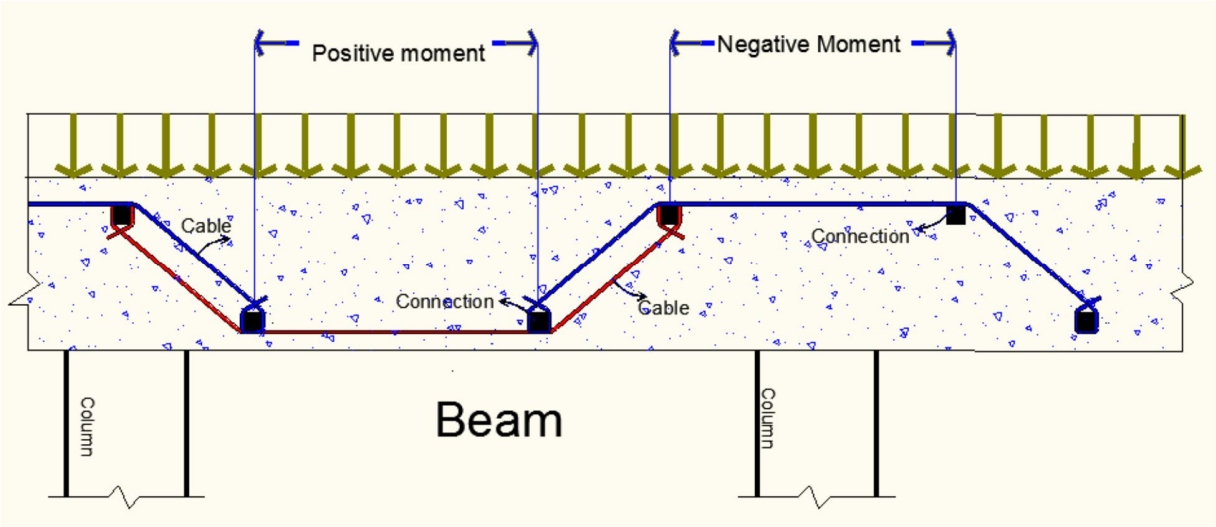


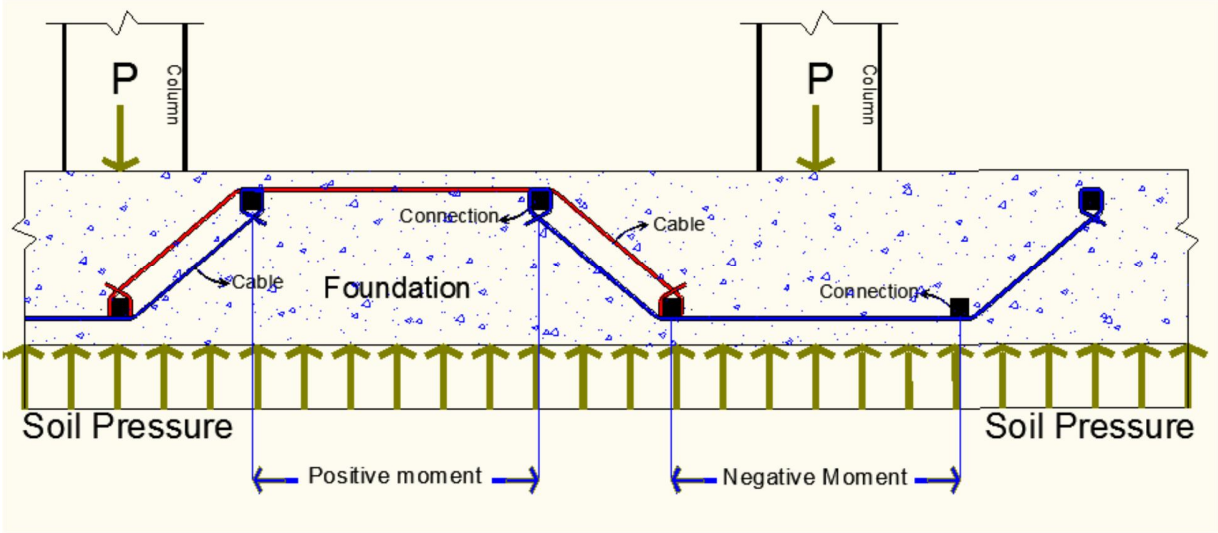
Cut-away of anchorage used for internal post-tensioned cables.

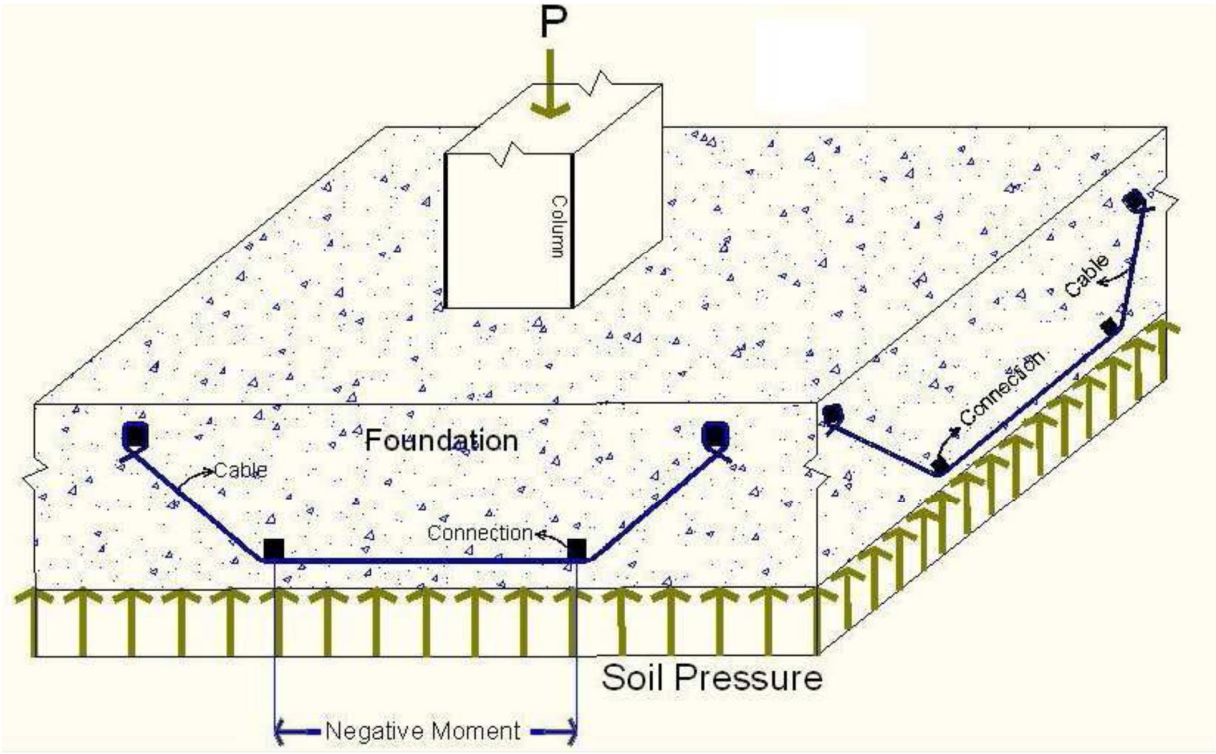


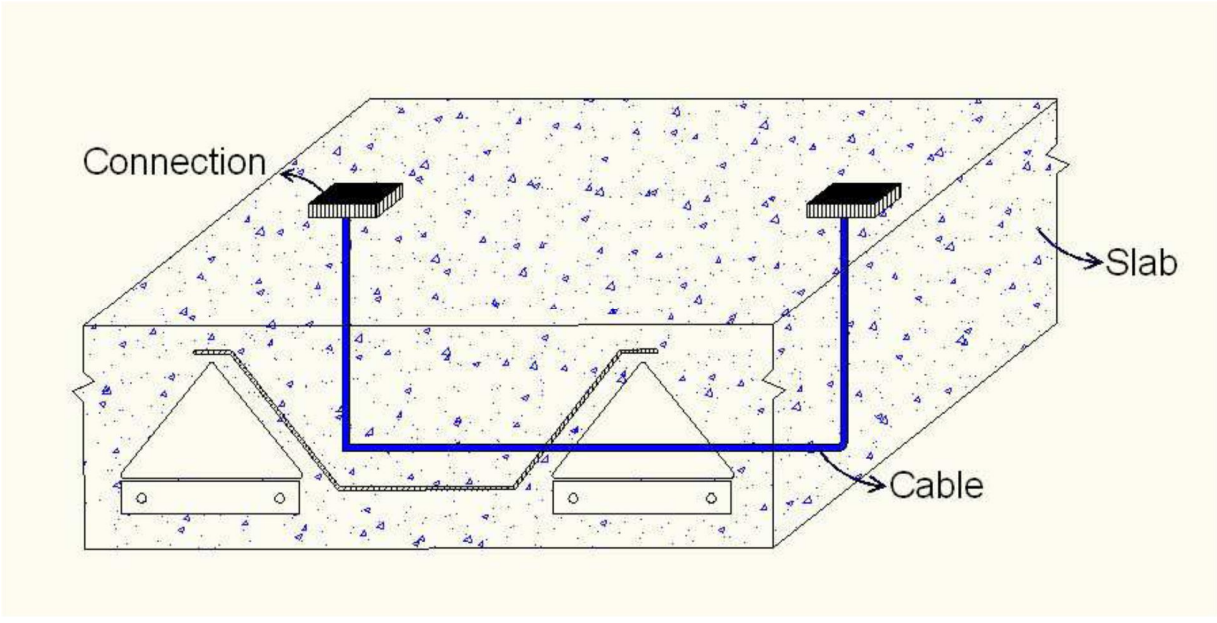
استفاده از کابلهای پیش تنیده

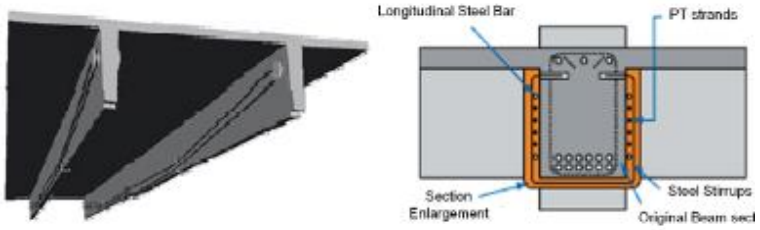



Positive moment
Negative Moment
Cable
Connection
Connection
Cable
Column
Beam
Column


P
Column
P
Column
Connection
Cable
Cable
Foundation
Connection
Soil Pressure
Soil Pressure
Positive moment
Negative Moment


P
Column
Cable
Connection
Foundation
Cable
Connection
Soil Pressure
Negative Moment

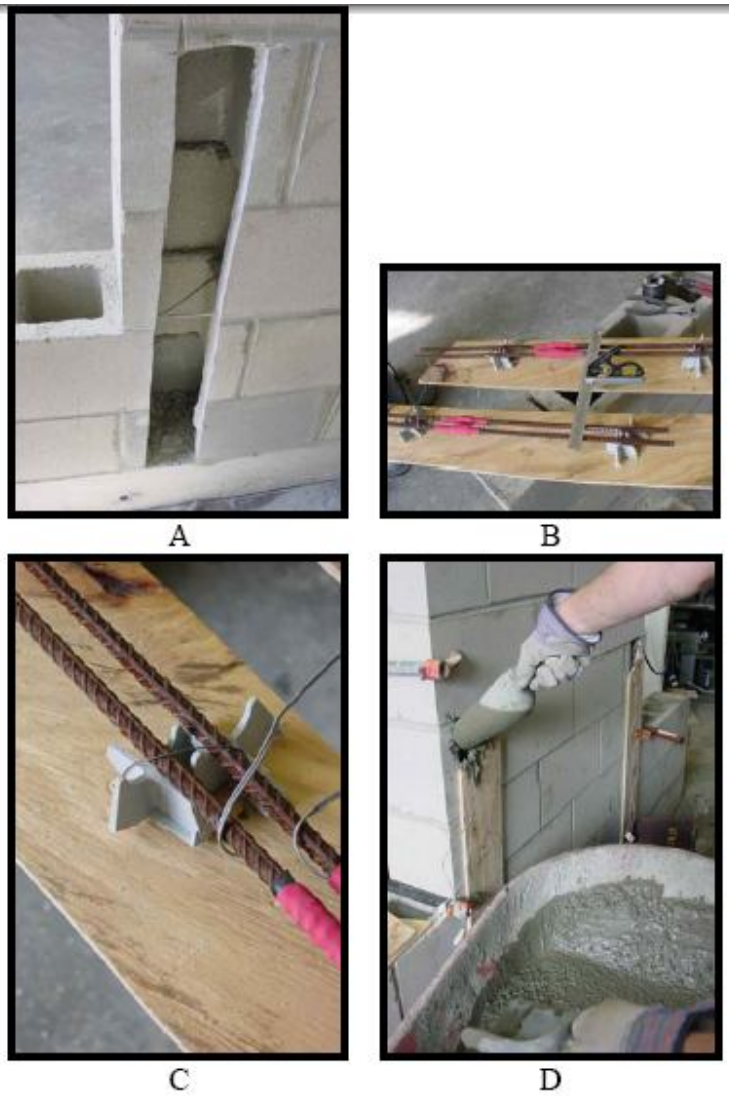

Connection
Slab
Cable



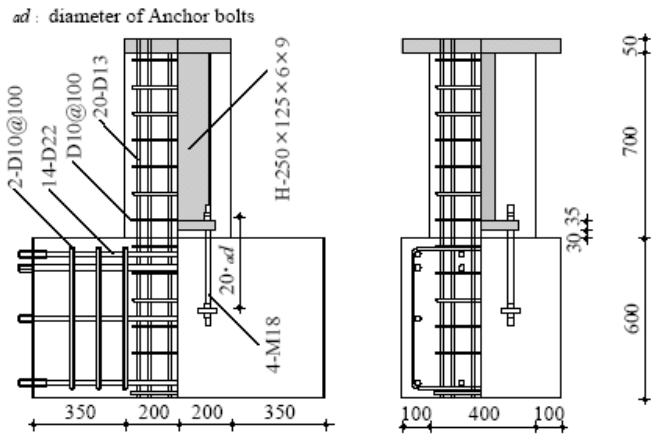
شکل (۲- ۹۲) روش استفاده از پیش‌تنیدگی کلی در مقاوم‌سازی تیرها

روش استفاده از پیش‌تنیدگی موضعی در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی

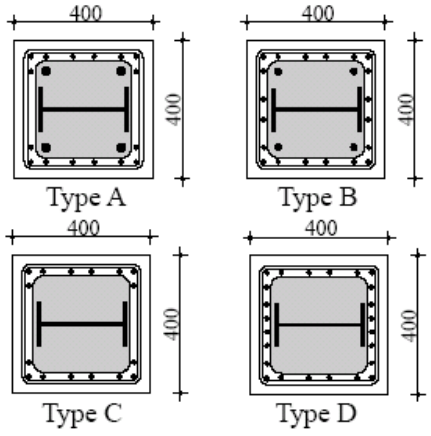
استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی



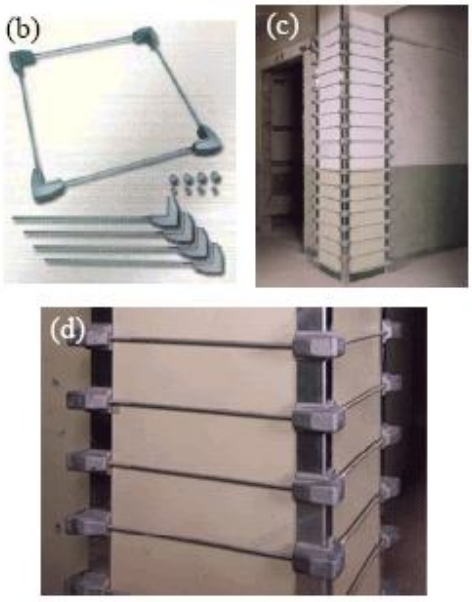
Installing dowels in CMU 8. A) Grooves cut into the specimen. B) Bars placed onto plywood. C) Dowels placed on plastic spacers with wire. D) Grout was shoveled into the openings in the masonry.

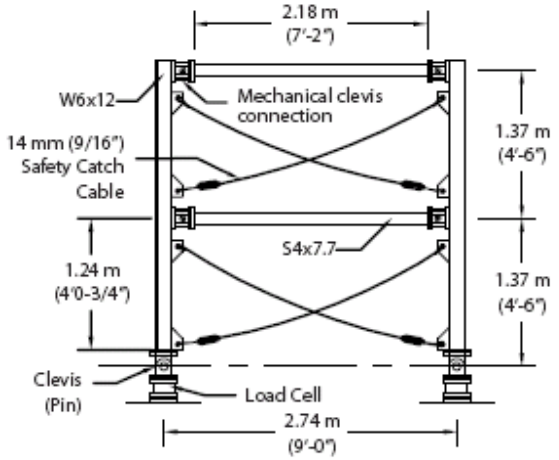


. Test specimen No.4 (Unit:mm)



Section of column bases (Unit:mm)





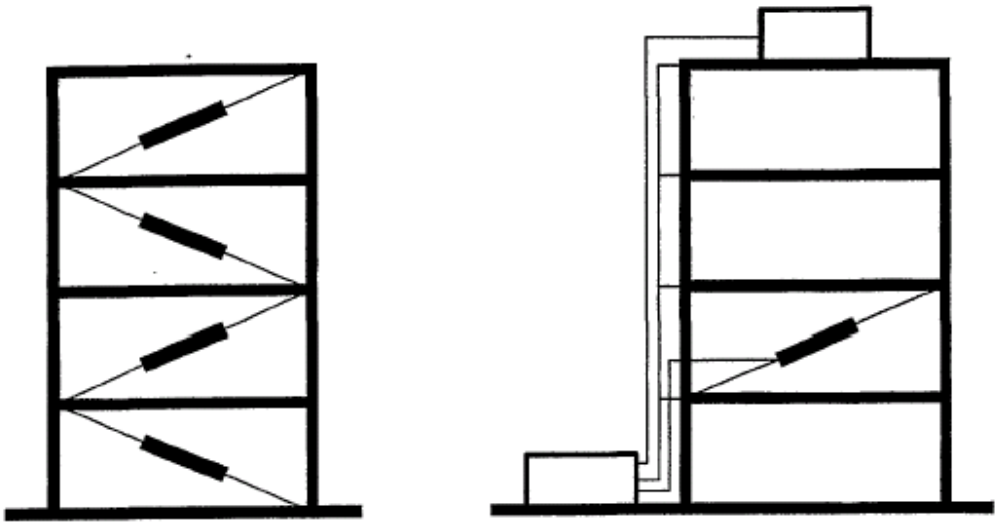
انواع خسارتهای وارده به پلها در زلزله های گذشته

- زوال دهانه پلها ناشی از نشیمنگاه ناکافی در درزهای جابجایي
- بزرگنمایي جابجاییهای ناشی از اثرات خاک
- برخوردبین قابهای پل
- فرونشست slumping کوله ها
- زوال ستونها
- زوال ناشی از عدم شکل پذیری و مقاومت خمشی
- کافی نبودن نیروهای طراحی
- مقاومت خمشی غیرقابل اعتماد ستونها
- شکل پذیری خمشی نا کافی
- قطع زودهنگام میلگردهای ستون

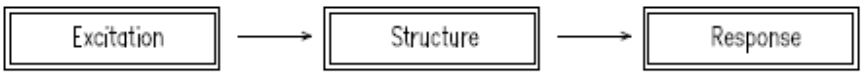
- زوال برشی ستون
- زوال اتصالات
- زوال تیر-ستون
- خسارتهای اجزای پلهای فلزی
- زوال پی ها

مربوط به فصل کنترل ارتعاشات و نقش جداگرهای لرزه ای در مقاوم سازی

آشنايي با كنترل فعال و غيرفعال و سيستم تركيبى

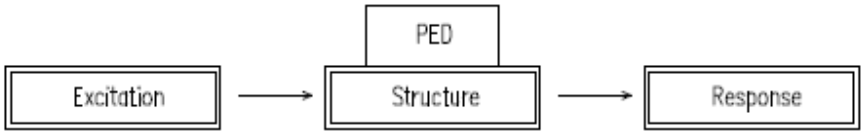


نمونه شماتیک کنترل فعال وغیر فعال



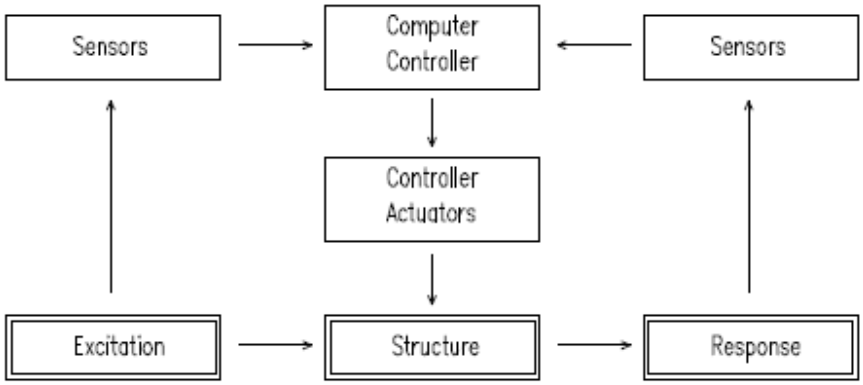
a – Conventional Structure

رفتار سازه مرسوم - محرک به سازه وارد شده و سازه به آن پاسخ می دهد



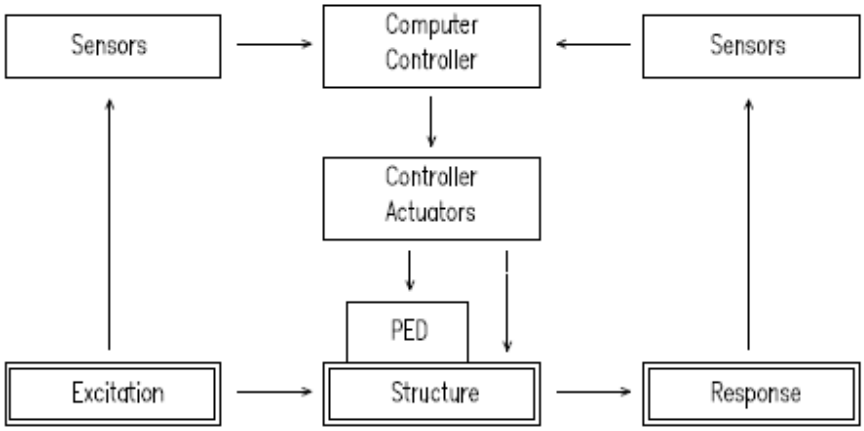
b – Structure with Passive Energy Dissipation

سازه با استهلاک انرژی غیرفعال



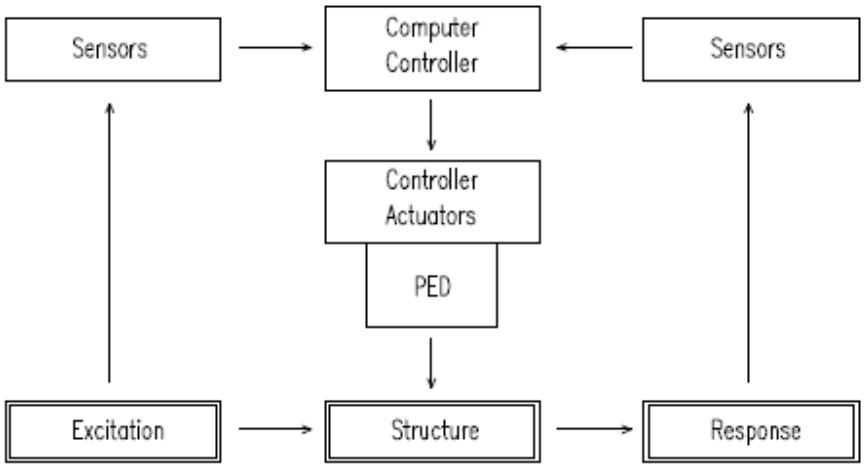
c – Structure with Active Control

شبیه سازی رفتار سازه با کنترل فعال محرک و پاسخ هر دو به سنسور داده شده و پس از کنترل پردازشگر و تنظیم آن به سازه تحویل داده می شود



d – Structure with Hybrid Control

سیستم ترکیبی +مجموع سیستم استهلاک انرژی غیرفعال+سنسور+پردازشگر



e – Structure with Semi-Active Control

سیستم کنترل نیمه فعال (تنظیم کننده با سیستم استهلاک انرژی غیر فعال توأم کار می کند)

سیستم کنترل ارتعاش متعارف			
سیستم کنترل نیمه فعال	**سیستم کنترل ترکیبی**	**سیستم کنترل فعال**	**سیستم استهلاک انرژی غیر فعال**
میراگر سوراخدار متغیر	میراگرهای جرمی مرکب	سیستمهای کنترل بهینه	میراگر فلز تسلیم شونده
میراگر اصطکاکی متغیر		سیستم کنترل stochastic	میراگر اصطکاکی
میراگر مایع تنظیم شده قابل کنترل	سیستم چداگر پایه مرکب	سیستم کنترل سازگار	میراگر ویسکو الاستیک
میراگر سیال قابل کنترل		سیستم کنترل هوشیار	میراگر مایع ویسکوز
میراگر ضربه پذیر نیمه فعال		سیستم کنترل لغزشی	میراگر مایع تنظیم شده
الگوریتم کنترل نیمه فعال		سیستم کنترل تقویتی	سیستم جداگر پایه

محدوده کاربرد و تکامل سیستم کنترل سازه ای

تکامل فنی	محدوده کاربرد	نوع کنترل
• تکنیک تکمیل شده • نتایج تئوری وعملی زیاد	• ساختمانهای کم ارتفاع و با ارتفاع متوسط	جداگر لرزه ای

• کاربردهای زیاد سراسر دنیا	• پلها و متروها • تأسیسات و تجهیزات	
• روش تکمیل شده • نتایج تئوری وعملی زیاد • کاربردهای زیاد سراسر دنیا	• ساختمانهای کم ارتفاع و با ارتفاع متوسط • برجها،دکلها و دودکشها • پلهای دهانه متوسط تا بلند • شریانهای حیاتی	استهلاک انرژی
• روش تکمیل نسبی شده • چندین نتیجه تئوری وعملی • چندین کاربرد سراسر دنیا	• ساختمانهای کم ارتفاع و با ارتفاع متوسط • برجها،دکلها و دودکشها • پلهای دهانه متوسط تا بلند • شریانهای حیاتی	کنترل غیرفعال
• درمرحله تحقیق • چندین نتیجه تئوری • کاربرد محدودسراسر دنیا	• ساختمانها باارتفاع زیاد • برجها،دکلها و دودکشها • پلهای دهانه متوسط تا بلند	کنترل فعال ، نیمه فعال و ترکیبی

تغییر و تبدیل سقف ها

- تعویض یا تقویت کف طبقات
- ایجاد تغییر شکل در پلان ساختمان
- تقویت دیوارها شامل تعبیه تسمه ها یا نوارهای افقی و عمودی، تزریق سیمان و . . .
- اضافه کردن مقاطع ستونها و تیرها توسط روکشها و پوششها و غیره
- اضافه نمودن دیوار های برشی و بادبندهای ضربدری
- تقویت فنداسیونها در صورت نیاز(سخت و پرهزینه)

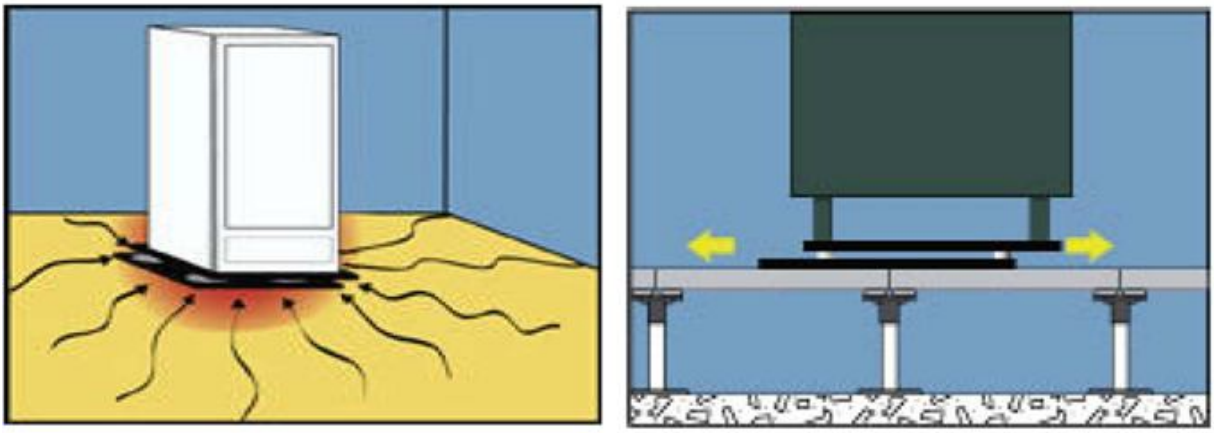
پارامترهای تأثیر گذار در انتخاب نوع سیستم کنترل

۱-بررسی عملکردی ۲- محافظت اجزا ۳- مرافبت از سرمایه ۴- مسائل اقتصادی ساخت

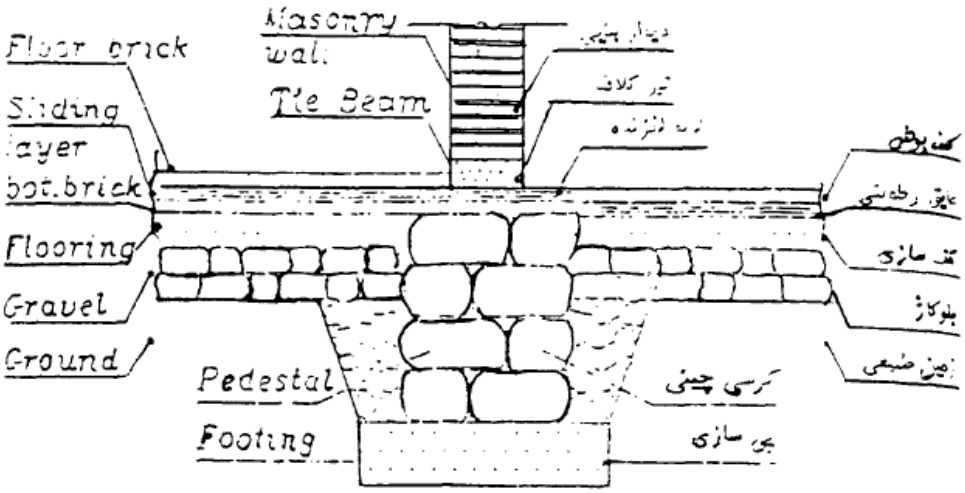
سیستم های مجزا سازی (پی لغزشی)

جداگرهای لرزه ای جز روشهای مدرن طراحی لرزه ای یک کنترل غیرفعال می باشد جداگرهاي لرزه اي قطعاتي هستند كه در پايه ي ساختمانها يا در زير پي ها براي كاهش انرژي جنبشي زلزله يا پراكندن نيرو هاي وارد بر سازه مي باشند . تاثير جداگرهاي لرزه اي مي تواند با شيوه ي

جايگزيني قطعاتي مابين ساختمان و تكيه گاههاي پي صورت گيرد. اجراء قطعات يا روش هاي جداگر لرزه اي نيازي به نصب در تمامي سازه ها ندارد و بيشتر در مورد سازه هاي حساس ومهم مي باشد .يكي از اين نوع روشها قرار دادن قطعاتي با رفتار و سختي افقي كم اما داراي سختي قائم زياد ميباشد كه در زير فنداسيون قرار ميگيرد .با استفاده از اين روش مي توانيم مدت زمان پريود اصلي سازه را افزايش دهيم و غلبه بر فركانس طبيعي زلزله آن را به محدوده اي با شتاب پايه اي كمتر كه هدف اصلي طرح لرزه اي ما بوده است مي رسانيم.انعطاف پذير ساختن سازه باعث خواهد شد که زمان تناوب ارتعاشی سازه افزایش یافته و از محدوده انرژی حداکثر زلزله دور شود. انعطاف پذیری به این معنی می باشد که اعضای سازه قبل از فروریختن تفکیک شکلهای خمیری قبل ملاحظه ای را تحمل کنند. یکی از روشهايي که برای طرح مقاوم سازی سازه های میان مرتبه طی فرون گذشته پیرامون آن بحث های بسیاری شده ، ایجاد انعطاف پذیری (چهت دور کردن سازه از محدوده انرژی حداکثر زلزله)درپایه سازه می باشد که به جدا ساز پایه معروف می باشد.



دفع نیروهای ناشی از زلزله توسط سیستم های مجزا سازی (پی لغزشی)



جزئيات اجرايي پي لغزشي

نيازهاي اساسي سيستم هاي جداگر لرزه اي

نيازهاي اصلي سيستم هاي جداگر لرزه اي را مي توان به سه جزء تقسيم نمود .

۱- انعطاف پذيري افقي كافي براي افزايش پريود سازه (به جزء در محل هايي با خاكهاي خيلي سست)
۲- ظرفيت كافي براي مستهلك كردن انرژي ومحدود نمودن تغيير مكانها در ميان سطوح جداگرهاي لرزه اي
۳- سختي كافي براي ساختن سازه جداسازي كه تفاوتي با سازه ي ثابت تحت بارهاي سرويس نداشته باشد
برخی از انتظارات دیگر
-کاهش تغییر مکان کفها درجهت افت خرابیهای سازه ای و غیر سازه ای
- کاهش فرکانس ارتعاش سازه و یا افزایش پریود ارتعاش
-کاهش نیروهای طراحی سازه
سیستم جداگر یآ ایزولاتور برای برآورده کردن اهداف فوق بایستی عناصر اصلی زیر را داشته باشد
الف- یک پایه و تکیه گاه انعطاف پذیر که به اندازه کافی پیریود سازه را افزایش دهد
ب- یک عنصر مستهلک کننده و یا جاذب انرژی به منظور کاهش تغییر مکان نسبی بین سازه و زمین به منظور رساندن آن به حد معقول
ج-یک سیستم ایجاد کننده صلبیت به جهت فراهم کردن صلبیت کافی در برابر زلزله های کوچک و باد

معيارهاي طراحي براي روش هاي جداسازي

طرح كامل براي جداگرهاي لرزه اي زماني مورد اطمينان است كه اين قطعات بتوانند حداكثر نيروهاي ثقلي وارد بر سازه در طول عمر خود را تحمل كنند و جداگرها بايد دو خواسته را تأمين كنند اول جابجايي پريود سازه و دوم مستهلك كردن انرژي زلزله در هنگام وقوع آن براي نائل شدن به اين هدف بايد مراحل زير را مورد توجه قرار داد .

۱- کمترين اندازه پلان مورد نياز را تعيين کنيد و موقعيت جداگراها را در زير بيشترين بار ثقلي قرار دهيد
۲- ابعاد جداگرها را طوري محاسبه کنيد که نتايج آن مورد انتظار براي کاهش نيروي زلزله باشد
۳- ضريب ميرايي را طوري تعيين کنيد که جابه جايي هاي ايجاد شده در محدوده طراحي زير اثر باد قابل کنترل باشد
۴- شکل جداگرها را تحت بارهاي ثقلي ، باد ، حرارت ، زلزله و ديگر حالات بار موجود بررسي کنيد .

انواع جداگرهای پایه

۱-اتکايي لاستيکی با ميرايي کم انرژی Low Damping Rubber Bearing

۲-اتکايي لاستيکی سربی Lead Rubber Bearing

۳-اتکايي لاستيکی مستهلک کننده زياد انرژی High Damping Rubber Bearing

۴-جداگر الاستومری فيبر تقويت شده Fiber Reinforce Elastomeric isolator

۵-اصطکاکی خالص Pure Friction

۶-اتکايي غلتکی Roller Bearing

۷- سيستم آونگ اصطکاکی Friction Pendulum System

۸-سيستمهای EQS-FIP-TASS

۹- باميرايی ويسکوزViscus dampers

۱۰-با ميرايي تزريقی- سربی Lead Etrusion dampers

۱۱-جداگر لرزه ای اصطکاکی-فنری Resilient-Friction Base Isolator

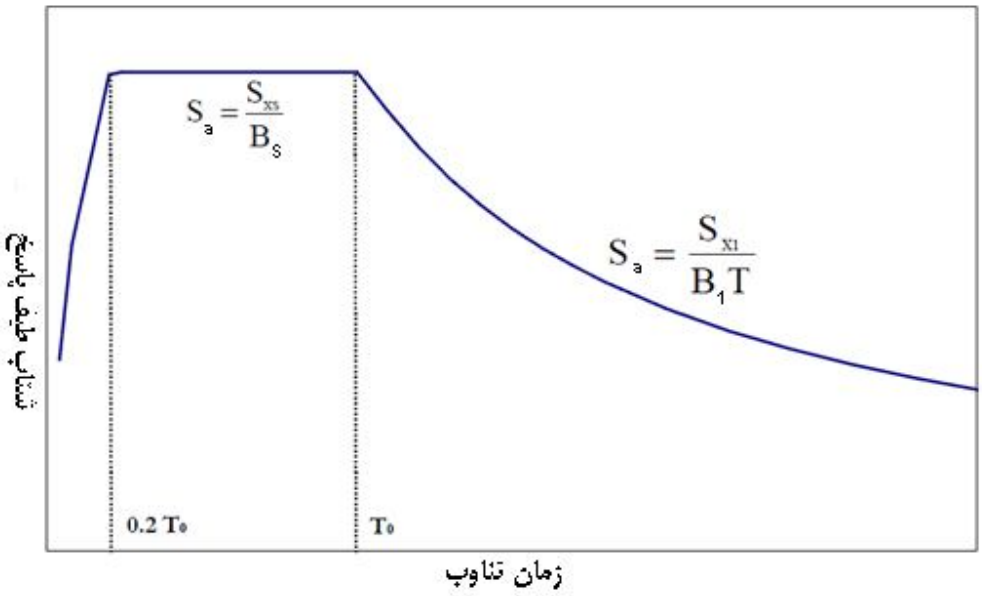
۱۲-جداگر الاستومری فرانسوی Elastomeric De France (EDF)

۱۳-با ميرايي هيسترزيسی Hystertic Dampers

$$E = E_K + E_S + E_h + E_d$$

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K}$$

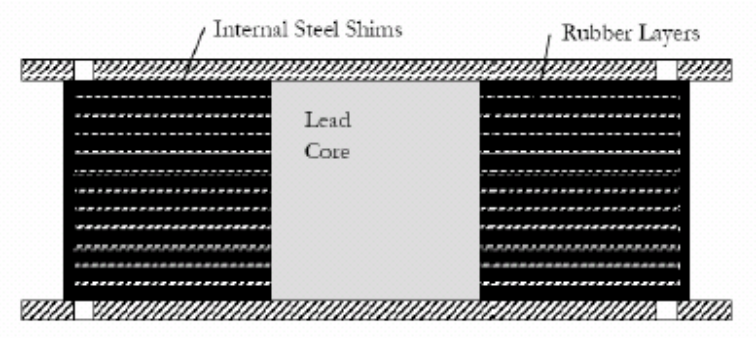
در رابطه فوق E انرژی ورود زلزله E_k انرژی جنبشی E_S انرژی کرنش قابل بازگشت در محدوده الاستیک E_h مقدار انرژی اتلاف شده بواسطه تغییر شکل غیرالاستیک ها و E_d مقدار انرژی مستهلک شده بواسطه میراگر الحاقی می باشد.



طیف پاسخ طرح براساس ضریب میرائی

ضرایب B_1 و B_S برحسب درصد میرایی موردنظر (β)

B_1	B_S	β
۰/۸	۰/۸	≤۲
۱/۰	۱/۰	۵
۱/۲	۱/۳	۱۰
۱/۵	۱/۸	۲۰
۱/۷	۲/۳	۳۰
۱/۹	۲/۷	۴۰
۲/۰	۳/۰	≥۵۰



نمای شماتیک جداساز لاستیکی-سربی

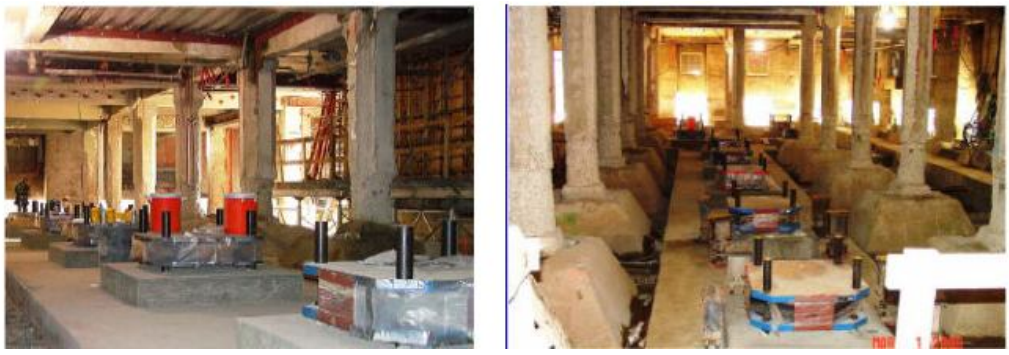
- سختی الاستیک k_e
- تنش تسلیم F_y
- سختی پلاستیک k_p

سختی الاستیک از رابطه (۱) و سختی پلاستیک از رابطه (۲) محاسبه می گردد :

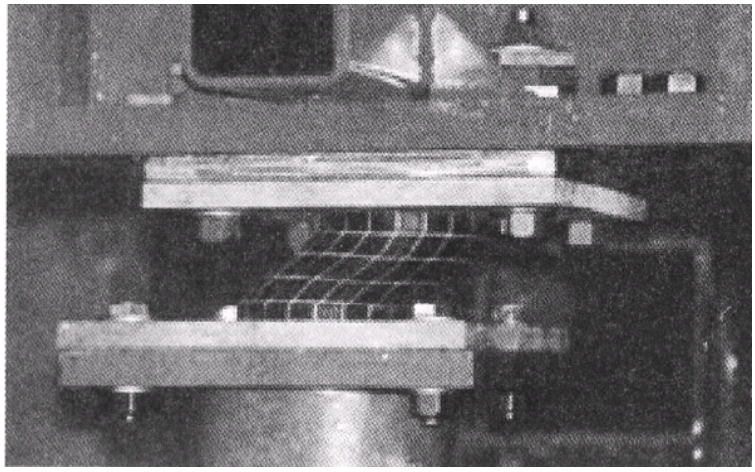
$$k_e = \frac{F_y}{D_y} \qquad (1)$$

$$k_p = \frac{G \times A_r}{t_r} f_1 \qquad (2)$$

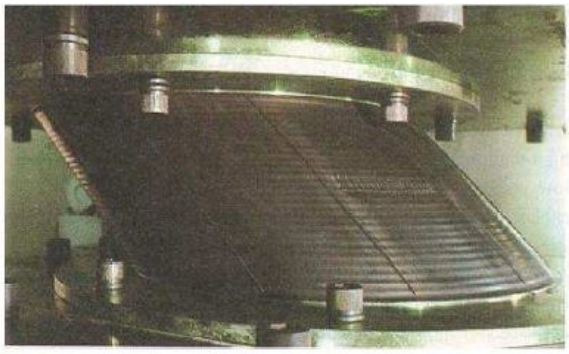
در این روابط، F_y تنش تسلیم، D_y تغییرمکان تسلیم، G مدول برشی لاستیک ، A_r مساحت مقطع لاستیک ، t_r ضخامت کلی لاستیک و f_1 برابر ۱/۵ می باشد.



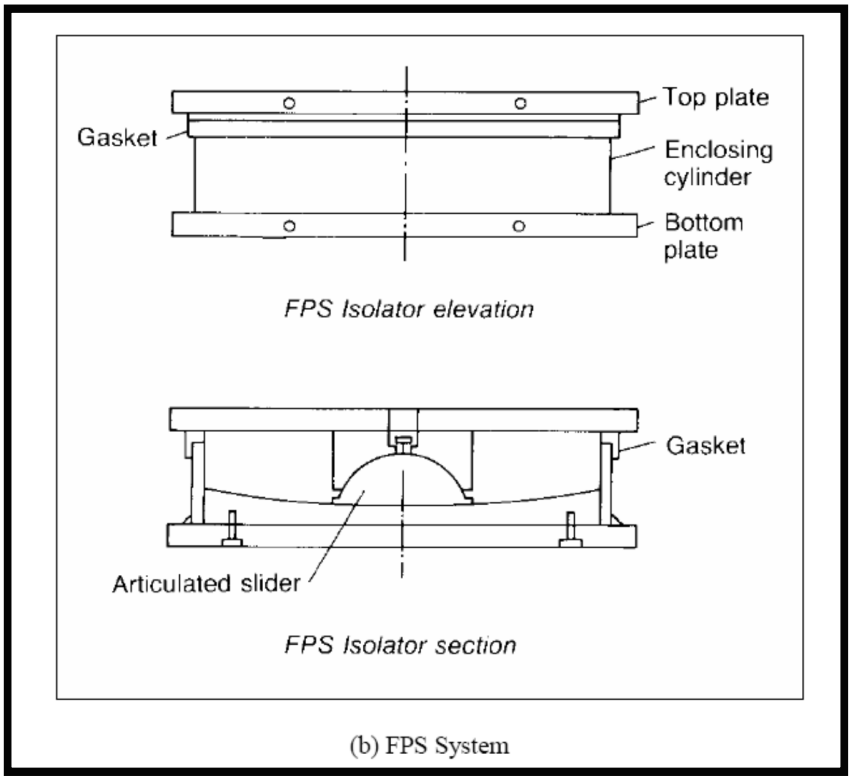
قرارگیری تکیه‌گاه‌های لاستیکی روی پی



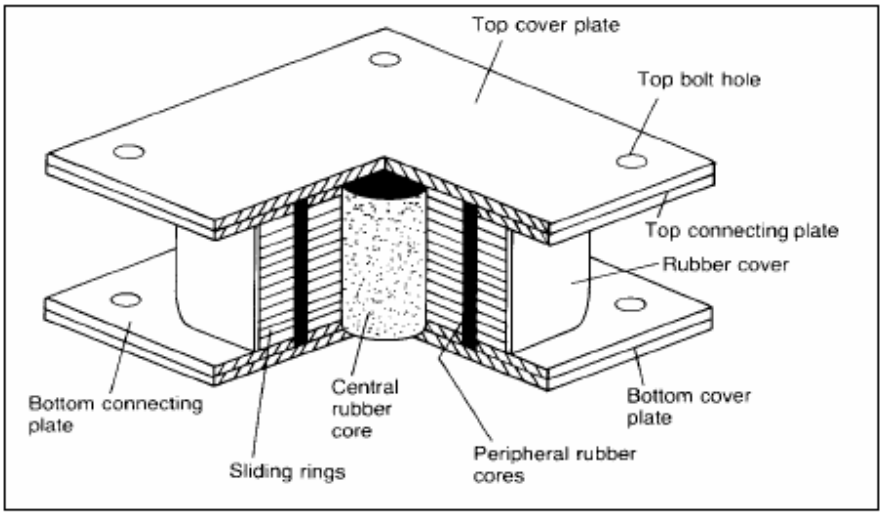
تکیه‌گاه لاستیکی تحت آزمایش تغییر شکل برشی



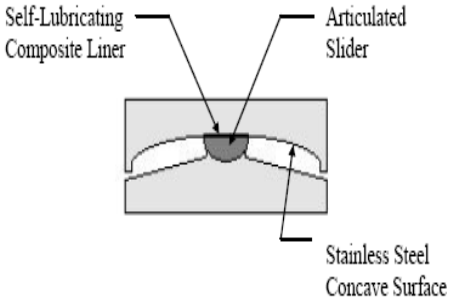
ایزولاتورهای سطحی میتنی بر رزین



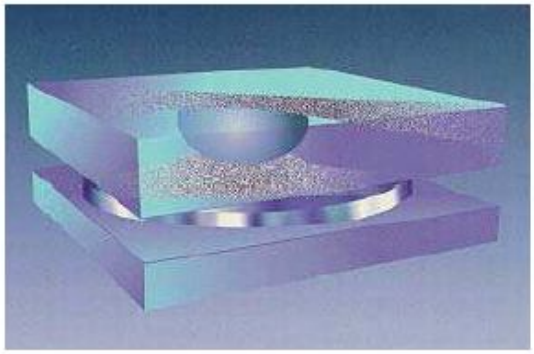
(b) FPS System



R-FBI system

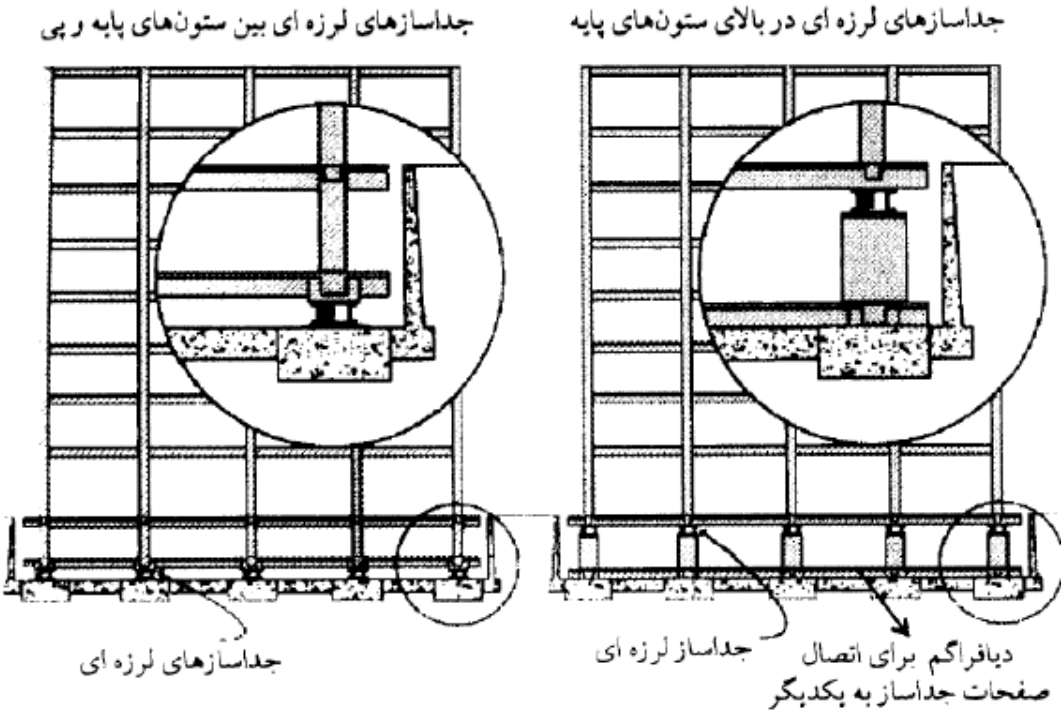


Friction Pendulum System, FP



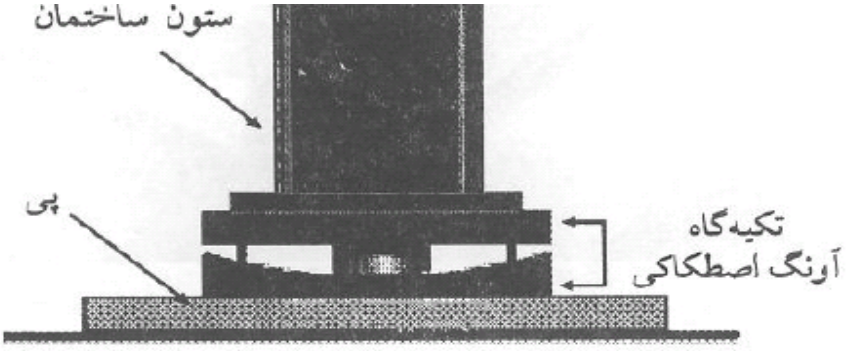
ایزولاتورهای سطحی مبتنی اصطکاک

سیستم پاندول اصطکاکی



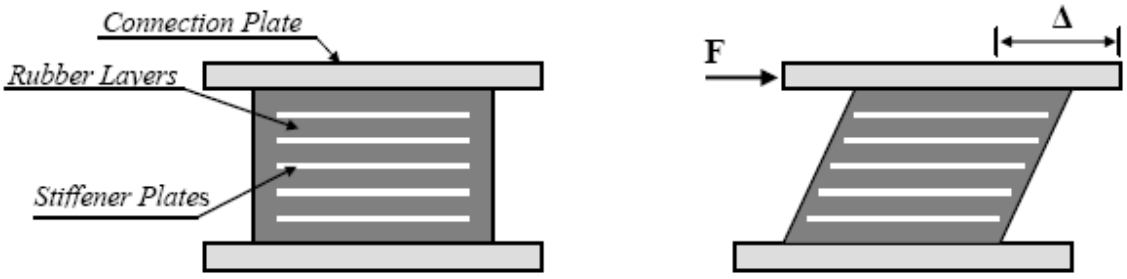
نمونه ای از کاربرد میراگر سیال لزج

نمو نه ای از استفاده میراگر جرمی در پلها



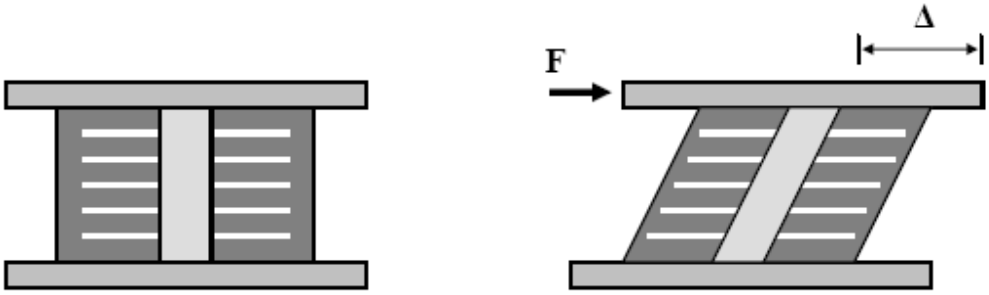
مدل ساده تکیه‌گاه آونگ اصطکاکی

قسمت‌های تشکیل دهنده تکیه‌گاه آونگ اصطکاکی



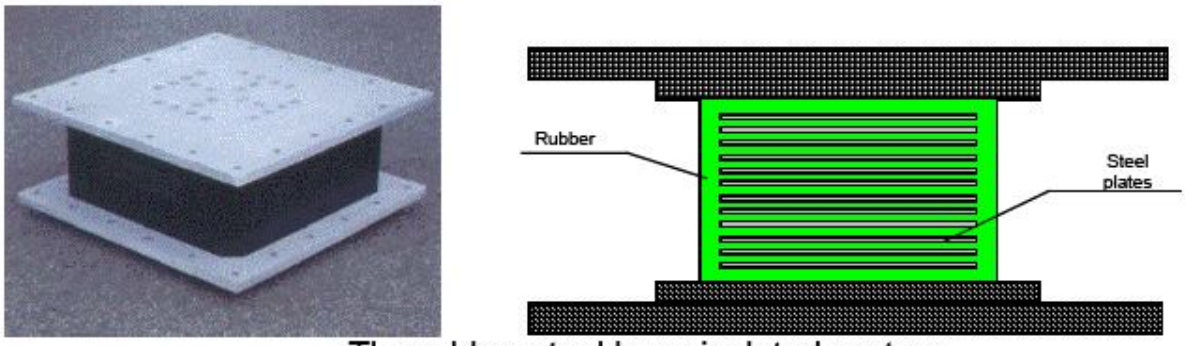
Steel reinforced elastomer isolator, SREI

جداساز الاستومری با تقویت فولاد



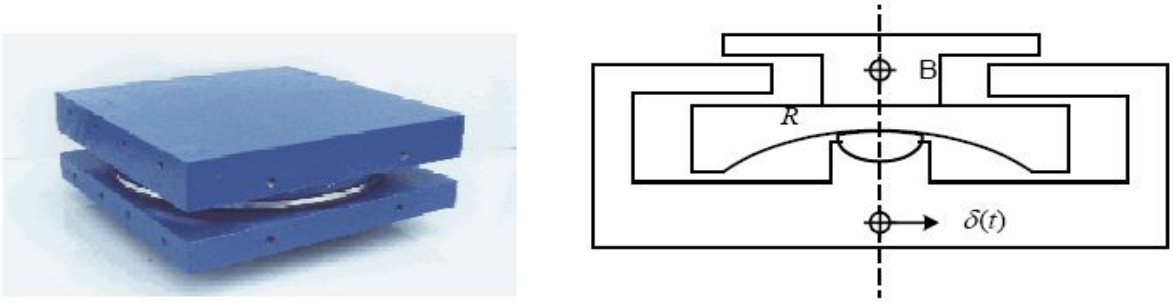
Lead-plug rubber bearing

لایه های لاستیک دارای سرب



The rubber steel base isolated system

سیستم جداگر لرزه ای با لایه های لاستیک



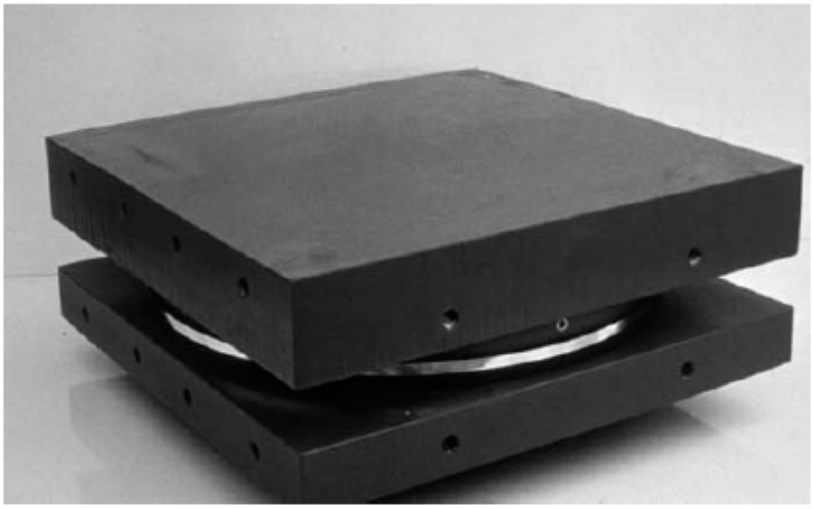
The FPS isolation system

Preparation of scrap tire pad (STP)

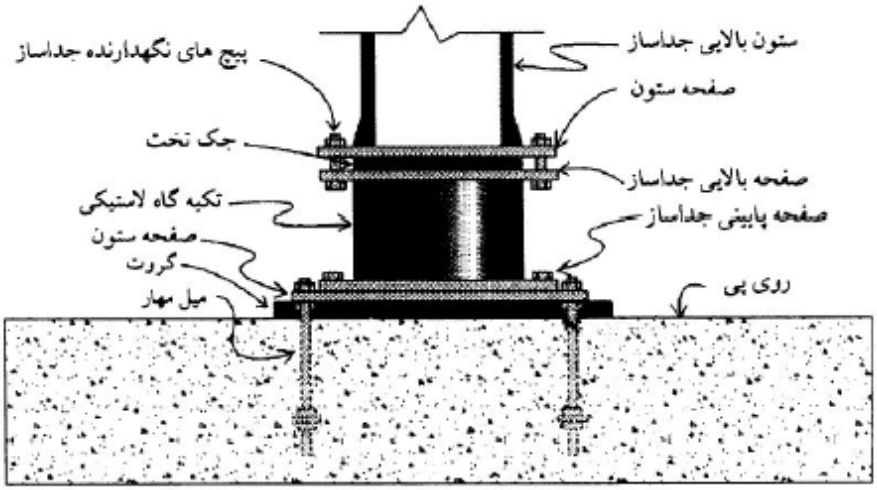
STP models

تهیه لایه های لاستیک پوسیده و کارکرده جداساز از لاستیک فرسوده تقویت شد

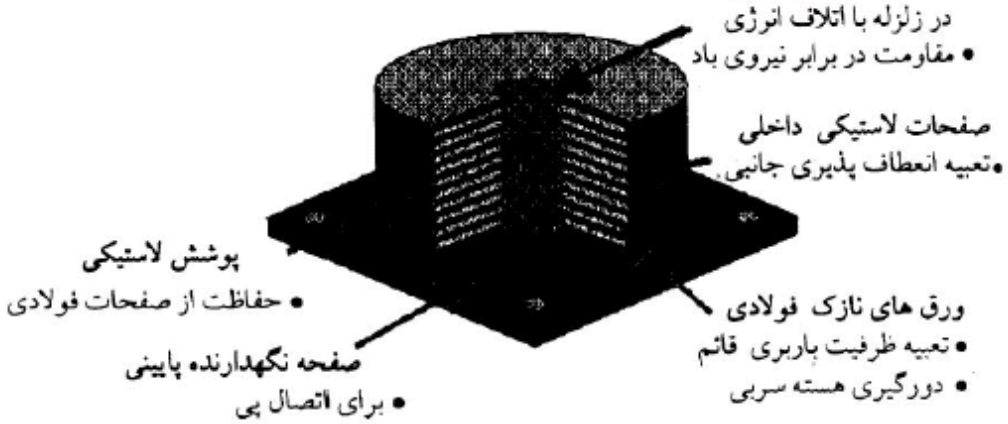
Cut-away model of a lead-plug isolation bearing (courtesy of DIS, Inc.)



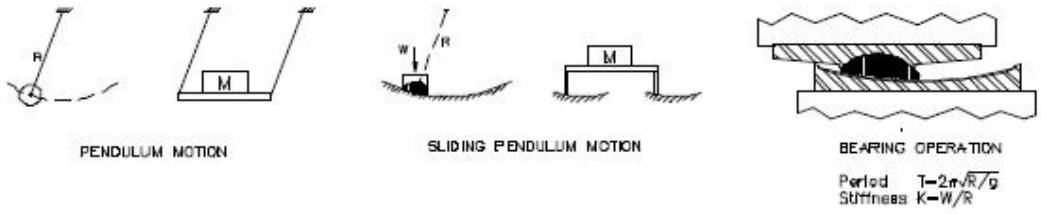
Example of a friction pendulum bearing (courtesy of Earthquake Protection Systems, Inc.)



صفحه نگهدارنده بالایی در شکل نشان داده نشده است



San Francisco Airport International Terminal Structural Frame



Basic Principles of the Friction Pendulum Bearing

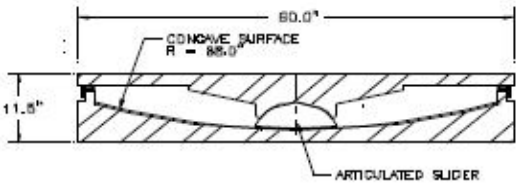
San Francisco Airport Bearing Installation

Hayward City Hall

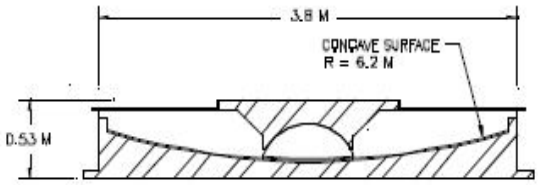
Benicia-Martinez Toll Bridge

Installed Bearing, Hayward City Hall

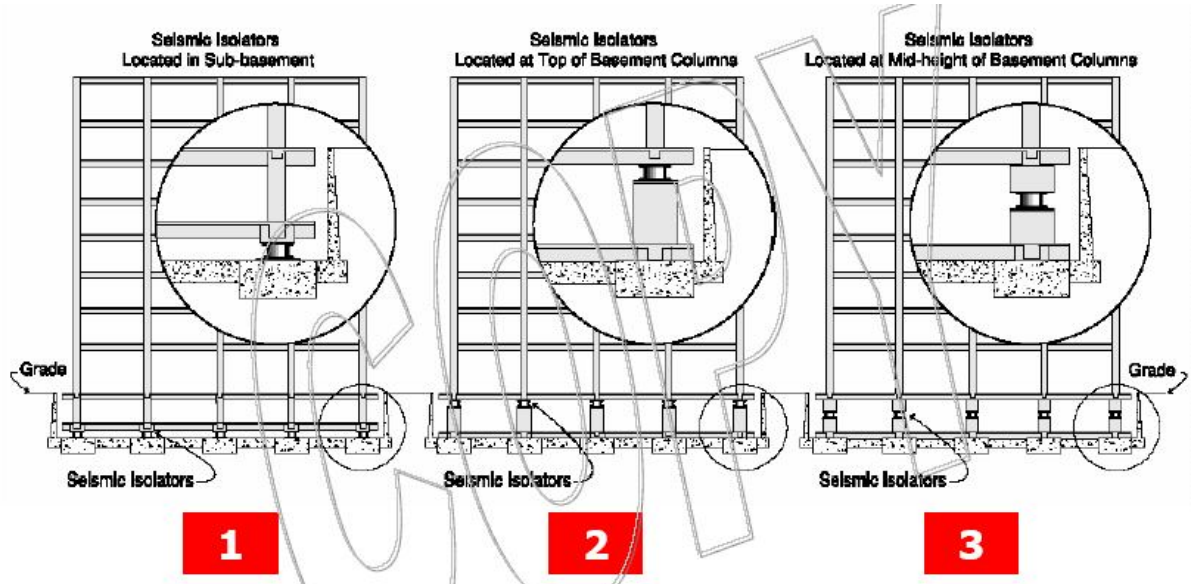
Concave Plate for Benicia-Martinez Bridge Bearin



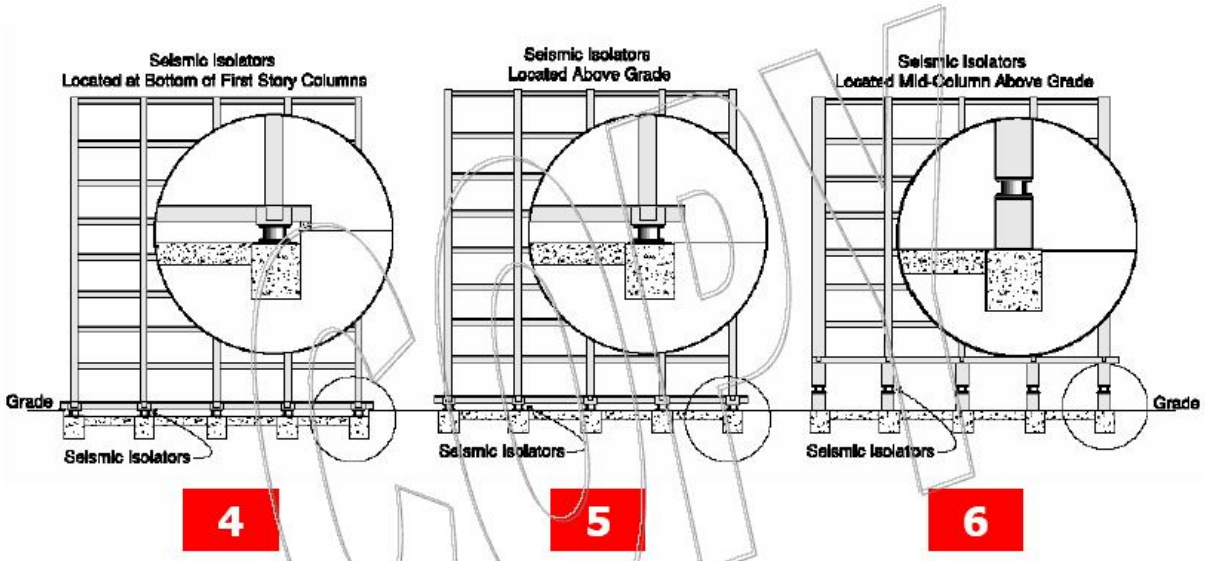
Section of Hayward City Hall Bearing



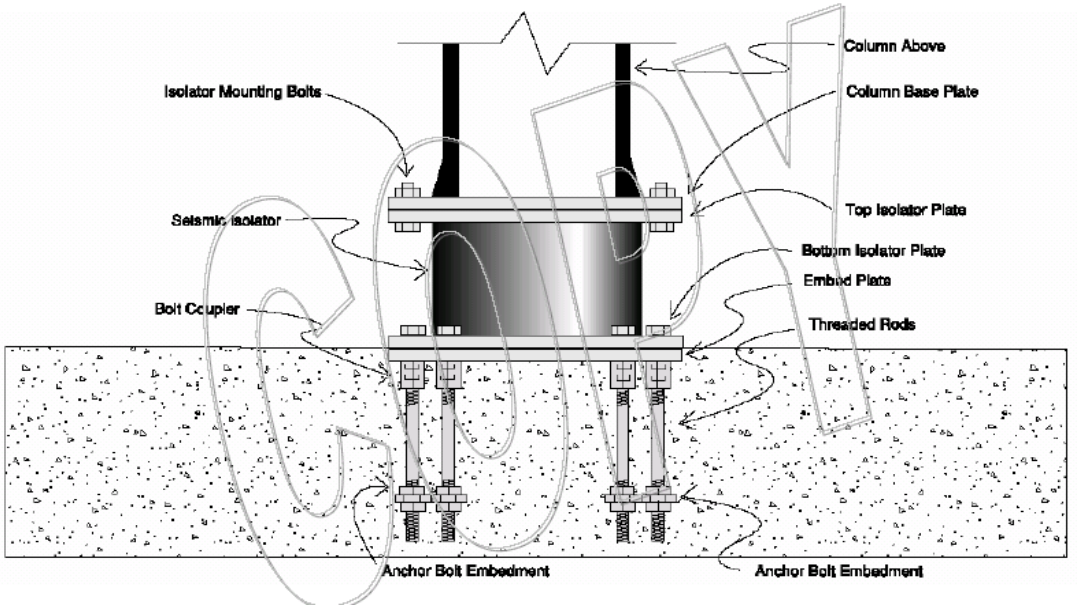
Section of Benicia-Martinez Bridge Bearing

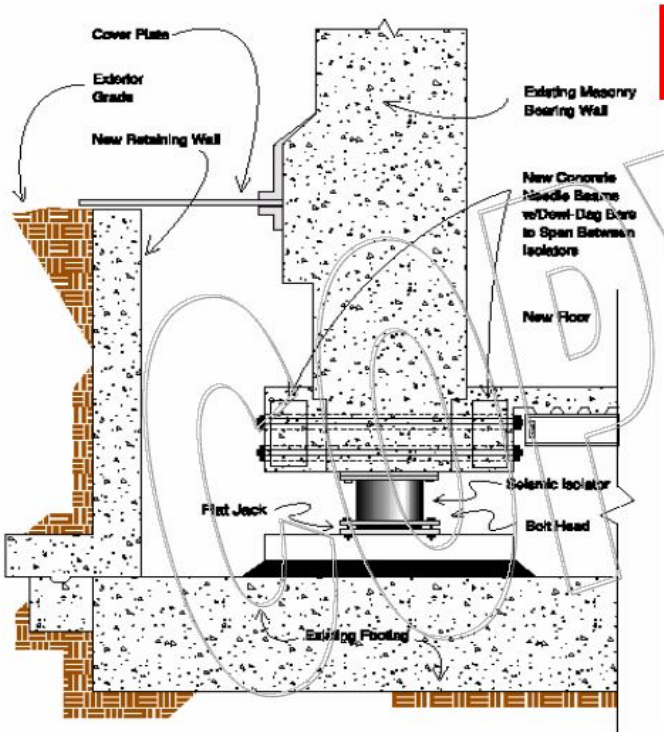


Isolators can be placed directly on foundation footings, at the top of basement columns, or at column mid-height



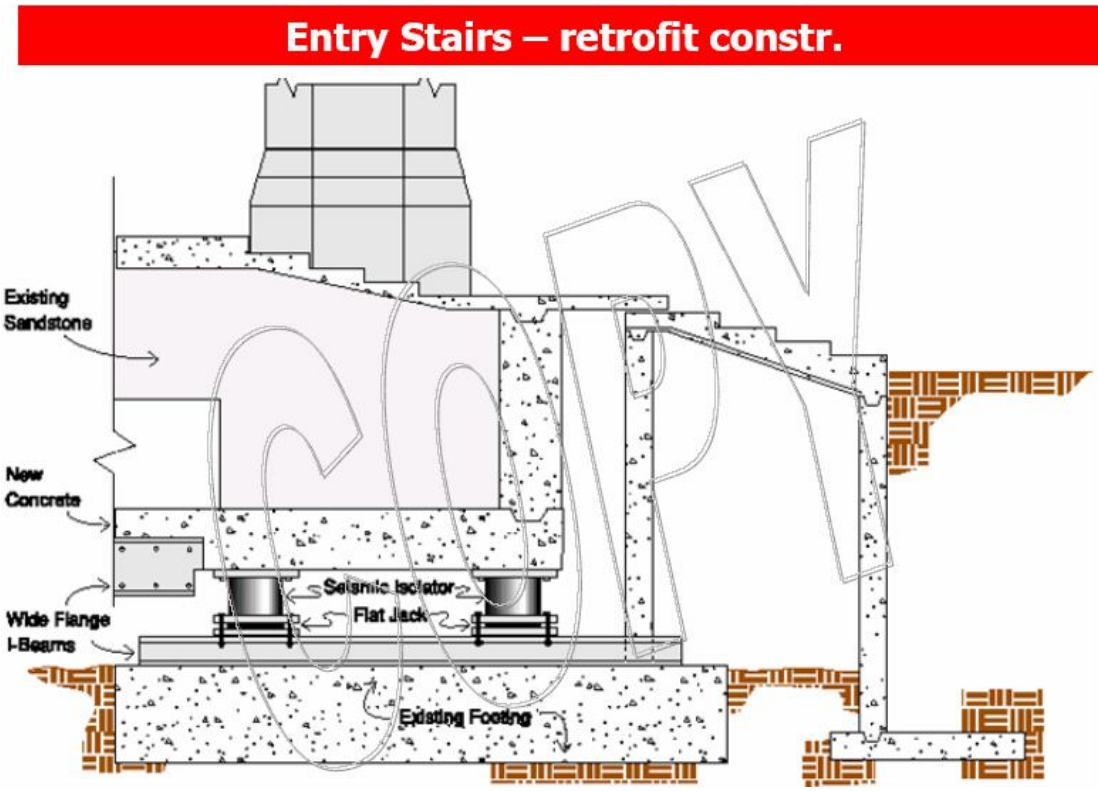
Isolator placement at the bottom of first story columns and in two locations above grade

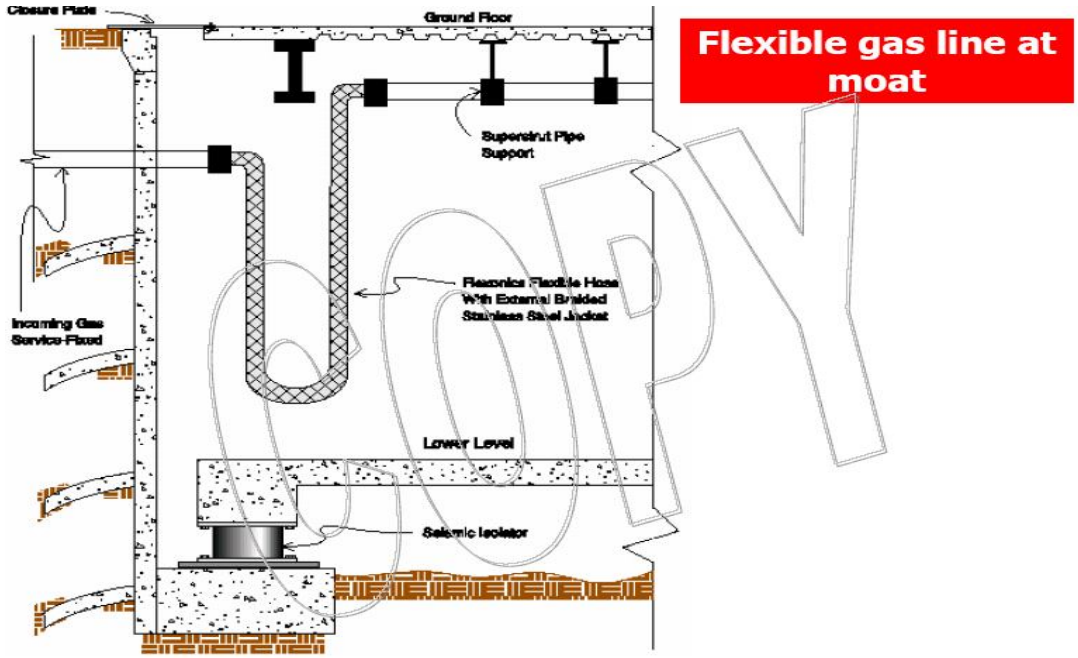




Bearing wall retrofit constr.

COPY





استفاده از نگهدارنده های الاستو متر

سیستمی که در سالهای اخیر به طور گسترده از هر جهت مطابقت داشته،همان نگهدارنده های الاستومر است،الاستو مر از لاستیک طبیعی و یا نئوپرن تشکیل شده است. در این مرحله

، ساختمان در برابر حرکات و تکانهای زمینی و افقی زمین لرزه مقاومت خود را نشان می دهد بدین صورت که لایه ای ما بین ساختمان و شالوده با سختی افقی کم وجود دارد که به هنگام زمین لرزه نقش خود را ایفا می کند . این لایه ، یک فرکانس اصلی به ساختمان می دهد که بسیار پایین تر از فرکانس اصلی پایه و شالوده می باشدو بسیار پایین تر از فرکانسهای برجسته ناشی از تکانهای زمین است. اولین حالت حرکتی ساختمان در سیستم مجزا سازی تأثیر می گذارد، ساختمانی که از هر جهت سفت و محکم است حالات بعدی در ساختمانی تأثیر می گذارد که نسبت به حالت اولیه و در نتیجه حرکات زمین ، حالت قائم پیدا می کند.

این حالات در تکانها هیچ نقشی ندارند، بنابراین اگر یک انرژی عظیم در تکانهای عظیم با این فرکانسهای بالا بوجود آید، این انرژی به ساختمان منتقل نمی شود، سیستم مجزا سازی انرژی زمین لرزه را در خود نگه نمی دارد. بلکه این انرژی را از فعالیت سیستم منحرف می سازد، این نمونه ازمجزا سازی هنگامی موثر است که سیستم طولی و حتی بدون رطوبت باشد البته مقداری رطوبت برای ساکت نمودن صداهای احتمالی در فرکانسها موثر است.

جداگر لرزه ای الاستومری Elastomeric-Based Systems

تعیین ۱-سختی اولیه برشی و ثانویه،نیروی تسلیم و جابجایي ماکزیمم جداگر

$$k_{\text{eff}} = \left[F_Y + k_d\left(d - \frac{F_Y}{K_U}\right)\right]/d$$

۲-سختی موثر

$$K_{eff} = \sum \frac{k_{sub} \times k_{eff}}{k_{sub} + k_{eff}}$$

۳- پریود وزمان تناوب موثر

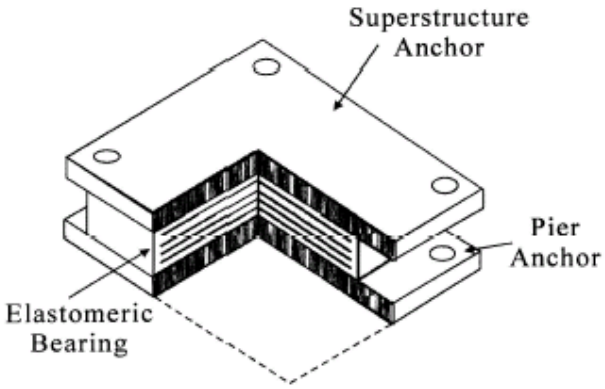
$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eff} \times g}}$$

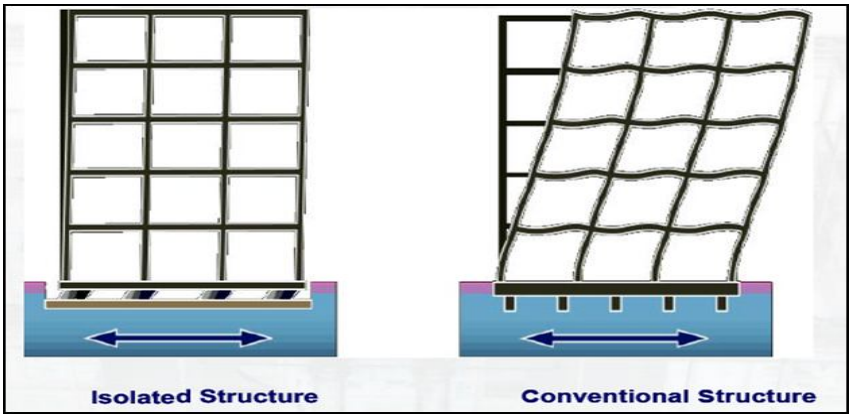
$$d = \frac{250 \times S_i \times T_{eff}}{\beta} < mm >$$

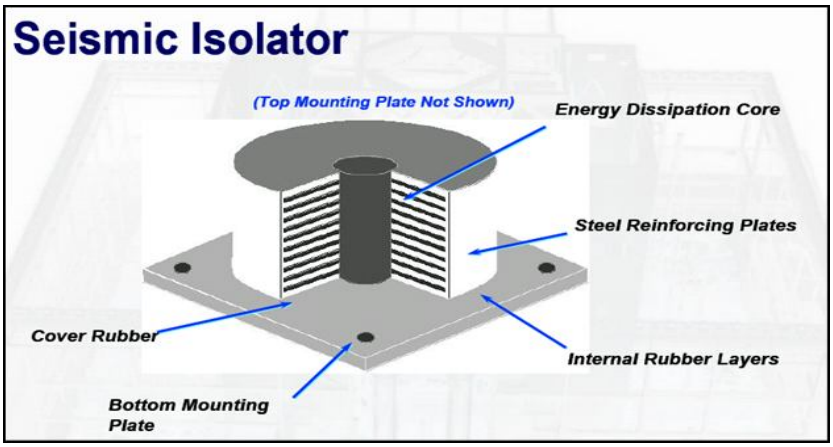
4- میرایي ویسکوز معادل

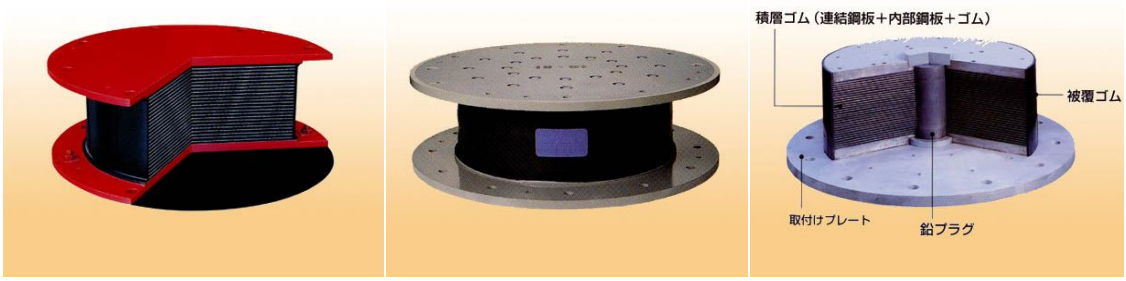
$$\beta = \frac{1}{2\pi} \times \frac{EDC}{\sum(k_{eff} {d_i}^2)}$$

$$A(t) = \omega^2 u(t) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u(t)$$


Superstructure
Anchor
Pier
Anchor
Elastomeric
Bearing


Isolated Structure
Conventional Structure


Seismic Isolator
(Top Mounting Plate Not Shown)
Energy Dissipation Core
Steel Reinforcing Plates
Cover Rubber
Internal Rubber Layers
Bottom Mounting
Plate



از یک سیستم ایزولاتور می توان انتظار داشت.

- توانايي در ایجاد انعطاف پذیری مناسب برای سازه
- کاهش تغییر مکان کفها در جهت افت خرابیهای سازه ای و غیر سازه ای
- کاهش فرکانس ارتعاش سازه و یا افزایش پریود ارتعاش
- کاهش نیروهای طراحی سازه

سیستم جداگریا ایزولاتور برای برآورده کردن اهداف فوق بایستی عناصر اصلی زیر را داشته باشد

الف- یک پایه و یا تکیه گاه انعطاف پذیر که به اندازه کافی پریود سازه را افزایش دهد.
ب- یک عنصر مستهلک کننده و یا جاذب انرژی به منظور کاهش تغییر مکان نسبی بین سازه و زمین به منظور رساندن آن به حد معقول
ج- یک سیستم ایجاد کننده صلبیت به جهت فراهک کردن صلبیت کافی در برابر زلزله های کوچک و باد

سازه های نرم
الف- مزایا

- این سازه ها دارای زمان تناوب (پریود) بلند می باشد
- مناسب برای محلهای با دور تناوب کوتاه
- شکل پذیری و قدرت جذب انرژی بالا تاقبل از مرحله شکست

ب- معایب

- تنش ها و تغییر مکانهای زیاد در محلهای با دوره تناوب بلند
- مسلح کردن قابهای بتن مسلح انعطاف پذیر دارای مشکلات زیادی است
- اتصال اعضای غیر سازه ای به سازه ای مشکل است.
-
- سازه های سخت (انعطاف نا پذیر)

الف- مزایا

- برای محلها با دوره تناوب بلند مناسب می باشد
- مسلح کردن قابهای بتن مسلح سخت آسانتر می باشد
- اتصال اعضای غیر سازه ای مشکل ندارد

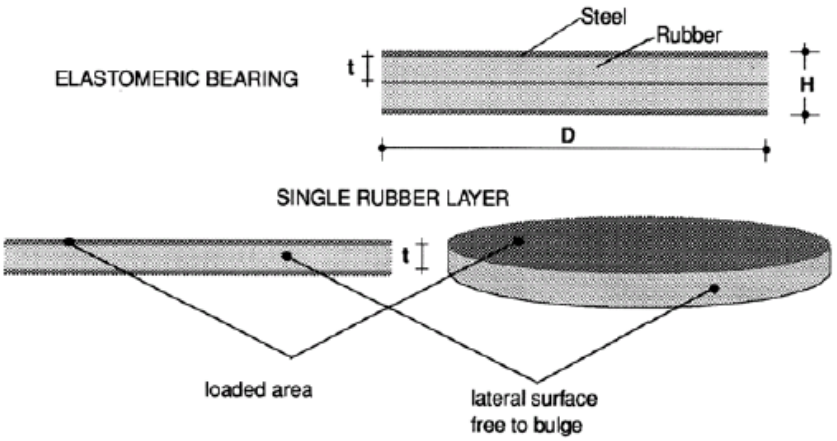
ب- معایب

- تنشهای ایجاد شده زیآد درمحلها با دوره تناوب کوتاه
- شکل پذیری کم قبل از مرحله شکست

ضریب شکل

ضریب شکل (S) یک لایه محدود شده لاستیکی عبارت است از نسبت میان سطح بارگذاری شده و سطح آزاد جانبی محدب می‌باشد. در شکل ۱ برای بالشتک‌های الاستومری ضریب شکل بصورت زیر بدست می‌آید.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{\pi D t} = \frac{D}{4t} \qquad (۴)$$



$$\text{shape factor} = \frac{\text{loaded area}}{\text{lateral surface free to bulge}} = \frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{\pi D t} = \frac{D}{4t}$$

شکل ۱- ضریب شکل یک لایه لاستیکی محبوس

در اینجا D قطر بالشتک و t ضخامت یک صفحه لاستیکی می‌باشد.

$$E_c = E_0(1 + 2kS^2) \qquad (۵)$$

k یک ضریب تجربی مربوط به سختی لاستیک می‌باشد.

E0 مدول فشاری لاستیک می باشد.

$$K_v = \frac{E_c A}{T_r} \qquad (۶)$$

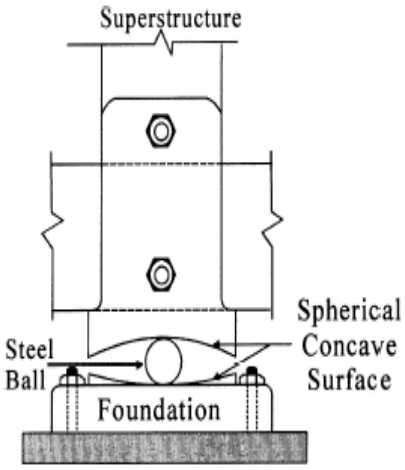
که A سطح تکیه‌گاه، T_r ضخامت کل لاستیک در تکیه‌گاه و E_c (که مقدار آن مستقل از تعداد لایه‌های الاستومر در تکیه‌گاه است) مدول فشاری ترکیب لاستیک- فولاد تحت یک مقدار معین بار قائم می‌باشد.

سیستم لغزشی Isolation Systems Based on Sliding

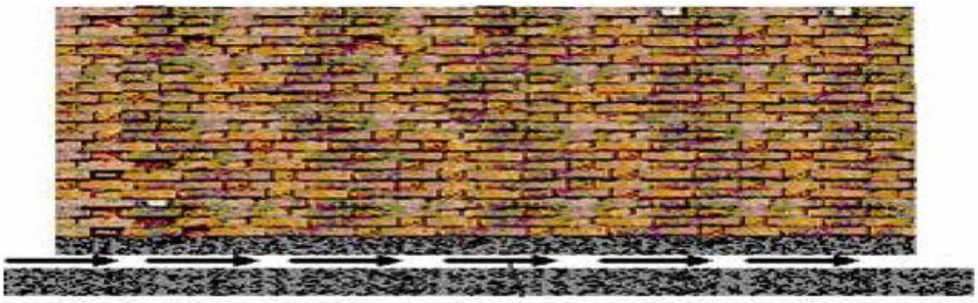
نوع دیگری از سیسستم های مجزا سازی سیستم لغزشی است ، این سیستم وظیفه محدودیت در جابجایی شکافهارا برعهده دارد بسیاری این سیستم را پیشنهاد کرده اند و از یک سری شن و ماسه در ورودی این سیستم استفاده می گردد لغزش از طریق یک ورقه برنز بروی استیل ضد زنگ ، همراه با نگهدارندهای الاستومر می بشاد سیستم نوسان-مالش

نوعی دیگری از سیستم لغزشی است که شامل یک سری مواد لفزشی برروی لستیل ضد زنگ است.

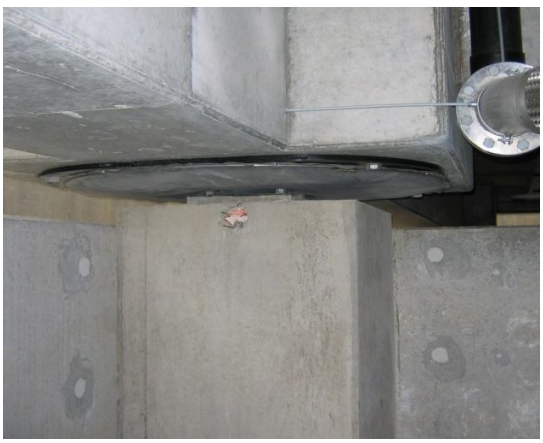
یکي دیگر از روشهاي افزایش شکل پذیري در سازه ها تولید چهار چوب متحرك یا سطح اصطحکاکي مابین سطح فنداسیون و پایه هاي ساختمان میباشد. نیروي برشي بوسیله ي نیروي استاتیکي اصطحکاکي بوجود آمده با این روش جداسازي در سازه ي فوقاني پراکنده ومستهلك میگردد که معادل ضریب اصطکاك و وزن سازه ي فوقاني میباشد.



مدل ساده ساخت سازه بر روی گوی های فلزی



به کارگیری یک لایه از شن و ماسه جهت عملیات مجزا سازی در محل اتصال دی‌وار و پی



جداگر لغزشی

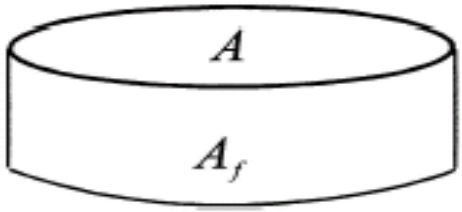
نئوپرن و بالشتک زیر پایه پل به عنوان ایزولاتور

ارتفاع کل لاستیک t_r را برای مواجه شدن با تغییر مکان افقی D و کرنش برشی γ_{max} محاسبه کنید

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}}$$

ضریب شکل S را بدون تاثیر شرایط نوسانی انتخاب کنید

ضریب شکل $S = A/A_f$



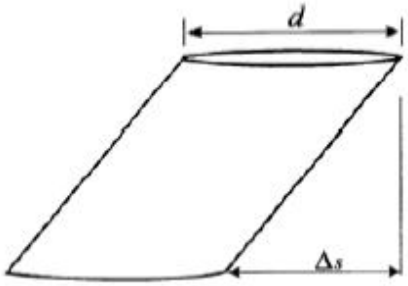
$$\frac{K_v}{K_h}=\frac{\frac{E_c\cdot A}{t_r}}{\frac{G\cdot A}{t_r}}=\frac{E_c}{G}=\frac{E\cdot\left(1+2\,kS^2\right)}{G}\geq 400 \quad \text{for} \quad S>10$$

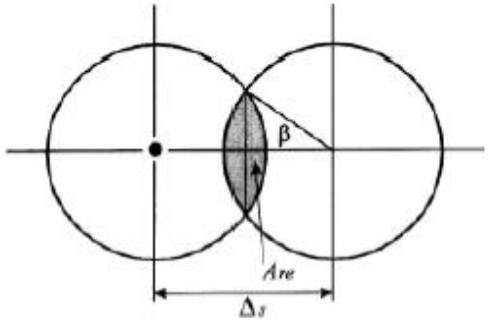
K_v سختی عمودی K_h سختی افقی

$$\sigma_c=\frac{P_{DL+LL}}{A_0}\leq 80\ \text{kgf}/\text{cm}^2=7.84\ \text{MN}/\text{m}^2 \qquad \sigma_c=\frac{P}{A}<\sigma_{cr}=\frac{G\cdot S\cdot L}{2.5\cdot t_r}$$

$$\sigma_c=\frac{P}{A}<\sigma_\sigma=\begin{cases}\dfrac{\pi G\cdot S\cdot d}{2\sqrt{2}\cdot t_r}\\ \dfrac{\pi G\cdot S\cdot L}{\sqrt{6}\cdot t_r}\end{cases}$$

Rubber Hardness IRHD ±2	Young's Modulus *E* (N/cm²)	Shear Modulus *G* (N/cm²)	Modified Factor k
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.8
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	735	173	0.53
75	940	222	0.52





تعیین سطح مقطع را از تحت اثر بار برشی برای ترکیب بار عمودی P_{DL+LL}

$$\gamma_c\Big|_{DL+LL} = 6S\frac{P_{DL+LL}}{E_c A_1} \le \frac{\varepsilon_b}{3}$$

εb زمانی است که قطعه به حدی کشیده شود که باعث پارگی گردد و $\varepsilon b/3$از آیین نامه اداره راه و ترابری آمریکا انتخاب گردیده است.

سطح مقطع متوسط حداقل A_{sf} را برای برش نهایی به دست آورید.

$$A_{re} = L\cdot\left(B-\Delta_S\right) \quad \text{و} \quad A_{sf} = \frac{K_{eff}\cdot t_r}{G}$$

$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta_S}{d}\right) \quad \text{و} \quad A_{re} = \frac{d^2}{4}\left(\beta-\sin\beta\right)$$

$$t_s \ge \frac{2\left(t_i+t_{i+1}\right)\cdot P_{DL+LL}}{A_{re}\cdot F_S} \ge 2\text{ mm} \quad \text{و} \quad S = \frac{L\cdot B}{2\left(L+B\right)\cdot t}$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2\cdot\theta}{2\cdot t\cdot t_r} \quad \text{و} \quad \theta = \frac{12\,De}{h^2+d^2}$$

برای جلوگیری از بلند شدگی قطعه لاستیکی زیر اثر بار زلزله باید شرایط زیر برقرار باشد

$$D \le \delta_{roll\text{-}out} = \frac{P_{DL+LL+EQ}\cdot L}{P_{DL+LL+EQ}+K_{eff}\cdot h}$$

$$F\cdot h = P_{DL+LL+EQ}\cdot\left(L-\delta_{roll\text{-}out}\right)$$

$$F = K_{eff} \cdot \delta_{roll\text{-}out}$$

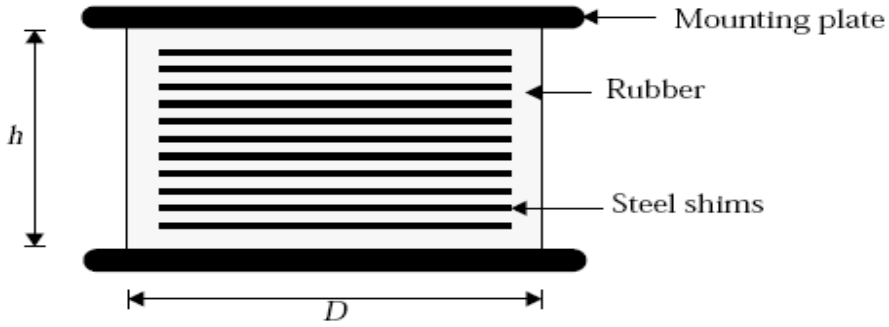
$$K_d = K_r\left(1+12\frac{A_p}{A_0}\right)$$

$$1.25 \le \frac{H_p}{d_p} \le 5.0$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \le 0.75\varepsilon_b$$

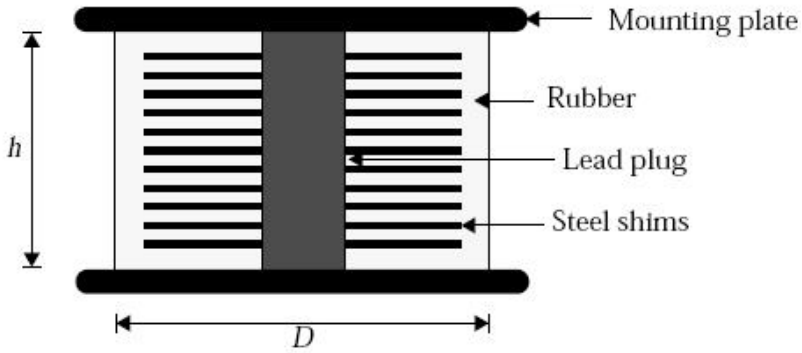
Rubber bearings placed between the strip foundation and the building

Isolation devices of Bridgestone Toranomon Building



Typical natural rubber bearing (NRB)

Steel rod damper combined with a NRB



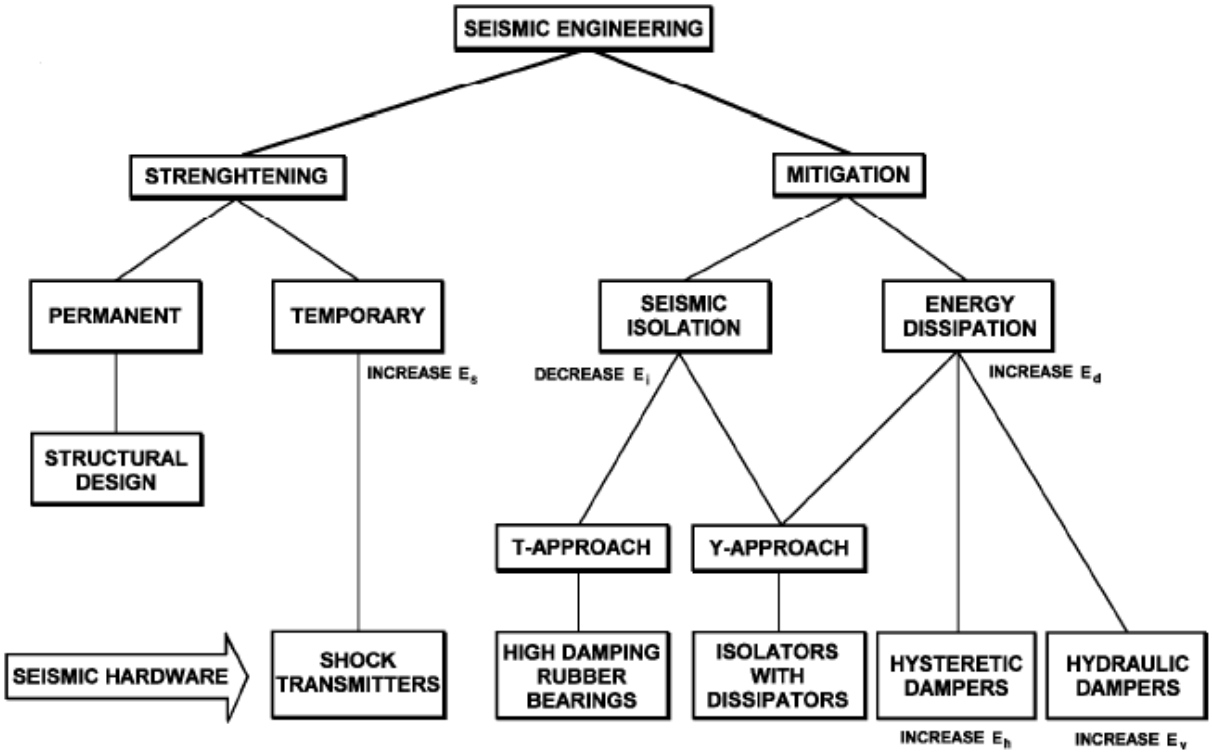
Typical lead rubber bearing (LRB)

High damping rubber bearing just installed in the apartment houses of IERP at Città di Castello (Perugia), as filmed in May 2001.

Application of the CAM method to the seismic improvement of a masonry apartment building at Sigillo (Perugia) (filmed during works in December 2000).

موقعیت قرارگیری جداگر پایه	مزایا	معایب
• زیر زمین	• دتایل و یژه ای مورد نیاز برای جدایش سطوح داخلی ، بالابر و راه پله وجود ندارد • پایین ستون به دیافراکم در تراز جداگر پایه اتصال داده می شود • سیستم پشتیبان بارهای قائم ساده بوده ولی یکپارچه نیست	• هزینه های سازه ای مگر زیر زمین برای اهداف دیگر نیاز باشد • نیاز به یک دیوار حادل مجزا در اجرا(مستقل)
• ستون بالای زیرزمین	• نیاز به طبقه زیرین ندارد • هزینه های سازه اضافی کاهش داده می شود • پایین ستونها به دیافراگم در ترازجداگر پایه اتصال داده می شود • سیستم پشتیبان برای بارهای قائم توسط ستونها ایجاد می شود	• به تعداد زیادی شفت کنسول زیر تراز طبقه اول نیاز است • اصلاح ویژه برای راه پله زیرتراز طبقه اول نیاز است
• پایین ستون طبقه اول	• هزینه های سازه اضافی کاهش داده می شود • جدایی در تراز جداگرپایه آسان بوده ولی یکپارچه نمی باشد • امکان اتصال پایه ستون به دیافراگم وجود دارد	• چاهک کنسول نیاز دارد

	• آسان است سیستم پشتیبان را برای بارهای قائم منفک نمود	
• دتایل ویژه برای بالابرها و راه پله نیاز است • دتایل ویژه نیاز است اگر تراز طبقه اول باز نباشد • دتایل وژه برای بارهای سرویس قائم نیاز دارد	• هزینه های سازه اضافی کاهش داده می شود • مسائل اقتصادی حرف اول را می زنند • سیستم پشتیبان برای بارهای قائم بوسیله ستون ایجاد می شود	• بالای ستون طبقه اول



Seismic Design Approaches and the respective Seismic Hardware

مهندسی زلزله

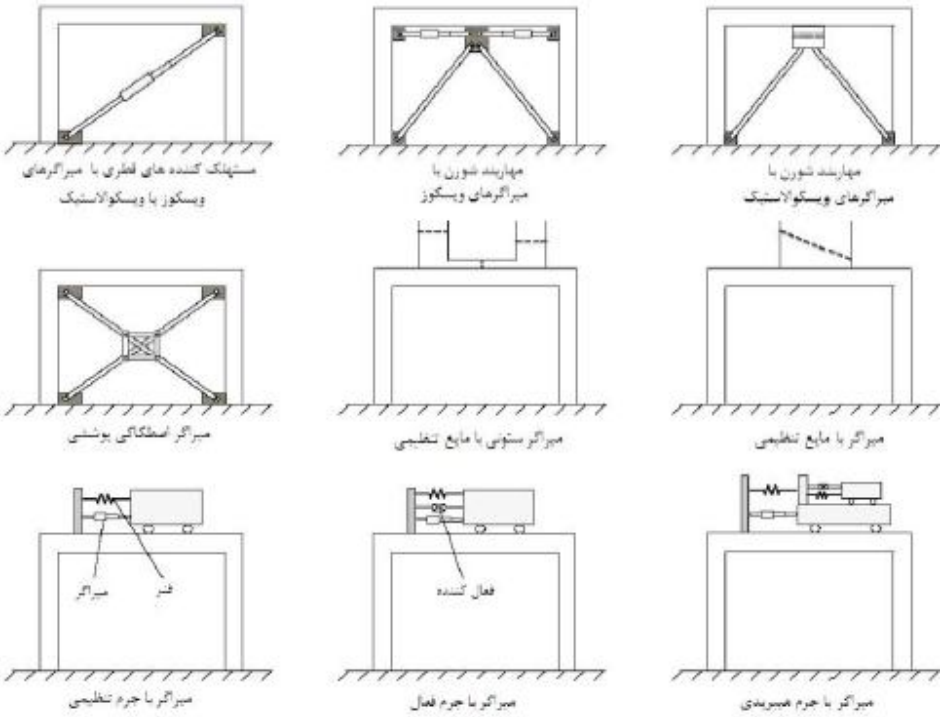
۱-تقویت (موقت و دائم)

۲-کاهش خسارت (۱-جداگر لرزهای ۲- کاهش دهنده انرژی)

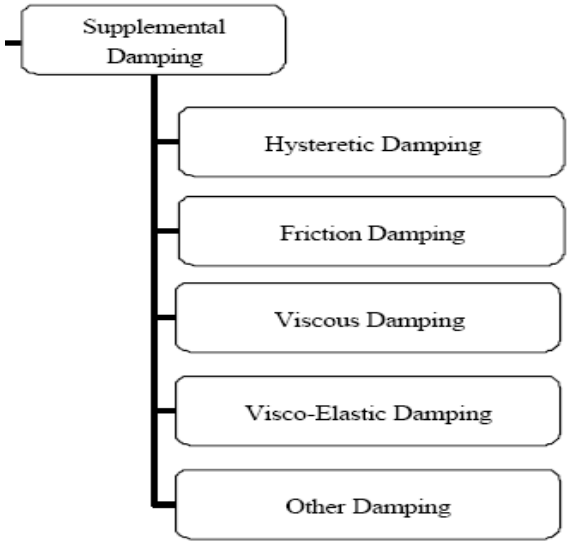
شامل میراگرهای هیدرولیکی، هیسترزیسی،لاستیک فشرده با میرایي بالا و جداگر مستهلک کننده انرژی(ترکیبی) می باشد

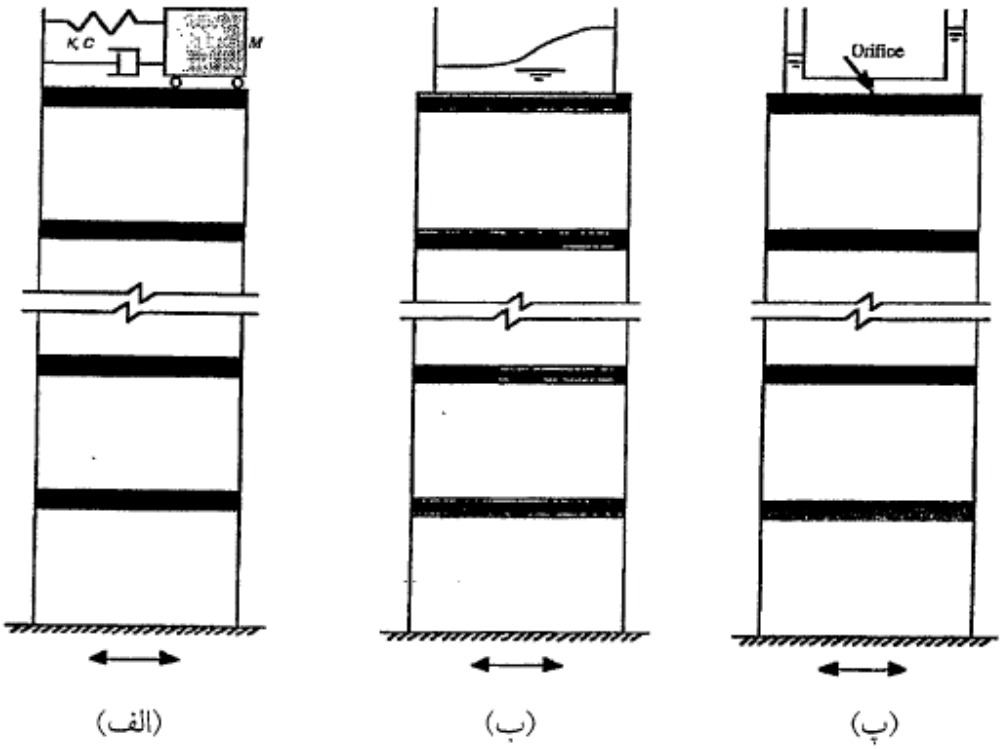
سیستمهای کنترل سازه ای (ترکیبی یا هیبریدی)

۱-بادبند قطری با میراگر ویسکوز یا ویسکو الاستیک
۲-بادبند Chevron با میراگر ویسکوز
۳-بادبند Chevron با میراگر ویسکوز الاستیک
۴- بادبند با دمپر اصطکاکی پال
۵- میراگر ستون مایع تنظیم شده
۶- میراگر مایع تنظیم شده
۷-دمپرجرم تنظیم شده
۸-میراگر جرم فعال
۹- میراگر جرم ترکیبی



وسایل تکمیلی استهلاک انرژی





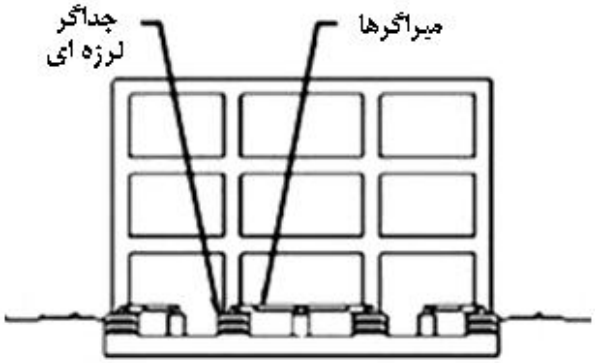
سازه بامیراگرهای هدایت شده.الف) میراگرجرم هدایت شده (TMD)؛ ب) میراگر مایع هدایت شده(TLD)
پ) میراگرستون مایع هدایت شده(TLCD)

انواع میراگرها

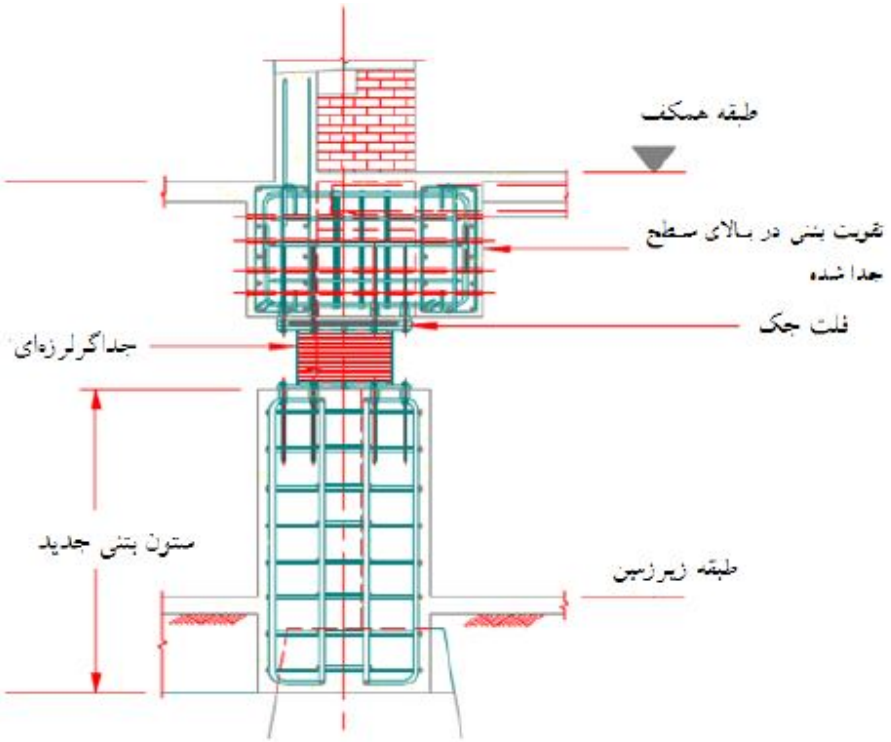
۱-میراگر ویسکوز

نحوه اتصال این نوع میراگرها به سازه

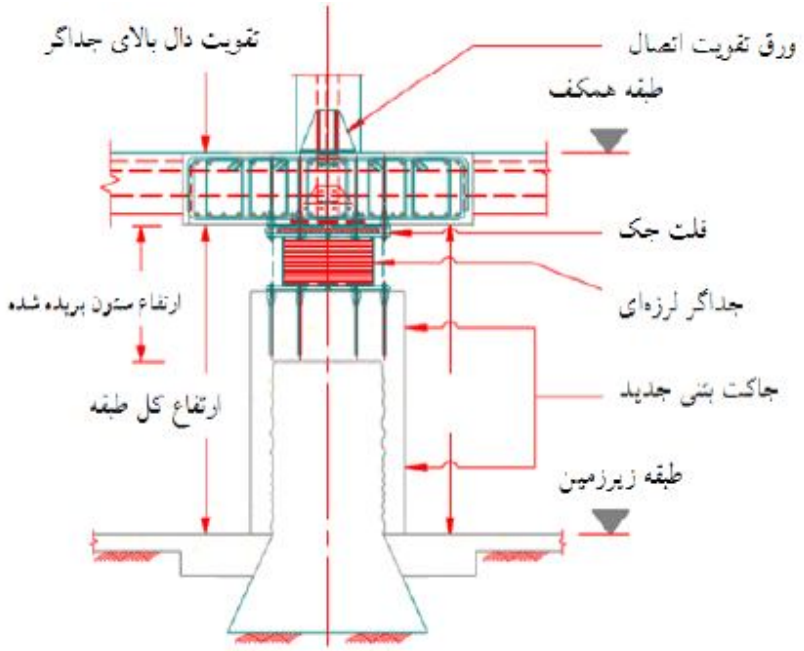
- نصب میراگرها به کف و یا فونداسیونها (در روش جداسازی لرزه ای)
- اتصال میراگرها در بادبندهای جناغی
- نصب میراگر ها در بادبندهای قطری



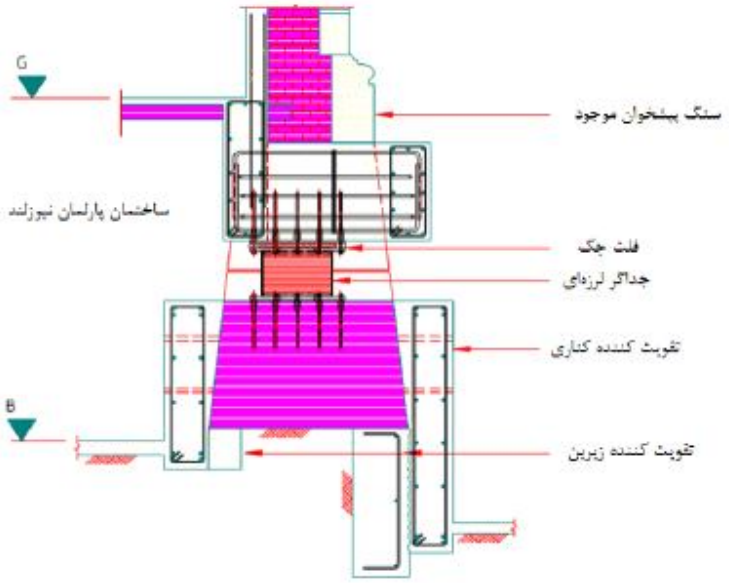
ترکیب میراگر و جداگر لرزه ای



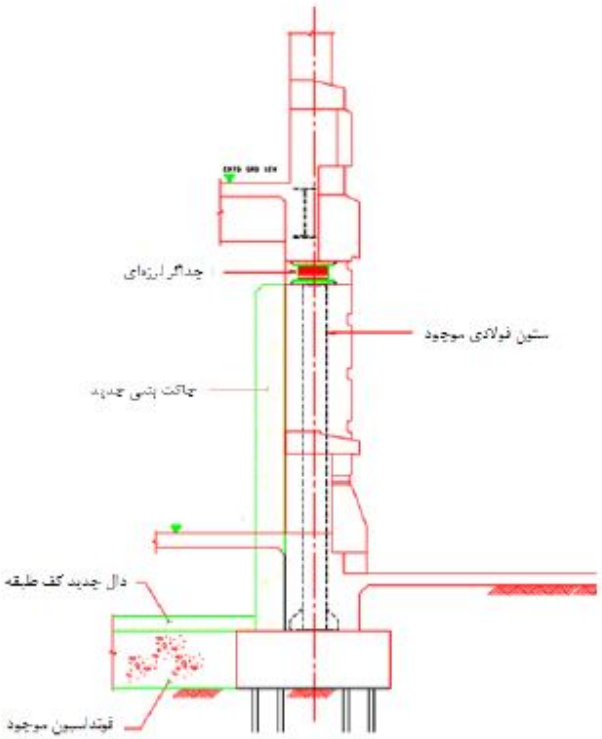
جزئیات تیپ نصب جداگر در زیر دیوار برشی باربر



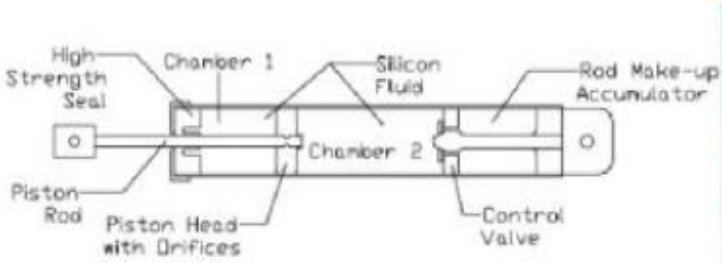
جزئیات تیپ نصب جداگر در ستون بتنی موجود

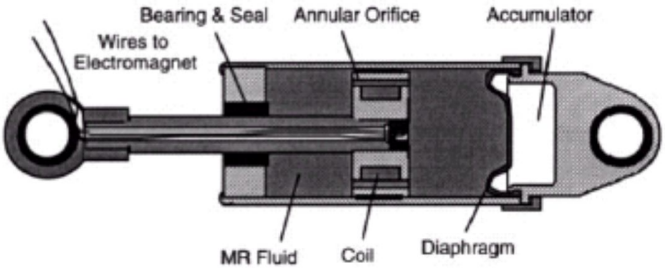


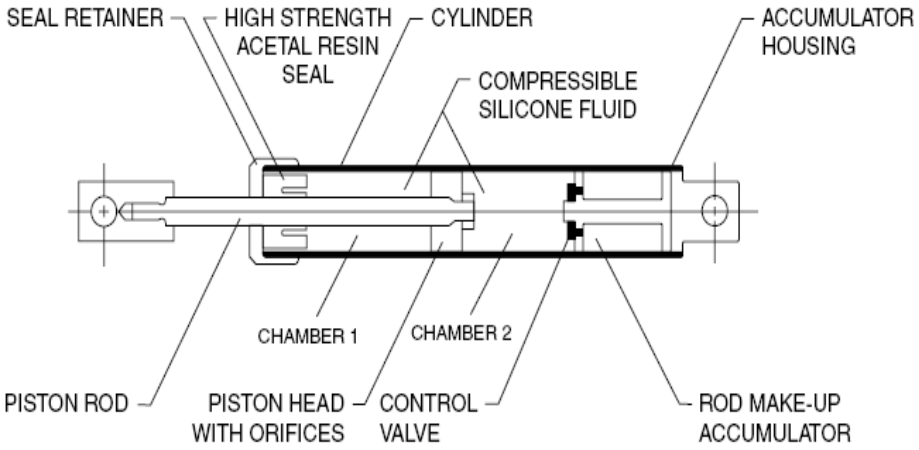
جزئیات تیپ نصب جداگر در ساختمان بنایی موجود



جزئیات تیپ نصب جداگر در ستونهای فولادی



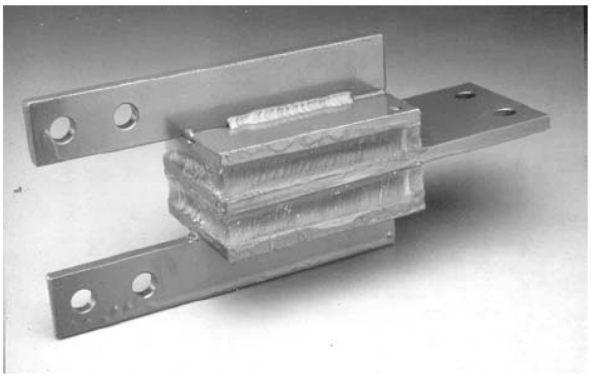


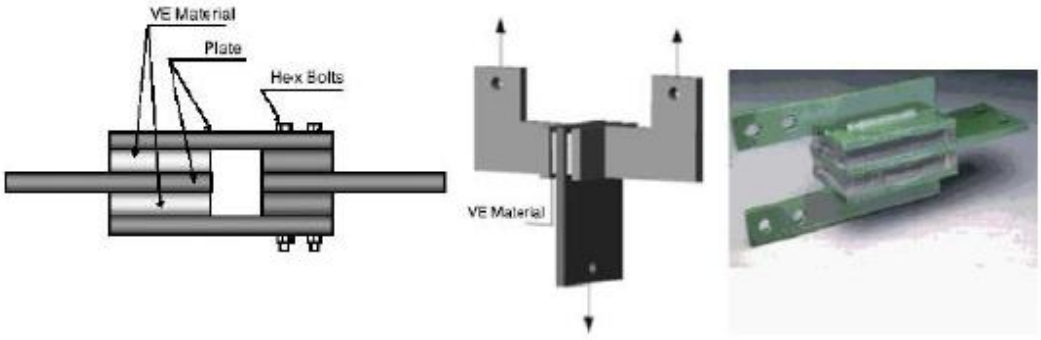


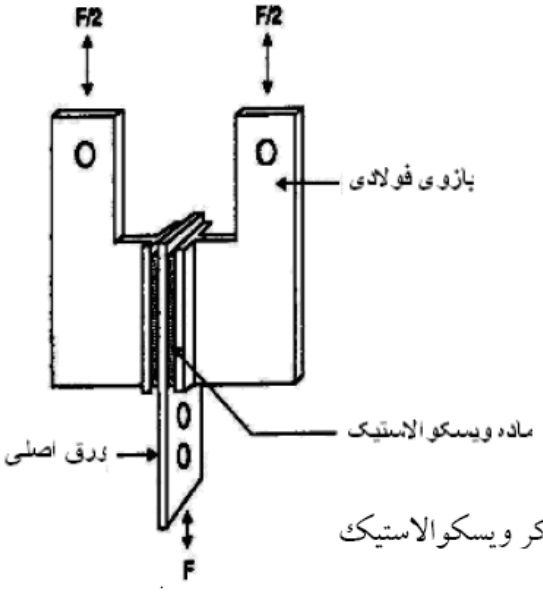
Schematic section through a fluid viscous damper (courtesy of Taylor Devices)

Viscous dampers in steel framed building.

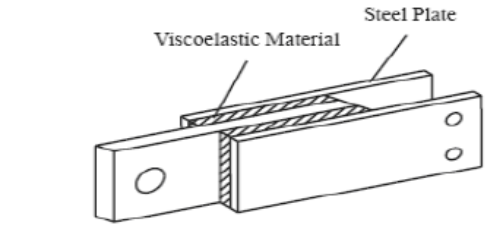
۲-میراگر ویسکو الاستیک







ساختمان کلی میراکر ویسکوالاستیک



نوعی از میراگر ویسکوالاستیک با لایه های ویسکوالاستیک

Visco-elastic dampers installed in the Gentile Fermi school at Fabriano (a rare example of rationalist architecture), during seismic improvement works (filmed in 2001).

۳- میراگر اصطکاکی : یکی از پر کاربردترین میراگرها بوده نحوه محاسبه میرایي موثر ازمجموع میرایي ذاتی (حدود۵%)و میرایي معادل بدست می آید

$$\beta_{eff} = k\beta_{\circ} + 5$$

$$\delta_d = 0.75(\delta_t)$$

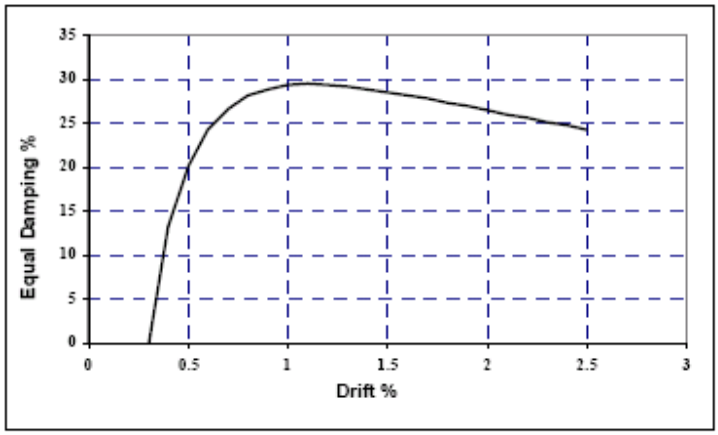
- انتخاب گریز نهایی طبقات (δ_t) تقریباً برابر گریز بام نسبت به تراز پایه می‌باشد.

$$\beta_{\circ} = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{S_{\circ}}}$$

$$\beta_{\circ} = 63.7\frac{(V_y\delta_d - 0.3V)}{V\delta_d}$$

$$V = \left(1 + \frac{\delta d - 0.3}{2.2}\right)V_y$$

نحوه تسطیح برش پایه بر حسب میرایي



میرایی معادل سازه ($\beta_{\circ}$) بر حسب گریز

رابطه میرایي معادل سازه با چابچایي نسبی

ضریب تصحیح k و حداقل مقادیر SR_A , SR_V (ATC-40)

Str.Type	B.(%)	k	SR_A	SR_V
A	≤ 16.25	1.00	0.33	0.50
	>16.25	1.13-0.51 $\beta_{\circ}$/63.7		
B	≤ 25.0	0.67	0.44	0.56
	>25.0	0.845-0.446 $\beta_{\circ}$/63.7		
C	Any value	0.33	0.56	0.67

$$\frac{k_e}{k_i} = \left(\frac{V_d}{\delta_d}\right)\Big/\left(\frac{V_y}{\delta_y}\right) = \frac{\delta_d}{0.3}\left(1 + \frac{\delta_d - 0.3}{2.2}\right)$$

نسبت سختي موثر به سختی اولیه

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

نسبت پریود موثر به پریود اولیه

مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با میرایی بالا(HDR):

جهت طراحی جداگر لاستیکی با میرایی بالا می توان به ترتیب زیر عمل نمود.

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL},$W_{DL+0.2\times LL}$) و بارمحوری سنگین‌ترین ستون($P_{DL+LLmax}$)

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه (T_F) و انتخاب زمان تناوب سازه جداسازی شده(T_D)

درصورتیکه$T_D \geq 3\times T_F$ باشد جداسازی کارایی بهتری خواهد داشت.

چنانچه $T_D \geq 3.0_{(SEC)}$ باشد نیاز به طیف طرح ویژه ساختگاه می‌باشد.

مناسب‌ترین بازه زمان تناوب هدف (T_D) بین ۲ تا ۲/۵ ثانیه می‌باشد.

۳- محاسبه سختی جانبی موثرکل جداگرها(K_{eff}):

$$K_{eff} = \frac{W_{DL+0.2\times LL}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\frac{S_{1D}.T_D}{B_1}$$

S_{1D}: شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه($S_{1D}=A\times B_{1D}$) برای زلزله طرح

A: نسبت شتاب مبنای طرح منطقه

B_{1D}: ضریب بازتاب سازه در زمان تناوب یک ثانیه

B1: ضریب میرایی که برای جداگر با نسبت میرایی ۲۰٪= β_D برابر ۱/۵ می‌باشد (جدول۸-۱ نشریه ۳۶۰).

۵- محاسبه مجموع مساحت جداگرها A_{total} براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائمA_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشیA_3.

$$A_1 = \frac{N \times P_{DL+LL\max}}{\sigma_{all}}$$

$$A_2 = \frac{6.S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma}$$

$$t = \frac{D_D}{\gamma}$$

$$A_3 = \frac{K_{eff}.t}{G}$$

γ= کرنش برشی حداکثر لاستیک (150%)

G = مدول برشی لاستیک (0.4~1.0MPa)

σ_{all} = تنش فشاری مجاز(10MPa)

t = ضخامت مجموع لایه‌های لاستیکی بین ورق‌های فولادی

E_C = مدول فشاری قائم لاستیک و فولاد($E_C=E(1+2kS^2)$)

E = مدول قائم لاستیک(3.3G~4.0G)

S = ضریب شکل جداگر ($10\leq S\leq 20$)

k =ضریب اصلاح مدول ($0.5\leq k\leq 1.0$)

A_{total} = مجموع مساحت تمام جداگرها

A_n = سطح مقطع یک جداگر

N : تعداد جداگرها

$$A_n = \frac{A_{total}}{N}$$

۶- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

برای جداگر استوانه‌ای $$t_r = \frac{d}{4S}$$

برای جداگر مکعب مستطیلی $$t_r = \frac{a}{4S}$$

تعداد لایه‌های لاستیک بین ورق‌های فولادی $$n = \frac{t}{t_r}$$

d: قطر جداگر استوانه‌ای

a: ضلع سطح جداگر مکعب مستطیلی

۷- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی بین لایه‌های لاستیکی:

$$3mm \geq t_s \geq \frac{4t_r \times P_{DL+LLmax}}{A_r.F_s} \geq 2mm$$

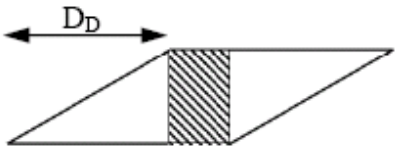
A_r= مساحت همپوشانی سطوح بالا و پائین جداگر تحت تغییرمکان طرحD_D

برای نشیمن با سطح مربعی $$A_r = A\left(1-\frac{D_D}{a}\right)$$

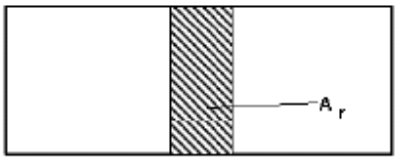
برای نشیمن استوانه‌ای $$A_r = 0.5\left(d^2 \sin^{-1}\left(\frac{\varsigma}{d}\right) - D_D\varsigma\right)$$

$$\varsigma = \sqrt{(d^2 - D_D^2)}$$

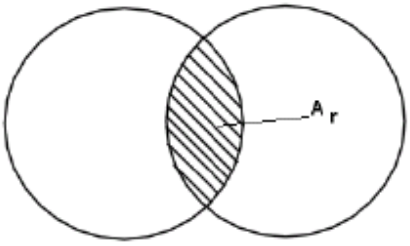
$F_s=0.6F_y$= تنش مجاز ورق‌های فولادی



نمای جداگر تغییرشکل یافته



پلان جداگر مکعبی تغییرشکل یافته



پلان جداگر استوانه ای تغییرشکل یافته

مساحت همپوشانی تحت تغییرمکان طرح

۸- کنترل بار کمانش

تعیین بار بحرانی کمانش:

$$P_{crit} = \sqrt{P_S . P_E}$$

$$P_S = GA_s \quad , \quad P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t_r^2} \quad , \quad (EI)_{eff} = E_C (\frac{1}{3}) I$$

$$\text{SF} = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} \geq 1.0$$

As: سطح ورق فولادی یک جداگر

I: ممان اینرسی سطح یک جداگر

۹- کنترل روابط آئین‌نامه آشتو

۹-۱- کرنش قائم:

$$\varepsilon_c = \frac{P_{DL+LL+EQ}}{K_{vr} \times t_r}$$

۹-۲- کرنش برشی حاصل از بار قائم:

$$\varepsilon_{sc} = 6S\varepsilon_c$$

۹-۳- سختی قائم یک لایه لاستیک:

$$K_{vr} = \frac{E_c A_r}{t_r}$$

۹-۴- کرنش برشی حاصل از چرخش جداگر(θ):

$$\varepsilon_{sr} = \frac{d^2\theta}{2t_r \times t}$$

۹-۵- کرنش برشی حاصل از تغییر شکل جانبی:

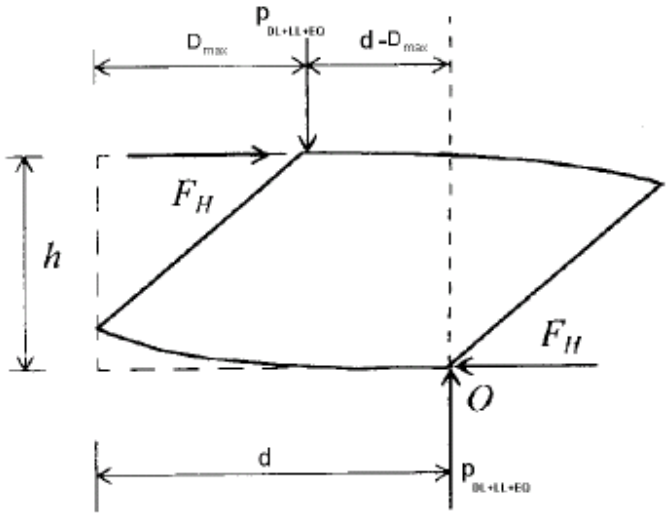
$$\varepsilon_{sh} = \frac{D_D}{t}$$

ε_u کرنش نهایی پارگی لاستیک که از آزمایش بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{sc} \le \frac{\varepsilon_u}{3}$$

$$(\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr}) \le 0.75\varepsilon_u$$

۱۰- جلوگیری از غلتش جداگر



دیاگرام نیروهای وارد بر جداگر

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N}$$

$$D_{max} \le \frac{d \times P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H \times h}$$

K_H: سختی جانبی یک جداگر

D_{max}: تغییرمکان حداکثر

h: ارتفاع جداگر

۱۱- برش پایه طرحV(وارد برسازه جداسازی شده)

$$V = K_{eff} . D_D$$

مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با هسته سربی(LRB):

جهت طراحی جداگر لاستیکی با هسته سربی می توان به ترتیب زیر عمل نمود.

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL},$W_{DL+0.2\times LL}$) و بارمحوری سنگین‌ترین ستون($P_{DL+LLmax}$)

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه(T_F) و انتخاب زمان تناوب سازه جداسازی شده(T_D)

درصورتیکه$T_D \ge 3\times T_F$ باشد جداسازی کارایی بهتری خواهد داشت.

چنانچه $T_D \ge 3.0_{(SEC)}$باشد نیاز به طیف طرح ویژه ساختگاه می‌باشد.

مناسب‌ترین بازه زمان تناوب هدف(T_D) بین ۲ تا ۲/۵ ثانیه می‌باشد.

۳- محاسبه سختی جانبی موثرکل جداگرها(K_{eff}):

$$K_{eff} = \frac{W_{DL+0.2\times LL}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\frac{S_{1D} . T_D}{B_1}$$

S_{1D}: شتاب طیفی درزمان تناوب یک ثانیه($S_{1D}=A\times B_{1D}$)برای زلزله طرح

A: نسبت شتاب مبنای طرح منطقه

B_{1D}: ضریب بازتاب سازه در زمان تناوب یک ثانیه

B_1: ضریب میرایی که برای جداگر با نسبت میرایی ٪۲۵= β_D برابر ۱/۶ می‌باشد.(جدول۸-۱)

۵- محاسبه مساحت هسته سربی براساس درصد میرایی بحرانی(β_{eff}=25%)

۵-۱- میزان استهلاک انرژی در هر سیکل:

$$W_D = 2\pi k_{eff} . D_D^{\ 2} . \beta_{eff}$$

۵-۲- مقاومت تسلیم سرب:

$$Q_d \cong \frac{W_D}{4D_D}$$

۵-۳- سختی ثانویه جداگر:

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D}$$

۵-۴- تغییرمکان تسلیم جداگر:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d}, \qquad k_u \approx 10k_d$$

۵-۵- سطح مقطع کل هسته‌های سربی:

$$A_{pb}^{total} = \frac{Q_d}{F_y^{pd}}$$

۵-۶- سختی مورد نیاز لاستیک‌ها:

$$k_{rubber} = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D}$$

۶- **محاسبه مساحت لاستیک جداگرها(A_{rub}) براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائم A_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشی A_3.**

$$A_1 = \frac{N \times P_{DL+LL\,max}}{\sigma_{all}}$$

$$A_2 = \frac{6.S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma}$$

$$t = \frac{D_D}{\gamma}$$

$$A_3 = \frac{K_{rubber} \ . \ t}{G}$$

γ= کرنش برشی حداکثر لاستیک (150%)

G = مدول برشی لاستیک (0.4~1.0MPa)

σ_{all} = تنش فشاری مجاز(10MPa)

t = ضخامت مجموع لایه‌های لاستیکی بین ورق‌های فولادی

E_C = مدول فشاری قائم لاستیک و فولاد($E_C=E(1+2kS^2)$)

E = مدول قائم لاستیک(3.3G~4.0G)

S = ضریب شکل جداگر ($10 \le S \le 20$)

k =ضریب اصلاح مدول ($0.5 \le k \le 1.0$)

A_{rub}= مجموع مساحت لاستیک جداگرها

A_{total} = مساحت مجموع جداگرها (لاستیک+هسته سربی)

$$A_{total} = A_{rub} + A^{total}_{pb}$$

A_s = سطح مقطع یک جداگر

N : تعداد جداگرها

$$A_n = \frac{A_{total}}{N}$$

۷- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

برای جداگر استوانه‌ای

$$t_r = \frac{d}{4S}$$

برای جداگر مکعبی مستطیلی

$$t_r = \frac{a}{4S}$$

تعداد لایه‌های لاستیک بین ورق‌های فولادی

$$n = \frac{t}{t_r}$$

d: قطر جداگر استوانه‌ای

a: ضلع سطح نشیمن

۸- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی مابین لایه‌های لاستیک:

$$3mm \geq t_s \geq \frac{4t_r \times P_{DL+LLmax}}{A_r.F_s} \geq 2mm$$

A_r= مساحت همپوشانی سطوح بالا و پائین جداگر تحت تغییر مکان طرح D_D (شکل۶-۲۷)

برای نشیمن با سطح مربعی $A_r = A\left(1-\frac{D_D}{a}\right)$

برای نشیمن استوانه‌ای $A_r = 0.5\left(d^2 \sin^{-1}\left(\frac{\varsigma}{d}\right) - D_D\varsigma\right)$

$\varsigma = \sqrt{(d^2 - D_D^2)}$

$F_s=0.6F_y$= تنش مجاز ورق‌های فولادی

۹- کنترل بار کمانش

تعیین بار بحرانی کمانش: $P_{crit} = \sqrt{P_S.P_E}$

$$P_S = GA_s \quad , \quad P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t_r^2} \quad , \quad (EI)_{eff} = E_C(\frac{1}{3})I$$

$$SF = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} \geq 1.0$$

As: سطح ورق فولادی یک جداگر

I: ممان اینرسی سطح یک جداگر

۱۰- کنترل روابط آئین نامه آشتو

۱۰-۱- کرنش قائم: $\varepsilon_c = \frac{P_{DL+LL+EQ}}{K_{vr} \times t_r}$

۱۰-۲- کرنش برشی حاصل از بار قائم:

$$\varepsilon_{sc} = 6S\varepsilon_c$$

۱۰-۳- سختی قائم یک لایه لاستیک :

$$K_{vr} = \frac{E_c A_r}{t_r}$$

۱۰-۴- کرنش برشی حاصل از چرخش جداگر(θ):

$$\varepsilon_{sr} = \frac{d^2\theta}{2t_r \times t}$$

۱۰-۵- کرنش برشی حاصل از تغییر شکل جانبی:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{D_D}{t}$$

ε_u کرنش نهایی پارگی لاستیک که از آزمایش بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{sc} \le \frac{\varepsilon_u}{3}$$

$$(\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr}) \le 0.75\varepsilon_u$$

۱۱- جلوگیری از غلتش جداگر(شکل۶-۲۸)

$$D_{\max} \le \frac{d \times P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H \times h}$$

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N}$$

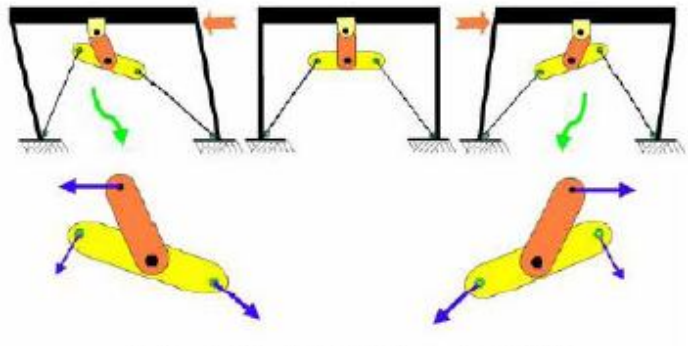
K_H: سختی جانبی یک جداگر

D_{max}: تغییرمکان حداکثر

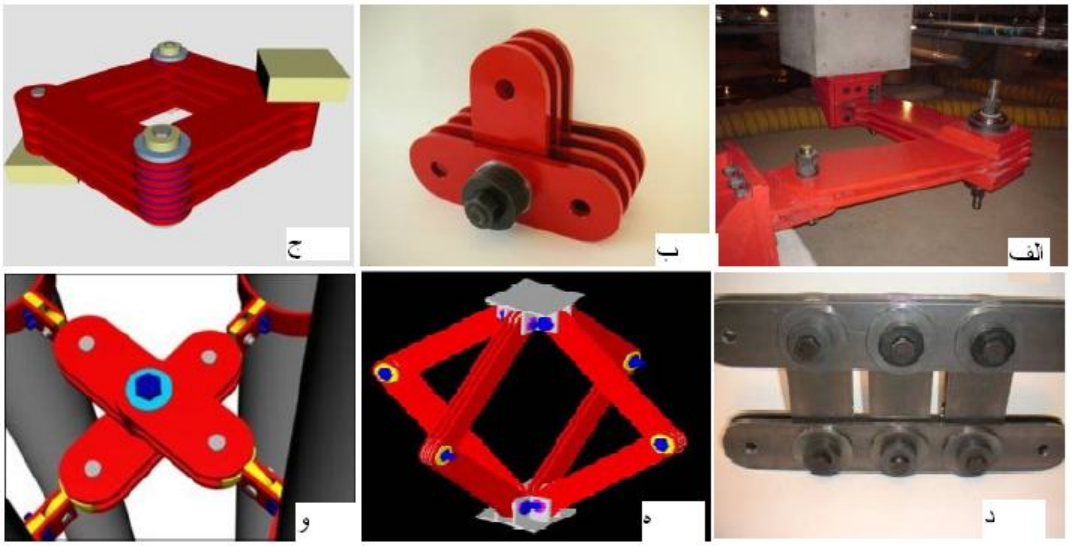
h: ارتفاع جداگر

۱۲- برش پایه طرح V (وارد برسازه جداسازی شده)

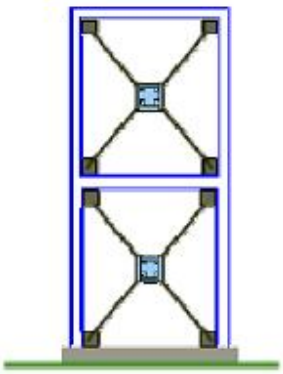
$$V = K_{eff} . D_D$$

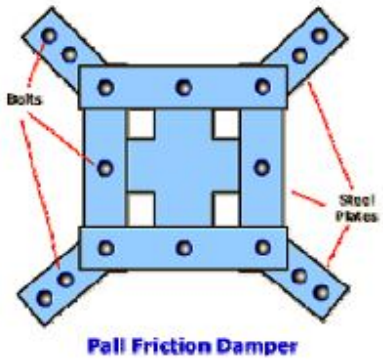


مکانیزم کار میراگر اصطکاکی دورانی جدید



استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی در مقاوم سازی



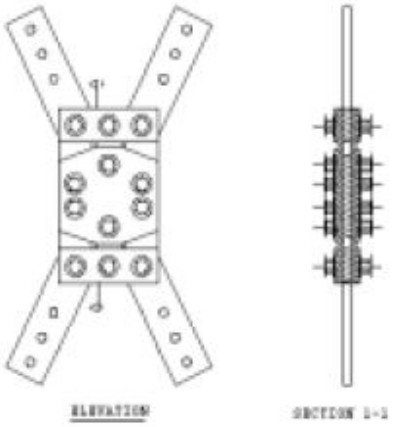


استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال (Pall) در مقاوم سازی

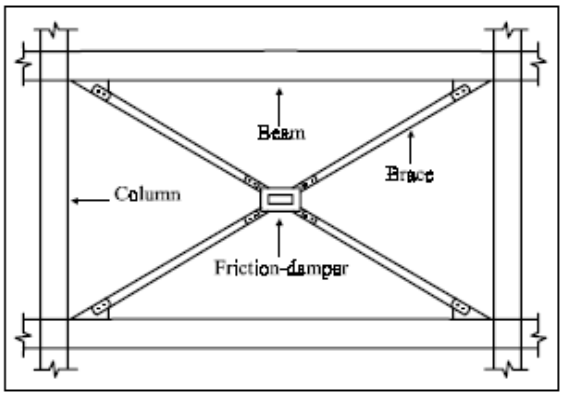
In-line Pall Friction Damper

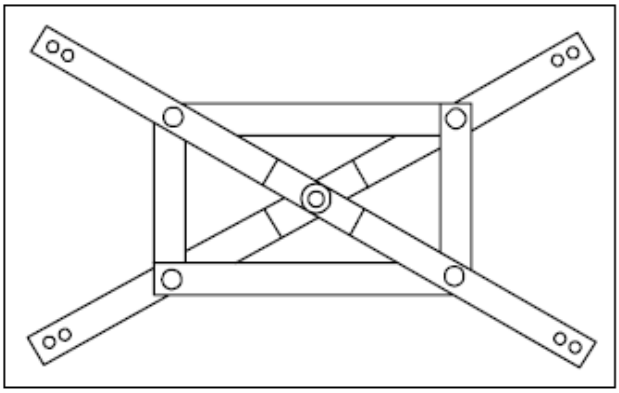
Cross Brace Pall Friction Damper

Elevation of retrofitted tank



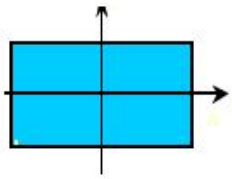
Pall friction damper





Typical braced bay and pall friction damper device

Friction Damper for
Tension-Compression Brace



Hystersis Loop

Friction Damper in
Tension-only Cross Brace

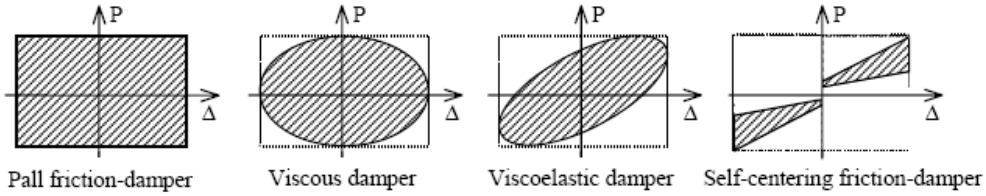
Pall Friction Dampers

Pall Friction Damper in Cross Bracing

Pall Friction Damper

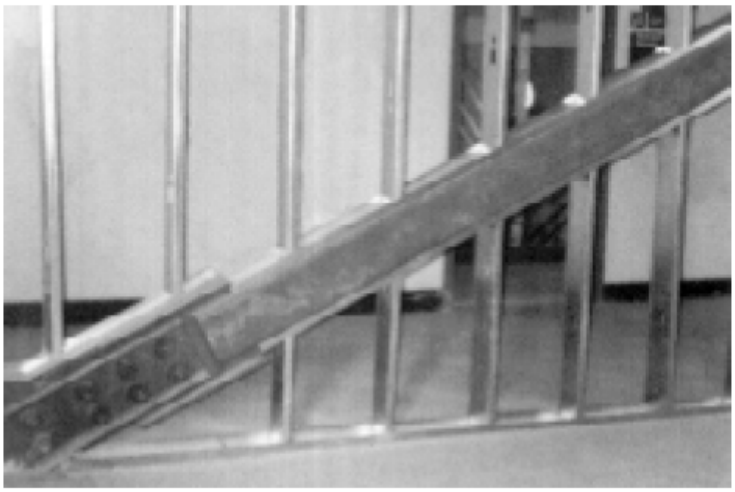
Pump House building: rendering
of installation of friction dampers

ساختمان یک تلمبه خانه با قرارگیری دامپر های اصطکاکی



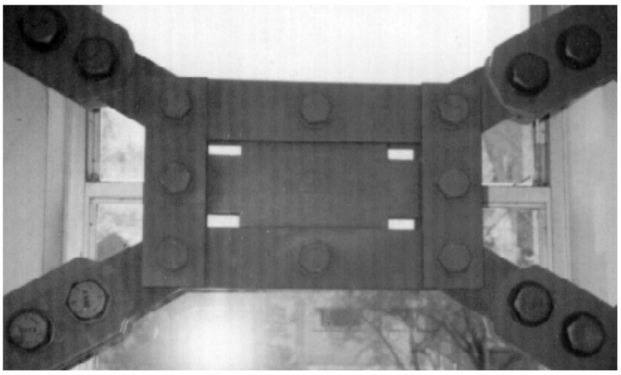
Pall friction-damper | Viscous damper | Viscoelastic damper | Self-centering friction-damper

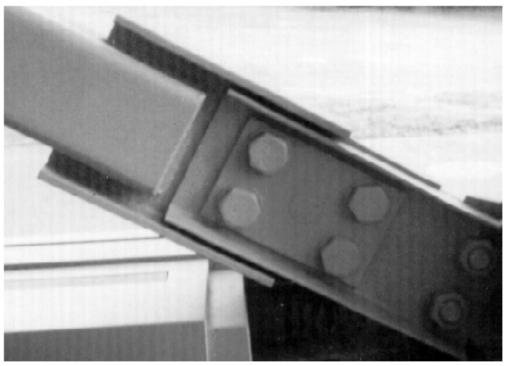
Hysteretic loops of different dampers



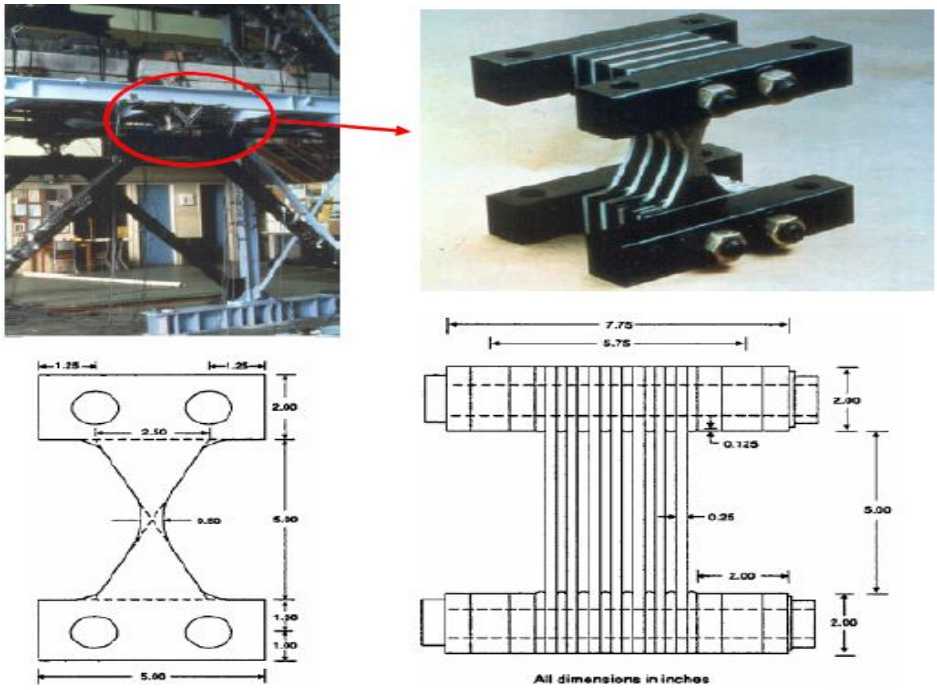
Pall friction-damper at bottom of single diagonal brace

Pall friction-damper at top of chevron brace



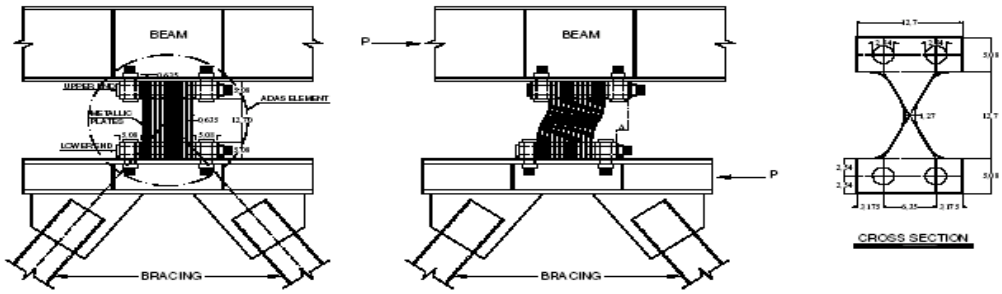


Pall friction-damper in existing cross bracing **Pall friction-damper in single diagonal bracing**

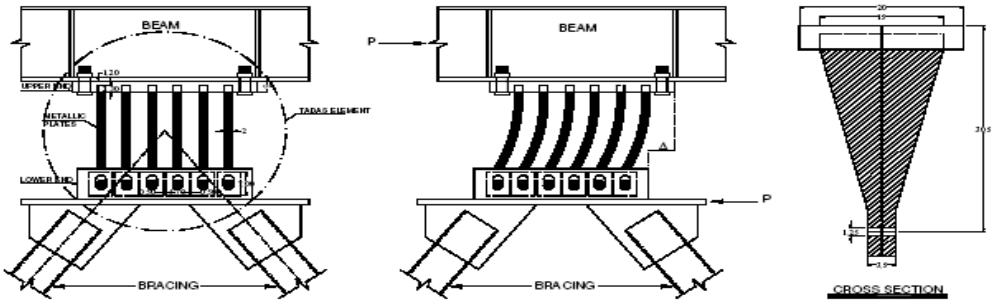


ADAS damper: location within a frame and close up (*top*) and typical geometry (*bottom*)

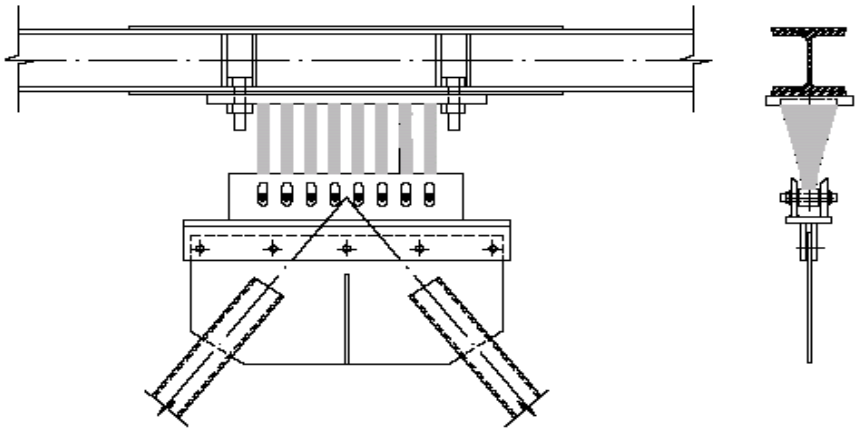
میراگرهای ADAS



The behavior of ADAS damper during earthquake (all dimensions in centimeter)

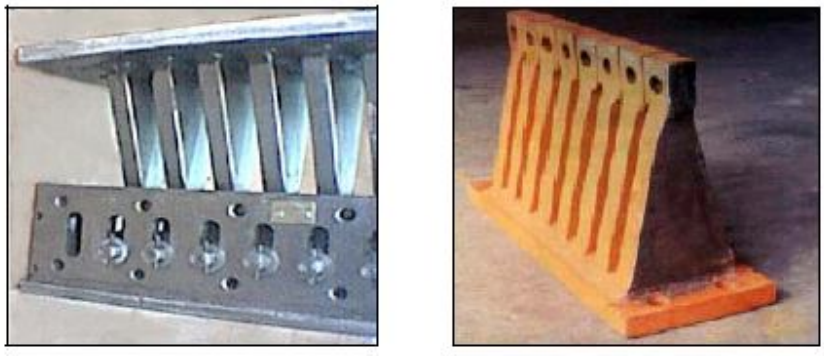


The behavior of TADAS damper during earthquake (all dimensions in centimeter)



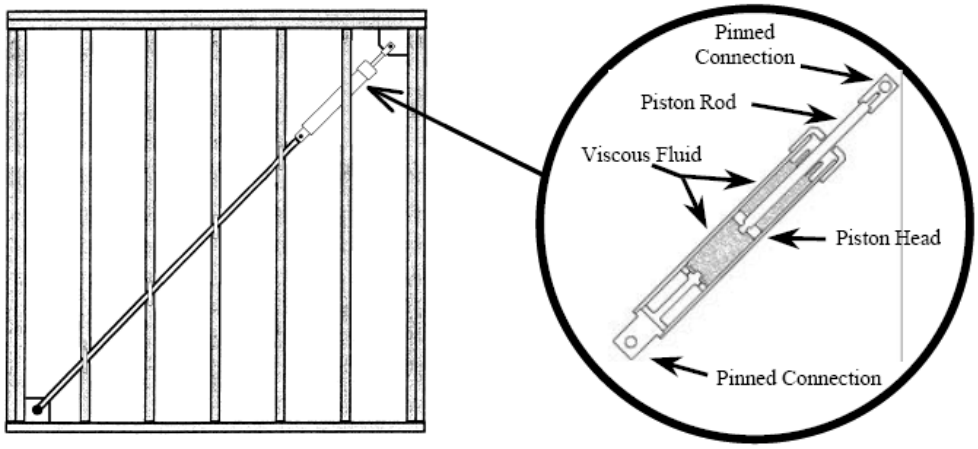
میراگر TADAS و نحوه نصب آن در قاب

میراگرهای TADAS



میراگر T-ADAS

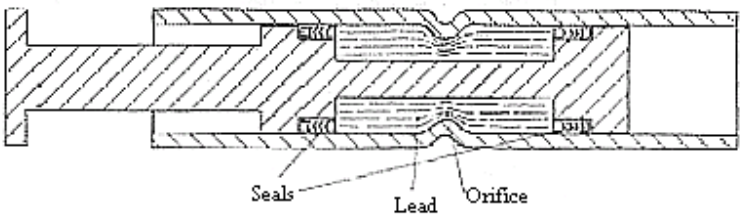
۴- میراگرهای تسلیمی



Schematic of Fluid Damper and Orientation within Shear Wall

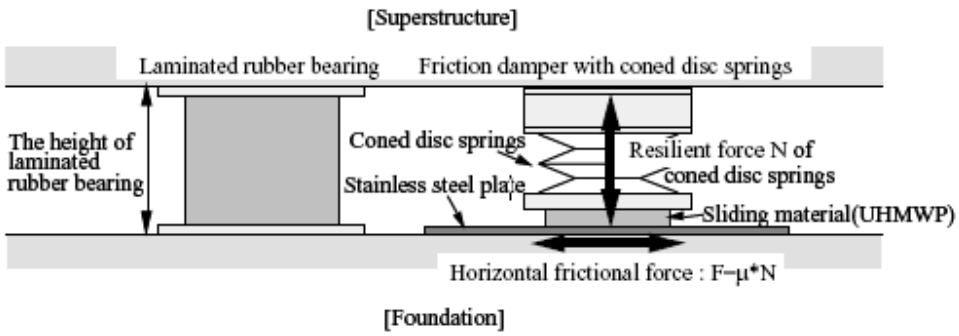
شماتیک میراگرهای مایع سیال وقرارگیری آن با دیوار برشی

نمونه هایی از انواع میراگرهای فلزی جاری شونده (تسلیمی)

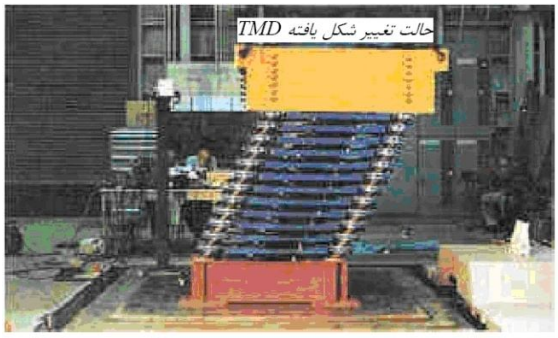


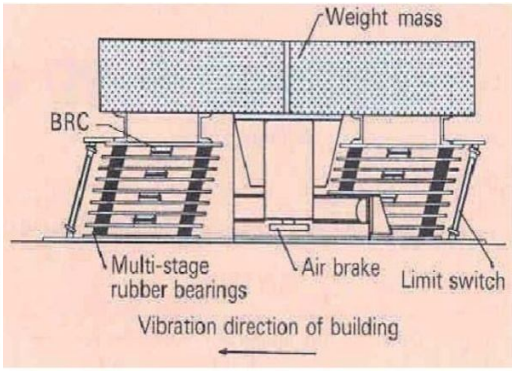
مقطع طولی میراگر سربی- تزریقی(LED)

Photo of the friction damper with the coned disc springs in the actual base-isolation building

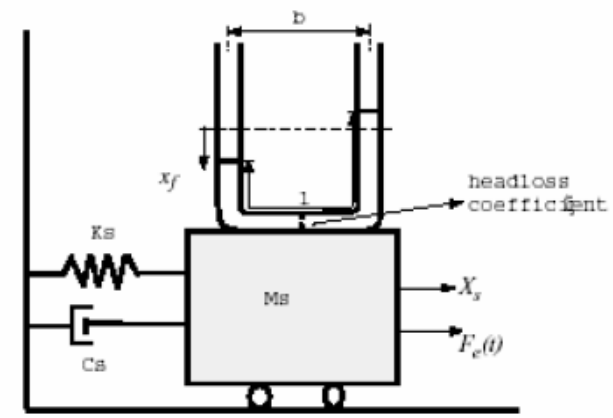


Principle of the friction damper with coned disc springs

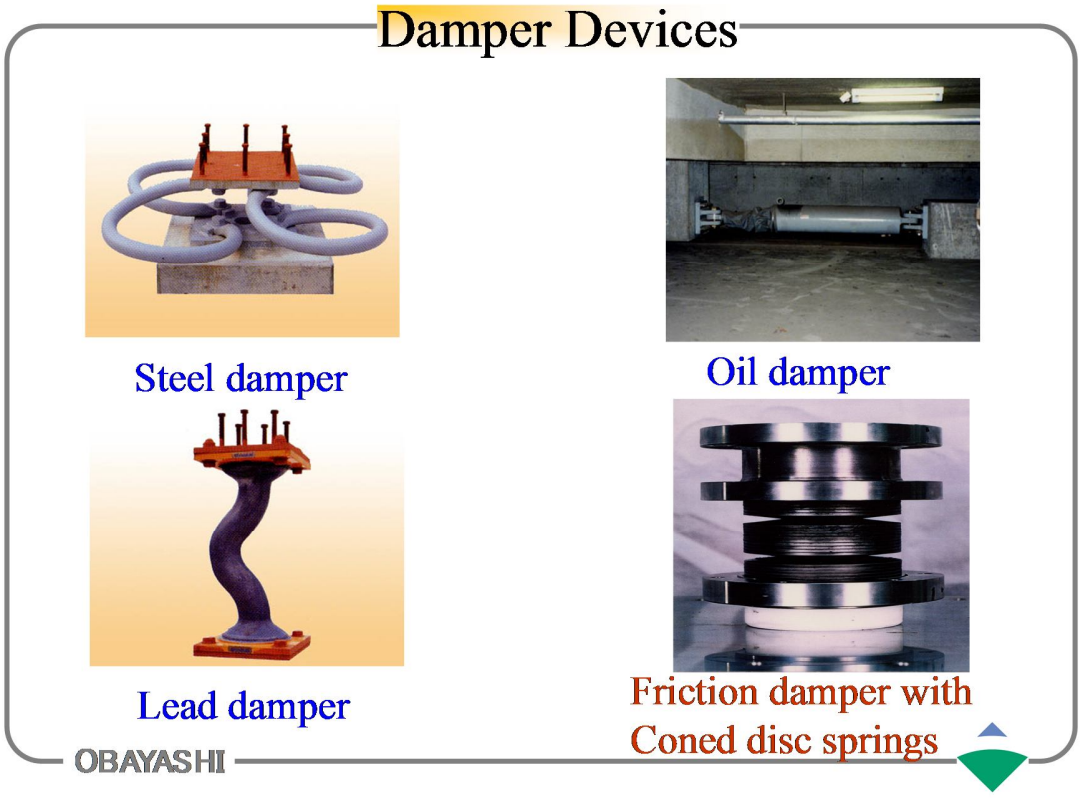




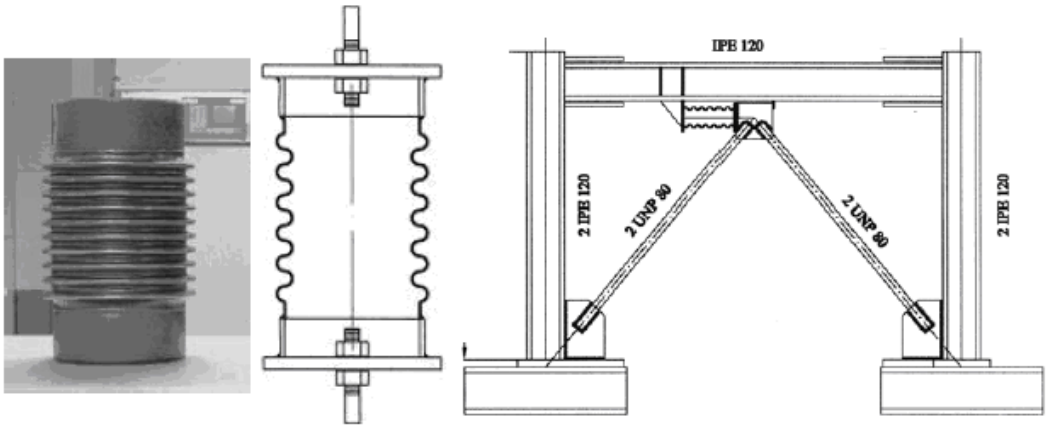
میراگرجرم تنظیم شده Tuned Mass Damper



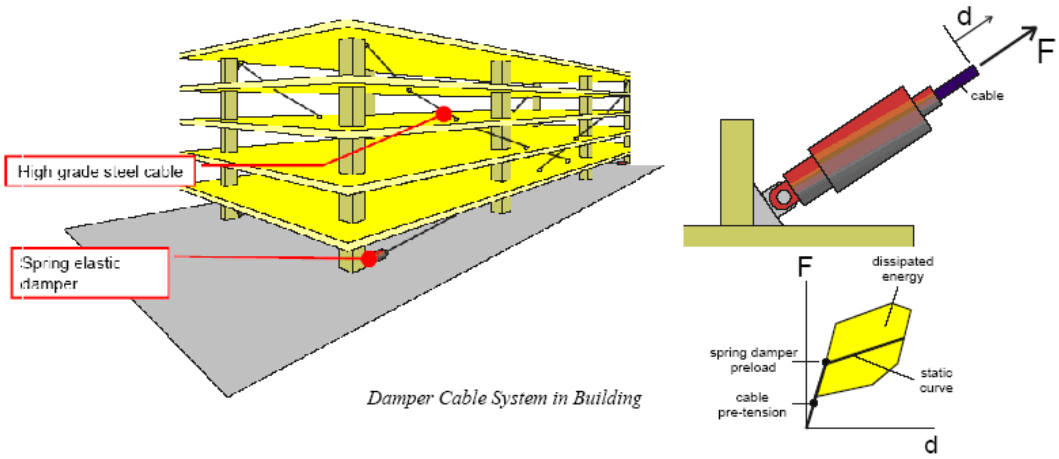
شماتیک میراگر ستون مایع تنظیم شده Tuned Liquid Column Damper



برخی دیگر از میراگرها



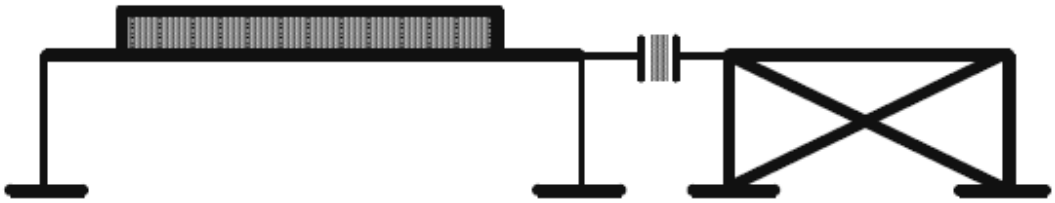
میراگر آکاردئونی



سیستم ترکیبی : استفاده از کابل پیش تنیده و میراگر

قابلیت جداگر لرزه‌ای و میراگرها در تامین سطوح عملکرد سازه

میراگر	جداسازی لرزه ای	عملکرد	
		محدوده	سطح
توصیه نمی‌شود	بسیار مناسب	کنترل خسارت	قابلیت استفاده بی وقفه
مناسب	مناسب	کنترل خسارت	خرابی محدود
مناسب	توصیه نمی‌شود	ایمنی محدود	ایمنی جانی
توصیه نمی‌شود	غیرعملی	ایمنی محدود	آستانه فروریزش



The Mass Isolation Concept

آلیاژ های کاربردی در مقاوم سازی

۱-آلیاژ آلومینیم Aluminum alloys (AAs)

۲- آلیاژ حافظه دار شکلی Shape memory alloys (SMAs).

۳- فولاد زنگ نزن Stainless steels (SSs)

مزایای آلیاژها

۱-خواص مکانیکی Mechanical Properties

۲-مقاوم در برابر محیط شدیداً خورنده۰ Corrosion resistance in harsh environments

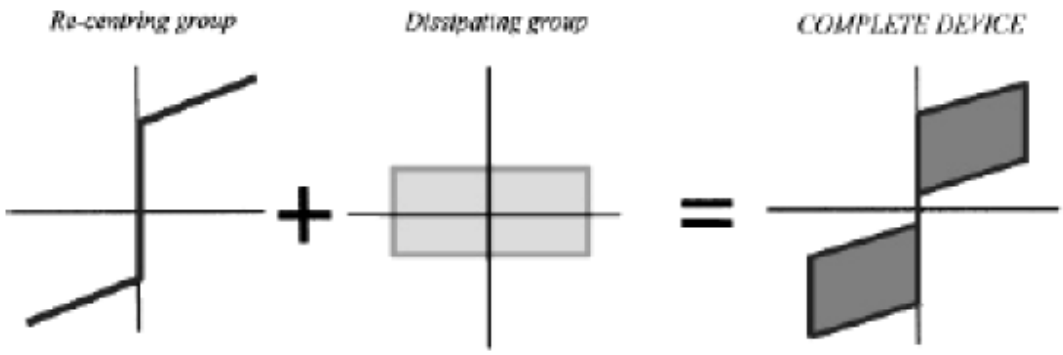
۳-مقاوم حرارتی heat resistance

۴-جوش پذیری weldability

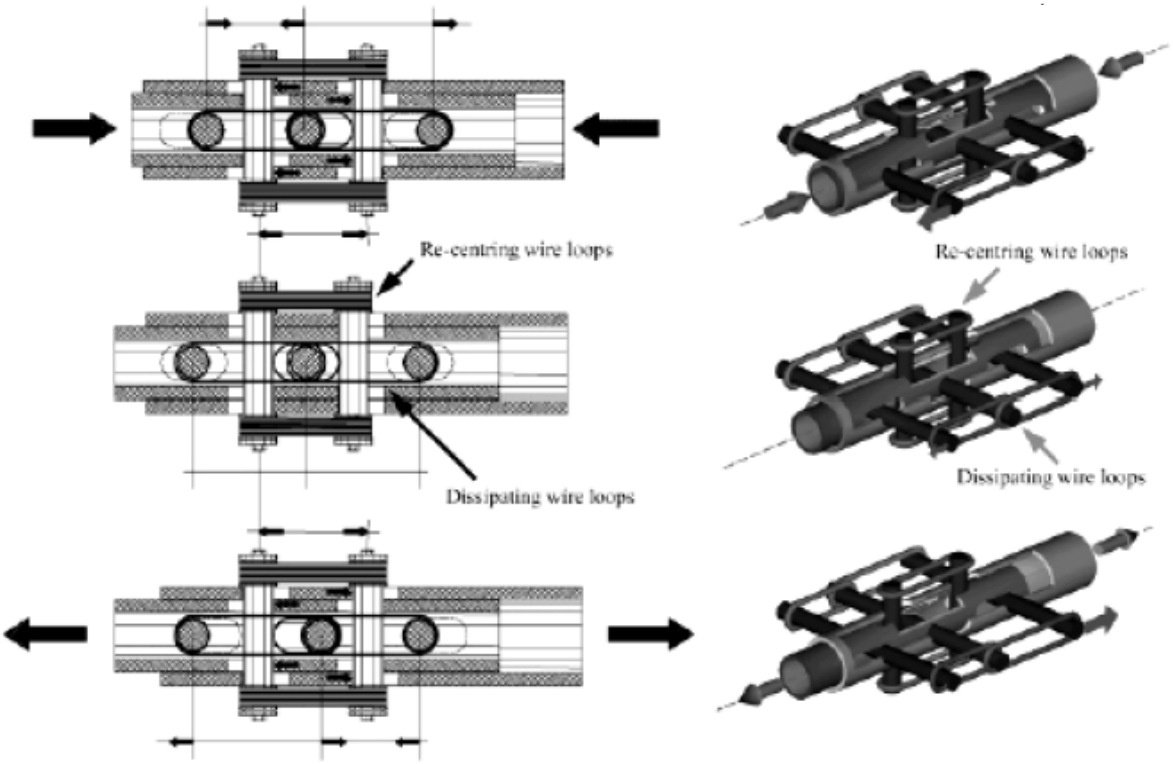
۵-سازگاری شیمیایی-فیزیکی مواد chemical-physical compatibility with other materials

٦- هزینه سیکل نگهداری life cycle cost

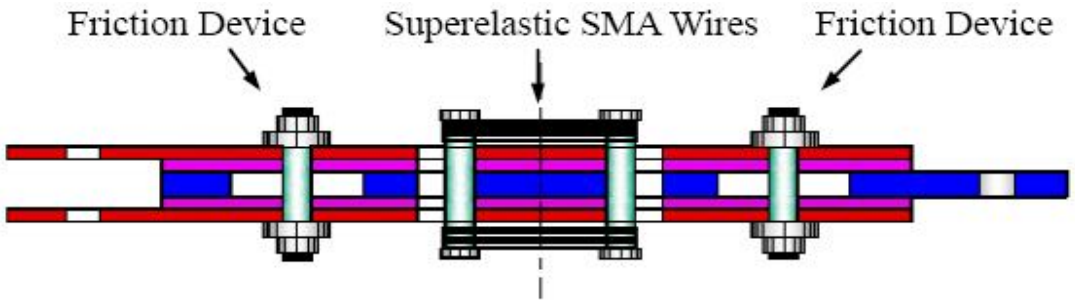
۷- تجدید پذیری recyclability



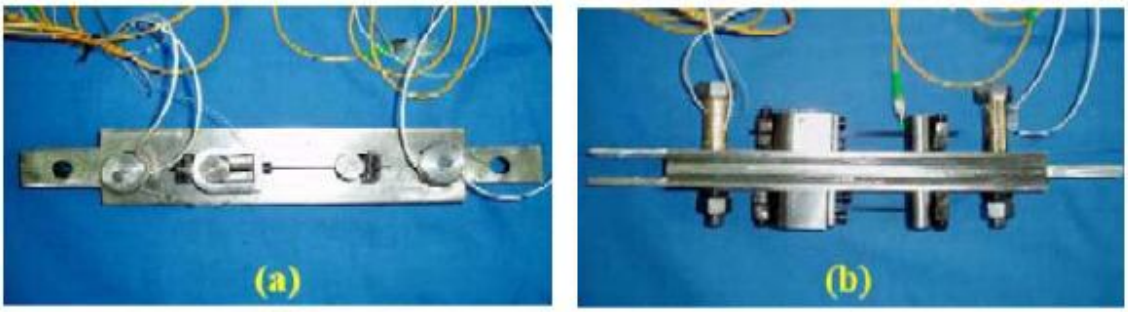
Idealized behavior of SMA device.



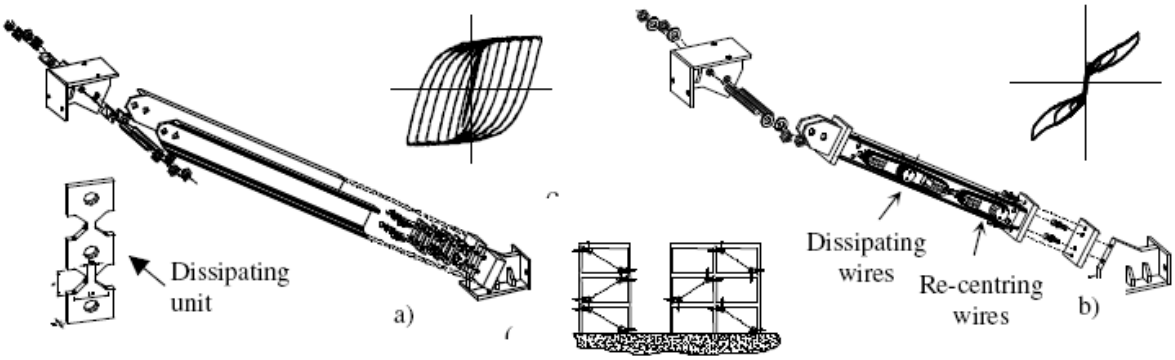
SMA damper (working mechanism) (*after* Dolce *et al.*, 2000)



Scheme diagram of a HSMAFD



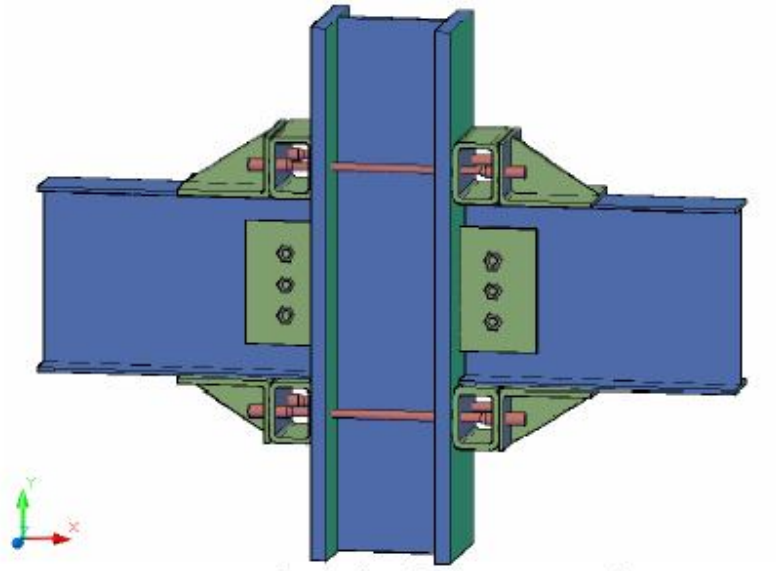
Photos of HSMAFD



Braces arrangement; a) dissipative Steel based device; b) re-centring SMA based device

تقوی‌ت آرایش بادبنده بر اساس۱–وسیله مستهلک کننده فولادی ۲–آلیاژ حافظه دار شکلی

a) Steel-PTFE slider; b) steel based device; c) rubber based device; d) SMA based device



Schematic of SMA connection

برخی از خصوصیات آلیاژ حافظه دار

۱-میرایي هیسترزیسی ۲-استهلاک انرژی قابل اعتماد زیاد براساس فاز تغییر شکل برگشت پذیر۳-توانایي خود تمرکزی ۴-خواص سیکل خستگی عالی ۵- مقاومت در برابر خوردگی عالی ۶- عدم کاهش رتبه بخاطر طول عمر

مدل کردن دیوار برشی

۱-روش خرپای معادل
۲-روش نوارهای معادل
۳-روش چند المانی
۴-روش المانهای محدود
مربوط به فصل مقاوم سازی و بهسازی خاک و فونداسیون

روشهای مقاوم سازی فونداسیون

ظرفیت مجاز باربری خاک بستر به طرق زیر افزایش می یابد

۱- تزریق

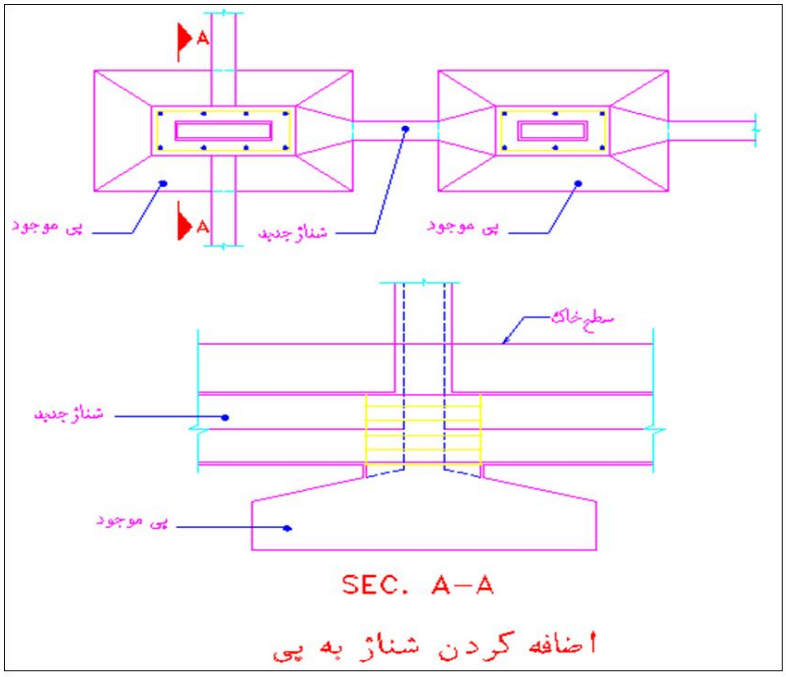
۲- میکرو پایل

۳- پیش یارگذاری

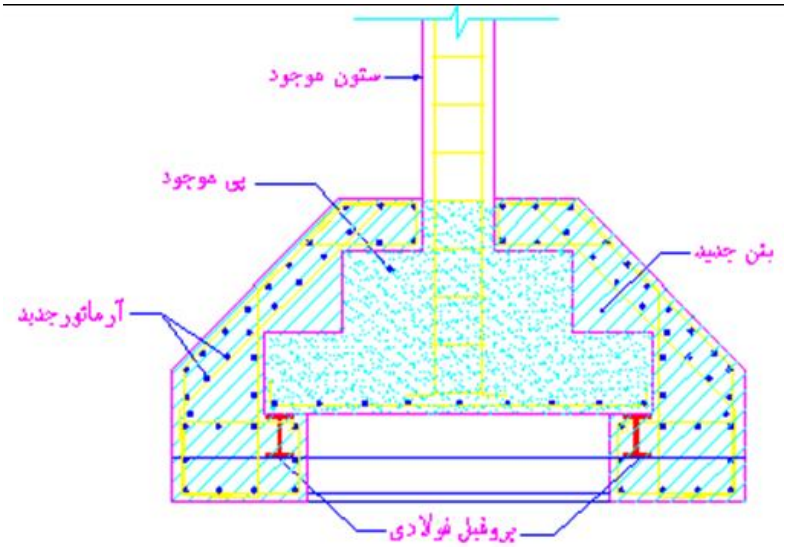
نشست فونداسیون به روشهای زیر کنترل ودر محدود مجاز می ماند

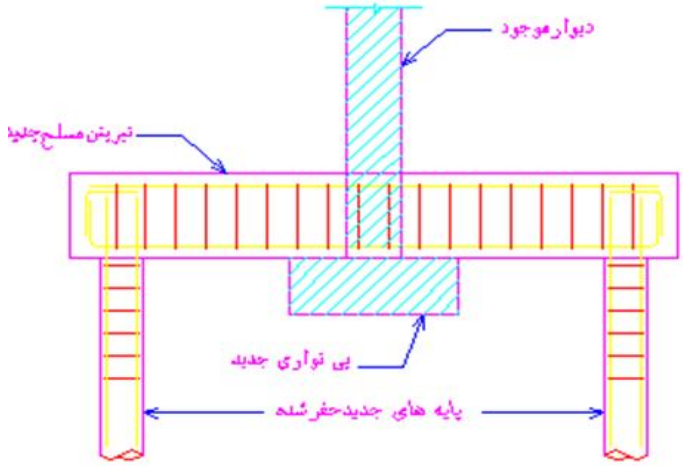
۲- افزایش ابعاد فونداسیون

۳- متصل کردن ۲ فوتداسیون برای اضافه کردن دیوار برشی

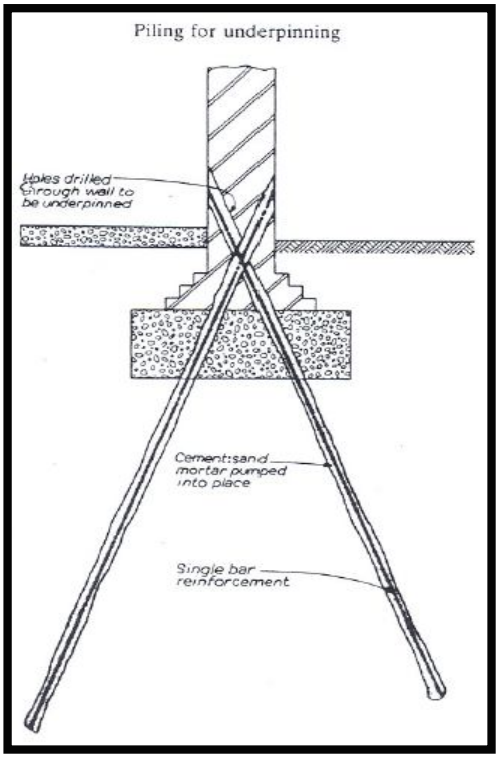


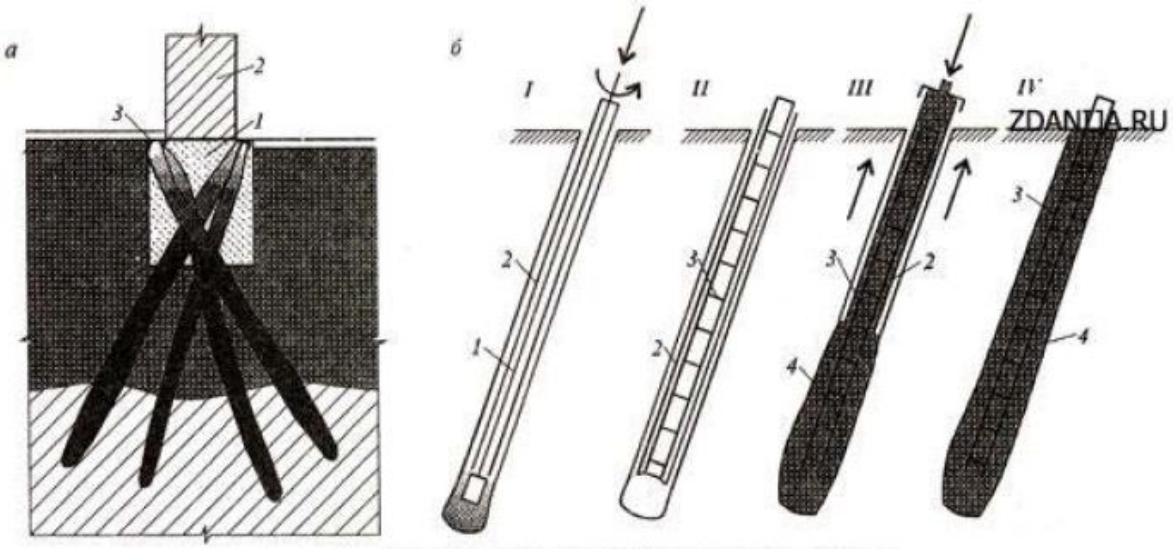
احداث فونداسیون زیر فونداسیون موجود یا گسترش ابعاد قونداسیون موجود





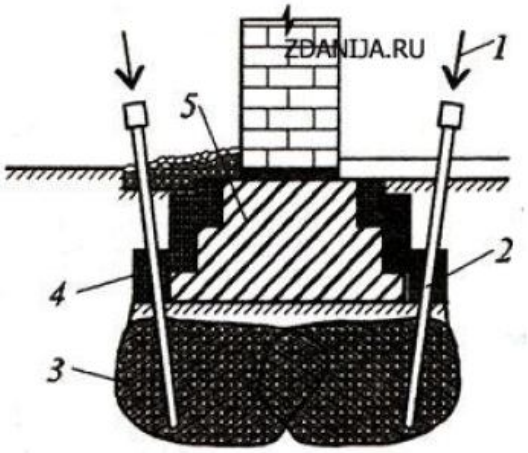
بهسازی پی دیوارموجود بااضافه کردن پایه‌های جدید





Усиление фундамента корневидными сваями:

نحوه و مراحل اجرای میکرو شمع ها در فونداسیون ها



اجرای میکرو شمع به صورت مایل در مقاوم سازی پی.

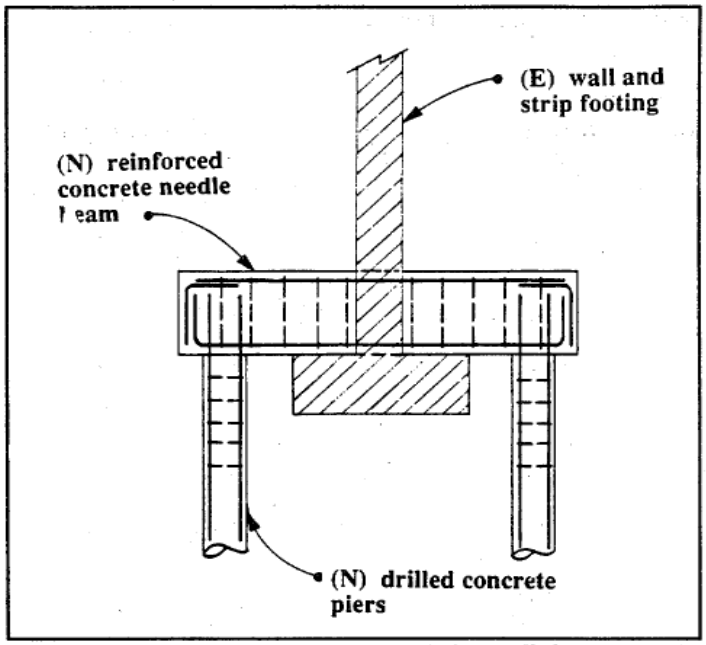


FIGURE 3.6.1.2b Strengthening an existing wall footing by the addition of drilled piers.

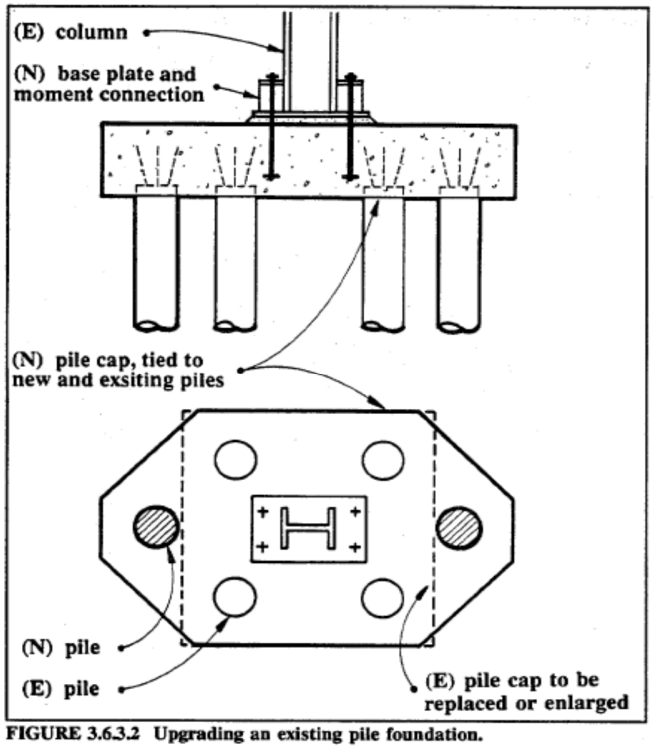
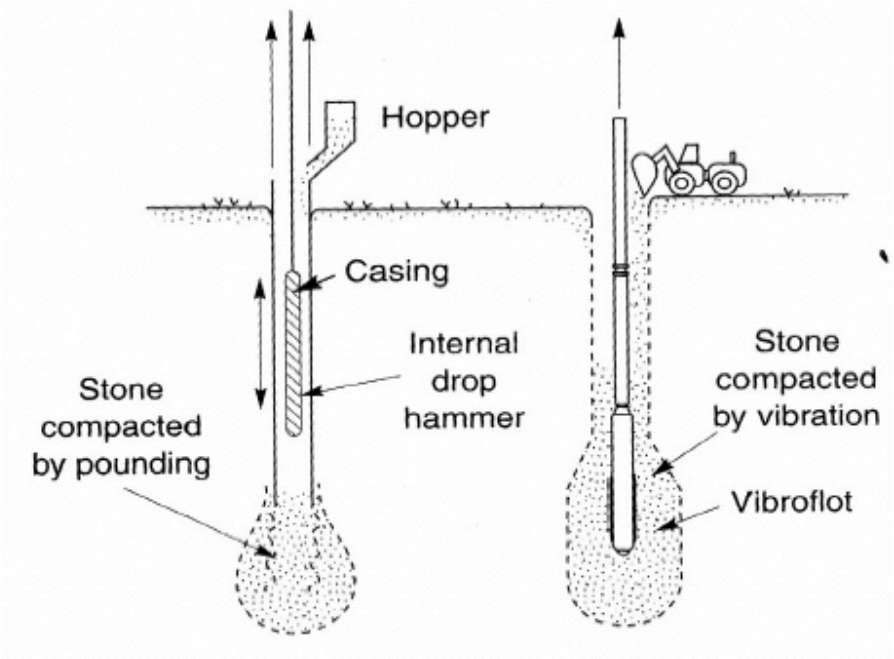
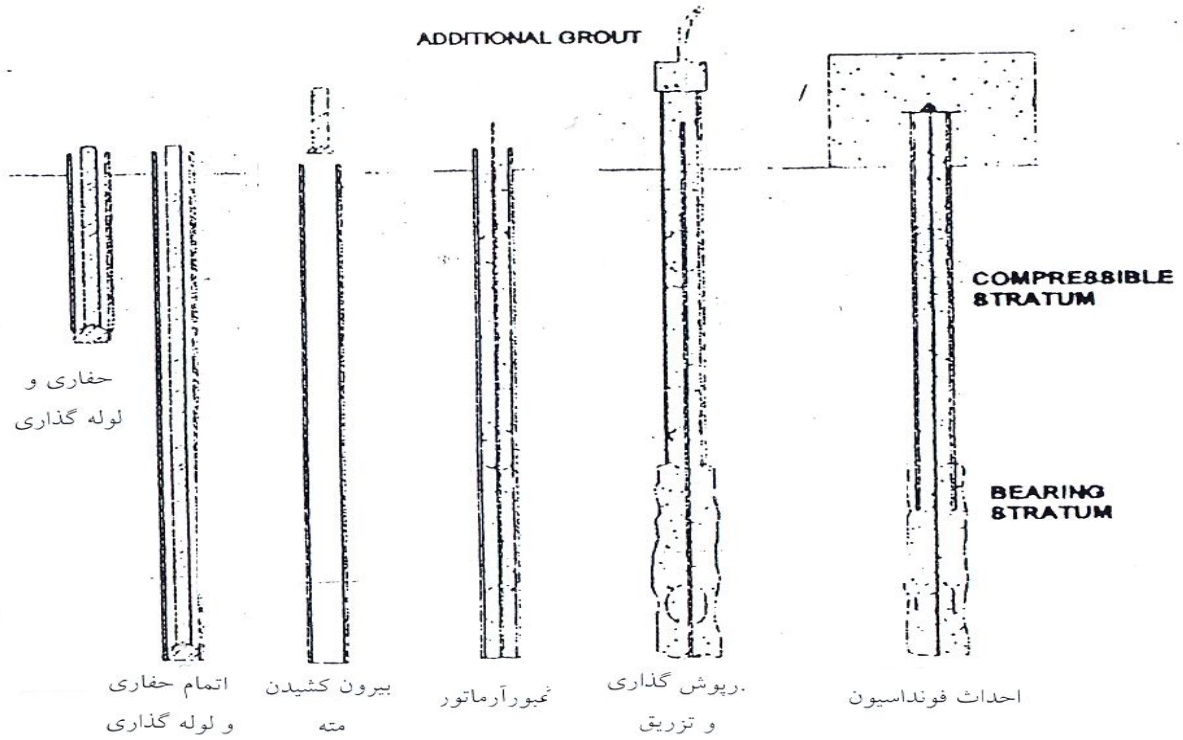


FIGURE 3.6.3.2 Upgrading an existing pile foundation.



Methods of stone column installation



افزایش ظرفیت باربری با بهبود وضعیت خاک به کمک میکروپایل

عوامل تأثیرگذاردرمقاوم سازی پی ها

۱-شرایط پی

۲-شرایط سازه ای

۳-شرایط ژئوتکنیکی

۴-شرایط بارگذاری

بهسازی خاک

ملاحظات قبل از گودبرداری و اجرای شیروانی پایدار

۱-اطلاعات از زمینهای مجاور و سابقه ساخت و ساز اطراف آن

۲-اهمیت سازه

۳-تعداد طبقات سازه احداثی

۴-گستردگی و بزرگی ابعاد زمین

۵-معاینه و بررسی شرایط نامتعارف و نا همگن

۶-موقعیت لرزه ای،لغزش و روانگرایي

۷-وجود آبهای زیر زمینی و تراز آن

۸-بررسی عمق یخبندان

۹-عمق گودبرذاری

۱۰-موفغیت زمین از لجاظ لایه های مشکلدار

آزمونهای صحرایی متداول در ژئوتکنیک

۱-نفوذ استاندارد standard penetration test

۲-نفوذ مخروط conical penetration test

۳-نفوذ پذیری خاک(sp) soil permability

۴-بارگذاری صفحه ای plate test load

آزمونهای آزمایشگاهی متداول در ژئوتکنیک

- تعیین درصد رطوبت

- تعیین وزن حجمی خاک
- تعیین حدود اتر برگ
- تعیین ارزش ماسه ای
- تعیین چگالی ذرات خاک
- آزمایش تراکم
- آزمایش تحکیم
- تعیین ظرفیت باربری خاکC.B.R
- تعیین مقاومت فشاری تک محوره
- آزمایش برش مستقیم
- تعیین مقاومت فشاری ۳ محوری

آزمایش متداول در شناسایی حاکهای واگرا و مشکل دار

۱-آزمایش پین هول

۲-آزمایش تعیین درصد نمکهای محلول در آب

۳-آزمایش هیدرومتری دو گانه

۴-آزمایش کرامب

۵-آزمایش استوانه جرخان

۶-آزمایش شاخص واگرایی

۷-چریانهای سطحی آب در کانالهای کوچک

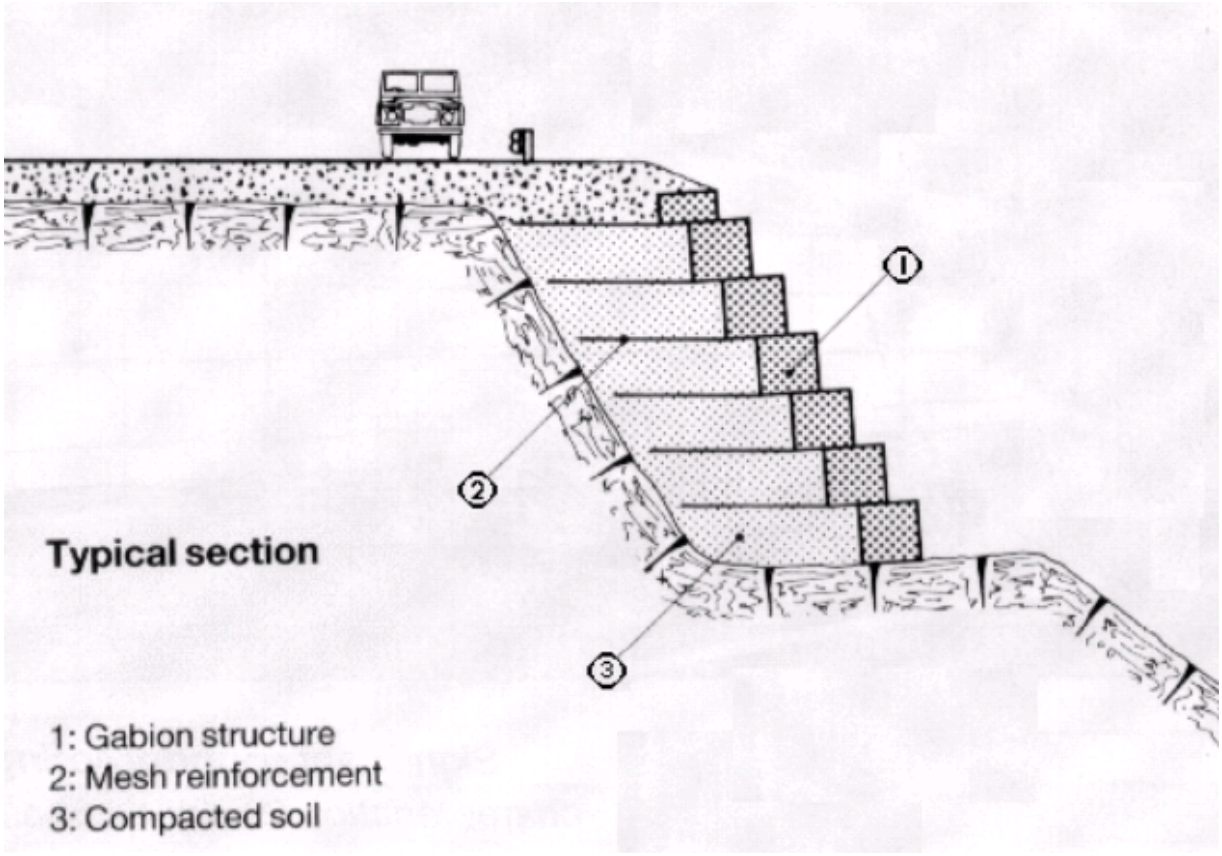
۸-تورم آزاد

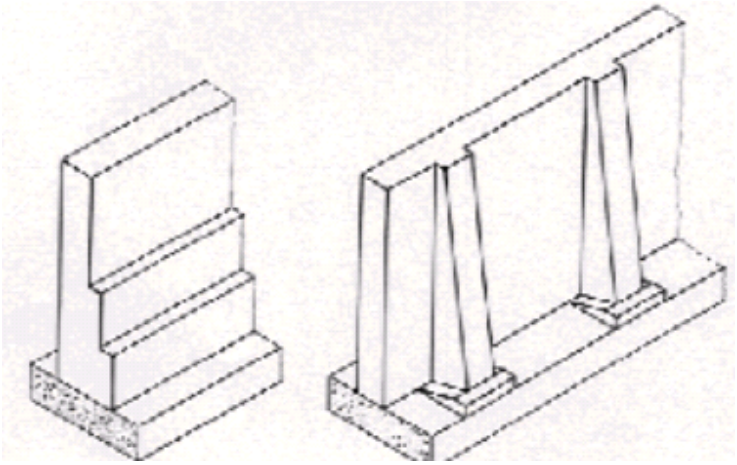
برخی ازروشهای پایداری و نگهداری خاک

۱-مهارسازی Anchorage
۲-دوخت به پشت Tie back
۳-دیواره دیافراگمیDiaphragm wall
۴-مهارمتقابل و عناصر فشاری Reciprocal support
۵-اجرای شمع و دیافراگم Piling
6 -سپرکوبی Sheet Piling
۷-اجرای حرپا (مایل و متقابل)truss construction

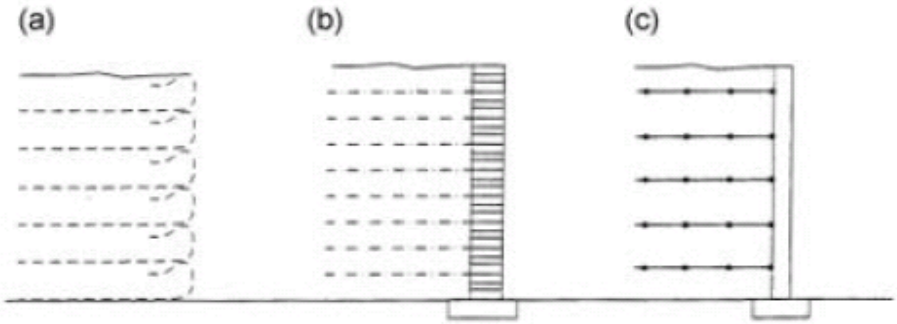
۸-شیب پلکانی
۹-شیب پایدار
۱۰-خاک مسلح mechanically stablized Earth
۱۱-ریز شمعهاmicro piling
۱۲-میخ کوبی nailing

استفاده از گابیون



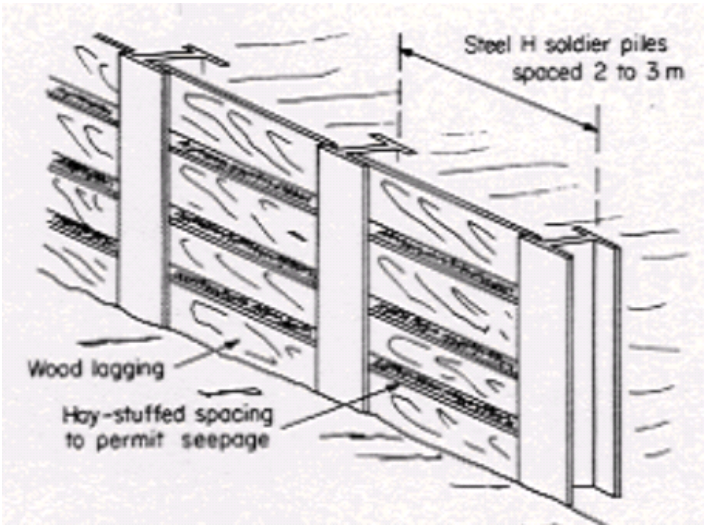


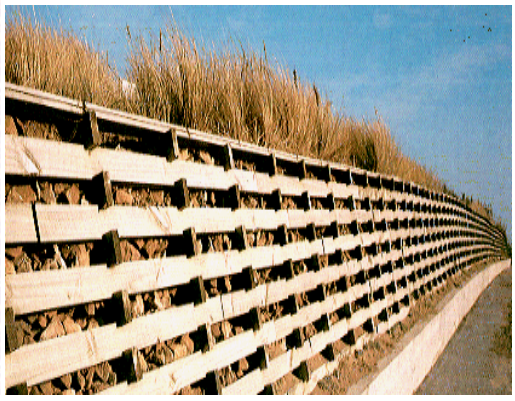
استفاده ازدیوار حائل سنگی و بتنی



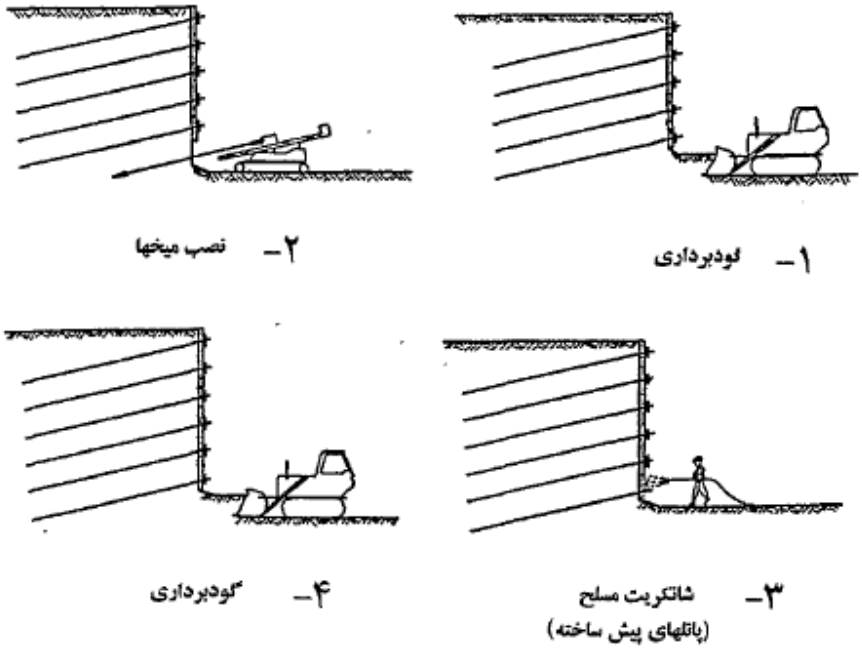
Reinforced retaining wall systems using geosynthetics: (a) with wrap-around geosynthetic facing, (b) with segmental or modular concrete block, and (c) with full-height (propped) precast panels.

اسفاده از ژئوسنتیتکها- استفاده از قطعات بلوک بتنی – استفاده از پاناهای پیش ساخته

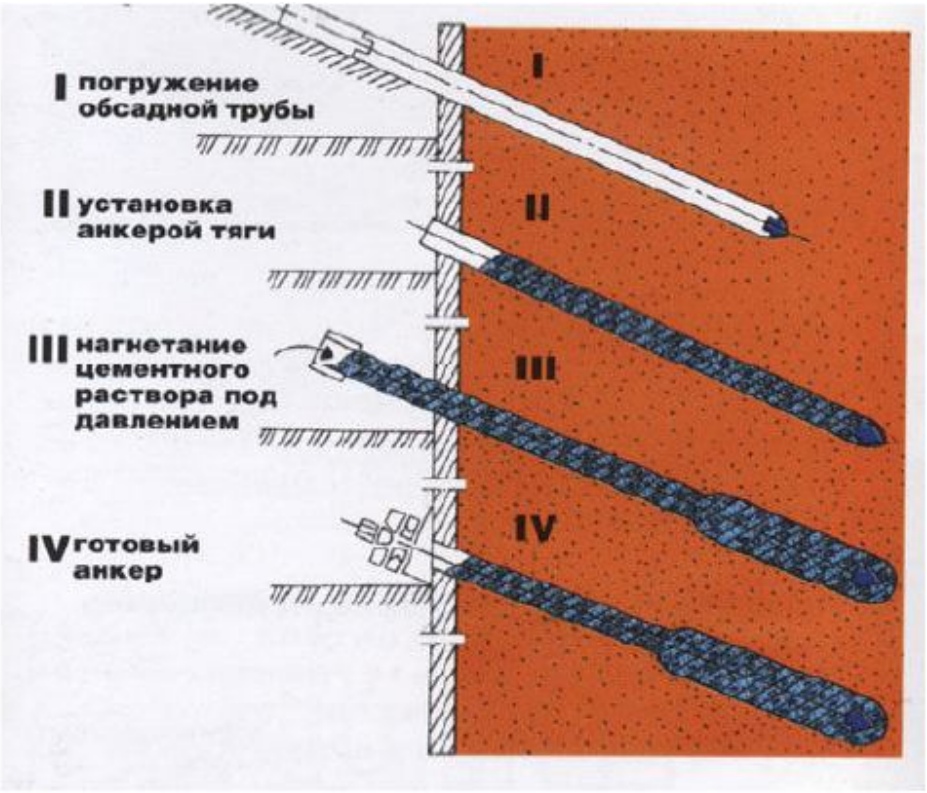




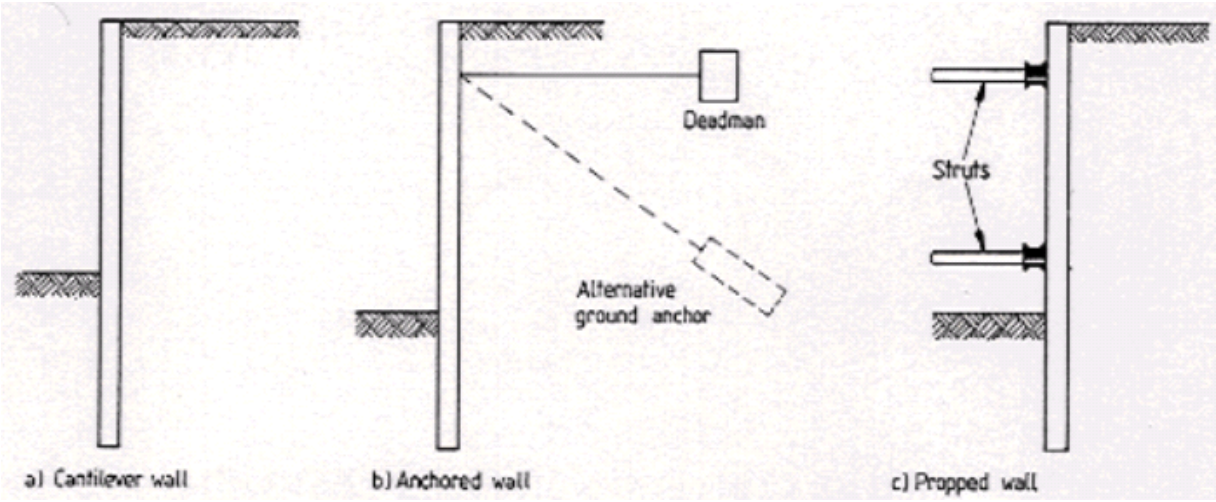
استفاده از نرده های محافظ

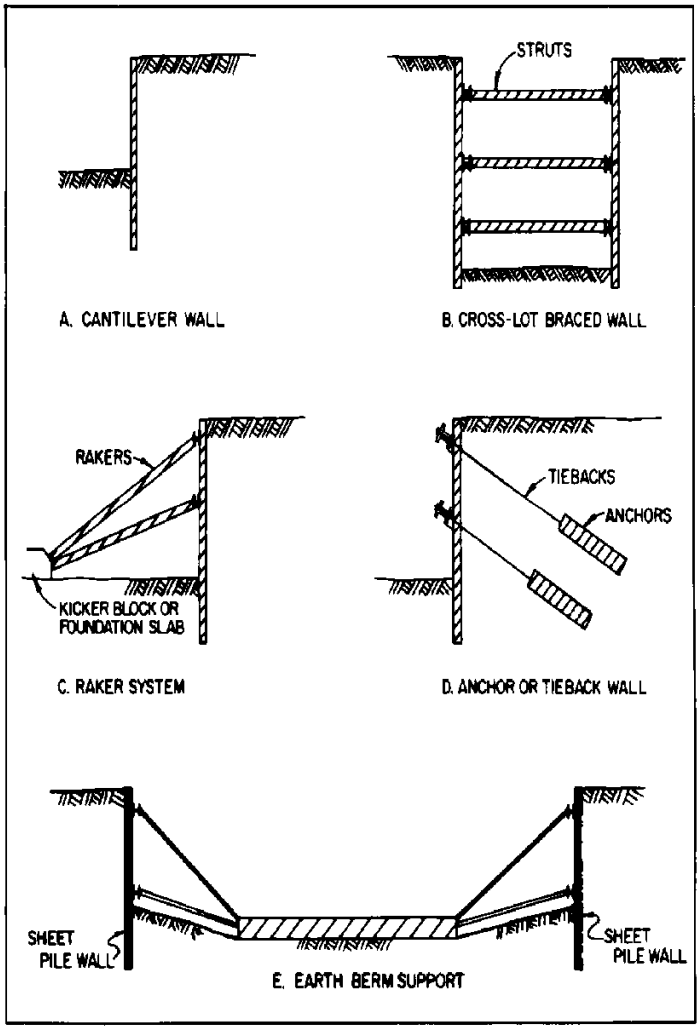


مراحل ساخت یک دیوار میخکوبی شده

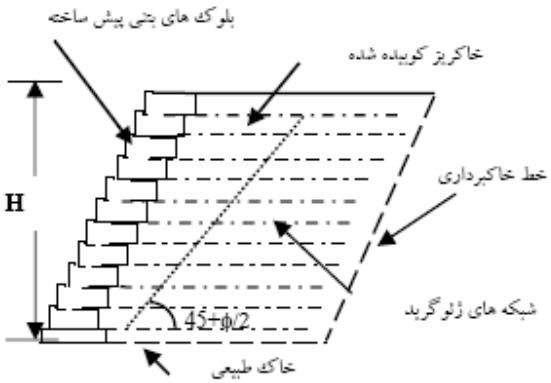


اجرای میکرو شمعها در حفاری حجیم


Deadman
Alternative
ground anchor
Struts
a) Cantilever wall
b) Anchored wall
c) Propped wall



برخی از خاکهای مشکل دار



مدل دیوار خاک مسلح با ژئوگرید

حاکهای مسأله دار

۴- آلی ونباتی

۲–دستی

۱– ماسه ای و لای شل اشباع با احتمال روانگرايي

۴رمبنده و ریزشی بر اثر –شکسته شدن لوله های آبرسانی

-نشت از لوله فاضلاب

-بالا آمدن تدریجی آب زیر زمینی

-نشت از مخازن آب یا استخر

۵- واگرا

۱– خاکریزها

۷-منشأ زباله و ضایعات

۸-خاکهای متورم شونده

مشکلات احتمالی در فونداسیون

- مخاطرات روانگرایی در ماسه شل، اشباع و غیر چسبنده و جوشش ماسه ای در سطح زمین
- سونامی و گرداب
- تشعشع در ساختمانها برای زمینهای نرم

- برآمدگی و فرو رفتگی در منطقه

بهسازی خاک و مقاوم سازی فونداسیون

ظرفیت مجاز باربری خاک بستر به طرق زیر افزایش می یابد

۱-حفاری

۲-پیش فشردگی

۳-ستونهای سنگی با ستونهای تثبیت شده در خاک

۴-استفاده از تزریق (با تراکم و فشار)

۵-جک زدن

۶-تثبیت (مکانیکی،الکتریکی،حرارتی،شیمیایی، زهکشی،با افزودنیها مثل سیمان، قیروآهک)

۷-میکرو پایل یاریز شمعها

۸-پیش یارگذاری

۹-متراکم سازی (توسط انفجار، ضربه)

۱۰-تسلیح خاک (از طریق ریز شمعها و ژئو سنتتیکها)

۱- روش میخ گذاری nailing

۱- مهار گذاری anchoring

۱۲-زهکشی

۱۳- استفاده از مواد پلیمری چسبناک

سایر آسیب های لرزه ای فونداسیون سازه ها

- وجود تنش فشاری بیش از ظرفیت باربری خاک در زیر فونداسیون
- وجود نیروی کششی بلند کننده
- عدم کفایت فشار جانبی مقاوم برای تحمل نیروهای جانبی
- عدم کفایت ظرفیت خمشی یا برشی (برش خمشی یا برش سوراخ کننده) مقطع فونداسیون
- وجود نشست های زیاد و غیر قابل قبول در خاک
- وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت در شمعها

- وجود پتانسیل روانگرایی در خاک زیر فونداسیون
- خرابی فونداسیون ها بر اثر آب زیر زمینی و خاکهای حاوی مواد شیمیایی

ارزیابی شرایط فونداسیون

۱- مناسب بودن لایه های خاک برای مقاومت در برابر روانگرایی

۲- پایدای منطقه احداث سازه مخضوصاً برای ساختمانهایی که بر روی زمین شیبدار ساخته شده اند

۳- حداکثر ظرفیت اجزای فونداسیون تحت اثر زلزله طرح

۴- مناسب بودن سازه اعضای مختلف فونداسیون مانند شالوده،سر شمع و شمع و . . .

- تحقیق اسناد و بایگانی مدارک طراحی ساختمان برای تعیین شرایط خاک
- بررسی خاکها با استفاده از نمونه گیری و آزمایش آنها، اندازه گیری سطح آب زیر زمینی و میزان فشار آب حفره ای
- برآورد ابعاد فونداسیون و شالوده دیوارها، درصورت لزوم بعضی از شالوده ها تحت گمانه زنی قرار گیرند در این گمانه ها میزان زوال مصالح را بررسی کنند
- بررسی گزارش نشست پی شامل شکل گیری ترکها و کج شدن دیوارها ، بر آمدگی مناطق مجاور و مسیرهای افقی و قائم

مشکلات مقاوم سازی فونداسیون

۱-تخلیه کلیه یا قسمتی از فضاهای طبقه همکف یا زیر زمینی

۲-شکست دال کف زمین در داخل ساختمان و سنگفرش بیرون از آن

۳-فضای بسیار محدود در طول عملیات مقاوم سازی به علت وجود پایه ها و تکیه گاههای موقتی

۴-ارتفاع محدود برای تجهیز ساختمان

۵-صداها و لرزش های ساختمان

انواع راهکارهای رفع عیوب ساختمان

۱-تقویت فونداسیون موجود

۲-بهبود شرایط خاک زیر فونداسیون

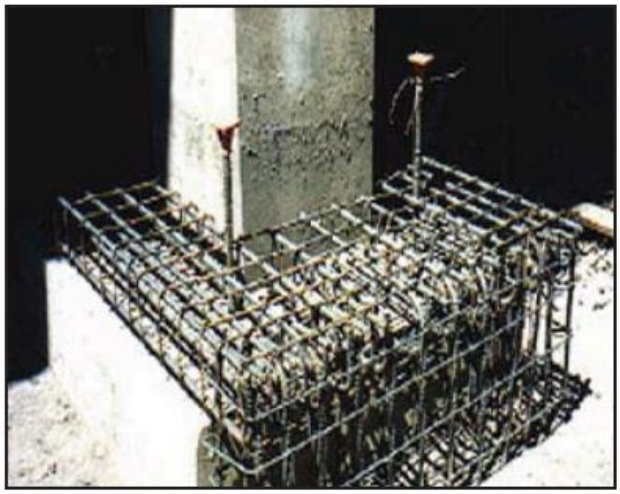
۳-احداث فونداسیون جدید

راهکارهای تقویت فونداسیون موجود

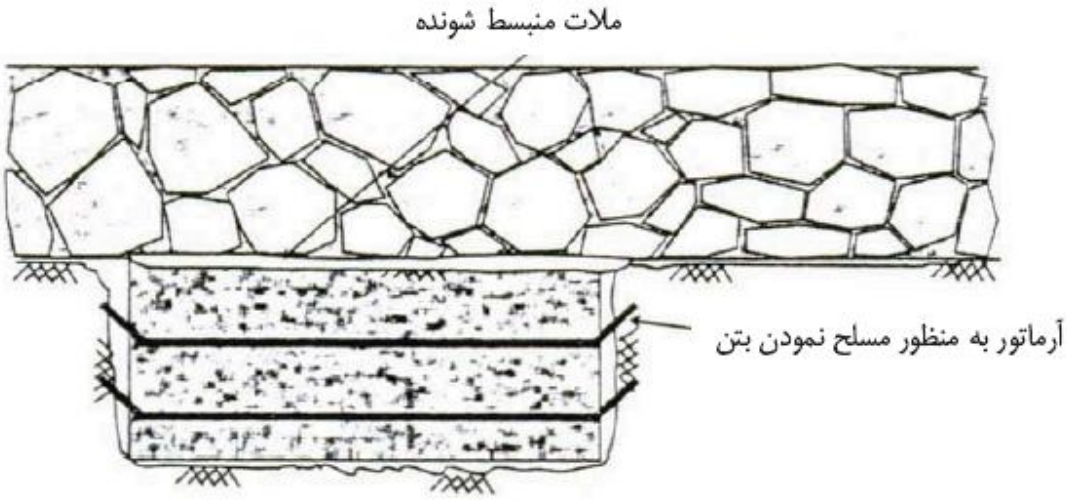
- افزایش ابعاد شالوده
- افزودن شناژ به فونداسیون موجود
- بهشازی فونداسیون با کابلهای پیش تنیده
- افزایش مقاومت شمعهای موجود
- تقویت از زیر پی
- احداث شمعهای کششی
- مقاوم سازی ضفحه ستون

مراحل اجرای راهکار افزایش ابعاد فونداسیون

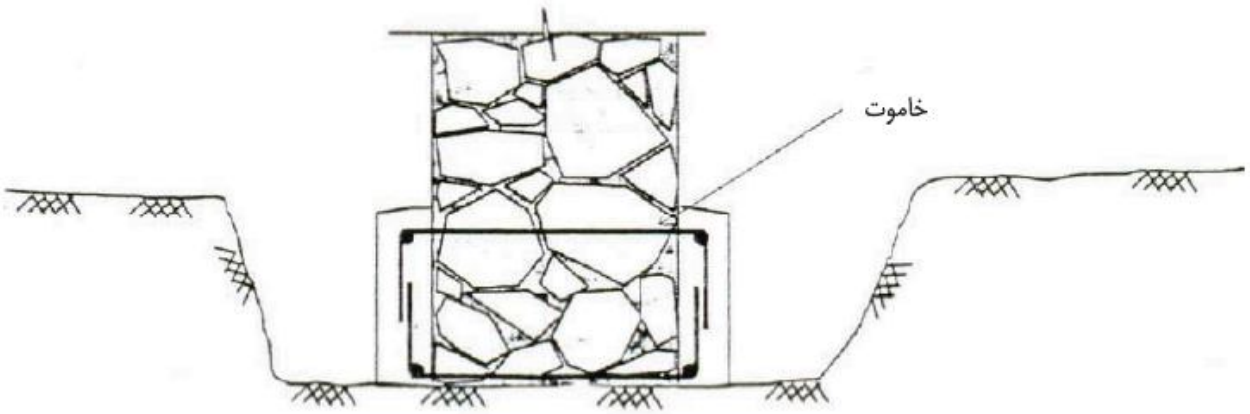
- خالی کردن اظراف فونداسیون از بالا تا پایین بتن مکر به اندازه عرضی بیشتر از عرض مورد نیاز مقاوم سازی
- نمایان کردن سطح بتن بالا و قسمت عمودی فونداسیون
- ایجاد سوراخ افقی در اطراف فونداسیون برای کاشت بولت
- اجرای بتن مکر اضافی
- اجرای بولت ها بوسیله چشب اپوکسی در داخل سوراخ ایجاد شده
- اجرای چسب پلیمری بر روی سطح نمایان شالوده
- اجرای بتن جدید پی
- جدا کردن قالب های بتنی پس از شخت سدگی اولیه بتن
- مراقبت ار فونداسیون با پوشاندن با گونی های خیس
- مقاوم سازی ستون با ژاکت
- پرکردن مجدد فونداسیونها با خاکهای دانه ای در لایه های مختلفی که کاملاً متراکم شده باشند
- کامل کردن کف و سنگفرش روی فونداسیون



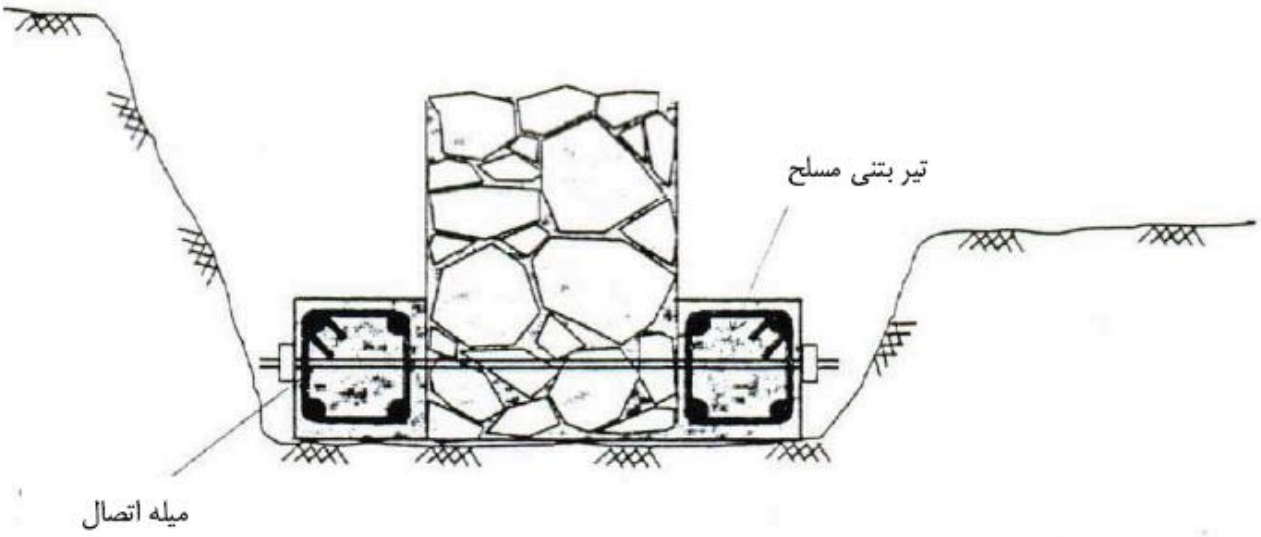
به هم بستن فونداسیون‌ها با شناژ



پی‌بندی فونداسیون سنگ قلوه‌ای (تصویر قائم)



افزایش مقاومت پی سنگ قلوه‌ای با بتن مسلح



افزایش مقاومت پی سنگ قلوه‌ای با تیر بتن مسلح

افزایش مقاومت شمعهای موجود

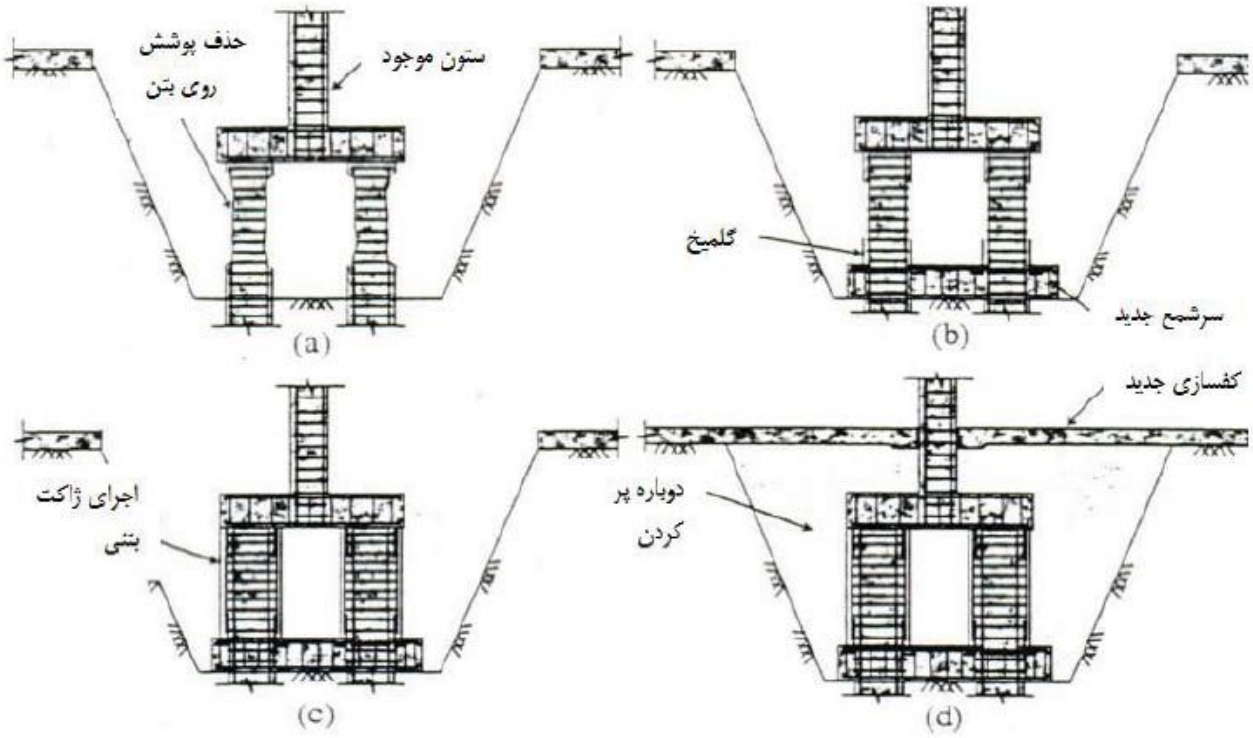
۱-کندن زمین تا سطحی که خرابی شمع مشهود باشد

۲-لایه برداری از سطح شمع تا قشمت های داخلی آن به شکل خرابی و خوردگی کاملاً از سطح شمع برداشته شود کلاهکی بایستی زیر شمع اجرا گردد تا از پیوستگی آرماتورهای اضافی با شمع موجود اطمینان حاصل شود

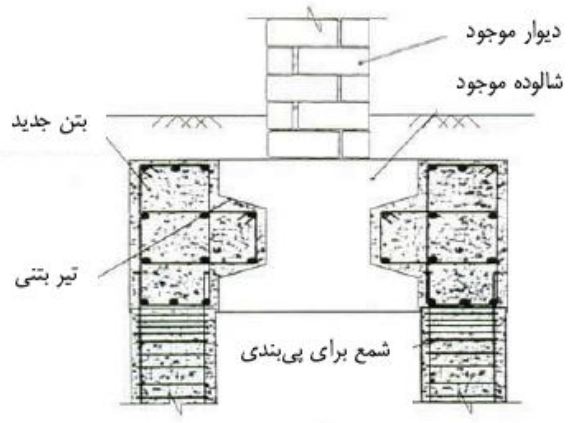
۳-اجرای آرماتور های دور شمع و بتن ژاکت دور آن که طراحی شده باشند

۴-پرکردن مجدد فونداسیون با خاک دانه ای متراکم

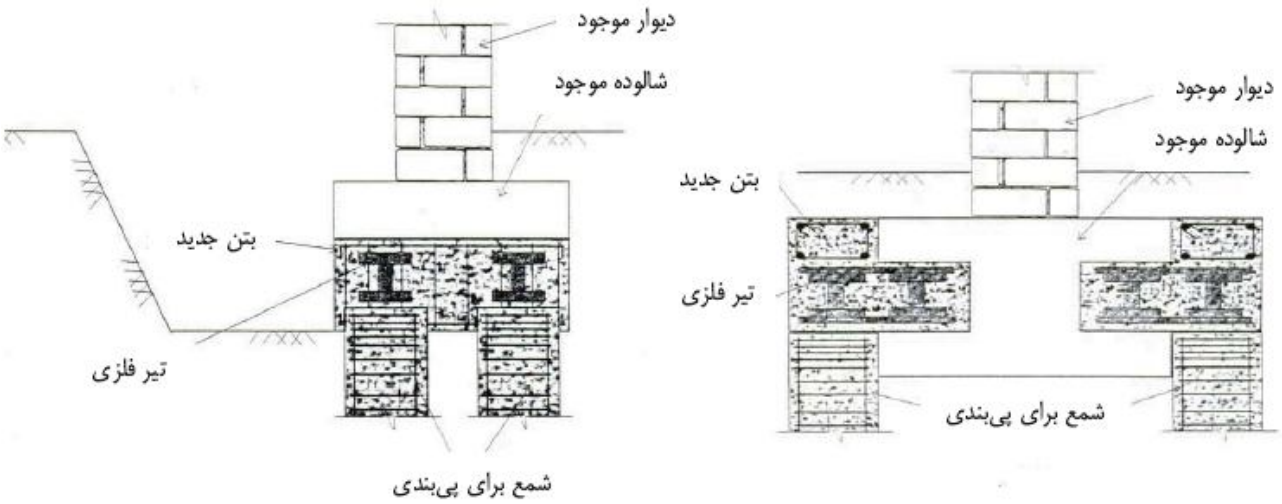
۵-اجرای کف



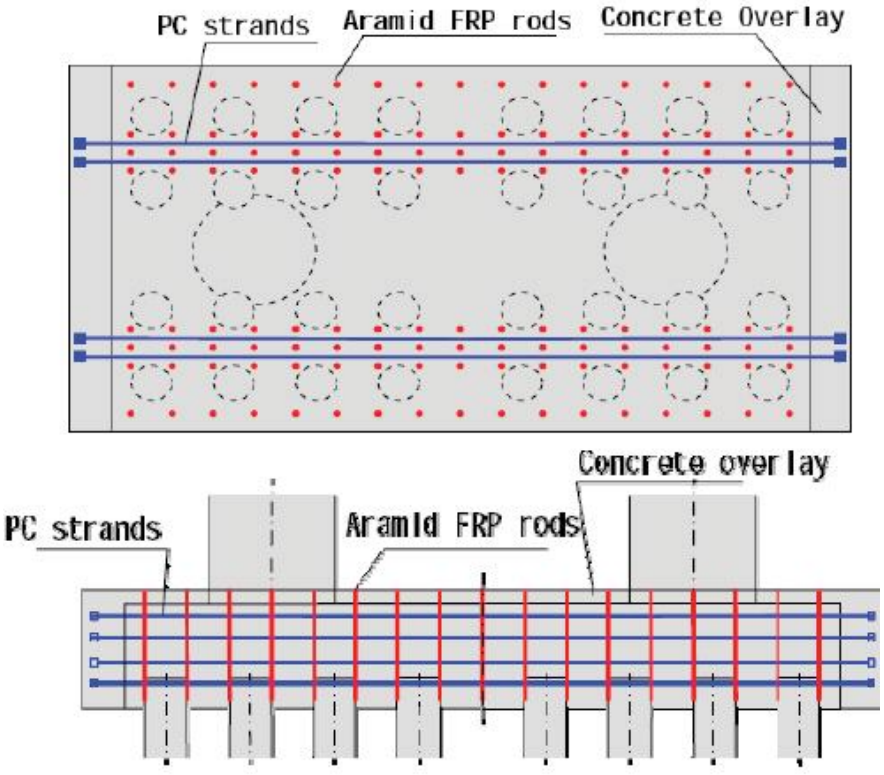
افزایش مقاومت شمع‌های موجود



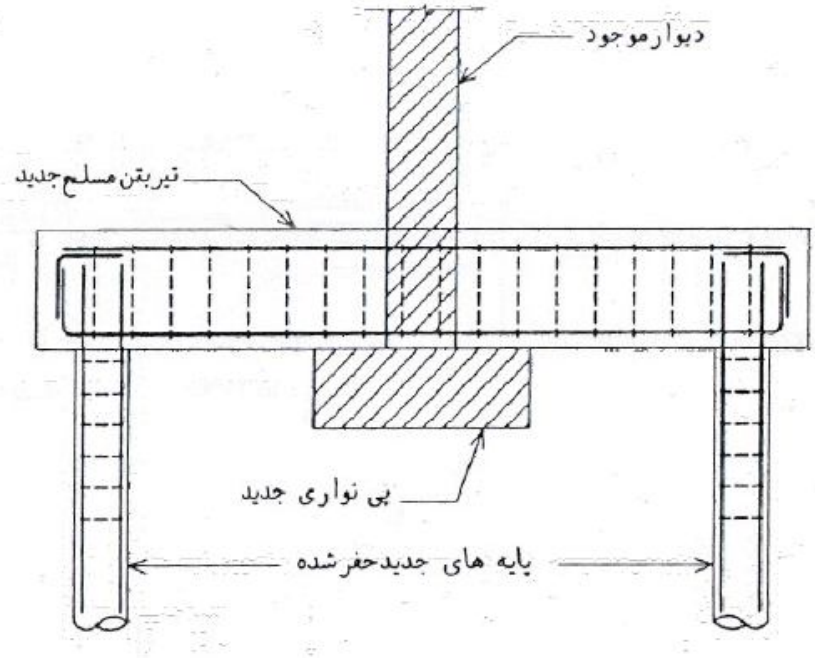
پی‌بندی فونداسیون با شمع



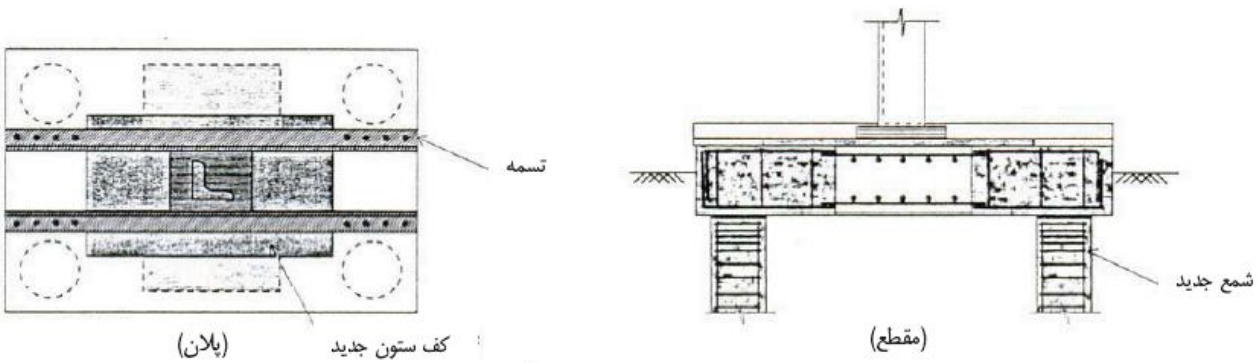
بهسازی فونداسون بوسیله کابلهای پیش تنیده



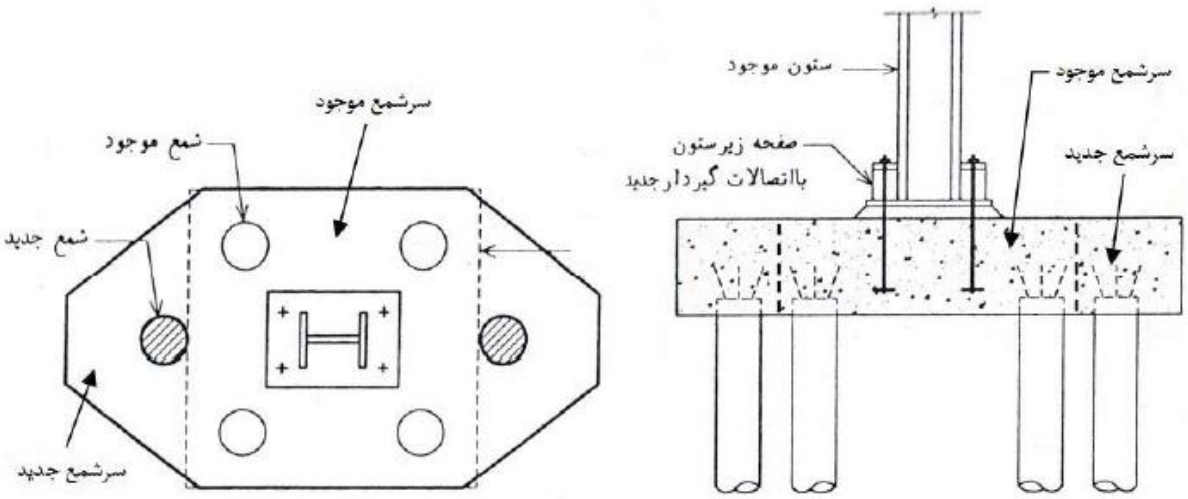
نیروهای پیش تنیدگی افقی و قائم برای بهسازی فونداسیون



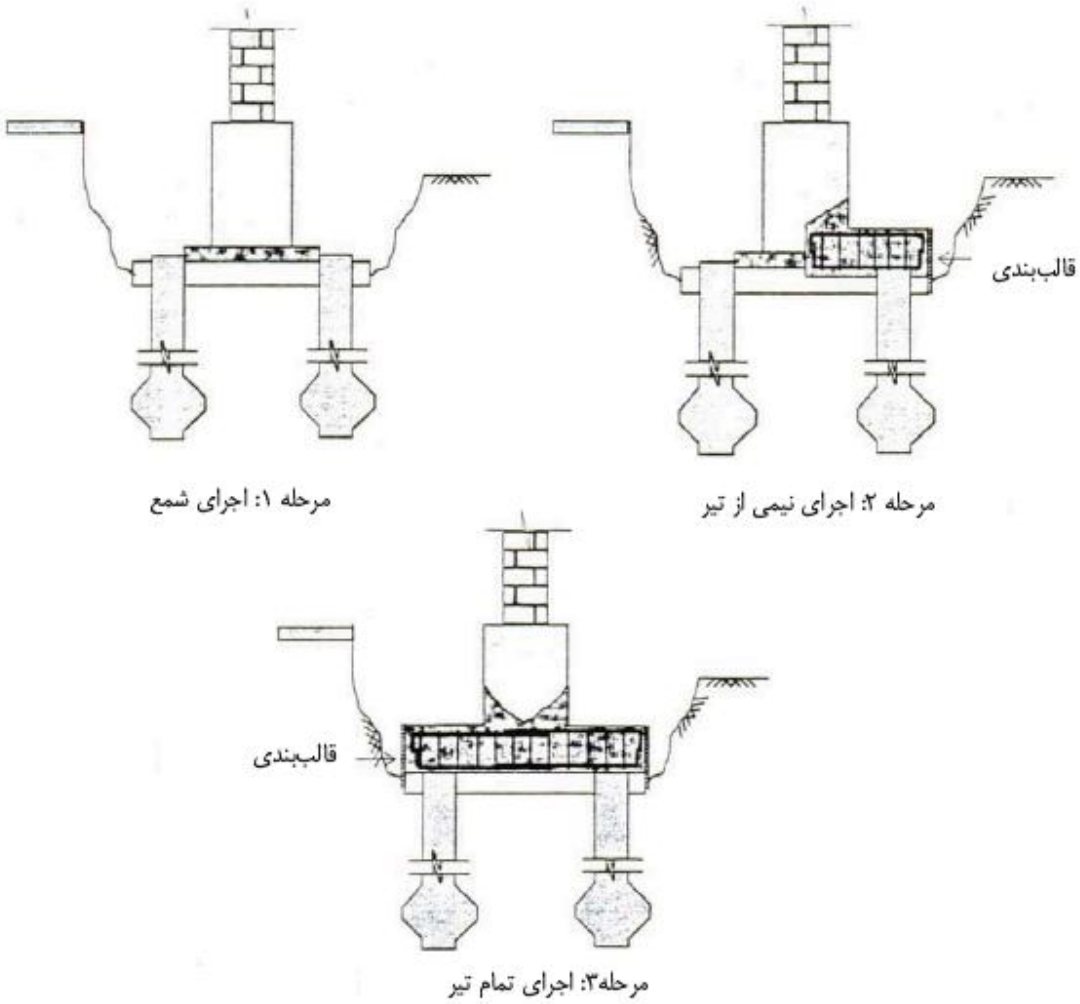
افزایش ظرفیت کششی فونداسیون بوسیله احداث شمع



مقاوم‌سازی صفحه ستون



افزایش ظرفیت با استفاده از احداث شمع



مرحله ۱: اجرای شمع

مرحله ۲: اجرای نیمی از تیر

مرحله۳: اجرای تمام تیر

نحوه تقویت زیر پی با استفاده از شمع‌ها برای پی نواری در زیر دیوارهای بنایی

مراحل تقویت زیر پی با استفاده از شمع برای پی نواری پیوسته در زیر دیوارهای بنایی

۱-اجرای شمع موقت برای جلوگیری از ریزش سقف و دیوار در حین مقاوم سازی

۲-کندن کف قسمت های داخل و بیرون ساختمان از روی زمین نا فسمت زیرین تیر پای دیوار

۳-تخریب دیوار بیشتر از ارتفاع مورد نیاز پای دیوار به اندازه ضخامت نصف دیوار

۴-جایگذاری میلگردها

۵-اجرای نیمی از تیر پای دیوار

۶-آرماتور گذاری و بتن ریزی تر جیحاً با بتن خود متراکم و قالب فلزی

۷-اضافه گود برداری

۸-ساخت فونداسیون شمعها برای انتهای تیر سر شمع

۹-تخریب دیوار زیر پای دیوار برای ناحیه مقطع عرضی مورد نیاز سر شمع

۱۰-اجرای بتن مکر مورد نیازتیر سر شمع

۱۱-اجرای میلگردهای تیر سر شمع

۱۲-اجرای قالب های دیوار عمودی تیرهای سر شمع

۱۳-بتن ریزی تیرهای شمع به نحوی که تراز فوقانی آن در برخورد با تیر پای دیوار باشد

۱۴-نگهداری و مراقبت تیر سر شمع و تیر پای دیوار

۱۵-پر کردن قسمت های کنده شده با خاک فشرده دانه ای

۱۶-اجرای کف و سنگ فرش های اطراف دیوار

مراحل تقویت زیر پی با استفاده از شمع برای فونداسیون ساختمانهای بتن مسلح

۱- ایجاد پایه های موقت در اطراف ستون برای جلوگیری از ریزش سقف

۲- کندن زمین تا نمایان ساختن شالوده یا شمع تراز روی بتن مکر

۳- مضرس نمودن شالوده و سر شمع در امتداد عمودی و افقی

۴- اجرای سوراخهایی عمود پی برای اجرای بولت

۵- ساخت شمعها در موقعیت مورد نیاز به اندازه ۵ سانتی متر بالاتر از مکر

۶- اجرای بتن مکر به گونه ای که مساحت آن کمی بیشتر از مساحت شمعها اضافه شود

۷- قراردادن بولتها در سوراخهای تعبیه شده و چسباندن آن با چسب اپوکسی

۸- اجرای قالب

۹- ریختن بتن و متراکم کردن آن

۱۰- درآوردن قالب و مراقبت از سطح بتن

۱۱- پر کردن فونداسیون با خاک دانه ای متراکم

۱۲- اجرای کف

کاربرد تزریق دربهسازی خاک

- پرکردن فضای خالی جهت جلوگیری از نشتهای زیاد و تقویت خاک زیر پی
- کنترل نشت و کاهش قابلیت نفوذ پذیری خاک
- مقاوم سازی خاکریز
- کنترل جابجایی زمین در عملیات احداث تونل
- افزایش مقاومت بارگذاری جانبی شمعها
- کاهش سیستم حفاظت جانبی
- تثبیت شیروانیها
- کنترل تغییر خحم خاکهای انبساطی به کمک تزریق دوغاب آهکی

تأثیرات تثبیت خاک

- افزایش مقاومت و خواص ژئوتکنیکی و افزایش توان باربری خاک
- تغییر نفوذپذیری و کاهش درصد جذب آب و جلوگیری از تورم
- پیشگیری از نشت
- کاهش چسبندگی در خاکهای با چسبندگی زیاد
- اقزایش چسبندگی درمورد خاکهای با چسبندگی کم (ماسه بادی)

طراحی پی

۱-تعیین توان باربری

۲-تخمین نشست

۳-طراحی سازه ای

۴-کنترل پایداری

۵-جنبه های اجرایی و اقتصادی

نشست فونداسیون به روشهای زیر کنترل ودر محدود مجاز می ماند

۴- افزایش ابعاد فونداسیون

۵- متصل کردن ۲ فوتداسیون برای اضافه کردن دیوار برشی

مقاوم سازی فونداسیونها با شمع

برای اجرای فونداسیون یا پی های عمیق و گاهی اوقات تقویت خاک محل از انواع شمع

۱-شمع درجای معمولی

۲-شمع پدستالی یا انباره ای

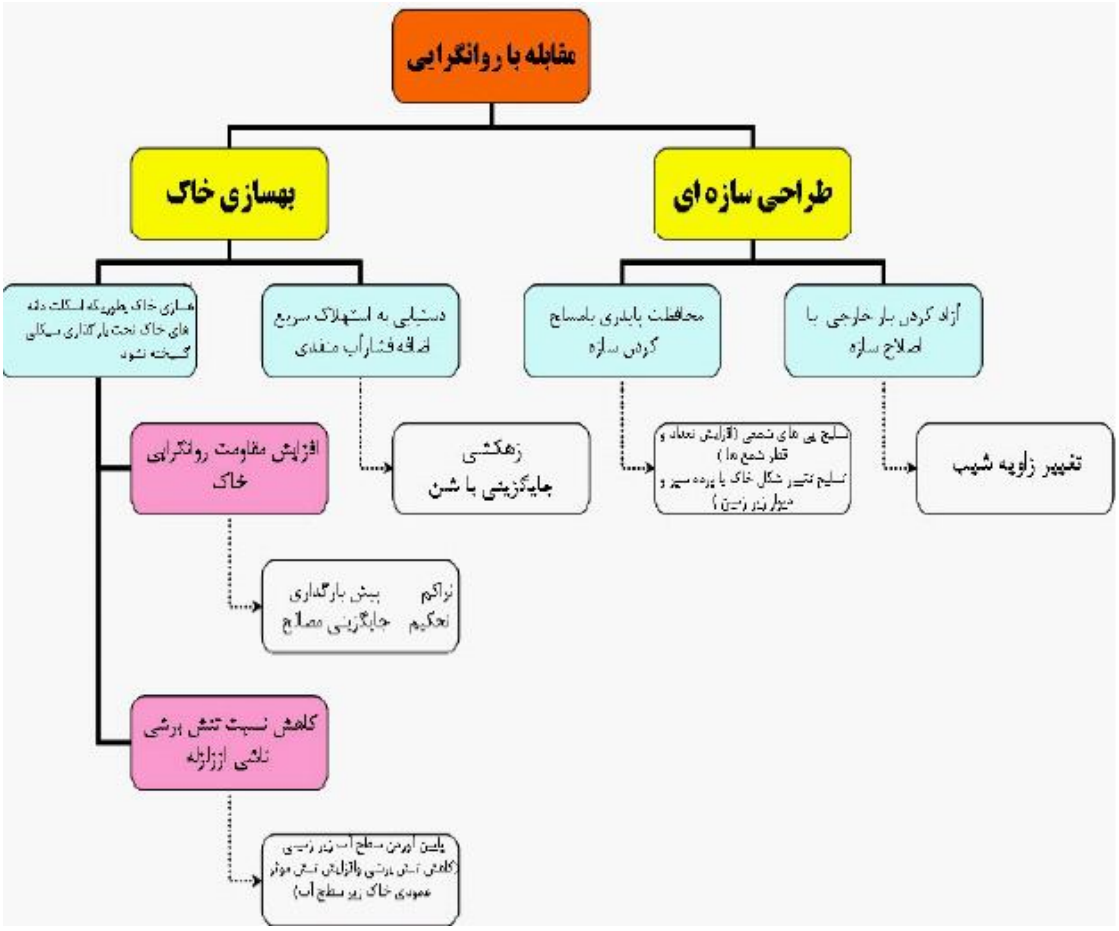
مراحل کنترل روانگرایی

۱-بهسازی خاک به طوری که اسکلت هام تحت بارگذاری زازله گسیخته نشوند

۲-دستیابی به سرعت استهلاک اضافه فشار آب منفدی

۱- تقویت سازه و نگه داری پایداری آن با تأمین مقاومت و صلبیت بخشیدن به سازه

٤-آزادکردن نیروهای خارجی شامل نیروهای نامتعادل ناشی از جاذبه و بارخارجی ایجاد شده توسط تغییر شکل فزاینده خاک روانگرا شده با ایجاد و تعبیه درزهای انعطاف پذیر یا بهبود بخشیدن به سازه

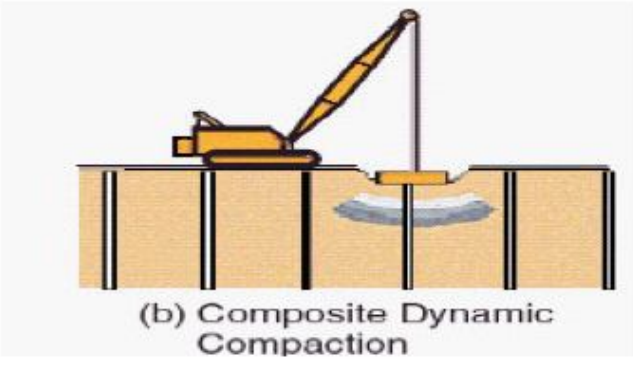


۱-تراکم (Compaction): قدیمی ترین و عمومی ترین روش مبارزه با روانگرایی است با ارتعاش و ضربه به طور گسترده استفاده می شود

۲-تراکم دینامیکی (Dynamic Compaction): یکی از روشهای موثر برای مقابله با روانگرایی

$$d_{\max} = n(wh)^{1/2}$$

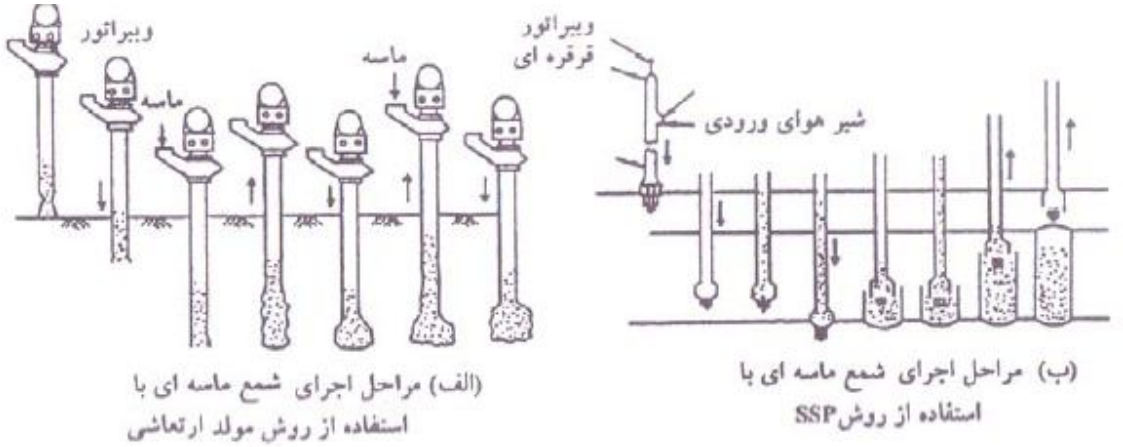
W: وزن وزنه به تن
H ارتغاع سقوط وزنه به متر
n : به نوع خاک بستگی داشته و با افزایش درجه اشباع خام کاهش می یابد.



۳-تراکم بوسیله شمعهای تراکمی Compaction piles

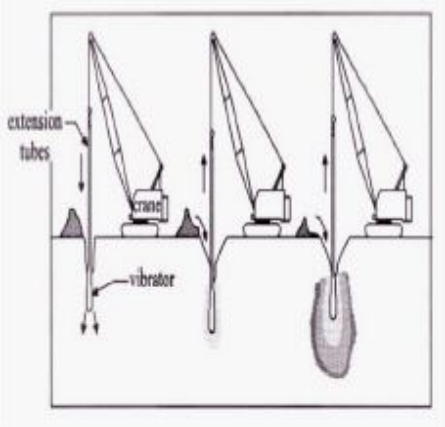
این روش یکی از موثرترین روشهای متراکم کردن خاک است اکثر این شمعها به صورت پیش تنیده یا لوله ها ی فلزی می باشد که با شمع کوب در توده خاک کوبیده شده و علاوه افزایش تراکم خاک می شود این روش همراه با ارتعاش و ایجاد سرو صدا حین تراکم می باشد درحالتی

که لایه های روانگرا در اعماق بالاتری مثلاً ٦-٨ متر باشد طول شمعها افزایش یافته و هزینه اجرا را بابا می برد.



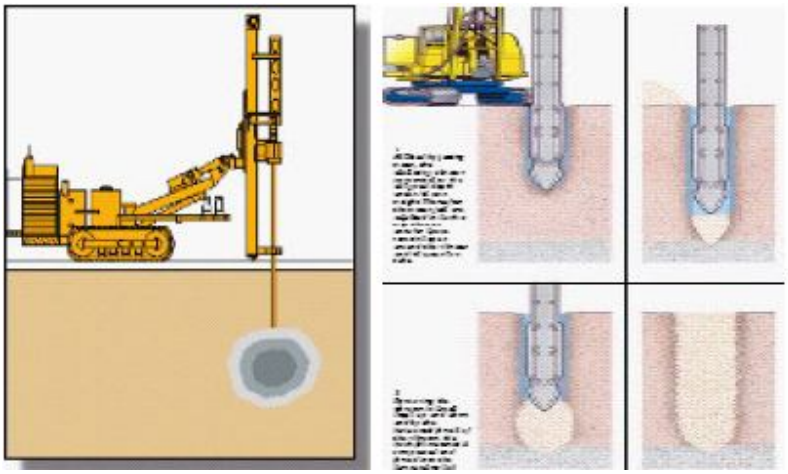
٤-تراکم ارتعاشیVibro Comapction - Vibro floatation

در این روش ابتدا با اعمال ارتعاش افقی و خروج پر فشار آب،حفره ای در دل زمین ایجاد می گردد و ویبراتور به عمق مورد نظر فرستاده می شود سپس در حالتی که ماسه از سطح زمین به داخل حفرات ایجاد شده پیرامون شناور وارد می شود و ویبراتور آن را متراکم کرده و به سمت بالا کشیده می شود. در واقع دراین روش ماسه متراکم در مفطع خاک شکل می گیرد



٦-تراکم ارتعاشی همراه با جایگزینی Vibro-Replacement

در این روش خاک ضعیف توسط ستون های متراکم ماسه ای تسلیح می شود این روش مشابه روش تراکم ارتعاشی است با این تفاوت که در این روش مصالحی که جایگزین و متراکم می شوند عبارتند از شن یا سنگ شکسته



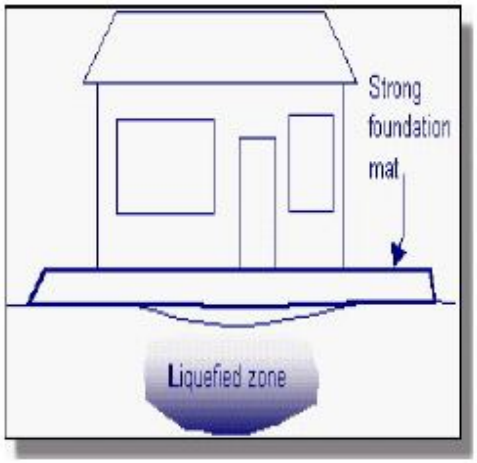
۷-روش جایگزینی مصالح(Replacement)

۸-سیمانتاسیون و جامد سازی Hardening Techniques

در این روش موادی مانند سیلیکات سدیم یا سیمانهای بسیار ریز دانه با حجمی حدود ۱۲-۱۵ درصد حجم خاک با آن توده می شود و یا در هاک تزریق می شود . در واقع این مواد فضای خالی بین خاک دانه ای را پر کرده و یک توده محکم بوجود می آورد، محدودیتی که این روش در حالت تزریق دارد این است که D15 خاک حداقل ۲۵ برابر D85 دوغاب باشدتا در نفوذ این دوغاب به توده خاک با مشکل مواجه نشویم

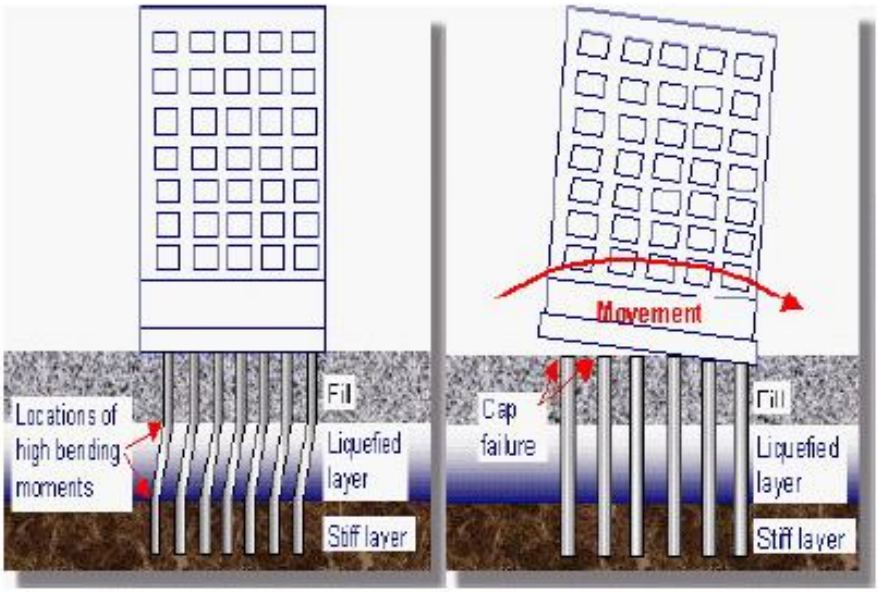
۹-روشهای سازه ای مقابله با روانگرایی (Structural Options)

۱-طراحی پی صلب



۲-فونداسیون عمیق Deep Foundation

۱- استغاده از زهکشها در کاهش آب منفذی اضافی



مربوط به فصل مقاوم سازی شریانهای حیاتی

خطرات و آسیبهای شریانهای حیاتی

۱-تکانهای زمین

۲-زمین لغزشها

۳-رونگرایی

-گسترش جانبی

-گسیختگی ناشی از کاهش ظرفیت باربری در پی های سطحی و شمعها

-فشارهای ایجاد شده در دیوارهای حائل (ساحلی)

- غوطه ور شدن سازه های مدفون در خاک

-گسیختگی سیلانی

۴-گسیختگی زمین

۵-حرکات گسلها

۱-اصلاح روسازه : ایجاد بادبند و دیوار برشی در سازه ساختمان

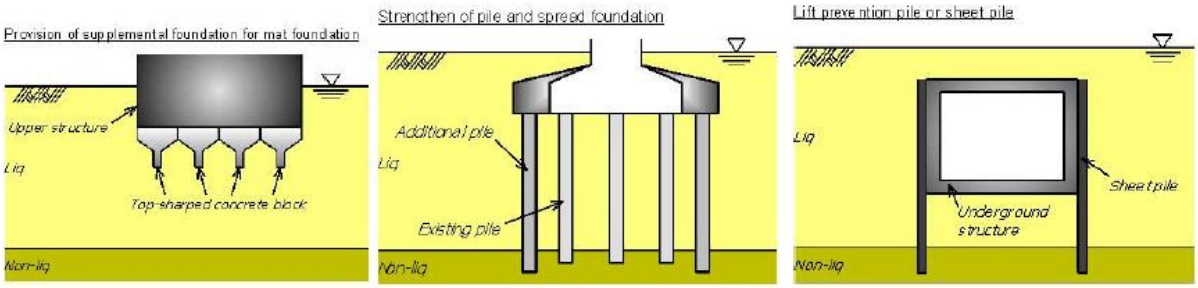
۲-اصلاح شالوده

-کلاف بندی ویکپارچه کردن پی های سطحی موجود

-ایجاد سپرهای فلزی در اطراف شالوده سازه های مدفون تا لایه غیر قابل روانگرا

- ایجاد شمعهای جدید زیر ساختمان تارسیدن به لایه غیر قابل روانگرا

-ایجادشالوده های متمم با بلوکهای بتنی نوک تیز برای فونداسیونهای گسترده به منظور کنترل تغییر شکلهای خاک

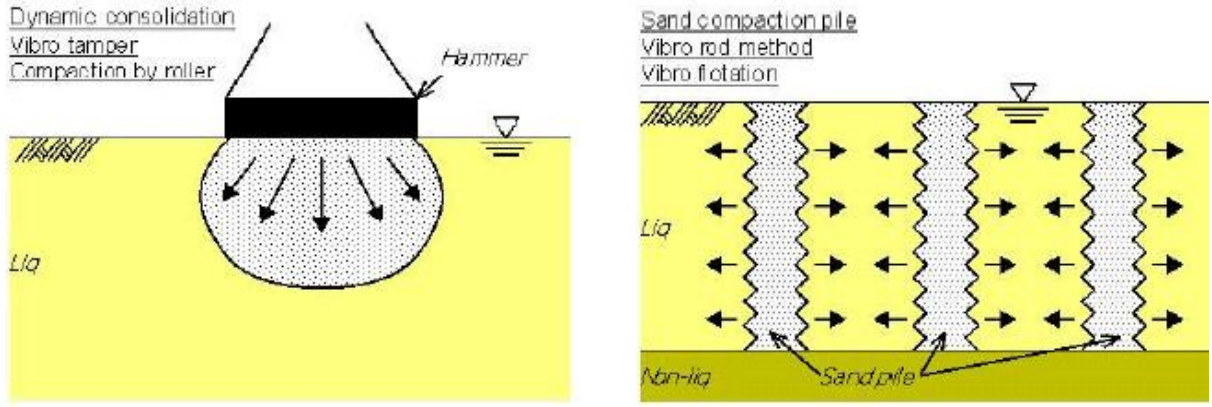


۳-اصلاح خاک

۱-افزایش چگالی خاک شامل ایجاد ستونهای متراکم داخل لایه مورد نظر تا لایه غیرقابل روانگرای زیرین

- تحکیم دینامیکی خاک با چکش

-تراکم خاک به کمک انفجار



2-ایجاد صلبیت در خاک مانند

-ایجاد ستونهایی از آهک یا سیمان در داخل لایه

Permeation تزریق نفوذی Compaction grouting-تزریق شامل سه روش تزریقی تراکمی Jet grouting و تزریق با فشار بالا grouting

-کاهش درجه اشباع و افزایش فشارموثر با ایجاد چاهها وکاناهای زهکشی

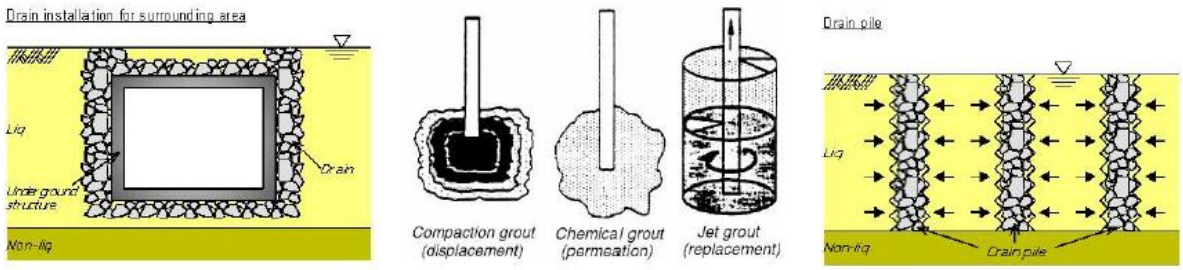
-تسلیح خاک زیر فونداسیونها با ژئوگریدها

و کنترل فشار حفره ای ۳-کاهش

ایجاد ستونهای سنگی به عنوان زهکش لایه روانگرا

نصب زهکش اطراف سازه های زیر زمینی

- ایجاد شمع های فلزی با کارکرد زهکشی



۳-نشست نابرابر

انواع شریانهای حیاتی و تأسیسات شهری

۱**-آب آشامیدنی** : سیستم آب شرب شامل مخازن ذخیره ,لوله های انتقال و توزیع آب می باشد و جهت برآورد خسارت وارد بر شبکه آبرسانی بایستي پارامترهای زیر را مشخص نمود اجزای شبکه آبرسانی ، تقسیم بندی انواع شبکه های آبرسانی ، سطح خطر ، سطح خزابی

اجزای شبکه آبرسانی شامل

۱- مخازن پایانه ای Terminal Reservirs
۲- -مجاری انتقال آب Tranmission Aque ducts
۳- تصفیه خانه ها Water Treatment Plants
۴- ایستگاههای پمپاژ Pumping Plants
۱- چاهها Wells
۱- مخازن ذخیره آب شرب Water Storage Tanks شامل

- مخازن فولادی هوایي و زمینی
- مخازن زمینی بتنی
- مخازن مدفون بتنی
- مخازن زمینی چوبی

۷- لوله ها و تجهیزات توزیع Distribution Facilities & Pipes شامل خط اولیه , ثانویه و حلقه های کوچک توزیع

سطوح خطر ۱-بدون خرابی ۲-خرابی محدود۳-خرابی متوسط۴-خرابی گسترده ۵-خرابی کامل

سطوح خطر لوله و سایر اجزای شبکه آبرسانی را ازهم تفکیک می کنند

سطوح خطر لوله آب شامل

۱-شکست لوله ۲-نشت لوله می باشد

در اثر امواج زازله و حاکم بودن PGV (بیشینهسرعت)درخطوط لوله ۸۰% نشت و۲۰% شکست اتفاق می افتد. در اثر حاکم بودن گسیختگی زمین PGD (حداکثرجابجایي) در خطوط لوله ۸۰% شکست و ۲۰% نشت اتفاق می افتد. (استفاده ازاتصالات ضد لرزه مثل اتصالات آکاردونی)

خسارات وارد به لوله های مدفون

۱-**خسارات موضعی**

- کمانش موضعی
- ترک خوردگی
- خوردگی
- مشکلات اتصالات
- ۲-خسارات کلی
- کمانش کلی
- خروج لوله از ترانشه

انواع خطرات لرزه ای در سازه های مدفون

۱. گسیختگی زمین
۲. شامل گسلش،زمین لغزه،روانگرايي،چگالش وترک خوردگی زمین
۳. بالا آمدگی و فرورفتگی زمین ساختی
۴. حرکات لرزشی زمین

آسیب در اتصالات عبارتند از

- ترک خوردگی و شکست اتصالات
- بیرون کشیدگی اتصالات
- شکست پیچ ها در اتصالات لوله های فولادی
- گسیختگی در محل پیوند گاههايي T شکل یا چند شاخه ای
- بیرون کشیدگی اتصالات و به دنبال آن بیرون زدگی لوله ها از زمین به سبب روانگرايي یا جریان شن وماسه در لوله هابه سبب شکست اتصالات

آسیب در بدنه لوله ها

- تر ك خوردگي
- گسيختگي بدنه لوله
- كمانش موضعي (چين خوردگي فشاري)

عوامل موثر در میزان آسیب در لوله مجاری مدفون

- خصوصيات ارتعاشي و تغيير شكلهاي ماندگار زمين
- خصوصيات و بستر لوله
- خصوصيات سازه اي و مصالح لوله

عوامل موثر در خصوصیات بستر لوله

- پتانسیل روانگرايي
- پتانسیل لغزش
- تراکم لایه ها
- شیب زمین
- تغییرات شرایط زمین در طول مسیر
- پریود طبیعی خاک
- گسیختگی های سطحی

طرح و اجرای شبکه آب و فاضلاب و تاسیسات وابسته

- عملیات خاکی (شامل خاکبرداری و خاکریزی)
- تعیین منابع قرضه مناسب (خاک و بتن)
- حفاری (ترانشه ها و نقب ها)
- نگهداری گودها
- برخورد با آب زیرزمینی

مراحل اجرای خط لوله

- بستر سازی (بهسازی)
- کارگذاری لوله ها
- خاک های مسئله دار
- روش های نوین حفاری

خاکهای مسأله دار

- ۱–واگرا
- ۲-رمبنده(فروریزشی)
- ۳-متورم شونده
- ۴-گچی
- ۵-با قابلیت روانگرایي

۲-فاضلاب

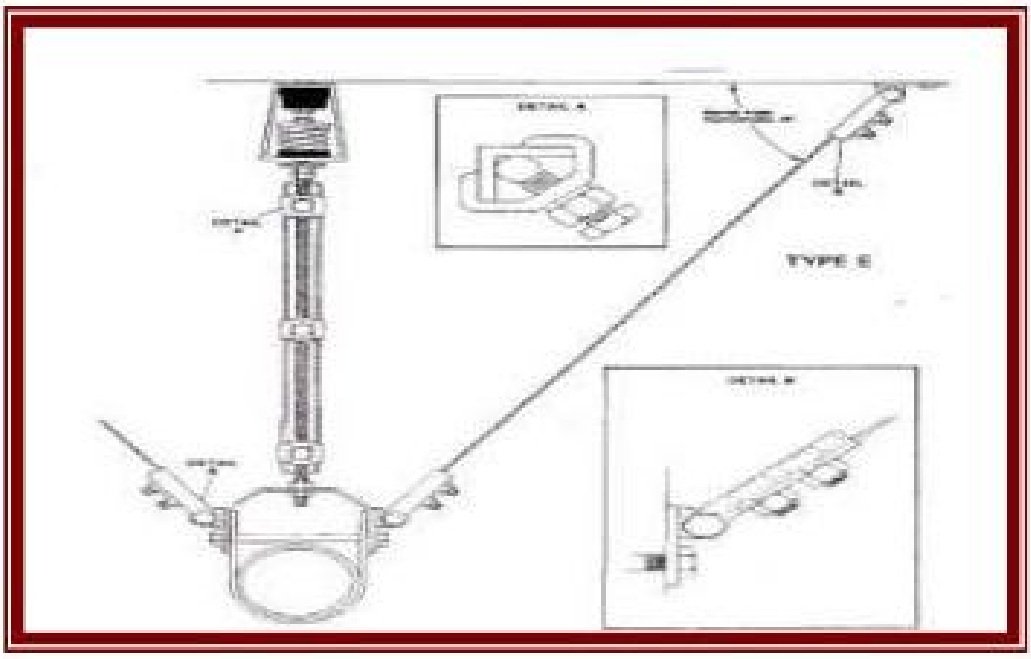
- اجزای شبکه فاضلاب شامل
- شبکه جمع آوری فاضلاب و زهکشها
- ۲-ایستگاههای ارتقا سطح ۳- تصفیه خانه های فاضلاب
- ۳-تصفیه خانه فاضلاب معادل تصفیه خانه آب ، ایستگاه ارتقا سطح همانند ایستگاه پمپاژ، شبکه فاضلاب و زهکش معادل خطوط لوله آب

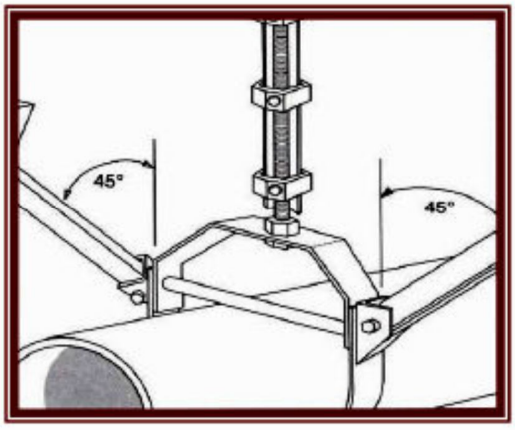
۳-نفت خام :

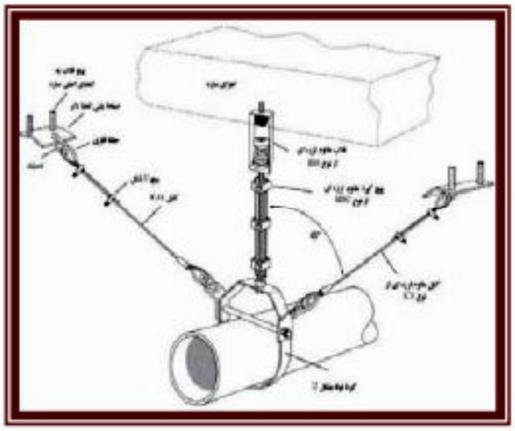
- اجزای سیستم
- ۱-پالایشگاهها ۲-خطوط لوله ۳-تلمبه خانه ۴-انبارها
- سطوح خطر لوله نفت مانند آب یعنی شامل
- 1-شکست لوله ۲-نشت لوله می باشد و
- در اثر امواج زازله و حاکم بودن PGV (بیشینه سرعت)درخطوط لوله ۸۰% نشت و۲۰% شکست اتفاق می افتد.
- در اثر حاکم بودن گسیختگی زمین PGD (حداکثرجابجایي)
- در خطوط لوله ۸۰% شکست و ۲۰% نشت اتفاق می افتد.
- ۴-گازطبیعی و تأسیسات مربوطه
- ۵-تأسیسات الکتریکی و خطوط انتقال برق مدفون و غیر مدفون
- ۶-ارتباطات (برق ومخابرات)- مجاری کابلهی مخابراتی

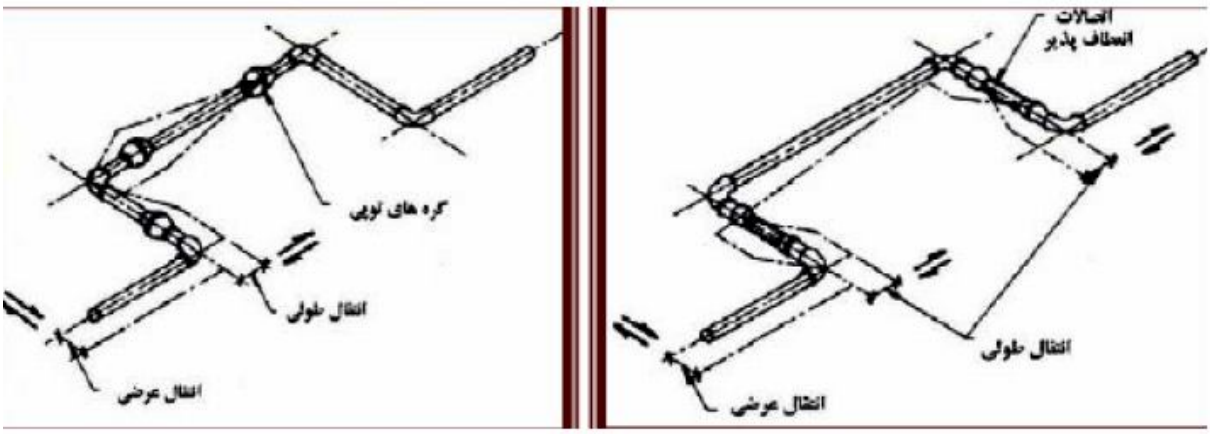
1- خوردگی CORROSION
2- نشت محتویات درون لوله Leakage
3- کیفیت جوش Weld Quality
4- وضعیت خم ها Bend Conditions
5- پوشش Isolation
6- مهار لوله ها Restraints
7- نسبت قطر لوله های انشغاب Branch Relative Diameter
8- خستگی Fatigue
9- ضربه و برخورد Proximity and impact
10- اتصال به تجهیزات مهارنشده Connection to Unanchored Component
11- تغییر مکانهای متفاوت Different Displacement
12- فطر زیاد و دهانه کوتاه Large Diameter and Short Span

شکل ۱و۲-نصب تونل تاسیسات شهری از جنس فایبر گلاس(GRP)

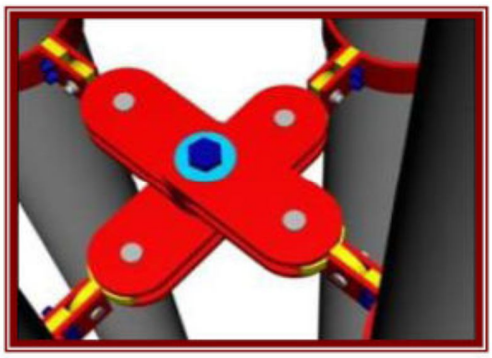

TYPE E


45°
45°

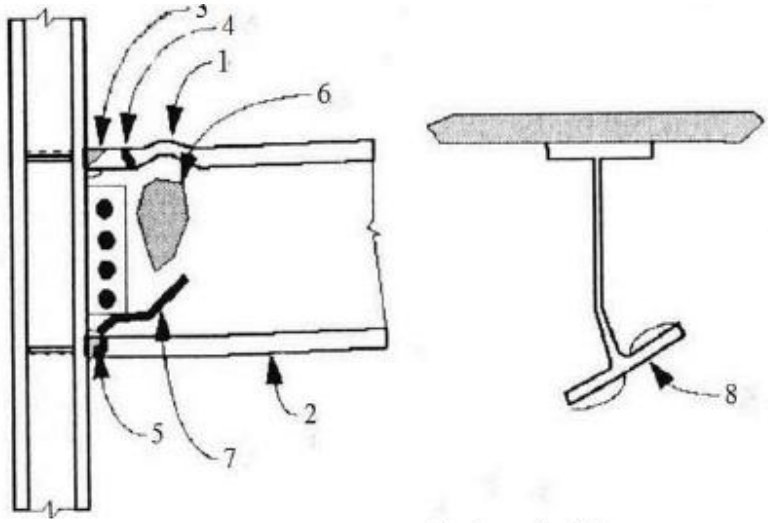




جزئیات لوله کشی انعطاف پذیر

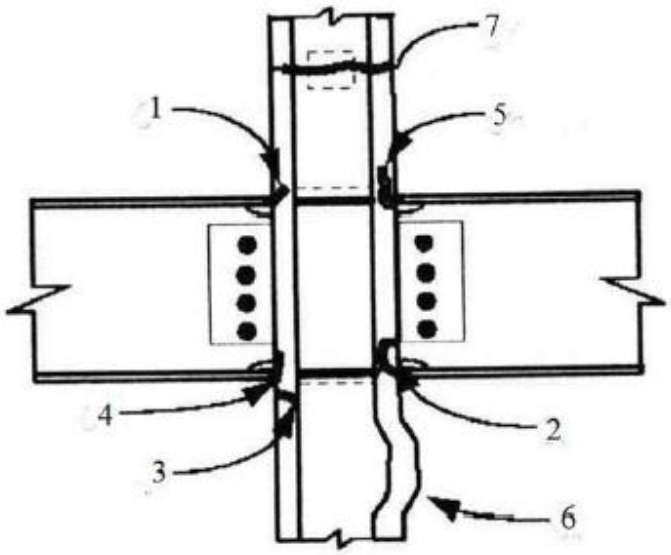


فصل آسی‌بهای وارده به سازه های فولادی و نحوه مقاوم سازی آن



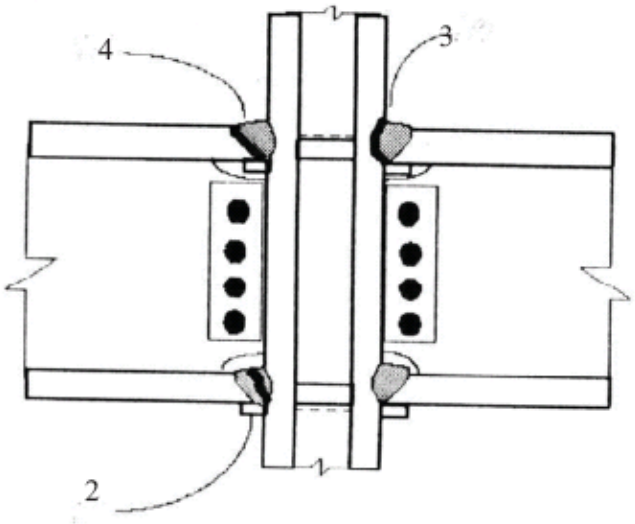
1: کمانش بال
2: تسلیم بال
3: شکست بال در ناحیه گرما داده شده
4: شکست بال خارج از ناحیه گرما داده شده
5: شکست بال فوقانی و تحتانی
6: تسلیم یا کمانش جان
7: شکست جان
8: کمانش جانبی پیچشی مقطع تیر

انواع آسیب‌های تیر



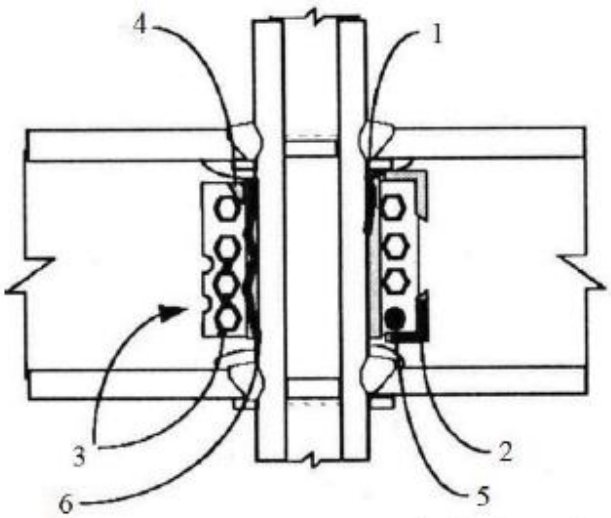
1: ترک جزئی بال
2: قلوه کن شدن بال
3: ترک خارج از ناحیه حرارت دیده
4: ترک داخل ناحیه حرارت دیده
5: پارگی لایه‌ای بال
6: کمانش بال
7: گسیختگی وصله ستون

آسیب‌های ستون



1: ترک در ریشه جوش
2: ترک در ضخامت کامل فلز جوش
3: گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با ستون
4: گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با بال تیر
5: ناپیوستگی های کوچک در ریشه جوش

آسیب‌های جوش



1: ترک جزئی در جوش به ستون

2: شکست جوش‌های مکمل

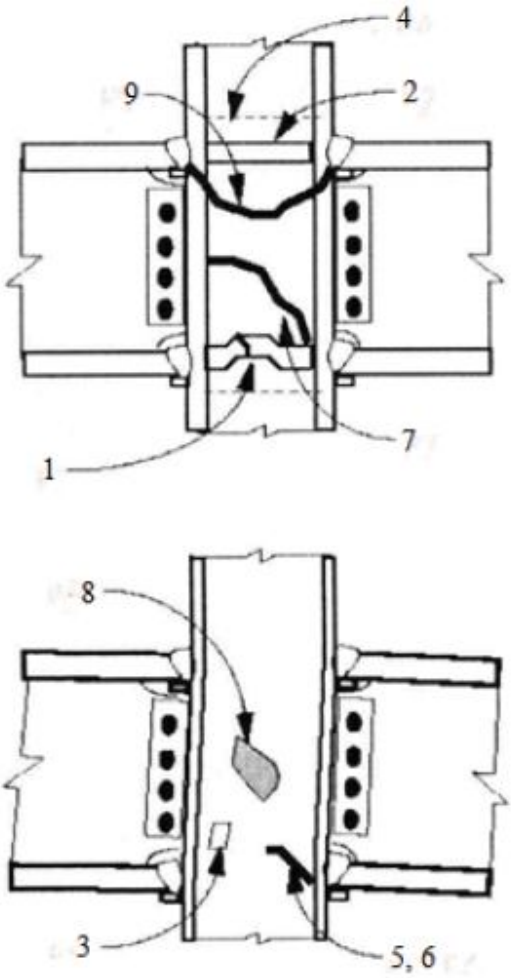
3: شکست در ورق اتصال جان با پیچ‌ها

4: تسلیم یا کمانش ورق اتصال جان

5: شل شدن یا آسیب دیدن پیچ‌ها

6: شکست کلی در جوش ورق اتصال جان به ستون

آسیب‌های ورق اتصال جان



1: شکست، کمانش، یا تسلیم ورق پیوستگی
2: شکست جوش ورق پیوستگی
3: تسلیم یا تغییر شکل جان
4: شکست جوشهای ورق مضاعف
5: شکست جزئی در ورق مضاعف
6: شکست جزئی جان
7: شکت کامل یا نزدیک به کامل جان یا ورق مضاعف
8: کمانش جان
9: شکست ستون

آسیب‌های چشمه اتصال

نارسایی های اتصال

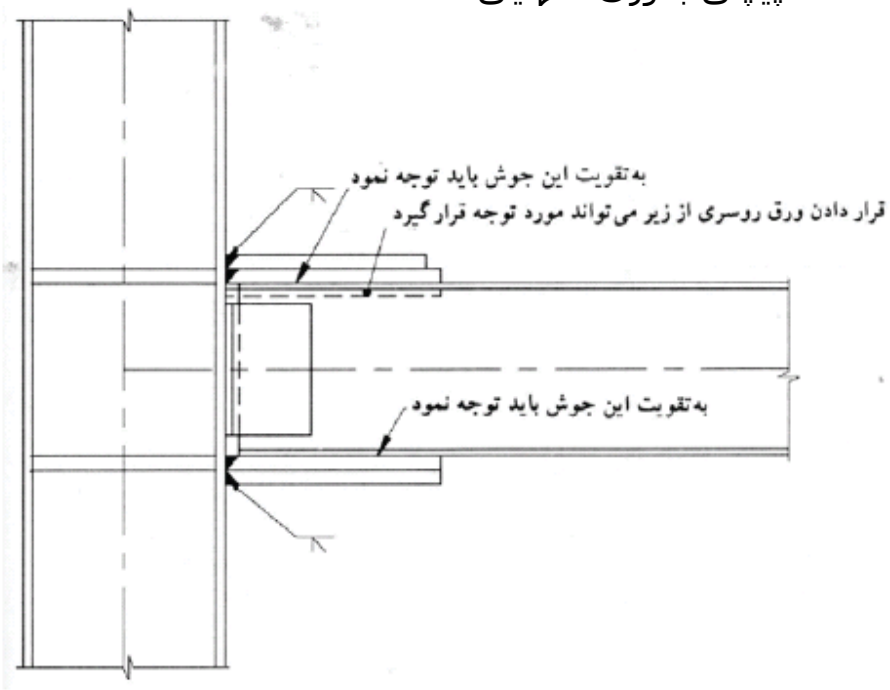
۱-عدم انتخاب جزئیات نامناسب
۲-عدم تناسب در ورقهای اتصال
۳- عدم توجه به لبه های آزاد و لاغری ورقهای اتصال

۴-فاصله بندی غلط و سایل اتصال
۵-عدم توجه به دسترسی به نقاط کور اتصال
۶-عدم دقت در جوشهای با طول و بعد صحیح

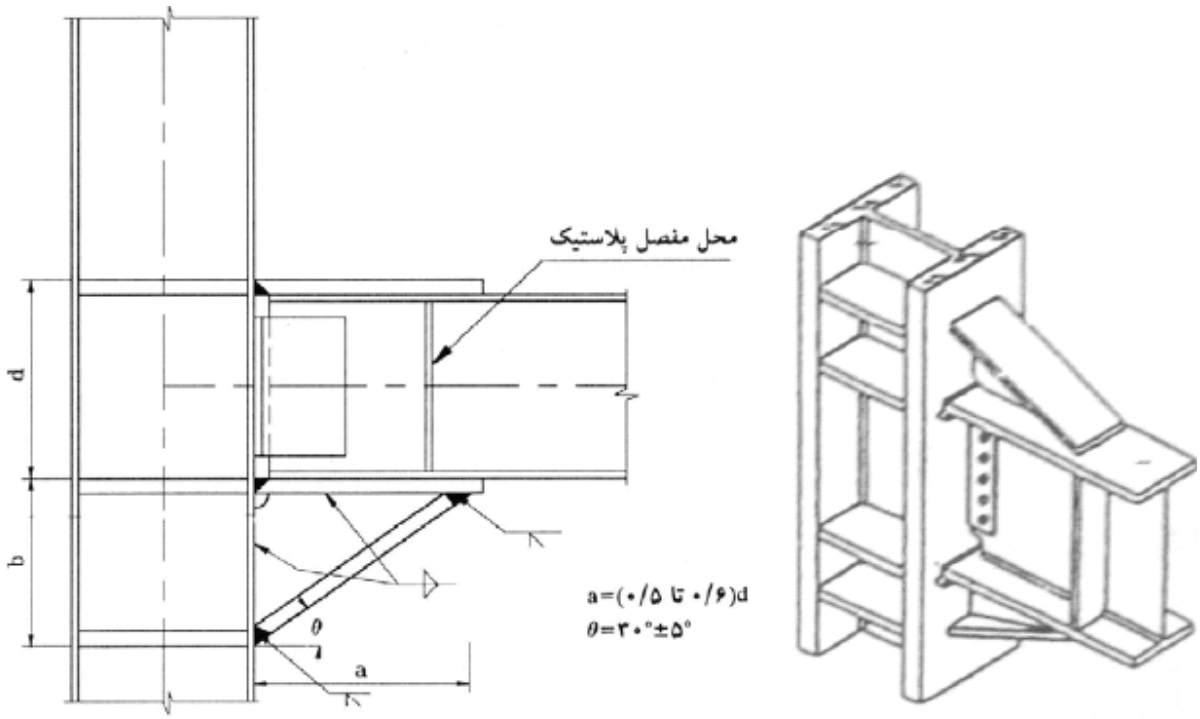
روشهای مقاوم سازی اتصالات فولادی

۱- استفاده از ورقهای روسری و زیر سری مضاعف
۲- استفاده از ماهیچه

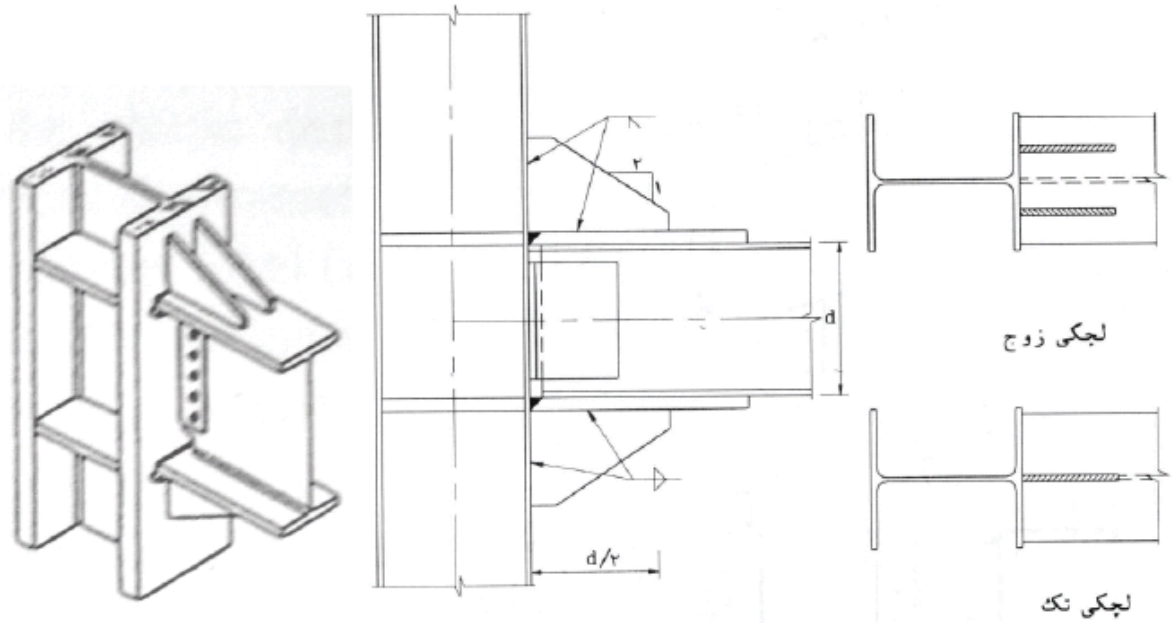
۳- لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی
۴- با پیش تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی
۵- استفاده از ورق کناری(گونه)
۶- استفاده از اتصالات پیچی با گیرداری کامل
۷- افزایش طول ورقهای انتهایی و استفاده ازسخت کننده در اتصال پیچی با ورق انتهایی



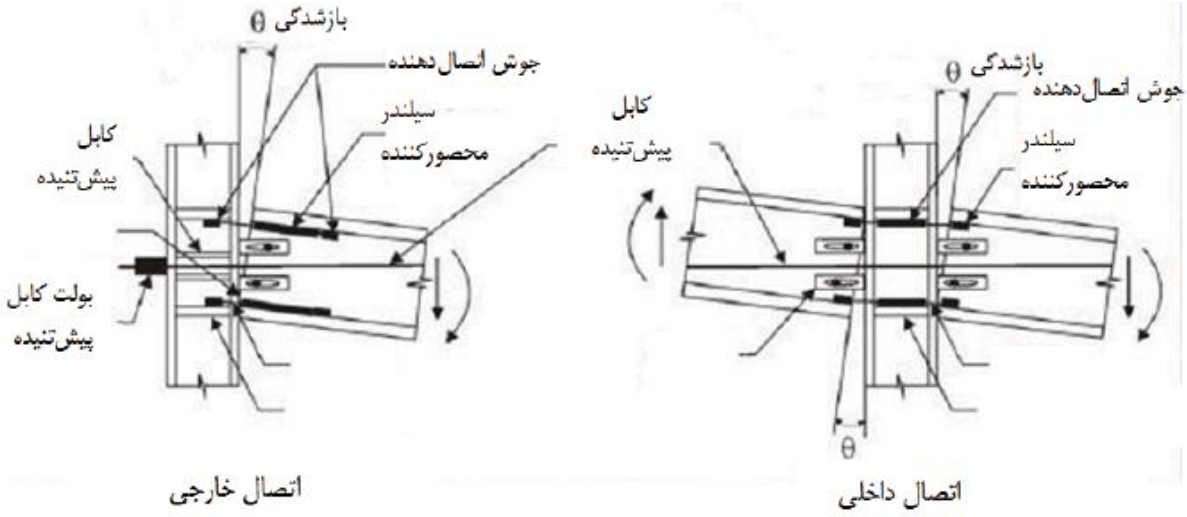
تقویت اتصال با ورق زیرسری و روسری مضاعف

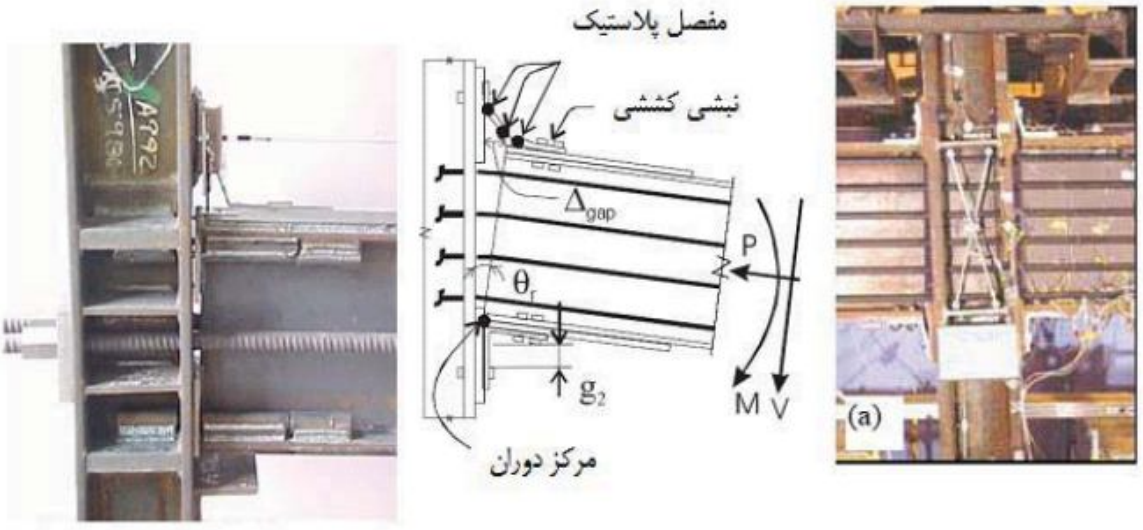


جزییات ماهیچه تحتانی برای تقویت اتصال

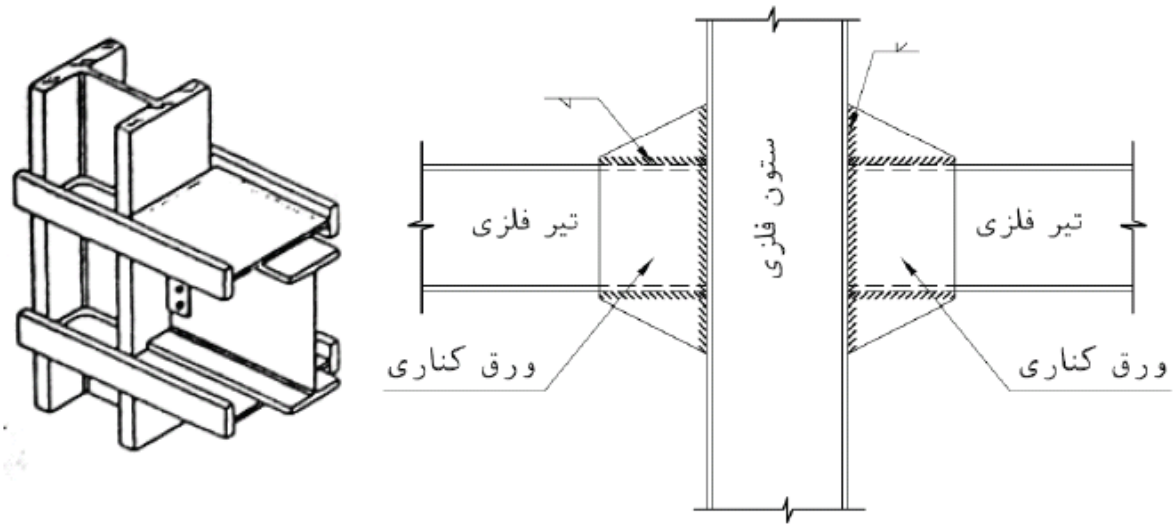


تقویت اتصال با استفاده از لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی

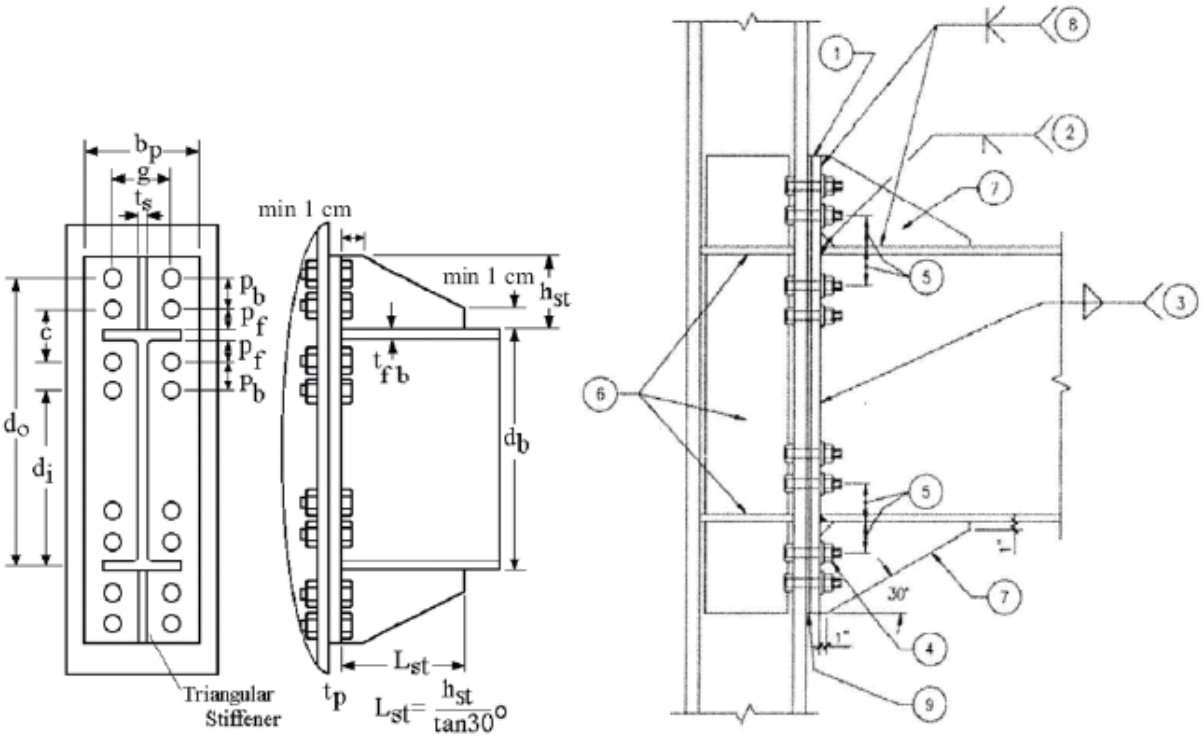




مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی



مقاوم‌سازی اتصال فولادی با استفاده از ورق کناری

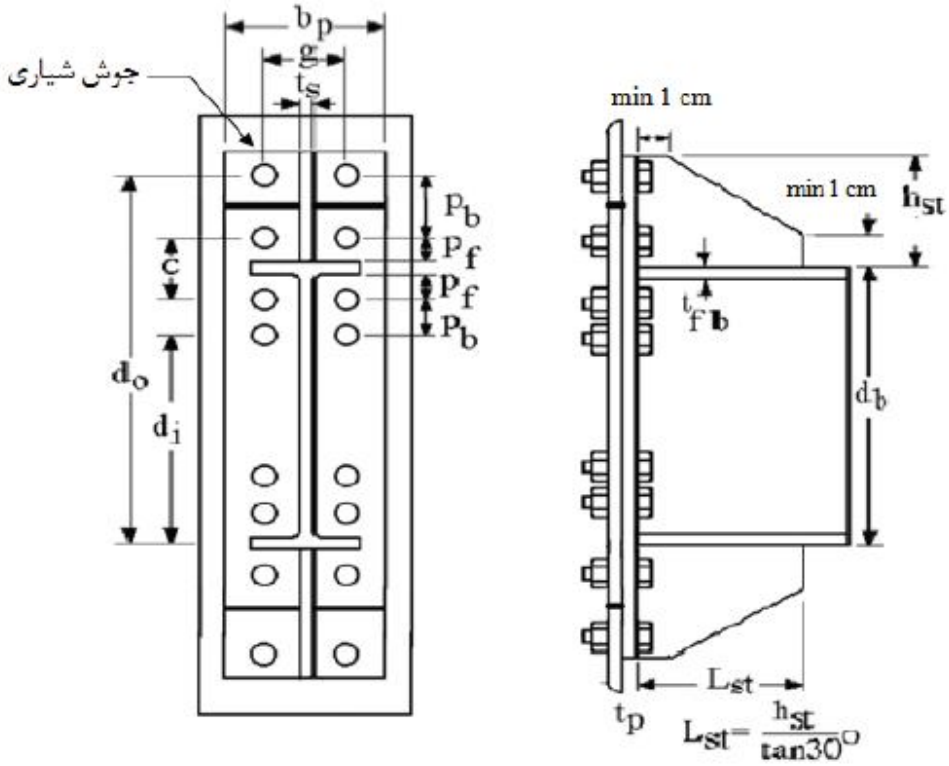


اتصال پیچی با ورق انتهایی سخت شده

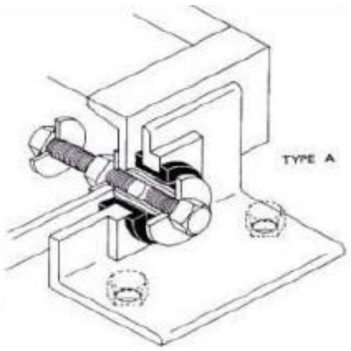
توضیحات شکل:

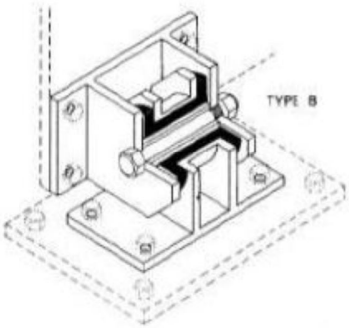
۱-ورق انتهای ۲- جوش شیاری نفوذی مطابق نشریه سازمان برنامه

۳-پیج های پی‌ش تنیده ۸،۸ و ۱۰،۹ ٤-کنترل موقعیت پیج ها ٥- کنترل ورق پیوستگی و ورق مضاعف ٦- ضخامت سخت کننده با ضخامت جریان برابر باشد ۷-سخت کننده با جوش شیاری نفوذی دو طرفه (جناغی دو طرفه) به تیر ورق انتهای‌ی وصل می شود



افزایش طول ورق انتهایی و استفاده از سخت کننده در اتصال پیچی با ورق انتهای





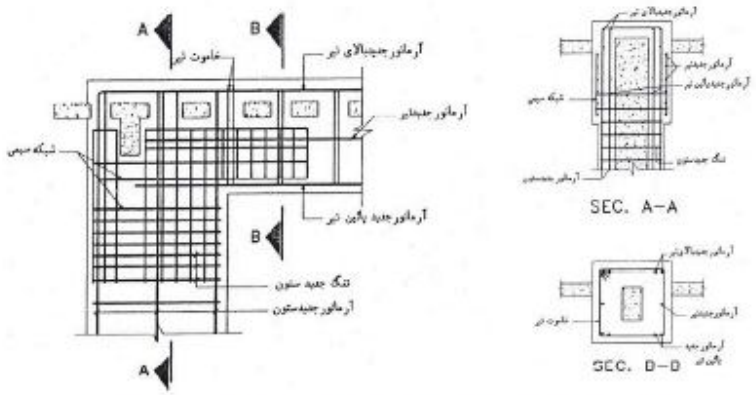
گزارش هایی از اثرات زلزله بر سیستم های لوله کشی (۱۹۹۷-۱۹٦۹) میلادی:

خسارت های گزارش شده	شدت زلزله	مکان و تاریخ
خسارت های جزیی به مخازن ذخیره آب آشامیدنی، ایستگاههای پمپاژ، و سدها و خسارت های چشمگیر به لوله های توزیع آب	۵/۷ ریشتر	آمریکا-کالیفرنیا Santa Rosa (1969)
تغییرات چشمگیر در کیفیت آب آشامیدنی به واسطه خسارات وارده به چاهها، سدها و کانال ها و نوسانات سطح آب در چاهها	٦/٦ ریشتر	آمریکا- کالیفرنیا San Fernando (1971)
در شبکه توزیع آب که شامل لوله های ١٦ اینچی چدنی و لوله های ٤ اینچی p.v.c بود بیشتر از یک صد مورد شکستگی اتفاق افتاد و جریان آب در بخش شرقی شهر کاملاً قطع گردید. سقف ایستگاههای پمپاژ آب فرو ریخت و چند مخزن ذخیره آب به شدت آسیب دیدند.	٦/۲۵ ریشتر	نیکاراگوا Managua (1972)
در جریان این زلزله صدمه ها و خسارت های فراوانی به تاسیسات شهری وارد شد.	۷/۵ ریشتر	گوتمالا (1976)
بخشی از شاه لوله تامین آب شهر Catabato به علت فرو ریزی یک پل بر روی این خطوط لوله دچار شکست و آسیب جدی شد.	۷/۹ ریشتر	فیلیپین جزیره Mindinao (1976)
لوله های اصلی تامین کننده آب شهر تقریباً در تمام طول خود (حدود ٤٠ کیلومتر) دچار شکست های متعددی شد و وضعیت به واسطه بالا بودن سطح آب های زیر زمینی در منطقه و وقوع پدیده روان گرایی خاک (Liquefaction) وخیم تر گردید.	۷/٤ ریشتر	آرژانتین San Juan Mcndoza (1977)
شهر مکزیکو که در آن زمان ۷۲۰۰۰ کیلومتر خط لوله را در خود جای داده بود دچار آسیب های جدید شد. لوله های مدفون در زیر خاک بیشتر دچار آسیب شدند و اکثر لوله های قطور به واسطه اتصالات صلب و غیر انعطاف پذیر و عمدتاً از ناحیه سه راهی، چهارراهها، شیرها و نقاط اتصال و ورود به سازه ها و ساختمان ها دچار شکستگی شدند.	۸/۱ ریشتر	مکزیکو (1985)

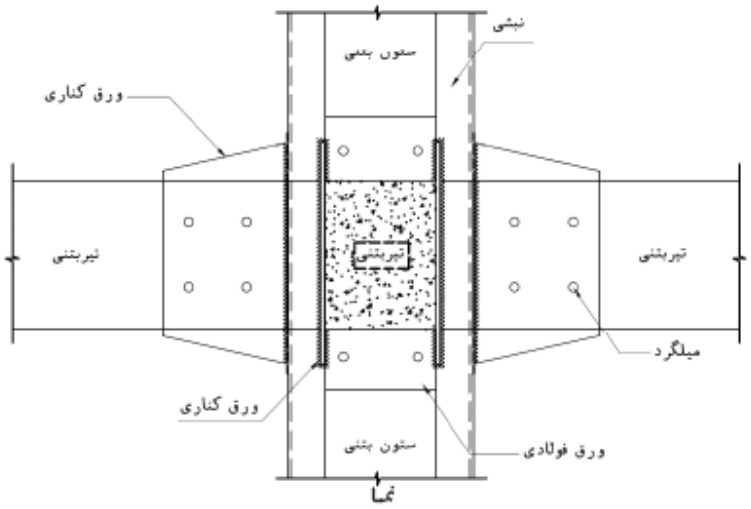
در جریان این زلزله حدود ۲٤۰۰ مورد نشتی و شکستگی در شبکه های لوله کشی و عمدتاً بر روی خط لوله تامین کننده آب گزارش گردید. فشار شبکه توزیع آب سریعاً به واسطه شکستگی ها افت نمود. حدود ۸۰ کیلومتر از لوله های آب (۲۰٪ از کل خطوط لوله آب) و حدود ٦٥ کیلومتر از لوله های فاضلاب (۲۲٪ از کل خطوط جمع آوری فاضلاب) دچار آسیب جدی شدند. شهر San Salvador بر روی رسوب خاکستر آتشفشانی واقع گردیده است. در جریان این زلزله بخشی از لوله های فولادی دچار تغییر شکل شده و کج شدند.	٥/٤ ریشتر	السالوادور San Salvador (1986)
تغییر مکان افقی در ناحیه ای به طول ٤/٥ کیلومتر باعث آسیب های جدی به خط لوله مجاور رودخانه گردید.	٦/۸ ریشتر	ارمنستان Spitak And Leninakan (1988)
ایجاد اختلال در سیستم های تصفیه و پمپاژ آب به علت قطع برق در منطقه – در جریان این زلزله شاه لوله های آب و بسیاری از لوله های آب در نواحی کوهستانی دچار آسیب های جدی شدند.	۷/۱ ریشتر	آمریکا- کالیفرنیا Loma Prieta (1989)
تغییر کیفیت آب آشامیدنی – ترک و شکست های فراوان در شبکه آب رسانی و لوله کشی	۷/٤ ریشتر	کاستاریکا (1991)
خسارت هایی به مخازن و ایستگاههای پمپاژ وارد شد- ۲٥ مورد شکستگی در شاه لوله های آب و عمدتاً از محل های اتصال لوله های PVC به لوله های سیمانی گزارش گردید.	٦/۸ ریشتر	ترکیه Erzincan (1992)
در جریان این زلزله خسارت هایی به شبکه توزیع آب وارد گردید. اما مادامی که تعمیرات در حال انجام بود امکان بهره برداری از شبکه با فشار پایین تا مدت چهار هفته وجود داشت. برخی از لوله های بتنی دچار شکست شدند و بیشترین خسارت لوله ها مربوط به لوله های فولادی به ویژه در ناحیه اتصالات صلب و غیر انعطاف پذیر و همچنین نواحی دارای آثار خوردگی بود.	٦/۷ ریشتر	آمریکا- کالیفرنیا لس آنجلس Northrige (1994)
حدود ۷٥ درصد آب کوبه از طریق دو شاه لوله و از رودخانه Yodo تامین می گردد. به واسطه شکست ۲۳ نقطه از این لوله جریان آب کاملاً قطع گردید و حدود ۱/٥ میلیون نفر بدون آب ماندند.	۷/۲ ریشتر	ژاپن- کوبه Kide (1995)
در ناحیه گسل به طول ٥۰ کیلومتر زمین دچار جابجایی به سمت راست (در حدود ٤۰ سانتی متر) شد. لوله های مدفون در زیر خاک و تاسیسات تصفیه فاضلاب به شدت دچار آسیب دیدند و خط لوله تامین آب آشامیدنی که با زاویه ۳۰ تا ۳٥ امتداد گسل را قطع می کرد در اثر نیروهای فشاری و خمشی ناشی از زلزله به شدت دچار آسیب گردید.	٦/۹ ریشتر	ونزوئلا Cariaco (1997)

انواع گسیختگی اتصال

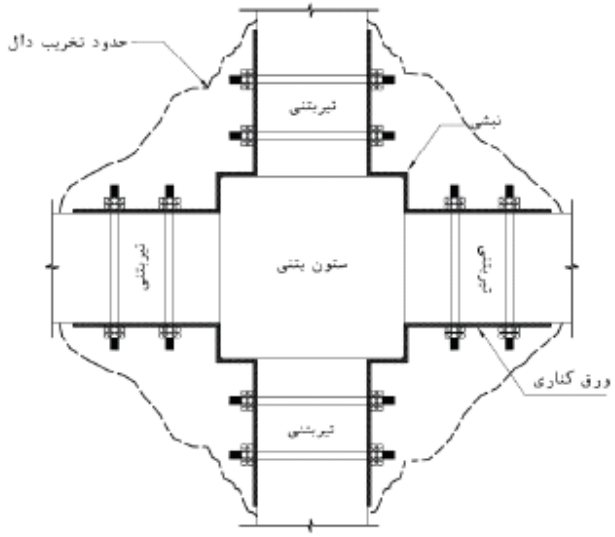
۱-برشی ۲-کمانش آرماتور طولی ستون ۳- کمانش آرماتور طولی تیر٤- وجود درز سرد اجرایی در محل اتصال ٥-برون محوری اتصال تیر و ستون ٦-کمبود آرماتورهای مثبت و منفی



اجرای روکش بتنی در اطراف اتصال خارجی

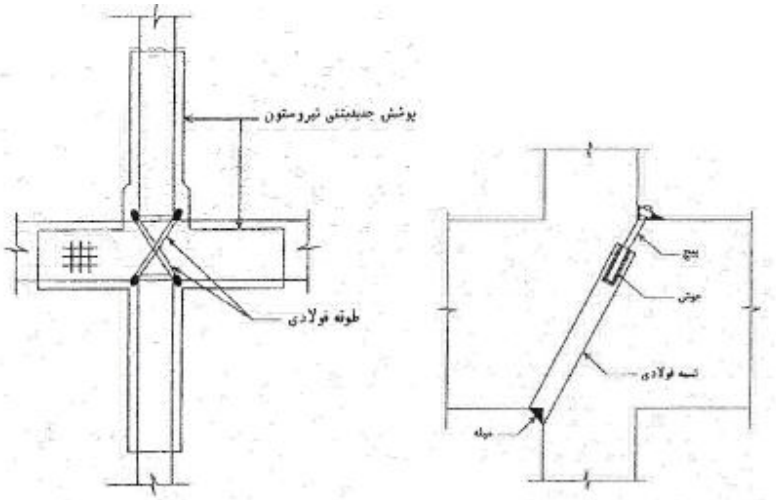


نما

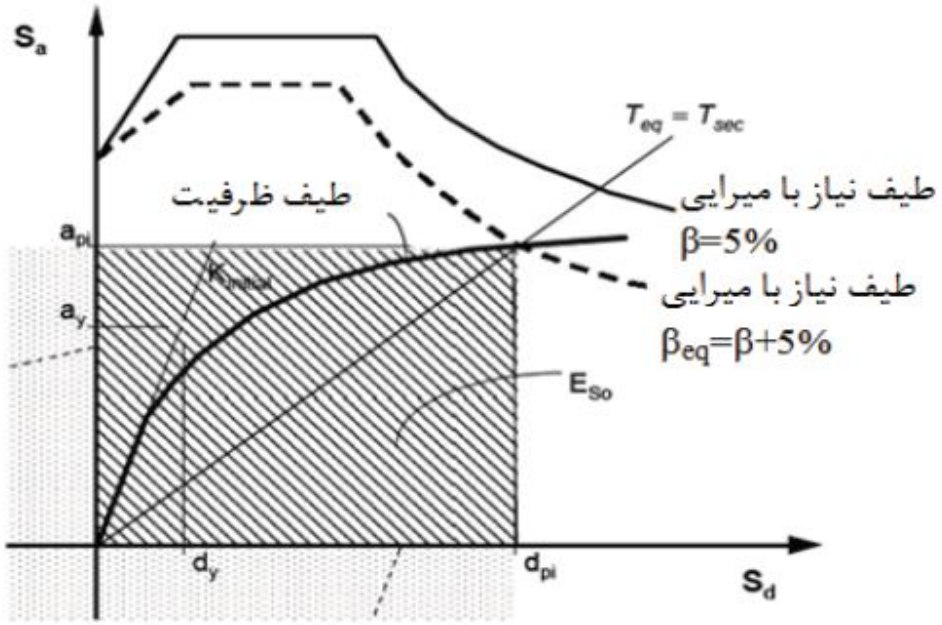


پلان

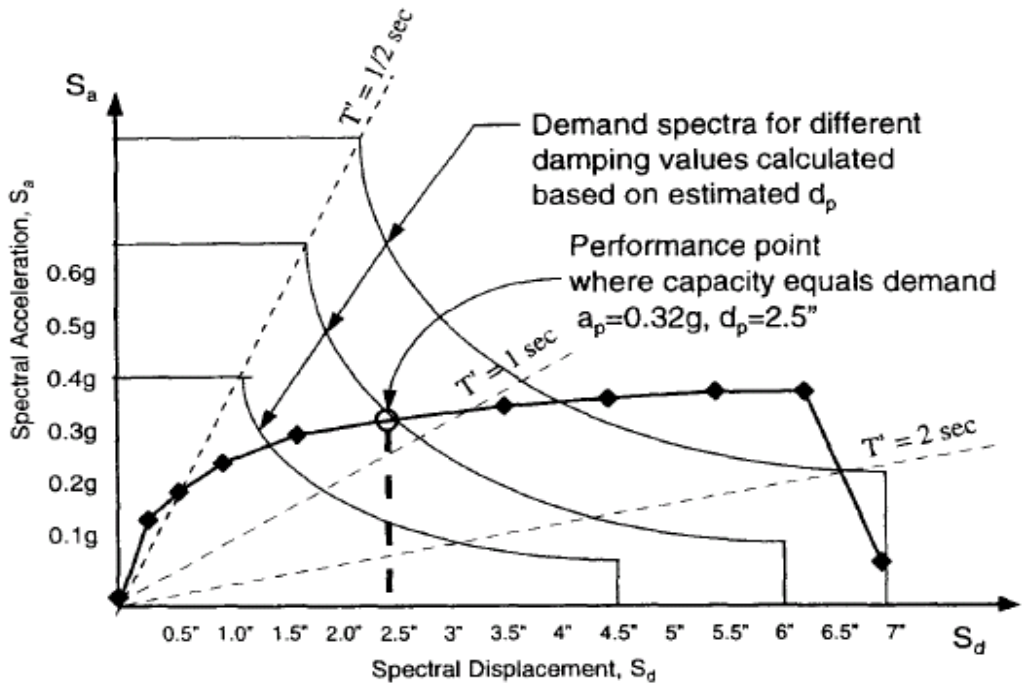
مقاوم‌سازی اتصال با ورق کناری



بهسازی ظرفیت برشی اتصالات با استفاده از تنگ خارجی در یک و یا دو جهت

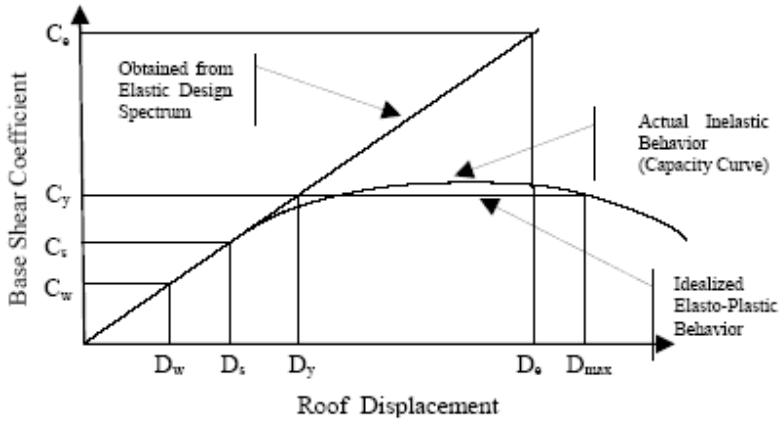


مشخص کردن نقطه عملکرد و جابجایی هدف



Determination of Performance Point

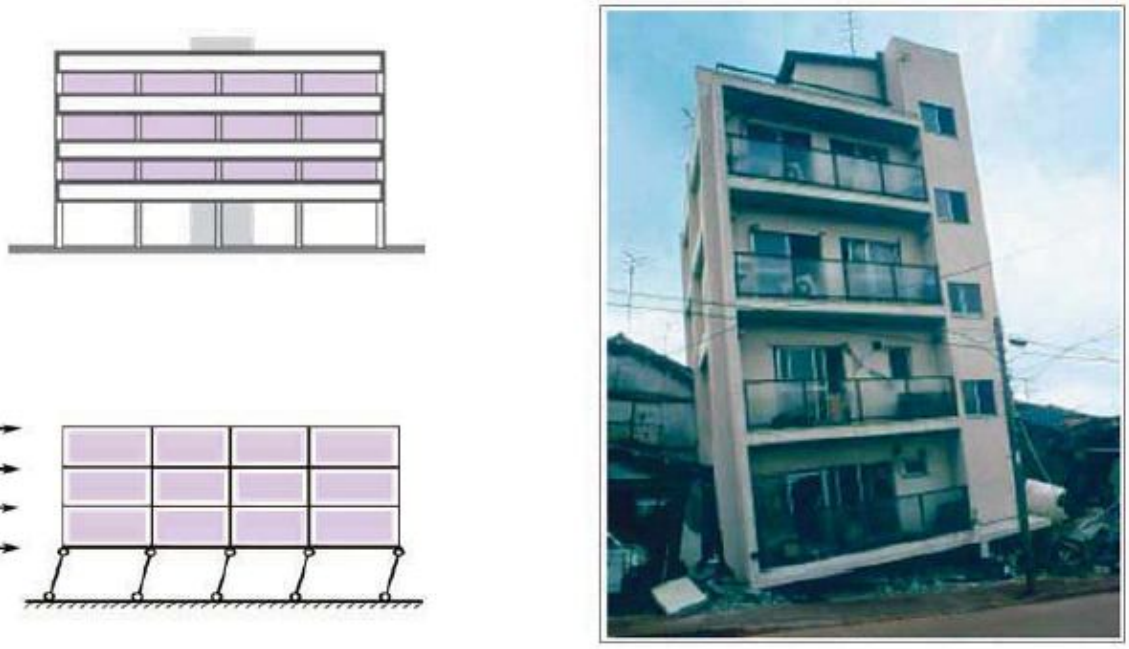
نحوه محاسبه ضریب رفتار سازه



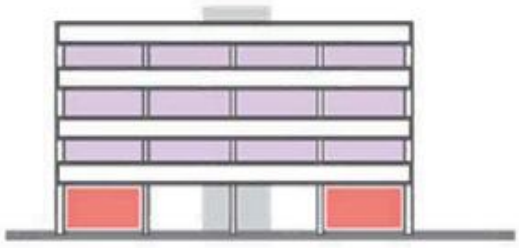
نمایش پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه ضریب رفتار سازه ها.

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \qquad \Omega = \frac{C_y}{C_s} \qquad R_\mu = \frac{C_e}{C_y} \qquad R = R_\mu . \Omega . Y \qquad \mu_c = \frac{D_{MAX}}{D_Y} \qquad R_c = \mu_c . \Omega . Y$$

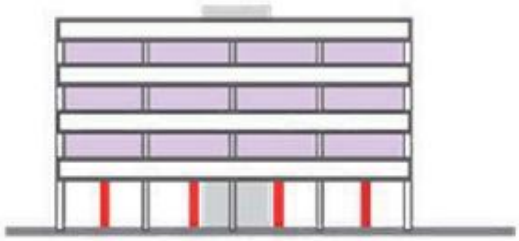
$$F_w = \frac{F_s}{Y} \qquad R_w = \frac{F_e}{F_w} = \frac{F_e}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_s} \cdot \frac{F_s}{F_w} = R_\mu \cdot \Omega \cdot Y$$



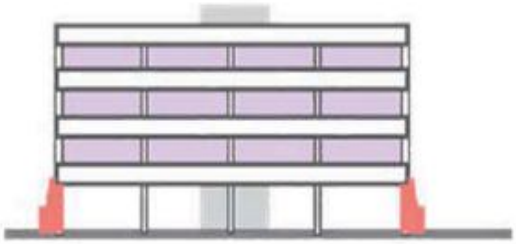
الف- وجود طبقهٔ نرم در اولین تراز ساختمان-انتخاب افزایش مقاومت و سختی سازه به عنوان راهبرد بهسازی



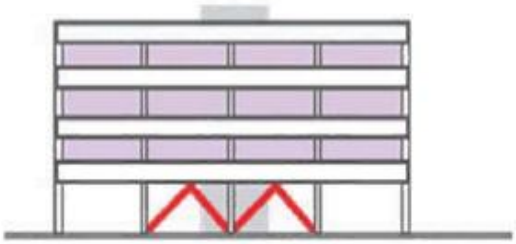
ب- اضافه کردن دیوار برشی



پ- اضافه کردن ستونهای جدید



ت- اضافه کردن دیوار حائل



ث- اضافه کردن بادبندی

راهکارهای بکار گرفته شده برای دستیابی به راهبرد بهسازی انتخاب شده

راهبردهای مقاوم سازی عبارتند از

۱-اصلاح موضعی اجزا

۲-حذف یا کاهش نامنظمی

۳-افزایش مقاومت سازه

۴-افزایش سختی جانبی سازه

۵-افزایش شکل پذیری سازه

۶-کاهش نیاز سازه

راهبردهای مدیریتی مقاوم سازی

۱- استفاده کردن ساختمان در برابر مقاوم سازی

۲- تخلیه ساختمان تا زمان اتمام مقاوم سازی

۳- پذیرش خطر موجود و عدم مقاوم سازی

۴- تغییر کاربری ساختمان به منظور کاهش میزان خطر

۵- تخریب ساختمان موجود و ایجاد ساختمان جدید

۶- مقاوم سازی تدریجی در طی چندین سال

۷- تمرکز مقاوم سازی در خارج یا داخل ساختمان

مربوط به فصل حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

۱- حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

-حذف یا کاهش نامنظمی در پلان

- حذف یا کاهش نامنظمی در ارتفاع

- حذف طبقه نرم

- حذف یا کاهش نامنظمی پیچشی

-حذف مکانیزم ستون کوتاه از سازه

- حذف یا اصلاح کنج های فرو رفته

۲-تأمین سختی جانبی لازم برای کل سازه

۳- تأمین مقاومت لازم برای کل سازه

۴-کاهش جرم ساختمان

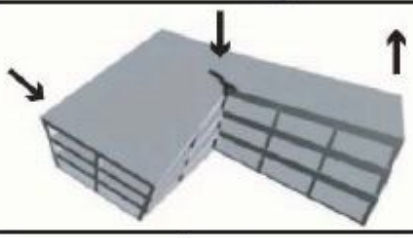
۵-کامل نبودن مسیر بار

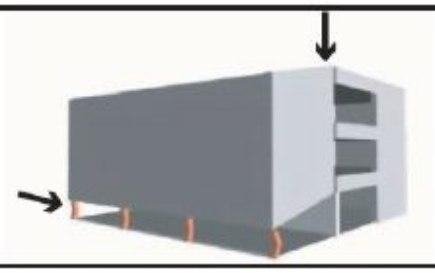
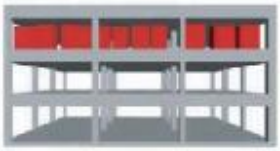
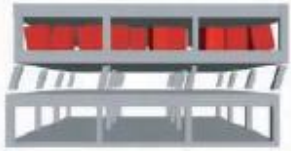
۶-افزایش انسجام ساختمان با کلاف بندی

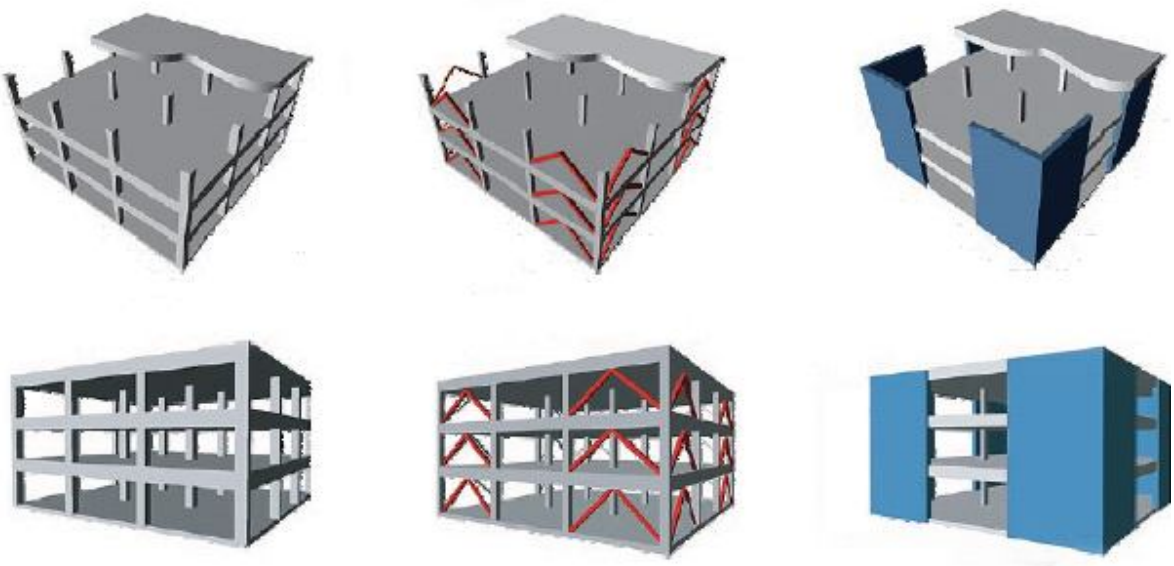
۷-تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکرد مورد انتظار ازسازه

۸-به کار گیری سیستم های جاذب انرژی
۹-به کار گیری سیستم جداگر لرزه ای

انواع نامنظمی ها و مکانیسم خرابی در آنها

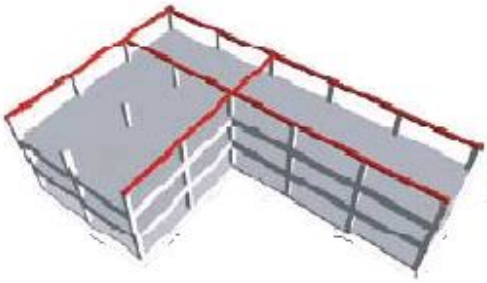
نوع نامنظمی	شکل و موقعیت ساختمان در پلان	مکانیسم خرابی
نامنظمی پیچشی		
وجود کنج‌های فرو رفته (L شکل)		
وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها		
موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی		

قطع دیوارهای برشی (سیستم باربر جانبی) در ارتفاع		
وجود طبقهٔ نرم		
توزیع نامنظم جرم در ارتفاع		
بکارگیری از سیستمهای متفاوت در ارتفاع		
نامنظمی در مسیر انتقال بار		
وجود طبقهٔ ضعیف		

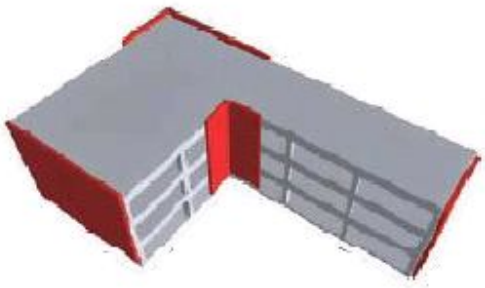


افزایش مقاومت و سختی سازه بوسیله اضافه نمودن قاب خمشی، مهاربند و دیوار برشی

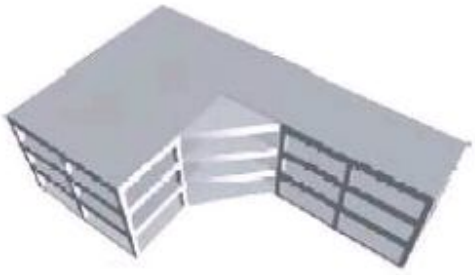
الف- جداسازی ساختمانها



ب- یکپارچه سازی با مقاوم سازی عناصر محیطی

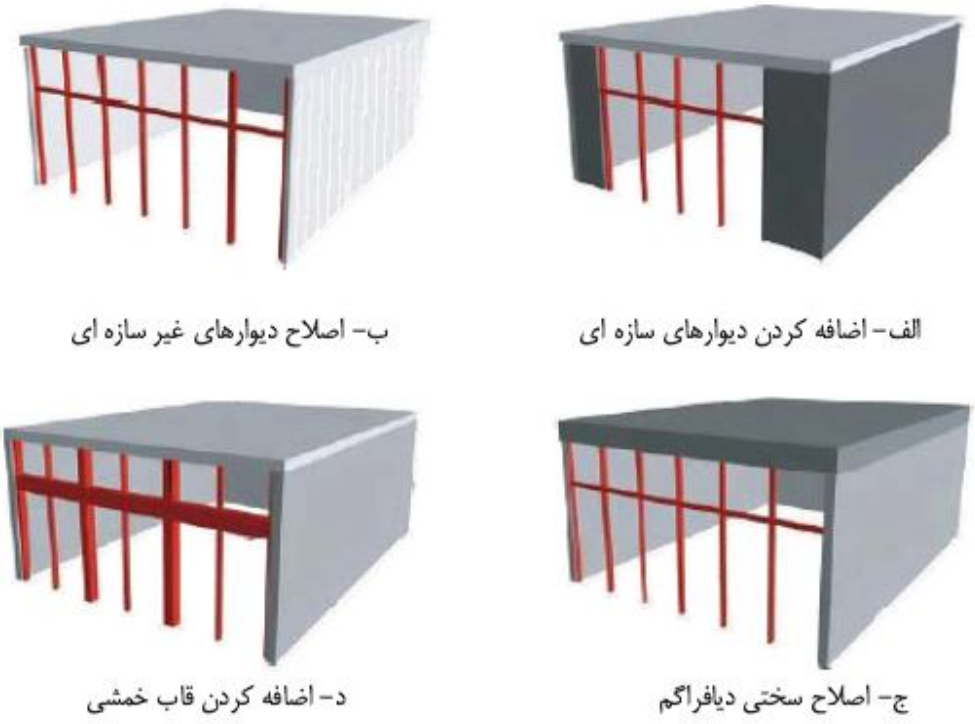


ج- تقویت موضعی اجزا



د- حذف کنج های فرورفته

بعضی از راهکارهای ارائه شده برای رفع پیچش و تمرکز تنش در ساختمانهای با نامنظمی گوشه‌های فرورفته



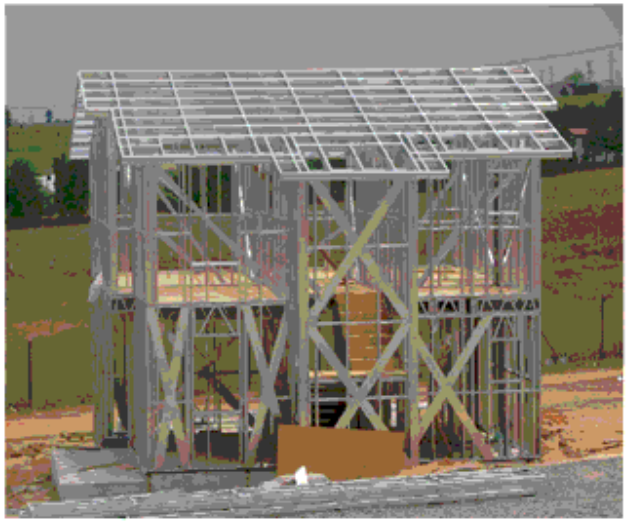
راهکارهای ارائه شده برای اصلاح نامنظمی پیچشی

مربوط به فصل کاهش جرم سازه و سبک سازی

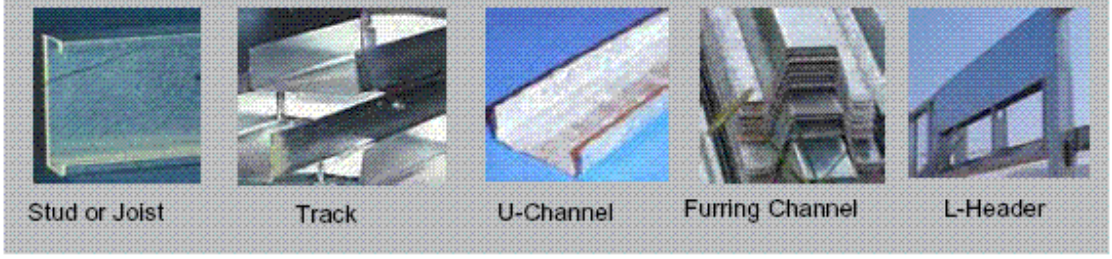
با سبک سازی ساختمان نه تنها نیروی زلزله را کاهش می دهیم بلکه پریود و مصرف مصالحی که در طرفیت باربری نقش دارند را کاهش داده به تبع هزینه احداث، تعمیرونگهداری وبازسازی آن را کاهش می دهیم و از آنجایی که در روش LSF جوشکاری اتصالات به میزان قابل توجه کاهش می یابد ، مشکل ضعف در شکل پذیری اتصالات با استفاده از اتصالات مفصلی پیچی و پرچی با بادبند و دیوار برشی از ورق فولادی حل می گردد که با در نظر گرفتن کاهش نیروی زلزله به میزان فابل توجهی آسیبهای متداول سازه های فولادی در زلزله کاهش می یابد.

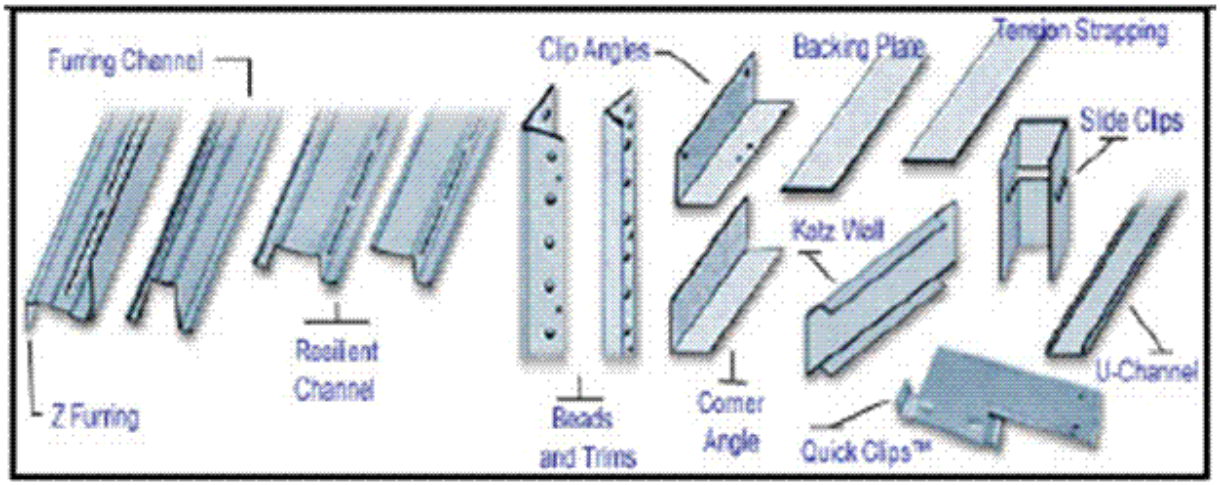
ایده سبک سازی در سازه های فولادی سبک در ساخت آشیانه هواپیما و سالن با دهانه وسیع به ذهن مهندسان سازه افتاد و در کنار مزایای سازه های چوبی، آلومینیمی و سازه های فضا کار (خرپاهای سه بعدی) با سوله ها

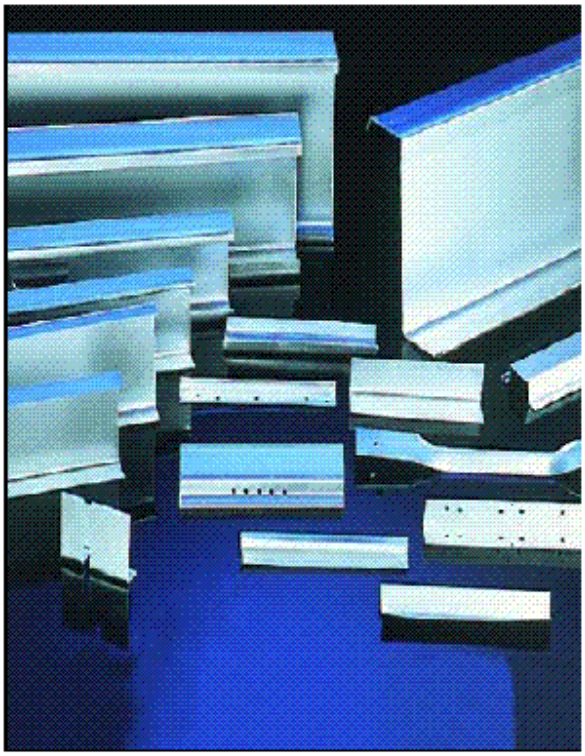
همواره مهندسان به دنبال تکنیکهای نوین برای سبک سازی عناصر سازه ای و غیر سازه ای (مثل کناف ، پلنلهلی گچی ، 3D wall ، ساندویچ پانلها و . . .) با دلایل مطروحه در مقدمه و ملاحظات افتصادی بودند وهمواره اتصالات پیچی مد نظر مندسان طراح با توجه به سرعت اجرا و کیفیت بوده است. سیستم LSF که با نورد سرد ورقهای فولادی ایجاد می شود و برای حل مشکل زنگ زدگی و خوردگی سازه های فولادی آن را با آلیاژ روی گالوانیزه می کنند که این سیستم معضل تردشکنی و پوسیدگی سازه های چوبی ، عدم شکل پذیری مناسب و جوش ناپذیری اسکلت آلومینیمی را ندارد و در کشورهای پیشرفته کاربرد وسیعی بخصوص در انبوه سازی و مناطق مسکونی زلزله زده و روستایی که با کمبود بالفعل مسکن مواجه اند دارد و در تجهیز کارگاه می توان از آن به عنوان سازه دائمی بجای کانکسها و کاروانهای موقت استفاده نمود .در این سیستم عمدتاً از پروفیلهای نبشی،ناودانی ، Z ، قوطی و تسمه و ورق استفاده می شود.



سیستم LSF مهاربندی شده در مقایسه با سازه چوبی

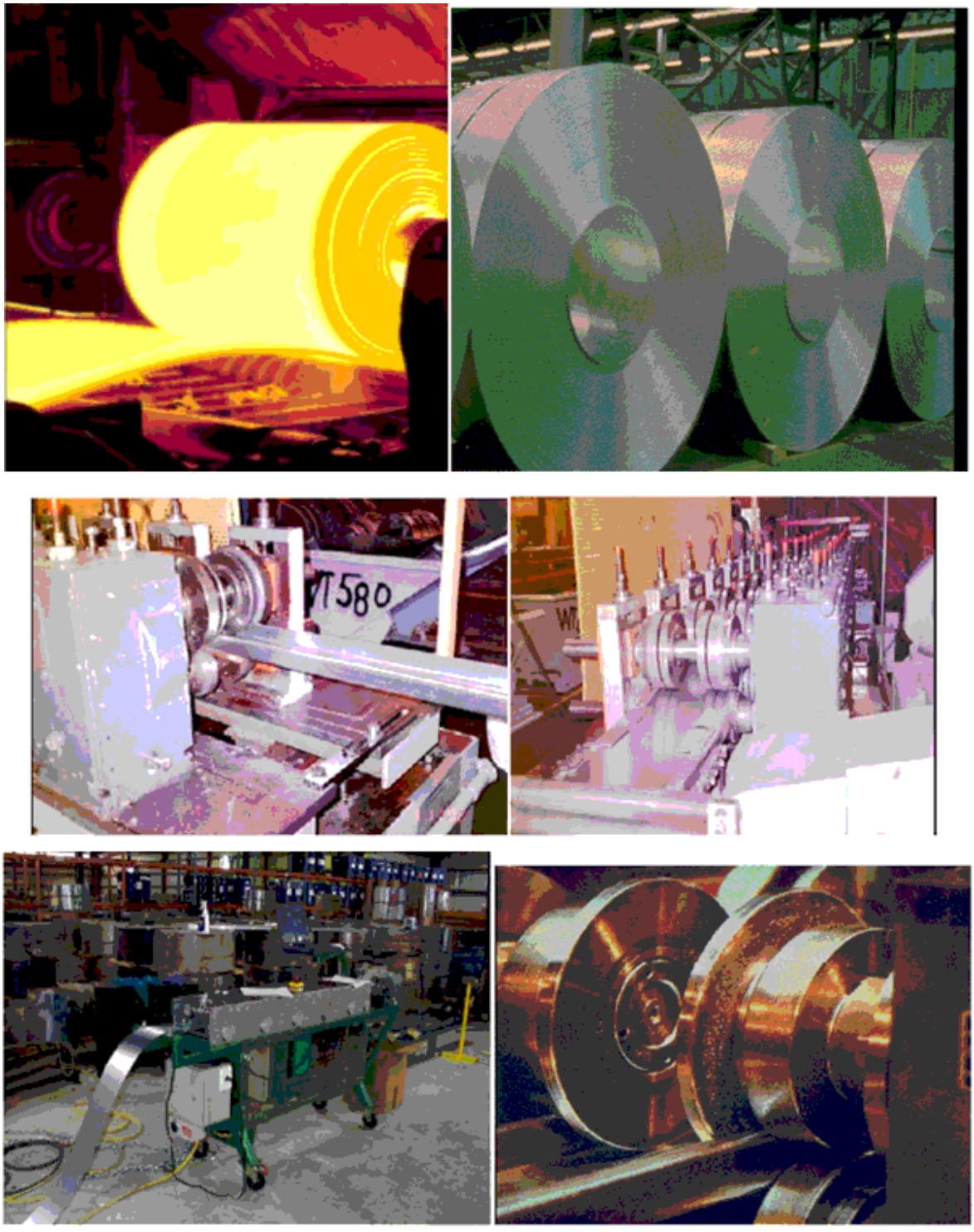




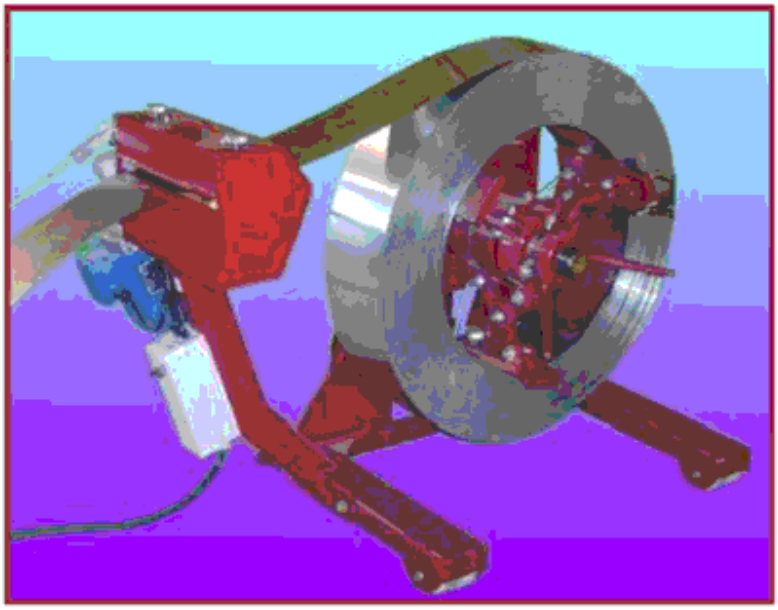


۲–روش تولید انبوه

با توجه به پتانسیل بالای کشور در تولید ورقهای فولادی نورد شده در کارخانه هایی چون فواد مبارکه با تأمین تجهیزات نورد سرد و کارخانه های جنبی تولید با ظرفیت سنجی با توجه به شکل می توان به تولید بالا وباکیفیت سیستم LSF **حتی صادرات این محصول پرداخت.**



فرآیند تولید ورقهای سرد نورد شده CFS

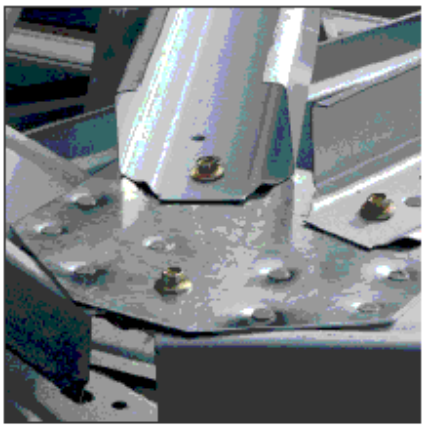


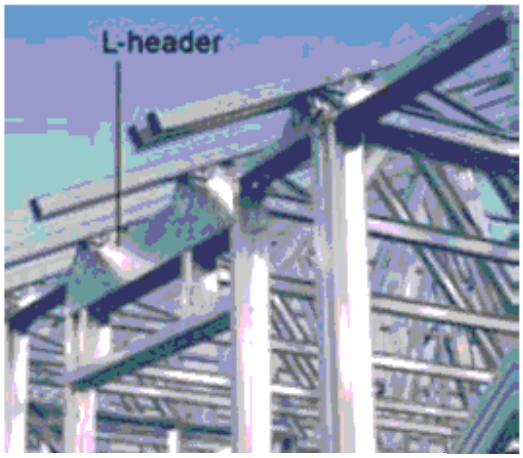
گالوانیزه کردن حلقه و رول نور شده

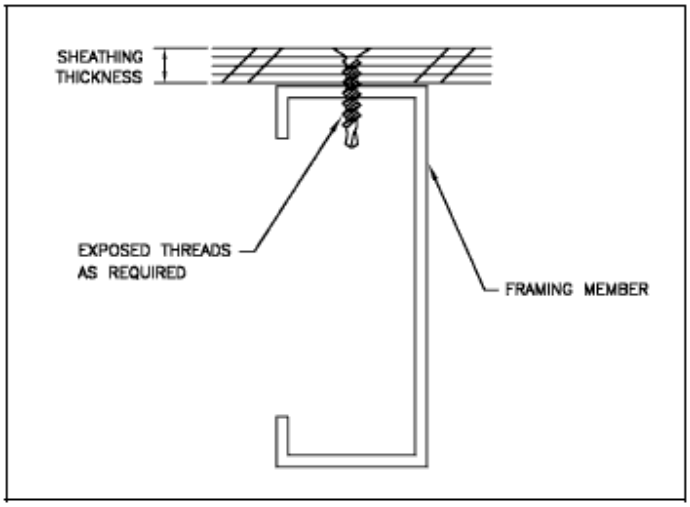
۳-انواع اتصالات و مهار جانبی سیستم LSF

برای اتصالات از پیچ و پرچ باشلیک گان بادی استفاده شده و برای مهار جانبی از بادبند و دیوار برشی فولادی و ترکیب آن استفاده می شود.

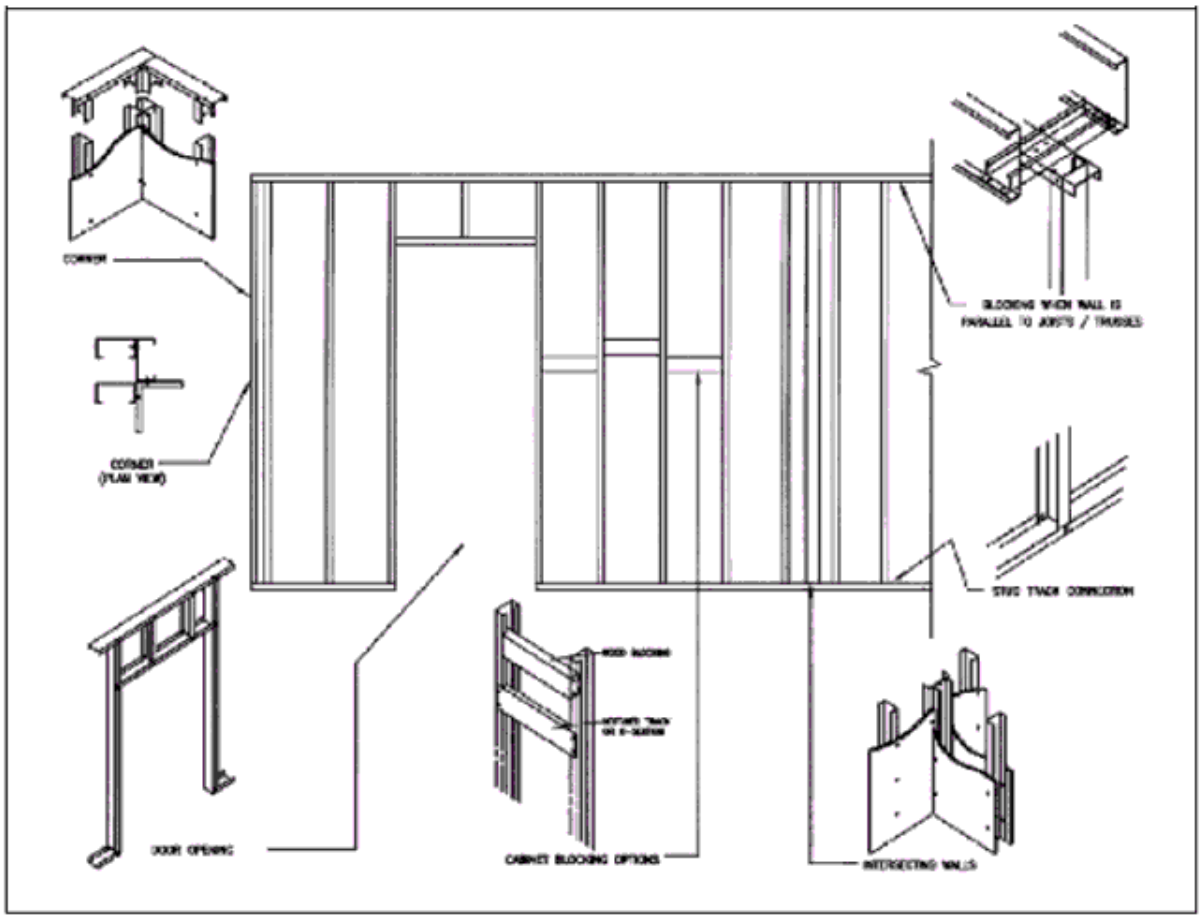
سیسستم LSF مهارجانبی‌شده با بادبند ضربدری

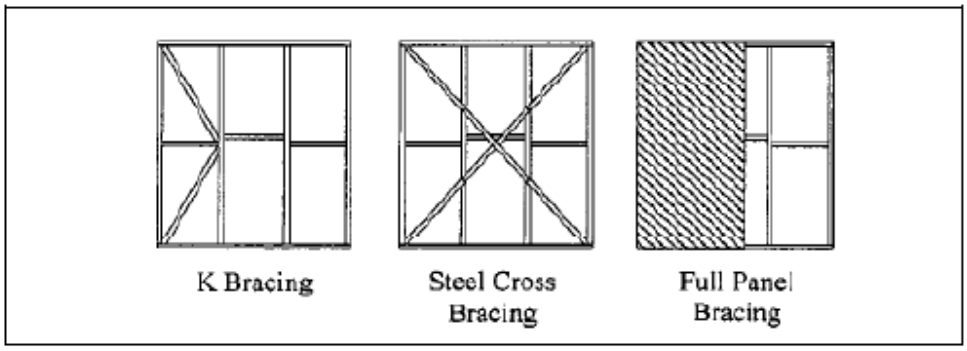




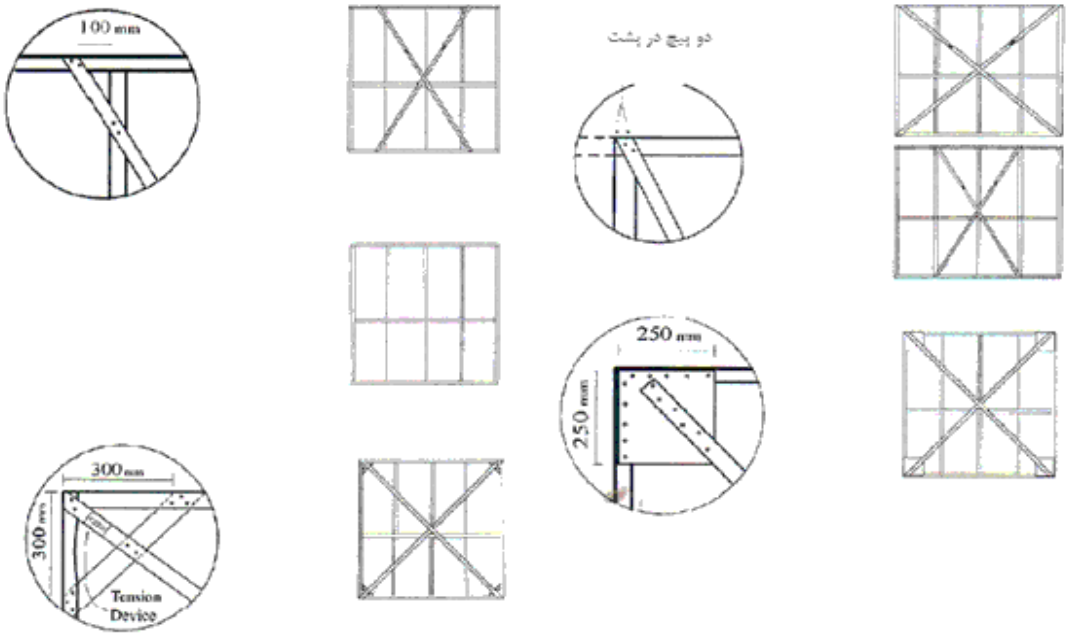


استفاده از پیچ برای اتصال اعضای قاب فولادی سبک

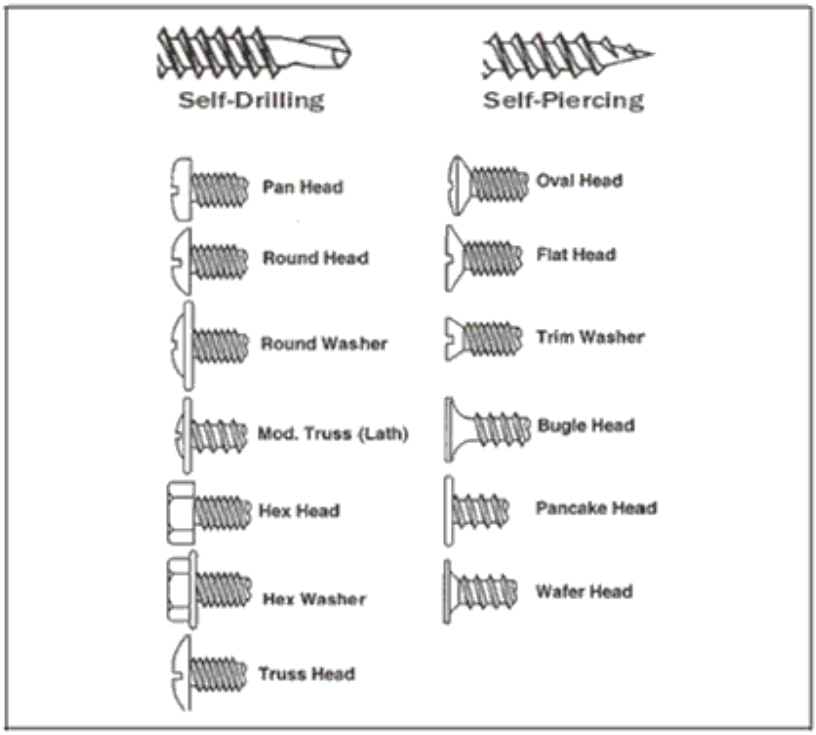




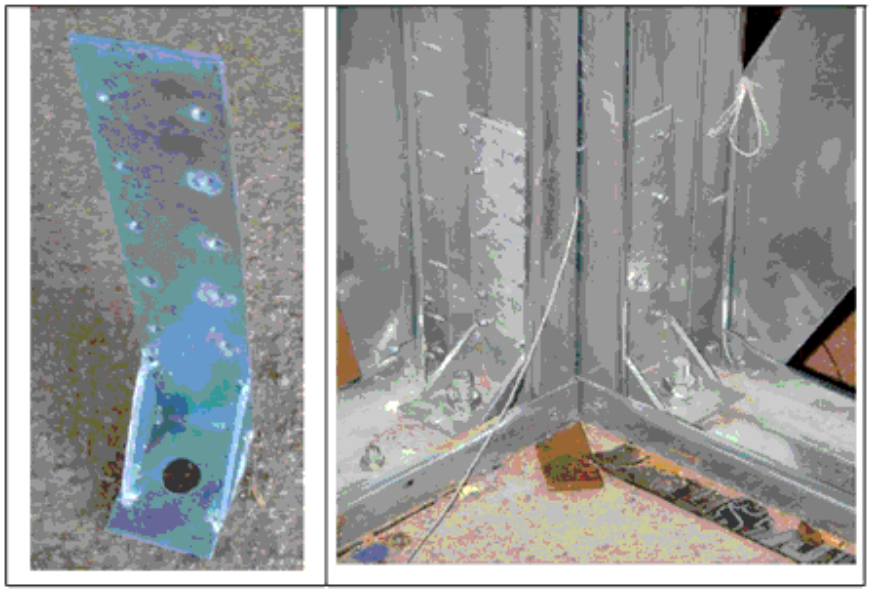
استفاده از بادبند تسمه ی‌ا پروفیل وورقه فولادی برای مهار جانبی جهت مقابله با زلزله وباد



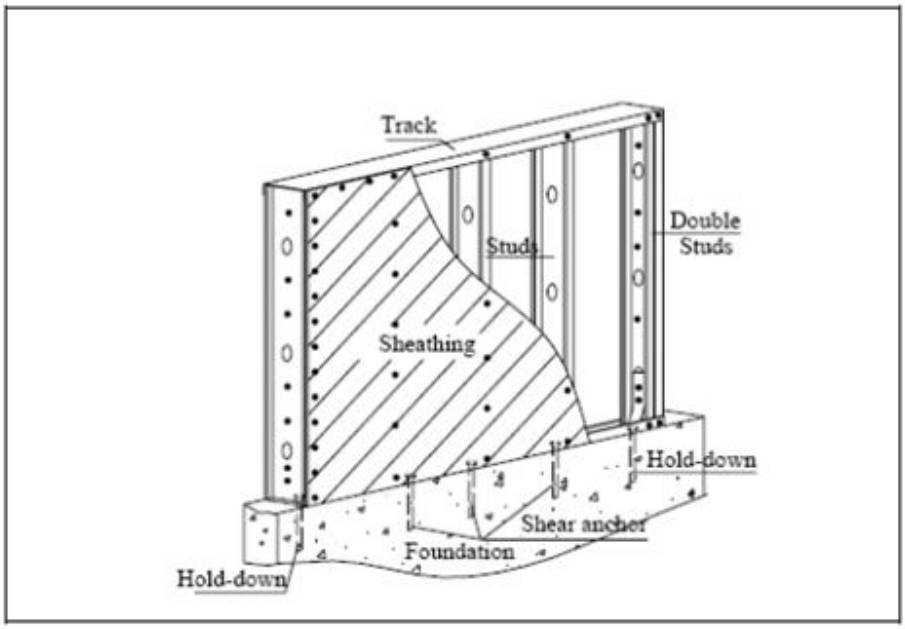
انواع روشهای اتصال بادبندی با تسمه در قابهای فولادی سبک شده



انواع پیچهای کاربردی در اتصالقابهای فوللدی سبک شده



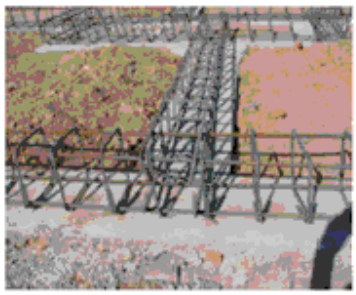
استفاده از تسمه برای تقویت اتصال



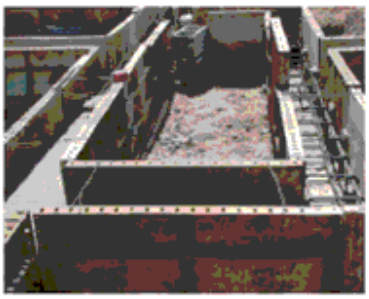
نحوه اتصال دیوار برشی در سیستم LSF

سازه با دیوارهای برشی ورق فولادی

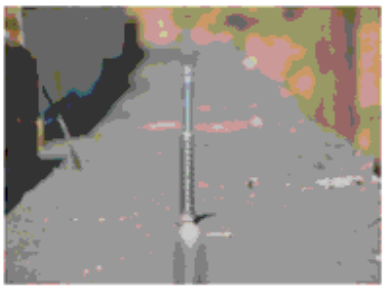
۴- مراحل اجرای سیستم LSF به اختصار



الف) آرماتوربندی شالوده نواری

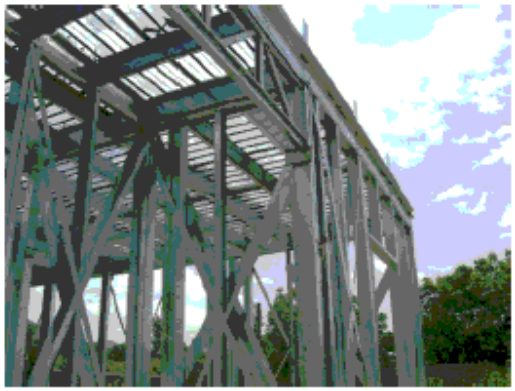


ب) قالب‌بندی



کارگذاشتن انکربولت‌ها با فواصل ۶۰ سانتی‌متری برای نصب دیوار

الف) نصب کردن استادها و رانرها



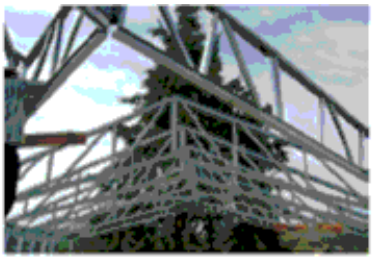
ب) مهاربندها در سیستم

الف) اجرای پوشش داخلی دیوار
با گچ‌برگ

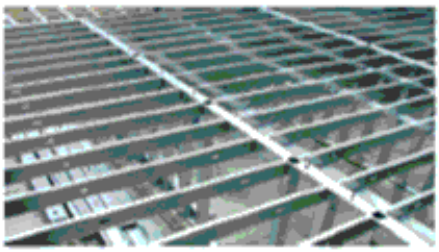
ب) اجرای نمای آجری

ج) پوشش خارجی دیوار با
Cement Board

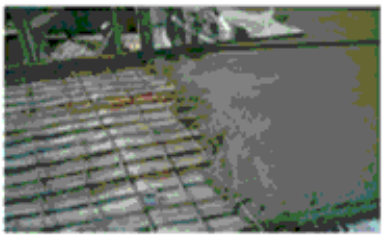
برای پوشش چانبی هم از جوب و ورقهای فولادی، سیپورکس ، پانل گچی و حتی آجر نما می توان استفاده کرد.



الف) سقف خرپایی متشکل از
مقاطع CFS

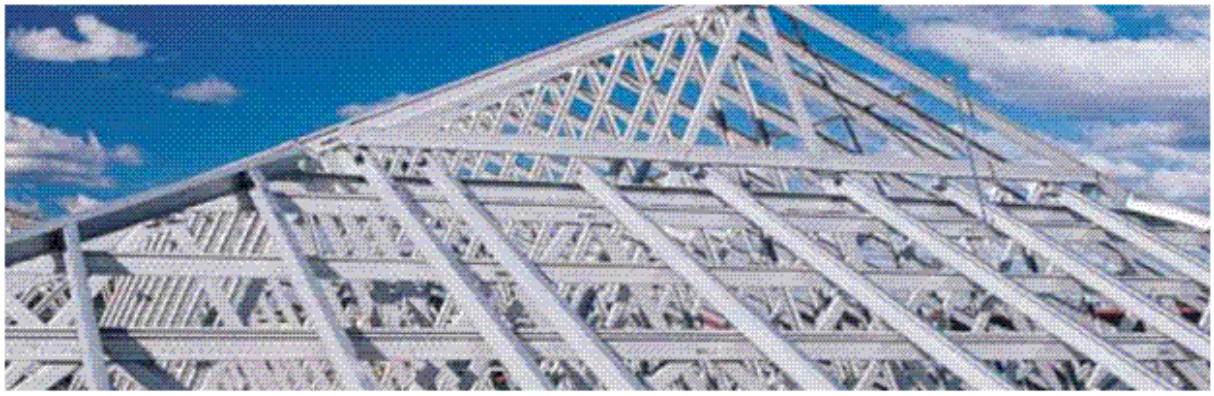


ب) تیرچه‌ها در سقف مسطح(سوراخ‌ها
برای عبور تأسیسات می‌باشند.)



ج) اجرای دال بتنی بر روی
روفیکس و تیرچه‌ها در سقف مسطح.

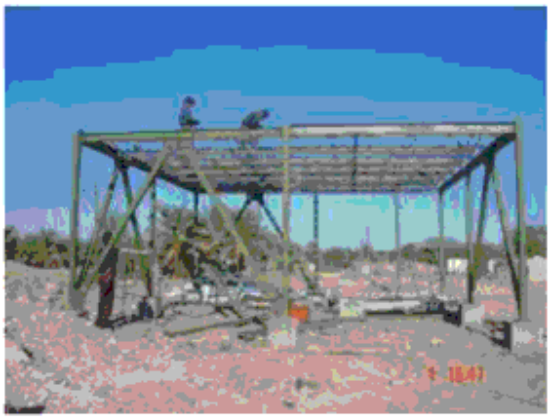
تخته های چوبی و کامپوزیت برای پوشش سقف

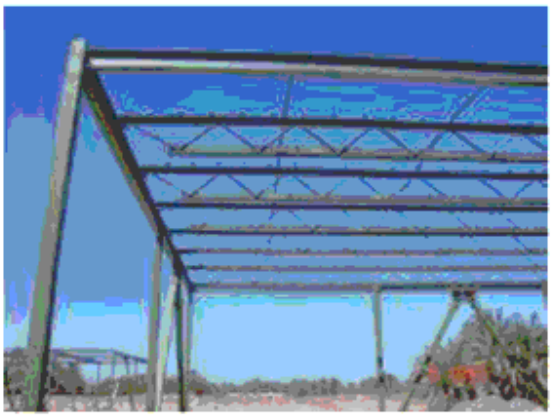


سقف شیروانی با LSF

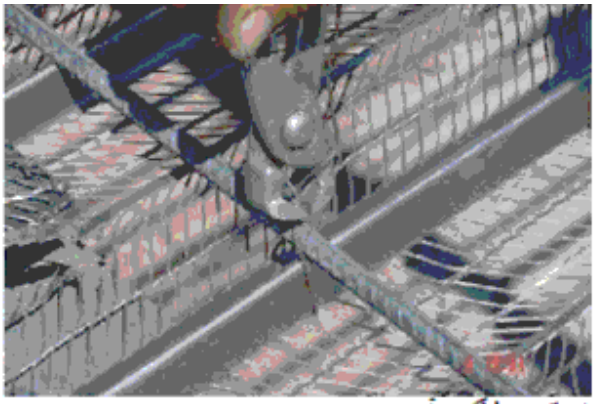
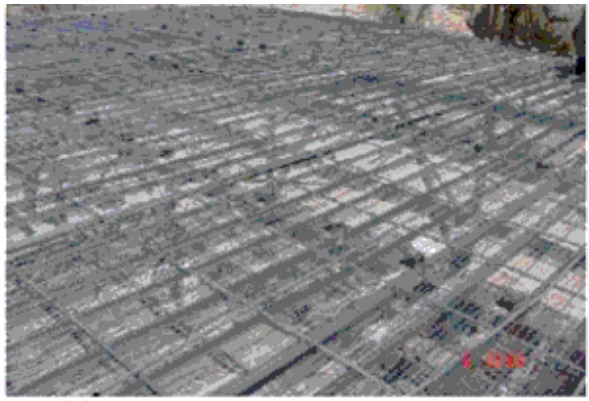
می توان در سی‌ستم LSF **برای گسترش دهانه از ترکیب سازه های فضا کاری در سقف و المانهای قابی سبک فولادی استفاده کردو از ترکیب روفیکس و تیرهای دلتا نیز می توان برای تقویت می توان استفاده کرد.**

اجرای سیستم روفیکس در خانه های روستایی



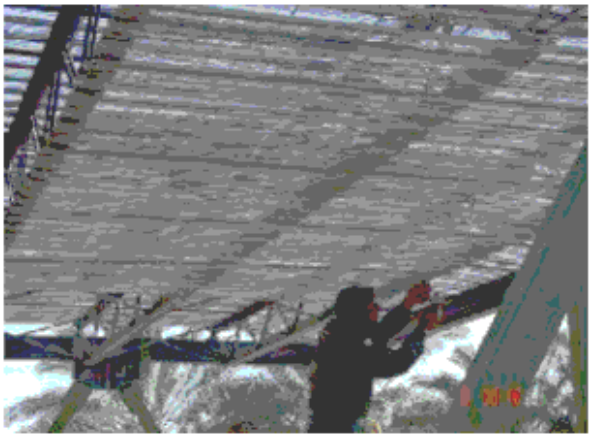
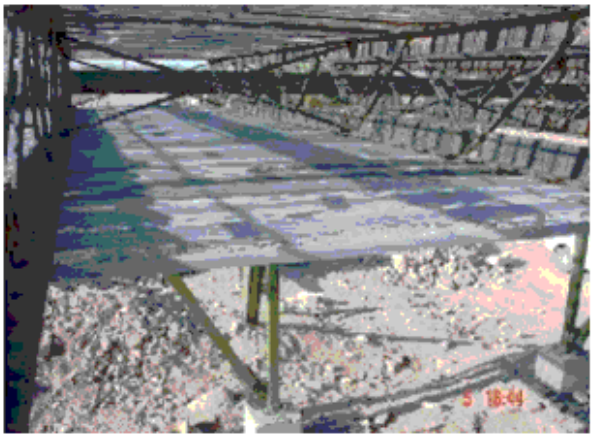


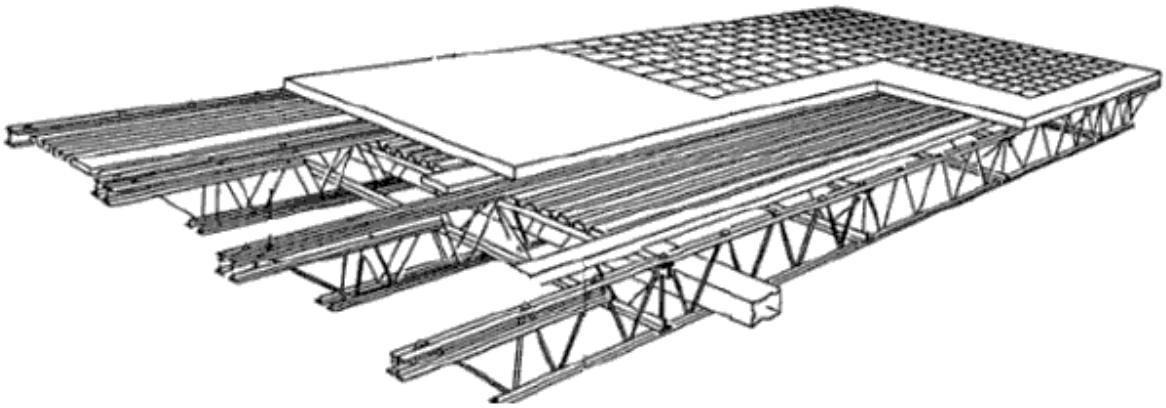
نصب سریع تیر های دلتا

نصب روفیکس و شبکه میلگرد آن

یزی سقف:



۱- با تخری‌ب طبقات فوقانی

۲- تغییر کاربری ساختمان

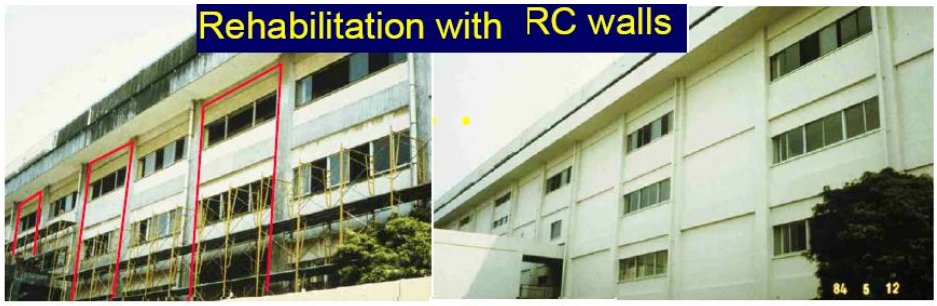
۳- تغییر مصالح استفاده شده در نمای ساختمان

۴- تغییر مشخصات دیوارهای داخلی

۵- نصب لوله های تأسیساتی به صورت روکار جهت کاهش جرم کف

۶- انتقال تجهیزات و انبارهای سنگی‌ن به نقاط دیگر

۷- برداشتن مخازن از روی بام



تقویت سازه از طریق مسدود کردن بازشو با دیوار بتنی

تقویت سازه از طریق حذف یک طبقه

تقویت سازه با سیتم بادبند خارجی

مروری بر روشهای تحلیلی و معیارهای پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی

در این فصل به مروری بر ضوابط کلی تحلیل ، روشهای تحلیل اعم از روشهای خطی استاتیکی ، خطی دینامیکی ، غیر خطی استاتیکی و غیر خطی دینامیکی و معیارهای پذیرش اعضا در هر یک از این روشها از دید دستورالعمل مقاوم سازی می پردازیم . در این بخش روشهای خطی استاتیکی و دینامیکی بصورت مشروح و روشهای غیر خطی بصورت گذرا ذکر می شود .

ضوابط کلی تحلیل

در این بخش به بررسی ضوابط کلی تحلیل شامل ضوابط خاص مدلسازی ، رفتار اجزای سازه ، پیچش ، اثرات $P-\Delta$ ، اثر همزمانی مؤلفه های زلزله ، ترکیب بارهای جانبی و واژگونی می پردازیم .

مدلسازی

فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه بعدی مدلسازی شود . در موارد ذکر شده در این بخش برای تحلیل های غیر خطی می توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود . در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بخش (۳-۱-۲) ملحوظ شده باشد از مدل دو بعدی در تحلیلهای غیر خطی می توان استفاده کرد . هنگامی که سازه در تحلیل های غیر خطی دو بعدی مدل می گردد ، باید برای محاسبه سختی و مقاومت اجزاء و اعضای سازه خواص سه بعدی آنها مد نظر قرار گیرد در تحلیل های غیر خطی ، اگر اتصالات ضعیف تر و یا دارای شکل پذیری کمتر از اعضای متصل شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با در نظر گرفتن اتصالات در مدل ، نتایج حاصل بیش از ۱۰ درصد تغییر خواهد داشت ، اثر آنها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور گردد .

اعضای اصلی و غیر اصلی

اعضای سازه ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه مؤثر بوده و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تأثیر نیرو قرار می گیرند به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می شوند . اعضای اصلی اعضایی هستند که برای مقابله با فرو ریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده اند . سایر اعضایی که برای تحمل بار جانبی در مقایسه با اعضای اصلی در نظر گرفته نشده اند به عنوان اعضای غیر اصلی شناخته می شوند . این اعضاء حتی ممکن است تحت تأثیر بار جانبی قرار گیرند اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییر شکلهای ناشی از زلزله در ترکیب با بارثقلی و اعضا غیر اصلی باید برای تغییر شکلهای ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بارثقلی ارزیابی شوند .در طبقه بندی اعضای ساختمان به دو گروه اصلی و غیر اصلی نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد :

۱ ـ در تحلیل های خطی فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می گردد . چنانچه سختی اعضای غیر اصلی از ٪۲۵ جمع سختی اجزای اصلی تجاوز کند باید تعدادی از آنها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت از ٪۲۵ کمتر شود .

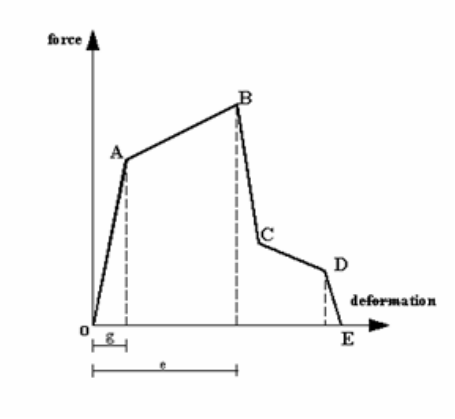
۲- دسته بندی اعضای اصلی و فرعی نباید به نحوی انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود .

۳ ـ در تحلیل های غیرخطی ، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین اثرات کاهندگی باید در مدلسازی وارد شود .

رفتار اجزای سازه

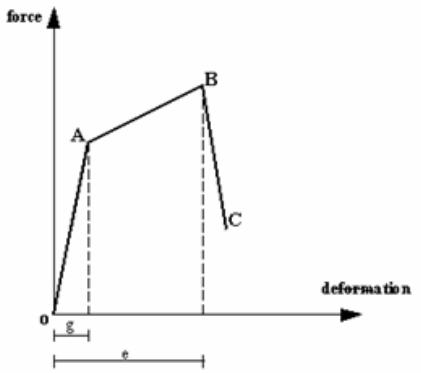
رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو ـ تغییرشکل حاصله به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو می باشد . منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکلهای (۳-۱)

تا (۳-۳) می تواند بیانگر رفتار شکل پذیر ، نیمه شکل پذیر یا ترد باشد . در رفتار شکل پذیر ، منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکل (۳-۱) دارای چهار قسمت است . در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است . در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شوندگی است . در قسمت سوم (شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش می یابد . اما بطور کلی از بین نمی رود و در قسمت چهارم (شاخه CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم شونده است در صورتی که نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی e / g شکل (۳-۱) بزرگتر از ۲ باشد اعضای اصلی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می شود اما اعضای غیر اصلی با هر نسبت e / g کنترل شونده توسط تغییر مکان هستند .



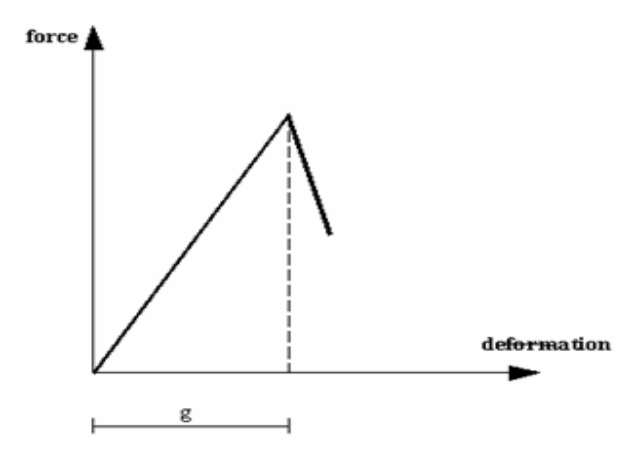
منحنی رفتار عضو شکل پذیر

در رفتار نیمه شکل پذیر منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکل (۳-۲) دارای سه قسمت است . در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شوندگی است و در قسمت سوم (شاخهBC) مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می رسد . برای آنکه اعضای اصلی یا غیر اصلی با رفتار فوق ، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید تغییر شکل نظیر آستانه کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی باشد $e / g > 2$).



منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر

در رفتار ترد ، منحنی نیرو ـ تغییر شکل مطابق شکل دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می رسد . اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق شکل کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند .



منحنی رفتار عضو ترد

طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو در سازه های فولادی و بتنی

در این بخش طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو را در هر یک از سازه های فولادی و بتن آرمه به تفکیک بیان می کنیم . طبقه بندی اجزای سازه های فولادی به اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو مطابق جدولبرای سیستمهای قاب خمشی و جدول برای سیستمهای قاب ساده با مهار بندی هم محور و جدولبرای سیستمهای قاب ساده با مهار بندی برون محور می باشد .

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل	ملاحظات
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو	
ستون	لنگرخمشی	تغییر شکل	با شرط $P_{UF}/P_{CL}<0/5$
ستون	لنگر خمشی	نیرو	با شرط $P_{UF}/P_{CL}>0/5^{2}$

ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
تیر	لنگر خمشی	تغییر شکل	
تیر و ستون	برش	تغییر شکل	
چشمه اتصال	برش	تغییر شکل	
اتصالات صلب تیر به ستون	ـــــــــ	تغییر شکل	
اتصالات نیمه صلب تیر به ستون اتصال صفحه کف ستون و پی	ـــــــــ	تغییر شکل	تسلیم صفحه کف ستون ، تسلیم پیچ و شکست جوش
اتصال صفحه کف ستون و پی	ـــــــــ	نیرو	مدهای شکست میل مهار حاکم به وسیله بتن

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای خمشی فولادی

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل	ملاحظات
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو	
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
مهار بند فشاری	نیروی محوری فشاری	تغییر شکل	
مهار بند کششی	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	

اتصالات مهار بندها	فشار ، کشش ، برش و خمش	نیرو	
اتصال صفحه کف ستون و پی	–	تغییر شکل	تسلیم صفحه کف ستون ، تسلیم پیچ و شکت پیچ
اتصال صفحه کف ستون و پی	-	نیرو	مدهای شکست میل مهار حاکم بوسیله بتن

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربندی هم محور

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل	ملاحظات
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو	
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
مهار بند فشاری	نیروی محوری فشاری	تغییر شکل	
مهار بند کششی	نیروی محوری کششی	تغییر شکل	
اتصالات مهار بندها	فشار ، کشش ، برش و خمش	نیرو	
تیر پیوند	خمش	تغییر شکل	
تیر پیوند	برش	تغییر شکل	
اتصال صفحه کف ستون و پی	–	تغییر شکل	تسلیم صفحه کف ستون ، تسلیم پیچ و شکت پیچ
اتصال صفحه کف ستون و پی	-	نیرو	مدهای شکست میل مهار حاکم بوسیله بتن

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربند برون محور

طبقه بندی اجزای ساختمانهای بتن آرمه به اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل و نیرو در قابهای خمشی بتنی مطابق جدول است .

عضو	تلاش مربوطه	کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل
ستون	نیروی محوری فشاری	نیرو
ستون	نیروی محوری کششی	تغییر شکل
ستون	برش	نیرو
ستون	خمش	تغییر شکل
تیر	خمش	تغییر شکل
تیر	برش	نیرو
تیر	پیچش	نیرو
اتصال تیر به ستون	-	نیرو

جدول طبقه بندی اجزای کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل در قابهای خمشی بتن آرمه

اثرات پیچش ، اثرات $\Delta - P$ و همزمانی مؤلفه های زلزله

ضوابط اعمال اثرات پیچش شامل پیچش واقعی و تصادفی ، اثرات $\Delta P-$ و همچنین ضوابط مربوط به اثر همزمانی مؤلفه های زلزله در دستور العمل مقاوم سازی مشابه آئین نامه طراحی می باشد.

ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی ، حد بالا و پائین اثرات بار ثقلی ، Q_Gاز روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_G = 1.1\,(Q_D + Q_L) \qquad (۱-۳)$$

$$Q_D = Q_{G\cdot,۹} \qquad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_Lبار زنده مؤثر بر اساس استاندارد ۵۱۹ می باشد .

واژگونی

اعضای قائم سیستم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با در نظر گرفتن اثرات ناشی از واژگونی طراحی شوند .

روشهای خطی

در این روشها لنگر مقاوم واژگونی در هرطبقه برابر لنگرمقاوم بارهای مرده در طبقه مورد نظر می باشد . در هنگام وجود برکنش در طبقه مورد نظر ، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده بعلاوه لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستونهای کششی بدست می اید . مقدار ظرفیت انتقال کشش برابر با کمترین ظرفیت کششی ستون ، ظرفیت کششی وصله ستون در صورت وجود و یا ظرفیت کششی پی یا

اتصالی پی به ستون می باشدچنانچه فقط بارهای مرده در محاسبه لنگر مقاوم مد نظر باشد ، رابطه زیر باید برقرار باشد .

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C.C.C.J}$$

که در آن M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه مورد نظر و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بار مرده است . ضرایب مطابق بخش تعریف شده اند.در صورتیکه برای تأمین پایداری در برابر واژگونی علاوه بر بارهای مرده ، کشش در اعضای سازه نیز درنظرگرفته شود، آنگاه برای ارزیابی سازه درمقابل واژگونی باید رابطه دوم به جای رابطه اول مورد استفاده قرار گیرد .

$$0.9M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1C_2C_3R_{OT}}$$

در این رابطه M_{ST} لنگرمقاوم ناشی از بارهای مرده به تنهایی می باشد.که در آنR_{OT} بر حسب سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان به شرح زیر تعریف شده است.

آستانه فروریزش $R_{OT}=10$

ایمنی جانی $R_{OT}=8$

قابلیت استفاده بی وقفه $R_{OT}=4$

در صورتیکه لنگر واژگونی بر لنگر مقاوم غلبه کند ، لازم است برای تأمین پایداری سازه اتصالات اضافی به نحو مناسبی در نظر گرفته شود .

روشهای غیر خطی

در این روشها اثرات ناشی از کاسته شدن یا از بین رفتن مقاومت کششی اعضای قائم سیستم باربر جانبی سازه ناشی از برکنش ، در مدلسازی اعضای سیستم باید در نظر گرفته شود . چنانچه در یکی از طبقات ساختمان مقاومت کششی عضو قائمی تحت نیروی زلزله کاسته شده یا از بین برود ، باید سایر اعضای سازه توانایی انتقال و تقسیم بارها و تغییر مکانهای حاصله را مجددا"دارا باشند .

روشهای تحلیل سازه

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییر شکلهای اجزای سازه در اثر زلزله سطح خطر انتخاب شده ، لازم است سازه به یکی از روشهای زیر ، تحلیل شود .

۱ ـ روش تحلیل استاتیکی خطی بر اساس بخش

۲ ـ روش تحلیل دینامیکی خطی بر اساس بخش

۳ ـ روش تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اساس بخش

۴ ـ روش تحلیل دینامیکی غیر خطی بر اساس بخش

تحلیل استاتیکی خطی

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید به محدودیت های اشاره شده دربخش توجه شود .فرضیات اساسی روش عبارتند از :

۱ ـ رفتار مصالح خطی است .

۲ ـ بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است .

۳ ـ کل نیروی وارد بر سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان است .

در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله طوری انتخاب می شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش پایه مطابق رابطه (۳ ـ ۶) شود . مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله سطح خطر مورد نظر پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد . چنانچه تحت اثر بار وارده ، سازه به طور خطی رفتار کند ، نیروهای بدست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود ، ولی اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد ، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیرجاری شدن مصالح خواهند بود. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بخش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند ، اصلاح می گردد .

تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

زمان تناوب اصلی نوسان باید به یکی از دو روش زیر برآورد شود :

۱ ـ استفاده از روشهای تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می باشد .

۲ ـ استفاده از روش تجربی ساده که مبتنی بر اندازه گیری های انجام شده در ساختمانهای موجود می باشد در روش تجربی زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه برای ساختمان با سیستم سازه ای مختلف از رابطه زیر محاسبه می شود :

$$T = \alpha H^{3/4}$$

که در آن ارتفاع ساختمان بر حسب متر و α ضریبی است که بر حسب نوع سیستم سازه ساختمان به شرح زیر انتخاب می شود:

$\alpha = 0.08$ قابهای خمشی فولادی

$\alpha = 0.07$ قابهای فولادی مهاربندی شده با مهاربندی غیر متقارب

$\alpha = 0.07$ سایر سیستمهای سازه ای

$\alpha = 0.05$ قابهای خمشی بتن آرمه

۳ ـ ۲ ـ ۱ ـ ۲ ـ برآورد نیروها و تغییر شکلها

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

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۳۶)$$

که در آن : W : وزن کل ساختمان ، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سر بار زنده مطابق بخش استاندارد ۲۸۰۰ می باشد .

Sa : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است که بر اساس بخش (۲ ـ ۳) تعیین می گردد .

C1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکانهای غیر ارتجاعی سیستم است که به یکی از دو روش زیر تعیین می گردد .

۱ ـ با استفاده از روابط تعیین ضریب C1در آنالیز غیر خطی استاتیکی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود .

۲ ـ با استفاده از رابطه

$$C_1 = 1 + \frac{T_0 - T}{2T_0 - 0.2} \geq 1$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه و T_0 زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس بند(۲ ـ ۴ ـ ۳) استاندارد ۲۸۰۰ بدست می‌اید.در هر صورت مقدارC_1 نباید از یک کمتر و از ۱/۵ بیشتر شود .

C_2 : اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای را بر تغییر مکانها بدلیل رفتار چرخشی آنها وارد می کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می شود .

برای اعمال اثرات–Δ P با رفتار غیر خطی مصالح بر تغییر مکانها بوده و از روابطمحاسبه می شود.

$$\theta < 0.1 \Rightarrow C_3 = 1$$

$$\theta > 0.1 \Rightarrow C_3 = 1 + 5\frac{\theta - 0.1}{T}$$

در این روابط θ بزرگترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است و با سعی و خطا تعیین می شود

که θ_i ضریب پایداری هر طبقه از رابطه $\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i}$ بدست می اید که در آن:

P_i : بخشی از وزن سازه شامل بارمرده و بار زنده دائم بارزنده متحرک در طبقه iام می باشد.

δ_i: تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه iام است.

V_i : برش کل طبقهi ام است.

h_i : ارتفاع طبقه i ام می باشد

C_m : ضریب اعمال اثر مودهای بالاتر می باشد و مطابق جدول(۳-۵) تعیین می شود.

جدول:مقادیر ضریب C_m

سایر سیستمهای	سازه بادیوار	قاب فولادی مهار بندی شده با	قاب خمشی فولادی	تعداد طبقات
سازه ای	برشی	محورها ی متقارب یا غیر متقارب	یا بتنی	

یک یا دو	1	1	1	1
سه ویا بیشتر	9/0	9/0	8/0	1

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر حسب نیروی برشی پایه ، ارتفاع و وزن طبقات عبارتست از:

$$F_i = \frac{W_i H_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j H_j^k} V$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه ، W_i وزن طبقه ، h_i ارتفاع طبقه از تراز پایه است و مقدار K برابر است با:

$$K = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از۰/۵ ثانیه مقدار K برابر یک و برای زمان تناوب بزرگتر از۲/۵ ثانیه مقدار K برابردوانتخاب می شود.

توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه (۳ ـ ۱۰) برآورد می گردد باید بر حسب توزیع وزن در آن طبقه و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی منظور می گردد .

تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود . فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارتند از :

۱ ـ رفتار سازه را می توان بصورت ترکیبی خطی از حالت های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود .

۲ ـ زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است .

در این روش ، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی ، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر مورد نظر در ضرایبی مطابق بخش (۳ ـ ۲ ـ ۱ ـ ۲)ضرب می شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه های شکل پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیر خطی خواهندداشت بزرگتر از نیروهای قابل تحمل درسازه برآورد می شوند . به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بخش (۳ ـ ۳ ـ ۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند ، اصلاح می گردد . محدودیتهای استفاده از این در بخش قبل آمده است .

ملاحظات خاص تحلیلی

روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاشی در تحلیل طیفی چنان باید انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد . بعلاوه در هر امتداد ، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۴٪ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند . طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق بخش انتخاب شود .نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روشهای آماری شناخته شده مانند جذر مربعات(SRSS)[2] روش ترکیب مربعی کامل(CQC)[3] و یا روشهای دقیقتر که اندرکنش بین مودها را دقیقتر درنظر می گیرد، انجام شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید مطابق بخش در نظر گرفته شود .

روش تحلیل تاریخچه زمانی

در تحلیل تاریخچه زمانی ، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام های زمانی کوتاه محاسبه می شود . در این روش باید پاسخ سازه تحت تحریک شتاب زمین بر اساس حداقل سه شتاب نگاشت محاسبه شود . چنانچه کمتر از هفت شتابنگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکلها و نیروهای داخلی منظور شود . چنانچه از هفت شتابنگاشت یا بیشتر استفاده شود می توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییر شکلها و نیروهای داخلی در نظر گرفت .

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان بر حسب میزان شتاب ، جرم و توزیع جرم هر طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی بدست می اید .

برآورد نیروها و تغییر شکلها

مقادیر نیروها و تغییر مکانهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایبC_1و C_2و C_3 مطابق بخش ضرب شوند.

تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این روش ، بار جانبی ناشی از زلزله ، استاتیکی و به تدریج بصورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) ، تحت اثر بار جانبی ، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد . با توجه به اینکه تمرکز این پایان نامه روی تحلیل های خطی می باشد ، توضیح بیشتری روی این روش داده نمی شود . برای آشنایی بیشتر می توان به دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود یا دستور العملFEMA356 یاATC40 مراجعه کرد.

تحلیل دینامیکی غیر خطی

در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی ، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی سازه محاسبه می شود . در این روش فرض بر این است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می تواند تغییر کند ، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روشهای عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می شود . با توجه به اینکه تمرکز این پایان نامه روی تحلیلهای خطی

می باشد ، توضیح بیشتری روی این روش داده نمی شود . برای آشنایی بیشتر می توان به دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود یا دستور العمل FEMA356 یا ATC40 مراجعه کرد.

محدوده کاربرد روشهای خطی

استفاده از روش دینامیکی خطی هنگامی مجاز است که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد .

۱-نسبت نیرو به ظرفیت $\frac{1}{}$ (DCR)در تمام اعضای بار بر جانبی کوچکتراز ۲ باشد . برای تعیین DCR ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقلی و بارناشی از زلزله (Q_{UD}) مطابق بخش(۳-۳) و ظرفیت اعضا براساس مقاومت نهایی اجزای آنها(Q_{CE}) مطابق فصلهای ۵یا ۶ محاسبه می شود. سپس با استفاده از رابطه $DCR = Q_{UD}/Q_{CE}$= نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می گردد. ۲ـ نسبت نیرو به ظرفیت فقط در تعدادی از اعضای اصلی باربر جانبی بیش از ۲ باشد اما هر سه شرط زیر برقرار باشد . ۲ـ۱ ـ انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان وجود نداشته باشد . ۲ـ۲ـ متوسط نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضا هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین تر اختلاف نداشته باشد . متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه زیر محاسبه می شود

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i}$$

در این *رابطه* V_i نیروی برشی در عضو i از طبقه مورد نظر و DCR_i نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی عضو i و n تعداد کل اعضای طبقه مورد نظر می باشد.

۲ـ۳ ـ نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی بر اثر پیچش سازه در یک عضو بیش از ۵۰ درصد با عضو دیگر در نقطه مقابل تفاوت نداشته باشد .

در صورتیکه علاوه بر شرایط ۱ یا ۲ تمام شرایط ۳ تا ۷ نیز برقرار باشد می توان از روش استاتیکی خطی استفاده نمود .

۳- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر$5/2\ T_0$باشد.

۴ ـ تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنا خرپشته کمتر از ۴۰ درصد باشد .

۵ ـ حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه باشد .

۶ ـ تغییر مکان متوسط جانبی در هر طبقه ، به استثنا خرپشته ، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین اختلاف داشته باشد .

۷ ـ سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد .

محدوده کاربرد روشهای غیر خطی

در صورتیکه نتوان از روشهای خطی استفاده کرد باید از روشهای غیر خطی برای تحلیل سازه استفاده شود . در این روشها نیروهای داخلی اعضا با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی آنها برآورد می گردد .

هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه ای با در نظر گرفتن ۹۰ درصد جرم مؤثر ، ۳۰درصد بیش از برش حاصل از مود اول باشد ، روش تحلیل استاتیکی غیر خطی همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی بکار گرفته می شود . در این حالت معیارهای پذیرش برای هر دو روش بررسی می شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل ، در روش تحلیل دینامیکی خطی می توان ۳۳ درصد تخفیف قائل شد . نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل گردد .

معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش مختلف اعضای سازه بر حسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو آن به صورت زیر طبقه بندی می شود .

روشهای خطی

برآورد نیروها و تغییر شکلهای طراحی

۱- تلاشها طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط تغییر شکل است تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می شوند.

$$Q_{UD} = Q_G \mp Q_E$$

که درآنQ_G تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده در بخش(۳-۱-۳)، Q_E تلاشها ناشی از نیروی زلزله که براساس بخشهای(۳-۲-۱)و(۳-۲-۲) محاسبه می شوندوQ_{UD}ترکیب تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می باشد.

۲- تلاشهای طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود.

۲ ـ ۱ ـ حداکثر تلاشی که توسط سازه می تواند به عضو وارد گردد .

۲ ـ ۲ ـ حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه می تواند در عضو ایجاد شود.

۲-۳-تلاشهای حاصل از ترکیب تلاشها ی Q_E، Q_G مطابق رابطه زیر :

$$Q_{UF} = 1.1(DL + LL) \mp \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J}$$

در رابطه J ضریب کاهش بار است و برابرکوچکترین مقدار اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می کنندانتخاب می شود . به عنوان یک روش دیگر می توان J را برابر ۲/۰ در مناطق با خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد ، ۱/۵ در مناطق با خطر نسبی متوسط و ۱/۰ در مناطق با خطر نسبی کم در نظر گرفت . در صورتیکه

اعضایی که بار را به عضو منتقل میکنند ارتجاعی خطی باقی بمانند ، J برابر ۱/۰ انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه J برابر ۱/۰ می باشد .

معیارهای پذیرش برای روشهای خطی

۱ـ تلاشها دراعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند بایدرابطه را ارضا نمایند.

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

در این رابطه m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیر خطی عضو مطابق ضوابط فصل پنجم وششم است و Kضریب آگاهی از جزئیات و مشخصات سازه براساس ضوابط دستور العمل مقاوم سازی وQ_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو مطابق ضوابط فصل پنجم وششم است.

۲ ـ تلاشها در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط نیرو هستند ، باید رابطه (۳ ـ ۱۶)را ارضا نمایند.

$$Q_{UF} \leq kQ_{CL}$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می شوند، مطابق ضوابط فصل پنجم وششم است.

روشهای غیر خطی

برآورد نیروها و تغییر شکلهای طراحی

در روشهای غیر خطی نیروها و تغییر مکانهای حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه محاسبه می شوند .

معیارهای پذیرش برای روشهای غیر خطی

۱ ـ در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکلهای حاصل از تحلیل غیر خطی از ظرفیت آنها بیشتر باشد .

۲ ـ در اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از کرانه پائین مقاومت اعضا با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می شوند ، باشد .

آنالیزاستاتیکی غیرخطی به روش مودال[1]

مقدمه

با افزایش ثبت زلزله‌ها وارتقاء دانش بشر درباره این پدیده، تفسیر نحوه رفتارسازه‌ها درزمان زلزله وراه‌کارهای افزایش ایمنی درمقابل این پدیده نیز به روز می‌شوند. دراین راستا تعریف مشخصی از ایمنی، عملکرد وخطرزلزله باعث ایجاد زبان مشترک بین محققان ومهندسان وامکان به‌کارگیری این تعاریف درمحاسبات سازه‌های جدیدوکنترل سازه‌های موجود می-گردد. توسعه روش‌های طراحی براساس عملکرد مبتنی براین بینش جدید می‌باشد. باتوسعه مفاهیم طراحی لرزه‌ای،

---

[1]. Modal Pushover Analysis (MPA)

ابزارمحاسباتی نیز توسعه یافته است. دراین میان روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی باتوجه به سادگی، سرعت انجام وسادگی تفسیرنتایج درمقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده‌اند. به عنوان مثال روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال به عنوان پایه‌ای برای روش‌های تحلیل وکنترل سازه‌ها که می‌توان ازآن به عنوان نسل جدید روش‌های استاتیکی غیرخطی نام‌برد، کاربرد یافته است.

دراین روش دومفهوم نیاز لرزه‌ای وظرفیت سازه با ارائه مفهوم سازه تک درجه آزاد معادل با یکدیگرمقایسه شده ودرنهایت حداکثرتغییرمکان انتهای سازه موجود براثرزلزله مورد نظر با استفاده ازنگاشت آن زلزله ویا روش‌های متداول دیگرمحاسبه می‌شود.

البته واضح ومنطقی است که کاربرد روش استاتیکی غیرخطی مودال منجربه ارائه نتایج بهتری ازپاسخ سازه درمقایسه با روش‌های استاتیکی غیرخطی دیگرمی‌شود. این روش مشارکت مدهای بالاتررا درپاسخ سازه منظورکرده و برآورد منطقی-تری ازجابجایی نسبی درطبقات ارائه می‌کند. محققین بسیاری درسال‌های اخیربرای توسعه وگسترش توانایی‌های روش استاتیکی غیرخطی مودال تلاش کرده‌اندکه برخی ازاین تلاش‌ها عبارتنداز؛

- Chopra وGoel درسال ۲۰۰۱ روش اصلی انجام آنالیزاستاتیکی غیرخطی مودال را ارائه‌کردندکه برآوردی مناسب ازجابجایی وجابجایی نسبی طبقات دارد.
- Chintanapakdee وChopra درسال ۲۰۰۳ این روش را برای محاسبه جابجایی‌های نسبی قاب‌های ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵و۱۸ طبقه به‌کاربردند. آنها متوجه شدند که دقت جابجایی‌های نسبی محاسبه شده به تراز طبقه مورد نظرودرجه غیرخطی شدن سازه بستگی دارد.
- Yu وهمکاران درسال ۲۰۰۱ روش اصلی آنالیزاستاتیکی غیرخطی و دوروش اصلاح شده دیگررا برای محاسبه جابجایی‌های نسبی ودوران مفاصل پلاستیک یک ساختمان فولادی ۱۳ طبقه به کارگرفتند .
- Chopra وهمکاران درسال ۲۰۰۴ جابجایی‌های نسبی محاسبه شده براساس روش اصلی و روش اصلاح شده استاتیکی غیرخطی مودال را با هم مقایسه‌کردند. آنها متوجه شدندکه روش اصلاح شده یک تغییرجذاب نسبت به روش اصلی به حساب می‌آید، به دلیل اینکه منجربه برآورد بزرگتری ازنیازهای لرزه‌ای شده ودرنتیجه دقت روش استاتیکی غیرخطی مودال را دربسیاری ازموارد بهبود می‌بخشد.
- Goel وChopra درسال ۲۰۰۴ یک روش بهبود یافته‌ای ازروش استاتیکی غیرخطی مودال را توصیف-کردندکه توانایی درنظرگرفتن اثرات P-Δ درکلیه مودهای محاسبه شده را داشت وهمچنین شامل یک گام محاسباتی ویژه جهت محاسبه دوران مفاصل پلاستیک برمبنای جابجایی‌های نسبی محاسبه شده ویک مکانیزم غیرخطی مفروض بود.
- Jan وهمکاران درسال ۲۰۰۴ یک تکنیک متفاوتی راپیشنهاد دادندکه مشارکت غیرخطی ازاولین آنالیزهای دوگانه استاتیکی غیرخطی مودال به کمک آن با یکدیگر جمع می‌شد. روش پیشنهادی برآورد بهتری از جابجایی‌های نسبی ودوران مفاصل پلاستیک ارائه‌کرد .

- Hernandez-Montes وهمکاران یک روش آنالیزاستاتیکی غیرخطی برمبنای انرژی توسعه دادندکه مشکلاتی- که روش‌های قبلی درمودهای بالاترداشتند، دراین روش به راحتی برطرف می‌شد .

هدف اصلی این تحقیقات گسترش یک روش آنالیز استاتیکی غیرخطی برمبنای تئوری دینامیک سازه‌ها بودکه سادگی وجذابیت مراحل محاسباتی آن همراه با توزیع غیرمتغیر بارخارجی درحین آنالیز، باعث استفاده آسان‌ترمهندسین سازه شود. درقسمت بعدی مبانی روش آنالیز استاتیکی غیرخطی مودال که اولین بار Chopra و Goel برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها ارائه کردند، بررسی می‌شود.

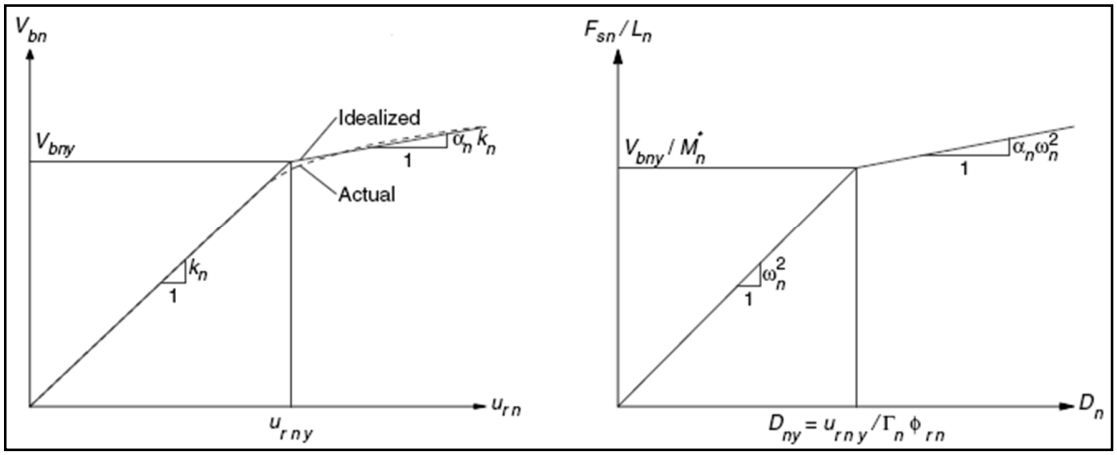
نحوه انجام آنالیز

دراولین مرحله باید فرکانس‌های طبیعی ω_n ومودهای ارتعاشی $\varnothing_n$ برای ارتعاش الاستیک سازه محاسبه شود. پس از آن منحنی ظرفیت سازه درمود مورد نظرمطابق شکل ۴-۱ تحت بارجانبی مودال $\mathbf{S}_n$ ، محاسبه می‌شود [۴۸]؛

$$S_n = m\phi_n \qquad (۱)$$

دررابطه فوق **m** ماتریس جرم سازه است.

رابطه ۱ بهترین الگوی بارگذاری جانبی است که درآنالیز استاتیکی غیرخطی می‌توان ازآن استفاده نمود. فقط دراستفاده ازرابطه ۱ باید به این نکته توجه نمودکه توزیع بارجانبی براساس مود شکل‌های الاستیک سازه بوده ودرحین آنالیزتغییرنمی- کند.



الف) رابطه نیرو- تغییرمکان سازه یک درجه آزاد ب) منحنی ظرفیت ایده‌آل سازی شده

شکل ۱ : منحنی ظرفیت وتبدیل آن به رابطه نیرو-تغییرمکان سازه یک درجه آزاد

برای محاسبه پاسخ سازه، باید سازه را تا ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی آن دربام یا همان تغییرمکان هدف آنالیزکرد،که این تغییرمکان به صورت زیرمحاسبه می‌شود؛

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \qquad (۲)$$

که دررابطه فوق Γ_n فاکتورمشارکت مودی[۲] است که درمود n ام به این صورت ارائه می‌شود؛

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T \, \mathrm{m}\, \iota}{\phi_n^T \, \mathrm{m}\, \phi_n} \qquad (۳)$$

همچنین D_n ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی طیفی است و به سه روش زیرقابل محاسبه است؛

روش اول : دراین روش محورهای مختصات منحنی ظرفیت سازه که ازیک آنالیز استاتیکی غیرخطی درمود مورد نظر بدست آمده، به منحنی رفتارغیرخطی سازه یک درجه آزاد معادل تبدیل می‌شود(شکل ۱- الف). برای تعیین مقدارپاسخ این سازه باید معادله حرکت آن را تشکیل داد وسپس آن را حل کرد. باتوجه به منحنی‌های نشان داده شده درشکل ۱، معادله تعادل سازه یک درجه آزاد معادل به صورت زیرخواهد بود؛

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}(D_n, \dot{D}_n)}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \qquad (۴)$$

با حل رابطه فوق برای شتاب نگاشت زلزله مورد نظر، می‌توان ماکزیمم پاسخ سازه یک درجه آزاد معادل(D_n) را بدست آورد[۴۸].

روش دوم : دراین روش برای بدست آوردن D_n می‌توان از طیف پاسخ غیرالاستیک زلزله موردنظر و یا طیف طرح غیرالاستیک استفاده نمود[۴۸].

روش سوم : استفاده ازروش‌های متداول FEMA-356 وATC-40 ویا روش‌های اصلاح شده FEMA-440 برمبنای استفاده از طیف طرح الاستیک وتبدیل پاسخ خطی نظیرسیستم یک درجه آزاد معادل به ماکزیمم پاسخ غیرخطی سازه. دراین پایان نامه از روش‌های اصلاح شده FEMA-440 برای محاسبه D_n وتغییرمکان هدف استفاده شده ودرقسمت ۳ جزئیات این روش‌ها ارائه می‌شود.

پس ازمشخص شدن وضعیت D_n ، تغییرمکان هدف مطابق رابطه ۲ درگره کنترلی محاسبه می‌شود و برای بدست آوردن پاسخ های موردنظر r_n سازه، آنالیزاستاتیکی غیرخطی مودال ثانویه تا تغییرمکان هدف مورد نظرانجام می‌شود. درصورت لزوم می‌توان برای مودهای بالاترنیز این‌کار را انجام داد. برای ترکیب نتایج پاسخ‌های مودهای مختلف برای سازه‌های متقارن با فرکانس‌های طبیعی کاملا مجزا وفاصله داراز روش جذرمجموع مربعات[۳] استفاده می‌شود؛

$$r \approx \sqrt{(\sum_{n=1}^{N} r_n^{\,2})} \qquad (۵)$$

برای درنظرگرفتن اثربارهای ثقلی بایدآنها را قبل از انجام آنالیزاستاتیکی غیرخطی درمود اول به سازه اعمال نمود ودرهنگام ترکیب نتایج نیز رابطه ۵ با درنظرگرفتن اثربارهای ثقلی به صورت زیرخواهد بود؛

$$r \approx \max\left[r_g \pm \sqrt{\left(\sum_{n=1}^{N} r_n^{\,2} \right)} \right] \qquad (۶)$$

---

۲. **Modal Participation Factor**

۳. **SRSS**

که دررابطه فوق r_g پاسخ مربوط به بارهای ثقلی است.

تعداد مودهای لازم برای آنالیز استاتیکی غیرخطی مودال می‌تواند با درصدی ازجرم سازه‌که درهرمود مشارکت می‌کند، تعیین شود؛

$$\frac{\left(\phi_n{}^T \mathrm{m}\iota\right).\left(\phi_n{}^T \mathrm{m}\iota\right)}{\left(\iota^T \mathrm{m}\iota\right).\left(\phi_n{}^T \mathrm{m}\phi_n\right)} \qquad (۷)$$

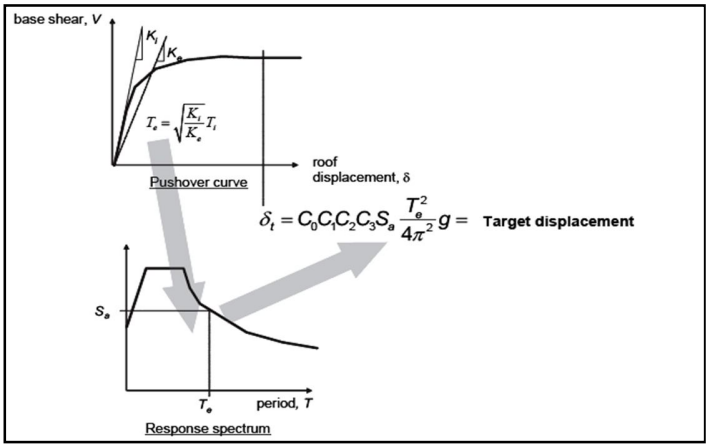
که معمولا به صورت تجمعی این مقدارباید به ۹۰ درصد جرم موثرکل سازه برسد.

نحوه محاسبه ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی درمود مورد نظر

همان طورکه درقسمت قبل توضیح داده شد، دراین پایان نامه ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی سازه درمود مورد نظردرگره‌کنترلی با استفاده ازروش‌های اصلاح شده FEMA-440 محاسبه می‌شود. برای ارزیابی واصلاح روش‌های موجود در FEMA-356 و ATC-40، مدل‌های تک درجه آزاد با ۵۰ زمان تناوب متفاوت (بین ۰/۰۵ تا ۳ ثانیه)، ۹ نسبت متفاوت مقاومت جانبی و ۴ حالت چرخه‌ای متفاوت توسعه داده شد. سپس چیزی درحدود ۱۰۰ شتاب نگاشت زلزله درقالب پنج‌گروه مختلف آماده‌گردید. برای بررسی پارامترهای اساسی موجود دراین روش‌ها بیش از ۱۸۰،۰۰۰ آنالیزدینامیکی غیرخطی انجام شد. نتایج این آنالیزها درفصل‌های ۳ و۷ FEMA-440 ارائه شده است. درقسمت‌های بعدی درمورد دوروش اصلاح شده ضرایب وطیف ظرفیت بیشترتوضیح داده می‌شود.

الف- روش اصلاح شده ضرایب[۴] مطابق با FEMA-440

روش ضرایب روش اصلی آنالیز استاتیکی غیرخطی است که در FEMA-356 ارائه شده است. این روش پاسخ الاستیک خطی یک سیستم تک درجه آزاد معادل را با ضرب مجموعه‌ای از ضرایب C_0 تا C_3 به ماکزیمم پاسخ غیرخطی یک سیستم چند درجه آزاد یا همان تغییرمکان هدف تبدیل می‌کند. همه چیز با یک نمودارایده‌آل سازی شده نیرو-تغیرمکان که برش پایه سازه را به تغییرمکان گره‌کنترلی آن مربوط می‌کند، آغاز می‌شود(شکل ۲). زمان تناوب موثر(T_e) که ازروی زمان تناوب مماسی سازه(T_i) با درنظرگرفتن کاهش سختی سیستم بدست می‌آید، ارائه کننده پاسخ خطی سیستم تک درجه آزاد معادل است.



[۴]. **Improved Coefficient Method**

شکل ۲ : نمایش مراحل به کاررفته در روش ضرایب ارائه شده در FEMA-356

وقتی که زمان تناوب موثردریک طیف پاسخ الاستیک مورد استفاده قرارگیرد،ماکزیمم شتاب طیفی نظیرآن بدست می-آید(S_a). درواقع زمان تناوب موثر، یک ماکزیمم پاسخ برای سیستم تک درجه آزاد الاستیک معادل ارائه می‌دهد. استهلاک درنظرگرفته شده برای طیف مورداستفاده اغلب ۵ درصد است،که بیان کننده سطح مورد انتظارعملکرد سازه درحد الاستیک می‌باشد. ماکزیمم شتاب طیفی با رابطه زیربه ماکزیمم جابجایی طیفی مربوط می‌شود؛

(۸)

$$S_d = \frac{T_e^{\,2}}{4\pi^2} S_a$$

ضریب C_0 دراین روش جابجایی سیستم تک درجه آزاد معادل(جابجایی طیفی) را به جابجایی در گره کنترلی(جابجایی بام) تبدیل می کند. این ضریب درهرمود به صورت زیر محاسبه می‌شود؛

(۹)

$$C_0 = \Gamma_n \phi_{rn}$$

درواقع این ضریب به خطی یا غیرخطی بودن پاسخ سیستم ارتباطی ندارد و به همین دلیل نیز درFEMA-440 بدون تغییر باقی مانده است.

سایرضرایب C_1 تا C_3 پاسخ خطی سیستم تک درجه آزاد معادل را به پاسخ غیرخطی آن تبدیل می کنند، به همین دلیل درFEMA-440 این ضرایب به صورت زیراصلاح شده‌اند؛

ضریب C_1 که به صورت نسبت ماکزیمم پاسخ غیرخطی سیستم به پاسخ الاستیک آن با فرض رفتار چرخه‌ای الاستوپلاستیک معرفی می‌شود، به صورت زیراصلاح شده است؛

(۱۰)

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^{\,2}}$$

R دررابطه فوق نسبت مقاوت سیستم است و به صورت زیرمحاسبه می‌شود (رابطه ۳-۱۶ درFEMA-356) ؛

(۱۱)

$$R = \left(\frac{S_a . W}{V_y} \right) \times C_m$$

که دررابطه فوق W وزن موثر و V_y برش تسلیم سیستم است. همچنین ضریب C_m مطابق رابطه ۴-۷ محاسبه می‌شود. پارامترa بستگی به نوع خاک محل دارد ومطابق FEMA-440 محاسبه می‌شود. برای زمان تناوب‌های کمتراز ۰/۲ ثانیه مقدار C_1 به ازای ۰/۲ محاسبه می‌شود و برای زمان تناوب‌های بزرگتراز ۱ ثانیه می‌توان C_1 را عدد ۱ درنظرگرفت. همچنین پیشنهاد شده است که محدودیت اعمالی روی ضریب C_1 که درFEMA-356 وجود داشت، برداشته شده و به جای آن اصلاحاتی درمورد اثرمتقابل خاک- سازه مطابق فصل هشتم FEMA-440 اعمال شود.

ضریب C_2 که به صورت نسبت ماکزیمم پاسخ غیرخطی با فرض رفتارچرخه‌ای باکاهش مقاومت، زوال سختی ویا هردو به ماکزیمم پاسخ غیرخطی با فرض رفتار چرخه‌ای الاستوپلاستیک معرفی می‌شود، به صورت زیرارائه شده است؛

(۱۲)

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2$$

برای زمان تناوب‌های کمتراز ۰/۲ ثانیه مقدارC_2 به ازای ۰/۲ ثانیه محاسبه می‌شود و برای زمان تناوب‌های بزرگتراز ۰/۷ ثانیه میتوان C_2 راعدد ۱ درنظرگرفت.

در FEMA-440 پیشنهاد شده است که ضریب C_3 ازروش ضرایب حذف شده و به جای آن محدودیت لازم برای جلوگیری از ناپایداری سازه اعمال گردد؛

$$R \le R_{\max} \ , \ R_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-t}}{4} \qquad (۱۳)$$

دررابطه فوق Δ_d جابجایی نهایی سیستم (تغییرمکان هدف)، Δ_y جابجایی تسلیم سیستم، α_e شیب نمودار ایده آل سازی شده برش- تغییرمکان درقسمت منفی آن است وبا توجه به اثرات پی- دلتا وکاهش مقاومت چرخه‌ای سیستم محاسبه می‌شود وهمچنین پارامتر t به صورت زیرمحاسبه می‌شود؛

$$t = 1 + 0.15 \ln T_e \qquad (۱۴)$$

درصورتی‌که رابطه ۱۳ برقرارنباشد، بایستی احتمال ناپایداری سازه ازطریق آنالیز دینامیکی بررسی شود وآنالیز استاتیکی غیرخطی برای این‌کار ناتوان به حساب می‌آید.

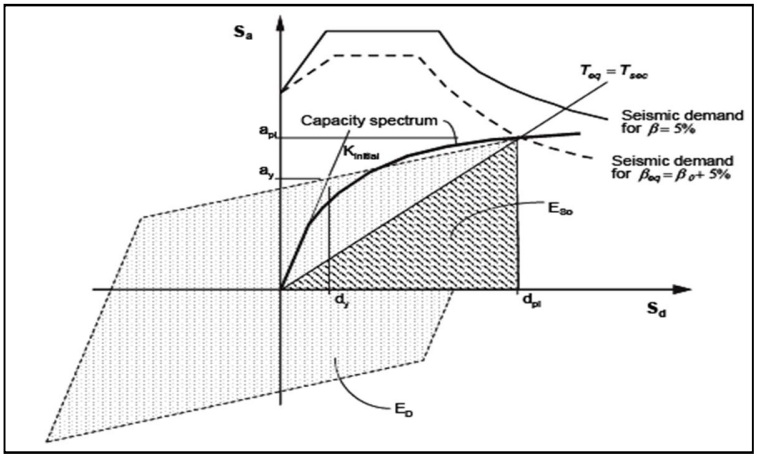
ب- روش اصلاح شده طیف ظرفیت[۵] مطابق با FEMA-440

روش طیف ظرفیت جزو مجموعه روش‌های معادل سازی خطی به حساب می‌آید. فرض اصلی درتکنیک‌های معادل سازی خطی این است که ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی یک سیستم تک درجه آزاد معادل می‌تواند از ماکزیمم تغییرمکان یک سیستم الاستیک تک درجه آزاد معادل‌که زمان تناوب و نسبت استهلاک بزرگتری ازمقدار اولیه برای سیستم غیرخطی دارد، تقریب زده شود. درروش طیف ظرفیت ATC-40 محاسبات با تولید یک رابطه نیرو-تغییرمکان برای سازه آغاز می‌شود. این فرآیند مشابه بدست آوردن طیف ظرفیت درروش ضرایب FEMA-356 است، با این تفاوت که نتایج درشکل طیف پاسخ شتاب- جابجایی[۶] ارائه می‌شود(شکل ۳). این حالت یک تبدیل ساده ازمنحنی برش پایه- جابجایی بام است که براساس خصوصیات دینامیکی سیستم انجام می‌شود و نتیجه یک شکل جدید ازطیف ظرفیت برای سازه خواهد بود. طیف پاسخ زلزله نیز به صورت ADRS تبدیل می‌شود. این کارامکان رسم طیف نیاز وطیف ظرفیت را دریک نمودارایجاد می کند.

---

۵. Improved Capacity Spectrum Method

۶. Acceleration Displacement Response Spectrum(ADRS)



شکل ۳: نمایش روش طیف ظرفیت ارائه شده در ATC- 40

روش طیف ظرفیت فرض می کندکه، استهلاک معادل سیستم متناسب با مساحت محصورشده به وسیله طیف ظرفیت آن است. زمان تناوب معادل(T_{eq})، همان زمان تناوب سکانتی فرض می‌شودکه منحنی نیاز لرزه‌ای کاهش یافته متناسب با استهلاک معادل، با منحنی ظرفیت تلاقی پیدا می کند. ازآنجایی که هردو زمان تناوب واستهلاک معادل تابعی ازتغییرمکان هستند، بنابراین راه حل تعیین ماکزیمم تغییرمکان غیرخطی سیستم (درنقطه عملکرد) فرآیندی تکراری است. هدف روش طیف ظرفیت تعیین ماکزیمم تغییرمکان یک سیستم غیرخطی ازطریق معادل سازی یک سیستم خطی باکاربرد زمان تناوب موثر(T_{eff}) و نسبت استهلاک موثر(β_{eff}) است. پارامترهای موثرخطی به صورت تابعی از زمان تناوب اولیه(T_0)، نسبت استهلاک اولیه (β_0)، شکل‌پذیری جابجایی نیاز(μ) ومشخصه های رفتاری چرخه‌ای سیستم معرفی می‌شوند. عمده تغیرات اصلی روش طیف ظرفیت ATC-40 نسبت به FEMA-440 درمعرفی روابطی است که پارامترهای موثرخطی را ارائه می-دهند. همچنین درروش اصلاح شده طیف ظرفیت FEMA-440، منحنی اصلاح شده طیف پاسخ شتاب- جابجایی[۷] با منحنی ظرفیت سازه تلاقی داده می‌شود. این کارسرعت همگرایی درحل مساله وتنوع روش‌های حل را دربردارد. ازآنجایی که زمان تناوب موثرونسبت استهلاک موثر هردو تابعی از شکل‌پذیری هستند، روش محاسبه به صورت تکراردرمجموعه-ای ازمراحل ارائه می‌شود. دراین قسمت سه روش محاسباتی A وB وC بیان می‌شود.گام‌های محاسباتی آغازحل مساله به صورت زیراست؛

۱- طیف پاسخ الاستیک مناسب به عنوان طیف نیازانتخاب شود (معمولا نظیر نسبت استهلاک ۵ درصد)،

۲- درصورت نیازطیف مورد نظرمتناسب با توصیه‌های فصل نهم FEMA-440 برای اثرات متقابل خاک- سازه اصلاح شود۳-تبدیل طیف مورد نظردرقالب طیف شتاب- جابجایی(ADRS)،

۴- محاسبه طیف ظرفیت متناسب با آنالیزاستاتیکی غیرخطی مورداستفاده وتبدیل آن درقالب ADRS ،

۵- انتخاب یک نقطه عملکرد اولیه مطابق با شکل ۴-۴ (محاسبه شتاب اولیه(a_{pi}) وجابجایی اولیه(d_{pi}))،

---

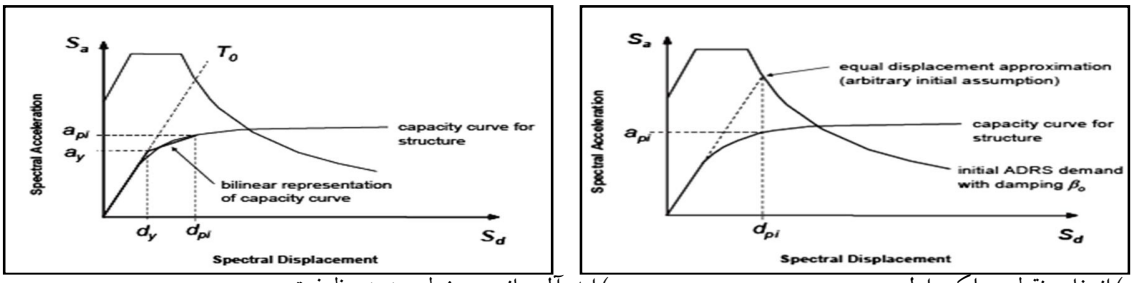
۷. **Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum (MADRS)**

۶- ایده‌آل سازی دوخطی منحنی ظرفیت مطابق با FEMA-440 (شکل ۴)،

۷- محاسبه ضرایب α وμ با استفاده ازروابط مقابل ؛

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \ , \ \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad (۱۵)$$

۸- با استفاده ازضرایب فوق وروابط ارائه شده در FEMA-440 می‌توان یک مقدار اولیه برای T_{eff}وβ_{eff} بدست آورد



الف) انتخاب نقطه عملکرد اولیه ب) ایده‌آل سازی دوخطی منحنی ظرفیت

شکل ۴: مراحل محاسباتی اولیه روش طیف ظرفیت

بعد ازمرحله هشتم ، مراحل دیگری متناسب با نوع روش انتخابی باید انجام شود. سه روش برای ادامه کاروجود دارد؛

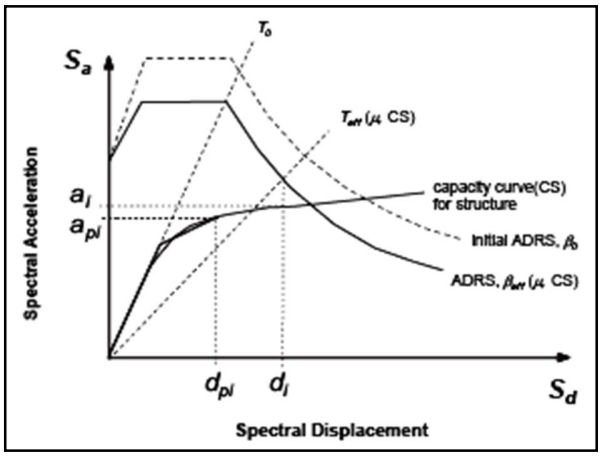
روش A (تکرار مستقیم) :

دراین روش تکرار انجام می‌شود تا همگرایی مستقیما روی یک نقطه عملکرد حاصل شود. ادامه مراحل دراین روش به صورت زیر است ؛

۹- با توجه نسبت استهلاک بدست آمده ازمرحله هشتم، طیف نیاز اولیه ADRS با ضریب کاهش طیفی ارائه شده در FEMA-440 کاهش داده می‌شود.

۱۰- سپس با استفاده از زمان تناوب موثرمحاسبه شده درمرحله هشتم d_i وa_i مطابق شکل۵ بدست می‌آید.

۱۱- مقادیر به‌دست آمده برای شتاب- جابجایی با مقادیراولیه مقایسه می‌شود ودرصورت اختلاف کم به عنوان نقطه عملکرد پذیرفته می‌شود، درغیراین صورت باید نظیرمقادیرa_i وd_i مراحل ۵ به بعد دوباره تکرارشوند، تا همگرایی برای نقطه عملکرد حاصل شود.



شکل ۵ : محاسبه ماکزیمم تغییرمکان به روش A

روش B : (تلاقی با منحنی اصلاح شده ADRS)

دراین روش نقطه عملکرد ازتلاقی طیف ظرفیت با منحنی اصلاح شده شتاب- جابجایی طیفی بدست می‌آید؛

۹- کاهش طیف نیاز اولیه برای نسبت استهلاک بدست آمده درمرحله هشتم،

۱۰- اصلاح طیف نیاز مطابق با روش ارائه شده در FEMA-440 وتبدیل آن به MADRS ،

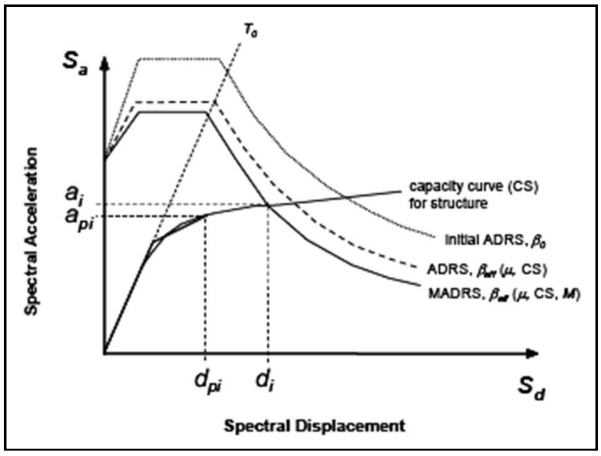
۱۱- محاسبه ماکزیمم شتاب a_i وجابجایی d_i به عنوان نقطه تلاقی طیف MADRS با طیف ظرفیت مطابق با شکل ۶،

۱۲- مقایسه مقادیر بدست آمده برای نقطه عملکرد سازه با مقادیرقبلی وتکرارمراحل از مرحله پنجم درصورت عدم قبول نتایج بدست آمده.

سرعت همگرایی دراین روش به دلیل استفاده ازمنحنی اصلاح شده برای طیف نیاز نسبت به روش‌های دیگر بیشتراست.

روش C : (محاسبه مکان هندسی نقاط عملکرد ممکن)

این روش طیف پاسخ شتاب- جابجایی اصلاح شده را برای چندین نقطه حل مختلف برای شتاب وجابجایی فرضی به‌کارمی‌برد ومکان هندسی نقاط عملکرد ممکن را محاسبه می‌کند. نقطه عملکرد واقعی برمحل تلاقی این مکان هندسی با طیف ظرفیت قراردارد.



شکل ۶ : محاسبه ماکزیمم تغییرمکان با تلاقی طیف ظرفیت وطیف نیاز MADRS درروش B

مفاصل پلاستیک درتیرهای بتنی

برای مدل‌سازی رفتارغیرخطی درقاب‌های خمشی بتنی، رفتارغیرخطی درراستای درجات آزادی مشخص با استفاده ازمفاصل پلاستیک درانتهای تیرها وستون‌ها مدل می‌شود. درواقع رفتارپس ازتسلیم برای عضو مورد نظردرانتهای آن با یک منحنی رفتاری برای درجه آزادی مربوطه بیان می‌شود. برای تیرهای بتنی چون طراحی به گونه‌ای است که تسلیم برشی تا قبل ازگسیختگی خمشی اتفاق نمی‌افتد، به همین دلیل معمولا درآنالیزهای غیرخطی فقط ازمفاصل خمشی استفاده می‌شود. این مفاصل خمشی درقالب لنگر–دوران ویا لنگر– انحنا برای نرم افزارمعرفی می گردد. درحالت لنگر– انحنا باید طول مفصل پلاستیک تیرنیزمعرفی گردد؛

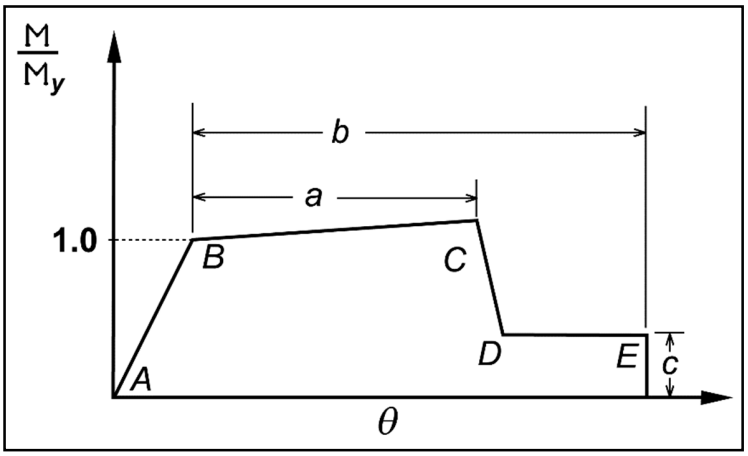
$$L_p(in) = 0.04 l_n + 0.15 d_b f_{sy} \qquad (۱۶)$$

که دررابطه فوق d_b قطرمیلگردخمشی وf_{sy} مقاومت تسلیم آن است. موقعیت مفصل پلاستیک دروسط طول آن درانتهای تیر درنظرگرفته می‌شود. نرم افزارSAP2000 ازجمله نرم‌افزارهایی است که توانایی استفاده ازمفاصل پلاستیک درآنالیزهای غیرخطی را دارد. این نرم افزار توانایی تعریف مفصل پلاستیک درهردو قالب لنگر– دوران ولنگر– انحنا به صورت پیش فرض ویا دلخواه دارد. درادامه به نحوه تعریف مفاصل پلاستیک درتیرهای یک‌پارچه بتنی وهمچنین درتیرهای پیش‌ساخته بتنی پرداخته می‌شود.

مفاصل پلاستیک درتیرهای یک‌پارچه بتنی مطابق با FEMA-356

منحنی رفتاری مفاصل پلاستیک تیرها درFEMA-356 مطابق با شکل ۷ است. همان طور که مشخص است، قسمت A-B درمنحنی رفتاری نشان دهنده رفتارالاستیک عضو بوده و براساس خصوصیات مقطع تیردرقاب محاسبه می‌شود، بنابراین تا قبل ازنقطه B هیچ‌گونه رفتارغیرخطی درعضودیده نمی‌شود. ازنقطه B به بعد تسلیم درمقطع آغازمی‌شود وتا نقطه C ادامه می‌یابد. نقطه C نظیرماکزیمم مقاومت خمشی درتیردرحالت کاملا پلاستیک است و می‌تواند براساس روش‌های ارائه شده درACI-318 برای لنگرخمشی محتمل[۸] درتیرها محاسبه شود[۵۶]. شیب مثبت شاخه B-C مربوط به کرنش سخت شدگی درمیلگردهای خمشی مقطع تیراست ومقاومت افزون مقطع تیررا نشان می‌دهد. درقسمت C-D مقطع یک کاهش مقاومت ناشی ازپارگی یا لغزش میلگردها ویا پکیدگی بتن را تجربه می کند ومقاومت آن تاحد D کاهش می‌یابد(مقاومت پس‌ماند مقطع). سپس مقطع درصورت امکان مقداری شکل‌پذیری ازخود نشان می‌دهد(قسمت D-E).

[۸]. **Probable Moment (M_{pr})**



شکل۷: منحنی رفتاری مفصل پلاستیک برای تیرهای یک‌پارچه بتنی

تفاوت عمده منحنی مفاصل یک‌پارچه بتنی با مفاصل پیش‌ساخته درکوچک بودن دوران درنقطه B به دلیل صلب بودن اتصالات آنها است. دوران‌های پس ازتسلیم a وb وهمچنین نسبت مقاومت پس‌ماند مقطع c درجدول ۶-۷ فصل ششم FEMA-356 براساس نسبت آرماتورهای فشاری وکششی مقطع وکفایت برشی عضوارائه شده است.

مبانی و نحوه محاسبه ضریب رفتار سازه ها

مقدمه

با بررسی تاریخچهٔ زلزله های گذشته، مشاهده شده است که برخی روشهای طراحی لرزه ای قدیمی از ایمنی کافی برخوردار نیستند و لازم است اصلاحاتی در این روشها انجام شود. در تحقیقات انجام شده سعی گردیده است بعضی از پارامترهای طراحی، مورد بررسی مجدد قرار گیرند. در این میان یکی از پارامترهای مهم و اساسی ضریب رفتار سازه می باشد. همانگونه که در فصل اول بیان گردید، یکی از منابع جذب انرژی در سازه ها به هنگام وقوع زلزله های شدید، تغییر شکل غیر ارتجاعی سازه می باشد. به عبارت دیگر سازه ها با عملکرد غیر ارتجاعی مقدار زیادی از انرژی حاصل از زلزله را مستهلک می نماید. تعیین میزان جذب انرژی در مرحله غیر خطی مستلزم انجام تحلیل دینامیکی غیر الاستیک است. پیچیدگی و وقت گیر بودن تحلیل فوق، سبب شده تا این تحلیل، در محدودهٔ کارهای تحقیقاتی خلاصه گردد و برای کارهای عملی مورد استفاده قرار نگیرد. محققین برای رفع این نقیصه روشی ارائه داده اند تا بتوان به کمک آن و از طریق انجام یک تحلیل الاستیک، میزان جذب انرژی ناشی از رفتار غیرارتجاعی سازه را بدست آورد. روش مذکور که امروزه در تمامی آئین نامه ها جهت طراحی لرزه ای بکار می رود، استفاده از ضریب رفتار سازه است. در این روش نیروهای لرزه ای طراحی ساختمان، از یک طیف ارتجاعی که وابسته به پریود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل ساختمان است، بدست می آید و برای ملحوظ نمودن اثر رفتار غیر ارتجاعی اتلاف انرژی در اثر رفتار هیسترزیس و اثر اضافه مقاومت سازه، این نیروی ارتجاعی را بوسیله یک ضریب اصلاح بنام ضریب رفتار به نیروی طراحی تبدیل می

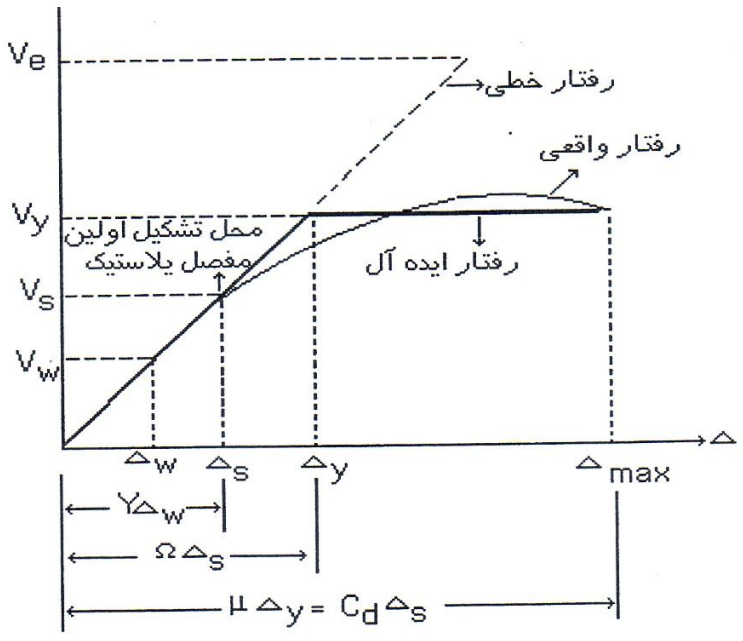
کنند. تاکنون یک روش مشخص جهت تعیین این ضریب در آئین نامه ها ذکر نشده است، و این خود بیانگر پیچیدگی این ضریب در رفتار سازه ها می باشد.

معرفی پارامترهای مؤثر در ضریب رفتار

بنا به تعریف، ظرفیت تغییر شکل غیر ارتجاعی در سازه ها به کمک ضریب شکل پذیری بیان می گردد، که عبارت است از تغییر شکل نهائی سازه به تغییر شکل لحظه تسلیم آن. هر چه ضریب شکل پذیری یک سازه (μ) بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب رفتار بزرگتر خواهد بود. نحوه ارتباط μ و R به عوامل مختلفی بستگی دارد. در سیستمهای یک درجه آزاد نوع مصالح، زمان تناوب سیستم، میرائی سازه، نوع بارگذاری، مدل نیرو ـ تغییر شکل، عامل P-Δ ، وضعیت خاک تکیه گاه و میزان زیان قابل قبول در سیستم، بر رابطهμ مؤثر می باشند.

ولی در سیستمهای چند درجه آزادی علاوه بر موارد فوق، عواملی نظیر مشارکت مودهای بالا، ضریب کاهش نیرو و نوع سیستم مقاوم سازه ای نیز دخالت دارند. ضریب کاهش نیرو مهمترین عامل این حالت به شمار می آید.

تاکنون روابط متعددی برای تعیین رفتار در سیستمهای یک درجه آزادی پیشنهاد گردیده که می توان بر اساس آنها با داشتن ظرفیت شکل پذیری سیستم، ضریب رفتار آن را محاسبه کرد. ضریب رفتار سیستمهای چند درجه آزادی از سه قسمت تشکیل می گردد. قسمت اول مربوط به عوامل دخیل در سیستمهای یک درجه آزادی است و معمولاً با R_{μ} نشان داده می شود. قسمت دوم آن تاثیر عوامل مخصوص سیستمهای چند درجه آزادی را در بر می گیرد و با Ω نشان داده می شود؛ این عامل که ضریب اضافه مقاومت نام دارد، عامل اصلی در جلوگیری از خرابی سازه ها با زمان تناوب کوتاه، در مقابل نیروهای حاصل از زمین لرزه است. در اینگونه سازه ها شکل پذیری تأثیر چندانی در مقابل نیروهای زمین لرزه ندارد. قسمت سوم ضریب تنش مجاز μ می باشد، که برای کاهش برش پایه به هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه از مقدار واقعی به مقدار طراحی، بر سیستم اعمال می شود. ضریب رفتار R سیستمهای چند درجه آزادی از حاصلضربR_{μ} ,Ω وy بدست می آید. بوسیله آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی یک سازه می توان شکل پاسخ کلی آن را بدست آورد. این شکل بیانگر میزان جابجایی بالاترین تراز سازه در مقابل افزایش تدریجی نیروی برشی پایه می باشد.



شکل (۱) منحنی پاسخ کلی سازه ها

در شکل ۱ *نمونه ای از منحنی پاسخ کل سازه در اثر آنالیز به روش نیروهای فزاینده استاتیکی غیر خطی، رسم شده است.*

همانگونه که در شکل دیده می شود رفتار واقعی غیر خطی یک سازه را می توان با یک رابطه دو خطی مدل کرد. این مدل دو خطی بگونه ای در سیستم جایگزین می شود که مساحت محصور در زیر آن، که معرف میزان جذب انرژی می باشد با مساحت زیر منحنی پاسخ کلی سازه برابر گردد. در این مدل دو خطی، نیروی حد جاری شدن سازه با Vy و تغییر مکان حد جاری شدن با Δy نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در آن برابر Ve خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیر خطی سازه به نیروی Vy کاهش می یابد. حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی **سازه برابر** Δmax می باشد. با توجه به شکل ۲ـ۱، ضریب شکل پذیری μ از رابطه (۱) بدست می آید:

$$\mu = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \qquad \textbf{(۱)}$$

به دلیل شکل پذیری و رفتار غیر خطی سازه نیروی خطی سازه (Ve) می تواند به نیروی Vy کاهش یابد. بنابراین می توان ضریب کاهش نیرو [۱] را مطابق رابطه (۲) تعریف کرد:

$$R\mu = \frac{Ve}{Vy} \qquad \textbf{(۲)}$$

بدیهی است که مساحت زیر خط مستقیم تغییر مکان خطی سازه که مقدار آن در انتها Ve را مشخص می نماید، با انرژی کلی سازه برابر می باشد. لازم به یادآوری است که Vy متناظر با نیروی خرابی سازه می باشد و به معنای شروع تسلیم شدن سازه نیست. در عمل به دلیل پیچیده بودن محاسبهٔ Ve از روش انرژی، این پارامتر

[۱] – در برخی مراجع، این ضریب، ضریب کاهش شکل پذیری نیز نامیده می شود.

با توجه به زمان تناوب قاب مورد بررسی، بوسیلهٔ روابط گوناگون که از طرف محققین مختلف پیشنهاد شده است، محاسبه می گردد. در این حالت برای محاسبهٔ زمان تناوب قاب مورد مطالعه از یک میرایی لزج (Viscose damping) معادل پنج درصد رفتار خطی استفاده می شود.
مقاومت ذخیره شده در سازه از حد اولین مفصل ایجاد شده در سازه Vs، تا حد جاری شدن نهائی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه Vy، اضافه مقاومت نامیده می‌شود. نسبت این دو نیرو ضریب اضافه مقاومت می باشد که با Ω نشان داده می شود و طبق رابطه (۳) تعریف می گردد:

$$\Omega = \frac{Vy}{Vs} \qquad (۳)$$

اضافه مقاومت در سازه ها به دلایل زیادی از جمله با توزیع داخلی نیروها، جاری شدن اعضاء و ایجاد لولا های متعدد پلاستیک تا حد تبدیل شدن سازه به یک مکانیزم، بزرگتر بودن مقطع اعضا نسبت به مقدار مورد نیاز و سایر عوامل، می باشد .

برای طراحی در حد تنش مجاز، آیین نامه های طراحی نیروی Vs را به نیروی طراحی Vw کاهش می دهند.
این کاهش توسط ضریب تنش مجاز که طبق رابطه (۲ـ۴) تعریف می شود صورت می گیرد

$$Y = \frac{Vs}{Vw} \qquad (۴)$$

مقدار Y برای طراحی به روش مقاومت نهایی برابر یک خواهد بود؛ در حالت طراحی به روش تنش مجاز مقدار ضریب فوق برابر ۱/۴ تا ۱/۵ در نظر گرفته می شود. این ضریب در حالت تنش مجاز برای سازه های بتن مسلح برابر با ۱/۴ می باشد.
با توجه به مفاهیم و فرمولهای فوق ضریب رفتار سازه، که برای تبدیل نیروی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می رود، طبق رابطهٔ (۵) محاسبه می شود.

$$Rw = \frac{Ve}{Vw} = \frac{Ve}{Vy} \times \frac{Vy}{Vs} \times \frac{Vs}{Vw} = R\mu \times \Omega \times Y \qquad (۵)$$

همچنین ضریب افزایش تغییر مکان C_d[1] که نسبت $\Delta \max$ به Δs در روش حدی و Δw در روش تنش مجاز می باشد از روابط (۶ـ۱) و (۶ـ۲) بدست می آید.

1- Deflection Amplification Factor

$$Cd = \frac{\Delta \max}{\Delta s} = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \times \frac{\Delta y}{\Delta s} = \mu \times \Omega \qquad (۱-۶)$$

$$Cd = \frac{\Delta \max}{\Delta w} = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \times \frac{\Delta y}{\Delta s} \times \frac{\Delta s}{\Delta w} = \mu \times \Omega \times Y \qquad (۲-۶)$$

در روابط فوق Δw عبارتست از تغییر مکان سازه تحت اثر بارهای طراحی در حد سرویس و Δs تغییر مکان سازه در حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک در عضو سازه ای می باشد، و بطوریکه در شکل ۱ دیده می شود رابطه های

$$\frac{\Delta s}{\Delta w} = \frac{Vs}{Vw} = Y, \frac{\Delta Y}{\Delta S} = \frac{Vy}{Vs} = \Omega \qquad (۳-۶)$$

برقرار است.

محاسبهٔ ضریب کاهش نیرو و مروری بر تحقیقات انجام شده در این موضوع

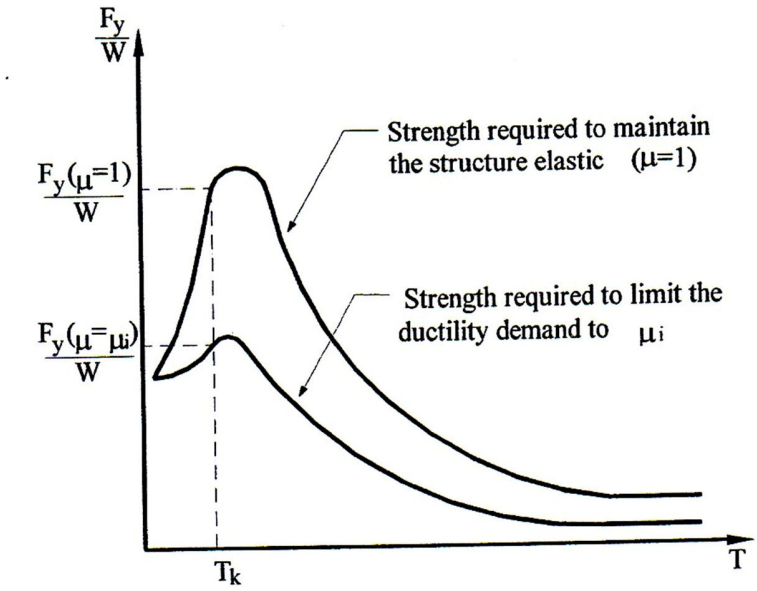
مقدمه

سازه بدلیل وجود شکل پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را بصورت هیسترزیس تلف می کنند. این اتلاف انرژی بستگی به مقدار شکل پذیری کلی سازه دارد. بطور کلی هر سازه برای مقاومت در برابر نیروی زلزله به یک شکل پذیری مشخص نیاز دارد. در شکل ۲ این شکل پذیری مشخص با عبارت μ_i بیان شده است. ضریب کاهش نیرو ، همانگونه که قبلاً بیان شد، عبارت است از نسبت حداکثر مقاومت خطی مورد انتظار به حداکثر مقاومت غیر خطی مورد نیاز و طبق رابطهٔ (۷) محاسبه می شود.

$$R\mu_i = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \qquad (۷)$$

$F_y(\mu = 1)$ حداکثر مقاومت جانبی مورد نیاز سیستم در حالت خطی و $F_y(\mu = \mu_i)$ حداکثر مقاومت جانبی سیستم در حالت غیر خطی است که شکل پذیری آن را به حد شکل پذیری تعیین شده μ_i، محدود نماید. تعیین مقاومت غیر خطی مورد نیاز یک سیستم، با شکل پذیری مشخص کار بسیار مشکلی است، زیرا شکل پذیری یک سیستم یک درجه آزادی، با مفروض بودن مقدار مقاومت جاری شدن آن و در یک زلزله مشخص بدست می آید. برای دستیابی به شکل پذیری مورد نیاز سازه در یک سیستم یک درجه آزادی و با یک رکورد زلزله مشخص باید یک روند تکراری آزمایش و خطا صورت گیرد، که در آن با تغییر Fy سیستم، شکل پذیری

مورد نیاز سازه تعیین شود. در پایان شکل پذیری مورد نیاز سیستم در این رکورد زلزلهٔ مشخص حاصل می شود. حال با دانستن زمان تناوب اصلی سازه و شکل پذیری مورد نیاز آن، مقدار نیروی Fy محاسبه می گردد.



شکل (۲) *طیف خطی و غیر خطی با شکل پذیری ثابت I که نسبت به وزن سیستم همپایه شده است.*

برای تعیین ضریب کاهش نیرو روش کار بدین صورت است که نیروی الاستیک و نیروی غیرالاستیک با شکل پذیری مشخص μi برای یک سیستم با پریود مشخص بدست می آید؛ این نیروها بوسیلهٔ وزن سیستم نرمال می شوند (در شکل ۲ـ۲ W وزن سیستم می باشد). سپس مرحلهٔ بالا برای پریودهای مختلف سازه تکرار می شود و نیروهای آنها بدست می آیند و با این روش طیف خطی و غیر خطی با شکل پذیری μi برای زلزله مورد نظر حاصل می شود. نمونه ای از این طیف ها در شکل ۲ـ۲ به نمایش در آمده است. در این شکل زمان تناوب اصلی سازه با T_k بیان شده است. ضریب بدست آمده از روش فوق برای رکوردهای مختلف متغییر است. به عبارت دیگر با تغییر رکورد زمین لرزه و شرایط خاک محل ثبت رکورد و مشخصات سیستم یک درجه آزادی مانند میرایی، درصد سخت شوندگی و مدل مورد بررسی، مقدار ضریب کاهش نیرو تغییر می کند.
برای مشخص شدن اثرات هر کدام از عوامل فوق بر این ضریب، محققین مختلف تحقیقاتی را انجام داده اند و با ارائه روابطی ضریب کاهش نیرو در سازه را تعیین نموده اند که در ادامه به آنها اشاره می شود.

مروری بر ش شده به صورت زیر خلاصه می گردند.

$$For\ 0 \le T < \frac{T_1}{10} \qquad R\mu = 1 \tag{۸}$$

$$For\ \frac{T_1}{10} \le T < \frac{T_1}{4} \qquad R\mu = \sqrt{2\mu - 1}\left[\frac{T_1}{4T}\right]^{2.513 \log\left[\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}\right]} \tag{۹}$$

$$For\ \frac{T_1}{4} \le T < T_1 \qquad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \tag{۱۰}$$

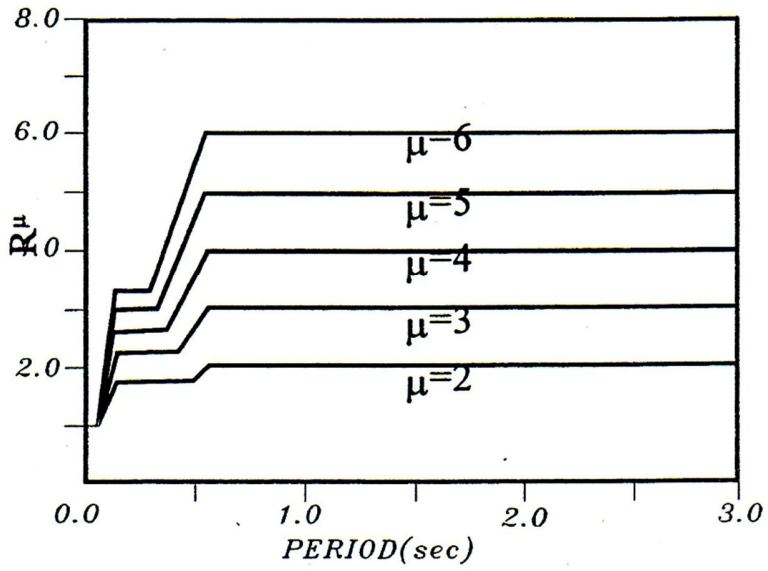
$$For\ \ T_1 \le T < T_1 \qquad R_\mu = \frac{T_\mu}{T_1} \tag{۱۱}$$

$$For\ \ T_1 \le T < 10s \qquad R_\mu = \mu \tag{۱۲}$$

در این روابط، محدوده های زمان تناوب به صورت زیر تعریف می شوند:

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \tag{۱۳}$$

$$T_1 = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{۱۴}$$



شکل (۳) *ضریب کاهش نیروی پیشنهاد شده توسط هال و نیومارک*

که در رابطه (۱۳)V سرعت انتشار موج زلزله و A پارامتری است که بر اساس زمان تناوب لایه های خاک منطقه محاسبه می گردد. پریود منطقه از رابطهٔ (۱۵) بدست می آید .

$$T_2 = 2\pi \frac{\varphi_{ed} D}{\varphi_{ev} V} \qquad (۱۵)$$

که در روابط بالا ϕ_{ed}، ϕ_{ev}و ϕ_{ea} ضرایب طیفهای تغییر مکان، سرعت و شتاب می باشند که بر اساس ساختار لایه های زمین برای مناطق مختلف متفاوت می باشند. همچنین D عمق موثر لایه خاک زیر سازه می باشد. شکل پیشنهاد شده توسط این دو محقق بر اساس شکل پذیری مورد نیاز در شکل ۳ ارائه شده است.
روش لای و بیگس: در این روش بر اساس محاسبهٔ مقدار متوسط طیف غیر خطی ۲۰ زلزله مصنوعی که طیف خطی آنها با طیف خطی طراحی نیومارک ـ هال مطابقت داشت، طیف غیر خطی طراحی پیشنهاد شده است. تحلیل برای ۵۰پریود طبیعی سیستم که فاصله مساوی بین ۰/۱ ثانیه تا ۱۰ ثانیه در مقیاس لگاریتمی داشته اند و برای درصدهای مختلف میرایی انجام شده است؛ در نهایت برای چهار مقدار تقاضای شکل پذیری متفاوت ضریب کاهش نیرو حاصل شده است. ضریب کاهش نیرو در این روش از رابطهٔ (۱۶) محاسبه می شود.

$$R\mu = \alpha + \beta(\log T) \qquad (۱۶)$$

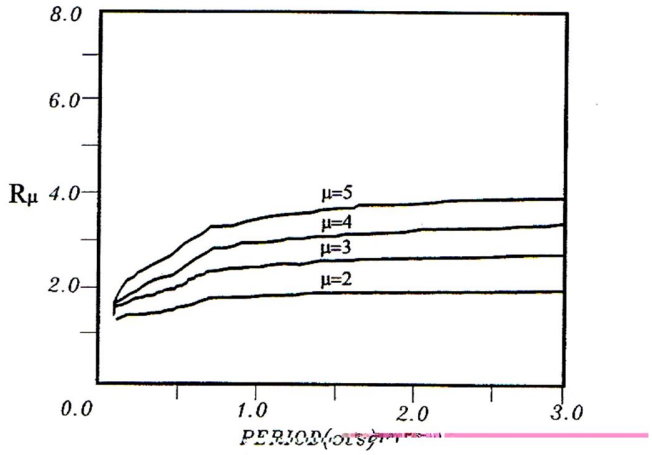
مقادیر α و β به شکل پذیری و محدوده پریود بستگی دارد و مقادیر آن در جدول ۲ـ۱ نشان داده شده است:

جدول ـ۱ *مقادیر α و β در رابطهٔ ارائه شده بوسیلهٔ لای و بیگس*

محدوده پریود ثانیه	ضرایب α,β	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$
$0.1<T<0.5$	α	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
	β	0.3291	0.7296	1.0585	1.4307
$0.5<T<0.7$	α	2.0332	2.7722	3.3700	3.8307
	β	1.5055	2.5320	3.4217	3.8323

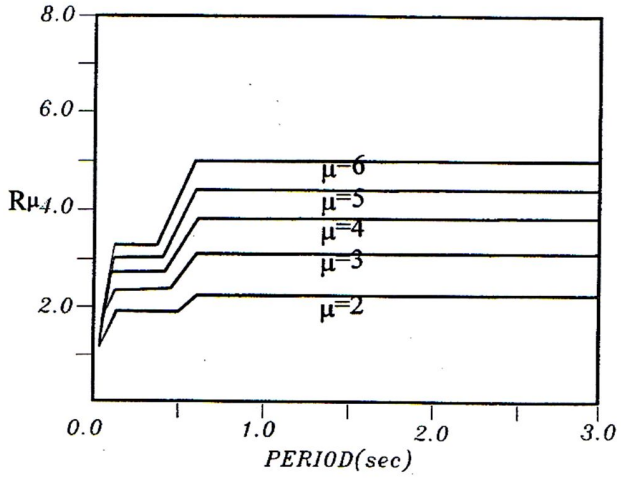
$0.7 < T < 4.0$	α	1.8409	2.4823	2.9853	3.4180
	β	0.2645	0.6605	0.9380	1.1493

مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش نیرو در برابر تقاضای شکل پذیری در شکل ۴ رسم شده است.



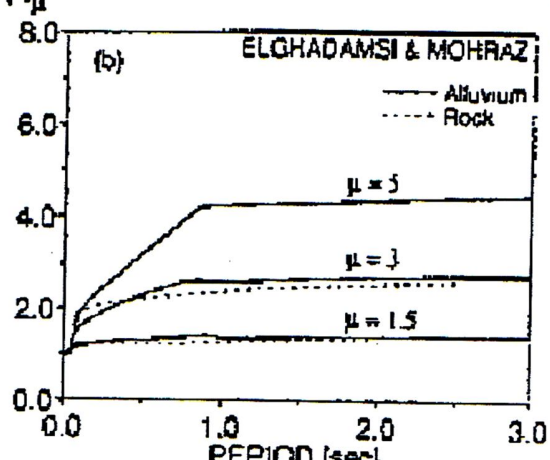
شکل (۴) *مقادیر پیشنهاد شده ضریب کاهش نیرو توسط لای و بیگس*

ـ روش ریدل و نیومارک: با توجه به مطالعات قبلی این محققین، در این روش بر اساس تحلیل آماری طیف های غیر خطی که برای سیستم الاستوپلاستیک با مقادیر میرایی ۲٪،۵٪،۱۰٪و برای سیستم دو خطی با سختی کاهش یافته و با میرایی ۵٪ و شکل پذیری هائی بین ۱ تا ۱۰ انجام شده، یک دسته ضرایب کاهش نیرو بدست آمده است. این مطالعه اولین مطالعه ای است که از ۱۰ نگاشت مختلف که در سنگ و آبرفت برداشت شده است، استفاده می کند. ضریب کاهش نیرو مشابه مطالعه قبلی نیومارک،
بصورت تابعی از متغییرهای مستقل میرایی، شکل پذیری و پریود ارائه شده است. در شکل ۵ شکل این ضریب برای شکل پذیری های متفاوت و بر مبنای میرایی ۵٪ رسم شده اند.



شکل (۵) *مقادیر پیشنهادی ریدل و نیومارک*

ـ روش القادامسی و محرز: اولین روابطی که اثر خاک را روی ضریب کاهش نیرو لحاظ نموده توسط این محققین انجام شده است. در این تحقیق طیف غیر خطی، برای سیستم های یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک و تحت اثر ۵۰ مولفه افقی شتاب ثبت شده در آبرفت و ۲۶ مولفه افقی شتاب زلزله ثبت شده در سنگ محاسبه شده است. نتیجه این تحقیق بیانگر آن است که ضریب کاهش نیرو به شرایط خاک محل وابستگی شدیدی ندارد. شکل تغییرات ضریب برای زمین با لایه های آبرفتی و سنگی در شکل ۶ رسم ش



شکل (۶) *ضریب کاهش نیرو در برابر تقاضای شکل پذیری پیشنهاد شده توسط محرز و القادامسی*

_روش ریدل، هیدالگو و کروز: طیف غیر خطی در این مطالعه، از نگاشت ۴ گروه زلزله و برای یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک هیسترزیس و با در نظر گرفتن ۵٪ میرایی بدست آمده است. به عبارت دیگر، در این روش ضریب کاهش بدست آمده تقریبی از ضریب کاهش متوسط می باشد. بر این اساس ضریب کاهش نیرو از رابطهٔ (۱۷) حاصل می شود.

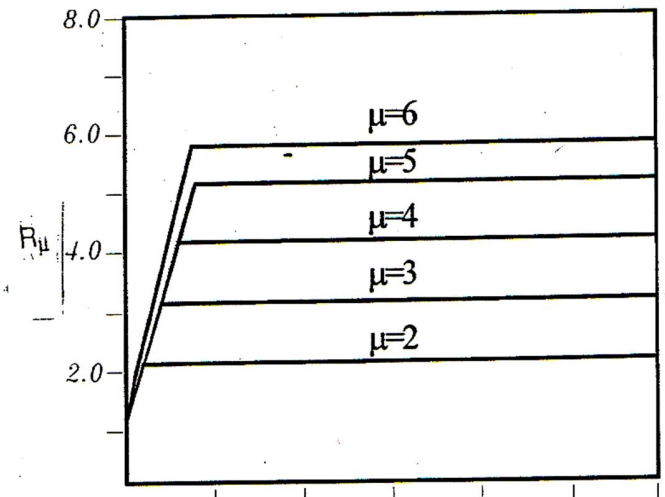
$$R\mu = \begin{cases} 1 + \dfrac{R^* - 1}{T^*} T & 0 \le T \le T^* \\ R^* & T \ge T^* \end{cases} \qquad \textbf{(۱۷)}$$

در این رابطه مقدار T^* با توجه به شکل پذیری بین ۲ تا ۸، بین ۰/۱ تا ۰/۴ متغییر می باشد. مقدار $R*$ برای شکل پذیری بین ۲ تا ۵ مساوی ضریب شکل پذیری است و برای شکل پذیری بین ۶ تا ۸ بین ۵/۶ تا ۶/۸ متغییر می باشد. این مقادیر در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول (۲) مقدار $R*$و T^* بر حسب شکل پذیری

	$M=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

همچنین در شکل ۷ مقادیر پیشنهادی این محققین در برابر تقاضای شکل پذیری رسم شده است.

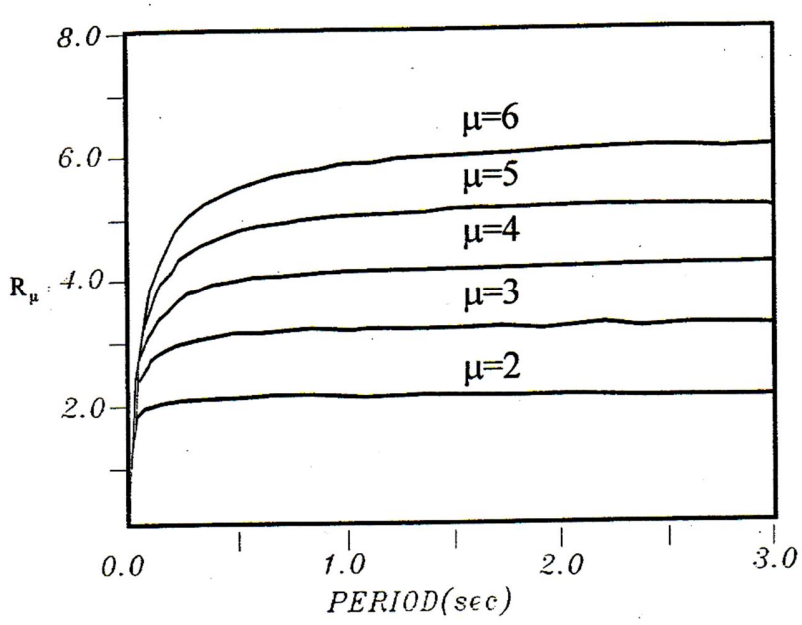


شکل (۷) *مقادیر پیشنهادی توسط ریدل، هیدالگو و کروز برای محاسبه ضریب کاهش نیرو*

ـ روش آرایز و هیدالگو: در این روش بر اساس ضریب کاهش نیروی متوسط بدست آمده توسط ریدل، هیدالگو و کروز، یک رابطه ریاضی برای محاسبه ضریب کاهش نیرو ارائه شده است، که در محدوده پریود مورد نظر قابل استفاده می باشد. در رابطهٔ (۱۸) رابطه پیشنهادی این دو محقق ارائه شده است.

$$R_\mu = 1 + \frac{T}{KT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \qquad (۱۸)$$

ضریب K یک مقدار ثابت است که برای رکوردهای مختلف زلزله به صورت مجزا ارائه شده است. T_0 نیز پریود ارتعاشی زمین می باشد که بر حسب نوع خاک منطقه محاسبه می شود. از رابطهٔ (۱۸) برای پیش نویس آئین نامه شیلی استفاده شده و در این آئین نامه مقدار K برابر واحد در نظر گرفته شده است. شکل تغییرات مقادیر این ضریب در شکل ۸



شکل (۸) *مقادیر پیشنهاد شده برای ضریب کاهش نیرو توسط آرایز و هیدالگو*

ـ روش نارسانا و کراوینکر: این روش بر اساس رفتار سیستم یک درجه آزادی تحت اثر ۱۵ نگاشت ثبت شده در زمینهای سنگی و آبرفتی غرب آمریکا پایه ریزی شده است. این دو محقق علاوه بر اثر خاک محل در ضریب کاهش نیرو، تأثیر عوامل مختلف دیگر شامل فاصلهٔ کنونی زلزله و پارامترهای سیستم مانند پریود، حد جاری شدن، نسبت سخت شوندگی و نوع رفتار غیر خطی مصالح بر این ضریب را در نظر گرفته اند. این دو نشان می دهد که تأثیر فاصله کنونی و کاهش سختی در ضریب کاهش بسیار ناچیز است.

بر اساس مطالعات این دو محقق، رابطه (۲۰) برای تخمین ضریب کاهش نیرو بدست آمده است.

$$R_{\mu} = \left[c(\mu - 1) + 1\right]^{\frac{1}{C}} \qquad (۲۰)$$

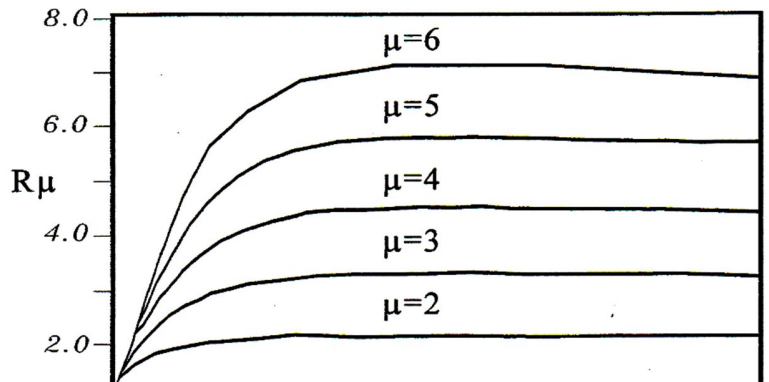
که در رابطهٔ فوق:

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \qquad (۲۱)$$

پارامترهای b,a بر حسب سخت شوندگی کرنشی آلفا در جدول ۲ـ۳ ارائه شده است. همچنین در شکل ۲ـ۹ مقدار این ضریب بر حسب نیاز شکل پذیری نشان داده شده است.

جدول (۳) *مقادیر پارامتر های a و b*

α–%	A	b
۰	۱	۰/۴۲
۲	۱	۰/۳۷
۱۰	۰/۸	۰/۲۹



شکل (۹) *مقادیر پیشنهادی ناسار و کراویکلر برای ضریب کاهش نیرو*

_روش میراندا: میراندا در تحقیقات خود، با استفاده از رکوردهای زمین لرزه های در ارتباط با یکدیگر، تأثیر پارامترهای مختلف رکوردهای زمین لرزه در تعیین ضریب کاهش نیرو را مورد ارزیابی قرار داد. برای مطالعه اثر شرایط خاک محل در ضریب کاهش نیرو، ۱۲۴ رکورد زمین لرزه که در نواحی دارای لایه های متفاوت ثبت شده بودند، مورد استفاده قرار گرفت. در این تحقیقات بر اساس شرایط خاک در محل ثبت زلزله، رکوردها به سه گروه تقسیم بندی شدند که عبارتند از: رکوردهای ثبت شده در سنگ، رکوردهای ثبت شده در آبرفت و رکوردهای ثبت شده در خاکهای بسیار نرم حاصل از رسوبات رودخانه ای. سپس ضریب کاهش نیرو، برای سیستم یک درجه آزادی با میرایی ۵٪ و با شکل پذیری ۲ تا ۶ محاسبه گردید. آنگاه مقدار متوسط ضریب کاهش نیرو برای هر گروه از خاکها حاصل شده است. علاوه بر در نظر گرفتن شرایط خاک محل، اثر پارامترهای دیگری مثل بزرگی زلزله و فاصله کانونی نیز در تعیین ضریب کاهش نیرو، مخصوصاً برای خاک خیلی نرم، در نظر گرفته شده است. این مطالعات بیانگر آن است که بزرگی و فاصله کانونی تأثیر چندانی در متوسط ضریب کاهش نیرو ندارند.

بر اساس متوسط ضریب کاهش نیرو، رابطهٔ تقریبی (۲۱) برای این ضریب پیشنهاد شده است.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1 \qquad \textbf{(۲۱)}$$

ϕ تابعی از μ، T و شرایط خاک می باشد و برای لایه های مختلف خاک، به صورت رابطه های (۲۲ـ۱) تا (۲۲ـ۳) بیان می شود.

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{\left[-\frac{3}{2}\left(InT - \frac{3}{5}\right)^2\right]}$$

(۲۲ـ۱) برای سنگ

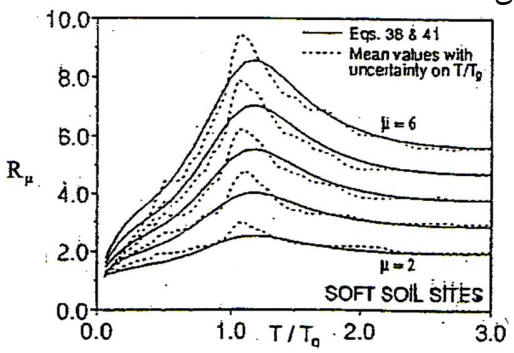
$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[-2\left(InT - \frac{1}{5}\right)^2\right]}$$

(۲۲ـ۲) برای آبرفت

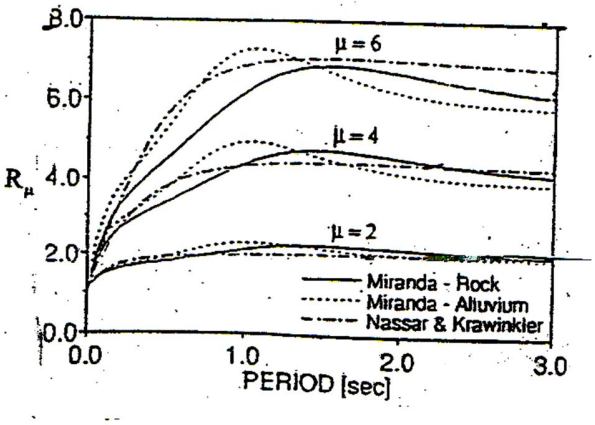
$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{\left[-3\left(In\frac{T}{T_G} - \frac{1}{4}\right)^2\right]}$$

(۲۲ـ۳) برای خاک نرم

Tg مقدار پریود زمین می باشد و برای هر نوع خاک قابل تعیین است. در شکل های ۱۰ و ۱۱، اثر تأثیر پریود سیستم و اثر خاک بر این ضریب نشان داده شده است.



شکل (۱۰) *تاثیر پریود خاک بر ضریب کاهش نیرو*



شکل (۱۱) *تاثیر پریود سازه بر ضریب کاهش نیرو*

بررسی پارامترهای مؤثر در ضریب کاهش نیرو

مطالعات فوق نشانگر آن است که ضریب کاهش نیرو نه تنها به مشخصات سیستم، بلکه به مشخصات حرکات زمین بستگی دارد. برای یک حرکت زمین، $R\mu$ تابعی از پریود نوسان سازه، میرایی سیستم، نوع رفتار هیسترزیس و مقدار شکل پذیری مورد نیاز می باشد.
همچنین این مطالعات بیان کننده این است که ضریب فوق در درجه اول به پریود سازه و مقدار تقاضای شکل پذیری بستگی دارد و میرایی و نوع رفتار هیسترزیس در سیستم تأثیر محدود و کوچکی بر ضریب فوق می گذراند. بنابراین ضریب کاهش نیرو را می توان به شکل رابطهٔ (۲۲) بیان نمود.

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i) \qquad (۲۳)$$

در سیستمی که در ناحیهٔ خطی قرار دارد $\mu_i = 1$، ضریب کاهش نیرو به صورت رابطهٔ (۲۴) بیان می شود.

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i = 1) = 1 \qquad (۲۴)$$

برای سیستم های بسیار سخت و صلب، زمانیکه شکل پذیری غیر خطی به سمت صفر میل می کند رابطه (۲۵) برقرار می باشد.

$$\mu_y \to 0 \quad , \quad T \to 0 \qquad (۲۵)$$

در این حالت، سیستم در اکثر مواقع در حالت الاستیک است و به دشواری وارد محدوده غیر خطی می شود. بنابراین برای هر تحریک زمین، مقاومت لازم در این نوع سیستم ها مانند مقاومت لازم برای سیستم های خطی است و در نتیجه ضریب کاهش نیرو رابطه (۲۶) را باید ارزضاء کند.

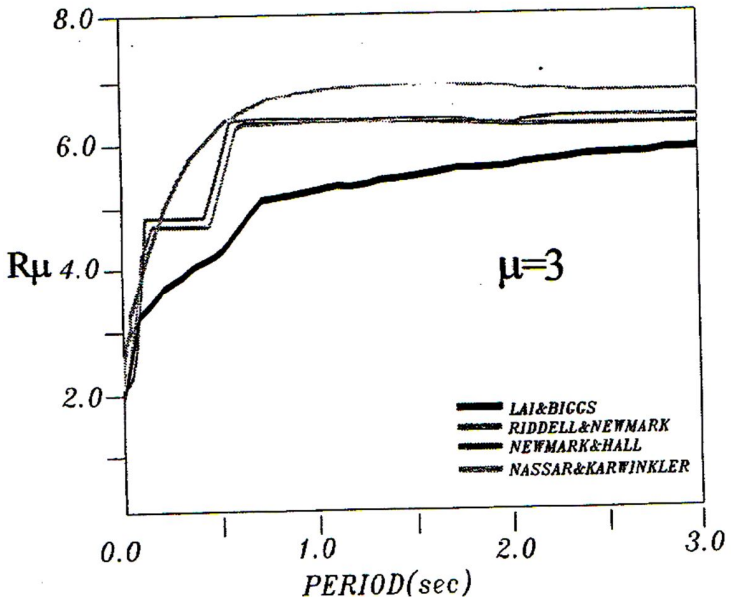
$$R_\mu = R_\mu(T \to 0, \mu i) \to 1 \qquad (۲۶)$$

به عبارت دیگر با نزدیک شدن پریود سیستم به عدد صفر که بیانگر سختی فوق العادهٔ سیستم می باشد، ضریب کاهش نیرو به عدد یک نزدیک می شود، که این مسأله در تمامی روابط ارائه شده برای R_μ، صدق می کند برای سیستم های خیلی نرم $(T \to \infty)$، بدون توجه به مقاومت سیستم، حداکثر تغییر مکان نسبی سیستم به حداکثر تغییر مکان زمین نزدیک است. بنابراین برای هر تحریک زمین، مقدار مقاومت غیر خطی لازم مساوی مقاومت خطی لازم تقسیم بر ضریب شکل پذیری می باشد و ضریب کاهش نیروی سازه برای اینگونه سیستم ها در رابطه (۲۷) صدق می نماید.

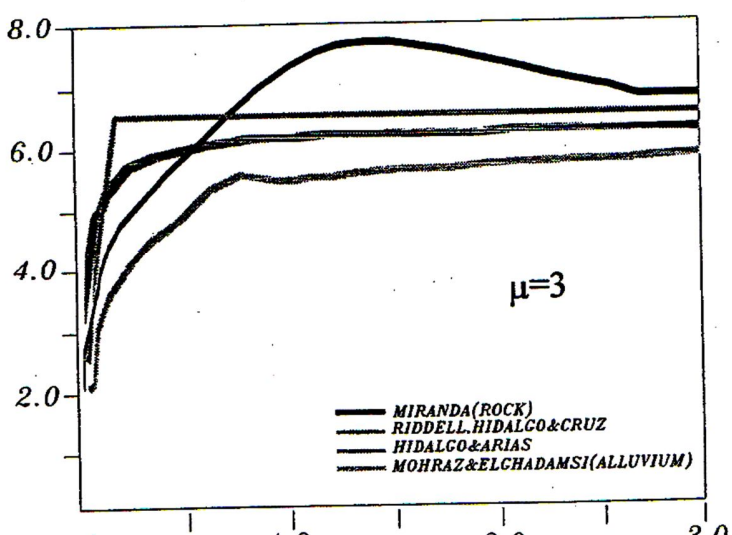
$$R_\mu = R_\mu(T \to \infty, \mu_i) \to \mu \qquad (۲۷)$$

با توجه به مطالب ذکر شده در مورد ضریب کاهش نیرو R_μ، مشاهده می شود که این ضریب تابعی از دو متغییر اصلی شکل پذیری مورد نیاز μ_i و پریود است و تقریباً مساوی شکل پذیری مورد نظر می باشد و در محدوده با پریود پائین، این ضریب به صورت خیلی زیاد به پریود وابسته است و برای سازه های خیلی صلب $(T \approx 0)$، که کاهش نیرو در اثر شکل پذیری غیر ممکن است، برابر ۱ می باشد.

حال اگر شکل های بدست آمده از روشهای گوناگون در یک شکل رسم شوند ملاحظه می شود که تقریباً تمامی روشها در عمل بسیار به هم نزدیک می باشند. در ادامه این فصل شکل های حاصل از روابط بدست آمده از محققین مختلف با یکدیگر مقایسه می شوند. شکل ۱۲روش پیشنهاد شده توسط ناسار کراوینکر را بر حسب نیاز شکل پذیری ۳، با روشهای نیومارک ـ هال، ریدل ـ نیومارک و لای ـ بیگس مقایسه می کند. همچنین در شکل ۱۲ مقادیر بدست آمده از روشهای میراندا، هیدالگو ـ آرایز، ریدل ـ هیدالگو ـ کروز و محرز ـ القادمسی در نیاز شکل پذیری ۳ با یکدیگر مقایسه می شوند.



شکل (۱۲) *مقایسه مقادیر پیشنهاد شده توسط ناسار و کراویکلر با سایر مقادیر پیشنهادی برای شکل پذیری ثابت*



شکل (۱۳) *مقایسه مقدیر پیشنهاد شده توسط میراندا، هیدالگو ـ آرایز، ریدل-هیدالگو- کروز و محرز ـ القادمسی*

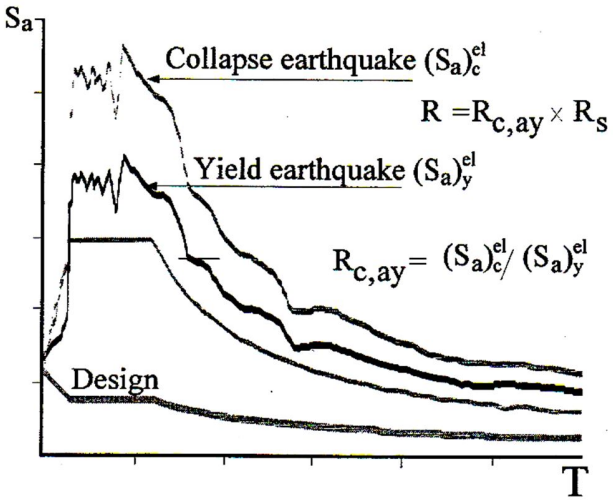
تحقیقات انجام شده توسط اری و برترو نشان می دهد که روابط پیشنهاد شده توسط ناسار و کراوینکر مطابقت بهتری با ضریب رفتار سازه دارد. همچنین محققین کشورمان با مطالعهٔ انواع روشهای محاسبهٔ ضریب کاهش نیرو به این نکته اشاره می کنند که روش ناسار و کراوینکر برای سازه های متعارف، مقدار ضریب کاهش نیروی دقیق تری را بدست می آورد.

معیار گسیختگی و مقاومت نهایی سازه

همانگونه که در مطالب پیشین ذکر گردید برای بدست آوردن پاسخ سیستم در آنالیز به روش نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی، ابتدا نیروهای ثقلی بر سازه وارد می گردد، آنگاه نیروهای طراحی جانبی به صورت گام به گام بر سازه اعمال می شوند و مقدار تغییر مکان نسبی طبقات سازه به همراه برش پایه نظیر آنها ثبت می گردند. این عمل تا آنجا ادامه می یابد که اولین عضو سازه جاری شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل می شود. افزایش نیرو بعد از این مرحله باعث باز توزیع نیروها در بقیه اعضاء شده و قاب قادر به تحمل نیروی بیشتری می شود؛ نیروی جانبی مجدداً افزایش داده می شود تا در بقیه اعضاء مفصل پلاستیک تشکیل شود و در صورتی تحلیل متوقف می شود که یا سازه تبدیل به مکانیزم شده باشد، یا تغییر مکان جانبی بالاترین تراز آن، به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت از حاصل تقسیم حداکثر نیروی جانبی تحمل شده توسط قاب به نیروی حد اولین مفصل پلاستیک در قاب ضریب اضافه مقاومت بدست می آید. نحوهٔ محاسبهٔ تغییر مکان هدف در فصل دوم ارائه شد. در این پایان نامه تغییر مکان هدف بر اساس روش محدود کردن حداکثر تغییر مکان سازه در حالت غیر خطی به میزان ۱٪ ارتفاع کل سازه محاسبه گردیده است. شایان ذکر است که در آیین نامهٔ ۲۸۰۰ ایران این مقدار برابر ۱/۲٪ ارتفاع سازه می باشد (حداکثر تغییر مکان مجاز سازه در حالت غیر خطی از حاصلضرب حداکثر تغییر مکان مجاز سازه در اثر بارهای طراحی در ضریب تشدید عامل $P-\Delta$ بدست می آید.)

مقایسهٔ آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی با آنالیز دینامیکی

با وجود گذشت مدت زیادی از پیدایش نحوهٔ محاسبهٔ ضریب رفتار بوسیلهٔ شکل حاصل از آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی، هنوز برخی ابهامات در مورد توانایی این روش جهت محاسبهٔ ضریب رفتار سازه وجود دارد. منتقدان این روش، در نظر نگرفتن پارامترهای حرکت زمین به هنگام وقوع زلزله در شکل حاصل از آنالیز نیروهای فزایندهٔ غیر خطی را یکی از دلایل کاستی روش فوق بیان می کند و بر این نکته تأکید دارند که محاسبهٔ ضریب رفتار باید از طریق آنالیز دینامیکی غیر خطی سازه صورت گیرد. در مقابل گروهی دیگر، آنالیز به روش نیروهای فزایندهٔ استاتیکی را سودمندترین روش برای محاسبهٔ ضریب رفتار سازه می دانند؛ از جملهٔ این محققین می توان از بلندرا، که در مقالهٔ خود در سال ۱۹۹۹ با مقایسهٔ روشهای متفاوت بدست آوردن ضریب رفتار، روش فوق را بهترین روش برای محاسبهٔ ضریب رفتار سازه معرفی کرده است، نام برد.
در سال ۲۰۰۲ الناشای[1] و موافی[2] با ارائه تحقیقی در مجله Earthquake Engineering نکات مشترک در نحوهٔ محاسبهٔ ضریب رفتار در دو روش آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی و آنالیز دینامیکی را مورد ارزیابی قرار دادند که در ادامه نگاهی گذرا به این بررسی می شود.



شکل (۱۴) *نحوه نمادین محاسبه ضریب رفتار سازه توسط آنالیز دینامیکی*

در تمامی آیین نامه های زلزله ضریب رفتار برابر با نیروی برشی الاستیک به نیروی برشی طراحی می باشد. در آیین نامهٔ EC-8[3] این ضریب از رابطهٔ (۲۹) حاصل می شود.

1- A.S.Elnashai
- A.M.Mwafy [4]

3- Eurocode 8

$$R_{code} = \frac{(S_a)^{el}}{(S_a)^{in}} \qquad (۲۹)$$

پارامترهای $(Sa)^{el}$ و $(Sa)^{in}$ به ترتیب بیان کنندهٔ حداکثر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب غالب سیستم در حالت الاستیک و حالت طراحی می باشند. حال اگر طیف شتاب وارد به سازه در حالت زلزله به صورت شکل ۱۴ مفروض باشد، ضریب رفتار کلی سازه از روابط (۲ـ۲۹) و (۲ـ۳۰) حاصل می شود.

$$R_{c,dy} = (Sa)^{el}_{c} / (S_a)^{in} \qquad (۲۹)$$

$$R_{c,ay} = (S_a)^{el}_{c} / (S_a)^{el}_{y} \qquad (۳۰)$$

که در روابط فوق اندیس ay بیانگر حالت تسلیم کامل سیستم و اندیس dy نمایانگر مقدار مقاومت نهایی در طراحی می باشد. اندیس c و y در روابط بالا به ترتیب نشانگر حالت انهدام و تسلیم سازه می باشند. با توجه به شکل ۲ـ۱۴ و روابطه های (۲۹) و (۳۰) می توان ضریب کاهش را به صورت رابطهٔ (۲ـ۳۱) تعریف نمود.

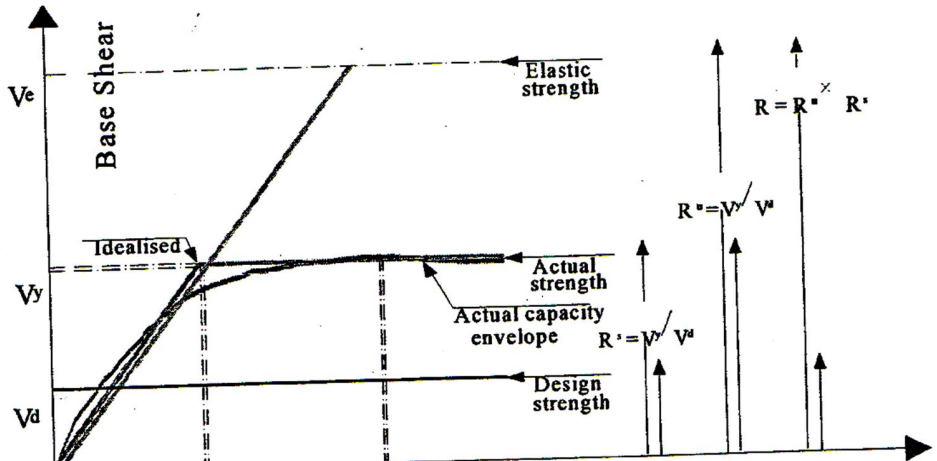
$$R_{c,ay} = a_{g(collapse)} / a_{g(actual\ yield)} \qquad (۳۱)$$

که در روابط بالا a_g شتاب وارد از طرف زمین به سازه و عبارتهای collape , actaual yield به ترتیب بیانگر مقاومت نهایی و انهدام سیستم می باشند و ضریب رفتار کلی سازه از رابطهٔ (۳۲) بدست می آید.

$$R = a_{g(collapse)} / a_{g(actual\ \ yield)} \times R_s \qquad (۳۲)$$

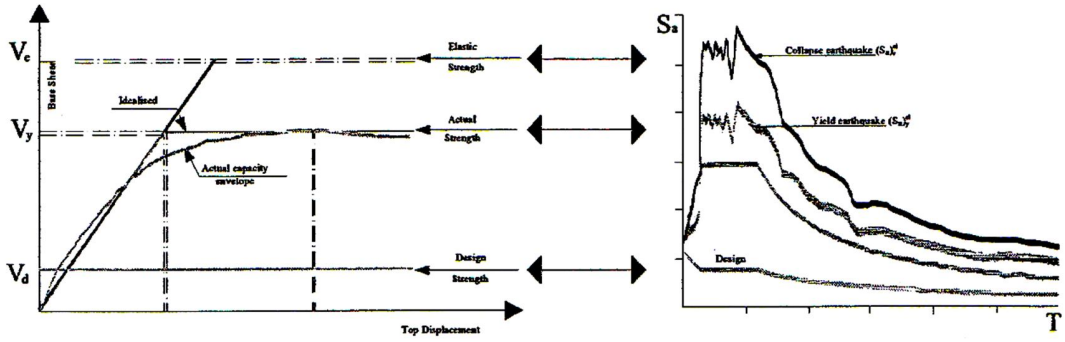
لازم به ذکر است که در رابطهٔ (۳۲) و شکل ۱۴، R_s بیانگر ضریب اضافه مقاومت یا Ω می باشد.

و در این حالت ضریب تنش مجاز برابر واحد در نظر گرفته شده است. اگر مراحل فوق را بر اساس آنالیز نیروهای فزایندهٔ غیر خطی انجام شود همانگونه که در روابط (۱) تا (۵) نشان داده شده است، ضریب رفتار برابر با ضرب دو پارامتر ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو بدست می آید. در شکل ۱۵ محاسبهٔ این ضریب به صورت نمادین نشان داده شده است.



شکل (۱۵) *نحوه محاسبه نمادین ضریب رفتار از روش انالیز نیروهای فزاینده استاتیکی*

حال شکل حاصل از آنالیز به روش نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی، با شکل حاصل از آنالیز دینامیکی سازه با یک رکورد زلزلهٔ مشخص مقایسه می شود. با توجه به شکل های ۱۴ و ۱۵ و قرار دادن آنها در کنار یکدیگر می توان به متناظر بودن پارامترهای مؤثر در ضریب رفتار سازه در دو روش فوق پی برد. همانگونه که در شکل ۱۶ ملاحظه می شود می توان یک تناسب نسبی میان ضریب رفتار حاصل شده از روش آنالیز دینامیکی و آنالیز نیروهای فزایندهٔ استاتیکی غیر خطی برقرار می باشد.



شکل (۱۶) *مقایسه نحوه محاسبه ضریب رفتار از دو روش انالیز دینامیکی و انالیز نیروهای فزاینده استاتیکی*

با توجه به گستردگی و پیچیدگی مطلب ادامهٔ این موضوع از حوصلهٔ این پایان نامه خارج است، در اینجا به بررسی این موضوع پایان داده می شود و خوانندگان محترم برای دستیابی به اطلاعات بیشتر می توانند به مراجع موجود مراجعه نمایند.

نحوهٔ بکارگیری ضریب رفتار در آیین نامه های مختلف دنیا

همانگونه که پیش از این ذکر شد، تمامی آیین نامه ها مقدار نیروی برشی وارد بر سازه را با اعمال ضریبی بر آن به نیروی طراحی سازه تبدیل می نمایند. با وجود اینکه ضریب فوق در تمامی آیین نامه ها معنی یکسانی دارد اما در آیین نامه های مختلف علامتهای اختصاری متفاوتی برای آن در نظر گرفته می شود. به طور مثال در آیین

نامهٔ Eurocode 8 این ضریب با حرف اختصاری q، در آیین نامه های ایالات متحده مانند NEHRP,UBC و FEMA ضریب فوق را با حرف R، در آیین نامهٔ NZS نیوزلند با حرف اختصاری SP، در آیین نامهٔ IAEE ژاپن با عبارت اختصاری $1/D_S$ و در آیین نامهٔ مکزیک با حرف، q نمایش داده می شود. شایان ذکر است که تاکنون هیچگونه رابطه مشخصی برای محاسبهٔ ضریب رفتار سازه، از طرف آیین نامه های لرزه ای پیشنهاد نشده است؛ آئین نامهٔ NEHRP به صورت صریح بیان می کند که مقادیر ارائه شده برای ضریب رفتار سیستمهای مختلف، مقادیری تجربی هستند و از مشاهدات عینی حاصل می شوند. به عبارت دیگر محققین در هر منطقه جغرافیایی با مطالعه بر روی خسارتهای وارده بر ساختمانها در اثر زلزله، برای سیستمهای مختلف سازه ای روابطی جهت ارزیابی ضریب رفتار پیشنهاد می نمایند.

همانند یکسان نبودن اسامی این ضریب در آیین نامه های مختلف، مقایر ذکر شده برای آن نیز در آیین نامه های متفاوت، یکسان نمی باشد. دلایل این امر را می توان به شرح زیر خلاصه نمود:

ـ مناطق مختلف در دنیای دارای شرایط خاکی متفاوت هستند و زلزله هایی با شدتهای مختلف بر آنها تأثیر می گذارد.

ـ کیفیت استانداردها، مانند استاندارد اتصالات، در آیین نامه ها با یکدیگر متفاوت است.

ـ مقدار طول عمر مفید سازه در مناطق مختلف متفاوت است.

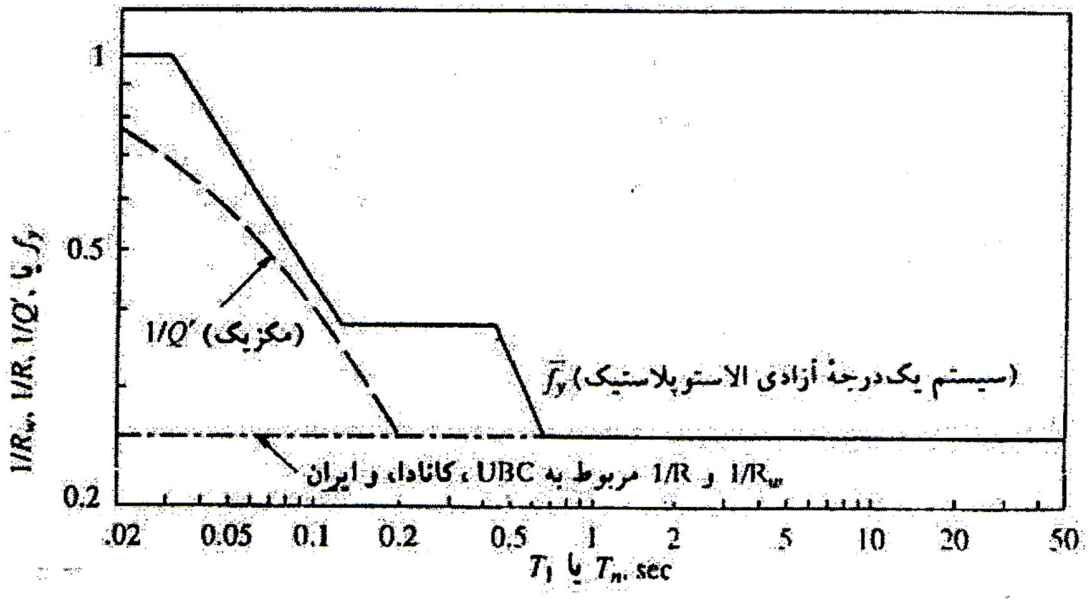
ـ با توجه به کیفیت ساخت در هر منطقه، مقادیر متفاوتی برای این ضریب از طرف هر یک از آیین نامه ها پیشنهاد می شود؛ بطور مثال مقادیر پیشنهاد شده در EC-8 در برابر آیین نامه های ایالات متحد آمریکا، دست بالا می باشد.

اما امروزه آنچه مورد توجه محققین قرار دارد این است که مقادیر ارائه شده برای ضریب رفتار علاوه بر نوع سیستم مقاوم در برابر حرکت جانبی باید پریود، ارتفاع سازه و درجهٔ نامعینی سازه را نیز به عنوان سه پارامتر در تعیین ضریب رفتار لحاظ نمود.

در میان کشورها تنها مکزیک در آیین نامهٔ لرزه ای خود نقش پریود را به عنوان یک پارامتر تأثیر گذار بر ضریب رفتار سازه مد نظر قرار داده است (این تحقیقات مربوط به سال ۱۹۹۷ می باشد).

در شکل ۲ـ۱۷ مقادیر ۱/R برای چهار آیین نامهٔ ایران، NBCC کانادا، UBC آمریکا و آیین نامهٔ MEDC مکزیک، ترسیم شده است. همانطور که ملاحظه می شود، در این میان تنها آیین نامهٔ مکزیک در منطقهٔ شتاب ثابت مقدار ضریب رفتار خود را بشدت کاهش می دهد.

در تحقیقاتی که اخیراً در مورد ضریب رفتار سازه انجام گرفته است مشخص گردیده که نسبت ارتفاع به طول سازه باید به عنوان یک پارامتر دخیل در محاسبه ضریب رفتار در نظر گرفته شود. حال آنکه تسنیمی و صاحبی بیان کرده اند که تعداد دهانه قاب بتن آرمه در ضریب رفتار آن اثر قابل ملاحظه ای ندارد . با توجه به درجه علمی نویسندگان مراجع ذکر شده و بررسی و صحت و سقم این دو مطلب در حیطه علمی نگارنده این پایان نامه نمی باشد . بنابراین در اینجا بدون هیچگونه قضاوتی تنها نظرات متفاوت در این مورد بیان شده است .



شکل

مکزیک

نکاتی در رابطه با ضریب رفتار

۱-عوامل دخیل در ضریب رفتار سازه ها به قدری زیاد می باشد که مقدار ضریب رفتار برای دو سازه هر چند مشابه به ندرت یکسان می شود. از جمله عوامل موثر در مقدار ضریب رفتار سازه ها، زمان تناوب اصلی سازه می باشد. بطور کلی با افزایش زمان تناوب سازه، شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار قابها کاهش می یابد.

۲-بطور کلی برای ساختمانهای بلند که دارای زمان تناوب زیاد می باشند مقدار ضریب رفتار کم می شود و اگر در هنگام طراحی ضریب رفتار یکسان با سازه های کوتاه برای آنها در نظر گرفته شود باعث کاهش اطمینان طراحی می شود. در واقع در آیین نامه های کنونی، در طراحی سازه های بلند که اهمیت بسیاری چه از نظر اقتصادی و چه از نظر حفظ جان افراد دارند نه تنها افزایش اطمینان مناسبی اعمال نشده بلکه کاهش اطمینان در آن موجود می باشد.

۳-نتیجه بررسی های انجام شده توسط محققین نشان داده است که بطور کلی افزایش درجه نامعینی و سختی در سازه ها، که می تواند حاصل از افزایش تعداد مهاربندی یا افزایش تعداد دهانه های قاب خمشی باشد، باعث افزایش ضریب رفتار و عامل $P-\Delta$ و هر عامل دیگری که باعث تشدید آن بشود مثل افزایش نسبت ارتفاع به عرض سازه، باعث کاهش ضریب رفتار می شود.

۴--طراحی عناصر غیر مستهلک کننده (شکل ناپذیر) مانند ستونها و پی ها باید با توجه به مقاومت حد تسلیم عناصر مستهلک کننده صورت پذیرد. این معیار در مورد طرح اتصالات نیز صادق می باشد.

۵-ضریب رفتار در آیین نامه UBC مقادیری است تجربی و بر اساس بررسی رفتار سازه ها در زلزله های مختلف حاصل شده است، بنابراین با توجه به نحوه و اجرای ساختمان ها، مصالح و کیفیت اجرا در ایران لازم

است مقادیر مذکور با توجه به مطالعه رفتار سازه تعیین شود. همچنین توصیه می شود که برای ساختمانهایی نظیر اسکلت فلزی با سیستم خورجینی که قاعدتاً رفتاری متفاوت دارند و درصد زیادی از ساختمان های مسکونی را تشکیل می دهند، ضریب رفتار مشخصی تعیین گردد.

با توجه به آنکه ضریب رفتار ، ترکیب دو عامل اصلی اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه می باشد در روش موجود در آیین نامه کنونی طراحی، این نکته از نظر طراح پنهان مانده است. عدم وجود اعمال مقادیر حداقل در طراحی برای هر کدام از عوامل موثرمی تواند طرحی غیر ایمن و کاملاً آسیب پذیر و یا در بعضی موارد غیر اقتصادی ارائه دهد. اگر هر کدام از عوامل موثر به طور کاملاً واضح در نحوه تعیین نیروی طراحی و شیوه طراحی دخیل گردند، طراح می تواند با اعمال قضاوت مهندسی و محاسبه برخی از عوامل مقادیر مناسبی برای هر سازه در نظر بگیرد بطوریکه در نهایت طرح با مشخصات سازه هماهنگی داشته باشد.

بدین منظور توصیه می شود برای تعیین ضریب رفتار در تدوین آیین نامه های جدید ایران، همانطور که اکنون در آیین نامه های مختلف جهان مرسوم است، توجه بیشتری به خصوصیات سازه و حتی موقعیت اعضاء در سازه بشود. در نهایت با توجه به نتایج بدست آمده توصیه می شود تا زمانیکه روش مناسب استفاده از ضریب رفتار در آیین نامه ها اعمال نشده است در استفاده از ضریب رفتار، مخصوصاً برای سازه های بلند، دقت بسیار زیادی شود و حتی المقدور ملاحظات رفتاری و حداقل های مورد نیاز برای شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه ها با توجه به قضاوت مهندسی طراح، در سازه ها اعمال گردد. انجام تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی می تواند اطمینان بخش ترین اقدام طراحی برای این نوع سازه ها باشد.

مراجع

۱-ایمان الیاسیان "راهکارهای مقاوم سازی سازه های بتن آرمه" – نشریه علمی و تخصصی راه ساختمان , معماری , تأسیسات و شهرسازی سال هشتم, شماره ۳۸ تیرماه ۱۳۸۶- نشریه ساروج دانشگا ه بوعلی سینا همدان اردیبهشت ۱۳۸۷ وسایت مرکز عمران ایران

http://www.irancivilcenter.com/fa/articles/view/?article_id=79

۲-ایمان الیاسیان "روشهای مقاوم سازی سازه های بتن آرمه و آشنایی با روش تقویت با ورقه FRP "

فصلنامه علمی- کاربردی مهندس اسوه سال اول /شماره سوم/ بهار۱۳۸۵ و پنجره نشریه علمی-تخصصی سازمان نظام مهندسی استان قم,سال دوم ,شماره چهارم بهار ۱۳۸۵ صفحه ۲۴-۲۷ و مجموعه مقالات چهارمین همایش سراسری باشگاه پژوهشگران جوان دانشگاه آزاد اسلامی کاشان در ۲ و ۳ شهریور ۸۴ و سایت مرکز عمران ایران

http://www.irancivilcenter.com/articles/view_fa/?article_id=50

۳- مجموعه مقالات اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه ای, تهران, دانشگاه امیرکبیر, اردیبهشت ۱۳۸۵

۴-مجموعه مقالات پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله – پژوهشگاه زلزله، اردیبهشت ۱۳۸۶

۵-عباسعلی تسنیمی, "بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای سازه های بتن آرمه "دانشگاه تربیت مدرس , پیش نویس - دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود

۶-حسین ابراهیمیان .محمدرضا تابش پور "مهندسی زلزله کاربردی در طراحی و بهسازی"انتشارات فدک ایستایس بهار ۱۳۸۸

۷-محمدرضا تابش پور "بهسازی لرزه ای قابهای سازه ای دارای دیوار پرکننده آجری" انتشارات فدک ایستایس بهار ۱۳۸۸

۸-محمدرضا تابش پور "دیوارپرکننده آجری درقابهای سازه ای" انتشارات فدک ایستایس بهار ۱۳۸۸

۹-محمدرضا تابش پور "الزامات دیوار پرکننده آجری در آیین نامه آجری ۲۸۰۰" انتشارات فدک ایستایس بهار ۱۳۸۸

10-Durgesh C.Rai“Seismic Evaluation and strengthening of Existing Buildings”Department of Civil Engineering Indian institute of Technology Kanpur, Comments & Drafts

11-Design Guidelines for RC Structures retrofitted with FRP and metal plates: beams & slabs Drafts 3 Submitted to standards Australia 2/2/06

۱۱-دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود نشریه شماره ۳۶۰ , معاونت امور فتی, دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله ۱۳۸۵

۱۲-راهنمای انجام مطالعات خدمات جنبی در پروژه های بهسازی لرزه ای نشریه شماره ۳۹۰ معاونت امور فتی, دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله ۱۳۸۶

13-L.DI Sarno and A.S Elnashi “report in Seismic Retrofitting steel and Composite Building Structure Mid-America Earthquake Center civil and Enviromental Department University of Illinois at Urbana-Champaign Sept 2002

14-Quick Inspectipon manual For Damged Reinforced Concrete Buildings Due to earthquakes based on disaster of 1999Kocaeli Earthquake in turkey- National Institute of land and infrastructure management march 2002

15-“Design Guid lines for the strengthening of unreinforced masonry structures using fiber reinforced polymer (FRP) Systems”Final Draft Report prepared for BONDO TECHFAB 3/3/2005

16- Experimental Static and Dynamic Response of Real RC/Frame upgraded with SMA RE-Centering and Dissipating braces 13th world Conference on Earthquake Engineering Vankouver B.C Canada August 1-6 2004 paper no 2878

17-The Cam system for retrofit of masonry structures 7th International seminar on seismic isolation passive energy dissipation and active control of vibration structures assist Italy Octobor 2-5 2001

18-FEMA 273& 274&302&303, 451 Related to Seismic Design of masonry Structures

19-Seventh International congress on advances in civil engineering,octobor 11-13 2006 Yildiz Technical University , Istanbul, turkey “Understanding and assessment of debonding failures in FRP –Concrete Systems “ Massachusetts Institute of Technology, department of civil and eviromental engineering cambrige, U.S.A

20-Dynamic of structures, Anil K.Chopra

21-FEMA 306 Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and masonry wall buildings & Applied technology Council -43

22-FEMA 308, Repair of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings

23-NCHRP Report 514-Bonded Repqir and retrofit of concrete structures Using FRP Composites

۲۴- علیرضا رهایی, سعید نعمتی " ارزیابی عملکرد و روشهای مقاوم سازی سازه های بتنی" انتشارات فدک ایستایس تابستان ۸۳

۲۵- نشریه شماره ۳۷۶ دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای بنایی غیر مسلح موجود معاونت امور فتی, دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله ۱۳۸۶

۲۶-حسن مقدم " مهندسی زلزله"

۲۷-امیر محمود زاده ,اصغر اخلاقی " مطالعات خدمات جنبی پروژه های بهسازی لرزه ای" مهندسین مشاور شاخص سازان

۲۸-نصرت ا . . . صلح جویی، امیر محمودزاده" آشنایی با مفاهیم بهسازی لرزه ای " مهندسین مشاور شاخص سازان

29-Jong Wha Bai “Seismic Retrofit for Reinforced Concrete Building Structures" Consequence-Based Engineering (CEB)-Institute Final Report –Texas University-August 200

۳۰-دیوید کی ؛ "طراحی کاربردی ساختمانهای مقاوم در برابر زمین لرزه" ترجمه دکترفریبرزناطقی الهی,مهرتاش معتمدی مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

۳۱- مینورواکابایشی "ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله" ترجمه دکتر محمد مهدی سعادتپور, انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان

32- علیرضا رهایی , آرش زمردیان "ترمیم و تقویت سازه های بتن مسلح با الیاف پلیمری مرکبFRP"

۳۳-ایمان الیاسیان" آزمونهای مخرب و غیر مخرب در بتن وجوش وکاربرد آنها برای درک وارزیابی گسیختگی عدم چسبندگی درسازه های تقویت شده با ورقه های FRP" سایت www. iransaze.com و همایش دانشگاه آزاد اسلامی خمین,اردیبهشت ۱۳۸۸

۳۴- امیر محمودزاده,بهرام نادی" آزمایشات غیر مخرب بتن" مهندسین مشاور شاخص سازان site www.pile. Ir 35 ومهندس صادق رسابخش

۳۶- بهروز محبی مقدم, آشنایی با روشهای بهسلزی لرزه ای ساختمانهای موجود

37-Vistap M.Karbhari august 1998" USE of Composite materials in civil Infrastructure in Japan "WTEC (International Technology Research Institute)

۳۷- مجموعه مقالات همایش ملی زلزله و مقاوم سازی ساختمان دانشگاه آزاد اسلامی واحد بهبهان

۳۸- بزرگ نیا و برترو مهندسی زلزله

۳۹- فرزاد نعیم مهندسی زلزله

۴۰- مجموعه مقالات اولین کنفرانس بین المللی مقاوم سازی لرزه ای آبان ۱۳۸۷ تبریز

41-12th WCEE 2000 world Conference on Earthquake Engineering Articles new

42-14th WCEE 2008 world Conference on Earthquake Engineering Articles China

۴۳-یازدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور دانشگاه هرمزگان ۱-۴ دیماه ۱۳۸۳

۴۴- اولین کنگره ملی مهندسی عمران ۲۲-۲۴ اردیبهشت ۱۳۸۳ دانشگاه صنعتی شریف

۴۵-اولین همایش بین المللی زلزله و سبک سازی ساختمان دانشگاه قم ۶ و۷ مهرماه ۱۳۸۴ دانشگاه قم

۴۶- کنفرانس بین المللی زلزله (یادواره فاجعه زلزله بم) ۸-۱۰ دیماه ۱۳۸۳ دانشگاه کرمان

۴۷- مهدی تنکابنی ,اصول مقاوم سازی ساختمانها،انتشارات آزاده،آذرماه ۸۴

48-Earnst L.klamer, Dick A.Hordijk T,Michlael C.J.Hermes "The Infuence of temperature on RC beams strengthened with externally bonded CFRP

reinforcement “Faculty of Architechture ;building and planning ,Eindhoven University of Technology, Netherlands

۴۸- هشتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران ۲۱-۲۳اردیبهشت ۱۳۸۸ دانشگاه شیراز، شیراز،ایران

۴۹-مجوعه مقالات و بخشی از کلاسهای آموزشی مقاوم سازی دانشگاه امیرکبیر , پژوهشگاه زلزله

۵۰- حسین حسنی روشهای نوین مدیریت ترانشه ها در راه و راه آهن, انتشارات دانشگاه امیرکبیر

۵۱- مهدی زهرایی ، آشنایی با جداسازهای لرزه ای و تأثیر آن بر عملکرد پلها،پژوهشکده حمل و نقل -۱۳۸۵

۵۲-حمیدرضا وثوقی فر عدل پرور، زلزله و سبک سازی درصنعت ساختمان,انتشارات دانشگاه قم ۱۳۸۶

۵۳-راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساهتمانهای بتنی موجود با استفاده ازمصالح تقویتی FRP ، نشریه ۳۴۵ ،معاونت امور فتی, دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله،۱۳۸۵

۵۴- بهرام نادی،امیر محمود زاده ، آزمایشات صحرایی مکانیک خاک,مهندسین مشاور شاخص سازان

۵۵-دستور العمل ارزیابی لرزه ای سریع ساختمانهای موجود براساس نشریه ۳۶۴ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی

56-HAZUS 99 Technical manual by FEMA

۵۷-گزارش خسارتهای وارده به ساختمانهای بتنی ، فولادی و مصالح بنایی در زلزله بم ، پژوهشکده زلزله

۵۸-فهرست خدمات مطالعات بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود,نشریه شماره ۲۵۱ معاونت امور فتی, دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله۱۳۸۶

۵۹-فهرست خدمات مطالعات بهسازی لرزه ای سامانه های آبرسانی شهری موجود نشریه شماره ۳۶۵ معاونت امور فتی, دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله۱۳۸۶

۶۰- راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود,ساختمانهای فولادی-بتنی-بنایی نشریه شماره ۳۶۳-۱ و۲ و۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی،دفتر نظام اجرایی http://tec.mporg.ir

۶۱- راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمانهای بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP ،نشریه شماره ۳۴۵ معاونت امورفنی ، دفتر تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله،۱۳۸۵

62-FEMA -351 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building

63-FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static seismic Analysis procedures June2005

64-FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings November 2000

65-ATC40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete buildings –applied technology council November 1996

66-FEMA-233/July 1992 Earthquake Resistant Construction of Gas and Liquid of Fuel pipeline systems serving , or Regulated by, the Federal Government

67-FEMA 547/2006 Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

۶۸- ایمان الیاسیان ، روشهای ارائه شده FRP پیام مهندس سال هفتم , شماره ۳۴ آبان ۸۵ صفحه ۲۸-۳۰ برای بررسی تقویت برشی تیر بتن آرمه باورقه و سایت نظام با سایت مرکز عمران ایران

http://www.irancivilcenter.com/articles/view_fa/?article_id=51

۶۹- ایمان الیاسیان, Delamination در تقویت خمشی تیر بتن آرمه با ورفه FRP چیست ؟ و سایت نظام مهندسی با سایت مرکز عمران ایران

http://www.irancivilcenter.com/articles/view_fa/?article_id=54

۷۰-ایمان الیاسیان ،تکنیکهای تسلیح سازه بتن آرمه با FRP

http://www.irancivilcenter.com/articles/view_fa/?article_id=61

۷۱- ایمان الیاسیان،آشنایی با روشهای تقویت خمشی و برشی تیر بتن آرمه با ورقه FRP و مکانیزمهای گسیختگی محتمل پیام مهندس ,سال هفتم , شماره ۳۳ - شهریورماه۸۵ صفحه ۴۳-۴۸ –نما –ماهنامه فنی-تخصصی سازمان نظام مهندسی ساختمان استان اصفهان ,سال ۱۵ شماره ۱۴۲-۱۴۳ دی وبهمن ۸۵ صفحه ۱۱۴-۱۲۱

http://www.Hamkelassy.com

۷۲-ایمان الیاسیان،کاربرد پوششهای صنعتی در نفوذ ناپذیری بتن واقع در محیط خورنده

http://www.Hamkelassy.com

۷۳-ایمان الیاسیان،کاربرد ترکیب ژئوممبران و ژئو تکستیایل در ایزولاسیون مخازن بتنی, مجله راه وساختمان http://www.Hamkelassy.com
۷۴- فرزاد حجازی، بهسازی لرزه ای سازه ها با استفاده از سیستمهای هوشمند,انتشارات جهاد دانشگاهی واحد امیرکبیر ۱۳۸۴
۷۵- علیرضا رهایی،افشین فیروزی،بررسی عملکرد آسیب پذیری پلها،انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر ۱۳۸۴
۷۶- مصطفی شریف زاده،محمدحسین خسروی،سعیدنودهی،تقویت توده سنگها بادوغابهای پایه سیمانی در روش عدد شدت تزریق GIN انتشارات جهاد دانشگاهی امیرکبیر
۷۷- محسن تهرانی زاده، محمد صافی،ارتعاشات تصادفی و کاربرد آن در مهندسی زلزله،انتشارات دانشگاه امیرکبیر ۱۳۸۵
۷۸- محمد رضا تابش پور دوره ۴ جلدی تفسیر مفهومی کاربردی آیین نامه های طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ انتشارات فدک ایستایس۱۳۸۶
۷۹-محمدرضا تابش پور، مودهای شکست و قواعد اساسی ساخت سازه های مقاوم در برابر زلزله انتشارات فدک ایستایس ۱۳۸۸
۸۰-مهدی زهرایی،آشنایی با جداسازهای لرزه ای وتأثیر آنها بر عملکرد پلها,وزارت راه و ترابری,معاونت آموزش,تحقیقات و فناوری,پژوهشکده حمل و نقل -۱۳۸۵
۸۱-سعیده سعیدی، ارزیابی آسیب پذیری و مقاوم سازی شریانهای حیاتی و مجاری مدفون آب و فاضلاب در برابر زلزله
۸۲-محمدرضا خبازتمیمی, بررسی آسیب پذیری سامانه های خطوط لوله مدفون,پایان نامه کارشناسی ارشد ۱۳۸۵ و مجموعه کلاسهای مقاوم سازی راهبران پتروشیمی تهران
۸۳- مسعود میر محمد صادقی، مهندسی آب و فاضلاب و محیط زیست و دیدگاه مهندسی ژئوتکنیک
۸۴- مجموعه مقالات هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس اردیبهشت۱۳۸۵
۸۵- مجموعه مقالات سومین کنفرانس بین المللی پل، دانشگاه امیرکبیر، خردادماه ۱۳۸۷

۸۴- مجموعه مقالات هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس اردیبهشت۱۳۸۵
۸۵- مجموعه مقالات سومین کنفرانس بین المللی پل، دانشگاه امیرکبیر، خردادماه ۱۳۸۷

۸۶- مصور تعمیر و نگهداری، وزارت راه و ترابری،پژوهشکده حمل و نقل، رمستان ۱۳۸۶
87-Tsai C.S., 1997 “Finite element formulation for friction pendulumseismic isolation, Johan Wiley &Sons new york
۸۸-ایمان الیاسیان،تکنیک سبک سازی سازه ها با استفاده از قابهای فلزی سبک وزن با ورقهای فولادی فرم داده شده در حالت سردIransaze.com
۸۹-آناند آریا,پایدارسازی ساختمانهای آموزشی دربرابر زمین لرزه،ترجمه ابولحسن رده،پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله،۱۳۷۲

۹۰-فریبرز ناطقی الهی،میراگرهای انرژی درمقاوم سازی لرزه ای ساختمانها، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله،۱۳۷۸
۹۱-فرزاد نعیم،جیمزم.کلی،طراحی ساختمانها با جئاسزهای لرزه ای از تئوری تاعمل، ترجمه محسن غفوری آشتیانی،فرهاد همایون شاد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله،
۹۲-مقالات همای‌ش تخصصی مصالح،تجهیزات ساختمانی،معماری داخلی با رویکرد مقاوم سازی آبان ۱۳۸۸
۹۳- شاپور طاحونی" پی‌ش نوی‌س روشهای بهسازی لرزه ای سازه های موجود و جزیی‌ات اجرایی" سای‌ت Iransaze

- با تشکر از همه عزیزانی که در اعتلای دانش بومی و خدمت به میهن تلاش می کنند و نام آن بزرگواران از قلم افتاده است.

روش تحلیل غیر خطی استاتیکی پوش‌آور (بارافزون) در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها

ایمان الیاسیان،کارشناس ارشد سازه i.elyasian@gmail.com

چکیده:
تحلیل پوش‌آور روش پایه در محاسبه منحنی ظرفیت سازه بوده و اساس روش طراحی برمبنای عملکرد می-باشد. بنابراین هرچه این تحلیل به واقعیت نزدیکتر باشد طراحی عملکردی دقیقتر خواهد بود. در این مقاله روشهای جدید تحلیل پوش‌آور معرفی و بررسی می‌شوند. رویه ای که برای تخمین عملکرد روشهای پوش آور پیشنهاد شده، بر اساس اختلاف بین پاسخهای تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و پوش آور می باشد.
کلمات کلیدی: تحلیل پوش‌آور،تطبیقی، تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱-مقدمه:

همه روشهای مطرح شده برای انجام طراحی بر اساس عملکرد از تحلیل پوش‌آور برای یافتن منحنی ظرفیت استفاده می کنند. به این صورت که سازه تحت آهنگ ثابت افزایش یک الگوی مناسب بارگذاری جانبی قرار می گیرد و این افزایش تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف ادامه پیدا می کند. هدف از آنالیزهای پوش آور ارزیابی عملکرد سازه با تخمین ظرفیتهای مقاومت و تغییر شکل با استفاده از روش استاتیکی و آنالیزهای غیرخطی و سپس مقایسه این ظرفیتها با تقاضاها در ترازهای عملکردی برابر می باشد. عمدتاً روش پوش آور مرسوم را با باگذاری یکنواخت یا مثلثی ثابت انجام می دهند. این روش دارای محدودیتهایی از جمله عدم توانایی در نظر گرفتن مدهای بالاتر یا افتهای شدید سختی است. با توجه به محدودیتهای روش پوش آور تلاشهای زیادی از جمله آنها می‌توان به تحلیل پوش آور تطبیقی**و** در نظر گرفتن اثر مدهای بالاترمی باشد.

مراحل تحلیل پوش آور

۱. به دست آوردن نقطه کنترل
۲. به دست آوردن جابجایی هدم
۳. بارگذاری ثقلی سازه
۴. بارگذاری جانبی سازه(الگوی بار جانبی)
۵. رفتار غیرخطی مصالح(مفاصل پلاستیک)
۶. آنالیز و تاسیر نتایج

انواع روشهای پوش آور

Improved Modal Push Over Analysis
Adaptive Modal Push Over Analysis
Energy Based Modal Push Over Analysis

مراحل تحلیل پوش آور

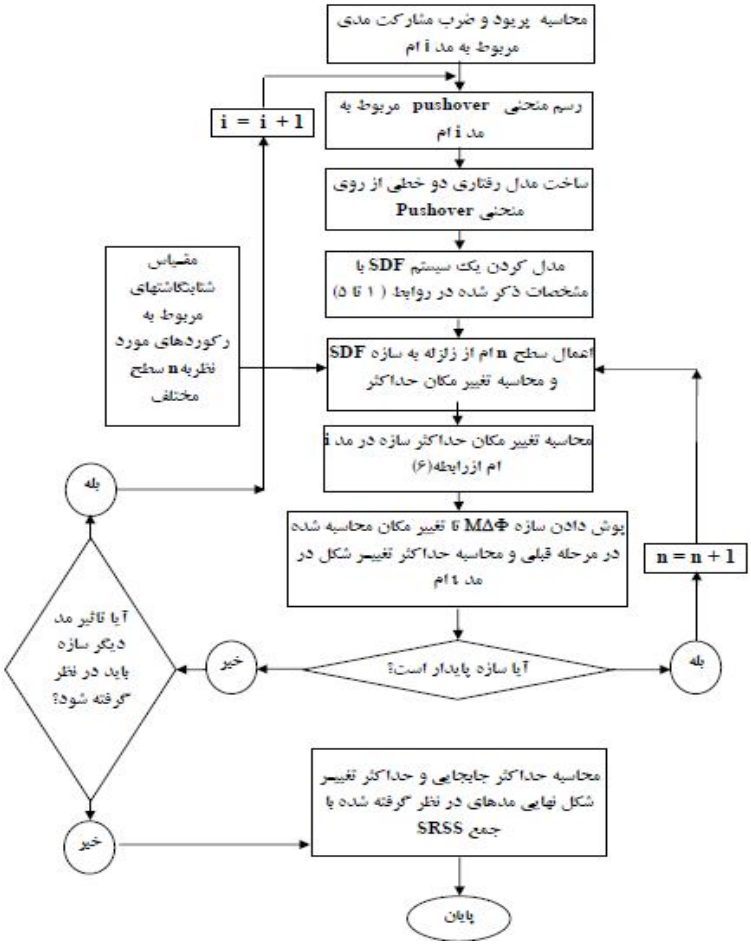
- ساخت مدل و انجام تحلیل خطی و طراحی سازه
- تعریف بارگذاری ثقلی
- تعریف الگوی بارگذاری جانبی
- تعریف مفاصل پلاستیک
- اختصاص مفاصل پلاستیک
- وارد کردن پارامترهای تعیین نقطه عملکردی
- انجام تحلیل پوش آور
- بررسی نقطه عملکردی، مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش

کاربرد منحنی پوش آور

- ساخت منحنی ظرفیت
- ساخت منحنی تقاضا
- تخمین دمپینگ معادل سازه
- تعیین نقطه عملکردی
- بررسی معیارهای پذیرش

کنترل های پس از تحلیل پوش آور:

۱- توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک
۲- رعایت ضوابط لرزه ای در ترتیب تشکیل مفاصل(اول لینک بعد مهاربند بعد تیر بعد ستون)
۳- عدم وجود افت ناگهانی در منحنی پوش آور
۴- تغییرشکل مفاصل در سطح عملکردی مورد نظر
۵-کنترل دریفت



تحلیلهای استاتیکی غیرخطی(NSPs)

در این روش مدل چند درجه آزادی به مدل یک درجه آزادی معادل تبدیل شده و بیشینه جابه جایی کلی سازه تخمین زده شده و از روی آن برش طبقات و تلاش المانها با استفاده از منحنی پوش آور یا منحنی ظرفیت که از آن برای تهیه مدل معادل استفاده شده است، تعیین می شوند. روشهای غیر خطی ۱-روش خطی سازی معادل ۲- روش ضرایب و طیف ظرفیت

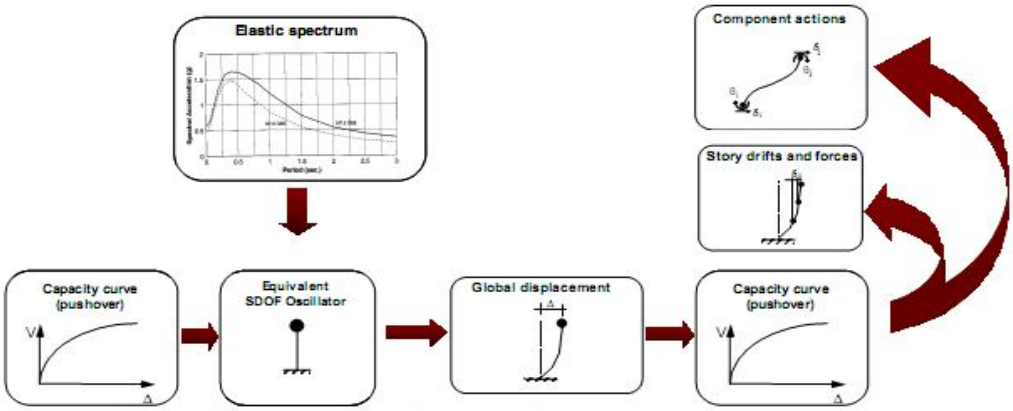
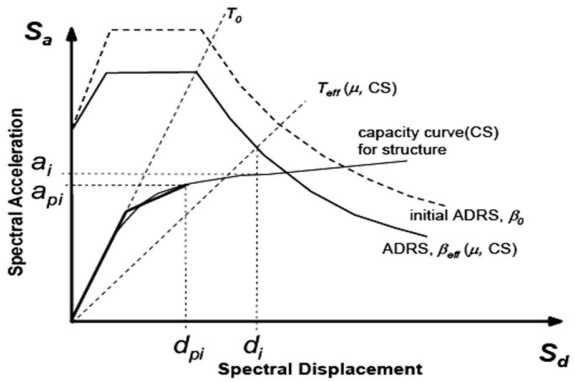
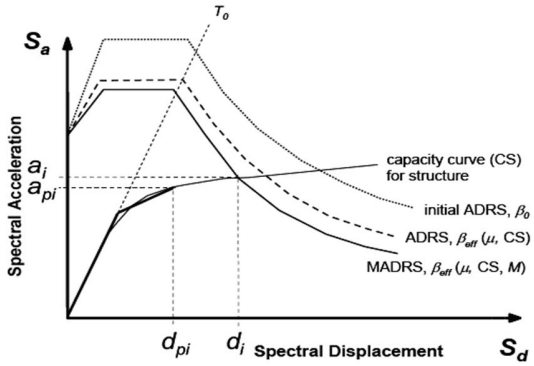


Figure 2-10 Flow chart depicting the process followed in nonlinear static procedures. Note that component actions are based on global displacement demand and a pushover/capacity curve.

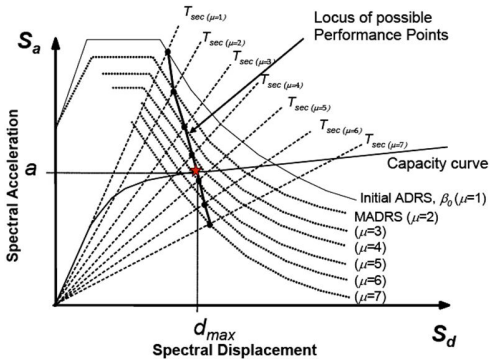
روش A (روش سعی و خطای مستقیم):

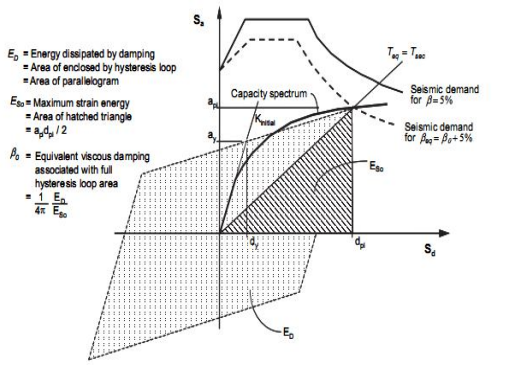


روش B (روش تلاقی با طیف MADRS):



روش C (مکان هندسی نقاط عملکردی احتمالی روی طیف MADRS):

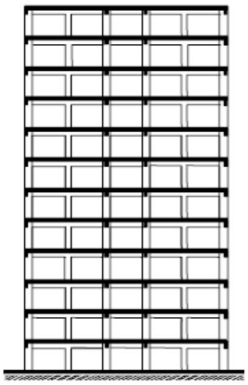


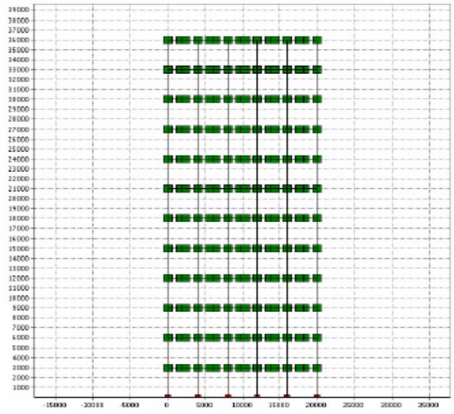


Graphical representation of the Capacity-Spectrum Method of equivalent linearization, as presented in ATC-40.

۲- قاب مورد مطالعه :

در این مقاله یک قاب ۱۲ طبقه بتنی مورد استفاده قرار گرفته است. قاب انتخاب شده از معروفترین قابهای به کار برده شده در مقالات و گزارشات علمی بوده و توسط محققین مختلف از جمله Elnashai ، Papanikolaou،Pinho،Antoniou مورد استفاده قرار گرفته است.





شکل۱- *قاب دو بعدی بتن مسلح ۱۲ طبقه*

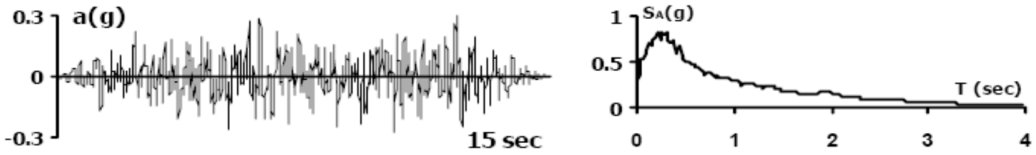
ویژگیهای مدل:

- شتاب طراحی: ۰/۱۵g -مقاومت بتن: ۳۰ مگاپاسکال
- تعداد طبقات: ۱۲ طبقه -مقاومت تسلیم فولاد: ۵۸۵ مگاپاسکال

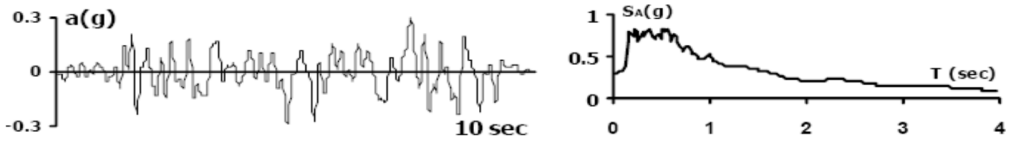
ارتفاع سازه: ۳۶متر - ارتفاع طبقات: ۳ متر

۳-شتاب نگاشتهای مورد استفاده:

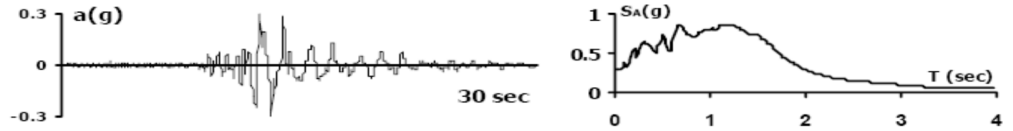
در این مقاله از ۴ شتاب نگاشت استفاده شده که شامل یک رکورد مصنوعی با دوره بازگشت ۹۷۵ سال و سه رکورد طبیعی به شرح ذیل است:



شکل ۲-*شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکورد A975*



شکل ۳- *شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکورد Loma*



شکل ۴- *شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکورد Emeryville*

شکل ۵- *شتابنگار مقیاس شده و طیف پاسخ برای رکورد Santamonica*

۴-بررسی و ارزیابی تحلیلهای پوش‌آور:

در این قسمت روشهای مختلف تحلیل پوش‌آور از تجاری تا تطبیقی بررسی می‌گردند. همچنین عملکرد روشهای گفته شده ارزیابی خواهند شد.

۴-۱-محاسبه دقت تکنیکهای پوش آور:

در این مقاله مقاله مقایسه تکنیکهای پوش‌آور از طریق جابجایی صورت می‌گیرد چراکه خرابی سازه مستقیما به تغییر شکل محلی ارتباط می‌یابد. بنابراین از جابجایی بین طبقه‌ای به عنوان پارامتری برای مقایسه تحلیلهای مختلف استفاده شده است.در حقیقت جابجایی بین طبقه‌ای حاصل از هر تحلیل پوش‌آور با پروفیل جابجایی حاصل ار تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مقایسه شده سپس خطای تحلیل پوش‌آور با فرمول زیر بدست آمده است.

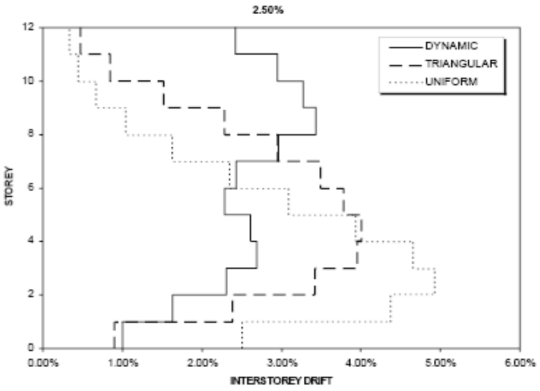
$$Error(\%) = 100\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left[\left[\frac{\Delta_{iD}-\Delta_{iP}}{\Delta iD}\right]\right]} \qquad (۱)$$

n =تعداد طبقات، Δ_{iD} =جابجایی بین طبقه‌ای در طبقه iام حاصل از تحلیل دینامیکی، Δ_{iP} =جابجایی بین طبقه‌ای در طبقه iام حاصل از تحلیل پوش‌آور

۴-۲-آنالیز پوش آور غیرتطبیقی غیرمدی

این روش در دستورالعملهای ATC40, [1995] SEAOC ,FEMA273, EC8 و بهسازی لرزه‌ای آمده است. در این روش الگوی بارگذاری مشخص انتخاب شده و شدت بار جانبی بطور یکنواخت افزایش می یابد. توالی ترک, مفاصل پلاستیک و خرابی اجزاء سازه با این روش مشخص می شود. بارگذاری تا زمانی که از تغییر مکان هدف تجاوز کنیم و یا سازه منهدم شود, ادامه می یابد. تغییر مکان هدف برای بیان جابه‌جایی ماکزیمم به کار می رود که مشابه با جابه‌جایی سازه در اثر زمین لرزه مورد انتظار است.آنالیز استاتیکی پوش آور پشتوانه قوی تئوری ندارد. آن بر مبنای این فرض است که پاسخ MDOF مستقیماً توسط یک SDOF مشابه با ویژگیهای هیسترتیک مناسب قابل بیان است یعنی پاسخ دینامیکی MDOF با یک مد تعیین می شود و شکل آن ثابت است.

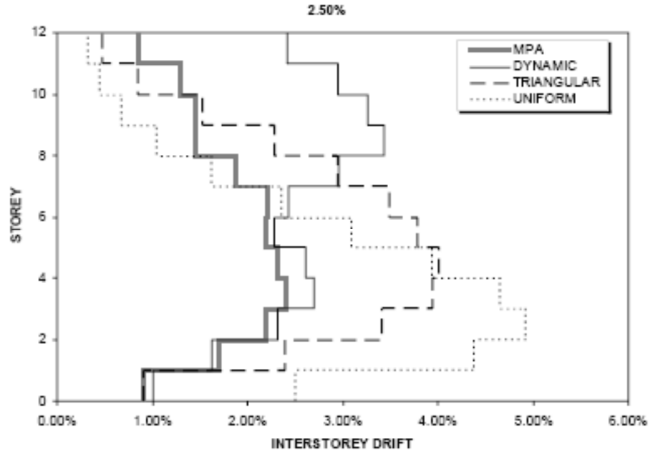
	Standard error
Uniform	51.07
Triangular	91.60



شکل ۶- *مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش‌آور با الگوی بارجانبی یکنواخت و مثلثی با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه*

۴-۳-آنالیز پوش آور مدال غیرتطبیقی:

مهمترین روشتحلیل پوش‌آور مدال MPA (آنالیز پوش آور مدی) نام دارد که توسط Ghopra,Goel در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد شده است. تحقیقات بیشتر در مقایسه با آنالیز دینامیکی غیرخطی نشان داد که MPA تخمین خوبی برای پارامترهای پاسخ عمومی سازه مثل جا به جایی بین طبقات و یا جا به جایی طبقات ارائه می دهد. این نتایج با نتایج آنالیز پوش آور با توزیع بار ثابت که توسط FEMA پیشنهاد شده که به شدت جا به جایی نیاز را دست پایین تخمین می زند و به خطاهای بزرگ غیرقابل قبول منجر می شود, نزدیک است. اگرچه این معضل برای همه روشهای پوش آور وجود داشته و به طور ویژه مربوط به چند مدی نمی باشد.



	Standard error
MPA	36.21
Triangular	51.07
Uniform	91.60

شکل ۷- *مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور مدال MPA با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه*

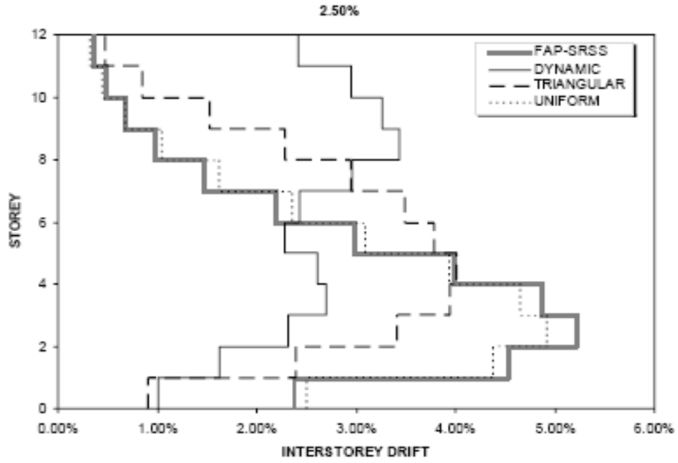
۴-۴- روش پوش آور تطبیقی نیرو - پایه: {FAP}

روش پوش آور تطبیقی چند مدی بوده و بر مبنای نرمی سازه, افزایش پریود و اصلاح نیروی داخلی تولید شده از تقویت طیفی محاسبه می شوند. دو واریانت این روش، پوش آور تطبیقی نیرو-پایه (FAP) و پوش آور تطبیقی جابجایی-پایه DAP می باشند.الگوریتم پوش آور تطبیقی نیرو پایه بر چهار مرحله، الف- تعریف بردار بار عددی و جرم اینرسی، ب- محاسبه ضریب بار ، ج- محاسبه بردار ضریب نرمال شده، د- ارتقا بردار بار استوار است.

در حالیکه مرحله اول تنها یکبار در شروع آنالیز اجرا می شود سه مرحله دیگر در هر معادله آنالیزهای استاتیکی غیرخطی پیش گفته تکرار می شوند. از طرف دیگر پوش آور تطبیقی به اینرسی جرمی سازه M برای مدل کردن سازه نیاز دارد لذا آنالیزهای مقدار ویژه برای ارتقا بردار بار بکار می رود. محاسبه بار جانبی بر اساس فرمول زیر صورت می‌پذیرد:

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} M_i S_a(j) \qquad (۲)$$

i: شماره طبقه،j: شماره مد، Γ_j :فاکتور مشارکت مدی jام، φ_{ij} :جرم شکل مدی نرمال شده طبقه i ام و و مد j ام، M_i :جرم طبقه i ام، S_a تقویت طبیعی مد j ام



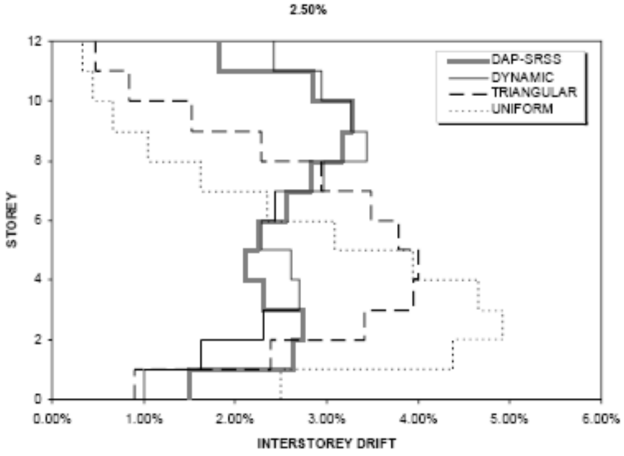
	Standard error
FAP-SRSS	93.32
Triangular	51.07
Uniform	91.60

شکل ۸ -*مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور نیرو-پایه{ FAP }با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه*

۴-۵-روش پوش آور تطبیقی جابجایی- پایه:{DAP}

الگوریتم جابجایی پایه را در چهار مرحله الف- تعریف بردار بار اسمی و اینرسی جرمی، ب- محاسبه ضریب بار، ج- محاسبه بردار اندازه نرمال شده، د- ارتقا بردار جا به جایی، صورت می‌پذیرد.

در حالیکه گام اول تنها یکبار در آثار آنالیز اجرا می شود گامهای دیگر در هر مرحله از آنالیز تکرار می شوند گامهای الف و ب مشابه با الگوریتم پوش آور تطبیقی نیرو - پایه بوده اما تنها اختلاف در کاربرد جابجایی به جای نیرو است.



	Standard error
DAP-SRSS	25.58
Triangular	51.07
Uniform	91.60

شکل ۹ - *مقایسه پروفیل جابجایی حاصل از تحلیل پوش آور جابجایی-پایه{ DAP }با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای قاب ۱۲طبقه*

۵- نتیجه گیری:

با توجه به موارد عنوان شده و نتایج حاصل از روشهای مختلف تحلیل پوش‌آور می‌توان گفت که روش تحلیل پوش‌آور تطبیقی با پوشش دادن به ضعفهای ذاتی روش پوش‌آور سنتی و با انجام تحقیقات بیشتر می‌تواند به عنوان روشی دقیق برای تحلیل سازه‌ها بکار رود. در روشهای پوش‌آور تطبیقی مورد مطالعه، بار جانبی ثابت نبوده و در طول تحلیل بر اساس شکلهای مدی و ضریب مشارکت گام قبل، ارتقا می‌یابد. این روش چند مد را در نظر گرفته و نرمی و افزایش پریود سازه را در محاسبات اعمال می‌کند. علاوه بر آن نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور تطبیقی و به ویژه روش جابجایی-پایه به نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی نزدیک می‌باشد.

ضعف عمده تحلیل پوش‌آور تطبیقی، روش ترکیب مدی آن می‌باشد. ترکیب نیروهای مدی به دو روش SRSS و یا CQC صورت می پذیرد. از آنجاییکه این روشها علامت برداری بار را در نظر نمی گیرند پاسخ حاصله همواره مثبت است. بنابراین روشهای دقیقتری برای محاسبه بردار بار نرمال شده مورد نیاز است چراکه ویژگیهای منحصربفرد تحلیل پوش‌آور تطبیقی برای سازه‌هایی که نقش مدهای بالاتر و مقادیر منفی در آنها مهم است، از دست می‌رود.

در نهایت بایستی با تحقیقات و مطالعات بیشتر مشکلات موجود روش پوش‌آور تطبیقی کشف و مرتفع گردد تا بتوان با اطمینان بیشتر از این روش تحلیلی استفاده نمود. هم اکنون تحلیل پوش‌آور تطبیقی در مراحل تحقیقاتی قرار داشته و در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بکار نرفته است.

مراجع:

1-Antoniou, S. and Pinho, R. [2004a]. "Advantages and Limitation of Adaptive an d Non-Adaptive Force-Based pushover procedure." Jornal of Earthquake Engineeri ng, vol. 8, No 4, pp.497-522.

2-Antoniou, S. and Pinho, R. [2004b]. "Divelopment and Verification of of a displ acement-based pushover procedure." Jornal of Earthquake Engineering, vol. 8, No 5, pp.643-661.

3- Fajfar, P. [1999]. "seismic assessment and retrofit of RC structures." Proceeding of Eleventh European Conference on Earthquake Engineering-Invited Lectures, Pa ris, France5-Federal Emergency Management Agency, FEMA273 [1997], FEMA3 55 [2003], FEMA440 [2005], Washington,D.C.

4-Ghopra, A.k. and Goel,R.K. [2001]. "A modal pushover analysis procedure to est imate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation." PEER R eport 2001/03, Pacific Earthquake Engineering center, College of Engineering, Uni versity of California, Berkeley.

5- Ghopra, A.k. and Goel,R.K. [2002]. "A modal pushover analysis procedure for e stimating seismic demands for buildings." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.31,pp.561-582.

6-Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. [1998]. "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation."Engineering Structures,20(4-6),pp452 -464.

7- Moghadam, A.S. and Tso,W.K. [2002]. "A pushover procedure for tall buildings ." Proceeding of the twelfth European Conference on Earthquake Engineering.
8- Mwafy,A.M. and Elnashai,S.A. [2000]. "Static pushover versus dynamic-to-coll apse analysis of RC buildings." Engineering Seismology and Earthquake Engineeri ng Section, Imperial College of Science. Report No.00/1.
9-SEAOC [1995],"Performance based seismic engineering of building." Version 2 000 Committee Structural Engineering Association of California, Sacramento, Cali fornia.
۱۰-ایمان الیاسیان،راهکارهای مقاوم سازی لرزه ای سازه های بتن آرمه،نشریه راه و ساختمان
۱۱- سجاد جعفریان، روش انجام تحلیل پوش آور در SAP، دانشگاه آزاد اسلامی اهر
۱۲- احمد نیکنام ، احسان و شایان پاک نیت بهسازی لرزه ا ی سازه های فولادی و تحلیل بار افزون
۱۳- محمدرضا تابش پور، تحلیل غیر خطی ساز ه ها
۱۴- طراحی و بهسازی لرز ه ای سازه ها براساس عملکرد، رامین تقی نژاد
مجتبی اصغری،آشنایی با مفاهیم تحلیل غیر خطی استاتیک و دینامیکی ، دانشگاه باهنر کرمان
۱۵- پنام زرفام،مسعود مفید، روش آنالیزپوش اور مدال فزاینده در بررسی عملکرد غیرخطی سازه ها، اولین کنگره مهندس عمران،۱۳۸۲ دانشگاه صنعتی شریف
۱۶-نوید ولی زاده ، تحلیل سازه های جدید با استفاده از روشMODAL PUSHOVER بررسی مفهومی و کاربردی آن، دانشگاه باهنر کرمان، ۱۳۸۸
۱۷- عبدالرضا سروقد مقدم، آشنایی با اصول مدلسازی به منظور انجام تحلیلهای غیرخطی ، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۱۸- مسعود مقدس پور، تحلیل استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی بر مبنای عملکرد، انتشارات جاویدان
۱۹- حمیدرضا احمدی، نویده مهدوی، مقایسه چند روش تحلیل پوش‌آور در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، کنفرانس ملی مقاوم سازی یادبود زلزله بم ،
۲۰- سالار اسحقی مهماندوستی ،طراحی سازه های جدید براساس عملکرد لرزه ای،دانشگاه باهنر کرمان

دانشکده فنی و مهندسی
گروه مهندسی عمران
بخش سازه

پروژه درس آسیب‌پذیری

و

بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها

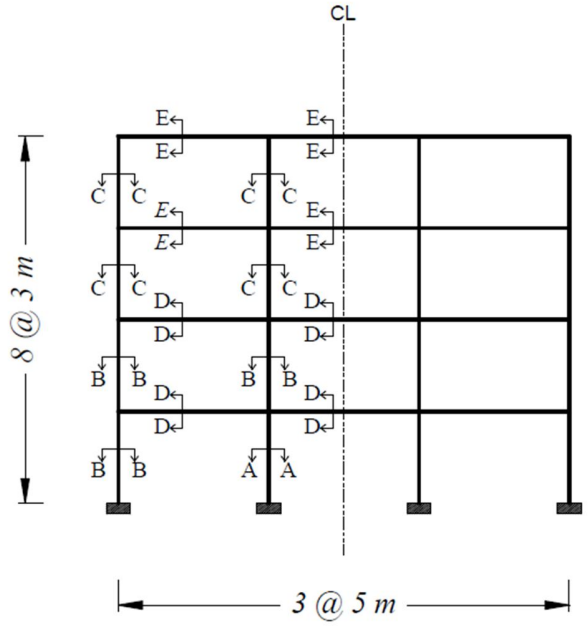
ایمان الیاسیان

تابستان ۱۳۹۸

500

قاب بتن‌آرمه نشان داده شده در شکل زیر، بخشی از سیستم باربر جانبی یک ساختمان مسکونی 4 طبقه واقع در شهر بم می‌باشد. بار مرده (بدون وزن سازه) و زنده به ترتیب برابر 30 و 10 کیلونیوتن بر متر طول تیر می‌باشد. ضرورت بهسازی ساختمان زیر را برای هدف بهسازی مطلوب به دو روش استاتیکی خطی و غیرخطی (پوش آور) براساس مفاصل آیین نامه $FEMA\ 356$ بررسی نمایید.

راهنمایی: ارزیابی‌های میدانی نشان می‌دهد که ساختمان مذکور برروی خاک تیپ III قرار دارد. همچنین حداکثر شتاب زلزله برای زلزله سطح خطر 1 (دوره بازگشت 475 ساله) برابر $0.3g$ و برای زلزله سطح خطر 2 (دوره بازگشت 2475 ساله) برابر $0.4g$ می‌باشد. مقاومت تسلیم آرماتورها را برابر $420\ Mpa$ و مقاومت فشاری بتن را برابر $25\ Mpa$ فرض نمایید. از اثرات پیچش و عناصر غیرسازه‌ای صرف نظر نمایید.



Section	b	h	d	d'	A_{st}	A_s	A'_s	Transverse steel spacing (mm)
A-A	500	500	440	60	12 ϕ22	-	-	140
B-B	400	400	340	60	12 ϕ18	-	-	110
C-C	400	400	340	60	12 ϕ16	-	-	110
D-D	400	400	340	60	-	4 ϕ22 + 1 ϕ25	2 ϕ22	85
E-E	400	400	340	60	-	5 ϕ20	2 ϕ20	85

شکل ۱: جزئیات آرماتورگذاری و ابعاد مقاطع تیرها و ستون ها

روش اول: تحلیل استاتیکی خطی

مطابق بند ۱-۷-۲ نشریه شماره ۲-۳۶۳:

$F_y = 420\ Mpa$

$F_{yE} = 1.15 * 420 = 483\ Mpa$

$f'_c = 25\ Mpa$

$f'_{cE} = 1.25 * 25 = 31.25\ Mpa$

ترکیبات بارگذاری:

ترکیب بار ثقلی:

$COMBG1 = 1.1(D + L)$

$COMBG2 = 0.9D$

ترکیب بارهای تغییر شکل کنترل:

$COMBD1.1 = 1.1(D + L) + EX1$

$COMBD1.2 = 1.1(D + L) + EX2$

$COMBD1.1_ = 1.1(D + L) - EX1$

$COMBD1.2_ = 1.1(D + L) - EX2$

$COMBD2.1 = 0.9D + EX1$

$COMBD2.2 = 0.9D + EX2$

$COMBD2.1_ = 0.9D - EX1$

$COMBD2.2_ = 0.9D - EX2$

ترکیب بارهای نیرو کنترل:

$$\frac{1}{C_1 C_2 C_3 J} = 0.413$$

$$COMBF1.1 = 1.1(D + L) + 0.413EX1$$

$$COMBF1.2 = 1.1(D + L) + 0.413EX2$$

$$COMBF1.1_ = 1.1(D + L) - 0.413EX1$$

$$COMBF1.2_ = 1.1(D + L) - 0.413EX2$$

$$COMBF2.1 = 0.9D + 0.413EX1$$

$$COMBF2.2 = 0.9D + 0.413EX2$$

$$COMBF2.1_ = 0.9D - 0.413EX1$$

$$COMBF2.2_ = 0.9D - 0.413EX2$$

این ساختمان در شهر بم با خطر نسبی زلزله زیاد واقع شده است. در ضمن نوع زمین تیپ III فرض شده است.

استاندارد ۲۸۰۰:

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

$T_s = 0.7 \quad T_0 = 0.15 \quad S = 1.75 \quad S_0 = 1.1 \quad J = 2$

بند ۳-۴-۱-نشریه شماره ۲-۳۶۳:

قاب خمشی بتنی:

$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.07 * 12^{3/4} = 0.45\ sec \longrightarrow$

$N = 1 \qquad T < T_s$

$N = 1 \qquad 0.45 < T_s \longrightarrow$

$B_1 = S + 1 \qquad T_0 < T < T_s$

$B_1 = 1.75 + 1 = 2.75 \qquad 0.15 < 0.45 < 0.7$

$B = 2.75 * 1 = 2.75$

محاسبه برش پایه:

بند۳-۴-۲-نشریه۲-۳۶۳:

$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$

$C_1 = 1 + \frac{0.7 - 0.45}{2 \times 0.7 - 0.2} = 1.21 \ ; \ 1 < 1.21 < 1.5 \qquad o.k$

$C_2 = 1$ تحلیل خطی

$C_3 = 1$ فرض می‌شود(آیین نامه)

$C_m = 0.9$ تحلیل خطی

$S_{a_1} = AB = 0.3 * 2.75 = 0.825$ سطح خطر یک

$S_{a_2} = AB = 0.4 * 2.75 = 1.1$ سطح خطر دو

$$W = 240336\ kg$$

$$V_1 = C_1 C_2 C_3 C_m S_{a_1} W = 198277.2\ kgf$$ برش پایه سطح خطر یک

$$V_2 = C_1 C_2 C_3 C_m S_{a_2} W = 264369.6\ kgf$$ برش پایه سطح خطر دو

بند ۳-۴-۳-نشریه ۲-۳۶۳:

$$1 \leq K = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

$$K = 0.5 * 0.45 + 0.75 = 0.975 < 1 \longrightarrow USE\ K = 1$$

جدول (۳-۱): مقادیر ضریب C_m

سیستم باربر جانبی / تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی‌شده همگرا یا واگرا	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش‌تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	–
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۳۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

بررسی محدودیت‌های کاربرد روش تحلیل استاتیکی خطی:

با توجه به محاسبات دستی فوق و نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی در نرم‌افزار $SAP\ V16.0.0$ مراحل ذیل کنترل می‌گردد.

۱- زمان تناوب:

$$T < 3.5\, T_s$$

با توجه به زمان تناوب اولیه زمان تناوب اصلی قاب معادل $0.45\ sec$ است.

$$0.45 < 3.5 * T_s = 2.45 \quad O.K$$

۲-بررسی نامنظمی

ابعاد پلان، نامنظمی پیچشی، نامنظمی جرمی و نامنظمی سختی با توجه به قاب موجود کنترل شده تلقی می‌گردد.

۳-کنترل ضریب C_3

باتوجه به خروجی نرم‌افزار ۴-۱- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

طبقه	h_i	p_i	δ_i		V_i		θ_i	
			سطح خطر۱	سطح خطر۲	سطح خطر۱	سطح خطر۲	سطح خطر۱	سطح خطر۲
۱	۳۰۰۰	۲۸۷/۵۷	۶۰/۶	۸۰/۸	۲۱۱/۷	۲۸۲/۳	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷
۲	۶۰۰۰	۲۱۴/۷	۱۱۴/۴	۱۵۲/۶	۱۹۰	۲۵۳/۳	۰/۰۲۶	۰/۰۲۶
۳	۹۰۰۰	۱۴۳/۱	۱۰۲/۴	۱۳۶/۵	۱۴۷	۱۹۶	۰/۰۱۱	۰/۰۱۱
۴	۱۲۰۰۰	۷۱/۶	۶۶	۸۷/۹	۸۲/۶	۱۱۰/۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵

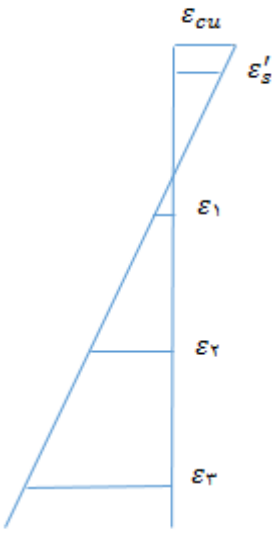
با توجه به اینکه θ_iها کمتر ۰/۱ می‌باشند، فرض $C_3 = 1$ صحیح است.

۴-کنترل DCR

۳-۱- تعیین ظرفیت مقاطع

۳-۱-۱- مقطع $A - A$

در مرحله اول فرض می‌شود بالاترین ردیف آرماتور فشاری بوده و مابقی ردیف‌ها کششی عمل کند؛ در محاسبات برای آرماتور فشاری فرض عدم تسلیم و برای آرماتورهای کششی فرض تسلیم در نظر گرفته شده است.



$$0.85 \times 25 \times 1.25 \times 0.85 \times C \times 500 + \frac{C - 60}{C} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 \times 1.15 \times 1520 = (1520 + 2 \times 760) \times 420 \times 1.15$$

$$C = 95.5\ mm$$

$$f'_s = 221 < 420 \quad O.K$$

$$f_{s2} = 572 > 420 \quad O.K$$

$$M_n = 0.85 \times 25 \times 1.25 \times 0.85 \times 95.5 \times 500 \times \left(440 - \frac{0.85 * 95.5}{2}\right) + 221 \times 1.15 \times 1520 \times (440 - 60) - 420 \times 1.15 \times 760 \times 2 \times 126.67 - 420 \times 1.15 \times 760 \times 126.67 \cong 439\ KN.m$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{25 * 1.25} * 440 * 500 \cong 205\ KN$$

$$V_s = \frac{157*420*1.15*440}{140} \cong 238\ KN$$

$$V_n = 443\ KN$$

$$P_n = 0.8 * (0.85 * 25 * 1.25 * (500^2 - 4560) + 420 * 1.15 * 4560) \cong 6978\ KN$$

$E-E$	$D-D$	$C-C$	$B-B$	$A-A$	SE / Capacit
233	291	181	224	439	M_n $(KN.m)$
430	430	361	361	443	V_n (KN)
———	———	3446	4515	6978	P_n (KN)

ستون	تير	Sec	Story

	DCR	A1-B1	B1-C1	C1-D1	A1	B1	C1	D1
1	خمشی	۳/۳۹	۳/۳۲	۳/۳۷	٤/٤۲	٥/۸	٥/۸	٤/٤۲
	برشی	۱/۱۱	۱/۰۸	۱/۰۹	۱/۰۲	۲/۳٤	۲/۳٤	۱/۰۲
	محوری				۰/۳۸	۰/۱٦	۰/۱٦	۰/۳۸
2	خمشی	۳/۸۱	۳/٥۳	۳/۸۱	۳/۸۹	٥/۲٦	٥/۲٦	۳/۸۹
	برشی	۱/۲۰	۱/۱۳	۱/۲۰	۱/٤٥	۲/۰۹	۲/۰۹	۱/٤٥
	محوری				۰/۲۷	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۲۷
3	خمشی	۳/٦۳	۳/٤٦	۳/٦۳	۳/۹۲	٥/۷٥	٥/۷٥	۳/۹۲
	برشی	۰/۹٦	۰/۹۳	۰/۹٦	۱/۰۳	۱/۷۰	۱/۷۰	۱/۰۳
	محوری				۰/۲۰	۰/۱٥	۰/۱٥	۰/۲۰
4	خمشی	۲/۱٥	۱/۹۱	۲/۱٥	۲/۷۷	٤/۱٥	٤/۱٥	۲/۷۷
	برشی	۰/٦٦	۰/٦۱	۰/٦٦	۰/٥۹	۱/۰٤	۱/۰٤	۰/٥۹
	محوری				۰/۰۸	۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰۷

با توجه به نتایج جدول DCR بعضی از اعضا بیش‌تر از ۲ است بنابراین لازم است طبق ضوابط نشریه شماره۲-۳۶۳ سه شرط زیر کنترل گردد:

الف- انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود ندارد.

ب-

سطح خطر ۱

طبقه	عضو	V_i	DCR_i	$DCR_i V_i$	ΣV_i	$\Sigma (DCR_i V_i)$	$\overline{DCR}$	اختلاف با طبقه پایین	اختلاف با طبقه بالا
	تیر A1-B1	۲۶۴/۸۶۴	۳/۳۹	۱۱۵۵/۶۷۵	۲۸۶۴/۷۱۹	۱۳۲۵۸/۸۴	۴/۶۲۸	_	۰/۲۲۵

۱	تیر *B1-C1*	۲۵۸/۶۹۱	۳/۳۲	۴۵۰۴/۱۴۷					<
	تیر *C1-D1*	۲۶۴/۸۶۴	۳/۳۷	۳۴۳۲/۴۷					۴/۶۲۸×۰/۲۵
	ستون *A1*	۲۶۱/۴۸۵	۴/۴۲	۱۵۱۶/۴۹۷					=
	ستون *B1*	۷۷۶/۵۷۷	۵/۸	۸۹۷/۸۲۷۹					۱/۱۵۷
	ستون *C1*	۷۷۶/۵۷۷	۵/۸	۸۵۹/۶۹۰۸					
	ستون *D1*	۲۶۱/۴۸۵	۴/۴۲	۸۹۲/۵۳۱					
۲	تیر *A1-B1*	۲۹۶/۹۴۳	۳/۸۱	۲۹۶/۹۴۳					۰/۲۲۶
	تیر *B1-C1*	۲۷۷/۱۴۴	۳/۵۳	۲۷۷/۱۴۴					<
	تیر *C1-D1*	۲۹۶/۹۴۳	۳/۸۱	۲۹۶/۹۴۳					۴/۴۰۲×۰/۲۵
	ستون *A1*	۳۶۶/۳۰۱	۳/۸۹	۱۴۲۴/۹۱۱	۲۷۳۴/۱۹	۱۲۰۳۷/۵۸	۴/۴۰۲		=
	ستون *B1*	۵۶۵/۲۷۹	۵/۲۶	۲۹۷۳/۳۶۸					۱/۱
	ستون *C1*	۵۶۵/۲۷۹	۵/۲۶	۲۹۷۳/۳۶۸					
	ستون *D1*	۳۶۶/۳۰۱	۳/۸۹	۱۴۲۴/۹۱۱					
3	تیر *A1-B1*	۲۱۹/۹۵۳	۳/۶۳	۷۹۸/۴۲۹۴					
	تیر *B1-C1*	۲۱۱/۰۰۱	۳/۴۶	۷۳۰/۰۶۳۵					۰/۲۱۷
	تیر *C1-D1*	۲۱۹/۹۵۳	۳/۶۳	۷۹۸/۴۲۹۴					<
	ستون *A1*	۲۵۹/۲۰۳	۳/۹۲	۱۰۱۶/۰۷۶	۲۰۹۲/۷۵۳	۹۶۶۸/۸۵۴	۴/۶۲۰		۴/۶۲۰×۰/۲۵
	ستون *B1*	۴۶۱/۷۲	۵/۷۵	۲۶۵۴/۸۹					=
	ستون *C1*	۴۶۱/۷۲	۵/۷۵	۲۶۵۴/۸۹					۱/۱۵۵

	ستون *D1*	۲۵۹/۲۰۳	۳/۹۲	۱۰۱۶/۰۷۶				
4	تیر *A1-B1*	۱۲۰/۱۰۶	۲/۱۵	۲۵۸/۲۲۷۹	۱۱۵۸/۵۲	۳۷۴۶/۳۷۵	۳/۲۳۴	۱/۳۸۷ > =۳/۲۳۴×۰/۲۵ ۰/۸۰۸
	تیر *B1-C1*	۱۰۸/۴۳۸	۱/۹۱	۲۰۷/۱۱۶۶				
	تیر *C1-D1*	۱۲۰/۱۰۶	۲/۱۵	۲۵۸/۲۲۷۹				
	ستون *A1*	۱۲۲/۵۲۱	۲/۷۷	۳۳۹/۳۸۳۸				
	ستون *B1*	۲۸۲/۴۱۴	۴/۱۵	۱۱۷۲/۰۱۸				
	ستون *C1*	۲۸۲/۴۱۴	۴/۱۵	۱۱۷۲/۰۱۸				
	ستون *D1*	۱۲۲/۵۲۱	۲/۷۷	۳۳۹/۳۸۳۸				

با توجه به اینکه شرط سوم رعایت نشده بنابراین استفاده از تحلیل استاتیکی خطی مجاز نیست.

سطح خطر ۲

طبقه	عضو	V_i	DCR_i	$DCR_i V_i$	ΣV_i	$\Sigma (DCR_i V_i)$	$\overline{DCR}$	اختلاف با طبقه پایین	اختلاف با طبقه بالا
۱	تیر *A1-B1*	۳۵۳/۱۶۲	۳/۳۹	۱۱۹۷/۲۱۹	۳۸۱۹/۵	۱۷۶۷۸/۲۷	۴/۶۲۸	–	۰/۲۲۵ < ۴/۶۲۸×۰/۲۵ = ۱/۱۵۷
	تیر *B1-C1*	۳۴۴/۹۳۴	۳/۳۲	۱۱۴۵/۱۸۱					
	تیر *C1-D1*	۳۵۳/۱۶۲	۳/۳۷	۱۱۹۰/۱۵۶					
	ستون *A1*	۳۴۸/۶۵۶	۴/۴۲	۱۵۴۱/۰۶					
	ستون *B1*	۱۰۳۵/۴۶۵	۵/۸	۶۰۰۵/۶۹۷					

	ستون C1	۱۰۳۵/۴۶۵	۵/۸	۴۵۷۶/۷۵۵					
	ستون D1	۳۴۸/۶۵۶	۴/۴۲	۲۰۲۲/۲۰۵					
۲	تیر A1-B1	۳۹۵/۹۳۴	۳/۸۱	۱۵۰۸/۵۰۹	۳۶۴۵/۶۸۸	۱۶۰۵۰/۵۶	۴/۴۰۳	۰/۲۲۶ > ۴/۴۰۲×۰/۲۵ = ۱/۱	
	تیر B1-C1	۳۶۹/۵۳۶	۳/۵۳	۱۳۰۴/۴۶۲					
	تیر C1-D1	۳۹۵/۹۳۴	۳/۸۱	۱۵۰۸/۵۰۹					
	ستون A1	۴۸۸/۴۱۵	۳/۸۹	۱۸۹۹/۹۳۴					
	ستون B1	۷۵۳/۷۲۷	۵/۲۶	۳۹۶۴/۶۰۴					
	ستون C1	۷۵۳/۷۲۷	۵/۲۶	۳۹۶۴/۶۰۴					
	ستون D1	۴۸۸/۴۱۵	۳/۸۹	۱۸۹۹/۹۳۴					
3	تیر A1-B1	۲۹۳/۲۷۸	۳/۶۳	۱۰۶۴/۵۹۹	۲۷۸۶/۴۱۳	۱۲۸۷۶/۴۸	۴/۶۲۱	۰/۲۱۷ < ۴/۶۲۰×۰/۲۵ = ۱/۱۵۵	۱/۳۸۷ ≥ ۴/۶۲۰×۰/۲۵ = ۱/۱۵۵
	تیر B1-C1	۲۸۱/۳۴۳	۳/۴۶	۹۷۳/۴۴۶۸					
	تیر C1-D1	۲۹۳/۲۷۸	۳/۶۳	۱۰۶۴/۵۹۹					
	ستون A1	۳۴۳/۶۱۳	۳/۹۲	۱۳۴۶/۹۶۳					
	ستون B1	۶۱۵/۶۴۴	۵/۷۵	۳۵۳۹/۹۵۳					
	ستون C1	۶۱۵/۶۴۴	۵/۷۵	۳۵۳۹/۹۵۳					
	ستون D1	۳۴۳/۶۱۳	۳/۹۲	۱۳۴۶/۹۶۳					

4	تیر *A1-B1*	۱۶۰/۱۴۶	۲/۱۵	۳۴۴/۳۱۳۹	۱۵۴۴/۷۳۸	۴۹۹۵/۳۱۱	۳/۲۳۴	۱/۳۸۷ ≥ ۳/۲۳۴×۰/۲۵= ۰/۸۰۸
	تیر *B1-C1*	۱۴۴/۵۸۸	۱/۹۱	۲۷۶/۱۶۳۱				
	تیر *C1-D1*	۱۶۰/۱۴۶	۲/۱۵	۳۴۴/۳۱۳۹				
	ستون *A1*	۱۶۳/۳۶۶	۲/۷۷	۴۵۲/۵۲۳۸				
	ستون *B1*	۳۷۶/۵۶۳	۴/۱۵	۱۵۶۲/۷۳۶				
	ستون *C1*	۳۷۶/۵۶۳	۴/۱۵	۱۵۶۲/۷۳۶				
	ستون *D1*	۱۶۳/۳۶۶	۲/۷۷	۴۵۲/۵۲۳۸				

با توجه به اینکه شرط سوم رعایت نشده بنابراین استفاده از تحلیل استاتیکی خطی مجاز نیست.

روش دوم: تحلیل استاتیکی غیرخطی ($PUSHOVER$)

۱- تغییرمکان هدف

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{{T_e}^2}{4\pi^2} g$$

$C_0 = 1.35$ بدلیل عدم تشخیص نوع ساختمان (برشی یا غیربرشی)

$C_1 = 1$ بدلیل نداشتن اطلاعات کافی

$C_2 = 1$ قاب خمشی متوسط(نوع دو) و بهسازی مطلوب

$C_3 = 1$ بدلیل نداشتن اطلاعات کافی

$g = 9.806\ m/s^2$

$\delta_{t,1} = 5.6\ cm$

$\delta_{t,2} = 7.47\ cm$

۲-الگوهای توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی متناسب با زلزله سطح خطر یک	D. LS
توزیع بار جانبی متناسب با زلزله سطح خطر دو	D. CP
توزیع بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاشی سازه	D. $MODE$
توزیع بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت)	D. $ACCEL$

با توجه به مفروضات فوق تنظیمات نرم افزار انجام شده و مطابق مراحل زیر کنترل ها و ارزیابی سازه انجام می‌گردد.

۱- کنترل شرایط کاربرد روش $PUSHOVER$:

بند ۳-۳-۳- نشریه شماره ۲-۳۶۳

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در صورتی به تنهایی مجاز است که اثر مودهای بالاتر در پاسخ دینامیکی سازه قابل ملاحظه نباشد. بدین منظور باید نسبت برش هر طبقه با در نظر گرفتن همه مودهایی که حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در محاسبات زلزله را به خود اختصاص می‌دهند، به برش طبقه حاصل از مود اول در همه طبقات از ۱/۳ کم‌تر باشد.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf
EX1	LinStatic		-211.7057
EX2	LinStatic		-282.2821
SPEC X1	LinRespSpec	Max	27.9217
SPEC X2	LinRespSpec	Max	27.9217

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless
MODAL	Mode	1	0.987063	0.8	0	0	0.8
MODAL	Mode	2	0.294306	0.12	0	0	0.92
MODAL	Mode	3	0.149698	0.05496	0	0	0.97
MODAL	Mode	4	0.099143	0.02542	0	0	1

کنترل برش طبقات

طبقه	برش بر اساس مود اول	بر اساس ۴ مود اول	مود $\frac{1و2و3و4}{1}$ مود	ارزیابی
۱	۲۶/۶۰۷۲	۲۷/۹۲۱۷	*1/049 < 1/3*	*O.K*
۲	۲۴/۶۹۴۳	۲۴/۹۹۵۵	***1/012 < 1/3***	*O.K*
۳	۱۹/۱۸۰۵	۱۹/۷۳۶۸	***1/029 < 1/3***	*O.K*
۴	۱۰/۴۱۴۱	۱۲/۲۷۸	***1/179 < 1/3***	*O.K*

واحد اعداد جدول tonf است.

همان طور که از نتایج جدول مشخص است استفاده تحلیل استاتیکی غیرخطی بلامانع است.

۲- مطابق نشریه نتایج باید برای توزیع بارهای جانبی مذکور کنترل شود که جمع بندی نتایج نمودارها و جداول ذیل می باشد.

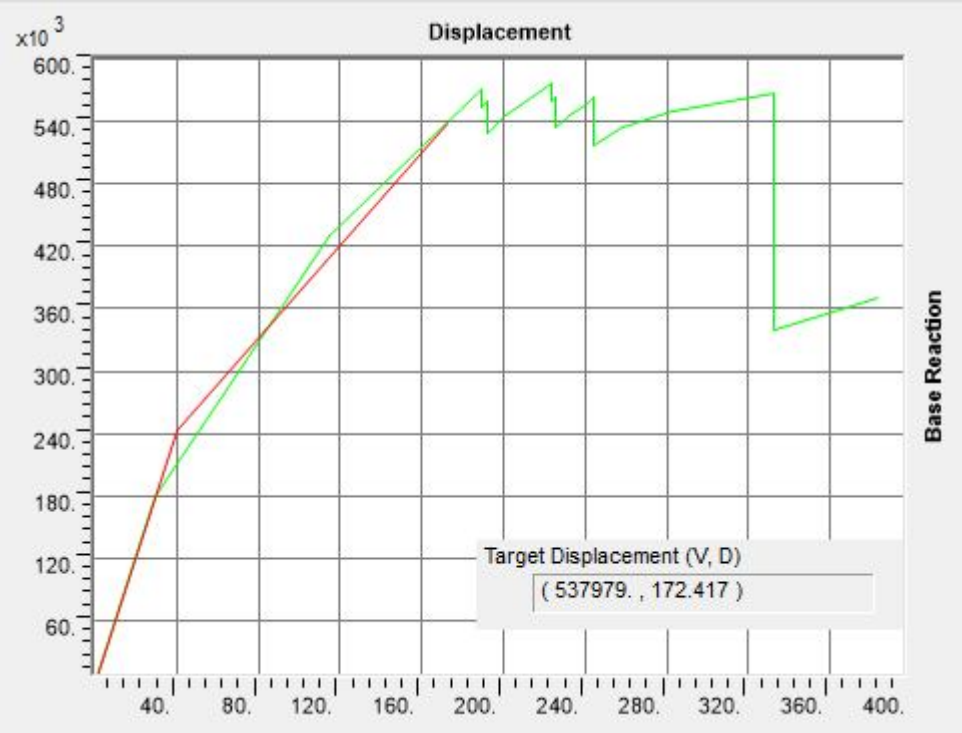
***تمام واحدها بر حسب نیوتن و میلی‌متر می باشند.

۲-۱- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار *LS G1*

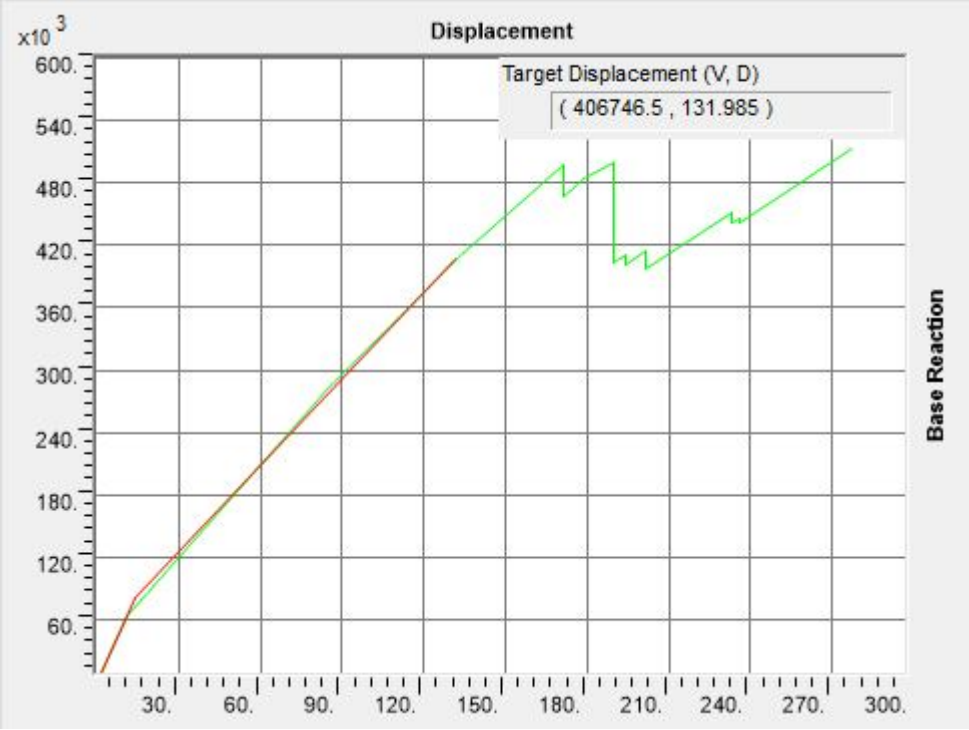
۲۲- *LS G2* نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار

۲۳- *CP G1* نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار

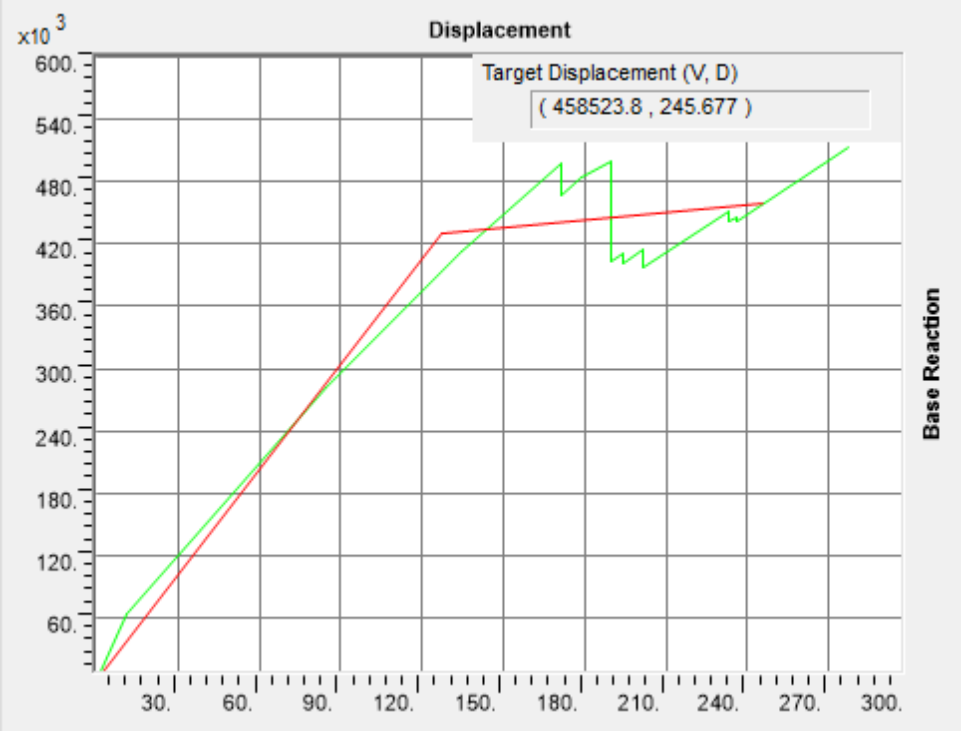
۲۴- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار *CP G2*



۲۵-۲- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار *MO G1*

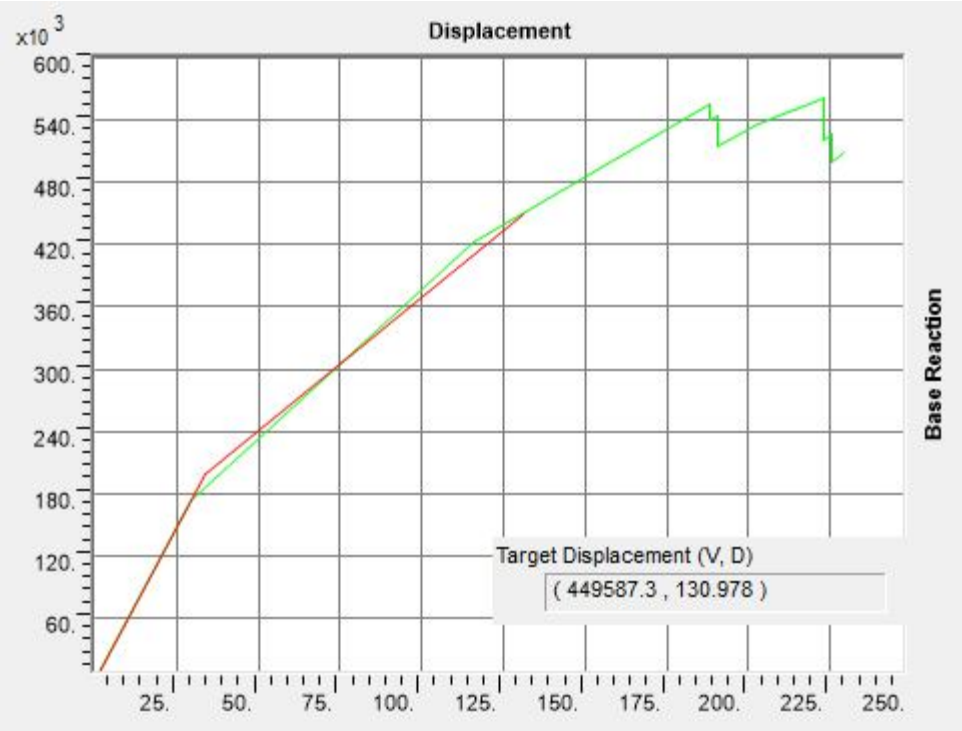


سطح خطر ۱



سطح خطر ۲

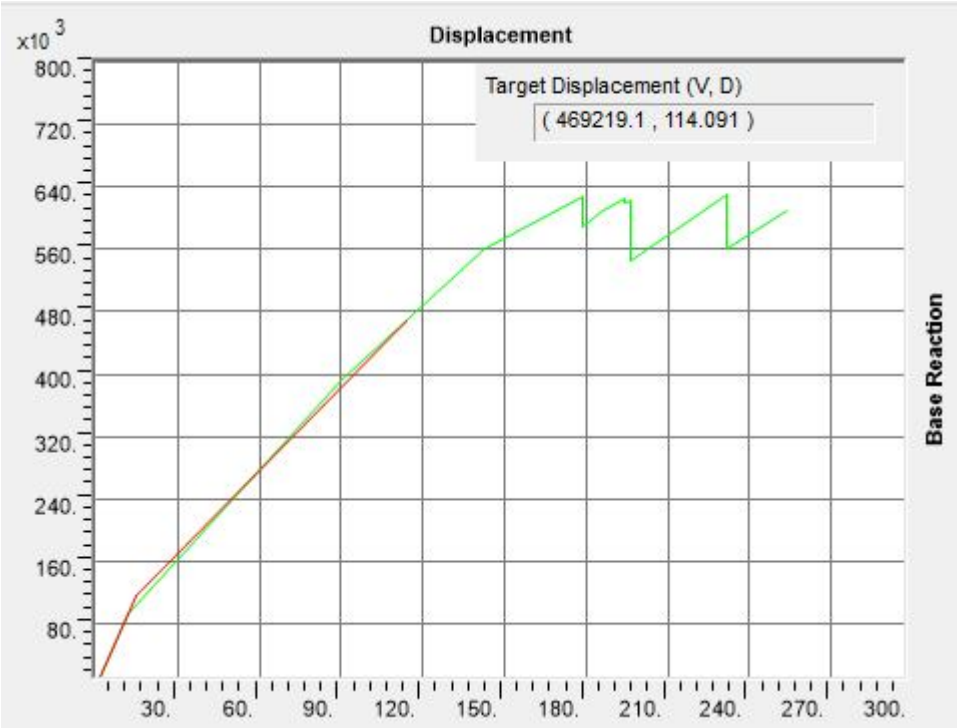
۶-۲*MO G2*- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار



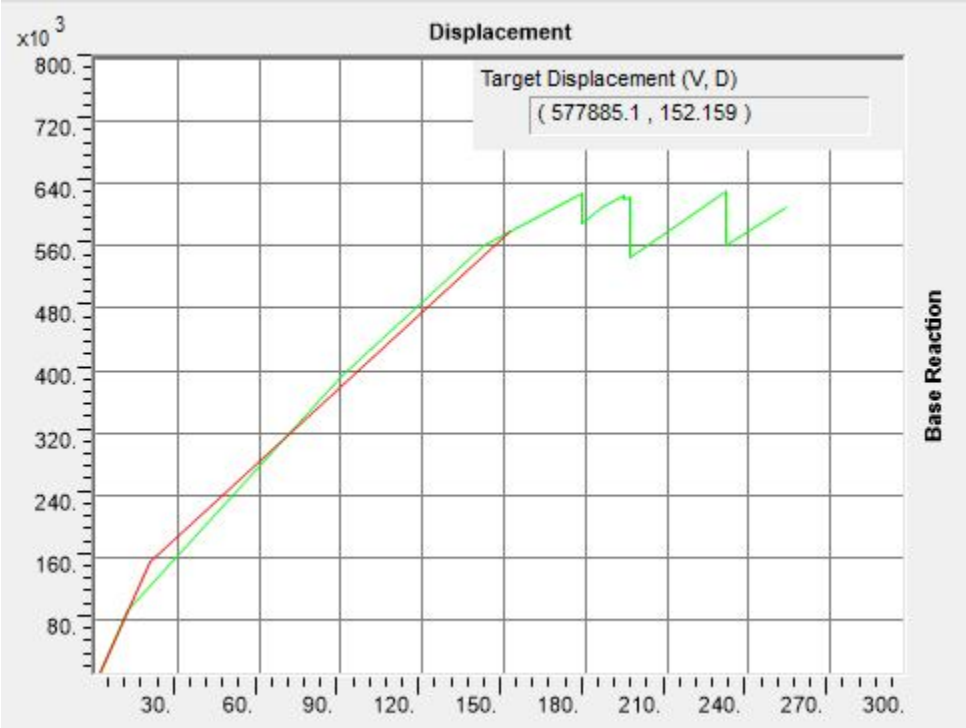
سطح خطر ۱

سطح خطر ۲

۲-۷- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار *AC G1*

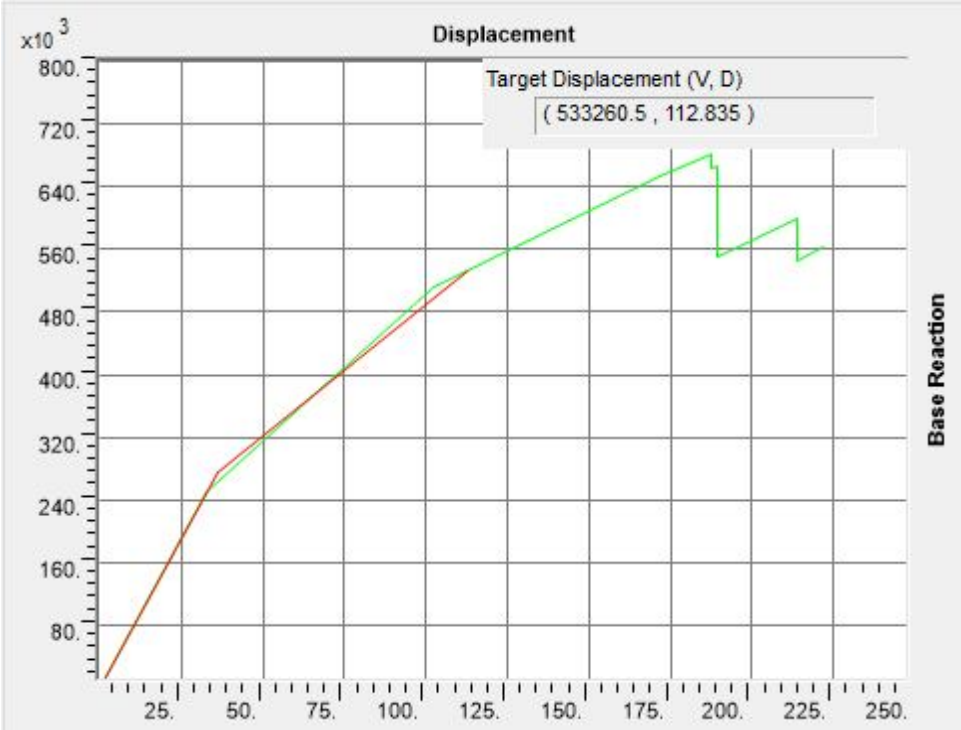


سطح خطر ۱



سطح خطر۲

۲۸- نمودار برش پایه – تغییرمکان در الگوی بار *AC G2*



سطح خطر ۱

سطح خطر ۲

جهت کنترل رفتار سازه و نحوه تشکیل و انتشار مفاصل پلاستیک در سازه پارامترهای زیر برای تعیین تغییر مکان هدف از نرم افزار استخراج گردید.

$G1$

D.$ACCEL.C$	$AC.LS$	$MO.CP$	$MO.LS$	CP	LS	پارامترها
1/3023	1.3024	1.2977	1.3153	1.3119	1.3119	C_0
1	1	1	1	1	1	C_1
1	1	1	1	1	1	C_2
1	1	1	1	1	1	C_3
0/61	0/4575	0/4447	0/4169	0.4495	0/4495	S_a
0/8824	0/8824	۱/۳۰۵۵	۰/۹۸۷۱	1/2875	1/2875	$T_e(sec)$
7702 /8055	7702 /8055	3374 /3503	5902 /9806	3471/8913	3471/8913	$K_e(KN/m)$
0/4156	0/4631	0/0712	0/4669	0/2389	0/2389	α

9/1921	9/2341	2/4191	12/0953	2/3231	2/3231	R
115/2735	115/9255	430/1208	80/6566	452/7494	452/7494	$V_y(KN)$
1	1	1	1	1	1	C_m
10.12	10.12	123.61	123.61	118.99	118.99	$\delta_t(mm)$

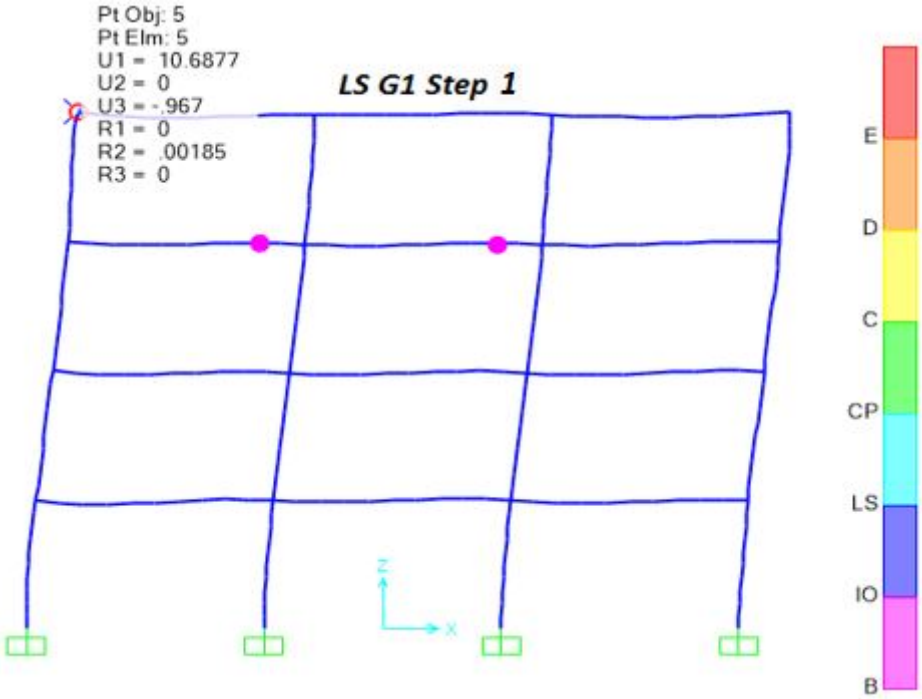
G2

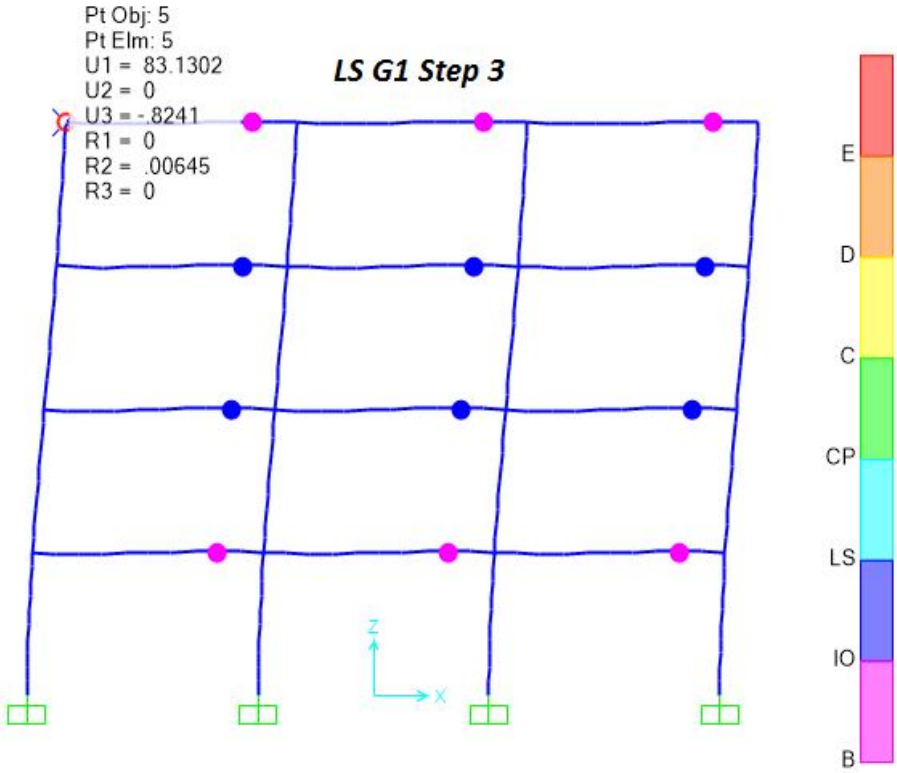
$AC.CP$	$AC.LS$	$MO.CP$	$MO.LS$	D.CP	LS	پارامترها
1/285	1/286	1/3053	1/3046	1/3059	1/3055	C_0
1	1	1	1	1	1	C_1
1	1	1	1	1	1	C_2
1	1	1	1	1	1	C_3
0/61	0/4575	0/5559	0/4169	0/5612	0/4209	S_a
0/8824	0/8824	0/9871	0/9871	0/9756	0/9756	$T_e(sec)$
7702/804	7702/804	5209./9802	5209./9802	6046 /3741	6046 /3741	$K_e(KN/m)$
0/3383	0/4335	0/3705	0/4363	0/3695	0/4393	α
4/3364	3/8747	5/5257	4/9105	5/4209	5/845	R
329/143	276/2714	235/4012	198/6714	242 /2543	203/2894	$V_y(KN)$
1	1	1	1	1	1	C_m
8.87	8.87	12.50	12.50	12.03	12.03	$\delta_t(mm)$

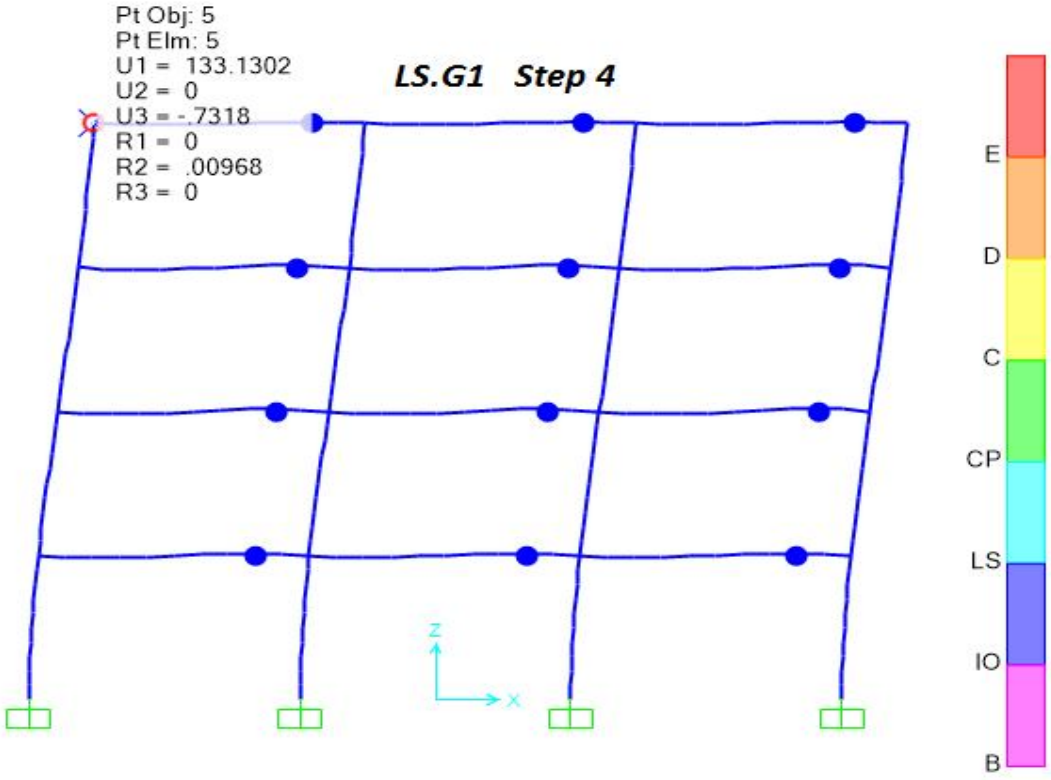
با توجه به تغییر مکان هدف در هرکدام از شرایط بالا آستانه تشکیل مفاصل برای ارزیابی سازه مطابق اشکال زیر، گام گام بررسی می گردد.

۳- ارزیابی سازه

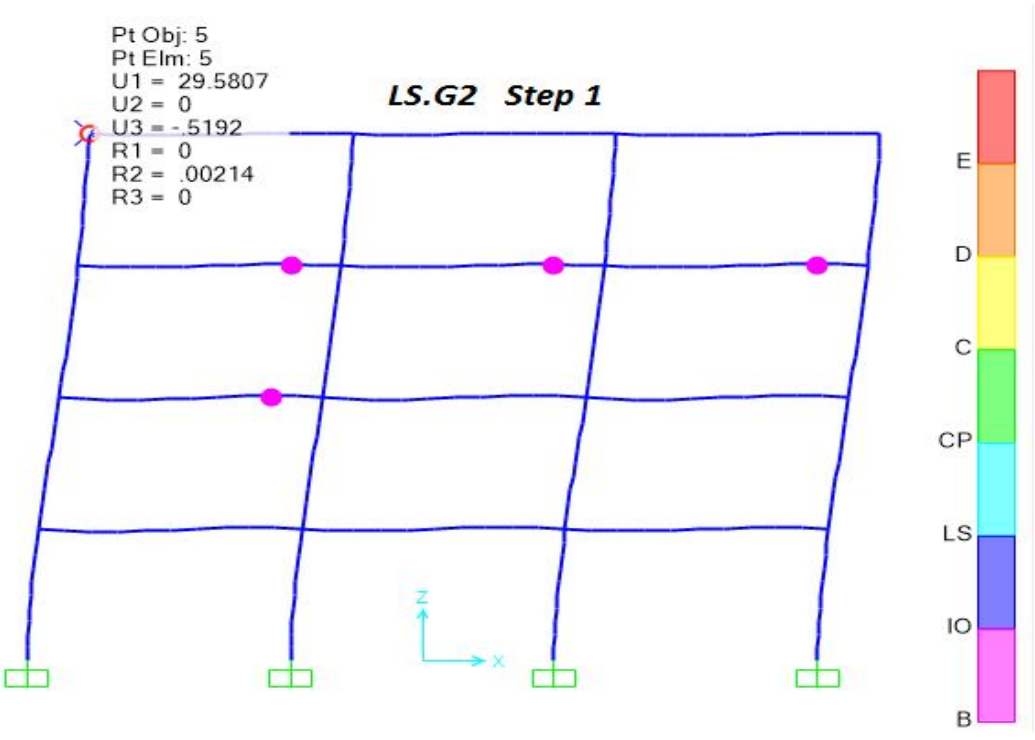
۳-۱- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G1* و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر یک

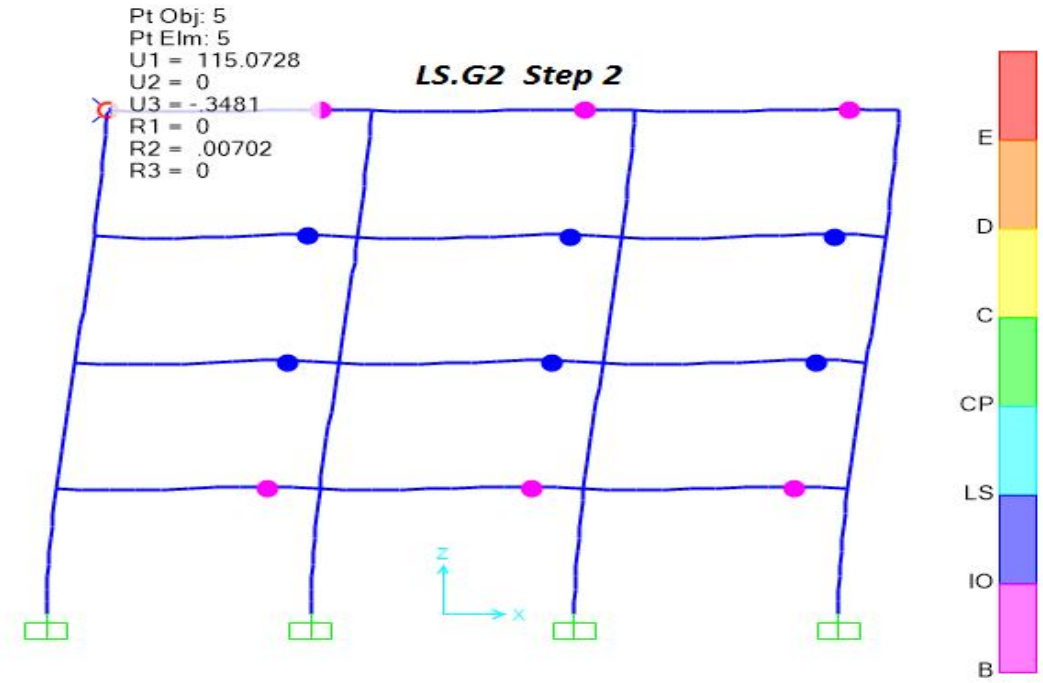


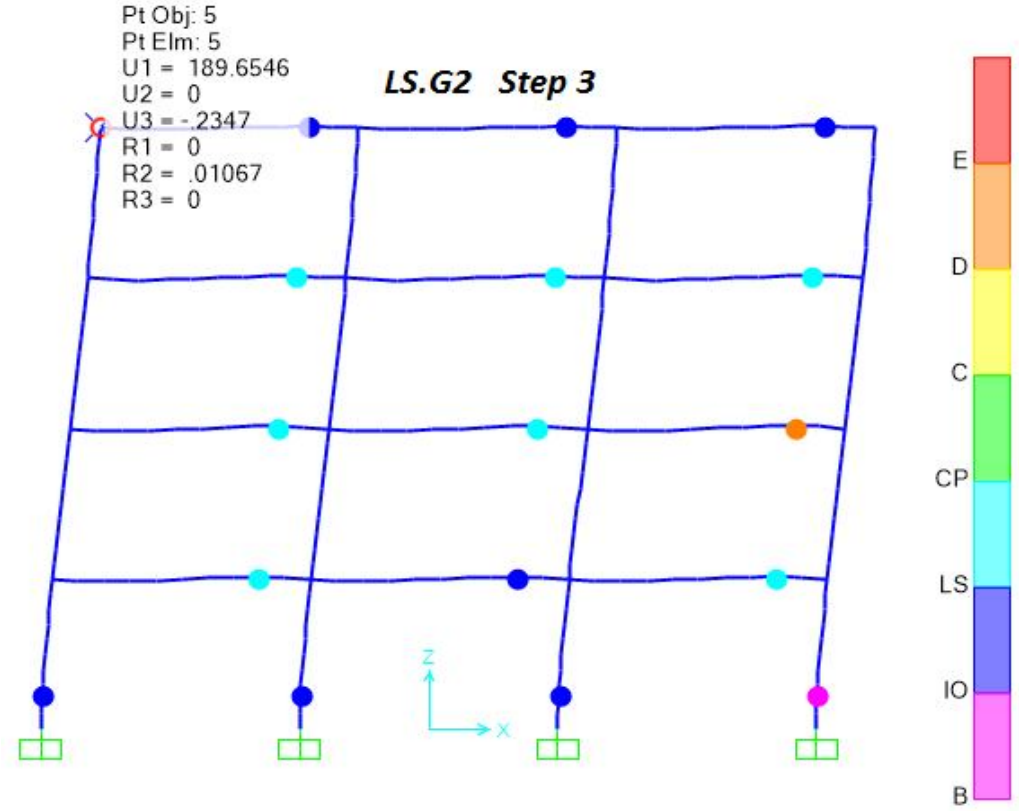

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 83.1302
U2 = 0
U3 = -.8241
R1 = 0
R2 = .00645
R3 = 0
LS G1 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 133.1302
U2 = 0
U3 = -.7318
R1 = 0
R2 = .00968
R3 = 0
LS.G1 Step 4
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

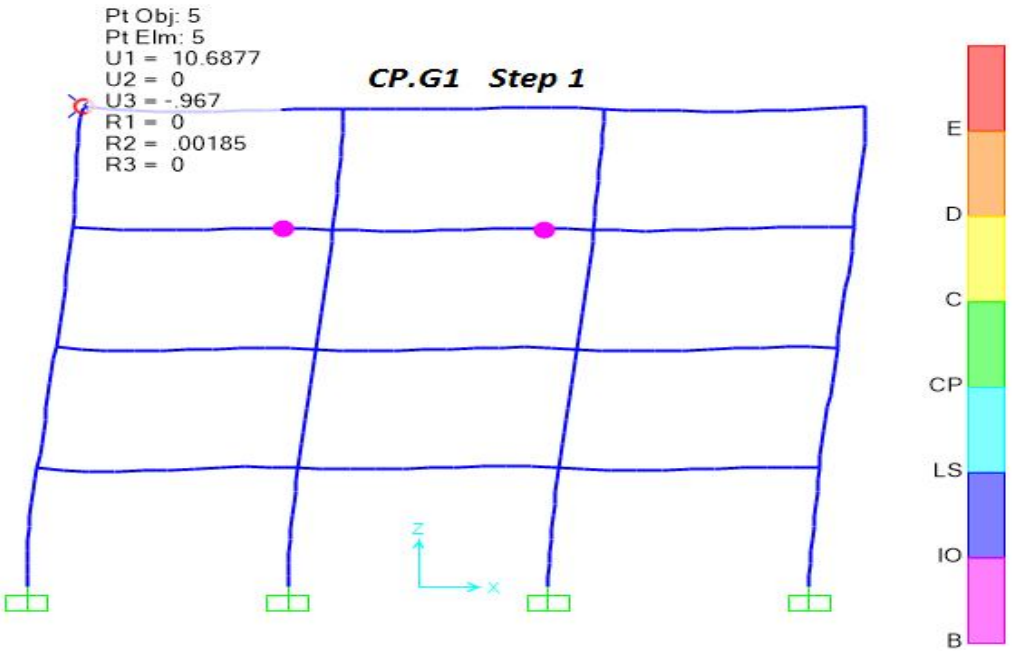
۳-۲- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G2* و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر یک

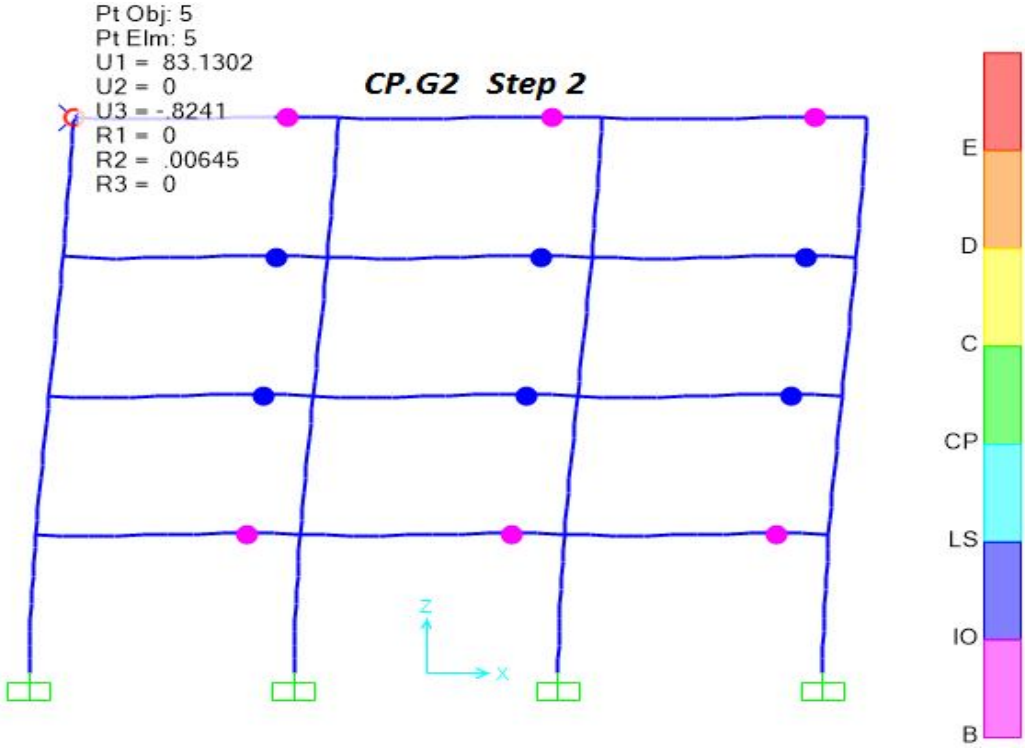


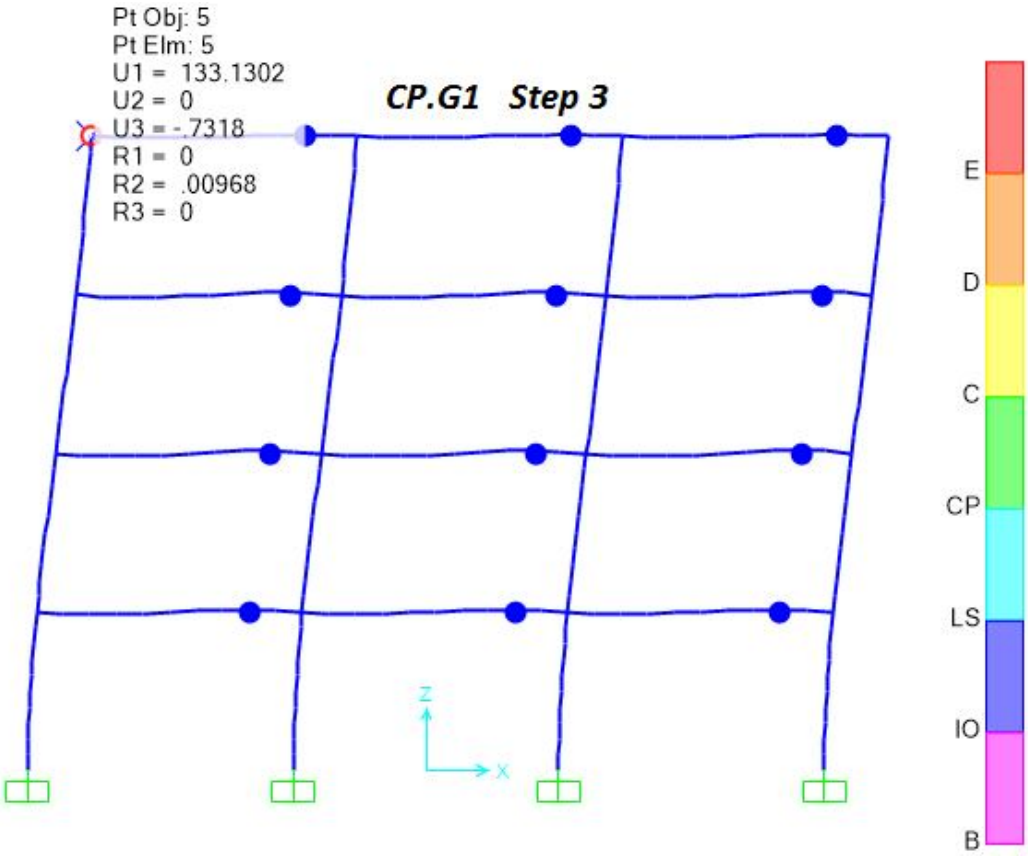


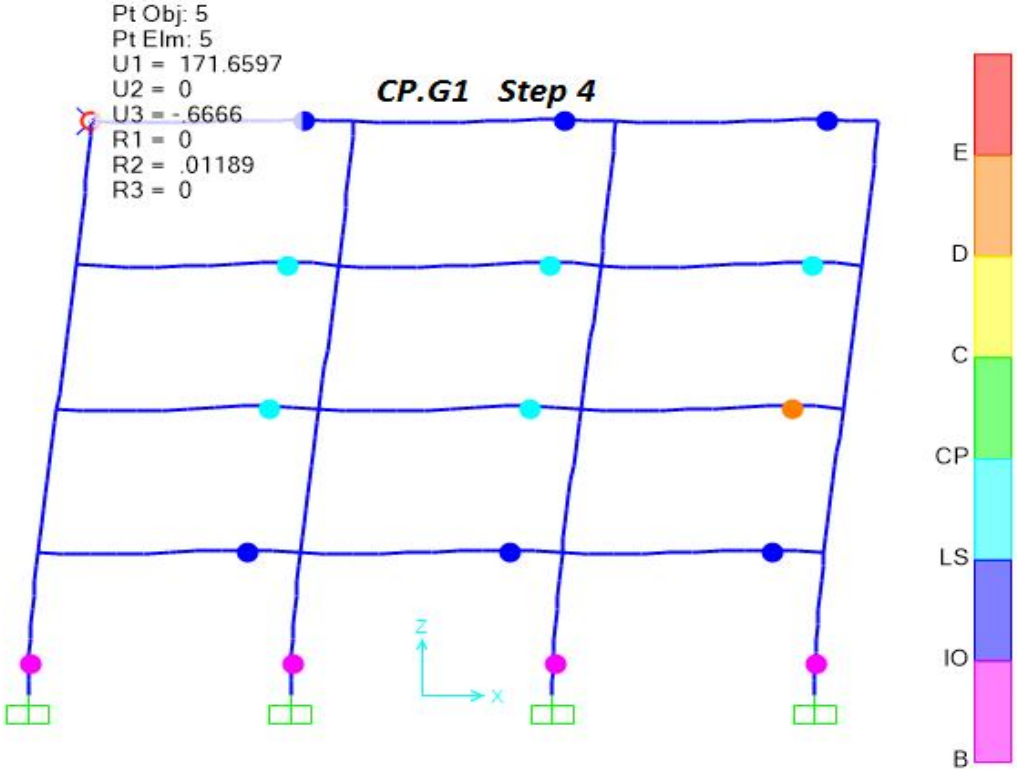


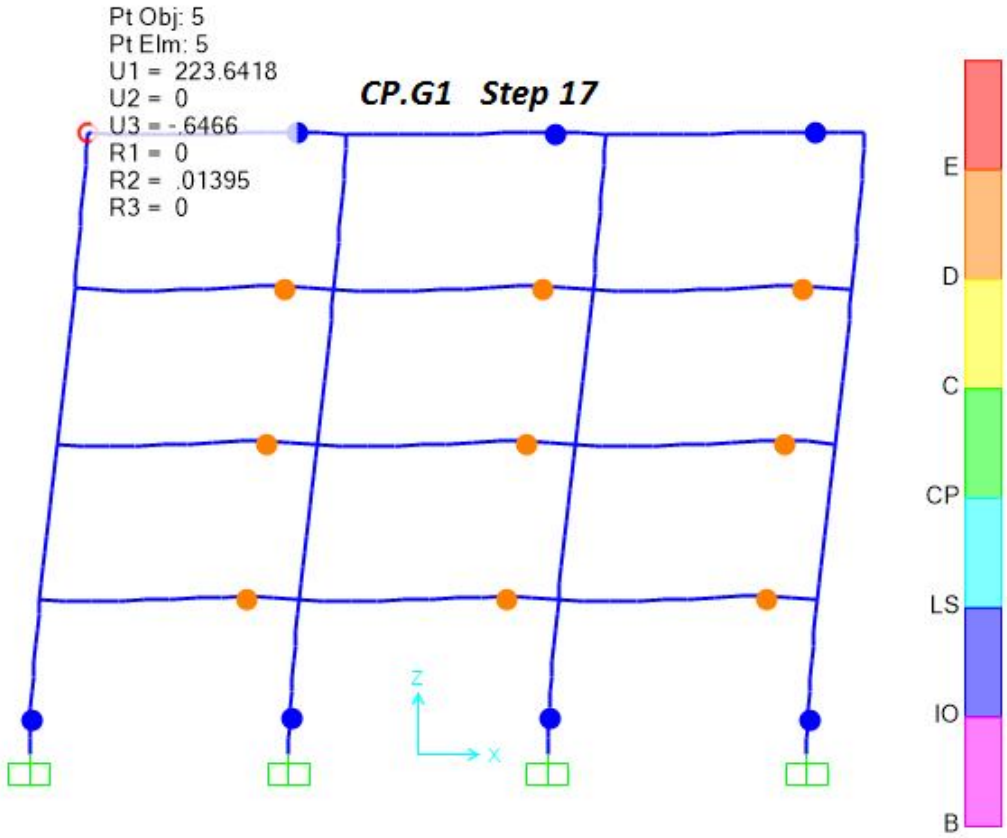
۳-۳- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G1* و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر دو


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 10.6877
U2 = 0
U3 = -.967
R1 = 0
R2 = .00185
R3 = 0
CP.G1 Step 1
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

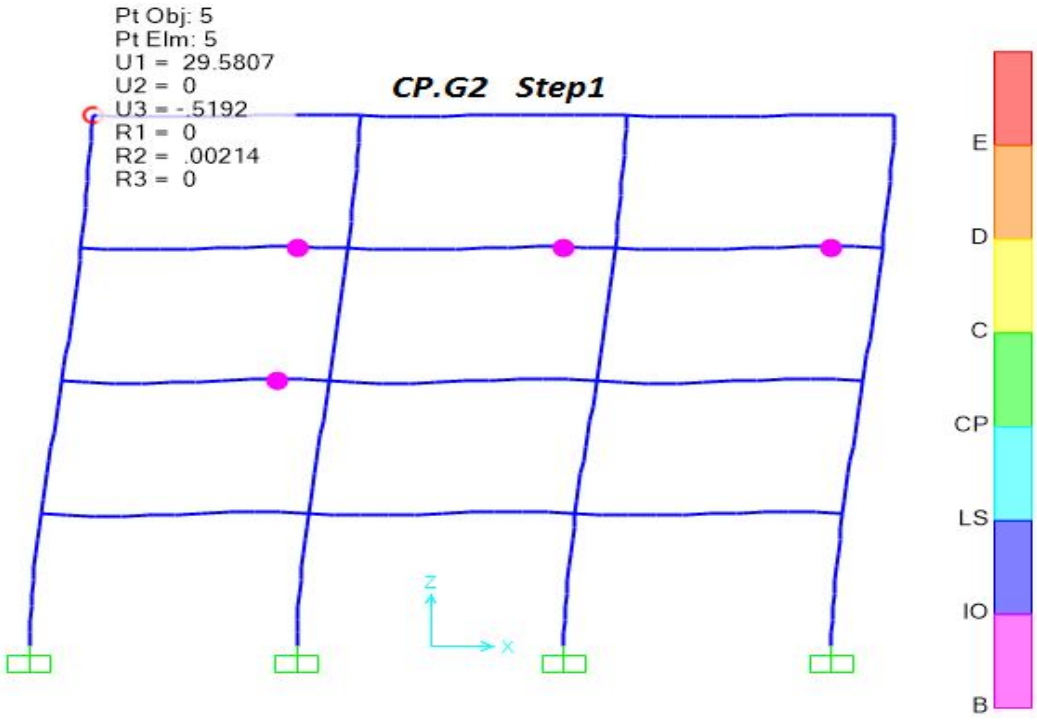

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 83.1302
U2 = 0
U3 = -.8241
R1 = 0
R2 = .00645
R3 = 0
CP.G2 Step 2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

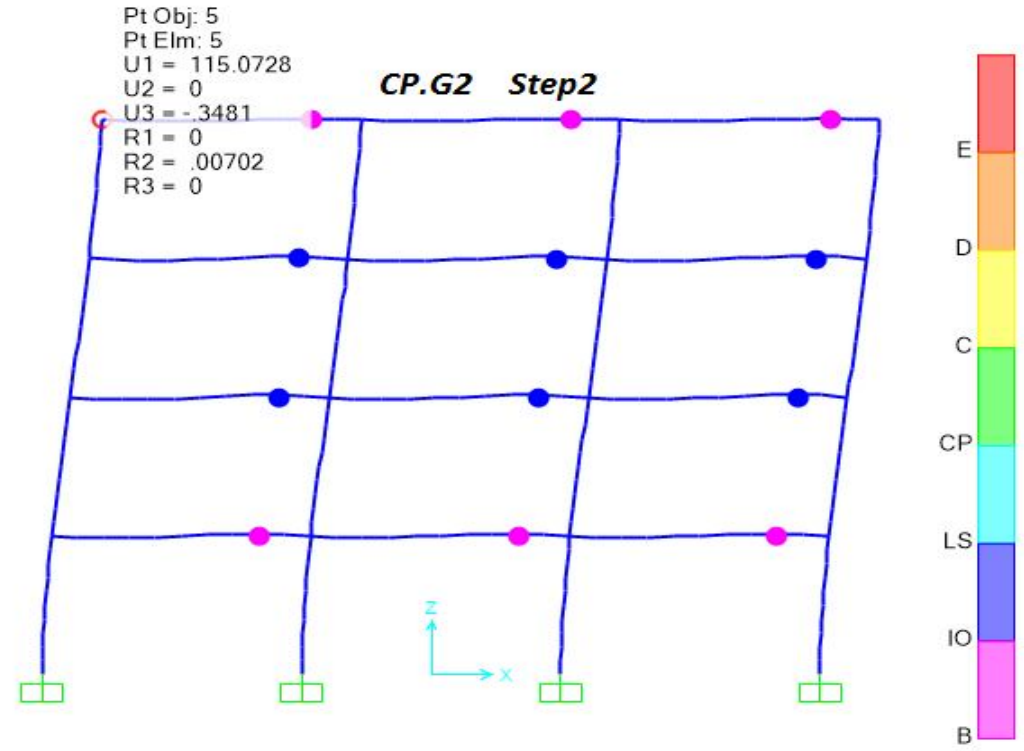

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 133.1302
U2 = 0
U3 = -.7318
R1 = 0
R2 = .00968
R3 = 0
CP.G1 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

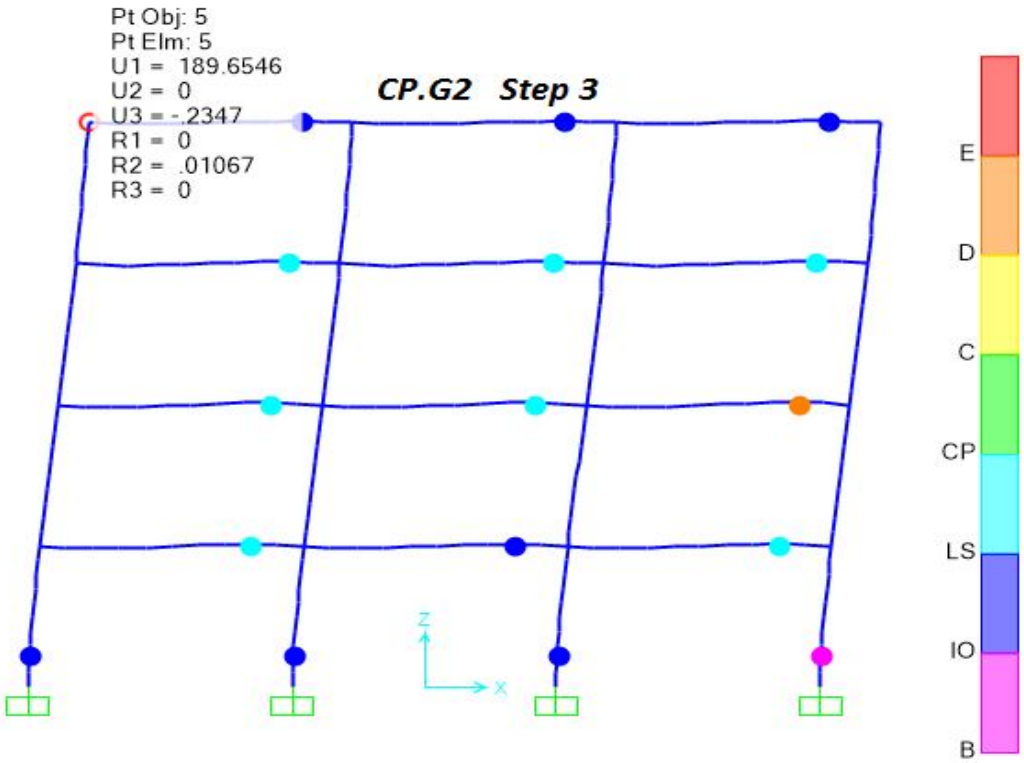

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = 171.6597
U2 = 0
U3 = -.6666
R1 = 0
R2 = .01189
R3 = 0
CP.G1 Step 4
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X



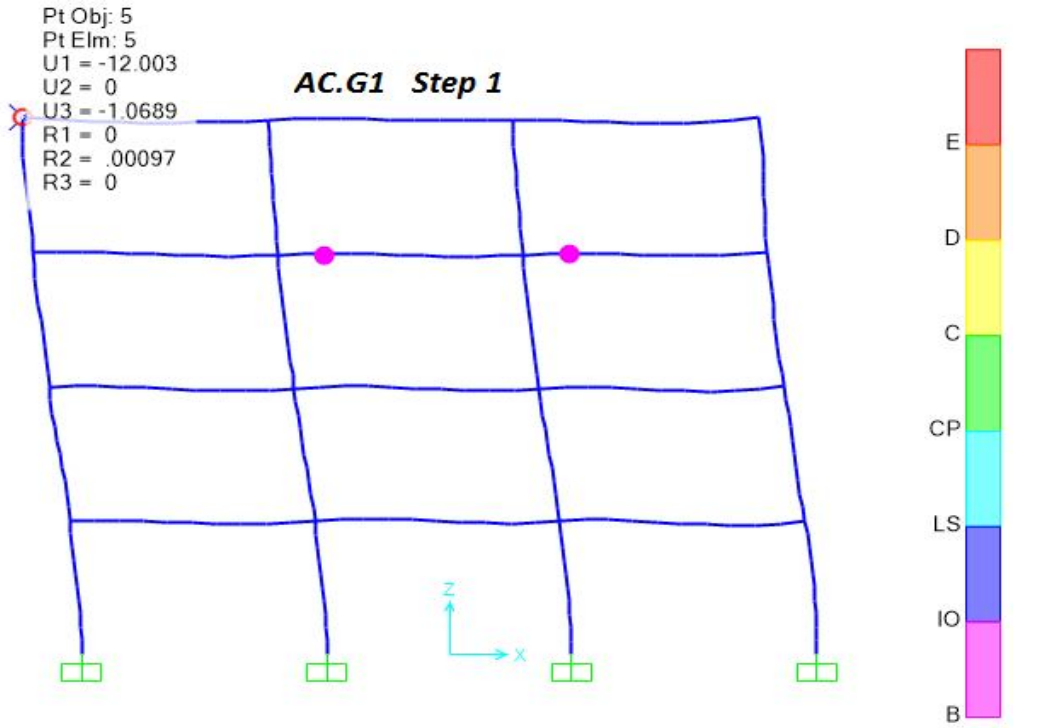
۳-۴- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی $G2$ و بار جانبی استاتیکی غیرخطی (توزیع بار متناسب با زلزله استاتیکی خطی) سطح خطر دو

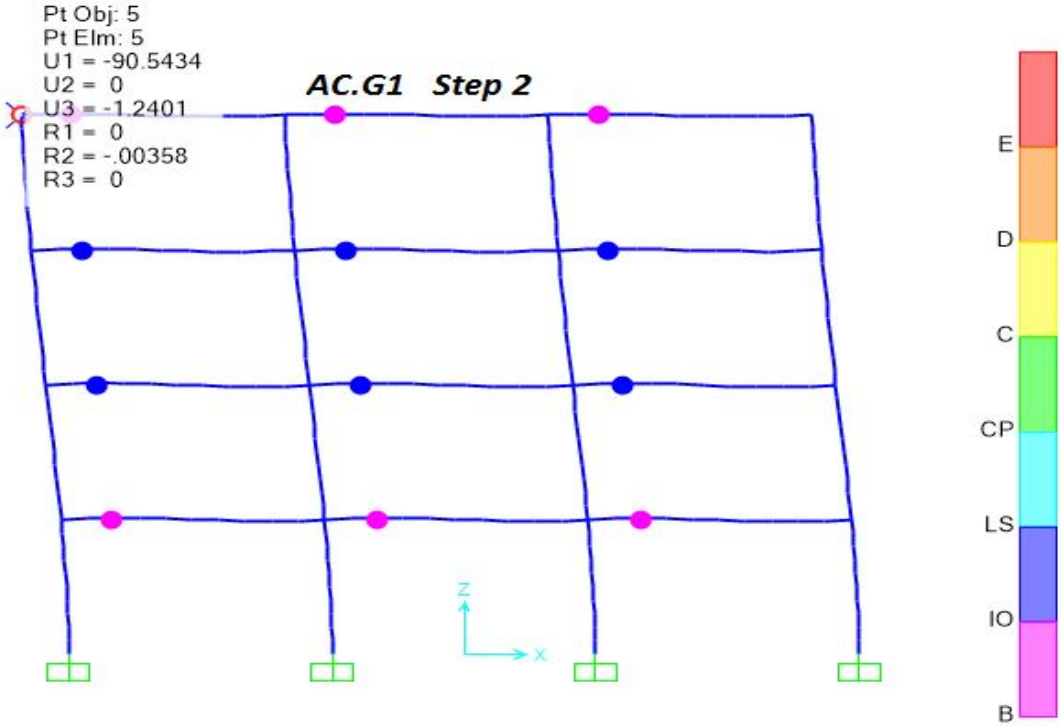


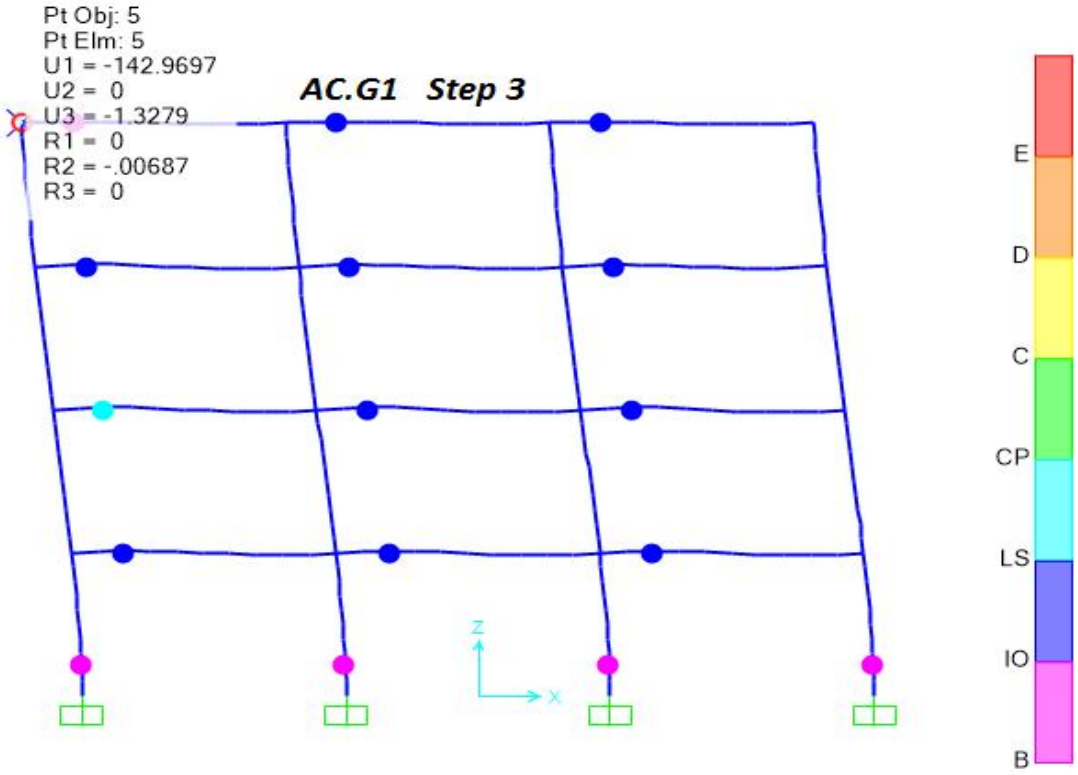




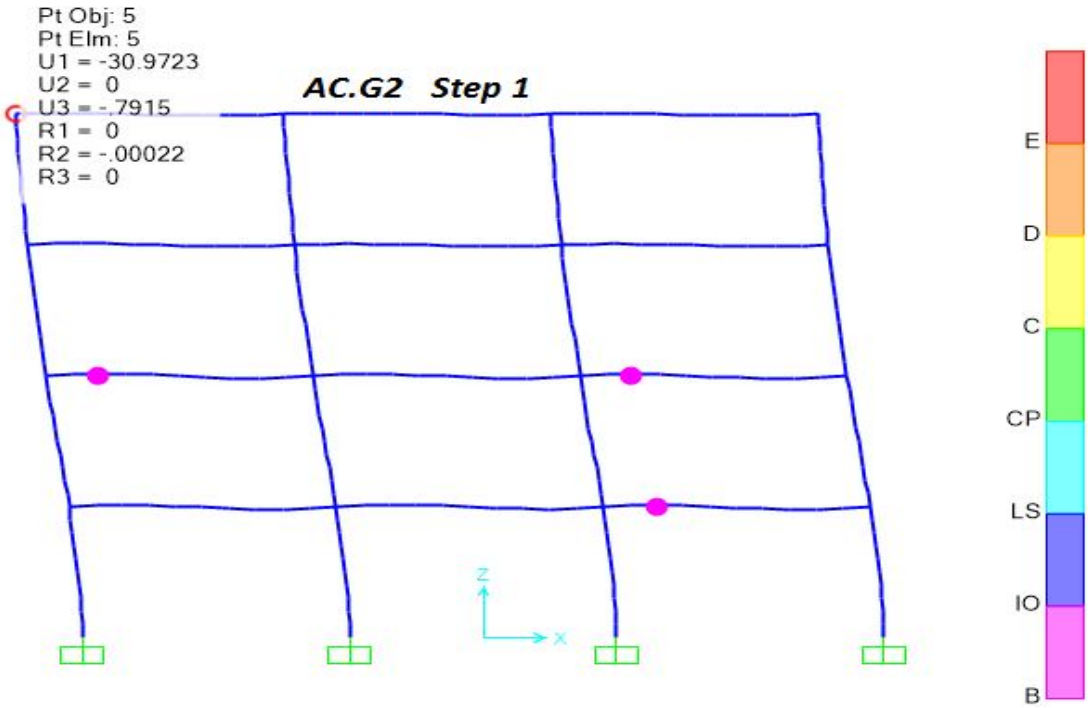
۳-5- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G1* و بار جانبی غیرخطی با توزیع متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر یک

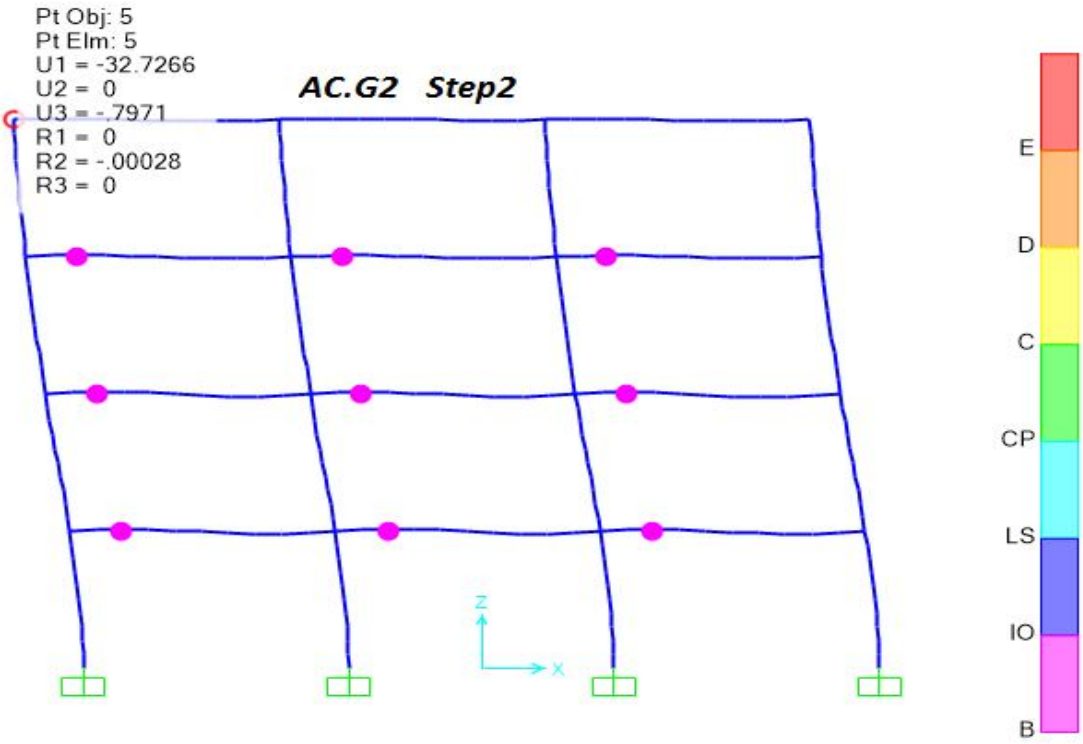

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -12.003
U2 = 0
U3 = -1.0689
R1 = 0
R2 = .00097
R3 = 0
AC.G1 Step 1
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

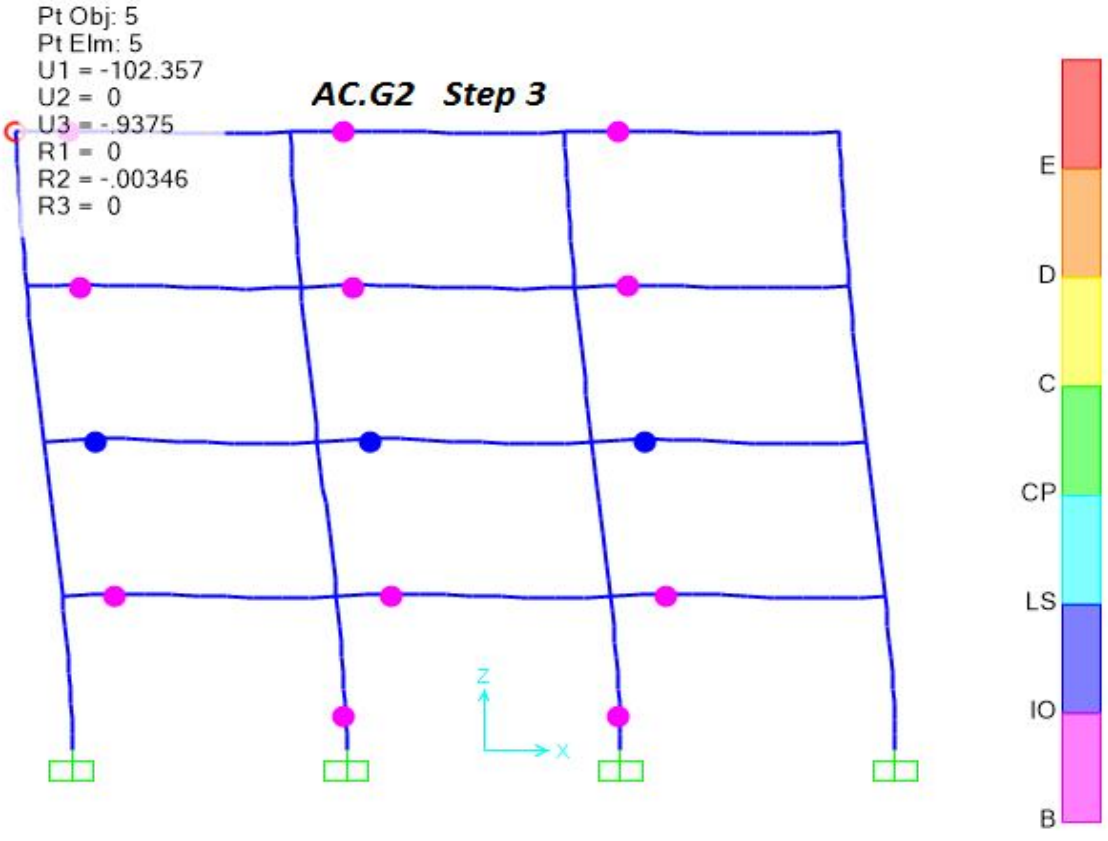

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -90.5434
U2 = 0
U3 = -1.2401
R1 = 0
R2 = -.00358
R3 = 0
AC.G1 Step 2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

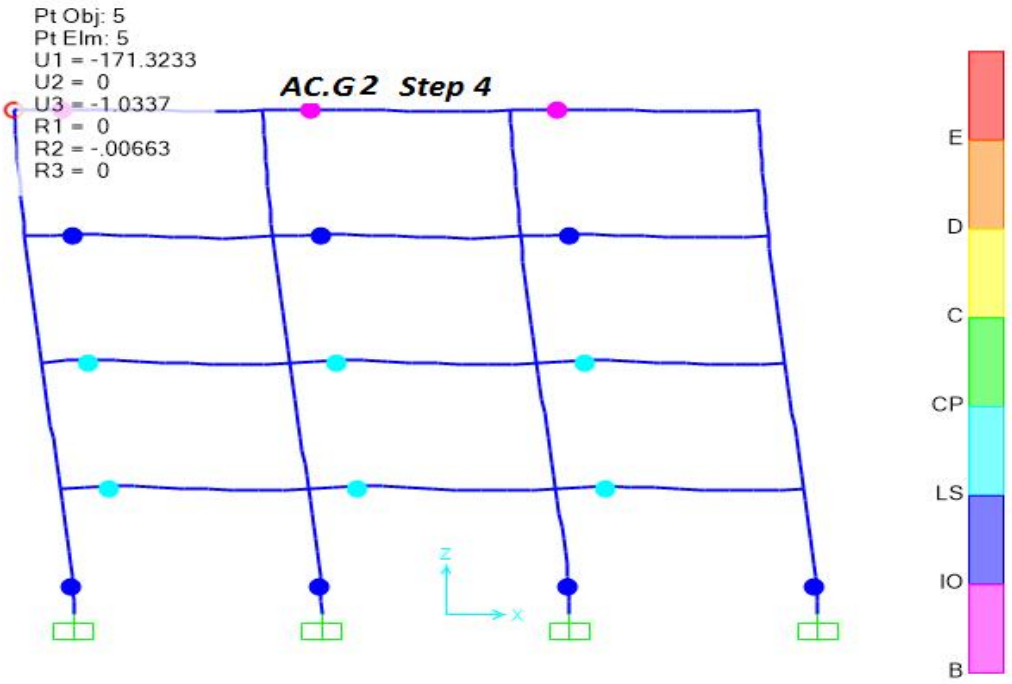


۳-6- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G2* و بار جانبی غیرخطی با توزیع متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر یک

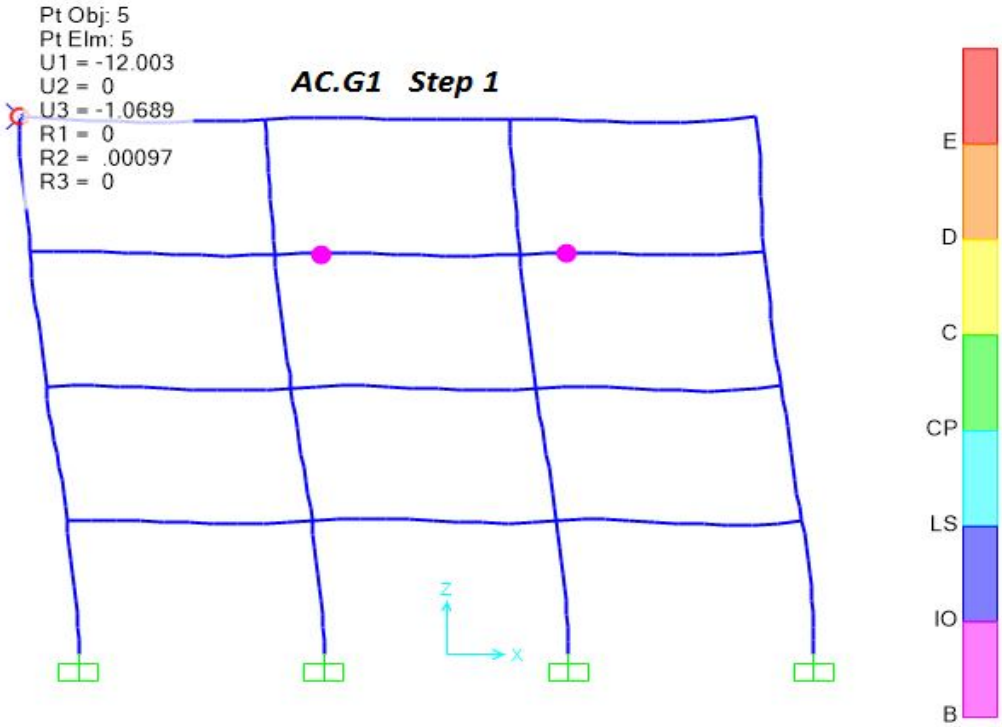


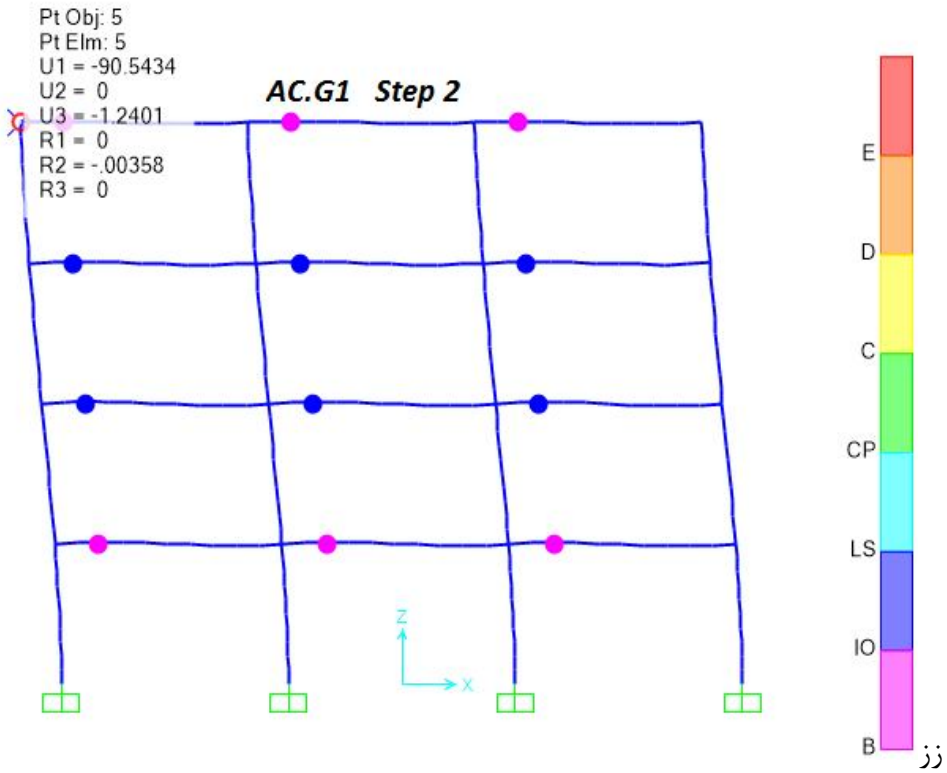

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -32.7266
U2 = 0
U3 = -.7971
R1 = 0
R2 = -.00028
R3 = 0
AC.G2 Step2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -102.357
U2 = 0
U3 = -.9375
R1 = 0
R2 = -.00346
R3 = 0
AC.G2 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

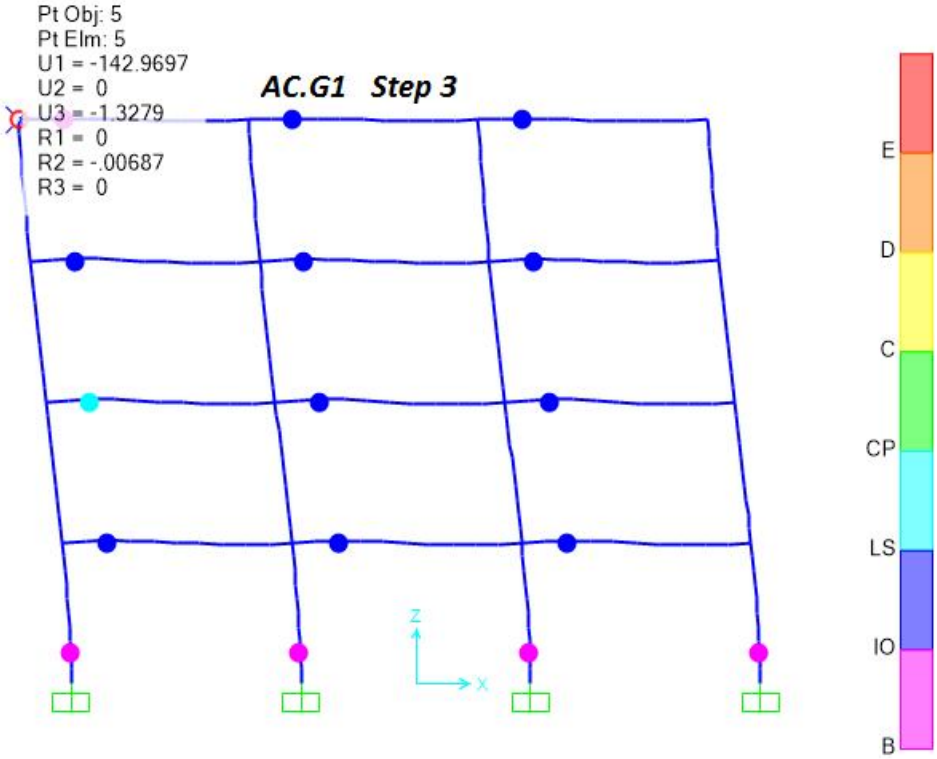


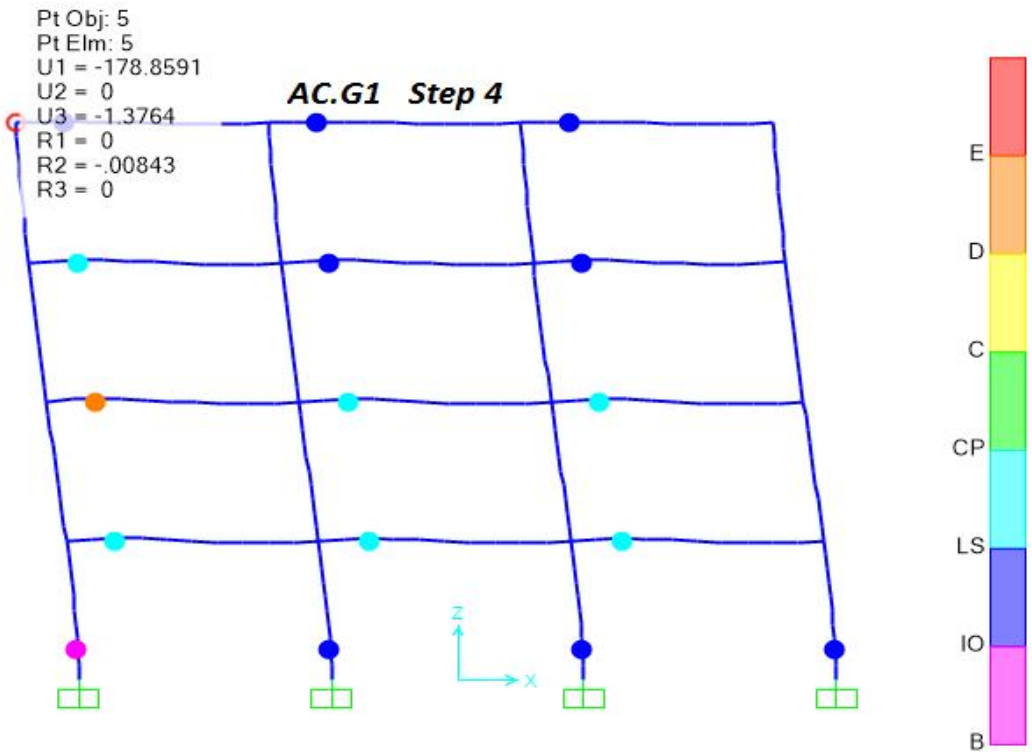
۳-۷- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G1* و بار جانبی غیرخطی با توزیع متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر دو



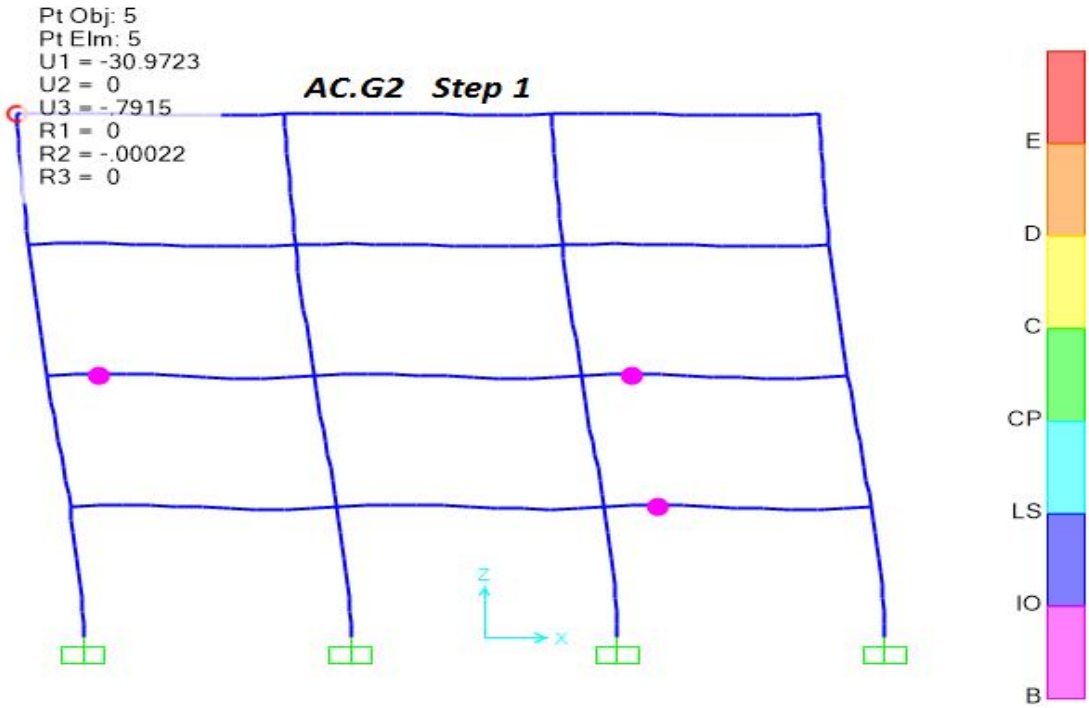

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -90.5434
U2 = 0
U3 = -1.2401
R1 = 0
R2 = -.00358
R3 = 0
AC.G1 Step 2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

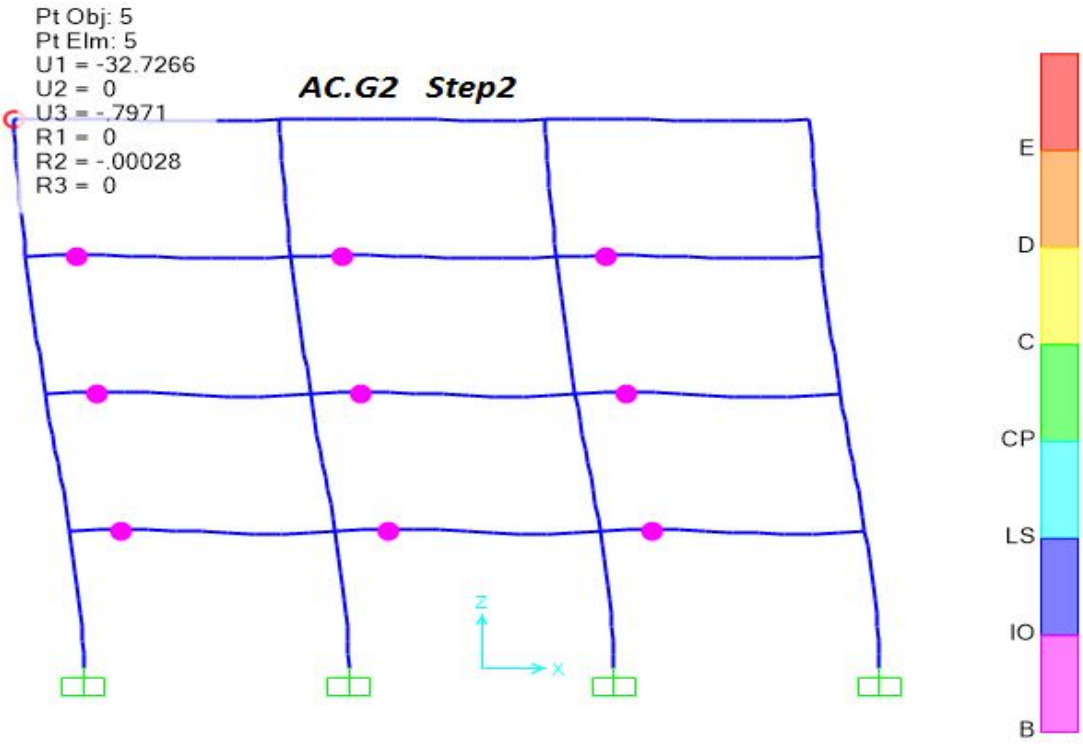
زز

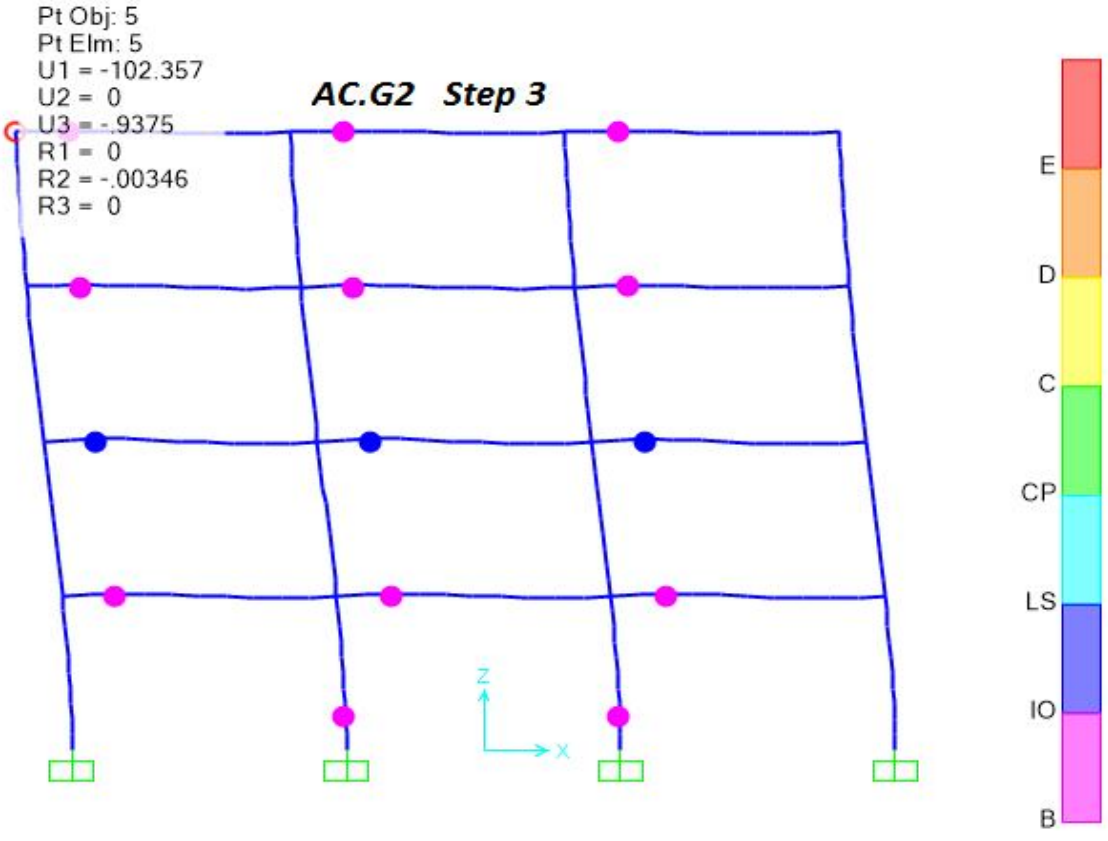

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -142.9697
U2 = 0
U3 = -1.3279
R1 = 0
R2 = -.00687
R3 = 0
AC.G1 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

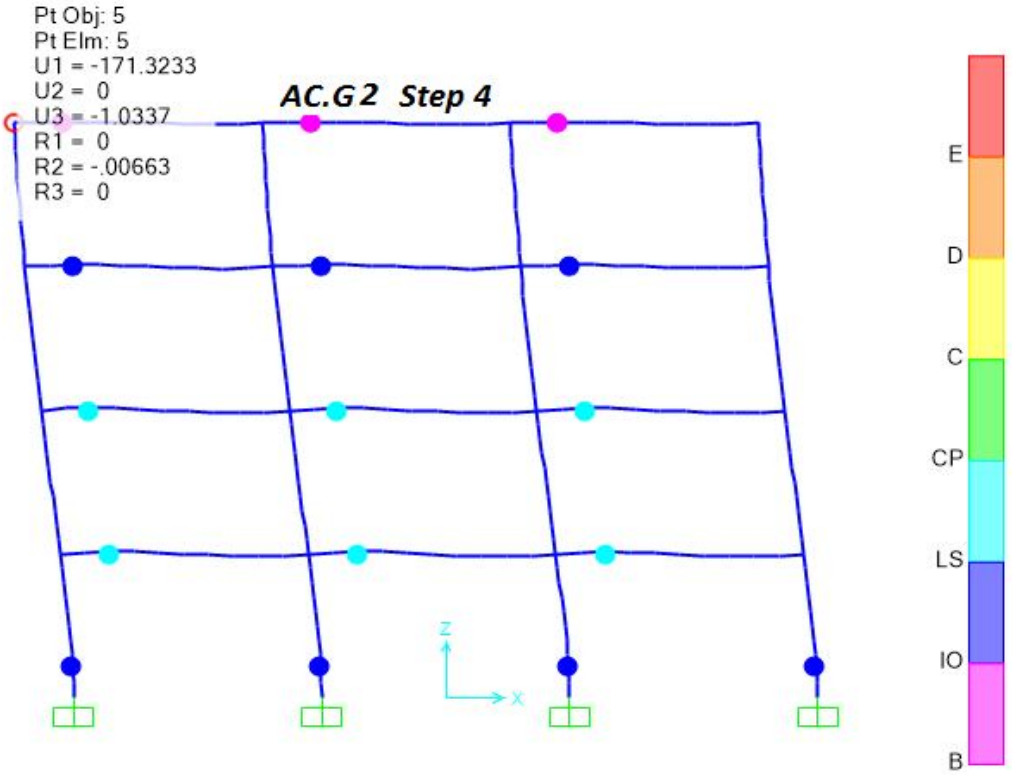


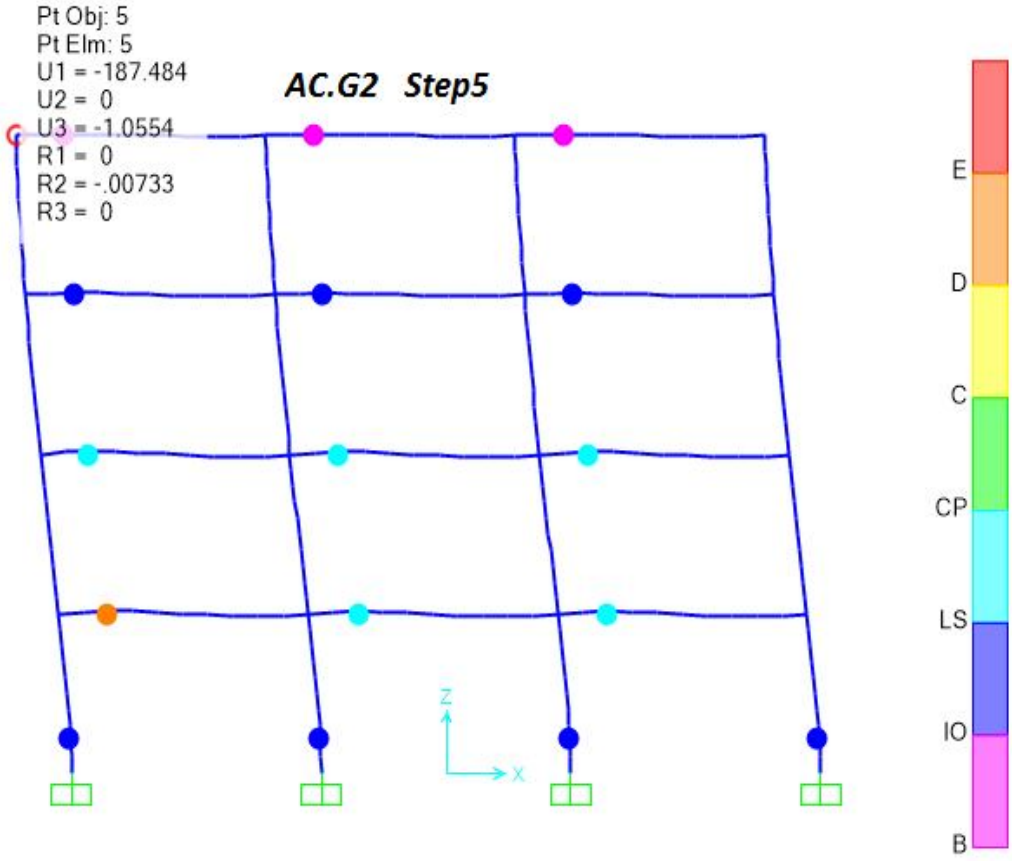
۳-8- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G2* و بار جانبی با توزیع بار متناسب با وزن هر طبقه (یکنواخت) در سطح خطر دو



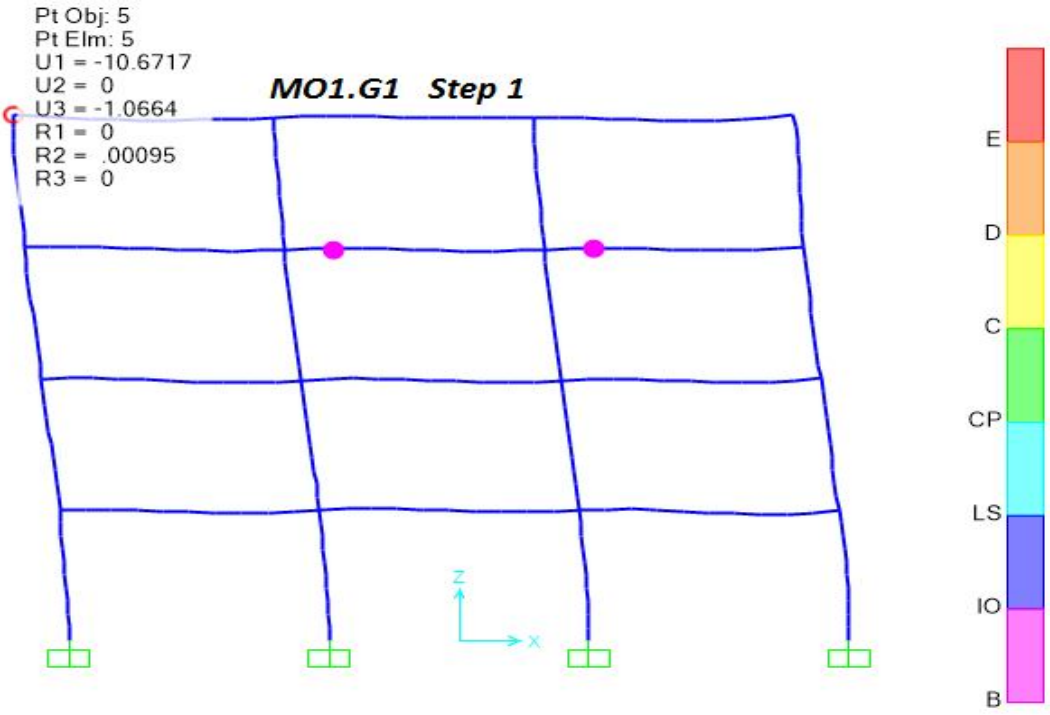

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -32.7266
U2 = 0
U3 = -.7971
R1 = 0
R2 = -.00028
R3 = 0
AC.G2 Step2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

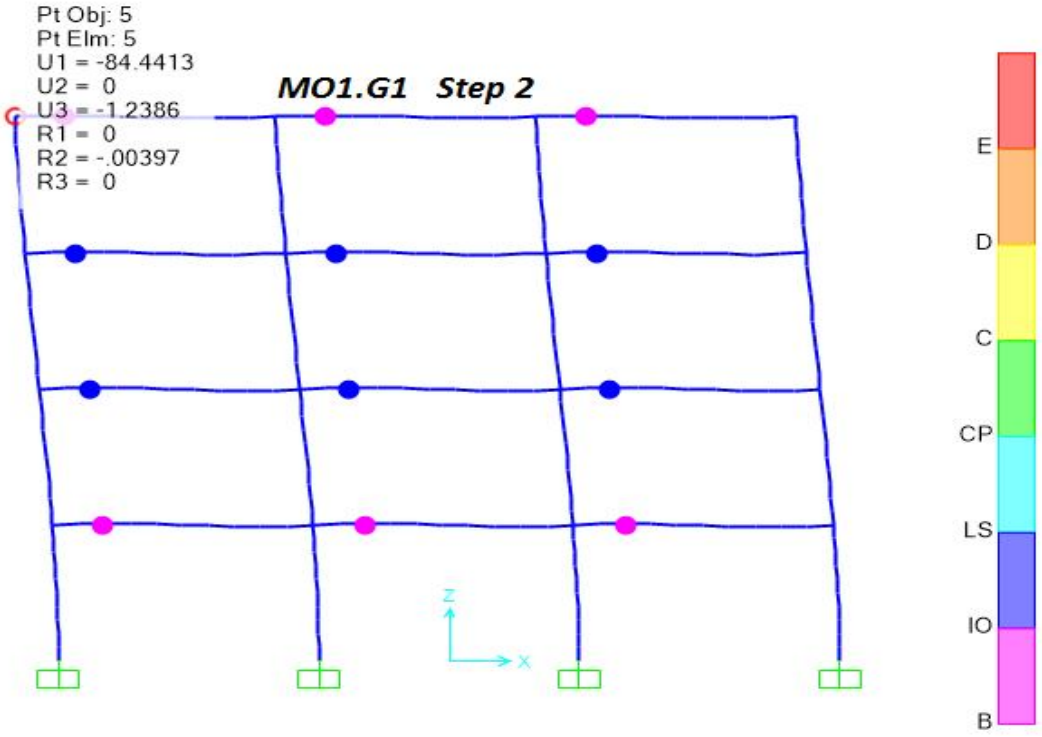

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -102.357
U2 = 0
U3 = -.9375
R1 = 0
R2 = -.00346
R3 = 0
AC.G2 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

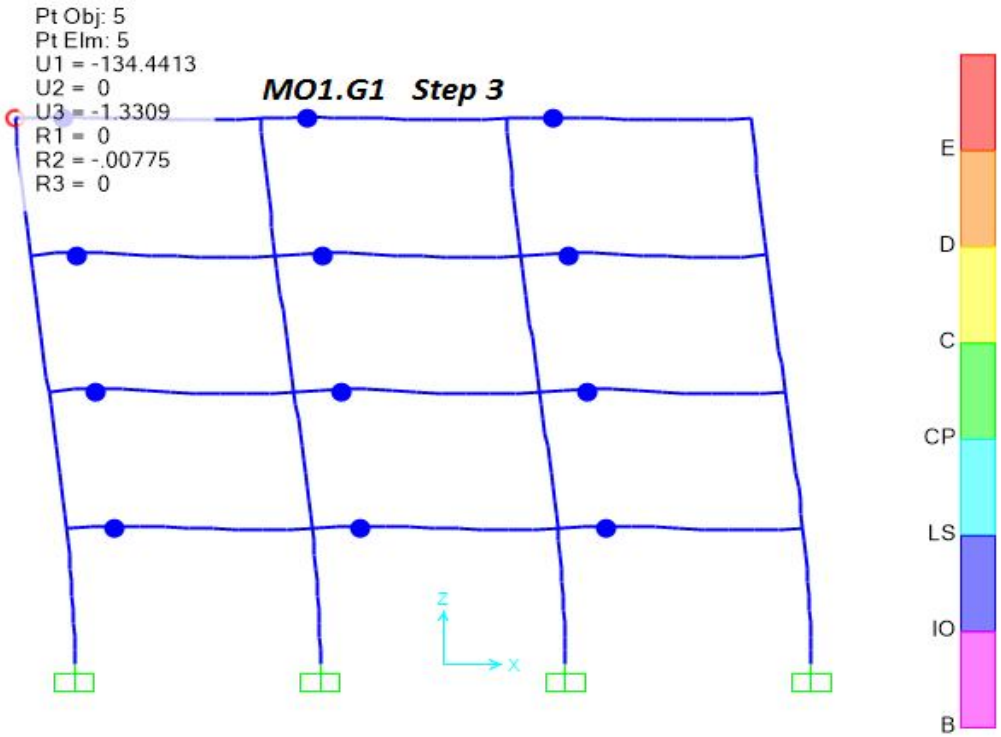




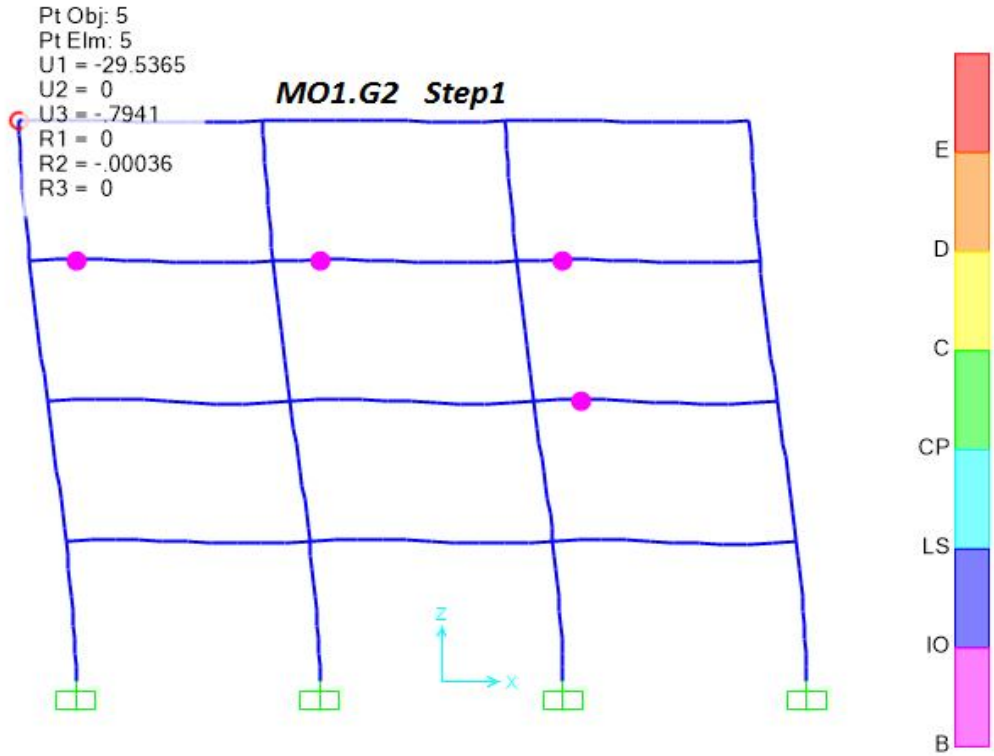
۳-9- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G1* و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر یک

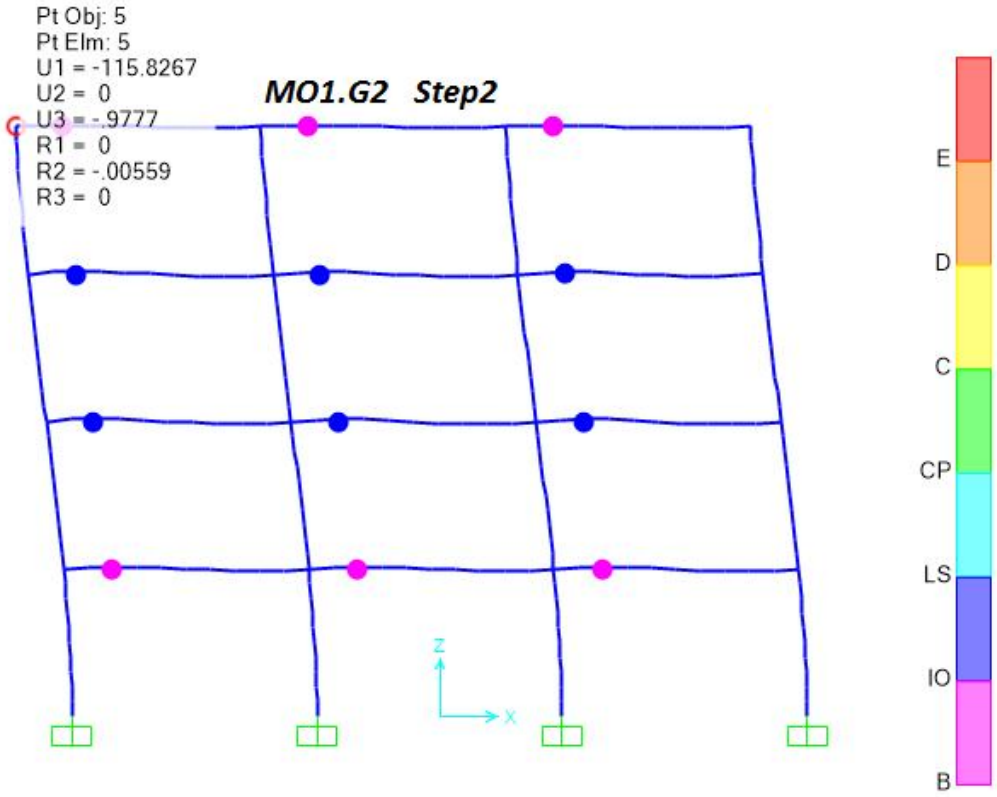

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -10.6717
U2 = 0
U3 = -1.0664
R1 = 0
R2 = .00095
R3 = 0
MO1.G1 Step 1
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

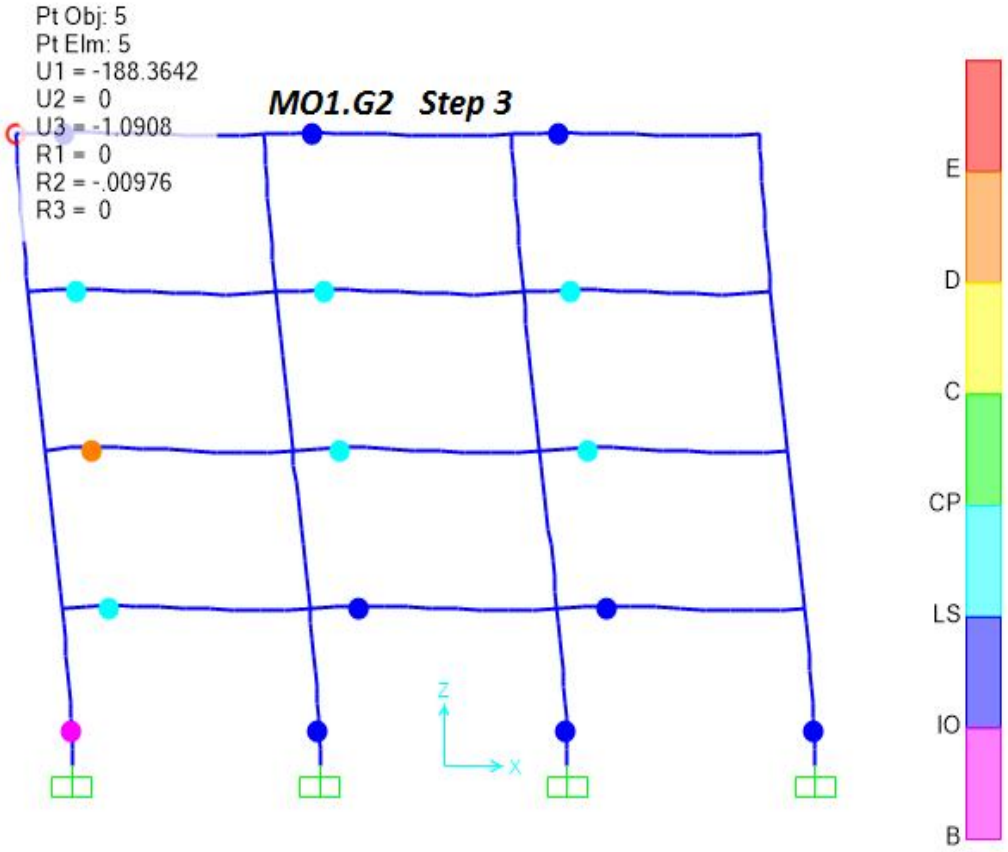

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -84.4413
U2 = 0
U3 = -1.2386
R1 = 0
R2 = -.00397
R3 = 0
MO1.G1 Step 2
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B



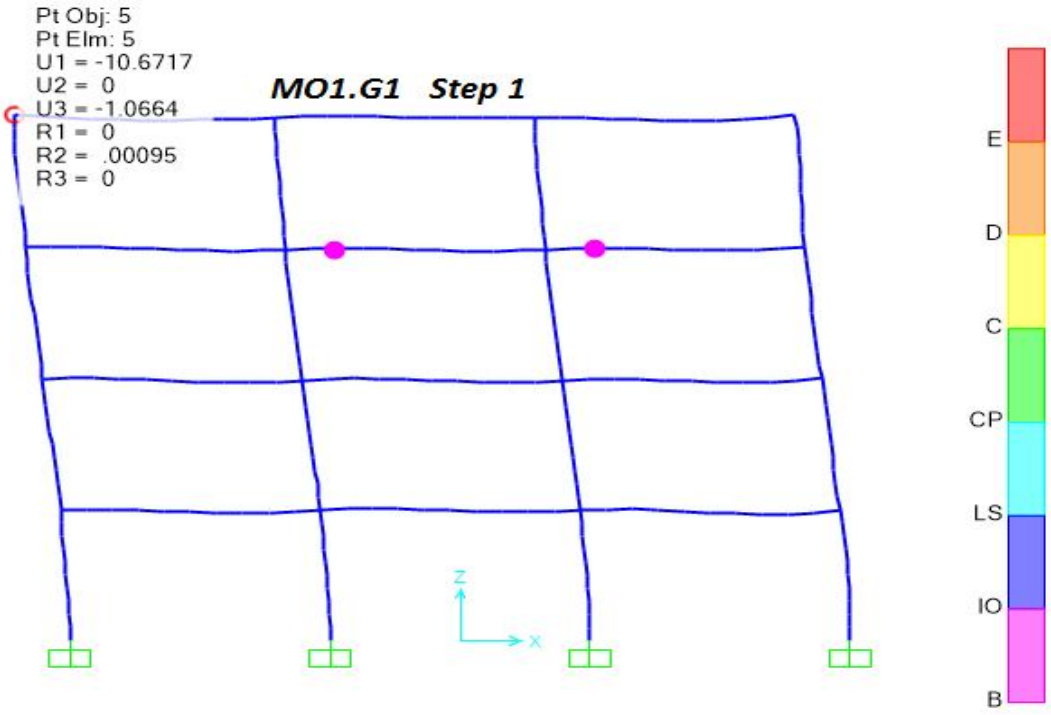
۳-*10*- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G2* و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر یک

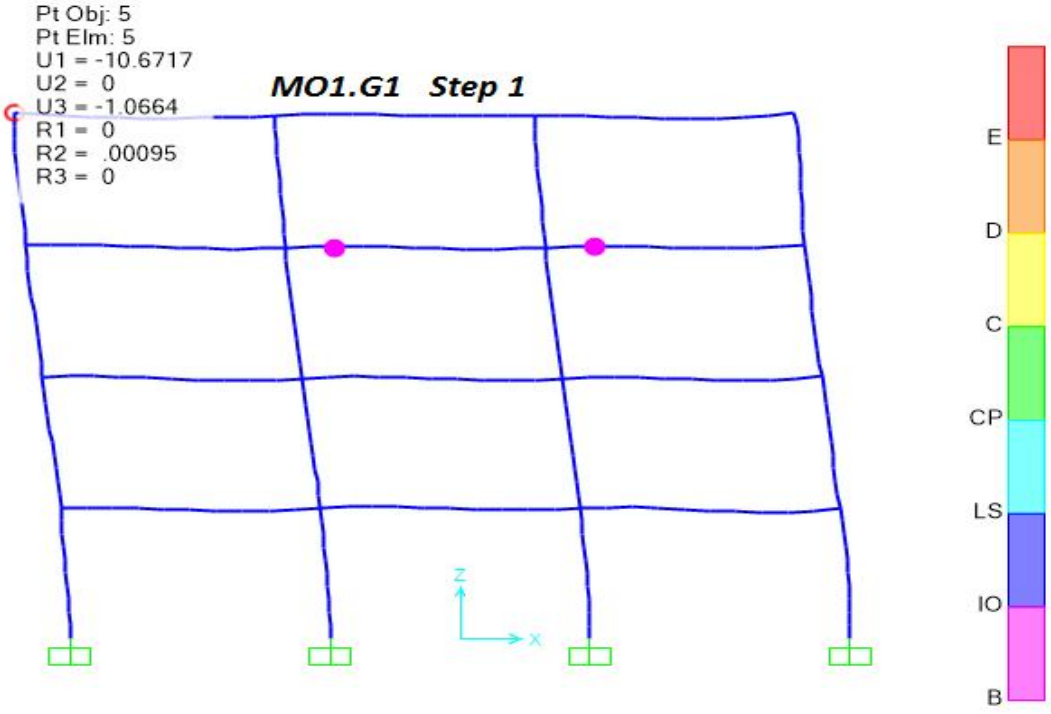


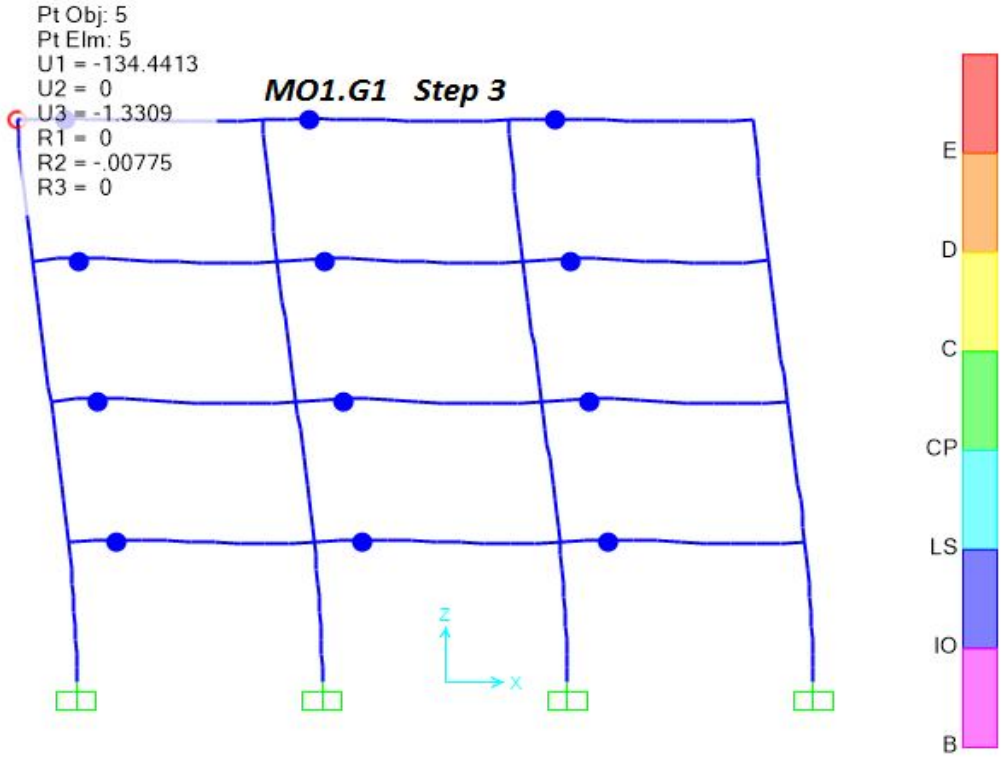


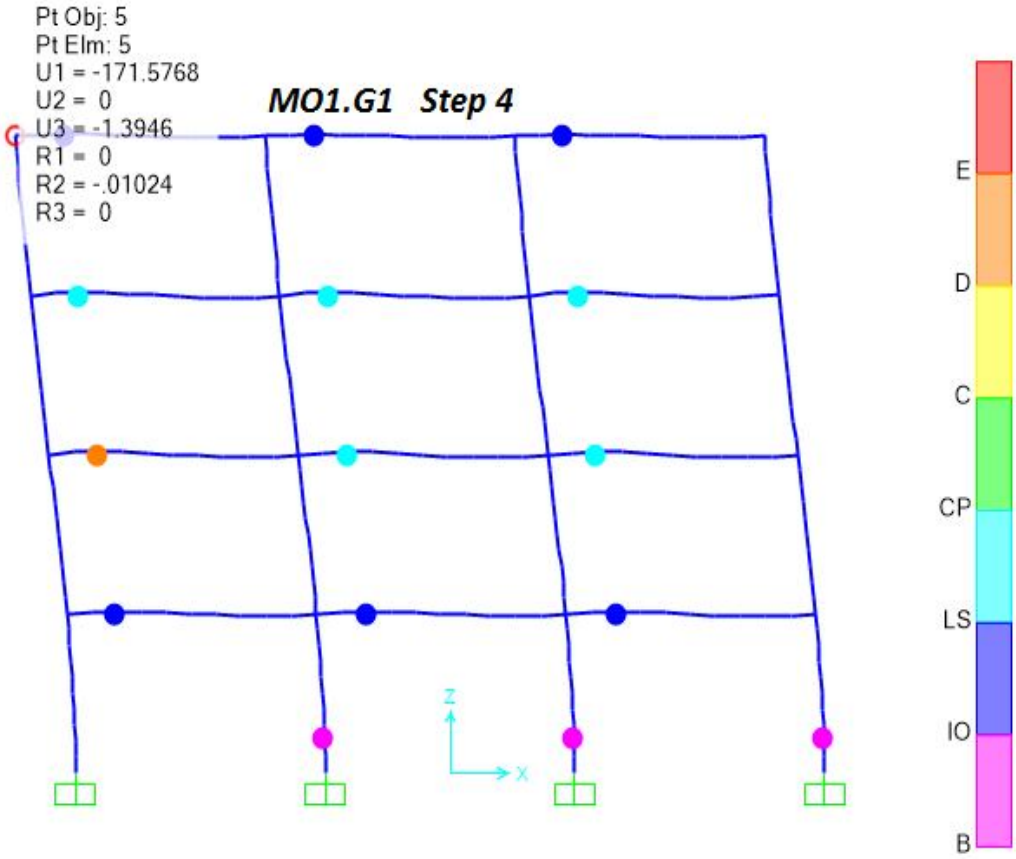


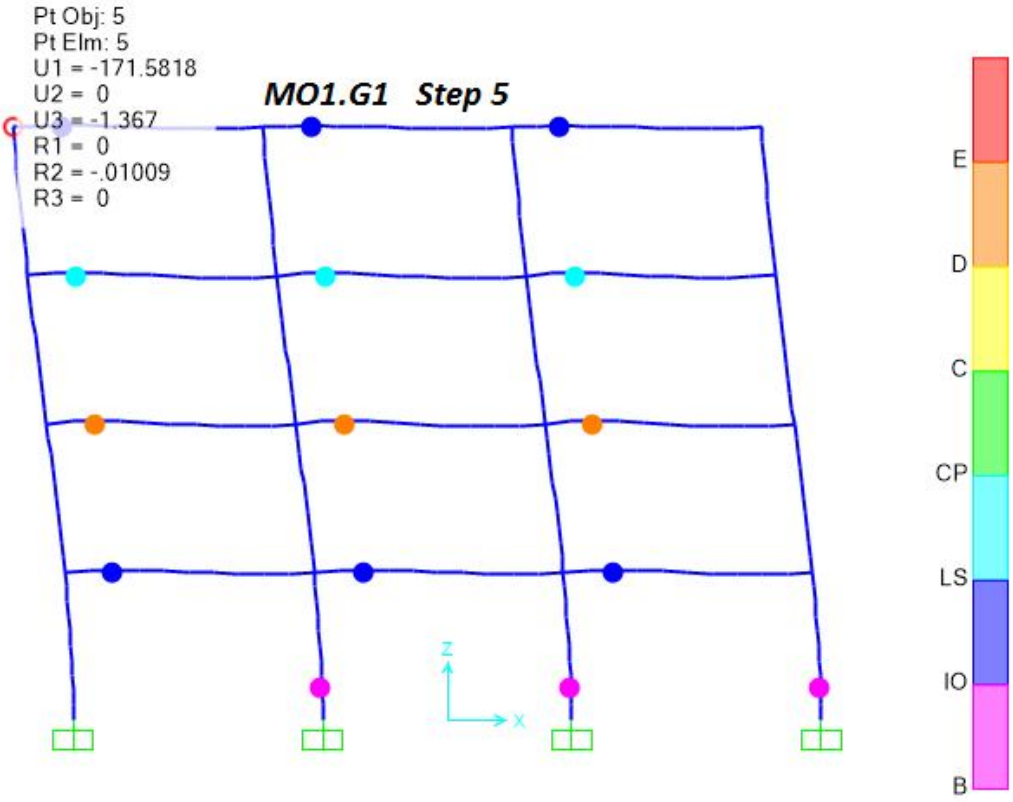
۳-*11*- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G1* و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر دو

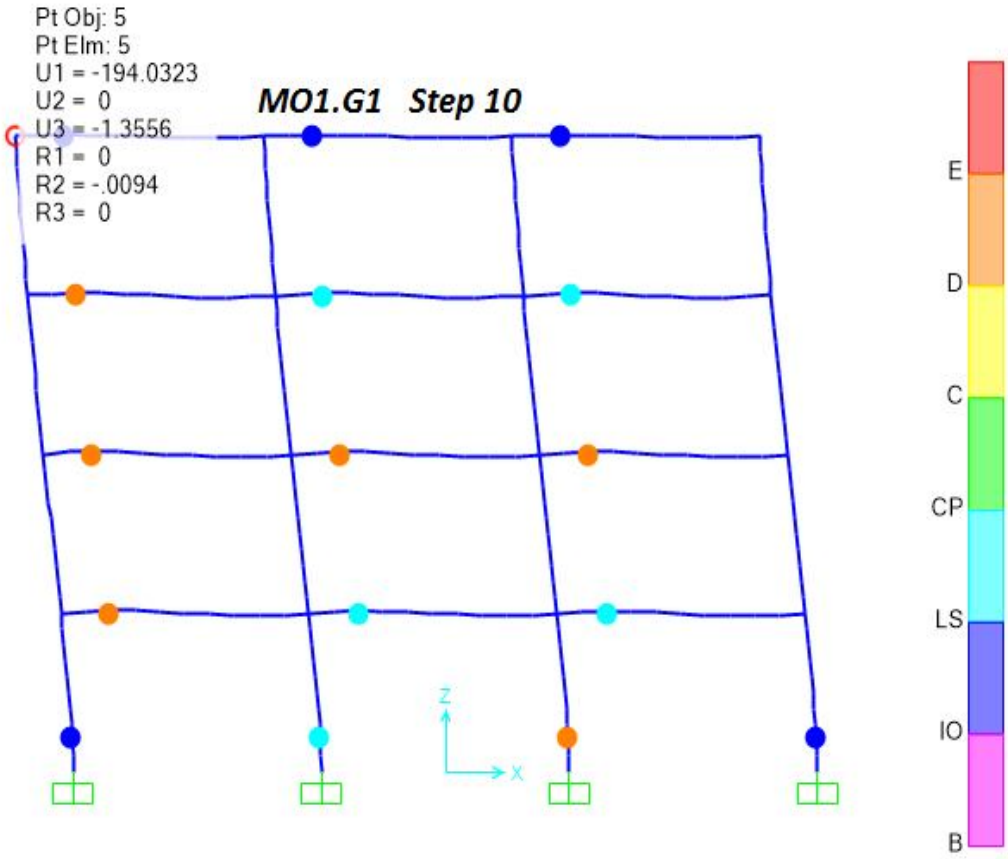

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -10.6717
U2 = 0
U3 = -1.0664
R1 = 0
R2 = .00095
R3 = 0
MO1.G1 Step 1
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

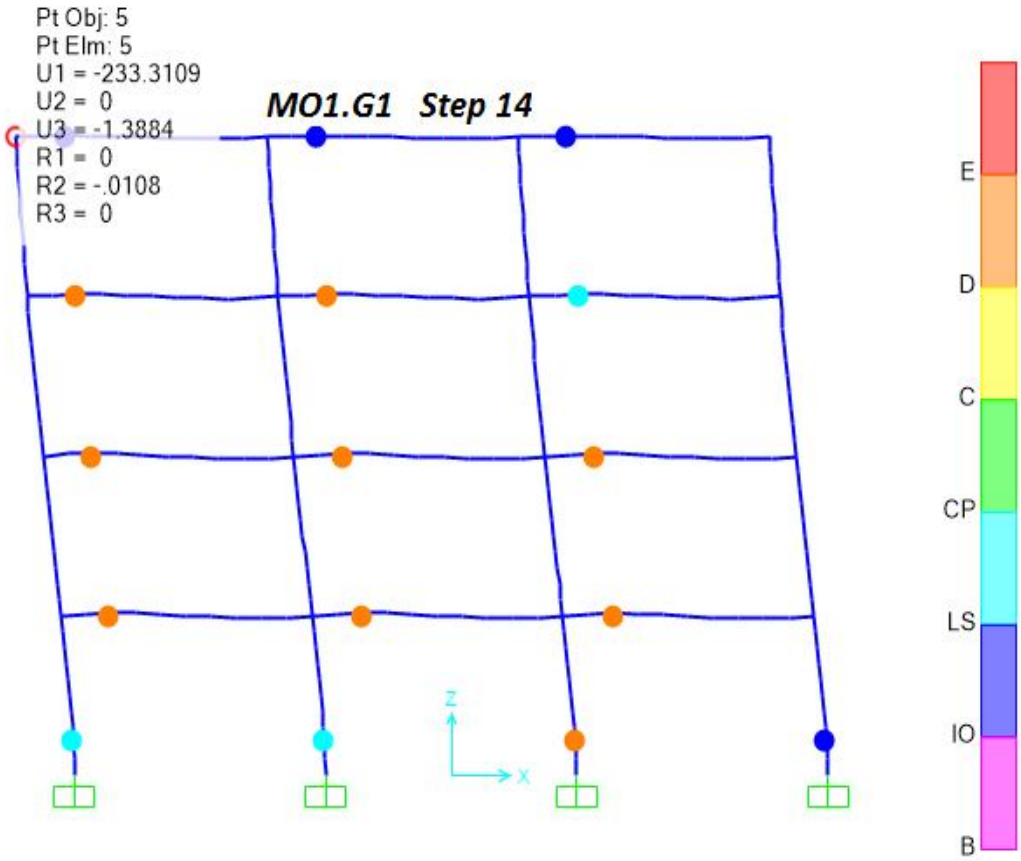

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -10.6717
U2 = 0
U3 = -1.0664
R1 = 0
R2 = .00095
R3 = 0
MO1.G1 Step 1
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

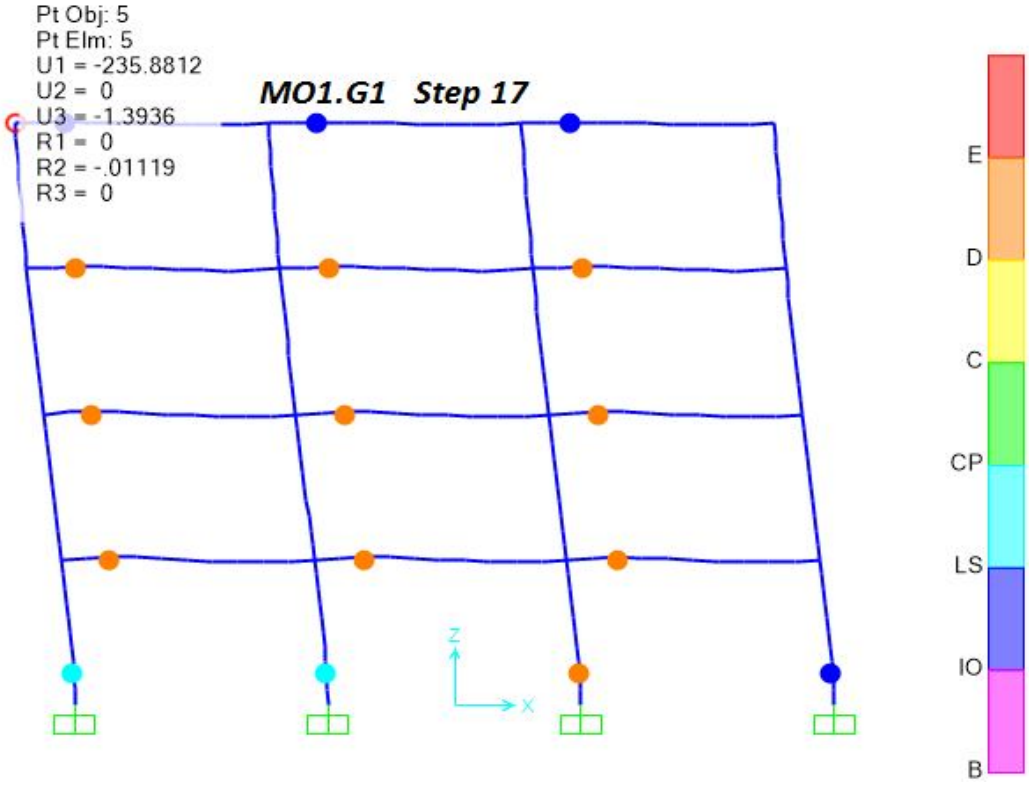

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -134.4413
U2 = 0
U3 = -1.3309
R1 = 0
R2 = -.00775
R3 = 0
MO1.G1 Step 3
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B

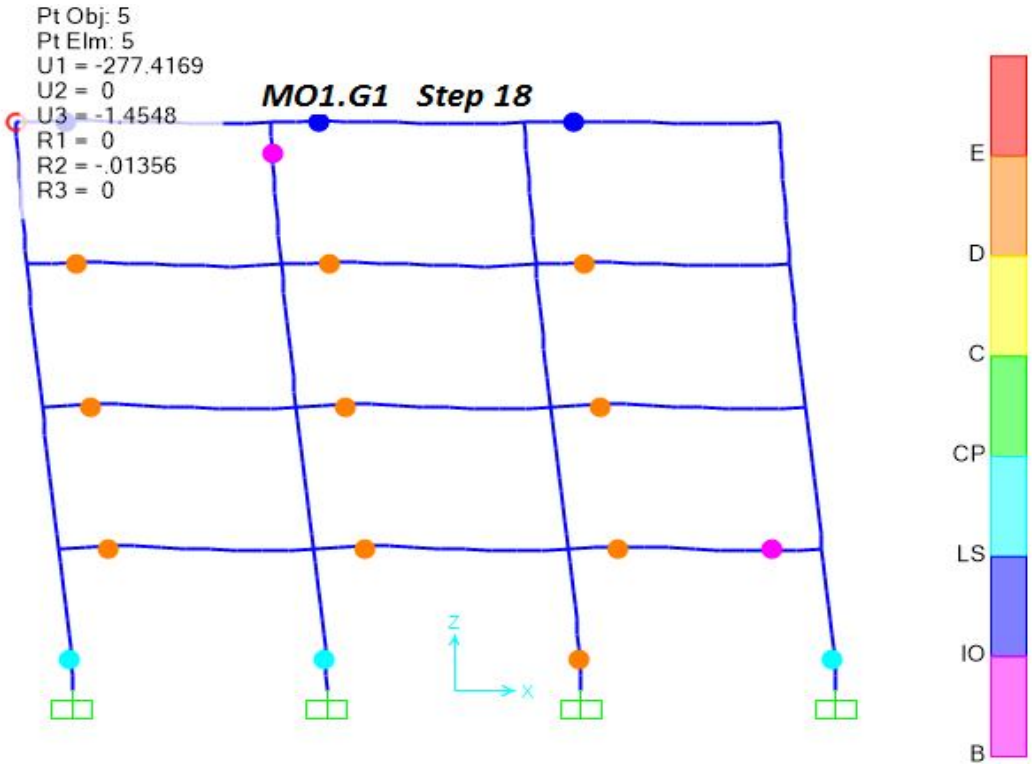

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -171.5768
U2 = 0
U3 = -1.3946
R1 = 0
R2 = -.01024
R3 = 0
MO1.G1 Step 4
Z
X
E
D
C
CP
LS
IO
B


Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -171.5818
U2 = 0
U3 = -1.367
R1 = 0
R2 = -.01009
R3 = 0
MO1.G1 Step 5
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

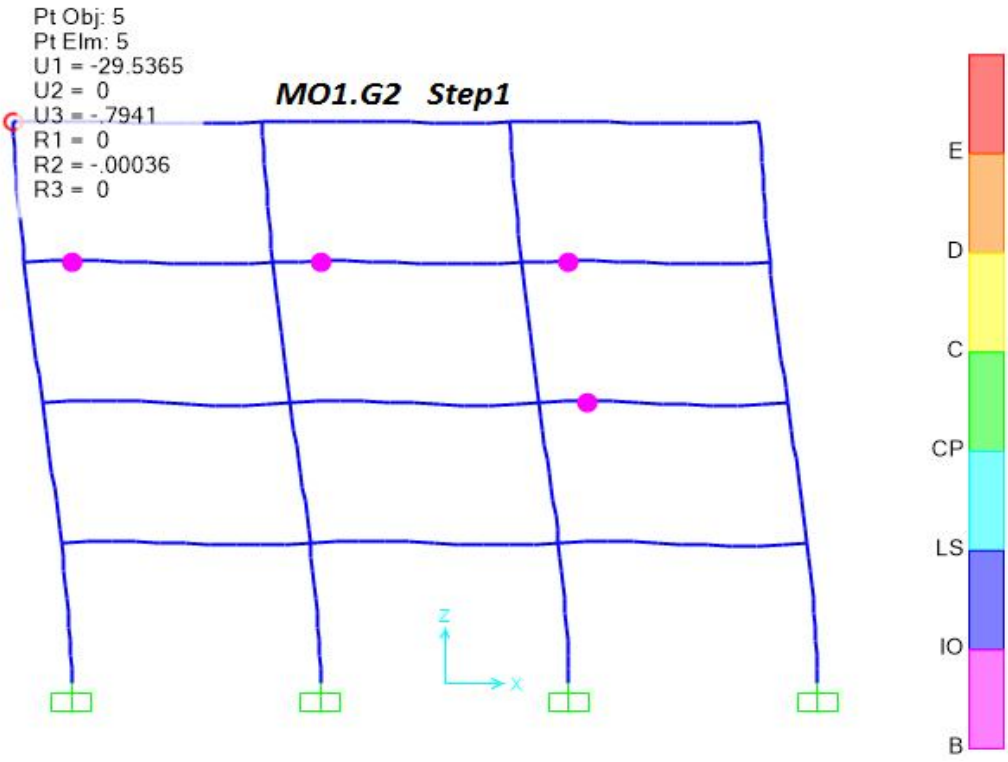

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -194.0323
U2 = 0
U3 = -1.3556
R1 = 0
R2 = -.0094
R3 = 0
MO1.G1 Step 10
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

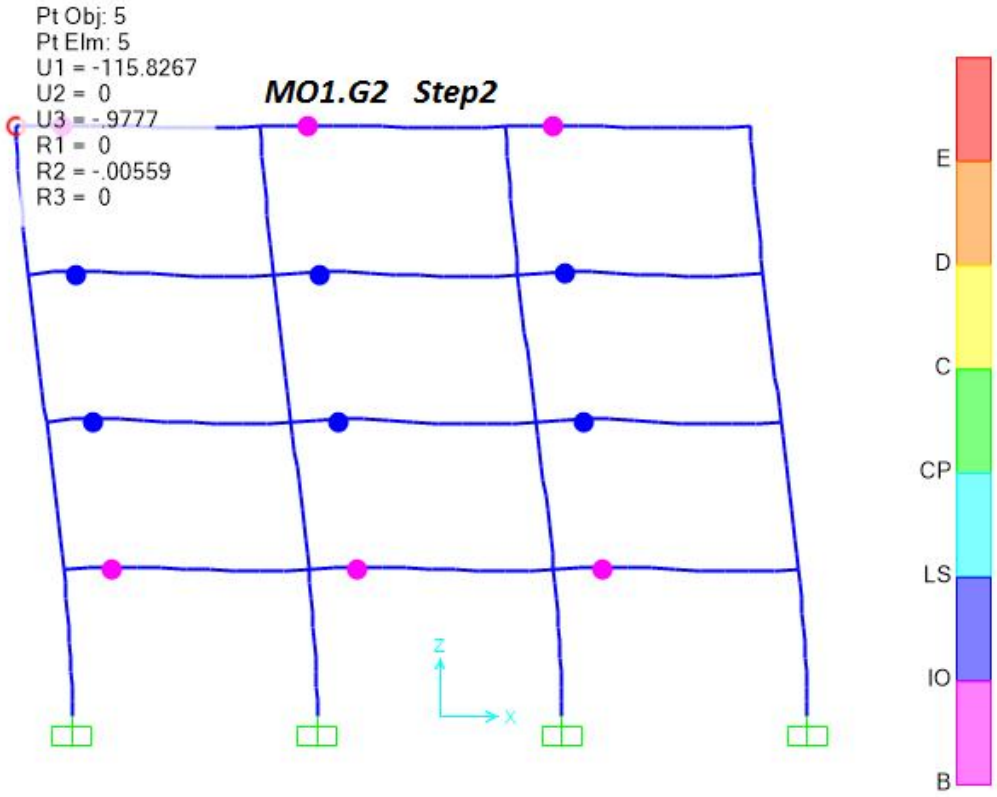

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -233.3109
U2 = 0
U3 = -1.3884
R1 = 0
R2 = -.0108
R3 = 0
MO1.G1 Step 14
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

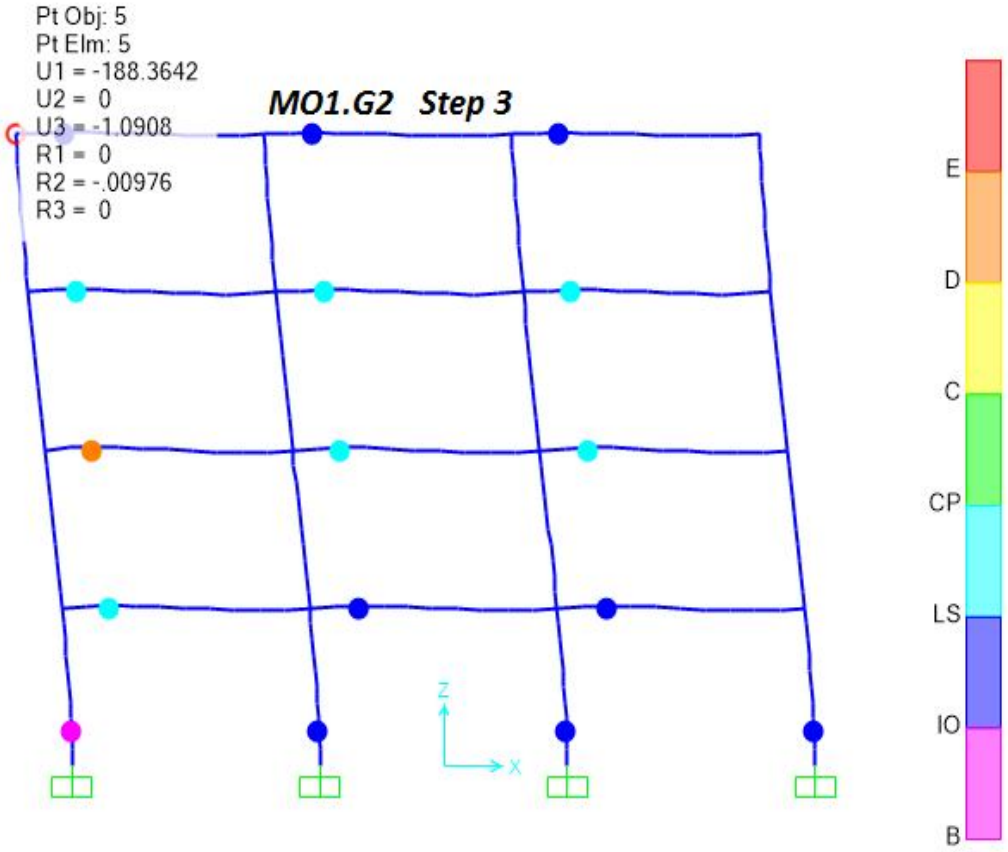

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -235.8812
U2 = 0
U3 = -1.3936
R1 = 0
R2 = -.01119
R3 = 0
MO1.G1 Step 17
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

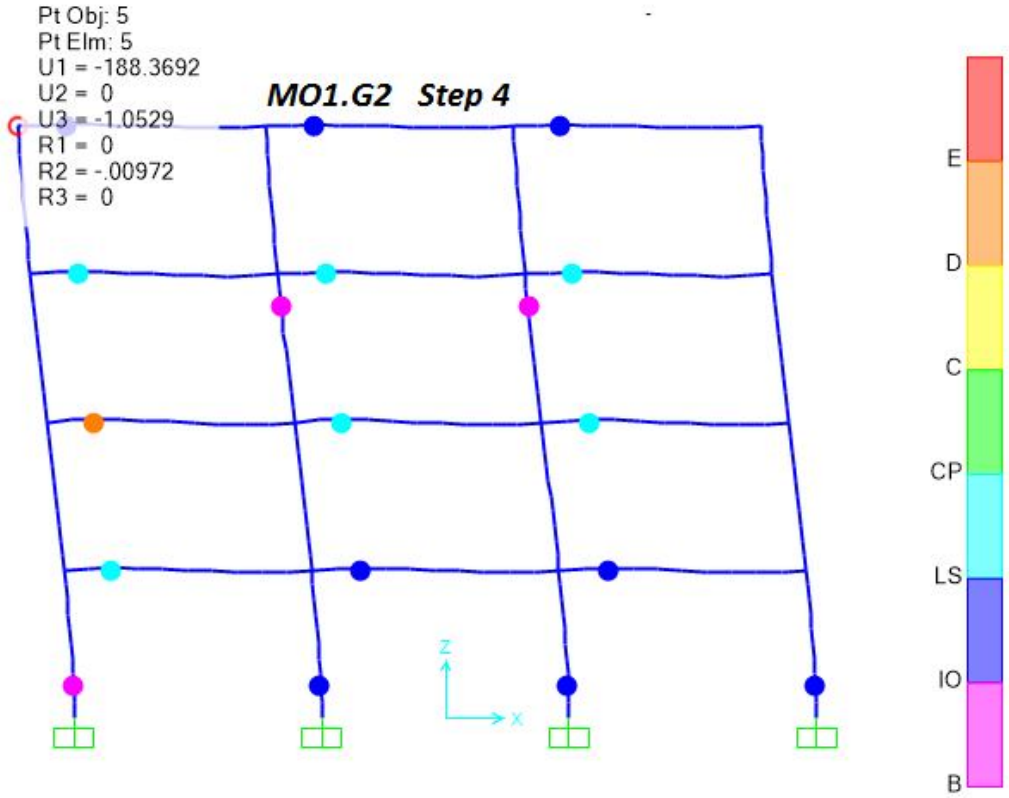


۳-*12*- گام‌های رفتار سازه تحت بار ثقلی *G2* و بار جانبی با توزیع بار متناسب با اول ارتعاش سازه در سطح خطر دو




Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -115.8267
U2 = 0
U3 = -.9777
R1 = 0
R2 = -.00559
R3 = 0
MO1.G2 Step2
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X

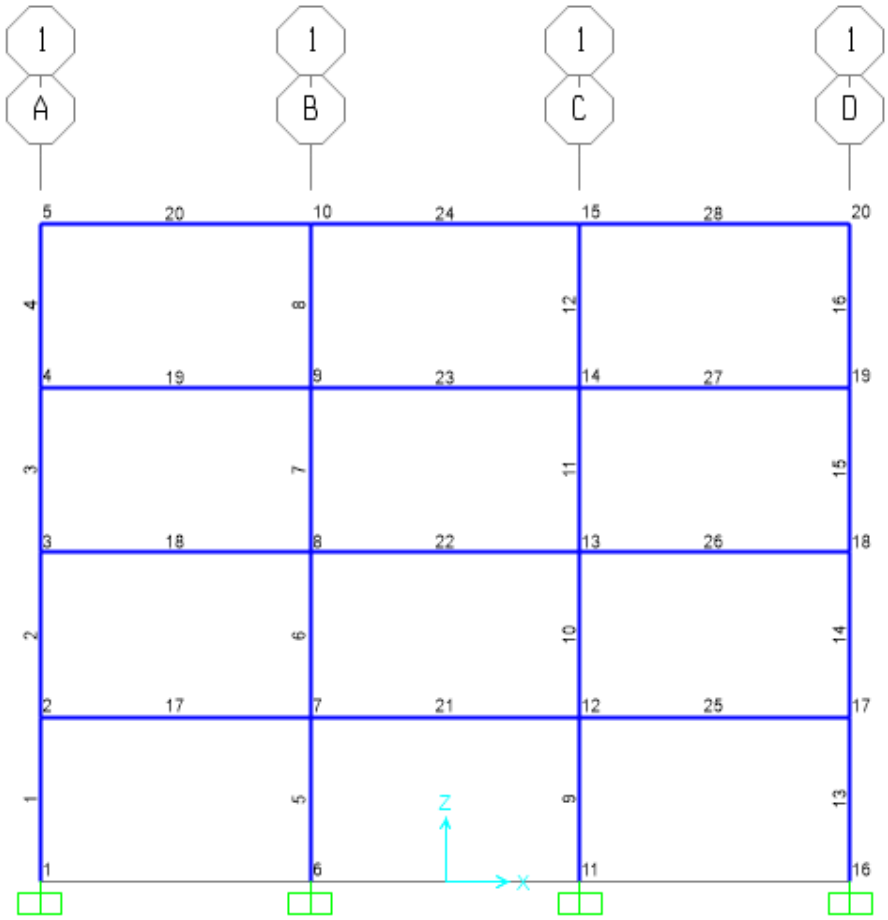

Pt Obj: 5
Pt Elm: 5
U1 = -188.3642
U2 = 0
U3 = -1.0908
R1 = 0
R2 = -.00976
R3 = 0
MO1.G2 Step 3
E
D
C
CP
LS
IO
B
Z
X



با توجه به تحلیل توسط نرم‌افزار همان گونه تصویر فوق مشاهده می‌شود سازه کفایت لازم را در برابر بارهای ثقلی و زلزله سطح خطر ۱ داشته و نیاز به بهسازی ندارد. در زلزله سطح خطر دو، ۱۰ عضو به شرح زیر نیاز به بهسازی دارد.

برای زلزله استاتیکی غیرخطی تحت بار ثقلی $G1$ با توزیع متناسب با مود اول ارتعاش در سطح خطر دو تیرهای شماره: ۱۷، ۱۸، ۱۹، ۲۱، ۲۲، ۲۳، ۲۵، ۲۶، ۲۷ و ستون شماره ۹

برای زلزله استاتیکی غیرخطی تحت بار ثقلی $G1$ با توزیع متناسب با توزیع زلزله استاتیکی خطی در سطح خطر دو تیر شماره ۲۶


1
A
1
B
1
C
1
D
5
20
10
24
15
28
20
4
8
12
16
4
19
9
23
14
27
19
3
7
11
15
3
18
8
22
13
26
18
2
6
10
14
2
17
7
21
12
25
17
1
5
9
13
1
6
11
16
Z
X