# Rehabilitation & Retrofitting

www.AboozarMirzakhani.ir
Aboozar.Mirzakhani@Gmail.com

# منابع:


- نشریه ۳۶۰ ، ۳۶۳ ، ۳۶۴، ۳۹۰ و ۵۲۴
- کارگاه تخصصی بهسازی لرزه ای اجزای غیرسازه ای ساختمان ها، دکتر سید محمود حسینی
- دوره آموزشی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان های موجود (میانقابها)، دکتر فرهاد بهنام‌فر
- دومین سمینار سالانه انجمن تخصصی ایران سازه آشنائی با بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود
- بهسازی لرزه ای و کاهش آثار تخریبی زلزله، دکتر حمید رضا خشنود
- ترمیم و مقاوم سازی سازه های بتنی، شرکت فنی و مقاوم سازی بتن لاتکس
- کارگاه تخصصی بهسازی لرزه ای مدارس، حمید مصلح
- مقاوم سازی سازه های بتن آرمه، داوود حسینی
- بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، ترجمه مهندس احسان عسکری
- ارزیابی عملکرد و روشهای مقاوم سازی سازه های بتنی، دکتر علیرضا رهایی
- مقاوم سازی لرزه ای سازه ها، دکتر ساسان محاسب
- تعمیر و حفاظت سازه های بتنی، دکتر رمضانیانپور
- تحلیل غیر خطی استاتیکی، دکتر مرسل متقی

# بهسازی لرزه ای چیست؟

بهسازی لرزه ای به معنای بهبود بخشیدن به وضعیت لرزه ای سازه های موجود است.
در بهسازی لرزه ای هدف ، برابر ساختن ظرفیت سازه با نیاز لرزه ای است که میتوان با افزایش ظرفیت سازه و یا با کاهش نیاز لرزه ای به این هدف رسید.
افرایش ظرفیت سازه با افزایش سختی و مقاومت آن امکان پذیر است که به آن مقاوم سازی میگویند.
کاهش نیاز لرزه ای سازه نیز میتواند از طرق مختلف انجام شود مانند : افزایش شکل پذیری ، کاهش جرم ، کاهش نامنظمی ، و استفاده از تکنولوژیهای نوین طرح لرزه ای مانند استفاده از جداسازی لرزه ای ، میراگرها و ...

در ارائه طرح بهسازی ، مهندس در بهسازی بایستی به دو مقوله اجرایی و اقتصادی بودن طرح فوق العاده توجه کند. چراکه بهسازی لرزه ای حرکت بر لبه تیغ است.
چنانچه مهندس در بهسازی طرح خود از تمامی ظرفیت سازه استفاده نکرده باشد طرح توجیه اقتصادی خود را از دست داده و نوسازی بر بهسازی ارجح خواهد شد .
لازم به ذکر است با استفاده از تحلیلهای غیرخطی میتوان از ظرفیت سازه به طور کامل استفاده کرد.

آیین نامه های قدیمی ، زلزله را تنها یک نیرو در نظر میگرفتند و ضوابط و مقرراتی را تعیین میکردند که ساختمان بتواند در برابر این نیرو مقاومت کند. ( طراحی بر اساس نیرو )
اما نسل جدید آیین نامه ها ، فلسفه جدیدی به نام طراحی بر اساس عملکرد را مطرح (PBD )
بدین معنا که طراحی ساختمان متناسب با عملکردی که از ساختمان که انتظار میرود انجام میشود.

در این روش ؛ ساختمان مقاوم در برابر نیروی زلزله ،باید در برابر مقدار مشخصی نیرو مقاومت کرده و بتواند مقدار تغییرمکان تعیین شده ای را بدهد.( طراحی بر اساس نیرو و تغییرمکان )
مقدار تغییرمکان و نیروی مذکور با توجه به سطح عملکرد ساختمان تعیین میگردد.
با تحلیلهای غیرخطی میتوان مقدار نیرو و تغییرمکان ایجاد شده در اعضاء را کنترل کرد و کفایت تامین سطح عملکرد مورد نظر را با دقت خوبی بررسی نمود.
تفاوت های مقاوم سازی با بهسازی لرزه ای ؟

چنانچه پس از بررسی سازه متوجه شویم ظرفیت آن با نیاز لرزه ای آن برابر نیست اعلام میکنیم که آن سازه در برابر بار جانبی آسیب پذیر است و به عبارت دیگر نیاز به بهسازی دارد.

در بهسازی ، هدف آن است که بتوان به طریقی ظرفیت سازه را با نیاز لرزه ایش برابر ساخت.

در برخی موارد ظرفیت سازه را افزایش میدهیم تا با نیاز لرزه ای آن برابر شود. به این افزایش ظرفیت سازه مقاوم سازی میگویند.

مقاوم سازی میتواند با افزایش سختی ( افزودن مهاربند ، دیواربرشی و ... ) و یا افرایش مقاومت ( ژاکت بتنی و فولادی و ... ) انجام شود.

کاهش نیاز لرزه ای سازه نیز میتواند از طرق مختلف انجام شود مانند : افزایش شکل پذیری ، کاهش جرم ، کاهش نامنظمی ، و استفاده از تکنولوژیهای نوین طرح لرزه ای مانند استفاده از جداسازی لرزه ای ، میراگرها و ...
در نتیجه مقاوم سازی یکی از روشهای بهسازی لرزه ای سازه است

## ۱-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این دستورالعمل مبانی و ضوابط ارزیابی ساختمان‌های موجود و یا بهسازی‌شده برای سطح عملکرد مورد نظر یا بهبود عملکرد آنها در برابر بارهای لرزه‌ای ارائه شده است. اصول ارزیابی و مراحل بهسازی لرزه‌ای برای رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر نیز در این دستورالعمل ارایه شده است.

ضوابط و نحوه‌ی ارزیابی، تعمیر یا بازسازی ساختمان‌های آسیب‌دیده پس از رویداد زلزله، در محدوده‌ی کاربرد این دستورالعمل قرار ندارد.

ساختمان‌های با شرایط خاص سازه‌ای نظیر موارد زیر، مشمول این دستورالعمل قرار نمی‌گیرند و لازم است به دستورالعمل‌های ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ویژه آنها رجوع شود.

الف- سازه‌های خاص مانند: سدها، پل‌ها، اسکله‌ها، سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای؛

ب- سازه‌های خاص تاسیسات زیربنایی و شریان‌های حیاتی؛

پ- بناهایی که با گل و یا خشت ساخته می‌شوند.

در این دستورالعمل هر جا که از بهسازی نام برده می‌شود منظور بهسازی لرزه‌ای است.

## ۱-۶- راهبردهای بهسازی

هدف بهسازی با به‌کار بستن معیارهای بهسازی بر اساس راهبردی که نواقص ملاحظه شده درتحلیل لرزه‌ای را برطرف نماید، حاصل می‌شود. هر معیار بهسازی باید به‌طور توام با دیگر معیارهای بهسازی مورد ارزیابی قرار گیرد به‌نحوی که سازه موجود مستقلا از تامین سطح عملکرد مورد نظر ساختمان برای سطح خطر لرزه‌ای انتخابی در قالب طرح بهسازی، اطمینان دهد. با اتخاذ روش کلی و راهبرد بهسازی لرزه‌ای و به‌کار بستن معیارهای بهسازی می‌توان به سطح عملکرد مورد نظر ساختمان و تامین هدف بهسازی دست یافت.

راهبردهای زیر را می‌توان به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای بهسازی ساختمان به‌کار گرفت:

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

ب- حذف یا کاهش بی‌نظمی در ساختمان موجود؛

پ- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛

ت- تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛

ث- کاهش جرم ساختمان؛

ج- به‌کارگیری سیستم‌های جداساز لرزه‌ای؛

چ- به‌کارگیری سیستم‌های غیرفعال اتلاف انرژی؛

ح- تغییر کاربری ساختمان

# - مطالعات مرحله اول (تحلیل آسیب پذیری)

ارزیابی کیفی:

۱- جمع آوری اطلاعات اولیه

۲- تعیین اهمیت ساختمان با شاخصهای معین

۳- ارزیابی اولیه وضعیت لرزه‌ای و پیشنهاد اولیه هدف بهسازی

۴- ارائه لیست مقدماتی برای انجام آزمایشات و سونداژ (در صورت نیاز به ارزیابی کمی)

۵- ارائه گزارش کیفی آسیب پذیری

ارزیابی کمی:

۱- تعیین هدف بهسازی

۲- تحلیل خطر زلزله و تعیین طیف طرح

۳- تهیه اطلاعات تفصیلی و ارزیابی تفصیلی نیاز ساختمان به بهسازی

# تعیین هدف بهسازی

از ملاحظات مختلف کاربری + حجم و ارزش ساختمان + تبعات آسیب دیدگی+ نظر کارفرما، اهمیت ساختمان معین می شود .

از پهنه بندی خطر زلزله یا مطالعات ویژه + نیازهای ویژه در کاربری بنا، سطوح خطر مورد نظر معین می شود.

ازدو نتیجه فوق+ توان مالی کارفرما + نیاز های ویژه در کاربری، سطوح عملکرد مورد انتظار تحت هر سطح خطر معین می شود.

نتیجه مجموع این فرآیند هدف بهسازی نامیده می شود.

ملاک سنجش عملکرد مورد انتظار ضوابط پذیرش است که بطور کمی و دقیق تعریف می شود.

# هدف بهسازی

بهسازی مبنا: (زلزله سطح خطر ۱ - ایمنی جانی)

بهسازی مطلوب: (بهسازی مبنا+زلزله سطح خطر ۲ – آستانه فروریزش)

بهسازی ویژه: (سطوح عملکرد بالاتر نسبت به بهسازی مطلوب)

بهسازی محدود: (سطوح عملکرد پائینتر نسبت به بهسازی مبنا)

بهسازی موضعی: (بخشی از یک طرح بهسازی کلی – عدم افزایش نامنظمی – عدم کاهش سطح عملکرد ساختمان قبل از اجرای طرح)

### ۱-۴-۱- بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۱" ایمنی جانی ساکنین ساختمان تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

### ۱-۴-۲- بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده (سطح عملکرد C-۳) و علاوه بر آن تحت زلزله‌ی "سطح خطر ۲" ساختمان فرو نریزد (سطح عملکرد E-۵).

### ۱-۴-۳- بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه، نسبت به بهسازی مطلوب، عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می‌گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله‌ی مورد استفاده در بهسازی مطلوب درنظرگرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله‌ی بالاتری درنظرگرفته می‌شود.

### ۱-۴-۴- بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری از بهسازی مبنا درنظرگرفته می‌شود، به گونه‌ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:

الف- تحت زلزله‌ای خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، ایمنی جانی ساکنین تامین شود (سطح عملکرد C-۳).

ب- تحت زلزله‌ای برابر یا خفیف‌تر از زلزله‌ی "سطح خطر ۱"، سطوح عملکرد C-۴، D-۴، E-۴، C-۵، D-۵، E-۵ یا D-۶ تامین شود.

### ۱-۴-۵- بهسازی موضعی

بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی است که هدف بهسازی آن مطابق بندهای (۱-۴-۱) تا (۱-۴-۴) انتخاب شده لیکن به‌دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می‌شود. در این‌حالت، بهسازی باید به‌گونه‌ای پیش‌بینی و اجرا شود که هدف بهسازی بخش‌های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود.

بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود:

۱- بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین‌آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود.

۲- بهسازی موضعی نباید سبب افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی دارند، شود.

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

# سطوح عملکرد

# سطوح عملکرد

۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

۳- سطوح عملکرد کلی ساختمان

# ۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

۱-۱- سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه)

۱-۲- سطح عملکرد ۲ (خرابی محدود)

۱-۳- سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی)

۱-۴- سطح عملکرد ۴ (ایمنی جانی محدود)

۱-۵- سطح عملکرد ۵ (آستانه فروریزش)

۱-۶- سطح عملکرد ۶ (لحاظ نشده)

## ۱-۵-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد میانی است.

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از:

الف- سطح عملکرد ۱: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد ۳: ایمنی جانی؛

پ- سطوح عملکرد ۵: آستانه‌ی فروریزش؛

ت- سطح عملکرد ۶: لحاظنشده.

سطوح عملکرد میانی عبارتند از:

ث- سطح عملکرد ۲: خرابی محدود؛

ج- سطح عملکرد ۴: ایمنی جانی محدود.

روش بهسازی اجزا و معیار پذیرش آن‌ها برحسب هر یک از سطوح فوق باید مطابق روش بهسازی ساده یا تفصیلی باشد.

### ۱-۵-۱-۱- سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکرده و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد.

### ۱-۵-۱-۲- سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به‌گونه‌ای که پس از زلزله با انجام تعمیر بخش‌های آسیب‌دیده ادامه‌ی بهره‌برداری از ساختمان به‌سادگی میسر باشد.

### ۱-۵-۱-۳- سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

### ۱-۵-۱-۴- سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عمکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.

### ۱-۵-۱-۵- سطح عملکرد ۵- آستانه‌ی فروریزش

سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

### ۱-۵-۱-۶- سطح عملکرد ۶- لحاظنشده

چنانچه برای عملکرد اجزای سازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظنشده نامیده می‌شود.

# ۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

۲-۱- سطح عملکرد A: (خدمت رسانی بی وقفه)

۲-۲- سطح عملکرد B: (قابلیت استفاده بی وقفه)

۲-۳- سطح عملکرد C: (ایمنی جانی)

۲-۴- سطح عملکرد D: (ایمنی جانی محدود)

۲-۵- سطح عملکرد E: (لحاظ نشده)

روش بهسازی اجزای غیرسازه‌ای و معیار پذیرش آن‌ها برحسب هر یک از سطوح فوق باید مطابق ضوابط فصل ۹ باشد.

### ۱-۵-۲-۱- سطح عملکرد A- خدمت‌رسانی بی‌وقفه

سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزیی شوند، به‌گونه‌ای که خدمت‌رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

### ۱-۵-۲-۲- سطح عملکرد B- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی جزیی شوند، به‌گونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آن‌ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد.

### ۱-۵-۲-۳- سطح عملکرد C- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله خطر جدی برای جان ساکنین به وجود نیاورد.

### ۱-۵-۲-۴- سطح عملکرد D- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی حداقل شود.

### ۱-۵-۲-۵- سطح عملکرد E- لحاظ نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای لحاظ‌نشده نامیده می‌شود.

# ۳- سطوح عملکرد کل ساختمان

۲-۱- سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه : (A-1)

۲-۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه : (B-1)

۲-۳- سطح عملکرد ایمنی جانی : (C-3)

۲-۴- سطح عملکرد آستانه فروریزش : (E-5)

### ۱-۵-۳-۱- سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (۱- A) (OP)[1]

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت‌رسانی بی‌وقفه) باشند.

### ۱-۵-۳-۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (۱-B) (IO)[2]

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) باشند.

### ۱-۵-۳-۳- سطح عملکرد ایمنی جانی (۳-C) (LS)[3]

ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

### ۱-۵-۳-۴- سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (۵-E) (CP)[4]

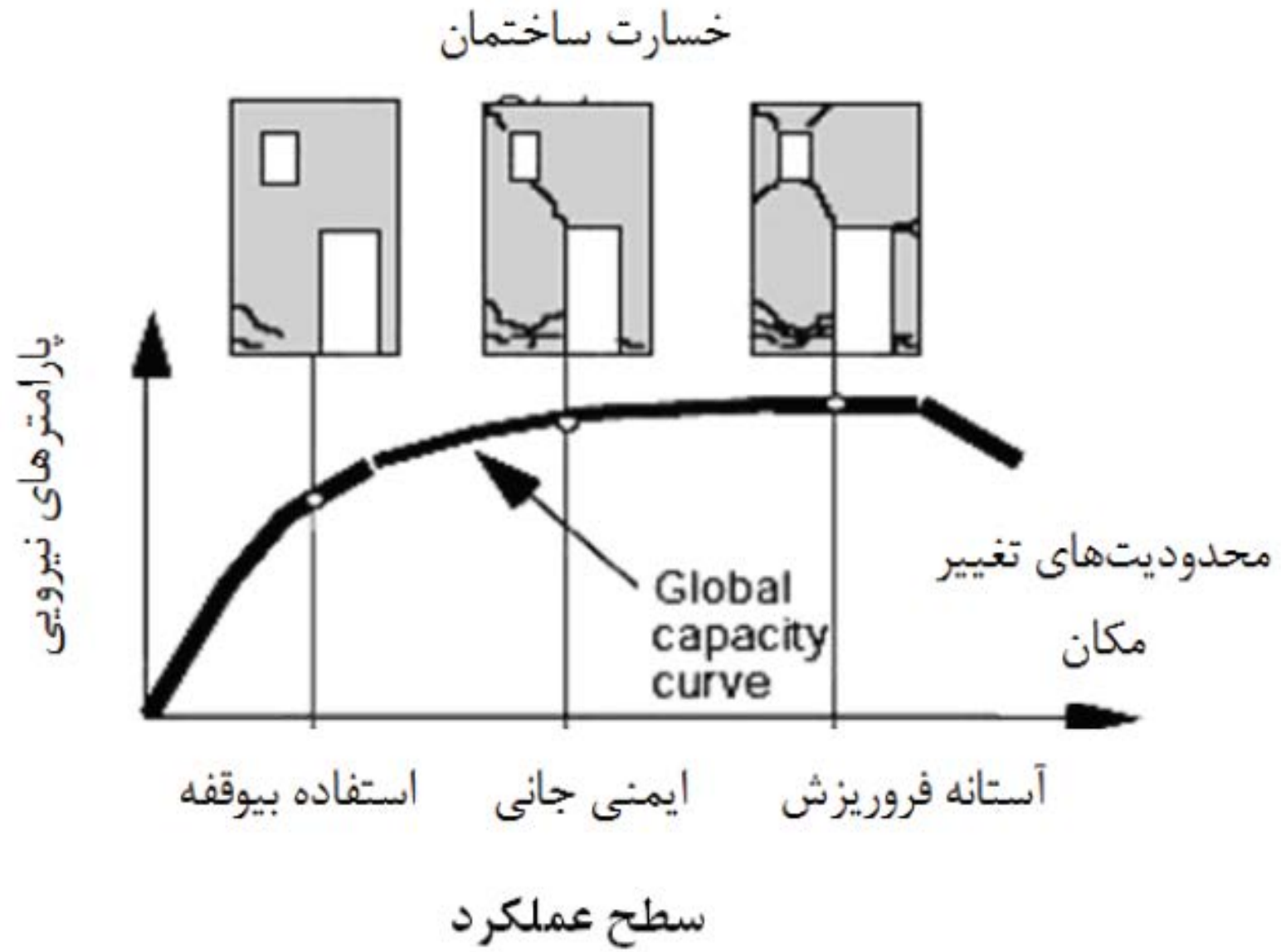
ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه‌ی فروریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظنشده E).

| سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای | سطوح عملکرد سازه | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | قابلیت استفاده بی‌وقفه S-1 | خرابی محدود S-2 | ایمنی جانی S-3 | ایمنی جانی محدود S-4 | آستانه فروریزش S-5 | لحاظ نشده S-6 |
| خدمت‌رسانی بی‌وقفه N-A | خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1 | A-2 | * | * | * | * |
| قابلیت استفاده بی‌وقفه N-B | قابلیت استفاده بی‌وقفه B-1 | B-2 | B-3 | * | * | * |
| ایمنی جانی N-C | C-1 | C-2 | ایمنی جانی C-3 | C-4 | C-5 | C-6 |
| ایمنی جانی محدود N-D | * | D-2 | D-3 | D-4 | D-5 | D-6 |
| لحاظ نشده N-E | * | * | * | E-4 | آستانه فروریزش E-5 | ارزش بهسازی ندارد |

*این سطوح عملکرد به دلیل اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، توصیه نمی‌شود.

---

۱ - OP = Operational Performance
۲ - IO = Immediate Occupancy Performance
۳ - LS = Life Safety Performance
۴ - CP = Collapse Prevention Performance


خسارت ساختمان
پارامترهای نیرویی
Global capacity curve
محدودیت‌های تغییر مکان
استفاده بیوقفه
ایمنی جانی
آستانه فروریزش
سطح عملکرد

# اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

# اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

۱- پیکربندی ساختمان (شامل نوع و خواص اعضاء و نحوه قرار گیری و جزئیات اتصالات اعضاء و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم در برابر زلزله و اجزای غیر سازه‌ای موثر در سختی و یا مقاومت اعضای سازه‌ای)

۲- مشخصات مصالح (اطلاعات لازم جهت محاسبه ظرفیت اعضاء چه از نظر مقاومت و چه از نظر تغییر شکل – ضریب آگاهی)

۳- مشخصات ساختگاه (شامل اطلاعات مربوط به شرایط سطحی و زیرسطحی ساختگاه – هندسه و محل پی‌ها – احتمال مخاطرات ناشی از ناپایداری، روانگرائی، گسترش جانبی، زمین لغزش، فرونشست و ....)

۴- ساختمانهای مجاور (برخورد ساختمانهای مجاور – اجزای مشترک – آسیب ناشی از ساختمانها مجاور)

۵- سطوح اطلاعات (حداقل – متعارف – جامع)

# ضریب آگاهی

درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری شده از ساختمان موجود، توسط ضریب آگاهی k، در روابط محاسبه ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌شود.

ضریب آگاهی متناسب با هدف بهسازی و سطح اطلاعات تعیین می‌شود.

۱- در تحلیل‌های خطی سطح اطلاعات حداقل برای هدف بهسازی مطلوب یا پائین‌تر مجاز است

۲- در تحلیلهای غیر خطی، جمع آوری اطلاعات باید در سطح اطلاعات متعارف یا جامع باشد

| هدف بهسازی | | مطلوب یا پایین تر | | ویژه | |
|---|---|---|---|---|---|
| سطح اطلاعات | | حداقل | متعارف | متعارف | جامع |
| نوع تحلیل | | تحلیل خطی | هر نوع تحلیل | هر نوع تحلیل | هر نوع تحلیل |
| ضریب آگاهی k | فولادی | ۰/۷۵ | ۱ | ۰/۷۵ | ۱ |
| | بتنی | ۰/۷۵ | ۱ | ۰/۷۵ | ۱ |
| | بنایی | ۰/۷۵ | ۱ | ۰/۷۵ | ۱ |

## ۲-۵-۲- تعیین خصوصیات لرزه‌ای ساختمان

اگرچه با توجه به امکانات نرم‌افزاری موجود و ضوابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ها و این دستورالعمل امکان محاسبه‌ی زمان تناوب هر نوع سازه به صورت تحلیلی وجود دارد و نسبت میرایی ساختمان نیز بسته به نوع سازه، اتصالات و مصالح آن از مراجع مربوطه قابل استخراج است، لیکن درصورتی که بسته به شرایط ساختگاه، حساسیت پروژه و امکانات کارفرما، تعیین خصوصیات لرزه‌ای واقعی ساختمان‌ها ضرورت یابد، می‌توان با استفاده از روش ثبت ارتعاشات محیطی در این خصوص اقدام نمود. بدیهی است آزمایش باید با استفاده از دستگاه کالیبره شده مورد تایید و توسط افراد باتجربه انجام پذیرد و اطلاعات ثبت شده توسط کارشناس مجرب با استفاده از نرم افزار مربوطه تحلیل و نتیجه‌گیری شود.

## ۱-۷-۲- طیف طرح شتاب

دستورالعمل عمومی این بخش می‌تواند برای تعیین طیف طرح شتاب در مورد هر یک از سطوح خطر زلزله زیر استفاده شود:

۱- **سطح خطر ۱:** معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت[۱] از آن ۱۰٪ در ۵۰ سال باشد. این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است. سطح خطر۱ در استاندارد ۲۸۰۰ «زلزله طرح» نامیده شده‌است.

۲- **سطح خطر ۲:** معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت از آن ۲٪ در ۵۰ سال باشد. این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است.

۳- **سطح خطر انتخابی** (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال)**:** معادل سطحی از حرکت‌های قوی زمین است که احتمال فراگذشت از آن انتخابی است. این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه استفاده می‌شود.

طیف طرح شتاب با یکی از دو فرآیند استفاده از **"شکل طیف ثابت"** و یا **"شکل طیف حاصل از تحلیل ویژه ساختگاه"** تعیین می‌شود.

### ۱-۷-۲-۱- فرآیند استفاده از شکل طیف ثابت

فرآیند استفاده از شکل طیف ثابت با یکی از دو روش استفاده از" شکل طیف استاندارد ۲۸۰۰" یا استفاده از "شکل طیف این دستورالعمل" صورت می‌پذیرد:

### ۱-۷-۲-۱-۱- طیف استاندارد ۲۸۰۰

در این روش، طیف طرح ارتجاعی شتاب از حاصل‌ضرب مقادیرضریب شتاب مبنای طرح (A)، ضریب بازتاب (B) و شتاب ثقل زمین (g) بدست می‌آید. طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای میرایی ۵٪ تعیین شده است.

میزان شتاب مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر ۱ با استفاده از نقشه پهنه‌بندی خطر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود.

میزان شتاب‌مبنای طرح مربوط به زلزله سطح خطر۲ با یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

۱. ۱/۵ برابر ضریب A استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌هایی که برای هدف بهسازی مطلوب بهسازی می‌شوند.
۲. انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقدار شتاب موثر حرکت قوی زمین درتراز پایه ساختمان برای دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال.

### ۱-۷-۲-۱-۲- طیف این دستورالعمل

تهیه طیف در این روش مستلزم برآورد مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه ۰/۲ ثانیه ($S_S$) و نیز مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب بلند ۱/۰ ثانیه ($S_1$) در سطح خطر مدنظر است. این مقادیر برای نسبت میرایی ۵٪ و در سنگ بستر (سطح بستر لرزه‌ای) محاسبه می‌شود. برآورد مقادیر فوق با یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

۱- نقشه‌های معتبری که مقادیر شتاب طیفی را در سنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر در اختیار قرار دهد.

۲- انجام تحلیل خطر ویژه ساختگاه برای محاسبه مقادیر شتاب طیفی درسنگ بستر برای دوره بازگشت مورد نظر.

اثرات ساختگاهی بر مقادیر طیفی را می‌توان با استفاده از روابط (۱-۱) و (۱-۲) لحاظ نمود:

$$S_{XS} = F_a S_S \qquad (۱-۱)$$

$$S_{X1} = F_v S_1 \qquad (۱-۲)$$

در این روابط $F_a$ و $F_v$ ضرایب نمایانگر اثرات ساختگاهی‌اند که از جداول (۱-۲) و (۱-۳) بر اساس نوع خاک و نیز مقادیر پارامترهای $S_S$ و $S_1$ قابل برآوردند. برای برآورد مقادیری از $S_S$ و $S_1$ که در بین حدود ارائه شده قرار دارند، از درونیابی خطی استفاده می‌شود.

پس از برآورد $S_{XS}$ و $S_{X1}$، طیف طرح شتاب افقی مطابق شکل (۱-۱) و بر اساس روابط (۱-۳) ساخته می‌شود:

$$S_a = S_{XS}\left[\left(\frac{5}{B}-2\right)\frac{T}{T_S}+0.4\right] \qquad 0<T<T_0$$

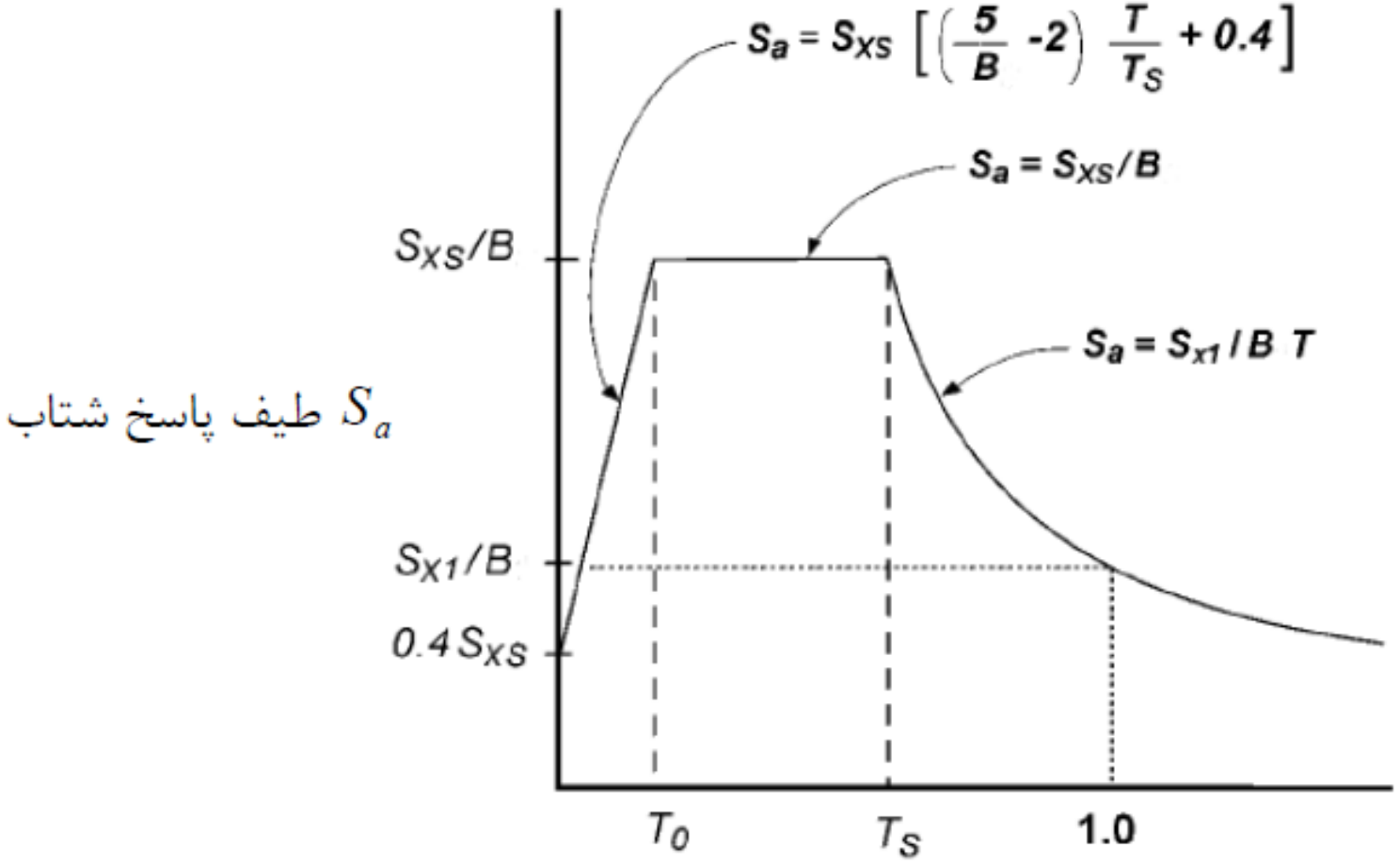
$$S_a = S_{XS}/B \qquad T_0<T<T_S \qquad (۳-۱)$$

$$S_a = S_{X1}/(BT) \qquad T>T_S$$

که در این روابط $T_S$ و $T_0$عبارتند از:

$$T_0 = 0.2T_S \qquad (۴-۱)$$

$$T_S = S_{X1}/S_{XS} \qquad (۵-۱)$$




شکل(۱-۱): طیف طرح شتاب افقی

## ۲-۲-۱- سیستم سازه ای و پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به سیستم سازه‌ای و پیکربندی ساختمان موجود شامل نوع، هندسه، ابعاد مقاطع، تعداد و آرایش میلگرد در مقاطع بتنی، جزئیات اتصال اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و جانبی و همچنین اجزای غیرسازه‌ای که موثر در میزان سختی و مقاومت سازه هستند، باید جمع آوری شود.

همچنین اعضای اصلی و غیراصلی سازه باید تعیین و اطلاعات مورد نیاز هر نوع با جزئیات کافی برای مدل‌سازی و تحلیل سازه جمع آوری و ارائه شود.

## ۲-۷- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اعضا و اجزای سازه‌ای ساختمان

### ۲-۷-۲- اعضا و اجزای فولادی

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و شرایط ساختگاه باید براساس ضوابط این بند انجام گیرد. این بازرسی شامل موارد زیر است :

۱- بررسی وضعیت اجزایی که نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله را دریافت می‌کنند به منظور تشخیص وجود هر نوع تضعیف یا فرو پایگی ناشی از اثرات نیرو یا شرایط محیطی.

۲- بررسی پیکربندی، اعضا، اجزا، اتصالات آنها و وجود پیوستگی در مسیر انتقال در سیستم سازه‌ای.

۳- شناسایی اعضای غیرسازه‌ای که موثر در رفتار سازه بوده و محدودیت هایی را بر بهسازی تحمیل می‌نمایند.

۴- شناسایی شرایط ساختگاه، خاک محل و پی بر اساس بند (۲-۶) .

۵- شناسایی ساختمان‌های مجاور براساس بند (۲-۲-۴).

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید شامل بازرسی عینی از اعضای سیستم مقاوم لرزه بر جانبی قابل رویت باشد، تا بدین وسیله بتوان میزان تطبیق وضع موجود را با آنچه که در مدارک فنی آمده است، کنترل نمود.

هدف از این بازرسی، شناسایی و تعیین هرگونه مغایرت در هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص ضرورت انجام آزمایش‌های دیگر جهت تشخیص و اندازه‌گیری میزان آسیب و ضعف و نیز اندازه‌گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین وجود هرگونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی عینی را سلب کرده باشد، بازرسی می‌تواند با برداشت موضعی مصالح پوششی و یا به طور غیر مستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره در مانع و استفاده از وسایل مخصوص (Fiberscope) انجام گیرد.

ضوابط بازرسی عینی وضعیت موجود به شرح زیر می‌باشند :

۱- اگر نقشه‌های جزئیات اجرایی موجود باشد، آشکار کردن حداقل یک اتصال از هر نوع اتصال اصلی شامل اتصال تیر به ستون میانی، اتصال تیر به ستون کناری، اتصال ستون به شالوده و اتصال تیر به دیافراگم باید انجام پذیرد. درصورتی که هیچ نوع انحرافی از نقشه‌ها برای نمونه‌ای مشاهده نشود، کلیه‌ی اتصالات مشابه با آن نمونه اجرا شده عین نقشه تلقی می‌شود. اگر در بازرسی، انحرافی از نقشه‌های اجرایی مشاهده شود باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد آن نوع اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

۲- اگر نقشه اجرایی موجود نباشد، باید حداقل سه اتصال از هر نوع اتصال اصلی با برداشت روکش آنها آشکار شوند. در صورتی‌که تفاوتی مشاهده نشود این نمونه‌ها نماینده‌ی اتصالات مشابه فرض می‌شوند. درصورت وجود تفاوت باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد آن نوع اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

**۲-۷-۲-۲-۲- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات حداقل**

درصورتی که مشخصات مصالح فولادی در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل درنظر گرفت. درغیر این صورت جمع آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف در بند (۲-۷-۲-۲-۳) صورت گیرد. درصورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح فولادی لازم باشد می‌توان مقادیر کرانه پایین را در ضریب ۱/۱ ضرب نمود.

### ۲-۷-۲-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مقاومت تسلیم و مقاومت کششی مصالح فولادی در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح متعارف باید براساس ضوابط زیر باشد :

۱- در صورت موجود بودن مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح، نقشه‌های اجرایی و یا رویت مارک ثبت شده، نیاز به انجام آزمایش نمی باشد و می‌توان از مقادیر مقاومت ذکر شده در مدارک به طور مستقیم به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده نمود.

۲- درصورت موجود نبودن مدارک فنی معتبر، نقص اطلاعات ویا استفاده از فولاد بالاتر از ST37 در نقشه‌های اجرایی، ابتدا با روش غیر مخرب و با استفاده از دستگاه سختی سنج، یکنواختی مصالح از نظر فولاد مصرفی تعیین می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر یکسان بودن رده‌ی فولاد برای تمام اعضا باشد، در این حالت یک نمونه از عضوی که کمترین بار را تحمل می‌کند، گرفته می‌شود.

۲- درصورت موجود نبودن مدارک فنی معتبر، نقص اطلاعات ویا استفاده از فولاد بالاتر از ST37 در نقشه‌های اجرایی، ابتدا با روش غیر مخرب و با استفاده از دستگاه سختی سنج، یکنواختی مصالح از نظر فولاد مصرفی تعیین می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر یکسان بودن رده‌ی فولاد برای تمام اعضا باشد، در این حالت یک نمونه از عضوی که کمترین بار را تحمل می‌کند، گرفته می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر استفاده از فولاد با رده‌های متفاوت باشد، باید حداقل یک آزمایش در هر رده‌ی فولاد از عضوی که کمترین بار را تحمل می‌کند، انجام شود.

مشخصات مورد انتظار مصالح فولادی در سطح اطلاعات متعارف برابر با مشخصات نزدیک ترین رده فولاد که مقاومتی کمتر از مقادیر بدست آمده از آزمایش را دارد، می‌باشد. در صورتی که مشخصات کرانه پایین مصالح فولادی لازم باشد می‌توان مقادیر مورد انتظار را بر ضریب ۱/۱ تقسیم نمود.

در صورت صلاحدید طراح ، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب (حداقل ۵ آزمایش غیرمخرب به جای یک آزمایش مخرب) کاهش داده شود.

### ۲-۷-۲-۲-۴- جمع آوری مشخصات مصالح فولادی در سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم جهت تعیین مقاومت تسلیم و مقاومت کششی مصالح فولادی در یک برنامه جمع‌آوری اطلاعات در سطح جامع باید براساس ضوابط زیر باشد:

۱- در صورت موجود بودن مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح، نقشه‌های اجرایی ویا رویت مارک ثبت شده، با انجام حداقل ۱ آزمایش، در صورت تأیید اطلاعات موجود، می‌توان از مقادیر مقاومت ذکر شده در مدارک به طور مستقیم به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده نمود.

۲- درصورت موجود نبودن مدارک فنی معتبر، نقص اطلاعات ویا استفاده از فولاد بالاتر از ST37 در نقشه‌های اجرایی، ابتدا با روش غیر مخرب و با استفاده از دستگاه سختی سنج، یکنواختی مصالح از نظر فولاد مصرفی تعیین می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر یکسان بودن رده‌ی فولاد برای تمام اعضا باشد، در این حالت حداقل سه نمونه از اعضایی که کمترین بار را تحمل می‌کنند، گرفته می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج بیانگر استفاده از فولاد با رده‌های متفاوت باشد، باید حداقل سه آزمایش در هر رده‌ی فولاد از اعضایی که کمترین بار را تحمل می‌کنند ، انجام شود.

مشخصات کرانه پایین مصالح فولادی در سطح اطلاعات جامع برابر با متوسط نتایج منهای یک انحراف معیار می‌باشد.

در این حالت متوسط نتایج به عنوان مقاومت مورد انتظار مصالح فولادی استفاده می‌شود.

در صورت صلاحدید طراح ، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب (حداقل ۵ آزمایش غیرمخرب به جای یک آزمایش مخرب) کاهش داده شود.

### ۲-۷-۳- اعضا و اجزای بتنی

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید براساس ضوابط این بند انجام گیرد. این بازرسی شامل موارد زیر است :

۱- بررسی وضعیت قطعات و اتصالات آنها برای تعیین ضعف‌هایی نظیر تغییر شکل‌های تابع زمان (وارفتگی و وادادگی)، ترک خوردگی ها، فروپایگی ها، افتادگی ها، خوردگی‌ها و ضعف‌های اجرایی در قطعات اصلی و غیر اصلی؛

۲- شناخت پیکربندی و شکل هندسی قطعات و اتصالات، همچنین مشخص نمودن وجود یا عدم وجود پیوستگی در مسیرهای انتقال بار میان قطعات، اعضا و سیستم، بررسی شرایط اعضا از لحاظ طرز قرارگیری، ترازبودن، درستی ابعاد و غیره نیز باید انجام شود ؛

۳- بررسی هرگونه شرایط دیگری که بر عملکرد ساختمان موجود تاثیر داشته باشد مانند وجود دیوارهای مشترک با ساختمان-های همسایه، اجزای غیرسازه ای، تغییرات داده شده در ساختمان بعد از ساخت اولیه‌ی آن و نیز محدودیت هایی که در ساختمان برای انجام عملیات بهسازی وجود دارد باید بررسی و مستند سازی شوند؛

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید حداقل بازرسی عینی از کلیه‌ی اعضا و قطعاتی که در مقاومت در برابر بار جانبی شرکت دارند و جهت بررسی در دسترس می‌باشند را شامل شود. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان در مواردی ممکن است نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی، بنا به تشخیص طراح نیز باشد.

هدف از این بازرسی شناسایی و تعیین هرگونه مغایرت در هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص ضرورت انجام آزمایش‌های دیگر مطابق با بند (۲-۷-۳-۱-۴) جهت تعیین و اندازه گیری میزان آسیب و ضعف و نیز اندازه گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین هرگونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی عینی را سلب کرده باشد، بازرسی می‌تواند با برداشت موضعی مصالح پوششی یا به طور غیرمستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره در مانع و استفاده از وسایل مخصوص (Fiber Scope) انجام گیرد.

بازرسی عینی ساختمان شامل شالوده‌ها ( قسمت‌های قابل دیدن )، اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیافراگم‌ها و اتصالات می‌باشد. در هر طبقه حداقل ۲۰٪ اعضا، اجزا و اتصالات باید بازرسی عینی شوند. اگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه‌ای در بعضی اعضا مشاهده شود، تعداد نمونه‌ی مورد بازرسی عینی از آن اعضا به ۴۰٪ افزایش یابد. درصدهای ارائه شده تعداد حداقل را مشخص می‌کنند و بنا به شرایط ساختمان، طراح تعداد نمونه‌ی لازم را مشخص خواهد کرد. این بازرسی صرفاً به منظور مطالعه‌ی هندسه، آسیب و ضعف مشهود می‌باشد و وضعیت آرماتورها بررسی نمی شود.

در بازرسی وضعیت موجود، علاوه بر جمع آوری اطلاعات ذکر شده، قطر و نحوه‌ی آرماتور گذاری اعضا نیز مطالعه می‌شود. اطلاعات لازم تکمیلی را می‌توان با مطالعه‌ی اعضا از طریق روش‌های مخرب و یا غیر مخرب ( مثل استفاده از دستگاه ردیاب آرماتور ) به دست آورد. مطالعه‌ی جزئیات آرماتورهای اعضا را می‌توان با برداشتن مقدار محدودی از بتن رویه انجام داد.

ضوابط زیر در بازرسی اتصالات اصلی ساختمان باید مورد توجه واقع شوند :

۱- اگر بعضی نقشه‌های اجرایی با جزئیات کافی موجود است، از هر نوع اتصال اصلی ( اتصال تیر به ستون میانی، اتصال تیر به ستون کناری، اتصال ستون به شالوده و اتصال تیر به دیافراگم ) یک نمونه با برداشتن بتن رویه بررسی شود. اگر تفاوتی با نقشه‌ها دیده نشود، می‌توان فرض کرد که وضعیت اجرا شده مطابق نقشه‌ها می‌باشد. اگر تفاوتی با نقشه‌ها دیده شود، حداقل ۵٪ اتصالات موجود از آن نوع باید بررسی شوند تا میزان تفاومت کاملاً مشخص شود.

۲- اگر نقشه‌های اجرایی موجود نباشند، از هر نوع اتصال اصلی حداقل سه عدد باید بررسی شوند. اگر آنها به صورت یکسان اجرا شده بودند، نیازی به بازرسی اضافی نیست. اگر جزئیات اتصالات مختلف بودند، تعداد اتصال بیشتری باید بازرسی شوند تا زمانی که اطلاعات دقیقی از نحوه‌ی اجرای ساختمان حاصل شود.

### ۲-۷-۳-۲-۲- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد، برای آرماتور این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل درنظر گرفت. برای بتن درصورتی می‌توان از مقادیر دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی برای مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل استفاده نمود که با استفاده از آزمایش‌های غیر مخرب نظیر چکش اشمیت نسبت به یکنواختی مصالح اطمینان حاصل شود و یا مدارک فنی معتبر دال بر انجام آزمایش در زمان ساخت موجود باشد. در غیر این صورت جمع آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف، بند (۲-۷-۳-۲-۳)، صورت گیرد. در صورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد، می‌توان مقادیر مشخصات کرانه پایین مصالح را با ضرایبی به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. این ضرایب را می‌توان با آزمایش به دست آورد. به عنوان یک راهنما مقادیر جدول (۲-۳) قابل استفاده‌اند.

جدول۲- ۳- ضرایب برای تبدیل مشخصات کرانه‌ی پایین به مشخصات مورد انتظار مصالح

| مشخصات مصالح | ضریب |
|---|---|
| مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن | ۱/۲۵ |
| تنش کششی و تسلیم میلگرد | ۱/۱۵ |
| تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی به کار رفته جهت اتصال قطعات ( مثل میل مهار ) | ۱/۲۵ |

### ۲-۷-۳-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگرد در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح متعارف باید براساس ضوابط زیر باشد :

۱- برای تعیین مقاومت بتن موجود، حداقل دو مغزه از هر نوع عضو بتنی (ستون، تیر، دیوار برشی، دیافراگم و غیره) ساختمان گرفته می‌شود. حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان در این حالت ۶ عدد می‌باشد.

در صورتی که ضریب تغییرات (C.O.V) نتایج کل مغزه‌ها کمتر از ۲۵٪ باشد، نسبت به تعیین مقاومت فشاری بتن اقدام می‌شود. چنانچه ضریب مزبور بیشتر از ۲۵٪ شود، تعداد مغزه‌های اخذ شده از هر نوع عضو حداقل به ۳ مغزه افزایش یافته و نتایج مقاومت فشاری مغزه‌های حاصل از هر نوع عضو برای تعیین مقاومت فشاری مشخصه عضو سازه‌ای مزبور مورد استفاده واقع می‌شود.

۲- درصورتی که مقاومت مشخصه‌ی میلگردهای فولادی طبق مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح معلوم باشد می-توان از مشخصات اسمی یا طراحی مصالح بدون نیاز به انجام آزمایش به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده کرد و در صورتی‌که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد می‌توان مقادیر مشخصات کرانه پایین مصالح را با ضرایب جدول(۲-۳) به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. در صورتی که مقاومت مشخصه‌ی میلگردهای اصلی معلوم نباشد باید حداقل دو نمونه از آرماتورهای به کار رفته در ساختمان جهت آزمایش اخذ شود.

در صورتیکه بتن ریزی همزمان تیر و دال محقق شود، می‌توان به‌جای مغزه گیری از تیر از دال مغزه گرفت. درصورت صلاحدید طراح، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب کاهش داده شود.

در تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف در صورت انجام نمونه برداری، مشخصات مورد انتظار مصالح بر اساس متوسط گیری از نتایج آزمایش ها و کرانه پایین مشخصات مصالح بر مبنای مقدار متوسط منهای یک انحراف معیار به دست می‌آید.

مغزه گیری باید توسط تکنیسین باتجربه طبق استانداردهای ملی و یا معتبر بین المللی انجام شود.

### ۲-۷-۳-۲-۴- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگرد در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح جامع باید بر اساس ضوابط زیر باشد؛

الف-مصالح بتنی؛

۱- نحوه نمونه‌گیری: از هر نوع عضو بتنی ( ستون، تیر، دیافراگم، دیوار برشی و غیره ) باید حداقل سه مغزه گرفته و مورد آزمایش فشاری واقع شوند. حداقل تعداد آزمایش مورد نیاز برای تعیین مقاومت بتن در یک ساختمان، با درنظر گرفتن شرایط ذکر شده در این بخش،۶ نمونه می‌باشد. اگر از تیپ و رده‌های متفاومت بتن در ساختمان استفاده شده باشد، از هر رده باید حداقل سه نمونه گرفته و آزمایش شوند.

ضریب ارتجاعی بتن را می‌توان از منحنی آزمایش بتن به دست آورد و یا از طریق معادله‌ای که مقدار ضریب ارتجاعی را به مقاومت فشاری بتن ارتباط می‌دهد، محاسبه نمود. باید از اجزای بحرانی موثر در رفتار سازه و نیز از اعضای صدمه دیده یا تضعیف شده به طور تصادفی از محل‌های سالم نمونه‌گیری به عمل آورد. در مورد دیوارهای برشی، مغزه گیری باید از نواحی نزدیک به المان‌های مرزی آن انجام شود.

تعیین حداقل تعداد آزمایش لازم برای تعیین مقاومت‌های فشاری و کششی باید با درنظر گرفتن ضوابط زیر انجام شود :

۱-۱- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آنها مشخص است و نتایج آزمایش‌ها نیز موجود هستند، حداقل سه آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ مترمکعب از بتن یا هر ۷۰۰ متر مربع از سطح سازه ( هر کدام که آزمایش بیشتری ایجاب کند ) انجام شود. در صورتی که سه آزمایش اول با نتایج آزمایش‌های قبلی مطابقت نشان دادند، تعداد آزمایش لازم را می‌توان به $\frac{1}{3}$ کاهش داد ولی در هر حال حداقل ۶ آزمایش برای یک ساختمان باید انجام گیرد.

۱-۲- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آنها مشخص هستند ولی نتایج آزمایش‌ها موجود نمی‌باشند، حداقل سه آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ متر مکعب از بتن یا هر ۷۰۰ متر مربع از سطح سازه ( هر کدام که آزمایش بیشتری ایجاب کند ) انجام شود. در هر حال حداقل ۶ آزمایش برای یک ساختمان باید انجام گیرد.

۱-۳- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آنها ناشناخته است و نتایج آزمایش‌ها نیز موجود نمی‌باشند حداقل شش آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ متر مکعب از بتن یا هر ۷۰۰ مترمربع از سطح سازه ( هر کدام که آزمایش بیشتری ایجاب کند ) انجام شود. اگر آزمایش نشان دهد که از بتن‌های با رده‌های مختلف استفاده شده است، تعداد آزمایش باید جهت تعیین قطعی مشخصات رده‌های مورد استفاده، افزایش یابد.

۱-۴- در مورد تیرها و دال‌ها، تعداد نمونه‌های لازم را می‌توان به نصف کاهش داد، به شرطی که از روش‌های غیرمخرب در کنار مغزه‌گیری استفاده شود. در صورتیکه بتن ریزی همزمان تیر و دال محقق شود، می‌توان به‌جای مغزه‌گیری از تیر از دال مغزه گرفت.

۲- نحوه ارزیابی: در صورتی که ضریب تغییرات(C.O.V) نتایج کل مغزه‌ها از ۱۴٪ کمتر باشد، نسبت به تعیین مقاومت فشاری بتن اقدام می‌شود. چنانچه ضریب تغییرات بیشتر از ۱۴٪ شود، لازم است تا مقاومت فشاری مشخصه بر حسب نتایج حاصل از مغزه‌های اخذ شده از هر سه طبقه مجزا تعیین شود (دو طبقه آخر یک گروه محسوب می شود و یک طبقه آخر به گروه ماقبل اضافه می شود). در صورتیکه کماکان ضریب تغییرات در هر سه طبقه بیش تر از ۱۴٪ شد، نتایج مقاومت فشاری مغزه‌های حاصل از هر نوع عضو در آن سه طبقه برای تعیین مقاومت فشاری مشخصه عضو سازه‌ای مزبور مورد استفاده واقع می‌شود.

ب- میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌ها؛

گاهی برای محکم نمودن و اتصال قطعات پیش ساخته یا سایر قطعات بتنی به ساختمان از قطعات فولادی سازه‌ای یا قطعات فلزی غیر سازه‌ای دیگر استفاده می‌شود. این گونه قطعات فولادی یا فلزی در این دستورالعمل به نام « اتصال دهنده » خوانده می‌شوند.

اطلاعات مورد نیاز در مورد میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌ها، مقدار تنش تسلیم و مقاومت نهایی آنها، حاصل از آزمایش کشش می‌باشد. تعداد نمونه‌ی لازم برای آزمایش میلگردها براساس ضوابط زیر تعیین می‌شود :

۱-اگر مشخصات مورد نیاز میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌ها در مدارک فنی ساختمان، حاوی گزارش آزمایش مصالح، داده شده باشد، باید حداقل سه نمونه به طور تصادفی از کل سازه برداشته شود و مورد آزمایش قرار گیرد.

۲-اگر مدارک فنی ساختمان موجود نباشد اما معین شود که جنس و مشخصات فنی میلگردهای فولادی و اتصال دهنده‌های به کار رفته در ساختمان یکسان است، دراین صورت حداقل۳ نمونه به طور تصادفی به ازای هر سه طبقه از ساختمان گرفته شود. درصورتی که یکسان بودن جنس و مشخصات آرماتورهای به کار رفته در ساختمان مورد تردید باشد، تعداد نمونه گیری به ۶ عدد به ازای هر سه طبقه از ساختمان افزایش می‌یابد.

نمونه‌های برداشته شده باید با قطعات جدید با طول وصله‌ی کافی و اتصال مناسب جایگزین شوند، مگر این که نمونه‌گیری‌ها از محل‌هایی انجام شود که تحلیل نشان دهد نیازی به جایگزینی نمی باشد.

پ–فولادهای پیش‌تنیده: نمونه برداری از تاندون‌های پیش‌تنیده جهت انجام آزمایش باید فقط از قطعات پیش تنیده‌ای انجام شود که جزئی از سیستم مقاوم جانبی هستند. اعضای پیش تنیده مربوط به دیافراگم‌ها از آزمایش مستثنی هستند.

تا حد امکان باید از نمونه برداری از طریق بریدن تاندون یا المان پیش تنیده خودداری کرد و سعی نمود نمونه‌گیری از طریق قسمت‌هایی از تاندون که فاقد تنش پیش تنیدگی هستند، مثل اضافه تاندون خارج از مهار، انجام شود.

تمام نمونه‌های برداشته شده‌ی فولادی باید با مصالح جدید جایگزین شوند، مگر این که نتایج تحلیل نشان دهد که نیازی به جایگزینی نیست. درصورت صلاحدید طراح، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آنها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب کاهش داده شود.

### ۲-۷-۳-۴- ضریب آگاهی κ

در محاسبه‌ی ظرفیت و تغییر شکل‌های مجاز اعضای بتنی باید ضریب آگاهی مطابق ضوابط بند (۲-۳-۲) و با درنظر گرفتن ضوابط اضافی زیر درنظر گرفته شود:

درصورتیکه یکی از شرایط زیر صادق باشد مقدار ضریب آگاهی K را باید برابر با ۰/۷۵ اختیار کرد :

۱- در خلال ارزیابی اعضا، خرابی و زوال‌یافتگی مشاهده شود به نحوی که برای اطلاع از چگونگی رفتار اعضا نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی باشد لیکن آزمایش‌ها انجام نگیرد و استفاده از ضریب $\kappa = 1$ قابل توجیه نباشد.

۲- درصورتی که مشخصات مکانیکی اعضا دارای ضریب تغییرات (C.O.V) بزرگتر از ۲۵٪ باشند.

۳- در صورتی که اعضا شامل مصالح با مشخصات نامعلوم باشند.

**۲-۷-۴- اعضا و اجزای بنایی**

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و محل آن بر اساس بندهای (۲-۷-۴-۱-۱) و (۲-۷-۴-۱-۲ ) انجام می‌شود و شامل موارد زیر می‌باشد.

الف- ارزیابی وضعیت موجود ساختمان:

۱- بررسی پیکربندی اجزا و اتصالات مربوطه؛

۲- بررسی پیوستگی مسیر بارهای ثقلی و جانبی؛

۳-بررسی وضعیت فیزیکی اجزای اصلی و غیراصلی و مشخص نمودن هرگونه فروپاشی و زوال آنها؛

۴- بررسی و مشخص نمودن سایر موارد که عملکرد ساختمان را تحت تأثیر قرار می‌دهد، از قبیل؛ وجود و نحوه اتصال نما به ساختمان، دیوارهای مشترک با ساختمان مجاور، وجود اجزای غیرسازه‌ای، تغییرات احتمالی انجام شده در معماری و همچنین محدودیت‌های بهسازی. برای بررسی کاهش کیفیت واحدهای بنایی باید شرایط فیزیکی اجزای سازه‌ای، اعضای موجود و اتصالات آنها ارزیابی شود. کاهش کیفیت واحدهای بنایی می‌تواند ناشی از آثار محیطی(مثل آتش‌سوزی، مواد شیمیایی و غیره)، اثرات بارگذاری جاری و یا بارگذاری‌های گذشته(مثل زلزله‌های قبلی) باشد. سازه‌های بنایی مستعد انقباض و انبساط تحت شرایط دمایی و رطوبتی مختلف، بسته به مورد و اهمیت، باید مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرند.

ب- بازرسی وضعیت موجود محل:

۱- در بازدید، باید تفاوت مندرجات نقشه‌های ساختمان با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گیرد. در صورت وجود تفاوت، تغییرات محتمل در شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری ساختمان بررسی شود.

۲- توجه به وجود هرگونه ضعف، نظیر نشست دال‌های کف و شالوده‌ها، که موجب ضعف عملکرد ساختمان در زمان وقوع زلزله می باشد، ضروری است.

## ۱- اجزای سازه‌ای اصلی

### ۱- الف- دیوارهای باربر

باید موقعیت و اندازه تمام دیوارهای باربر ثقلی و برشی مصالح بنایی، مشخص شود. همچنین نوع، امتداد و نحوه قرارگیری دیوارها باید برداشت گردد. ابعاد کلی اعضا شامل ارتفاع، طول و ضخامت دیوارها، اندازه‌گیری و یا از روی نقشه‌ها تعیین شود. نحوه اجرای واحد بنایی (آجر، بلوک سیمانی و...)، درزهای قائم بین واحد بنایی(آجر، بلوک سیمانی و...)، ابعاد و موقعیت بازشوها، وجود هشتگیر، لوله و دودکش درون دیوار باربر و فرورفتگی‌هایی که باعث تغییر در ضخامت می‌شود، نظیر طاقچه، باید مشخص و یا از روی نقشه‌ها تعیین گردد. همچنین سهم بار ثقلی بر روی دیوارهای باربر باید تعیین شود. شکم‌دادگی، موجدار بودن و غیرشاقولی بودن دیوارها باید برداشت و مشخص گردد.

در دیوارهای دولایه باید نوع و ضخامت هر لایه و ملات به‌کار رفته در آن، فاصله بین دولایه و نحوه اتصال آنها به یکدیگر بررسی شود.

در مورد ملات باید موارد زیر در بازدید عینی بررسی شود:

نوع و شرایط ملات باید تعیین گردد؛ ملات باید از لحاظ فرسایش، هوازدگی، ساییدگی و از لحاظ سفتی(اگر با ناخن بریزد، ضعیف، اگر با سکه یا چاقو بریزد، متوسط و اگر با چاقو خط بردارد، خوب است) و بندکشی مجدد به علت ترک‌ها، فضاهای خالی داخل مصالح ملات و اجرای ضعیف، بازرسی شود. ترک‌های افقی در بندهای افقی و ترک‌های عمودی در بندهای عمودی و همچنین ترک‌های قطری نزدیک بازشوها باید مدنظر باشد.

۱- ب- دال‌ها

نوع سقف (طاق‌ضربی، تیرچه بلوک و غیره)، همچنین یکپارچه بودن، انسجام و صلبیت آن مشخص شود. همچنین جزئیات، نوع مصالح مصرفی و ابعاد دال، طول، ضخامت و وضعیت تکیه‌گاهی تیرهای سقف، امتداد آنها و بازشوهای دال مشخص گردد.

۱- پ- اتصالات اعضای ساختمان

اتصال بین دیوارهای بنایی، بین دیوار و کف طبقات و بام باید به منظور دستیابی به جزئیات اجرایی و شرایط موجود بازرسی شود. اگر نقشه‌های ساخت در دسترس باشد، حداقل سه نمونه برای هر نوع اتصال (مثلاً سقف به دیوار؛ دیوار به دیوار) بررسی شود. اگر هیچ نقشه‌ای موجود نباشد و یا تفاوت‌هایی بین نقشه‌ها و سازه اجرا شده مشاهده شود، باید نمونه‌هایی به عنوان نماینده، برای بررسی نحوه اتصال در نظر گرفته شوند. در این حالت با بازرسی نمونه‌های اخذ شده، الگوی اتصالات در ساختمان مشخص می‌گردد.

## ۲- اجزای سازه‌ای غیراصلی

۲-الف- کلاف

وجود یا عدم وجود کلاف‌های قائم و افقی در تراز پی و زیر سقف بررسی شود و در صورت وجود، محل و موقعیت قرارگیری آنها مشخص گردد. همچنین لازم است تا کیفیت، ابعاد و نوع کلاف‌ها از قبیل بتنی، فولادی یا چوبی، اتصالات اجزای کلاف، اتصال دیوار و کلاف، وجود انفصال در کلاف و تعداد و نوع آرماتورهای به کاررفته در کلاف‌های بتنی با برداشتن بخش‌های محدودی از بتن پوشش روی میلگردها تعیین شود.

۲-ب- نعل درگاه

وجود یا عدم وجود نعل درگاه در تراز بالای بازشوها بررسی شود و در صورت وجود، نوع و موقعیت قرارگیری آنها مشخص گردد.

### ۲-۷-۴-۱-۲- بازرسی جامع

برای دستیابی به سطح اطلاعات جامع، باید آزمایش‌های غیرمخرب زیر، برای کمی کردن سنجش‌های انجام شده و اطمینان از یکنواختی کیفیت ساخت یا زوال در اجزا و المان‌ها انجام شود:

الف-سرعت پالس مکانیکی یا فراصوت، برای مشخص کردن تغییرات در چگالی، مدول الاستیسیته مصالح، همچنین تعیین وجود ترک و عدم پیوستگی؛

ب- آزمایش انعکاس ضربه (Impact echo test) برای کنترل اینکه دیوارهای مسلح گروت ریزی شده باشند.

ج-رادیوگرافی برای تعیین محل فولاد تسلیح؛

در این حالت تعداد آزمایش‌ها بر اساس بند (۲-۷-۴-۲-۴) تعیین می‌شود.

### ۲-۷-۴-۲-۱-۱- مقاومت فشاری دیوار/ پایه بنایی

سه روش برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری مصالح بنایی وجود دارد که در این بند تشریح شده است. در این سه روش مقاومت فشاری مصالح بنایی باید بر اساس سطح مقطع خالص ملات تعیین گردد.

۱- روش اول: منشورهایی از دیوار بنایی موجود جدا و به آزمایشگاه منتقل می‌گردد. منشور برداشت شده، مطابق استانداردهای معتبر نظیر Section 1.4.8.3 of ACI530.1/ASCE6/TMS602 مورد آزمایش قرار می‌گیرد. محل نمونه برداری شده باید با مصالح مشابه و طبق مشخصات فنی بازسازی شود.

۲- روش دوم: نمونه‌های آزمایشگاهی با استفاده از الگوی منشورهایی که از دیوار جدا شده است، شبیه‌سازی می‌شود. برای شبیه-سازی نسبت اختلاط و ساخت ملات برای نمونه‌های آزمایشگاهی، از آنالیز شیمیایی استفاده می‌شود. منشور تهیه شده، همانند روش اول مورد آزمایش قرار می‌گیرد.

۳- روش سوم: به صورت درجا و با قراردادن یک جفت جک مسطح در دیوار/ پایه بنایی موجود انجام می‌شود. این آزمایش براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTMC 1196- 92 انجام می‌گردد.

**۲-۷-۴-۲-۱-۲- تعیین مدول الاستیسیته دیوار/ پایه بنایی در فشار**

و

**۲-۷-۴-۲-۱-۳- مقاومت کششی دیوار/ پایه بنایی در خمش**

و

**۲-۷-۴-۲-۱-۴- مقاومت برشی دیوار بنایی**

و. . .

### ۲-۷-۴-۲-۲- تعداد حداقل آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

درصورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد، نیاز به انجام آزمایش نیست و مقادیر موجود در این مدارک به عنوان کرانه پایین مشخصات مصالح در نظر گرفته می‌شود. برای تبدیل مقاومت کرانه پایین به مورد انتظار از ضرایب جدول(۲-۶) استفاده می‌شود.

در غیر اینصورت، می‌توان از مقادیر پیش فرض مشخصات مصالح مطابق بند (۲-۷-۴-۲-۵) به عنوان مقادیر کرانه پایین مشخصات مصالح در روش‌های خطی فصل سوم در تحلیل ساختمان استفاده نمود.

در ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار درصورتیکه مقاومت مشخصه میلگرد معلوم نباشد، میلگرد صاف نوع AI و میلگرد آجدار نوع AII در نظر گرفته شود و لزومی به انجام آزمایش نیست.

### ۲-۷-۴-۲-۳- تعداد حداقل آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

درصورتی که مقاومت مشخصه طراحی دیوار/ پایه بنایی معلوم باشد و شرایط واحد بنایی بر اساس بازرسی عینی، موضوع بند (۲-۷-۴-۱-۱)، خوب یا متوسط ارزیابی گردد، باید حداقل یک آزمایش، از هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت، انجام شود و حداقل تعداد آزمایش در این حالت سه نمونه در کل ساختمان می‌باشد. در صورتی که شرایط واحد بنایی ضعیف ارزیابی شده باشد، لازم است تا با افزایش تعداد آزمایش ها، میزان کاهش در کیفیت مصالح تعیین شود.

در صورت فقدان اطلاعات مقاومت مشخصه طراحی مصالح بنایی، انجام حداقل یک آزمایش، از هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت و حداقل شش آزمایش برای کل ساختمان الزامی است.

مقادیر به‌دست آمده از آزمایش به عنوان مشخصات مورد انتظار مصالح محسوب می‌گردد. برای تبدیل مقاومت مورد انتظار به کرانه پایین از ضرایب جدول(۲-۶) استفاده می‌شود.

در ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار، در صورتیکه مقاومت مشخصه میلگرد مشخص نباشد، میلگرد ساده از نوع AI و میلگرد آجدار از نوع AII در نظر گرفته شود و لزومی به انجام آزمایش نیست.

### ۲-۷-۴-۲-۴- تعداد حداقل آزمایش های لازم برای تعیین مشخصات مصالح در سطح اطلاعات جامع

درصورتی که مدارک فنی معتبر و گزارش آزمایش مصالح ساختمان موجود باشد و شرایط مصالح بنایی بر اساس بازرسی عینی، موضوع بند (۲-۷-۴-۱-۱)، خوب یا متوسط ارزیابی گردد، حداقل انجام سه آزمایش برای هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت، در هر سه طبقه ویا هر ۲۵۰ مترمربع از سطح دیوار لازم است. در این حالت انجام حداقل شش آزمایش برای کل ساختمان الزامی می‌باشد. در صورتی که شرایط مصالح بنایی ضعیف ارزیابی شده باشد، لازم است یا با افزایش تعداد آزمایش ها و یا با انجام آزمایش های غیرمخرب میزان کاهش در کیفیت مصالح تعیین شود.

در صورت فقدان مدارک فنی معتبر و گزارش آزمایش مصالح ساختمان، حداقل تعداد آزمایش از سه به شش برای هر نوع مصالح بنایی با مقاومت‌های متفاوت افزایش می‌یابد. در این حالت حداقل دو آزمایش برای هر دیوار و یا امتداد دیوار باربر جانبی با مقاومت یکسان باید انجام شود و انجام حداقل هشت آزمایش برای کل ساختمان الزامی است.

نمونه‌های آزمایش باید از محل‌هایی گرفته شود که نشان‌دهنده خصوصیات مصالح در کل ساختمان باشد و تغییرات حین ساخت ناشی از عوامل انسانی در ساخت طبقات مختلف، تغییرات ناشی از فرسایش و هوازدگی سطوح خارجی و تغییرات شرایط در سطوح داخلی ناشی از فروپاشی به دلیل نشت آب و تعریق و یا اثرات تخریبی دیگر مواد موجود در ساختمان، لحاظ شود. برای مصالح بنایی با کیفیت متفاوت، انجام دادن آزمایش‌های بیشتر، برای تخمین مقاومت مصالح در نواحی‌ای که نسبت به خصوصیات مقاومتی آن تردید وجود دارد، لازم است.

افزایش ابعاد نمونه برای افزایش سطح اعتماد در نتایج آزمایش مجاز است. رابطه میان ابعاد نمونه و سطح اعتماد باید طبق استانداردهای معتبر نظیر ASTM E139-00 ملحوظ شود.

اگر ضریب تغییرات(C.O.V) در آزمایش ها از ۲۵ درصد تجاوز کند یا متوسط مقادیر نتایج بدست آمده از آزمایش ها از مقادیر پیش-فرض ارائه شده در بند(۲-۷-۴-۲-۵) کمتر باشد، تعداد آزمایش‌ها باید به دو برابر افزایش یابد.

## ۲-۸- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای ساختمان

### ۲-۸-۱- بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای حداقل باید شامل موارد زیر باشد :

۱- پیکربندی انواع اجزای غیرسازه‌ای موجود و نحوه‌ی اتصال آنها به سازه.

۲- شرایط فیزیکی هر نوع جزء غیرسازه‌ای و اینکه فرسودگی رخ داده است یا خیر.

۳- وجود اجزای غیرسازه‌ای که می‌توانند بالقوه بر عملکرد کل ساختمان تاثیر داشته باشند.

### ۲-۸-۲- تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی

تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی برای هر نوع جزء غیرسازه‌ای باید به ترتیب زیر تعیین شود :

۱- اگر نقشه‌های تفصیلی در دسترس باشند، حداقل یک نمونه از هر نوع جزء غیرسازه‌ای باید بازرسی شود. اگر هیچگونه مغایرتی با نقشه‌های موجود ملاحظه نشد، نمونه می‌تواند به عنوان نماینده‌ی آن جزء درنظر گرفته شود. در غیر این صورت حداقل ۱۰٪ اجزا از آن نوع باید بازرسی شود.

۲- اگر نقشه‌های تفصیلی در دسترس نباشند، حداقل سه نمونه از هر نوع باید بازبینی شود. اگر همخوانی کامل بین آنها مشاهده شد، نمونه می‌تواند به عنوان نماینده‌ی آن جزء در نظر گرفته شود. در غیر این صورت باید حداقل ۲۰٪ از آن نوع مورد بازرسی قرار گیرد.

## ۲-۲-۳- مشخصات پی و ساختگاه

مشخصات ژئوتکنیکی خاک محل ساختمان، موقعیت و هندسه شالوده و مشخصات فنی بتن و همچنین تعداد و مشخصات فنی میلگرد موجود در آن، جهت ارزیابی کفایت سازه‌ای پی باید جمع‌آوری شود. این اطلاعات با توجه به مدارک و گزارش‌های موجود، بازدیدهای محلی، بررسی نتایج عملیات حفاری، در صورت وجود، نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی قابل حصول است.

بازدید از محل ساختمان برای کنترل تفاوت در مندرجات نقشه‌های ساختمان با آنچه اجرا شده است، ضرورت دارد. در صورت وجود هر گونه مغایرت، نظیر تفاوت در شرایط تکیه‌گاهی، بارگذاری، هندسه و مشخصات فنی، موارد باید بررسی شود. همچنین توجه به وجود هرگونه ضعف در عملکرد ساختمان، نظیر نشست پی، که موجب تشدید آسیب پذیری ساختمان در زمان وقوع زلزله می شود، ضروری است.

اگر در محل ساختمان احتمال مخاطرات ناشی از ناپایداری ساختگاه نظیر روانگرایی، فرونشست، گسلش و یا زمین لغزش وجود داشته باشد و اطلاعات ژئوتکنیکی موجود جهت برآورد خطر و مقابله با کاهش آن کفایت نکند، مطالعه‌ی شرایط زیر سطحی ضرورت می‌یابد. دامنه این مطالعات با توجه به هدف بهسازی و جدول(۲-۱) تعیین می‌شود.

## ۲-۶- جمع آوری اطلاعات و بازرسی وضع موجود ساختگاه، خاک و سازه پی

### ۲-۶-۱- تعیین ویژگی‌ها

گردآوری اطلاعات مربوط به مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری مطابق بند (۲-۶-۲) و گردآوری اطلاعات مربوط به خاک محل ساختمان و شالوده (سازه پی) مطابق بند (۲-۶-۳) صورت می‌گیرد.

### ۲-۶-۳-۳-۲- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات حداقل

مشخصات ذکر شده برای خاک در دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی پی را، درصورت وجود، می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین در سطح اطلاعات حداقل درنظر گرفت.

### ۲-۶-۳-۳-۳- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات متعارف

در سطح اطلاعات متعارف مشخصات لایه‌های خاک باید با انجام نمونه گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به دست آیند. حداقل تعداد گمانه‌ها و آزمایش‌های مورد نیاز در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات در سطح متعارف براساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند:

۱- در صورت وجود مدارک فنی معتبر که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی درحد معمول باشد نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست و می‌توان از مقادیر داده شده در گزارش ژئوتکنیک استفاده نمود؛

۲- اگر مدارک فنی موجود نباشد و یا نقص، کاستی و عدم سازگاری در گزارش موجود مشاهده شود، حفاری حداقل یک گمانه تا عمق نفوذ تنش بارگذاری و انجام آزمایش‌های متداول ژئوتکنیکی در این گمانه برحسب نوع خاک موجود لازم می‌باشد.

## ۲-۶-۳-۳-۴- جمع آوری مشخصات در سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد گمانه و آزمایش‌های مورد نیاز در یک برنامه‌ی جمع آوری اطلاعات جامع براساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند :

۱- درصورت وجود گزارش ژئوتکنیکی که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد معمول باشد، انجام حفاری، نمونه برداری و آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی در حداقل یک گمانه لازم است ؛

۲- درصورت عدم وجود مدارک فنی معتبر، انجام یک شناسایی کامل از ساختگاه با حفر گمانه هایی که بتواند تنوع لایه‌های خاک و اطلاعات مورد نیاز را در راستاهای افقی و قائم به‌طور کامل ارائه دهد، لازم می‌باشد. محل و تعداد گمانه ها بسته به شرایط ساختگاه و مساحت زیربنای ساختمان با مشورت طراح و کارشناس ژئوتکنیک تعیین می شود و حداقل ۳ گمانه غیر واقع در یک راستا باید حفر شود.

# تهیه طرح بهسازی ساختمانهای موجود

## تهیه طرح مقدماتی

# ۱- بررسی راهکارهای بهسازی

**راهکارهای زیر به عنوان نمونه می تواند به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای تعیین و انتخاب گزینه های بهسازی ساختمانها مورد استفاده قرار می گیرد.**

- اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در اثر زلزله می‌باشند؛
- رفع یا کاهش نامنظمی در ساختمان موجود؛
- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛
- تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛
- کاهش جرم ساختمان؛
- کامل نمودن مسیر بار؛
- افزایش انسجام ساختمان با کلاف‌بندی؛
- تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان؛
- به‌کارگیری سیستم‌های جاذب انرژی؛
- به‌کارگیری سیستم جداساز لرزه‌ای؛
- راه‌کارهای مناسب دیگر.

## ۲- بررسی طرح مقدماتی گزینه های بهسازی

**بررسی و انتخاب حداقل سه گزینه مناسب برای بهسازی ساختمان براساس قضاوت مهندسی و معیارهای زیر:**

- ویژگی ساختمان با توجه به کاربری از لحاظ معماری و تجهیزاتی، دسترسی به فضاها و عملکرد ساختمان و اثرات مدت اجرای طرح؛
- مطالعه روش‌های ساخت با توجه به روش‌های متداول و مهارت‌های محلی و تجهیزات و امکانات قابل دسترس؛
- ارایه‌ی مدل تحلیلی متناسب با هر گزینه و تهیه‌ی طرح مقدماتی بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود؛
- تجزیه و تحلیل اقتصادی طرح مقدماتی گزینه‌ها بر اساس برآورد مقادیر و هزینه‌های اقلام بهسازی، با در نظر گرفتن عامل زمان و روش اجرا؛
- بررسی عملکرد و نقاط ضعف و قوت فنی و اجرایی گزینه‌ها؛
- مقایسه‌ی گزینه‌ها از نظر اقتصادی، فنی و اجرایی؛
- برآورد هزینه‌ی تخریب و نوسازی.

**۳- انتخاب طرح مقدماتی برتر و تعامل با کارفرما با توجه به گزار ش مقایسه ای ارایه شده از دیدگاه اقتصادی، فنی و اجرایی**

**۴- تهیه و ارایه گزارش طرح مقدماتی**

**تبصره:** تهیه‌ی طرح نهایی بهسازی پس از تایید گزارش این قسمت از مطالعات از سوی کارفرما و ابلاغ آن صورت می‌گیرد.

# تهیه طرح نهایی

## ۱- تهیه طرح تفصیلی بر اساس طرح مقدماتی برتر

۱- بررسی تفصیلی طرح بهسازی منتخب از طریق تحلیل مدل بر اساس د ستورالعمل بهسازی لرز ه ای ساختمان های موجود؛

۲- تهیه ی جزییات طرح بهسازی منتخب براساس تحلیل فوق.

## ۲- بهسازی اجزای غیرساز های

۱- ارزیابی اجزای غیرساز ه ای با توجه به اطلاعات گردآوری شده در مرحله ی ارزیابی و مشخصات سازه بهسازی شده با توجه به هدف بهسازی؛

۲- رده بندی رفتاری اجزای غیرسازه ای (اجزای حساس به شتاب، اجزای حساس به تغییرشکل)؛

۳- بررسی تاثیرات متقابل اجزای سازه ای و غیرساز های؛

۴-ارایه روش های بهسازی اجزای غیرسازه ای از طریق جایگزینی، تقویت، تعمیر، مهاربندی، متصل سازی یا دیگر رو شهای تاییدشده.

## ۳- تهیه نقشه های اجرایی طرح

## ۴- تهیه مشخصات فنی

**۱- تهیه و ارائه مشخصات فنی عمومی ، آیین نامه ها و استانداردهایی که رعایت آن در اجرای پروژه ضروری است ، به صورت موضوع، شماره ، تاریخ صدور و مرجع صادرکننده آن تعیین شود.**

**۲- مشخصات فنی خصوصی که برای اجرای پروژه مورد نیاز باشد در نقشه ها یا دفترچه ی مشخصات فنی درج گردد.**

## ۵- تحلیل اقتصادی

**۱- تهیه ریز مقادیر و برآورد هزینه ی اجرای طرح؛ ۲- پیش بینی مدت اجرای طرح؛ ۳- تهیه ی گزارش تحلیل اقتصادی طرح.**

**تبصره:** چنانچه مهندس مشاور در مرحله‌ی تهیه‌ی طرح اجرایی به این نتیجه برسد که اجرای طرح بهسازی منتخب به لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نیست، موظف است مراتب را با ذکر دلایل کافی به کارفرما اعلام نماید. ادامه‌ی انجام مطالعات و اجرای پروژه منوط به ابلاغ کارفرما است.

# تهیه مدارک طرح و اسناد مناقصه

**۱- تهیه گزارش جامع پروژه که دربرگیرنده ی شرح پروژه، خلاص ه ای از آمار و اطلاعات جمع آوری شده که در طراحی مورد استفاده قرار گرفت ه اند (شناسنامه ی پروژه )، مشخصات اصلی پروژه و طرح بهسازی است.**

**۲- تهیه برنامه ی زمان بندی اجرای پروژه**

**۳- تهیه اسناد مناقصه**

# تهیه نقشه های ارزیابی وضع موجود ساختمان (معماری، سازه، تاسیسات )

مدارک فنی مورد نیاز در انجام مطالعات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای شامل اطلاعاتی است که جهت ساختن مدلی تحلیلی که بتواند برآورد مناسبی از رفتار سازه به دست دهد، ضروری است.
این اطلاعات شامل مشخص کردن وضعیت اعضا، هندسه، پیکربندی سازه و همچنین مشخصات مصالح به کار رفته در آن است . با توجه به اینکه شناسایی کامل هر پروژه تنها از طریق این مدارک فنی امکان پذیر است ، ایجاد روشی واحد و د قیق جهت تعیین چگونگی تهیه و ارایه ی مدارک فنی مورد نیاز جهت ارزیابی وضعیت موجود هر پروژه ضروری است.

## ۱- مدارک فنی مورد نیاز برای انجام مطالعات ارزیابی آسیب پذیری

برای انجام مطالعات بهسازی لرزه ای در هر پروژه وجود مدارک زیر لازم است:

- مدارک طراحی؛
- نقشه‌های معماری؛
- نقشه‌های سازه؛
- نقشه‌های تاسیسات مکانیکی و الکتریکی؛
- دفترچه محاسبات؛
- فهرست و مشخصات مصالح به‌کار رفته؛
- جزییات اتصال تجهیزات و واحدهای تاسیساتی؛
- مشخصات تجهیزات به‌کار رفته.

## ۲- مدارک ساخت

- گزارش‌های آزمایش مصالح حین ساخت؛
- اوراق کنترل کیفیت آزمایشگاهی؛
- دستور کار و صورت‌جلسات کارگاهی؛
- فهرست نواقص تحویل موقت؛
- صورت‌جلسه‌ی رفع نواقص تحویل موقت.

## ۳- مبانی و ملزومات تهیه نقشه های وضع موجود

**دامنه ی اطلاعات مورد نیاز برای تهیه ی نقشه های وضع موجود بر اساس سطح اطلاعات، با توجه هدف بهسازی انتخابی و روش تحلیل تعیین میگردد.** (بند ۲-۲-۶ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای).

**۱- حداقل مدارک لازم در تهیه ی نقشه های معماری:**

- پلان طبقات اندازه‌گذاری شده با مشخص نمودن محورهای سازه‌ای؛
- مقاطع لازم که نشان‌دهنده‌ی منظمی یا نامنظمی ساختمان در طبقات باشد؛
- نمای ساختمان با درج کدهای ارتفاعی.

**در تهیه ی نقشه های معماری جزییات کلیه ی جداکننده ها، بازشوها ، سقف های کاذب و سایر اقلام غیرسازه ای باید برداشت و در نقشه ها درج گردد.**

**۲- حداقل مدارک لازم در تهیه ی نقشه های سازه:**

- نقشه‌ی پی به طور اعم (پی سطحی، نیمه عمیق، عمیق و شناژهای ارتباطی)؛
- نقشه‌ی پیکربندی ساختمان شامل اجزای سیستم باربر ثقلی و جانبی (مهاربندها، دیوارهای برشی، قاب خمشی، جزییات اتصالات و سایر اقلام تاثیرگذار)؛
- مشخص‌کردن نوع سقف و تهیه‌ی نقشه‌های مربوط؛
- تعیین مشخصات مصالح؛
- تعیین مشخصات ساختگاه (حق‌الزحمه‌ی این بند مطابق بخشنامه‌های مربوط پرداخت خواهد شد).

**۳- حداقل مدارک لازم در تهیه ی نقشه های تاسیسات:**

- اطلاعات لازم اجزای مکانیکی و برقی باید مطابق فصل ۹ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، متناسب با میزان خطر لرزه‌خیزی و سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای، برداشت گردد.

**توضیح:** چنانچه تهیه‌ی نقشه‌های وضع موجود موکول به انجام سونداژ و آزمایش‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک باشد، فعالیت‌های زیر به عهده‌ی مشاور تهیه‌کننده‌ی نقشه‌ها خواهد بود:

- نظارت تطبیقی بر انجام سونداژ؛
- نظارت تطبیقی بر انجام آزمایش‌ها؛
- بررسی و تطبیق نتایج آزمایش‌ها با نیازهای طرح.

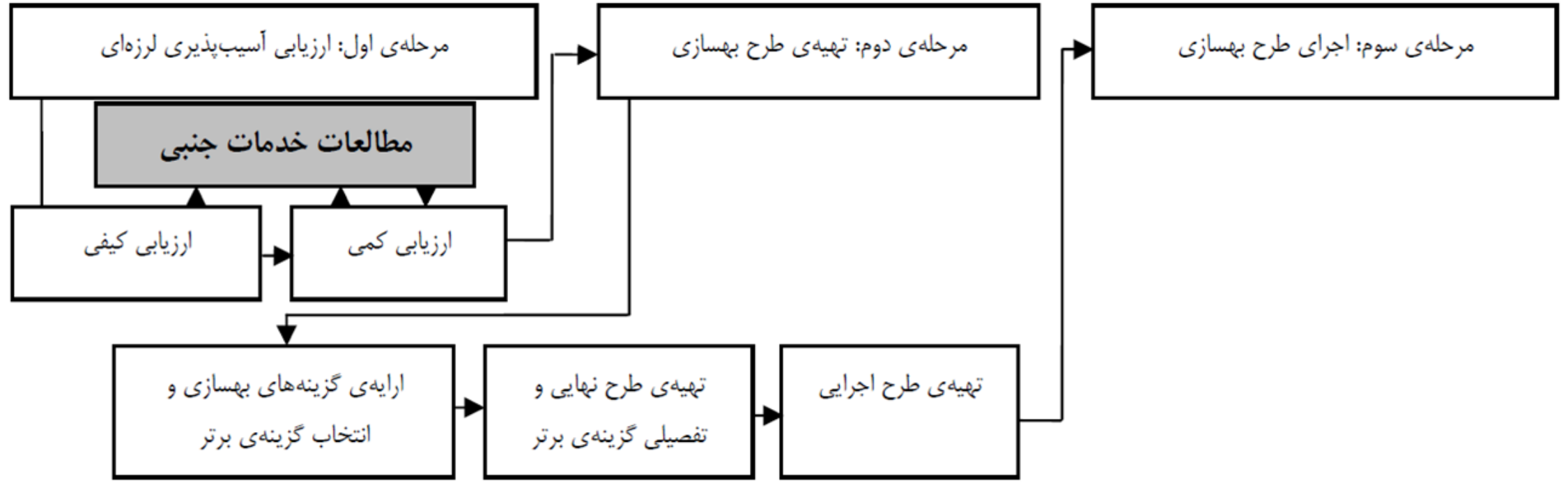
# مطالعات خدمات جنبی

# مطالعات خدمات جنبی

مطالعات خدمات جنبی یکی از اساسی‌ترین نیازهای پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای بوده و در حقیقت این مطالعات به عنوان پیش‌نیاز انجام مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای مطرح است. همچنین اعتبار نتایج حاصل از مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری، کاملا بستگی به دقت و صحت اطلاعاتی دارد که از انجام مطالعات خدمات جنبی، حاصل می‌گردد. از طرف دیگر یکی از دلایل اصلی طولانی شدن مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، بحث عدم انجام مطالعات خدمات جنبی در زمان مناسب است که با توجه به تجربیات موجود، این موضوع خود به تنهایی می‌تواند باعث ایجاد تاخیرهای قابل توجه در روند پیشرفت پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای شود.

به طور کلی فرآیند بهسازی لرزه‌ای از سه مرحله تشکیل شده که در نمودار زیر، این مراحل به همراه جزییات مربوط، معرفی شده‌اند.

# نمودار فرآیند بهسازی لرزه‌ای



# مطالعات خدمات جنبی

مطالعات خدمات جنبی در مرحله‌ی اول از فرآیند فوق (ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای) و عموما پس از اتمام و ارایه‌ی گزارش ارزیابی کیفی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، انجام می‌گیرد و هدف از انجام این مطالعات نیز به‌دست آوردن و یا تکمیل و تدقیق کلیه‌ی اطلاعاتی است که در ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه، مورد نیاز است.

## لیست خدمات جنبی در حالت کلی شامل موارد زیر است:

۱- تهیه‌ی نقشه‌های معماری و سازه‌ای وضع موجود

۲- سونداژ و تخریب

۳- شناسایی

۴- برآورد خطر زلزله در صورت نیاز

۵- آماده‌سازی

۶- آزمایش‌های مقاومت مصالح

۷- آزمایش‌های خاک

۸- ترمیم

# تخریب و سونداژ

**تخریب و سونداژ عبارت است از برداشتن پوشش های معماری تا رسیدن به محل اعضا یا اجزای مورد نظر**

**هدف:**

۱- دسترسی به اعضا یا اجزای مختلف سازه به منظور انجام شناسایی‌های مورد نیاز

۲- آماده نمودن شرایط لازم به منظور انجام نمونه‌گیری و آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب مورد نیاز

**ملاحظات:**

۱- با توجه به متن دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، در مرحله‌ی ارزیابی کیفی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها، ضروری نیست به منظور تعیین پیکربندی و ابعاد مقاطع، آشکارسازی و سونداژ، همراه با تخریب پوشش معماری باشد و صرف بازرسی چشمی همراه با سونداژ به کمک میله و فایبراسکوپ و سوراخ کردن محدود و نمونه، کافی است.

۲- ابعاد سونداژ و محل آشکارسازی شده باید به اندازه‌ای باشد که شناسایی و مشاهده‌ی موثر اعضا یا اجزای‌ها و اجزای اتصالات به صورت نسبتا قطعی امکان‌پذیر باشد.

۳- انتخاب محل تخریب باید به گونه‌ای باشد که بخش‌های حساس سازه آسیب نبیند.

۴- به منظور شناسایی مشخصات و وضعیت آرماتورهای به‌کار رفته در اعضا یا اجزای بتنی و همچنین آماده نمودن و انجام آزمایش‌های مورد نیاز، لازم است بتن رویه تخریب شود.

۵- کنده‌کاری در محل انجام سونداژ و آزمایش، فرآیند انجام آزمایش و همچنین برداشت اطلاعات از محل سونداژ باید با پیش‌بینی‌هایی به منظور حفظ ایمنی کارکنان، جلوگیری از بروز خسارت به تجهیزات و ادوات موجود و ایمنی بهره‌برداران و ساکنین محل و غیره انجام گیرد.

۶- لازم است کارفرما نسبت به جابه‌جا نمودن اداوات، تجهیزات حساس به آلودگی‌های محیطی که در حین انجام سونداژ و تخریب ایجاد خواهد شد، تمهیدات لازم را فراهم نماید.

۷- ترمیم و تمیزکاری کلیه‌ی تخریب‌های مورد اشاره در جدول ۲-۱، بر عهده‌ی مشاور خدمات جنبی و نظارت آن در زمره‌ی مسوولیت‌های مشاور اصلی مطالعات است. لازم به ذکر است ملاحظات و ردیف‌های مربوط، در فصل ششم ارایه شده است. حق‌الزحمه‌ی مربوط به نظارت، طبق ضوابط شرایط عمومی خدمات مشاوره‌ی ژئوتکنیک و مقاومت مصالح (بندهای ۱۳-۲ و ۳-۲)، قابل تعیین و پرداخت خواهد بود.

۸- دستیابی به جزییات اتصالات، ستون و تیر در ردیف‌های مذکور در جدول ۲-۱، حتی‌الامکان باید از زیر سقف انجام گیرد.

۹- تعیین تعداد و محل نقاط سونداژ و همچنین علامت زدن محل‌های مذکور در سازه، بر عهده‌ی مشاور اصلی مطالعات است.

۱۰- به منظور تعیین جزییات ردیف‌های ارایه شده در ردیف‌های جدول ۲-۱، فصل اول فهرست بهای واحد پایه‌ی رشته‌ی ابنیه، با عنوان "عملیات تخریب"، می‌تواند ملاک عمل قرار گیرد. لیکن به دلیل ظرافت و سایر ویژگی‌های خاص و منحصر به فرد انجام عملیات تخریب و سونداژ در پروژه‌ی مقاوم‌سازی، حق‌الزحمه‌ی اولیه‌ی انجام این عملیات، بر اساس قیمت‌های ارایه شده در فصل مذکور، محاسبه و سپس با اعمال ضریبی بزرگ‌تر از یک، نهایی می‌گردد. مقدار بزرگی این ضریب با توجه به عواملی نظیر سختی و ظرافت کار، حجم عملیات و غیره، به صورت توافقی بین کارفرما و مشاور خدمات جنبی، تعیین خواهد شد.

## محل و شرح عملیات تخریب و سونداژ

| ردیف | محل | شرح |
|---|---|---|
| ۱ | اتصالات | سونداژ و برداشتن پوشش محل اتصال تیر به ستون (یک تیر به یک ستون، دو تیر به یک ستون، سه تیر به یک ستون و چهار تیر به یک ستون) تا رسیدن به محل اتصال و دستیابی به جزییات آن (از طریق سقف و دیوارها) |
| ۲ | ستون | سونداژ و برداشتن پوشش ستون تا رسیدن به محل آن و دستیابی به جزییات (بتنی و فولادی) |
| ۳ | تیر | سونداژ و برداشتن پوشش تیر تا رسیدن به محل آن و دستیابی به جزییات (بتنی و فولادی) (ازطریق سقف و دیوار) |
| ۴ | سقف | سونداژ و برداشتن پوشش سقف به منظور دسترسی به اعضا یا اجزای مختلف و اتصالات سازه و شناسایی سیستم سقف |
| ۵ | پی سطحی و عمیق | سونداژ و برداشتن پوشش پی تا رسیدن به محل پی سطحی و عمیق (شمع) به منظور دستیابی به جزییات |

| | | |
|---|---|---|
| ۶ | دیوار | سونداژ و برداشتن پوشش دیوار (بنایی و بتنی) و دستیابی به جزییات آن |
| ۷ | بتن رویه (پوشش آرماتور) | سونداژ و برداشتن بتن رویه در اعضا یا اجزای بتنی تا رسیدن به محل آرماتورهای طولی و برشی |
| ۸ | بام | سونداژ و برداشتن پوشش بام |
| ۹ | دیوارهای حایل | سونداژ و برداشتن پوشش دیوارهای حایل |
| ۱۰ | سقف کاذب | سونداژ و برداشتن پوشش سقف کاذب |
| ۱۱ | سایر اجزای غیر سازه‌ای | سونداژ و برداشتن پوشش و رسیدن به جزییات مورد نیاز |

# شناسایی

**شناسایی عبارت است از تعیین مشخصات ظاهری جزییات و هندسی اعضا و اجزای مختلف سازه.**

**هدف**

۱- تهیه‌ی نقشه‌های ارزیابی جامع وضع موجود و یا کنترل و تدقیق نقشه‌های موجود از سازه؛

۲- بررسی ظاهری و کیفی اعضا و اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای؛

۳- تعیین دقیق تعداد و محل انجام آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب.

**ملاحظات**

۱- شناسایی‌های این فصل، بر اساس سوندژهایی است که در فصل دوم به آن‌ها اشاره شد و به منظور تکمیل شناسایی‌های مورد نیاز، انجام آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب ضروری است.

۲- انجام شناسایی‌ها باید توسط مشاور اصلی مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری انجام گیرد.

۳- در تعیین شناسایی‌های مورد نیاز، باید ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، ملاک عمل قرار گیرد.

۴- هزینه‌ی انجام شناسایی در قالب حق‌الزحمه‌ی تهیه‌ی نقشه‌های معماری و سازه‌ای وضع موجود سازه، پیش‌بینی شده است و بنابراین حق‌الزحمه‌ی جداگانه‌ای به منظور انجام شناسایی، درنظر گرفته نخواهد شد.

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

**اتصالات فولادی (اتصال تیر به ستون، تیرهای فرعی به اصلی، اتصالات شمشیری راه‌پله)**

الف- تعیین نوع اتصال (مفصلی، گیردار، نیمه گیردار، خورجینی و غیره)

ب- تعیین نوع و مشخصات ورق‌های بالایی و پایینی به‌کار رفته در اتصالات

پ- تعیین نوع و مشخصات نبشی‌های به‌کار رفته در اتصال

ت- تعیین نوع و مشخصات سخت کننده‌های به‌کار رفته در اتصال

ث- تعیین مشخصات و جزییات چشمه‌ی اتصال

ج- تعیین وسایل اتصال (جوش، پیچ یا مهره)

چ- ابعاد هندسی و نوع جوش به‌کار رفته در اجزای مختلف اتصال

ح- مشخصات ظاهری و نوع پیچ و مهره به‌کار رفته در اجزای مختلف اتصال

خ- تعیین آسیب‌های محیطی و شیمیایی اجزای مختلف اتصال

د- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

اتصالات بتنی

(تیر به ستون)

الف- تعیین وضعیت و جزییات اتصال نظیر تعیین طول گیرداری و غیره

ب- تعیین نوع، مشخصات و میزان آرماتورهای به‌کار رفته در چشمه‌ی اتصال

پ- تعیین آسیب‌های محیطی، شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته در اتصالات

ت- تعیین وضعیت اتصال به لحاظ رعایت ضوابط شکل‌پذیری استاندارد آبا

ث- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

ستون فولادی

الف- تعیین نوع پروفیل
ب- تعیین ابعاد ورق‌های ستون
پ- تعیین محل، ابعاد و وضعیت وصله‌ها
ت- تعیین ابعاد و فواصل سخت کننده‌های داخل ستون
ث- تعیین ابعاد هندسی و نوع جوش
ج- تعیین ابعاد، فواصل و وضعیت بست‌های ستون
چ- تعیین ابعاد، فواصل و وضعیت ورق‌های تقویتی
ح- تعیین محل تغییر مقطع ستون‌ها همراه با ارایه‌ی جزییات مربوط
خ- تعیین وضعیت ظاهری و مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی
د- تعیین مشخصات و جزییات اتصال ستون به دیوار مجاور
د- تعیین مشخصات و جزییات اتصال ستون به دیافراگم
ر- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### ستون بتنی

الف- تعیین ابعاد ستون

ب- تعیین وضعیت ظاهری و مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته در ستون

پ- تعیین نوع، مشخصات و میزان آرماتورهای طولی و برشی به‌کار رفته

ت- تعیین محل و مشخصات وصله‌های آرماتور (در صورت امکان)

ث- تعیین مشخصات و جزییات اتصال ستون به دیوار مجاور

ج- تعیین مشخصات و جزییات اتصال ستون به دیافراگم

چ- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### کلاف افقی و قائم

الف- تعیین ابعاد کلاف

ب- تعیین وضعیت ظاهری کلاف و مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته

پ- تعیین نوع، فواصل و مشخصات آرماتورهای به‌کار رفته

ت- تعیین وضعیت و جزییات اتصال کلاف‌های افقی به کلاف‌های قائم

ث- تعیین وضعیت و جزییات اتصال کلاف به دیوار

ج- تعیین وضعیت و جزییات اتصال کلاف به دیافراگم

چ- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### تیر فولادی

الف- تعیین نوع پروفیل

ب- تعیین ابعاد ورق‌های تیر

پ- تعیین ابعاد و فواصل سخت کننده‌ها به همراه مشخص نمودن وضعیت ظاهری آن‌ها

ت- تعیین ابعاد ورق‌های تقویتی به همراه مشخص نمودن وضعیت ظاهری آن‌ها

ث- تعیین ابعاد هندسی و نوع و وضعیت ظاهری جوش

ج- تعیین وضعیت ظاهری تیر و مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی

چ- تعیین مشخصات و جزییات اتصال تیر به دیوار

ح- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

**مهاربند**

الف- تعیین نوع مهاربند (همگرا، واگرا)

ب- تعیین نوع پروفیل

پ- تعیین ابعاد دهانه‌ی مهاربندی شده

ت- تعیین ابعاد ورق اتصال میانی

ث- تعیین ابعاد ورق اتصال مهاربند به ستون

ج- تعیین ابعاد و مشخصات پروفیل کش‌های فولادی به منظور انسجام عملکرد مهاربند

چ- تعیین ابعاد هندسی و نوع و وضعیت ظاهری جوش به‌کار رفته در اتصالات مهاربند

ح- تعیین مشخصات و جزییات اتصال مهاربند واگرا به تیرها

خ- تعیین مشخصات و جزییات فیوز در اتصالات به‌کار رفته در مهاربندهای واگرا

د- مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی در اجزای مختلف مهاربند

ذ- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

سایر اعضای فولادی (نظیر اعضای خرپایی)

الف- تعیین مشخصات ابعادی و نوع پروفیل

ب- تعیین نوع، مشخصات، جزییات و میزان صلبیت اتصالات

پ- تعیین وسایل اتصال (جوش، پیچ و مهره)

ت- تعیین ابعاد هندسی، نوع و وضعیت ظاهری جوش

ث- تعیین نوع و مشخصات ظاهری پیچ و مهره‌ی به‌کار رفته

ج- مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی در اجزا مختلف اعضای فولادی

چ- تعیین مشخصات و جزییات اتصال اعضا به سایراعضا و اجزای سازه

ح- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

# تیرهای بتنی

الف- تعیین ابعاد تیر

ب- تعیین وضعیت ظاهری و مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته در تیر

پ- تعیین نوع، مشخصات و میزان آرماتورهای طولی و برشی به‌کار رفته

ت- تعیین محل و مشخصات وصله‌های آرماتور (در صورت امکان)

ث- تعیین مشخصات و جزییات اتصال تیر به دیوار

ج- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

**پی**

الف- تعیین نوع پی (منفرد، نواری، گسترده و غیره)

ب- تعیین نوع مصالح پی

پ- تعیین ابعاد پی

ت- شناسایی شناژ و تعیین ابعاد و نوع مصالح به‌کار رفته

ث- تعیین وضعیت ظاهری پی و شناژ و تعیین آسیب‌های محیطی، شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته در پی و شناژ

ج- تعیین نوع، مشخصات و آرماتورهای به‌کار رفته در پی و شناژ

چ- تعیین نوع، ابعاد و مشخصات پی عمیق (پی چاهی یا شمع بتنی یا فولادی و منفرد یا گروهی)

ح- تعیین ابعاد و مشخصات سرشمع

خ- تعیین وضعیت ظاهری شمع، سرشمع و تعیین آسیب‌های محیطی، شیمیایی و از بین رفتگی بتن، آرماتورها و پروفیل به‌کار رفته

د- تعیین مشخصات ابعادی و نوع پروفیل فولادی به‌کار رفته در شمع‌های فولادی

ذ- تعیین نوع، مشخصات بتن و میزان آرماتورهای به‌کار رفته در شمع و سرشمع

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### اتصال ستون به پی

الف- تعیین نوع اتصال در ستون‌های فولادی (مفصلی، گیردار)

ب- تعیین ابعاد کف ستون

پ- تعیین نوع، مشخصات و جزییات اتصالات به‌کار رفته درکف ستون (نبشی، سخت کننده و

ت- تعیین ابعاد هندسی، نوع و وضعیت ظاهری جوش‌های به‌کار رفته در اجزای اتصال

ث- تعیین مشخصات هندسی میل‌مهار

ج- تعیین وضعیت ظاهری و کیفی کف‌ستون و مشخص نمودن آسیب‌های محیطی و شیمیایی

چ- تعیین نوع، وضعیت و مشخصات اتصال ستون‌های بتنی به پی و کنترل ضوابط استاندارد آبا

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### دیوار بتنی

الف- تعیین ابعاد دیوار و اعضا و اجزای مرزی

ب- وضعیت ظاهری دیوار و تعیین آسیب‌های محیطی شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته در دیوار

پ- تعیین نوع، مشخصات و میزان آرماتورهای طولی و عرضی به‌کار رفته در دیوار

ت- تعیین محل و مشخصات وصله‌های آرماتور (در صورت امکان)

ث- تعیین محل و ابعاد بازشوها در دیوار

ج- تعیین عملکرد پیوسته و ناپیوستهٔ دیوار برشی

چ- تعیین مشخصات ظاهری تیرهای کوپله، مطابق شرح شناسایی مذکور دربند ۹ است.

ح- تعیین جزییات و مشخصات اتصال دیوار به دیافراگم

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### دیوار بنایی

الف- تعیین ابعاد دیوار (ارتفاع، طول و ضخامت)

ب- تعیین نوع ملات مصرفی در دیوار

پ- تعیین نحوه‌ی آجرچینی، وضعیت درزه‌ها، قفل و بست‌ها، هشته‌گیرها و غیره

ت- تعیین محل و ابعاد بازشو در دیوار

ث- تعیین جزییات و مشخصات اتصال دیوار به دیافراگم

ج- تعیین جزییات و مشخصات نعل‌درگاه

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### دیافراگم بتنی

الف- تعیین ابعاد و مشخصات اجزای مختلف دیافراگم شامل دال‌ها، مهارها و اجزای جمع کننده و اجزای لبه

ب- وضعیت ظاهری اجزای مختلف دیافراگم و تعیین آسیب‌های محیطی و شیمیایی و از بین رفتگی بتن و آرماتورهای به‌کار رفته

پ- تعیین نوع، مشخصات و جزییات آرماتورهای به‌کار رفته

ت- تعیین محل و مشخصات وصله‌های آرماتور (در صورت امکان)

ث- تعیین وضعیت و جزییات اتصال دال به تیر

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

# بام

الف- تعیین مشخصات ظاهری و هندسی بام، شامل پلان، شیب‌بندی، نوع ایزولاسیون و غیره

ب- تعیین مشخصات و ابعاد خرپشته

پ- تعیین مشخصات و ابعاد جان‌پناه

ت- تعیین مشخصات تاسیسات و تجهیزات احتمالی مستقر در بام

ث- سایر موارد

## شرح شناسایی اعضا و اجزای مختلف سازه

### سقف و سقف کاذب

الف- تعیین نوع سقف (انعطاف‌پذیر، نیمه‌صلب و صلب)

ب- تعیین ابعاد و مشخصات اجزای تشکیل دهنده‌ی سقف شامل تعیین ابعاد، نحوه‌ی اتصال و دیگر موارد مربوط شامل تیرچه‌های سقف، بلوک‌های بتنی و غیره

پ- نحوه‌ی اجرای سقف (طاق‌ضربی، تیرچه بلوک و غیره)

ت- تعیین مشخصات مهاربندهای محتمل درسقف‌ها به منظور ایجاد انسجام

ث- شناسایی انواع سقف کاذب و نحوه‌ی اتصال آن به سقف اصلی

ج- تعیین تاسیسات و تجهیزات موجود در سقف کاذب

چ- نحوه‌ی مهار و قرارگیری تاسیسات و تجهیزات در سقف کاذب

ح- سایر موارد

# آزمایش های مقاومت مصالح

# آزمایش های مقاومت مصالح

۱- آزمایش‌های مخرب: عبارت است از آزمایش‌هایی که با تخریب عضو و یا اجزا همراه باشد.

۲- آزمایش‌های غیر مخرب: عبارت است از آزمایش‌هایی که در آن‌ها نیازی به تخریب عضو و یا اجزا نبوده و یا تخریب، کاملا محدود است و به عمر و استفاده‌ی آتی قطعه آسیبی نمی‌رساند.

## هدف

۱- تکمیل نقشه‌های ارزیابی جامع وضع موجود و یا کنترل و تدقیق نقشه‌های موجود از سازه؛

۲- تعیین مشخصات فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی مصالح به‌کار رفته در سازه؛

۳- تعیین کیفیت و میزان آسیب‌های محیطی و شیمیایی مصالح به‌کار رفته در سازه.

## ملاحظات

۱- در انجام آزمایش‌های تعیین مقاومت مصالح، ارایه‌ی دستورالعمل‌های دقیق برای انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجا، بر اساس نیازهای طرح، ضروری است. همچنین ضروری است ملاحظات موجود در دستورالعمل‌های مربوط به روش انجام هر آزمایش و نیز توصیه‌های مذکور در کاتالوگ‌های انواع تجهیزات مورد استفاده، مورد توجه قرار گرفته و رعایت گردد.

۲- با توجه به آنکه اعضای ورق کف‌ستون، میل‌مهار و آرماتور پی، ملحقات مربوط به پی بوده و انجام هر گونه آزمایش مخرب ممکن است باعث آسیب جدی به پی و پایداری ساختمان گردد، لذا به هیچ وجه انجام آزمایش مخرب در این زمینه توصیه نمی‌شود، مگر آنکه قبل از تخریب با انجام تحلیل لازم از عدم آسیب‌رسانی جدی به پی، اطمینان حاصل آید. در هر حال چنین نمونه‌گیری‌هایی باید حداقل بوده و در محدوده‌ی نقاط دارای تنش حداقل باشد. مشاور می‌تواند به‌جای نمونه‌گیری، مقاومت فولاد مصرفی را کرانه‌ی پایین مقاومت فولاد موجود در نظر بگیرد. همچنین در صورت مشاهده‌ی خوردگی، می‌تواند با قضاوت مهندسی، سطح مقطع عضو را کاهش دهد. دراین راستا استفاده از آزمایش‌های غیر مخرب راه‌گشا خواهد بود.

۳- در خصوص تست کشش فولاد، در مورد ساختمان‌های با هدف بهسازی مبنا، در صورتی که مشاور اصلی مطالعات و کارفرما اطمینان کسب نمایند که فولاد مصرفی از منابع قابل اطمینان داخلی یا خارجی تهیه شده باشد، می‌توان انجام آزمایش‌های تعیین مشخصات فولاد در مورد تیرها و ستون‌ها را حذف و مشخصات فولاد کربن‌دار معمولی را در محاسبات در نظر گرفت. البته در مورد مهاربندها، انجام حداقل آزمایش‌ها، بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، ضروری است.

۴- در محل‌هایی که مصالح مصرفی بر اثر اجرای نامناسب یا با گذشت زمان، دچار خوردگی، زوال و یا تضعیف شده‌اند، نمونه‌گیری ضروری است.

۵- نمونه‌برداری از مصالح باید از محل‌های دارای کمترین تنش در اعضای اصلی سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی انجام شود که می‌تواند شامل اعضای صدمه دیده هم باشد. ضمنا در صورتی که از اعضای صدمه دیده نمونه‌گیری شود، نیازی به ترمیم کل عضو نبوده و در حد بخش نمونه‌ی گرفته شده، کفایت می‌کند. البته ضروری است ترمیم عضو به صورت جداگانه و پس از تحلیل و ارایه‌ی طرح مناسب صورت پذیرد.

۶- مغزه‌گیری از بتن نباید تا حد امکان به آرماتورهای موجود صدمه بزند. در این ارتباط استفاده از ردیاب آرماتور توصیه می‌گردد.

۷- نمونه‌گیری از بتن دیوارهای برشی، باید از نواحی نزدیک به المان‌های مرزی انجام شود.

۸- در آزمایش تعیین مقاومت برش ملات، باید موارد زیر مورد توجه قرار گیرد:

۸-۱ : رج خارجی دیوار باید تحت آزمایش برش قرار گیرد.

۸-۲ : آجرهای بالا و پایین آجر تحت آزمایش، باید سالم و نشکسته باقی بمانند.

۸-۳ : آجر تحت آزمایش باید سالم و بدون ترک باقی بماند.

## ۹- انواع روش‌های انجام آزمایش‌های غیر مخرب به شرح جدول زیر است:

| ردیف | روش‌های انجام آزمایش‌های غیر مخرب | |
|---|---|---|
| | روش‌های مرسوم Conventional | روش‌های غیرمرسوم Non Conventional |
| ۱ | بازرسی چشمی Visual (Optical) Testing | آزمایش رادیوگرافی نوترونی Neutron Radiography (در سازه‌های بتنی کاربرد فراوان دارد.) |
| ۲ | آزمایش نفوذ رنگ Dye penetration | آزمایش حرارتی و مادون‌قرمز Thermal and Infrared (در نیروگاه‌ها و پل‌ها کاربرد فراوان دارد.) |
| ۳ | آزمایش ذرات مغناطیسی Magnetic particles | آزمایش انتشار صوتی Acoustic Emission (در پل‌ها کاربرد دارد) |
| ۴ | آزمایش جریان‌های Eddy Current | |
| ۵ | آزمایش فراصوت Ultrasonic | |
| ۶ | آزمایش رادیوگرافی Radiography | |

لازم به ذکر است یکی از مشتق‌های روش Ultrasonic، امواج راهنما (Guide waves) است که در صنعت ساختمان بسیار کاربرد دارد. از سایر روش‌ها نیز می‌توان با توجه به ملاحظات فنی و اقتصادی استفاده نمود.

## ۱۰- نمونه‌هایی از آزمایش‌های پیشرفته‌ی غیر مخرب مورد استفاده در بتن و آرماتور

| ردیف | نام آزمایش | | کاربرد |
|---|---|---|---|
| ۱ | Penetration Resistance Method<br>(روش مقاومت نفوذ) | | الف- تخمین مقاومت (Strength estimation)<br>ب- سایر خصوصیات فیزیکی و ظاهری بتن نظیر چگالی (Density)، ضخامت (Thickness) میزان رطوبت (Moisture Content) و غیره<br>پ- مشخصات آرماتورها نظیر محل قرارگیری (Location)، ابعاد (Size) و خوردگی آرماتورها |
| ۲ | Resonant Frequency Method<br>(روش تشدید فرکانس) | | |
| ۳ | Radioactive/Nuclear Method<br>(روش‌های هسته‌ای/رادیواکتیوی) | Radiometry<br>(رادیومتری) | |
| | | Radiography:Gamma-Neutron<br>(رادیوگرافی: گاما-نوترون) | |
| ۴ | Stress Wave<br>(روش امواج تنش) | | |
| ۵ | Concrete Resistivity<br>(روش مقاومت بتن) | | |

۱۱- نمونه‌هایی از روش‌های آزمایش‌های پیشرفته‌ی غیر مخرب سطحی مورد استفاده در پی، عبارتند از:

الف- Bending Waves

ب- Seismic Wave Reflection Survey

پ- Transient Forced Vibration Survey

۱۲- نمونه‌هایی از روش‌های آزمایش‌های پیشرفته‌ی چاهی مورد استفاده در پی، عبارتند از:

الف- Bore hole Logging Method

(Magnetic Logging and Electromagnetic Induction Logging)

ب- Cross-bore hole Seismic Tomography

۱۳- برخی از مدارک و استانداردهای مرتبط با انجام آزمایش‌های غیر مخرب به شرح زیر است:

الف- استاندارد ASTM

ب- استاندارد FHWA

پ- استاندارد ACI

ت- برنامه تحقیقاتی بزرگراه‌های استراتژیک موسوم به SHRP

(Strategic Highway Research Program)

ث- استاندارد آزمایش تعیین مقاومت بتن بوسیله روش‌های غیرمخرب تهیه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

ج- استاندارد AWS D1-1

چ- استاندارد API-D11

۱۴- در خصوص تعیین وضعیت جوش، لازم است طبق دستورالعمل‌های مربوط، ابتدا بازرسی‌های چشمی انجام شود. در صورتی که معایب جوش مشخص نباشد، به منظور بررسی دقیق، از آزمایش‌های PT (آزمایش نفوذ رنگ) یا MT (آزمایش ذرات مغناطیسی) استفاده گردد که هر دو آزمایش در یک سطح اطلاعات ارایه می‌دهند. البته آزمایش MT در هندسه‌های پیچیده، مناسب نیست. در صورت نیاز به مشخصات کامل و دقیق‌تر، لازم است از آزمایش‌هایی همچون UT استفاده شود. همچنین آزمایش‌های مناسب برای انواع جوش‌های لب به لب (در اعضای کششی، فشاری و در اجزای مقاطع)، پرتونگاری یا مافوق صوت است. در جوش‌های گوشه از آزمایش‌های ذرات مغناطیسی و رنگ نافذ، می‌توان استفاده نمود.

۱۵- استفاده از آزمایش‌های اولتراسونیک نسبت به چکش اشمیت از دقت بسیار بیشتری برخوردار است، به نحوی که دقت نتایج آن حداکثر تا ۱۵ درصد خطا دارد و می‌توان با کالیبراسیون، آن را تا ۵ درصد کاهش داد. درحالی‌که خطای چکش اشمیت تا ۳۰ درصد می‌رسد و به تنهایی توصیه نمی‌شود.

۱۶- انجام آزمایش‌های غیر مخرب به هیچ عنوان نمی‌تواند به تنهایی نیاز پروژه را برآورده کند و لازم است در صورت لزوم، در کنار آن آزمایش مخرب نیز انجام شود. در حقیقت در اغلب موارد، رویکرد موثر و عملی استفاده از تکنیک‌های گوناگون غیر مخرب، برای دستیابی به اطلاعات تکمیلی است.

۱۷- کالیبراسیون دستگاه‌های مورد استفاده در انجام آزمایش‌های غیر مخرب از اهمیت بالایی برخوردار است.

۱۸- برای تعیین مقاومت بتن و آرایش آرماتورها، آزمایش‌های عمده‌ی مورد نیاز در بتن شامل اولتراسونیک، چکش اشمیت، آرماتوریابی، تست Pull-off، تست Cover meter و مغزه‌گیری، در ایران قابل استفاده است.

۱۹- استفاده از تفنگ Winsor و یا آزمایش غیر مخرب Probe Penetration، برای تعیین مقاومت بتن در برخی از کشورها (نظیر آمریکا) رایج بوده و تحقیقات زیادی نیز به منظور بالا بردن دقت نتایج این دستگاه به عمل آمده است. لیکن در ایران هنوز این دستگاه‌ها مورد توجه و استفاده‌ی گسترده قرار نگرفته است.

۲۰- قبل از ارایه‌ی برنامه‌ی آزمایش‌ها، لازم است ابتدا بر اساس نتایج آزمایش غیر مخرب، وضعیت پراکندگی بتن در کل سازه مشخص و سپس بر آن اساس برنامه‌ی تعداد و محل آزمایش‌های مخرب ارایه شود.

۲۱- لازم است در تفسیر نتایج آزمایش‌های غیر مخرب، به ویژه چکش اشمیت، به عواملی همچون سن بتن، رطوبت، سطح تنش و غیره توجه شود. چکش اشمیت برای بتن سطحی مفید است. تست اولتراسونیک برای کنترل میزان یکنواختی، وجود ترک، تعیین سرعت موج و نهایتا مقاومت (به خصوص در صورت کمی مقدار فولاد) مفید است.

۲۲- لازم است در خصوص احراز صلاحیت اپراتور و تفسیرگر نتایج اقدام گردد. در غیر این‌صورت نتایج حاصل از تست‌های غیر مخرب، ممکن است خیلی گمراه کننده باشد.

۲۳- آرماتوریاب نسبت به نوع ترکیبات شیمیایی فولاد بسیار حساس بوده و برای آن باید کالیبره شود.

۲۴- آزمایش‌های مورد نیاز برای فولاد باید بتوانند غیر از مقاومت سیلان آن، کرنش نهایی گسیختگی را هم تعیین نمایند.

۲۵- بر اساس سنجش میزان سختی در روش سختی سنجی فولاد که باید متوسط حداقل سه آزمایش جداگانه باشد، می‌توان با استفاده از جداول تبدیل ارایه شده در استاندارد DIN 50 150، تنش تسلیم فولاد و از روی آن، نوع فولاد را تعیین نمود. رده‌بندی پیچ و مهره از روی مقادیر ارایه شده در استاندارد ASTM A 563 M، قابل تعیین است. با توجه به محدودیت‌های جدول تبدیل، کاربرد آن برای فولادهای غیر آلیاژی و یا کم آلیاژ و فولاد گرم ریخته شده تحت شرایط عملیات حرارتی است. نزدیکی مقدار جدول با مقدار واقعی تنش تسلیم، بستگی به میزان نزدیکی رفتار تنش-تغییرشکل نسبی فلز مورد مطالعه با رفتار فولادی که در تهیه‌ی جدول به‌کار رفته است، دارد. با توجه به محدودیت دقت این روش، پس از تعیین انواع فولادهای به‌کار رفته در مصالح و پیچ و مهره، در صورت لزوم می‌توان با انجام آزمایش مخرب، مشخصات فنی مورد نظر را به‌دست آورد.

۲۶- در آزمایش‌های رادیوگرافی با استفاده از اشعه‌ی X و یا اشعه‌ی گاما، اعمال دستورالعمل‌های ایمنی برای جلوگیری از آثار مضر اشعه‌های به‌کار رفته در این روش، ضروری است.

۲۷- در مواردی که مشاور مطالعات خدمات جنبی، به دلایل اجرایی، قادر به انجام آزمایش در محل تعیین شده نباشد، لازم است مراتب را بلافاصله به صورت مکتوب و با ذکر دلایل موجه، به کارفرما اعلام و درخواست تغییر محل انجام آزمایش را بنماید. در صورت تایید درخواست مشاور مطالعات خدمات جنبی، لازم است مشاور اصلی مطالعات در اسرع وقت، محل‌های جایگزین را به صورت مکتوب به کارفرما پیشنهاد نماید تا درصورت تایید، به منظور انجام آزمایش به مشاور مطالعات خدمات جنبی، ابلاغ گردد.

# آزمایش‌های غیرمخرب

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۵ | Sounding | | تعیین محل‌های خالی و یا صفحات بین جداشدگی زیر سطح قطعه‌ی بتنی | | | ASTM D4580 |
| ۶ | Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) (تحلیل طیفی امواج سطحی) | تعیین پروفیل سختی سیستم روسازی | تعیین عمق خرابی بتن | | | ACI 228.2R-98 |
| ۷ | Direct Transmission Radiometry (پرتوسنجی به روش ارسال مستقیم) | تعیین دانسیته‌ی درجای بتن تازه یا سخت شده | تعیین فضاهای خالی بتن | ✓ | | ACI 228.2R-98 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۸ | Backscatter Radiometry | تعیین دانسیته‌ی درجای بتن تازه یا سخت شده | | | | ACI 228.2R-98 |
| ۹ | Radiography (X-ray and γ-ray) (پرتونگاری) | | تعیین فضاهای خالی و کرموشدگی در بتن | ✓ | | ACI 228.2R-98 ASTM D4452 |
| ۱۰ | Cover meter (Rebar Locator) | | تعیین اندازه‌ی پوشش بتن | ✓ | | ACI 228.2R-98 |
| ۱۱ | Half-cell Potential (پتانسیل نیم‌سلول) | | | | تعیین نواحی مستعد خوردگی | ACI 228.2R-98 ASTM C876 |
| ۱۲ | Polarization Method (روش قطبش) | | | | تعیین نرخ خوردگی | ACI 228.2R-98 ASTM G61 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱۳ | Penetrability Method (روش نفوذپذیری) | | ارزیابی طرح اختلاط بتن | | | ACI 228.2R-98 |
| ۱۴ | Infrared Thermography (دمانگاری مادون قرمز) | | تعیین محل پوسته‌شدگی در کف‌سازی‌ها و عرشه‌های پل | | | ACI 228.2R-98<br>ASTM D4788 |
| ۱۵ | Radar (رادار) | | تعیین ضخامت اعضا، تعیین حفرات در زیر کف‌سازی و روسازی‌ها | ✓ | | ACI 228.2R-98<br>ASTM D4748 |
| ۱۶ | Surface Ground Penetrating Radar (GPR) (روش رادار سطحی) | | تعیین ضخامت پوشش بتن، تعیین فضای خالی و زوال عضو بتنی | ✓ | | ACI 228.2R-98<br>ASTM D4748<br>ASTM D6087 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱۷ | چکش اشمیت | تعیین مقاومت فشاری بتن | | | | ASTM C805 |
| ۱۸ | Probe Penetration | تعیین مقاومت فشاری بتن | | | | ASTM C803<br>ASTM C803 M |
| ۱۹ | Pull-out test | تعیین مقاومت فشاری بتن | | | | ASTM C900 |
| ۲۰ | Pull-off test | تعیین مقاومت کششی بتن | | | | ACI 503R<br>BS 1881.part 207 |
| ۲۱ | Break-off test | تعیین مقاومت فشاری بتن | | | | ASTM C1150 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ۲۲ | Intrusive Probing | | تعیین ضخامت جزء بتنی | | مشاهده و اندازه‌گیری زنگ‌زدگی، مشاهده‌ی خوردگی در اجزای مدفون پس‌تنیده و تعیین محل و میزان زوال |

# راهکارهای بهسازی

# راهکارهای بهسازی

۱- اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامنسابی در زلزله هستند.

۲- حذف یا کاهش بی نظمی در سازه (چیدمان صحیح المانهای باربر جانبی)

۳- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه (افزایش سختی سازه موجود)

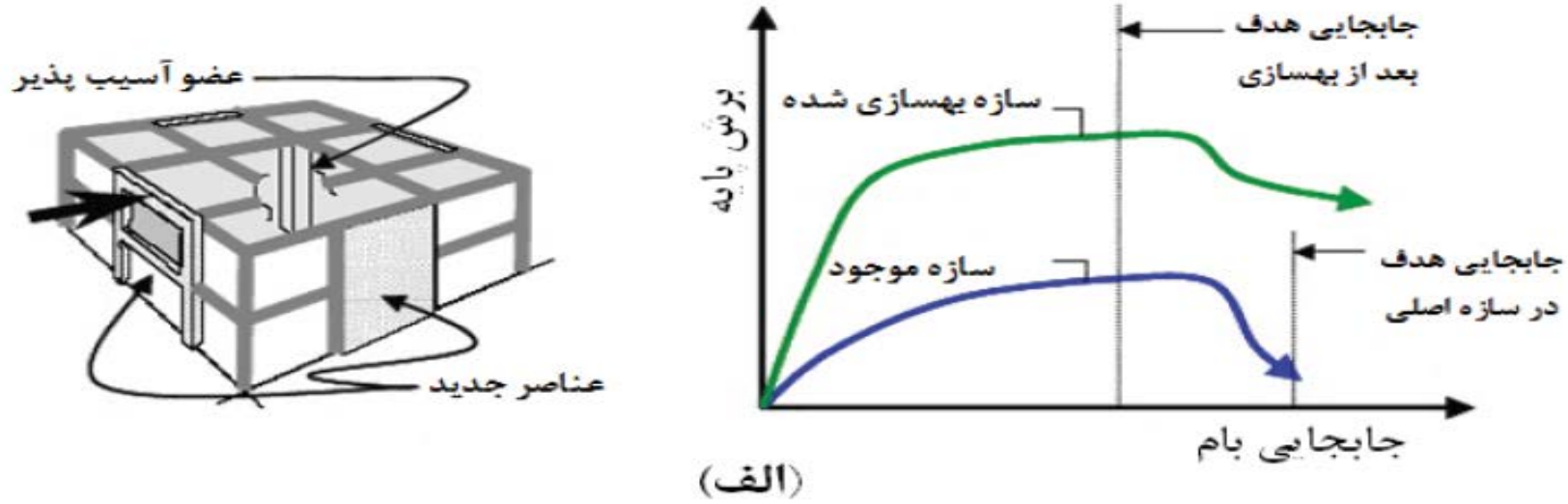
۴- تامین مقاومت لازم برای کل سازه (افزایش مقاومت سازه موجود)

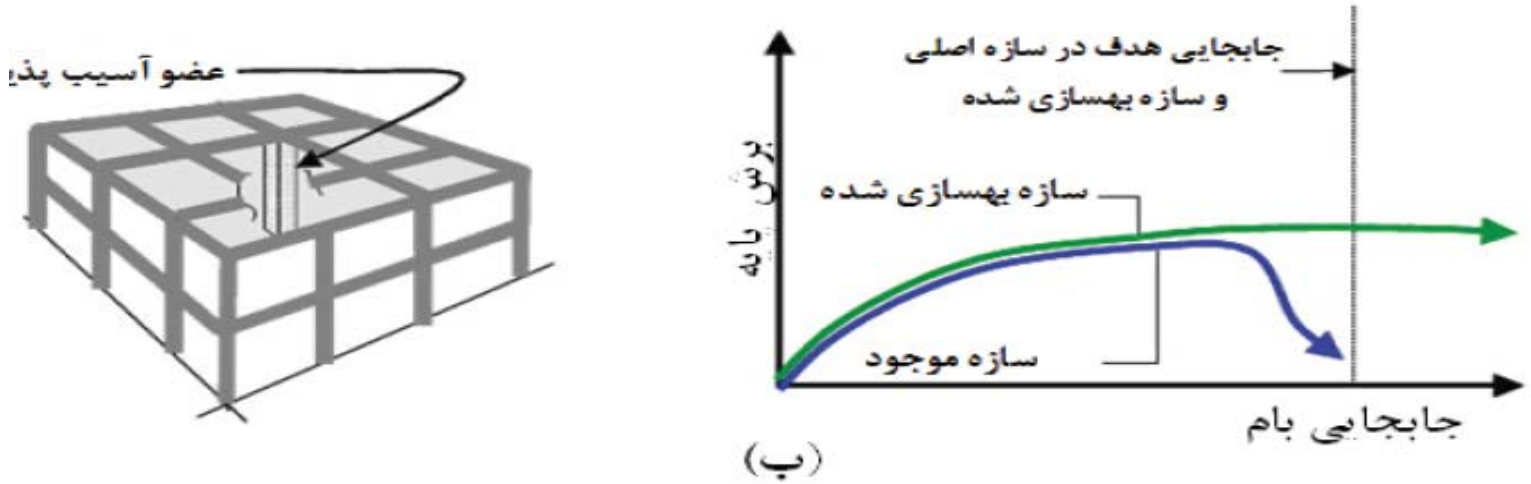
۵- کاهش جرم ساختمان (اصلاح کفسازیها و سبک سازی در عناصر غیر سازه‌ای)

۶- به کارگیری سیستم‌های جداساز لرزه‌ای

۷- به کارگیری سیستمهای غیر فعال اتلاف انرژی

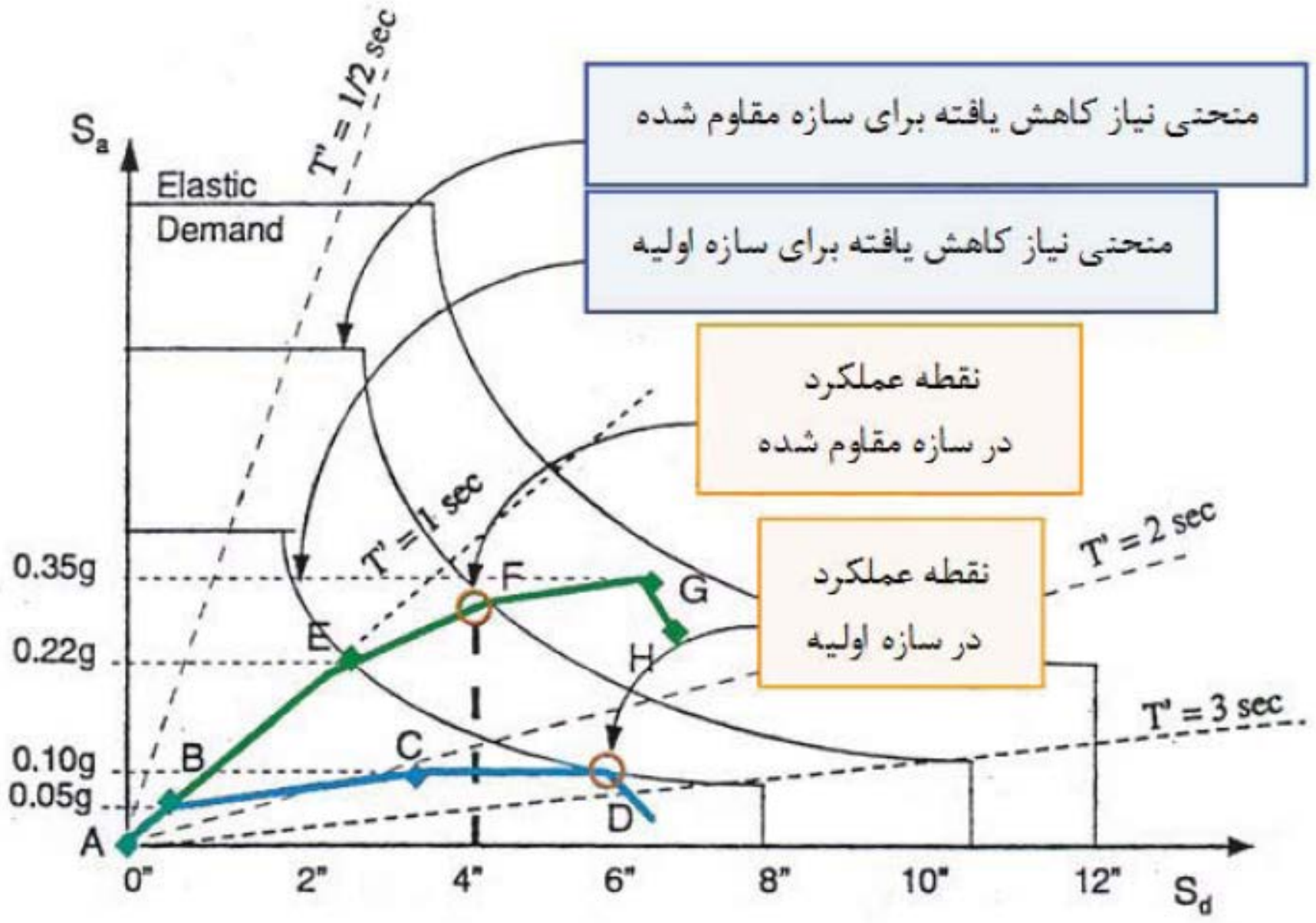
۸- تغییر کاربری ساختمان (کاهش بارهای زنده)



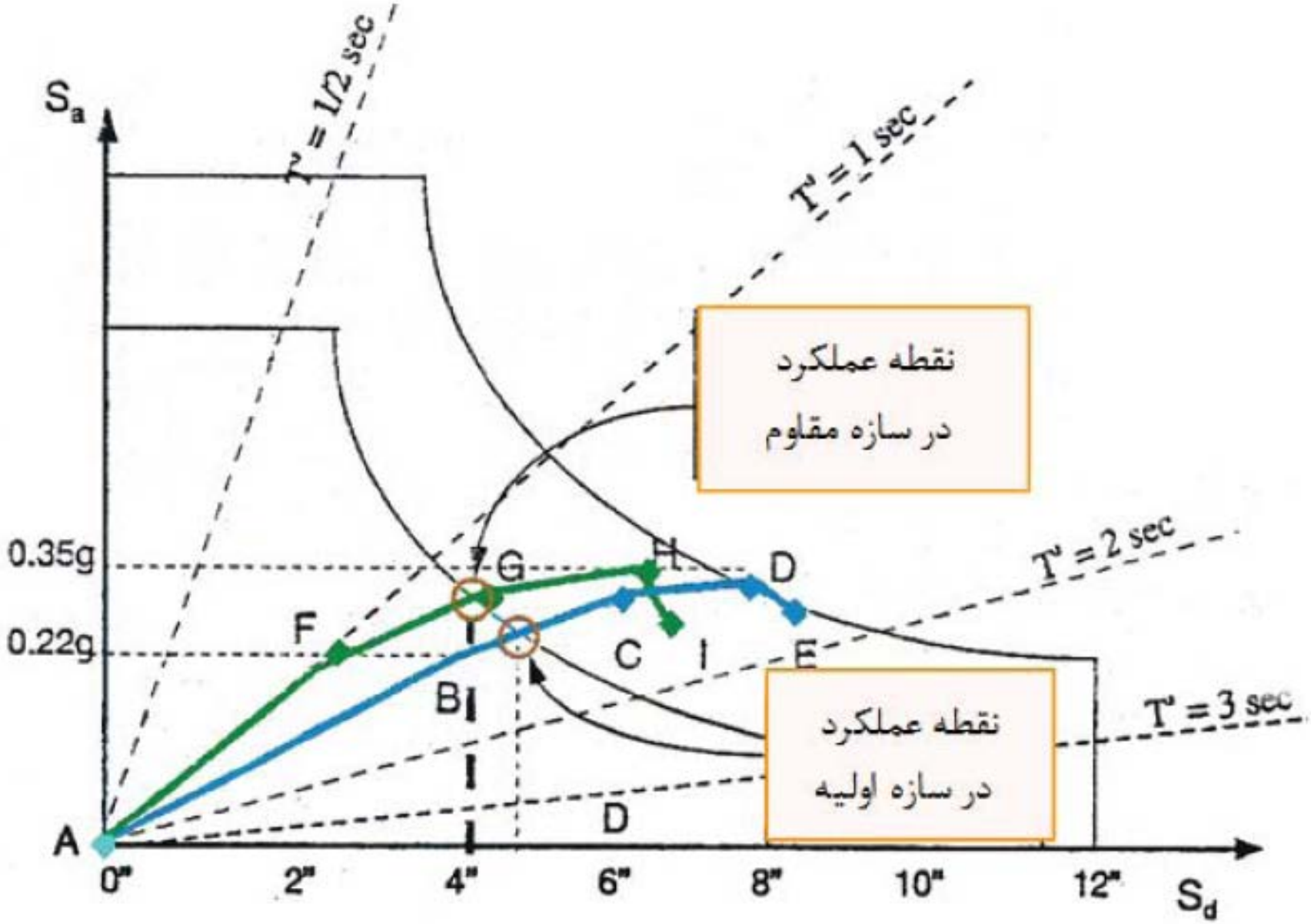




**شکل (۱-۸) الف- تاثیر اصلاح سیستم سازه بر منحنی ظرفیت**

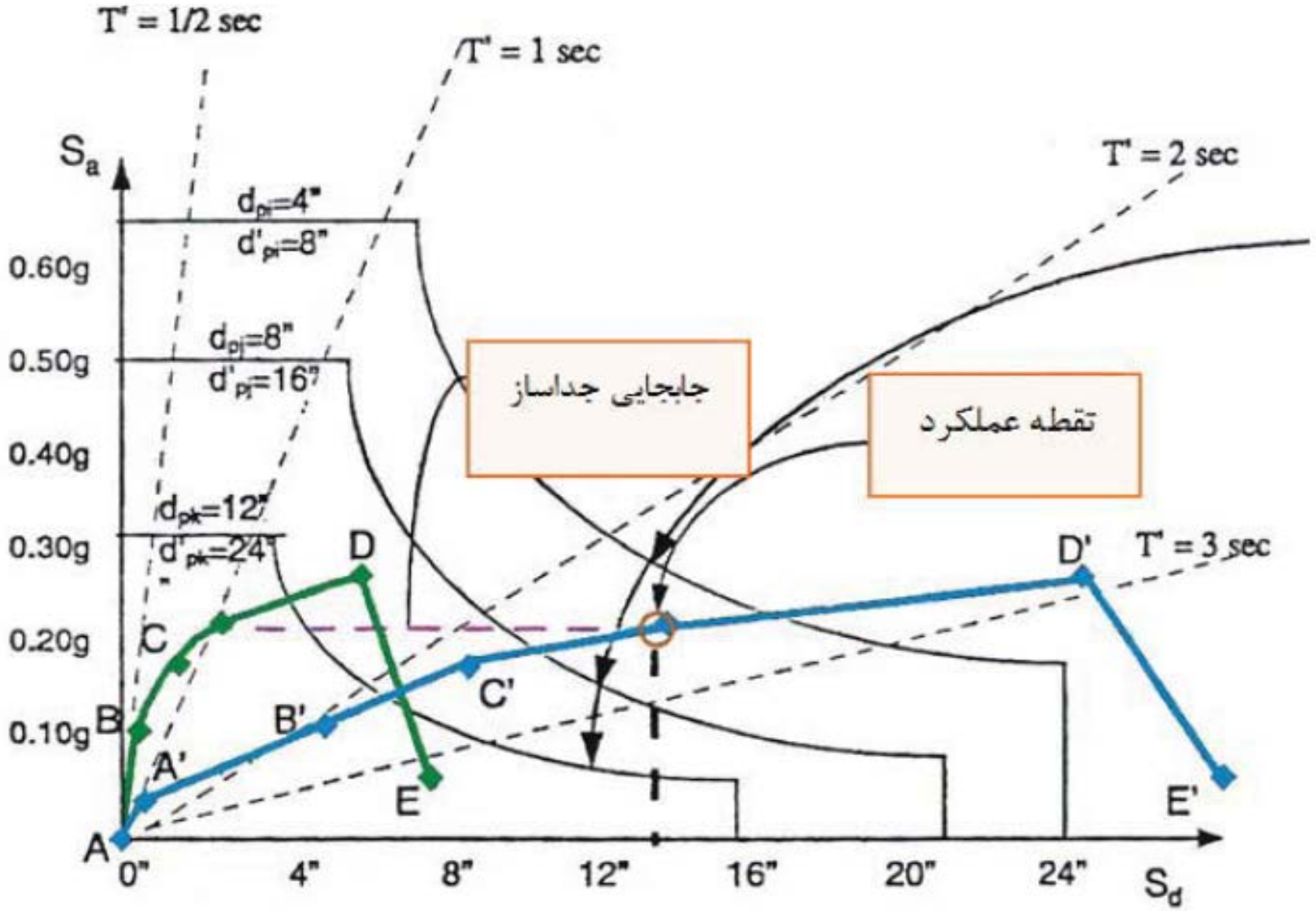
**ب- تاثیر اصلاح موضعی اجزا سازه بر منحنی ظرفیت [۲]**



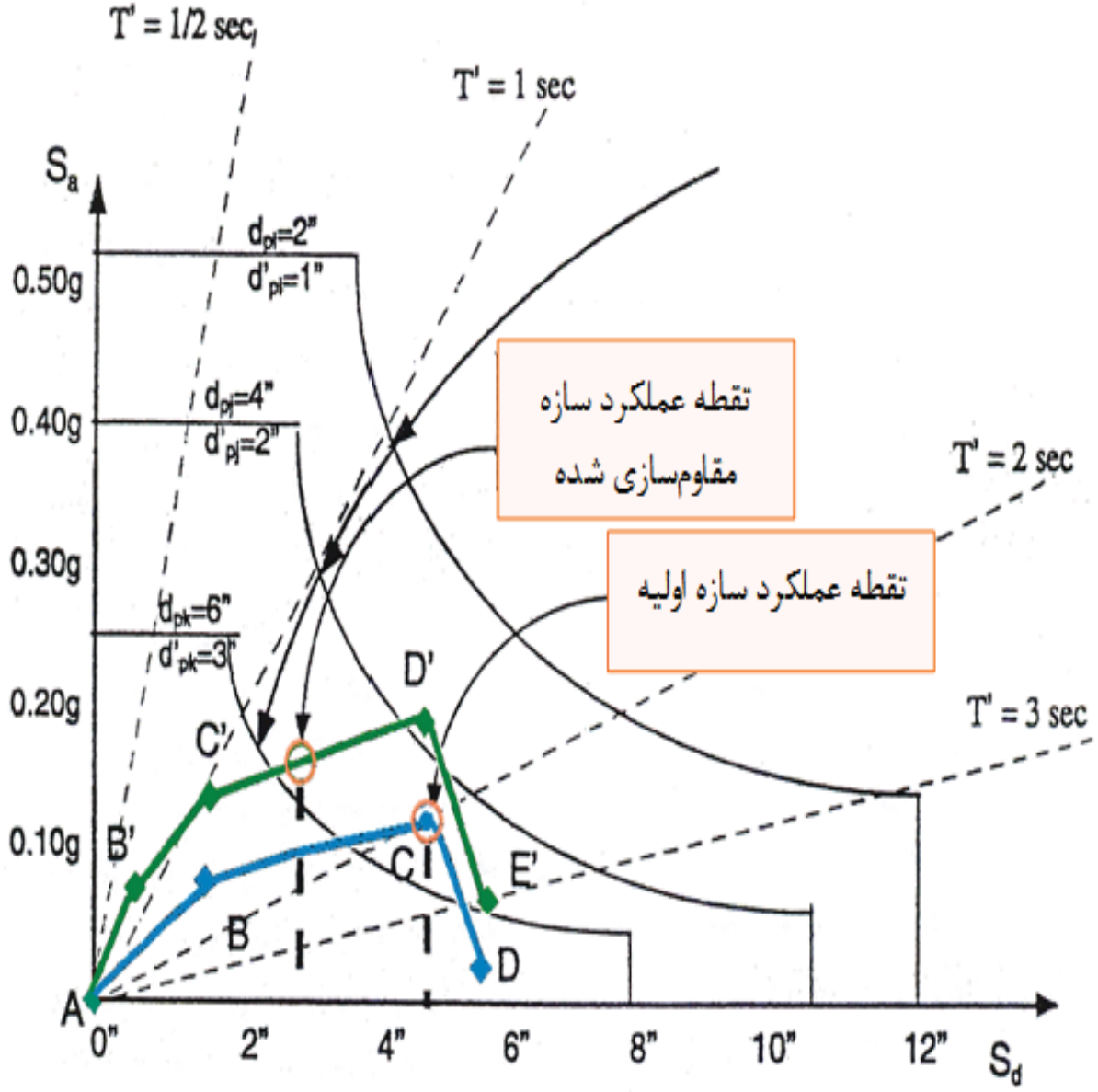

**شکل (۱-۱۰) تاثیر افزایش مقاومت سیستم در عملکرد لرزه‌ای سازه [۱]**




شکل (۱-۱۱) تاثیر افزایش سختی بر عملکرد لرزه‌ای سازه [۱]




**شکل (۱–۱۳) تأثیرات استفاده از جداسازهای لرزه‌ای بر طیف نیاز و ظرفیت سازه**




شکل(۱-۱٤) تأثیر استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی روی منحنی های نیاز و طیف ظرفیت

# روشهای تحلیل سازه

# روشهای تحلیل سازه

۱- روش استاتیکی خطی (دارای محدودیت زیاد)

۲- روش دینامیکی خطی (دارای محدودیت متوسط)

۳- روش استاتیکی غیر خطی (دارای محدودیت کم)

۴- روش دینامیکی غیر خطی (بدون محدودیت)

# محدودیت کاربرد روش آنالیز استاتیکی خطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی هنگامی مجاز است که ساختمان دارای شرایط زیر از نظر ارتفاع و نظم سازه‌ای باشد:

۱- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از $3/5T_s$ باشد و تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ تجاوز نکند. $T_s$ بر طبق تعاریف فصل اول تعیین می شود.

۲- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کمتر از ۴۰٪ باشد.

۳- حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییرمکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

۴- متوسط تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته، کمتر از ۱/۵ برابر همین مقدار در طبقه بالا یا پایین آن باشد.

۵- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

۶- بزرگترین نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای هر تلاش تغییرشکل‌کنترل تحت اثر ترکیب بار رابطه (۳-۲۶) (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) درهر عضو اصلی کمتر از ۲ باشد. برای تعیین DCR، ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقلی و بار ناشی از زلزله ($Q_{UD}$) مطابق رابطه (۳-۲۶) و ظرفیت مورد انتظار اعضا براساس مقاومت نهایی اجزای آنها ($Q_{CE}$) مطابق فصل‌های ۵ یا ۶ یا ۷ محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از رابطه $DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$ نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می‌شود.

در صورت عدم برقراری شرط ۶، لازمست شروط ۷، ۸ و ۹ به طور همزمان برآورده شود.

۷- انقطاع درسیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد. (استثنا: در داخل صفحه می‌توان به اندازه یک چشمه انقطاع در سیستم باربر جانبی داشت مشروط براینکه انتقال نیروی افقی به طور ایمن توسط یک عضو انتقال‌دهنده بار افقی تامین گردد)

۸-ساختمان ازنظر پیچش یکی از شرایط زیر را دارا باشد :

الف- نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی دراثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۱/۵ برابر همان نسبت در عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش نباشد.

ب- در ساختمان‌های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۲ برابر تغییرمکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

۹- ساختمان از نظر مقاومت طبقات یکی از شرایط زیر را دارا باشد :

الف- مقدار متوسط شاخص وزنی برشی طبقه ( $\overline{DCR}$ ) مطابق رابطه (۳-۳) برای هر طبقه بیش از ۱/۲۵ برابر این شاخص در یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر آن نباشد.

$$\overline{DCR}=\frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i} \qquad (۳-۳)$$

در این رابطه :

$V_i$= نیروی محاسبه شده در عضو i که در باربری جانبی طبقه مورد نظر مشارکت دارد و از تحلیل ارتجاعی تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای رابطه (۳-۲۶) به دست می‌آید.

$DCR_i$ = نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i تحت ترکیب بارهای رابطه (۳-۲۶)؛

n = تعدادکل اعضای طبقه مورد نظر.

برای ساختمان‌های با دیافراگم نرم، شاخص وزنی برشی طبقه ( $\overline{DCR}$ ) برای هر محور قاب باید جداگانه بررسی شود.

ب- در ساختمان‌های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه، مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ ٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند.

# محدودیت کاربرد روش آنالیز دینامیکی خطی

**۳-۳-۱-۲- کاربرد روش دینامیکی خطی**

استفاده از روش دینامیکی خطی در صورتی مجاز است که از میان شروط مندرج در بند (۳-۳-۱-۱)، شرط ۶ یا به طور همزمان شروط ۷، ۸ و۹ برآورده گردد. در این حالت نیاز به کنترل شرایط ۱ تا ۵ نمی‌باشد.

# محدودیت کاربرد روشهای غیر خطی

در صورتیکه نتوان از روشهای خطی استفاده نمود باید از روشهای غیر خطی برای تحلیل سازه استفاده شود، در این روشها نیروهای داخلی اعضاء با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی آنها برآورد می‌شود.

### ۳-۴-۱-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱-نسبت مقاومت $R_u$ محاسبه شده از رابطه (۳-۲۱) از مقدار $R_{max}$ محاسبه شده از رابطه (۳-۲۲) کمتر باشد.

۲- تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده ودر بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است.

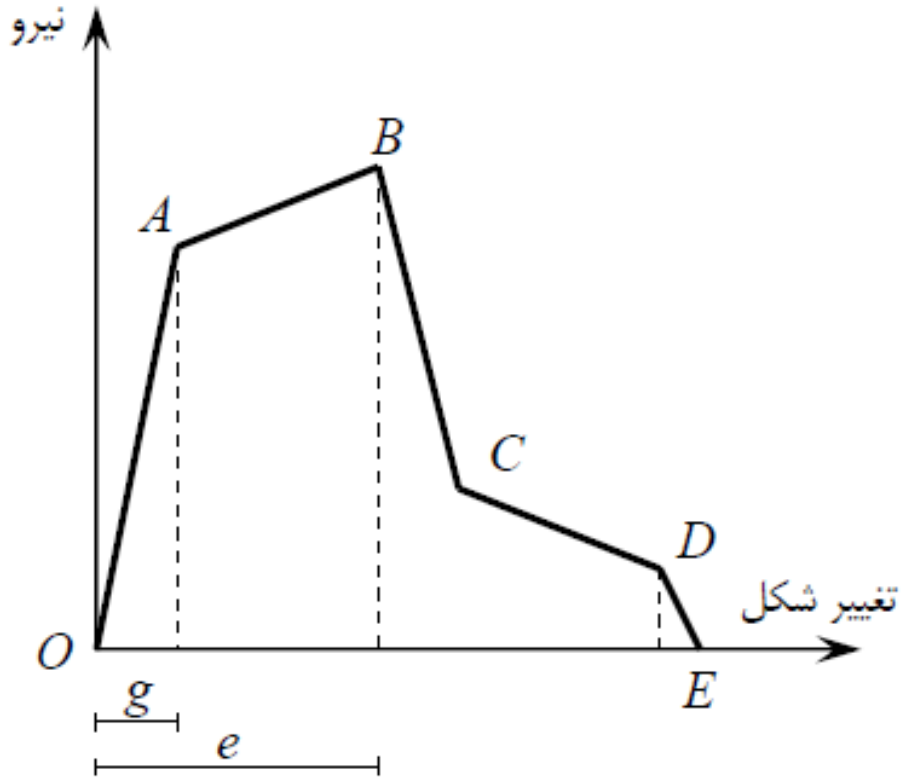
اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل‌کنترل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد.

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

### ۳-۴-۱-۲- کاربرد روش دینامیکی غیرخطی

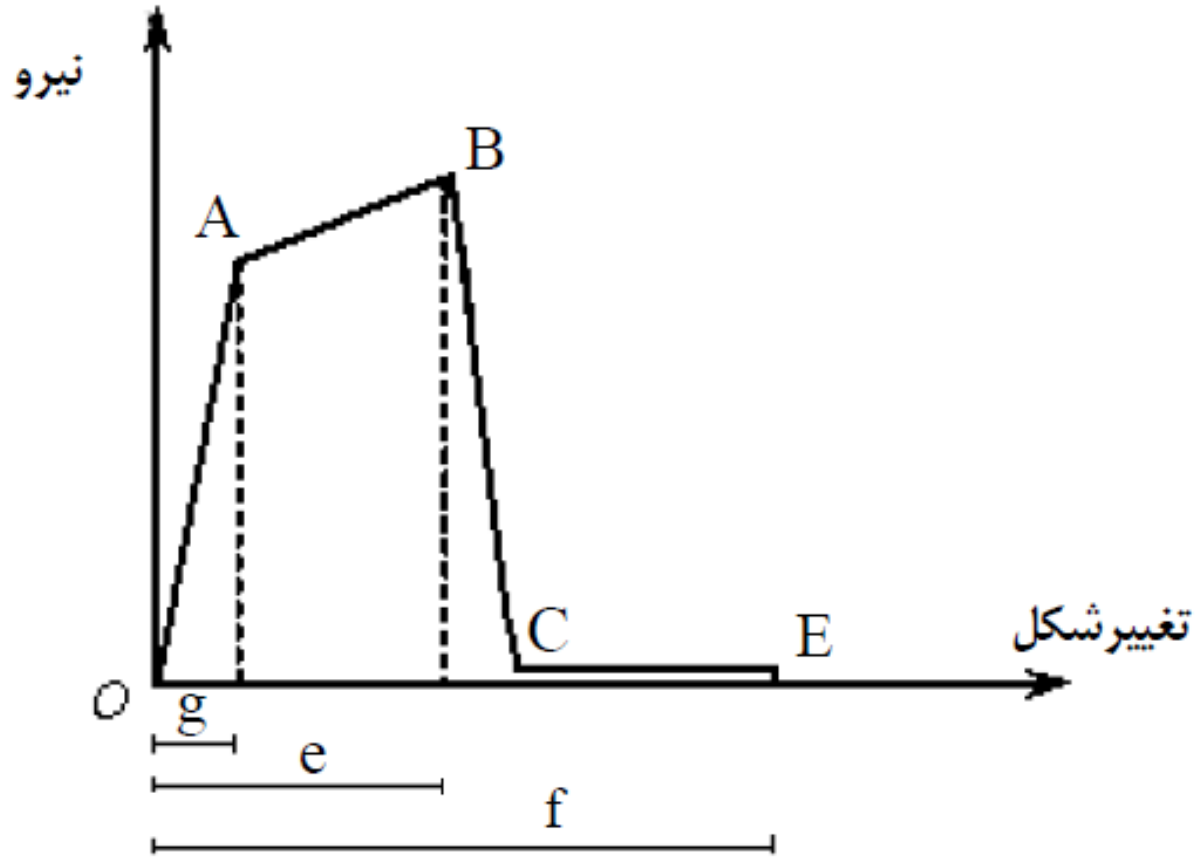
استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای کلیه سازه‌ها مجاز می‌باشد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی نتایج حاصل از این تحلیل باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.

# رفتار اجزای سازه



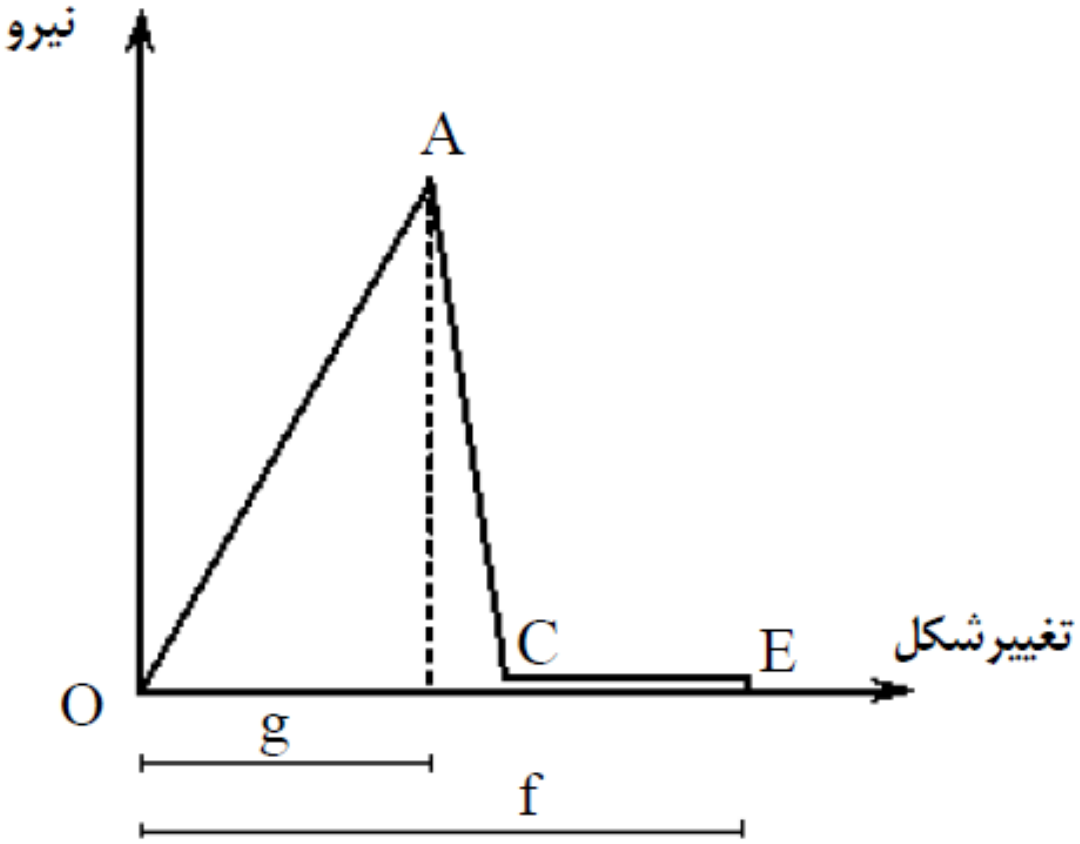

شکل (۲-۱): منحنی رفتار عضو شکل‌پذیر

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو- تغییرشکل حاصل به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و یا کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد. منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل‌های (۲-۱) تا (۲-۳) می‌تواند بیان‌گر رفتار شکل‌پذیر، نیمه‌شکل‌پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل‌پذیر، منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۲-۱) دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است. در قسمت دوم (شاخه‌ی AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت‌شدگی است. در قسمت سوم (شاخه‌ی BC) مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخه‌ی CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم‌شونده است. برای آن‌که اعضای اصلی، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب شوند باید نسبت تغییرشکل متناظر با آستانه‌ی کاهش مقاومت به تغییرشکل حد خطی ($\frac{e}{g}$ در شکل (۲-۱)) بزرگ‌تر از ۲ باشد، اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۲-۱) دارند با هر نسبت از $\frac{e}{g}$ کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شوند.




شکل(۳- ۲): منحنی رفتار جزء نیمه‌شکل‌پذیر

در رفتار نیمه‌شکل‌پذیر منحنی نیرو- تغییرشکل مطابق شکل (۳-۲) دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه‌ی AB) رفتار خمیری با شیب مثبت یا منفی است. در قسمت سوم (شاخه‌ی BC) مقاومت به شدت کاهش یافته و نزدیک به صفر می‌رسد. برای آن‌که اعضای اصلی با رفتار فوق، تغییرشکل‌کنترل محسوب شوند، باید تغییرشکل نظیر آستانه‌ی کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییرشکل حد خطی یا به عبارت دیگر $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد. اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۳-۲) دارند با نسبت $\frac{f}{g}$ (شکل (۳-۲)) بزرگ‌تر از ۲، تغییرشکل‌کنترل محسوب می‌شوند.




شکل(۳- ۳): منحنی رفتار جزء شکننده

در رفتار ترد، منحنی نیرو–تغییرشکل مطابق شکل (۳–۳) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش‌یافته و نزدیک به صفر می‌رسد. اعضای اصلی با رفتاری مطابق شکل (۳–۳) نیروکنترل محسوب می‌شوند. اما اعضای غیراصلی که رفتاری مطابق شکل (۳–۳) دارند با نسبت $\frac{f}{g}$ (شکل (۳–۳)) بزرگ‌تر از ۲، تغییرشکل کنترل محسوب می‌شوند.

تفاوت اعضای نیروکنترل و تغییرشکل‌کنترل، در مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش در روش‌های تحلیل‌خطی و غیرخطی است که در بخش‌های بعدی این فصل تشریح خواهد شد.

جدول(۳– ۱): نمونه‌هایی از تلاش‌های نیروکنترل و تغییرشکل‌کنترل

| جزء | تغییرشکل‌کنترل | نیروکنترل |
|---|---|---|
| ۱– قاب های خمشی | | |
| تیر ها | لنگر خمشی (M) | برش[۱] (V) |
| ستون ها | ـــــ | نیروی محوری (P) و برش (V) |
| اتصالات | ـــــ | برش[۱] (V) |
| ۲–دیوار های برشی | لنگر خمشی (M) و برش (V) | نیروی محوری (P) |
| ۳–قاب های مهاربندی شده | | |
| مهاربندها | نیروی محوری (P) | ـــــ |
| تیر ها | ـــــ | نیروی محوری (P) |
| ستون ها | ـــــ | نیروی محوری (P) |
| ۴–اجزای اتصالات | لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)[۲] | لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) |
| ۵–دیافراگم ها | لنگر خمشی (M) و برش (V)[۳] | لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) |

۱– در قاب های خمشی فولادی، برش (V) تغییرشکل‌کنترل می باشد.

۲– در اتصالات فولادی، لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) تغییرشکل‌کنترل می باشد.

۳– در صورتی‌که دیافراگم، نیروی جانبی اعضای باربر لرزه‌ای قائم موجود در تراز بالای خود را انتقال دهد، لنگر خمشی (M) و برش (V) نیروکنترل می باشد.

# معیارهای پذیرش

## ۳-۶-۱-روش‌های خطی

### ۳-۶-۱-۱-برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی

#### ۳-۶-۱-۱-۱- تغییرشکل کنترل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آن‌ها تغییرشکل‌کنترل است( $Q_{UD}$ )، تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می‌شوند:

$$Q_{UD}=Q_G \pm Q_E \qquad (۳-۲۶)$$

که در آن $Q_G$ تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی تعریف‌شده در بند (۳-۲-۸)، $Q_E$ تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله که براساس بندهای (۳-۳-۳) یا (۳-۳-۴) محاسبه می‌شوند و $Q_{UD}$ ترکیب تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

### ۳-۶-۱-۱-۲- نیروکنترل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آن‌ها نیروکنترل است، $Q_{UF}$، باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود:

۱- حداکثر تلاشی که توسط اجزای سازه با توجه به ظرفیت موردانتظار آنها می‌تواند در یک تحلیل حدی به عضو وارد شود.

۲-حداکثر تلاشی که با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های $Q_G$ و $Q_E$ مطابق رابطه (۳-۲۷)

$$Q_{UF}=Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \qquad (۳-۲۷)$$

در رابطه (۳-۲۷)، J ضریب کاهش انتقال نیرو می باشد و برابر است با کوچک‌ترین مقدار DCR اعضای تغییرشکل‌کنترل که نیرو را در مسیر بار به عضو موردنظر منتقل می‌کنند.

به عنوان روش تقریبی می‌توان مقدار J را بر اساس سطح عملکرد ساختمان مطابق مقادیر پیشنهادی جدول (۳-۸) اختیار نمود. مقدار J در هیچ حالتی نباید کمتر از ۱ اختیار شود.

جدول (۳-۸): مقادیر پیشنهادی J برای سطوح عملکرد مختلف ساختمان

| سطح عملکرد ساختمان | J |
|---|---|
| استفاده بی وقفه (I.O.) | ۱ |
| ایمنی جانی (L.S.) | ۲/۵ |
| آستانه فروریزش (C.P.) | ۳/۵ |

تبصره: در استفاده از جدول (۳-۸) برای ساختمان هایی که سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی آنها صرفاً دیوارهای باربر می-باشند، مقدار J را در سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب نباید از ۲ و ۳ بزرگتر در نظر گرفت.

### ۳-۶-۱-۲-معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

#### ۳-۶-۱-۲-۱- تغییرشکل‌کنترل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که تغییرشکل‌کنترل هستند باید رابطه (۳-۲۸) را برآورده نمایند:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \qquad (۲۸-۳)$$

در این رابطه، m ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد که به تفصیل در فصل‌های ۴ تا ۷ تشریح شده است و $\kappa$ ضریب آگاهی از جزییات و مشخصات سازه براساس بند (۲-۳-۲) این دستورالعمل و $Q_{CE}$ ظرفیت مورد انتظار عضو با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان برعضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه‌ی آن در فصل‌های ۴ تا ۷ آمده است.

### ۳-۶-۱-۲-۲- نیروکنترل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که نیروکنترل هستند، باید رابطه (۳-۲۹) را برآورده نمایند.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \qquad (۲۹-۳)$$

که در آن $Q_{CL}$ کرانه‌ی پایین مقاومت عضو با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان به هر عضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه‌ی آن در فصل‌های ۵ تا ۷ ارایه شده است.

### ۳-۶-۲-۲-معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

#### ۳-۶-۲-۲-۱- تغییرشکل‌کنترل

در اعضای اصلی و غیراصلی که تغییرشکل‌کنترل هستند، نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییرشکل اعضا باید با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شود، براساس فصل‌های ۵ و۶ و ۷ برآورد شود. در این حالت برش پایه‌ی نظیر تغییرمکان هدف ( $V_t$ ) نباید کم‌تر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه ( $V_y$ ) مطابق تعریف بند (۳-۴-۳-۱-۴) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است. اما در صورتی‌که از روش ساده شده‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و برای اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول (۳-۷) به تغییرشکل‌های حاصل اعمال شوند.

### ۳-۶-۲-۲-۲-تلاش‌های نیروکنترل

در اعضای اصلی و غیراصلی نیروکنترل باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا باید ضریب آگاهی برطبق جدول (۳-۷) به کرانه‌ی پایین مقاومت اعمال شود.

### ۳-۷-۵- درزهای انقطاع

#### ۳-۷-۵-۱-حداقل بعد درز انقطاع

ساختمان‌ها باید به طور مناسبی از سازه‌های مجاور فاصله داشته باشند تا امکان برخورد حین زلزله وجود نداشته باشد، مگر در شرایط استثنایی که در بند (۳-۷-۵-۲)ذکر شده است. حداقل بعد درز انقطاع طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه می‌شود.

#### ۳-۷-۵-۲- موارد استثنا

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی‌که تراز دیافراگم‌های ساختمان موردنظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان کم‌تر از ۵۰٪ ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل بعد درز انقطاع مطابق بند (۳-۷-۵-۱) نمی‌باشد.

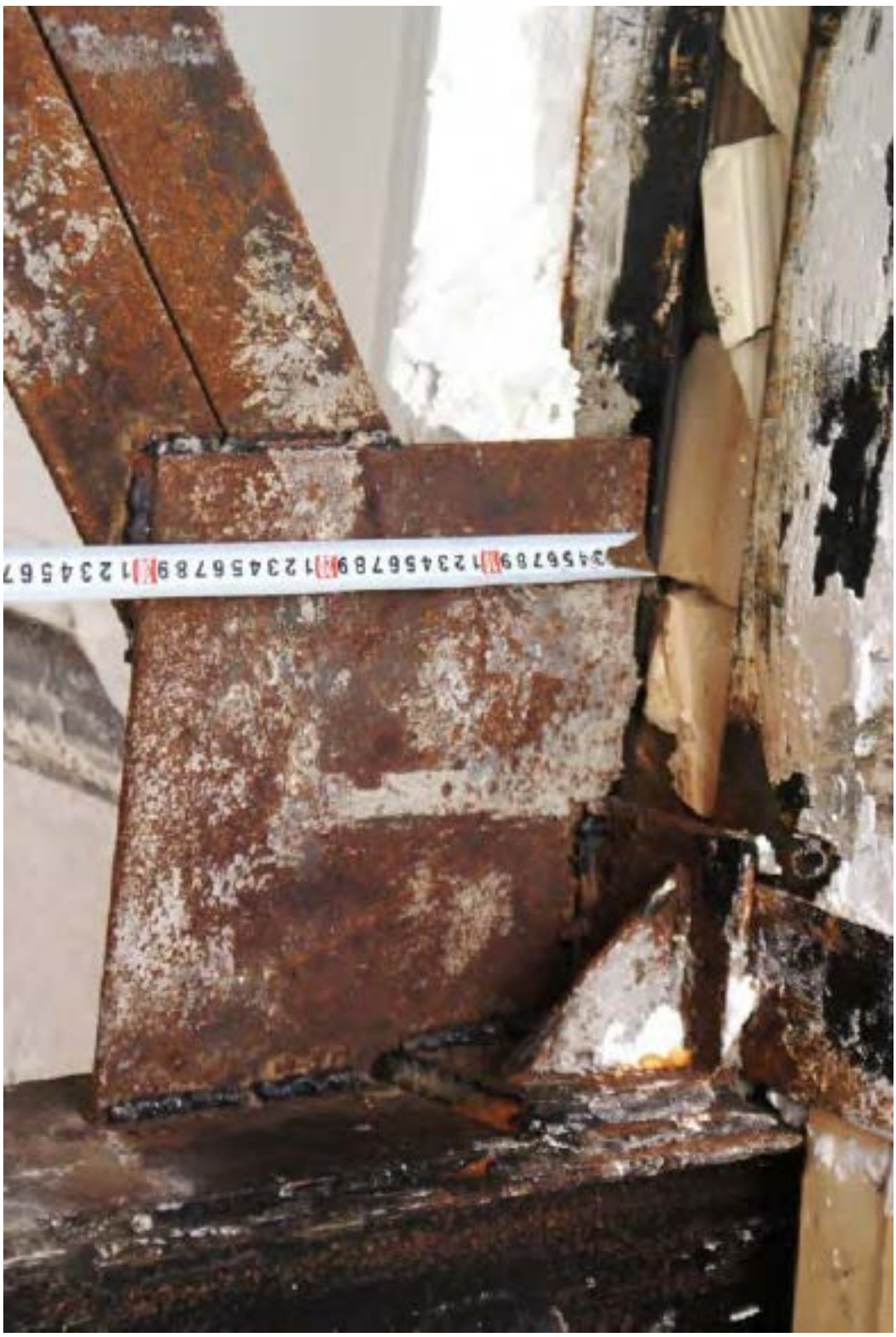
ساختمان‌هایی که شرایط بند (۳-۷-۵-۱) را از لحاظ فاصله‌ی بین ساختمان‌ها برآورده نسازند، می‌توان از طریق بهسازی بهبود رفتار داد، به شرط این‌که تحلیلی که بتواند انتقال اندازه حرکت و انرژی ناشی از برخورد دو ساختمان را در نظر بگیرد انجام گیرد و یا یکی از موارد زیر صادق باشد:

۱- دیافراگم‌های ساختمان‌های مجاور در ترازهای یکسان قرار داشته و نشان داده شود که قادر به انتقال نیروهای ناشی از برخورد می‌باشند؛

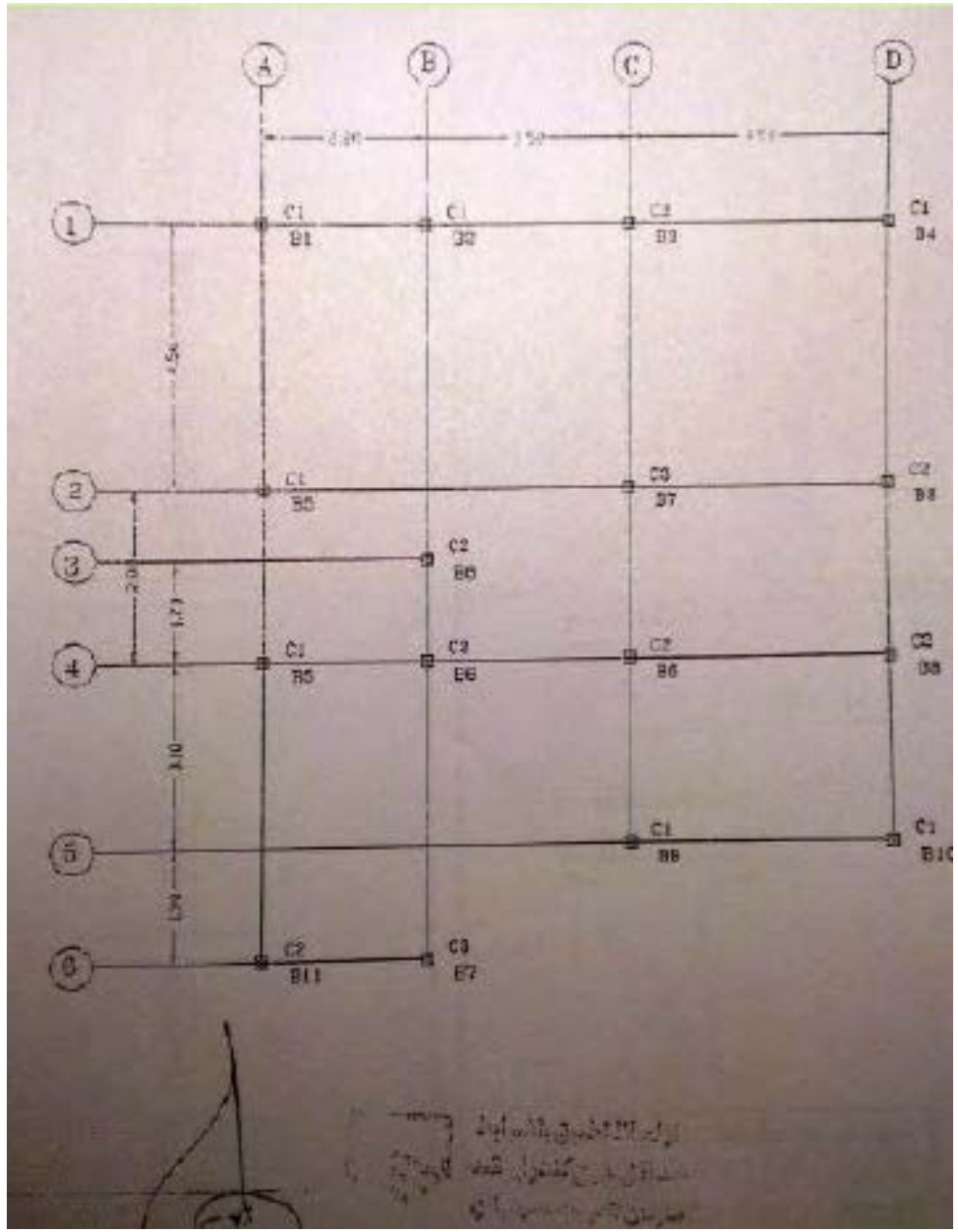
۲- نشان داده شود که ساختمان‌های مجاور پس از برخورد، حتی با حذف اعضایی که ممکن است در اثر برخورد دچار خرابی شدید شوند، قادر به تحمل کلیه بارهای ثقلی و جانبی می‌باشند.

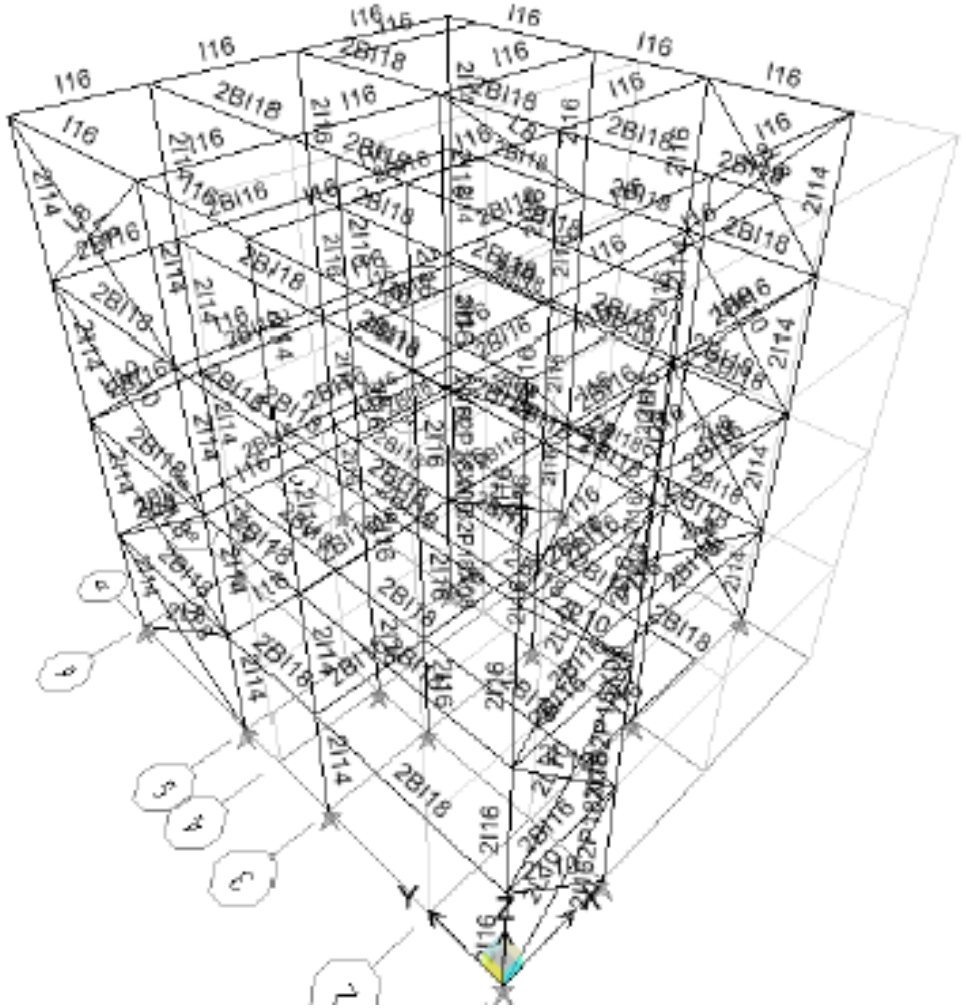
# چند نمونه از پروژه های بهسازی

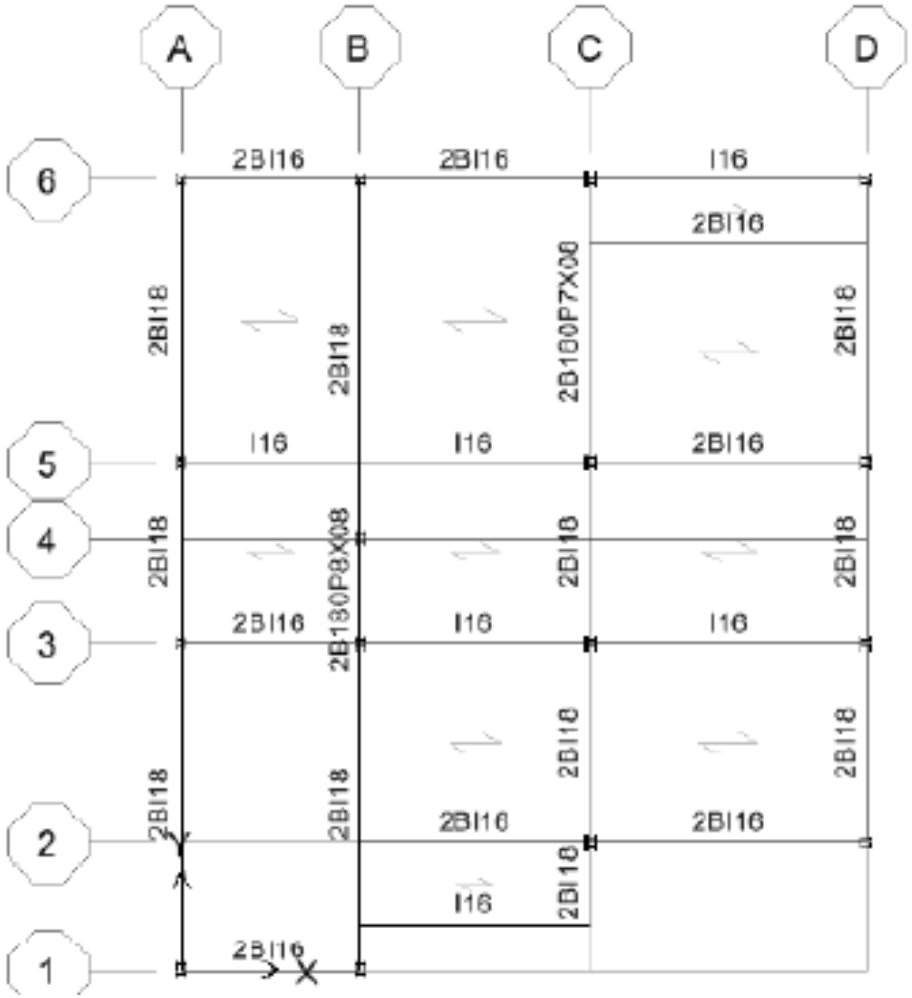
# همسازی لرزه ای ساختمان اسکلت فلزی

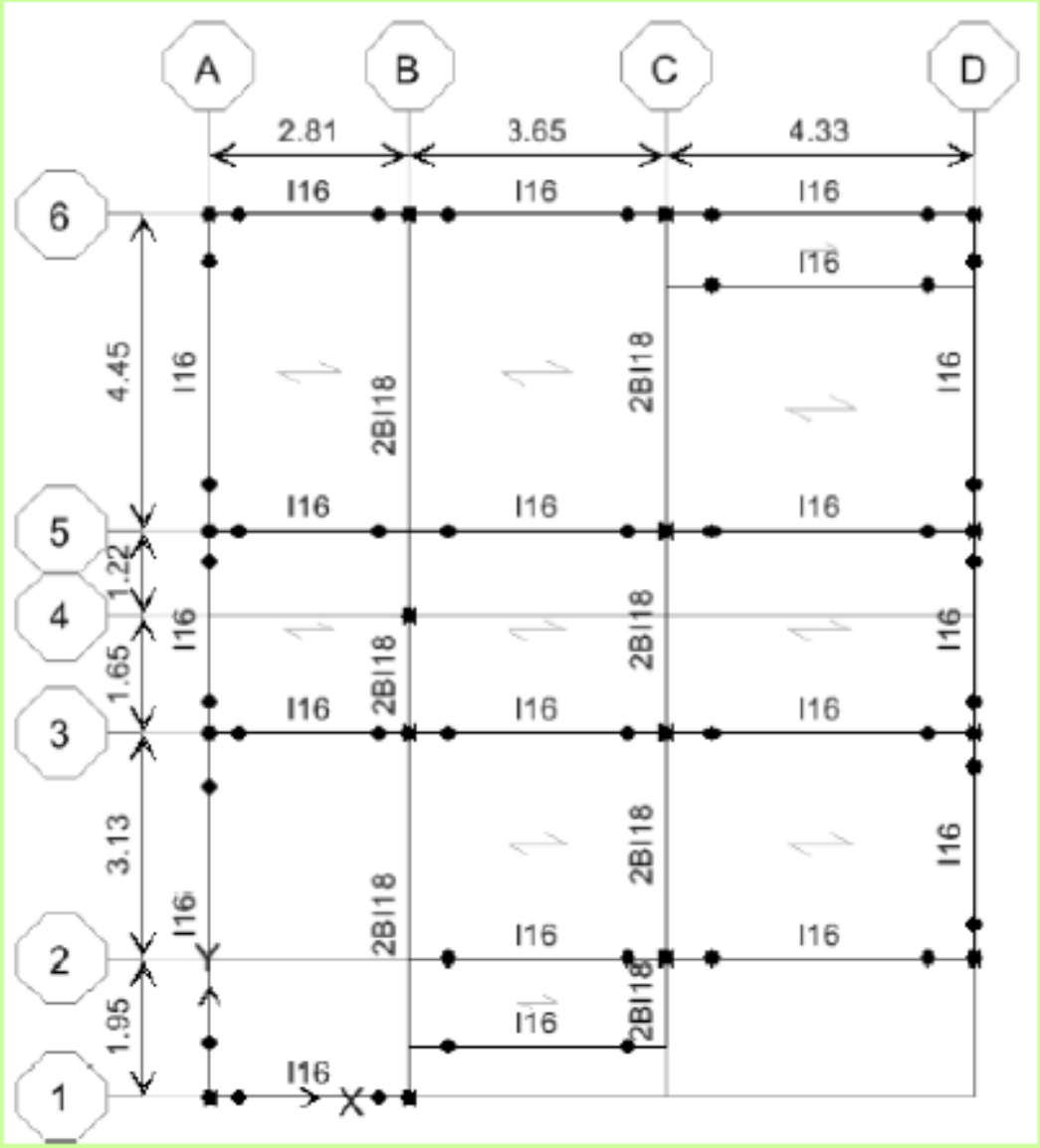


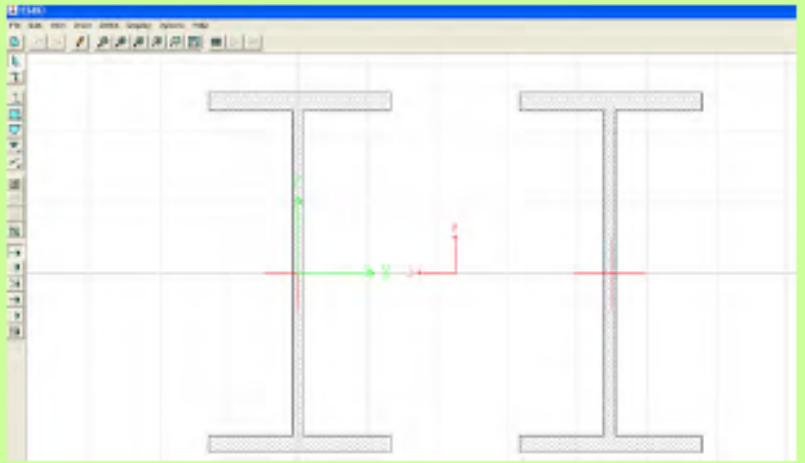
DATA OFFICE


A
B
C
D
1
2
3
4
5
6
C1
B1
C1
B2
C2
B3
C1
B4
C1
B5
C2
B7
C2
B8
C2
B9
C1
B6
C2
B6
C2
B8
C1
B8
C2
B11
C2
B7

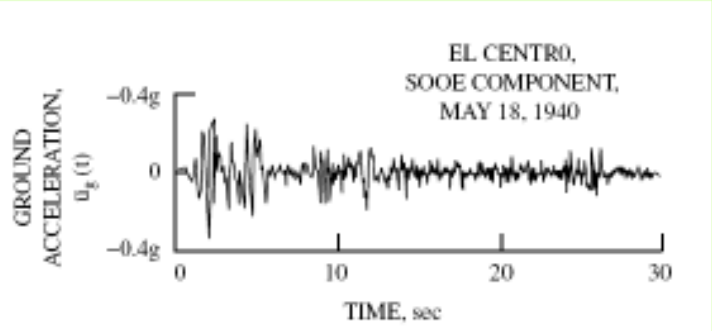



A
B
C
D
6
5
4
3
2
1
2BI16
I16
2BI18
2B100P7X00
2B180P8X00


A
B
C
D
2.81
3.65
4.33
6
5
4
3
2
1
4.45
1.22
1.65
3.13
1.95
I16
2BI18

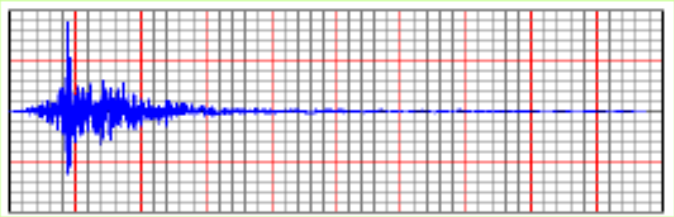


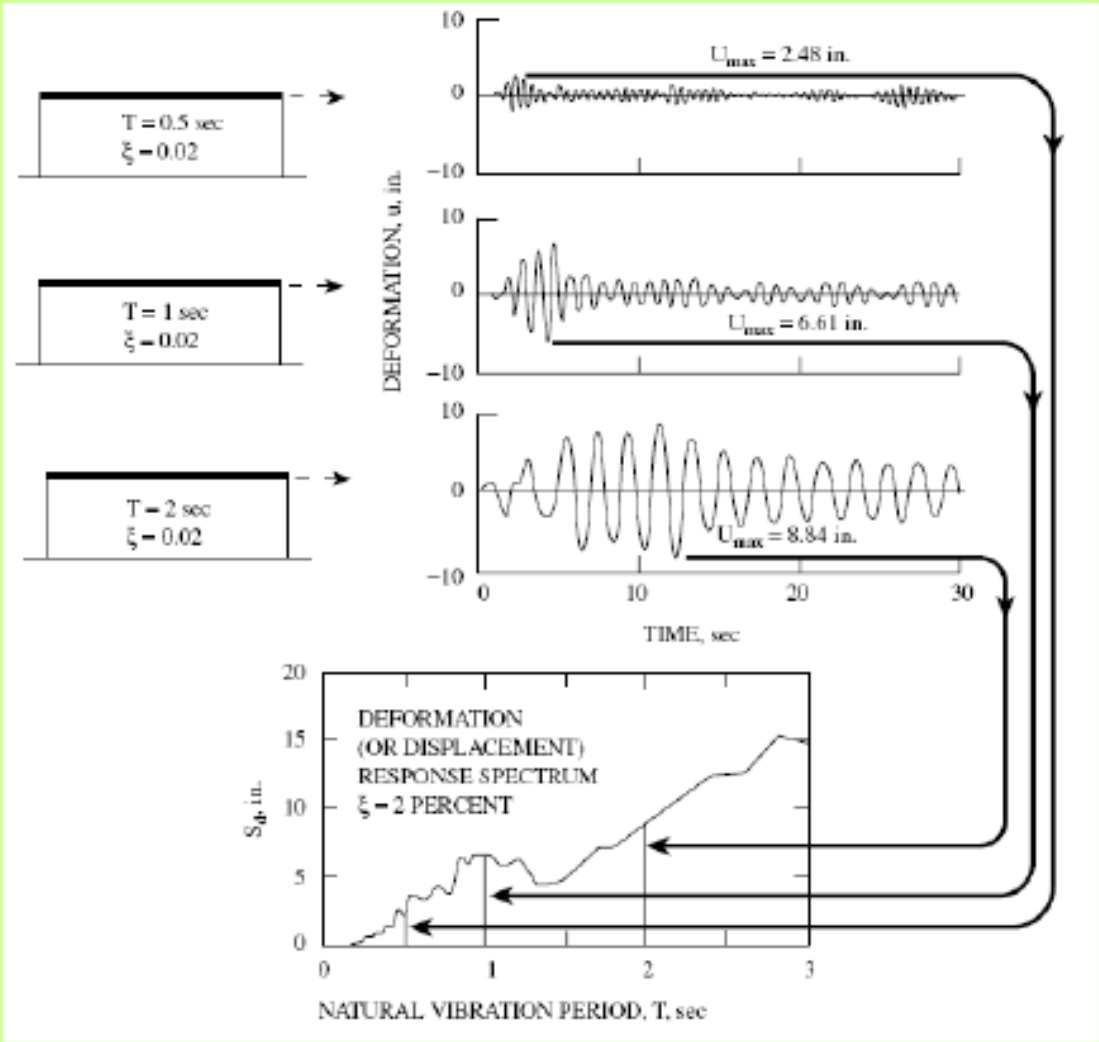
## Record & Spectrum



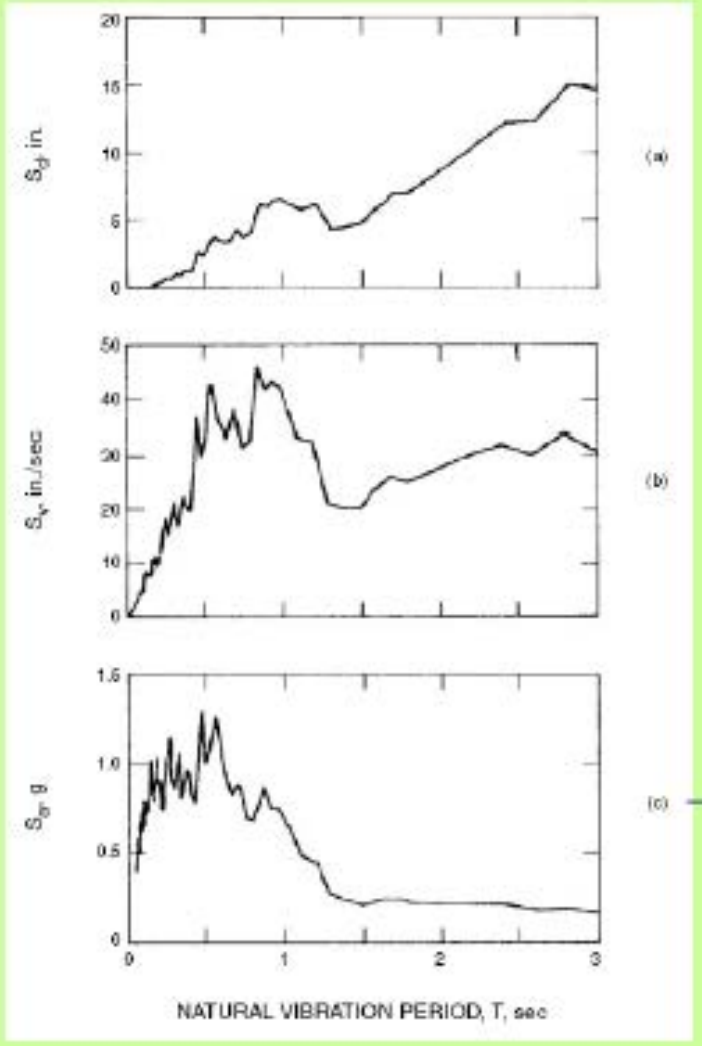

$$v = \int a(t)dt = \sum a_i t_i$$

$$d = \int v(t)dt = \sum v_i t_i$$






$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t)$$




$$S_a = \frac{2\pi}{T} S_v = \varpi S_v = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d = \varpi^2 S_d$$

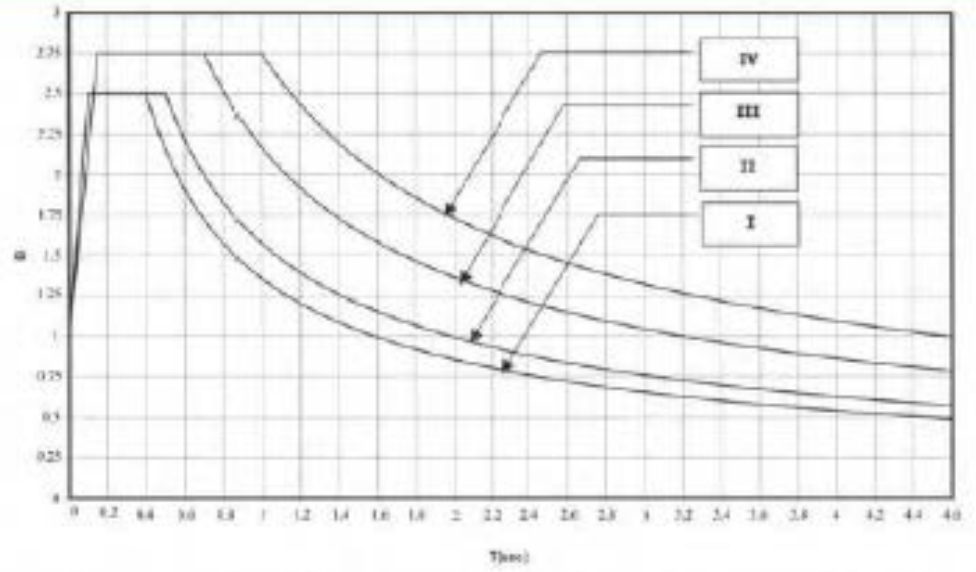
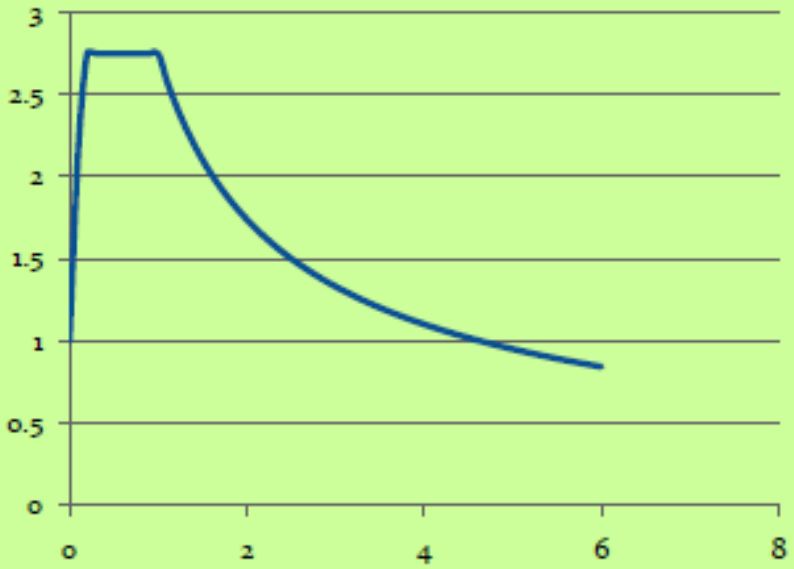
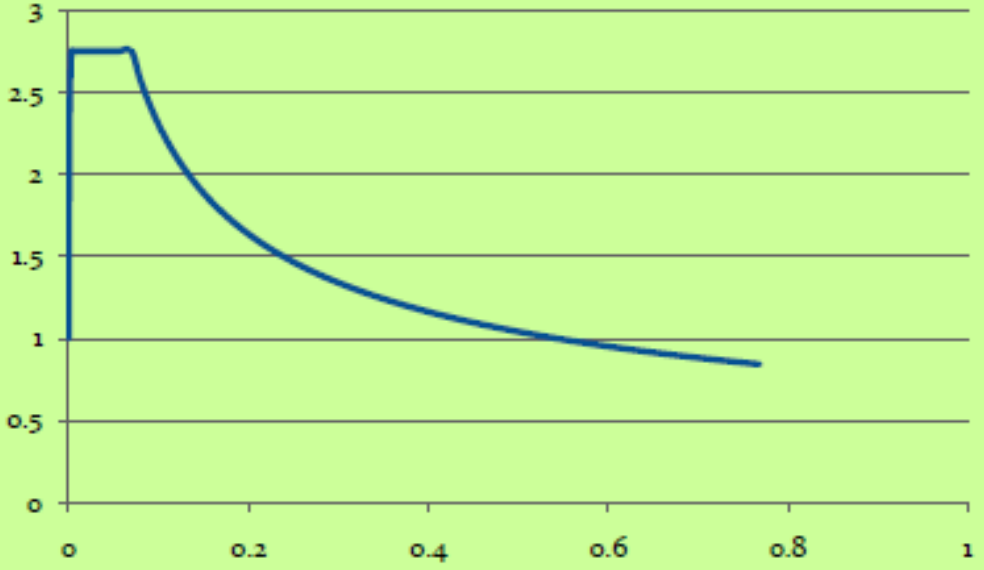



Figure 1-b: Building response factor for zones of "Very High" and "High" levels of seismicity. (Soil types are as defined in Section 2-3-5)

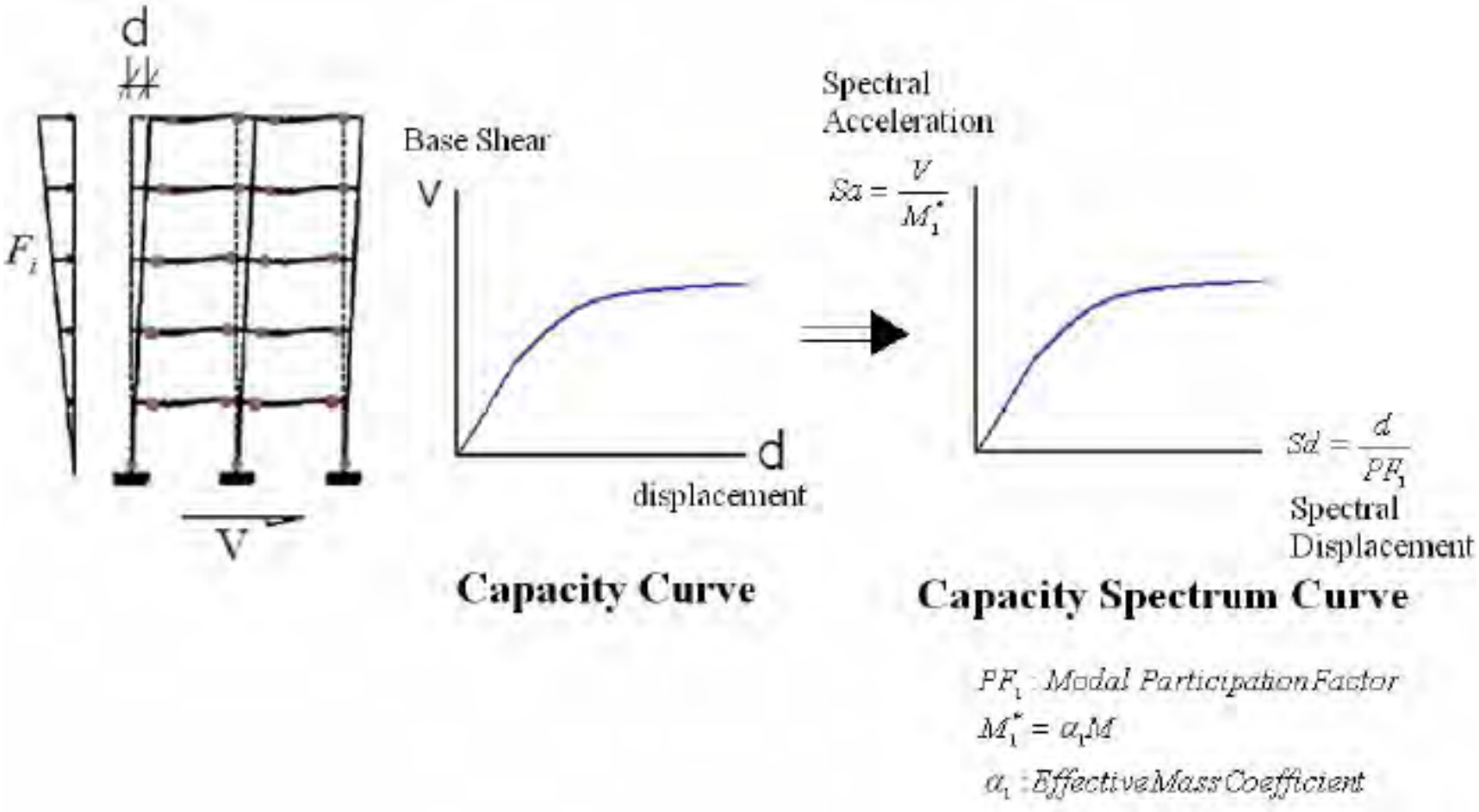



T-Sa




Sd-Sa

$$S_a = \frac{2\pi}{T} S_v = \varpi S_v = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d = \varpi^2 S_d$$




Convert capacity curve to capacity spectrum curve (ATC40)

1. **Modal Participation Factor.** The modal participation factor will be calculated for each mode using equation 8-20:

$$PF_m = \left[ \frac{\sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{im}) / g}{\sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{im}^2) / g} \right] \qquad (8\text{-}20)$$

where:

$PF_m$ = Modal participation factor for mode m

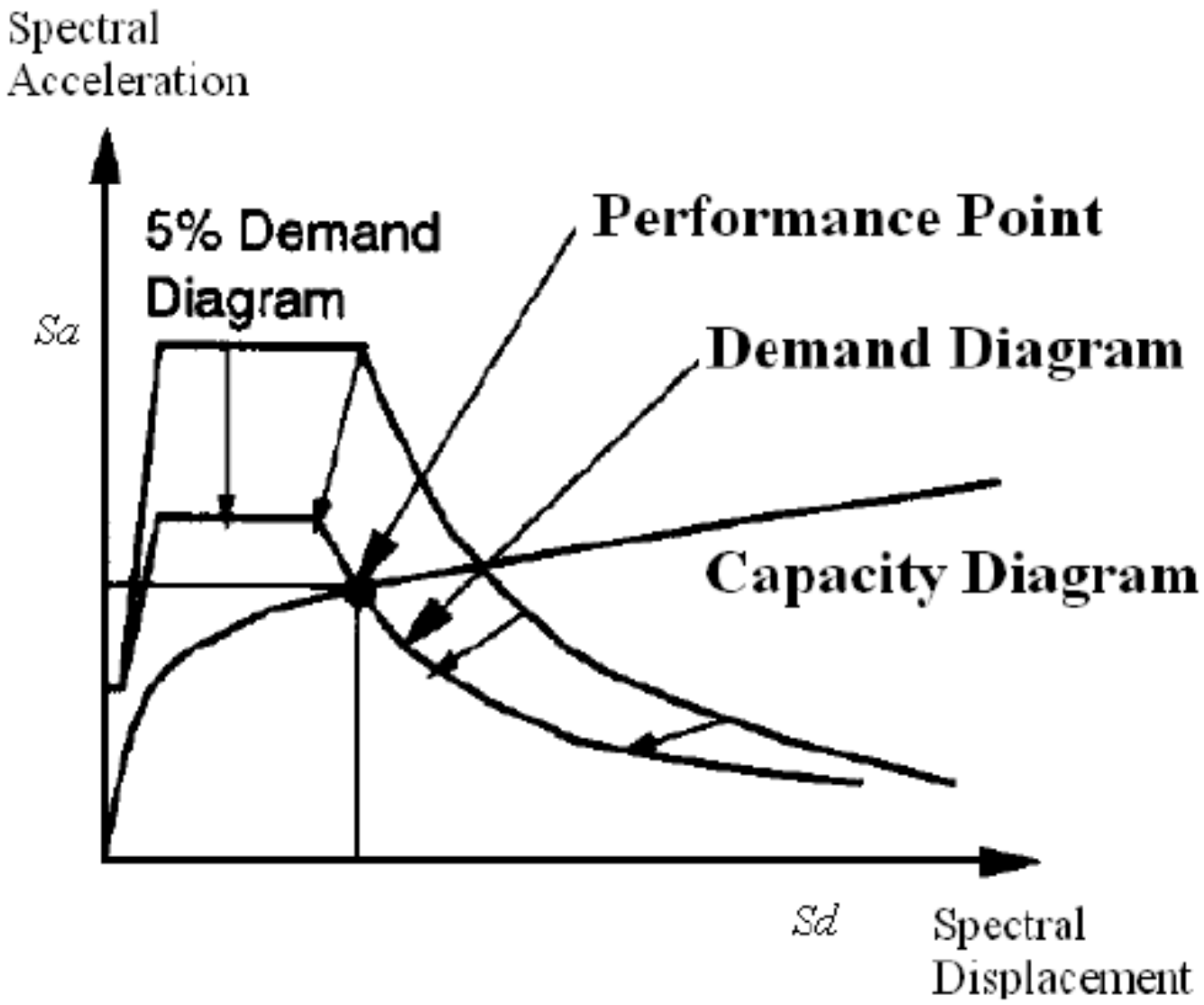
$w_i/g$ = Mass assigned to level i

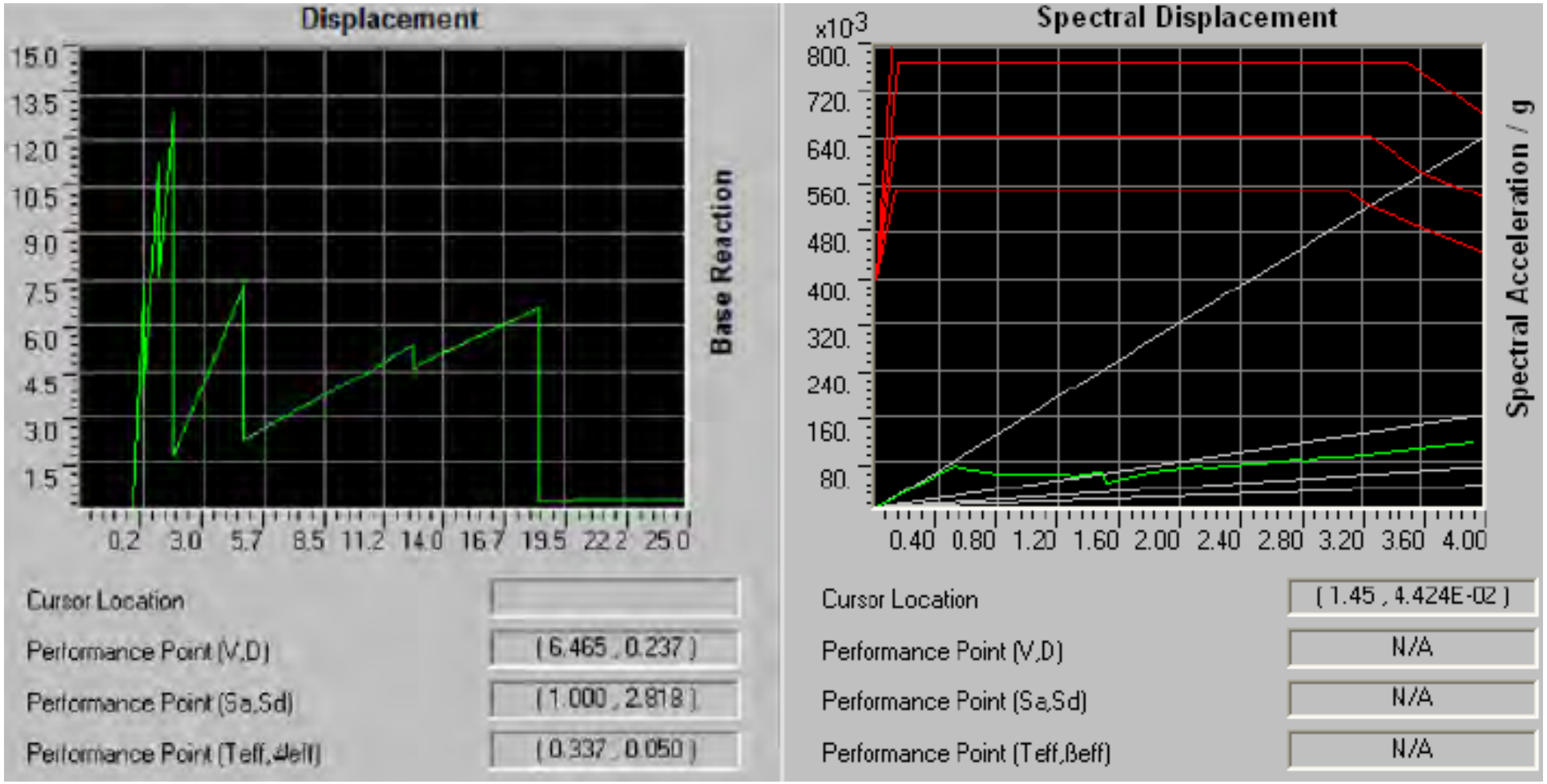
$\phi_{im}$ = Amplitude of mode m at level i

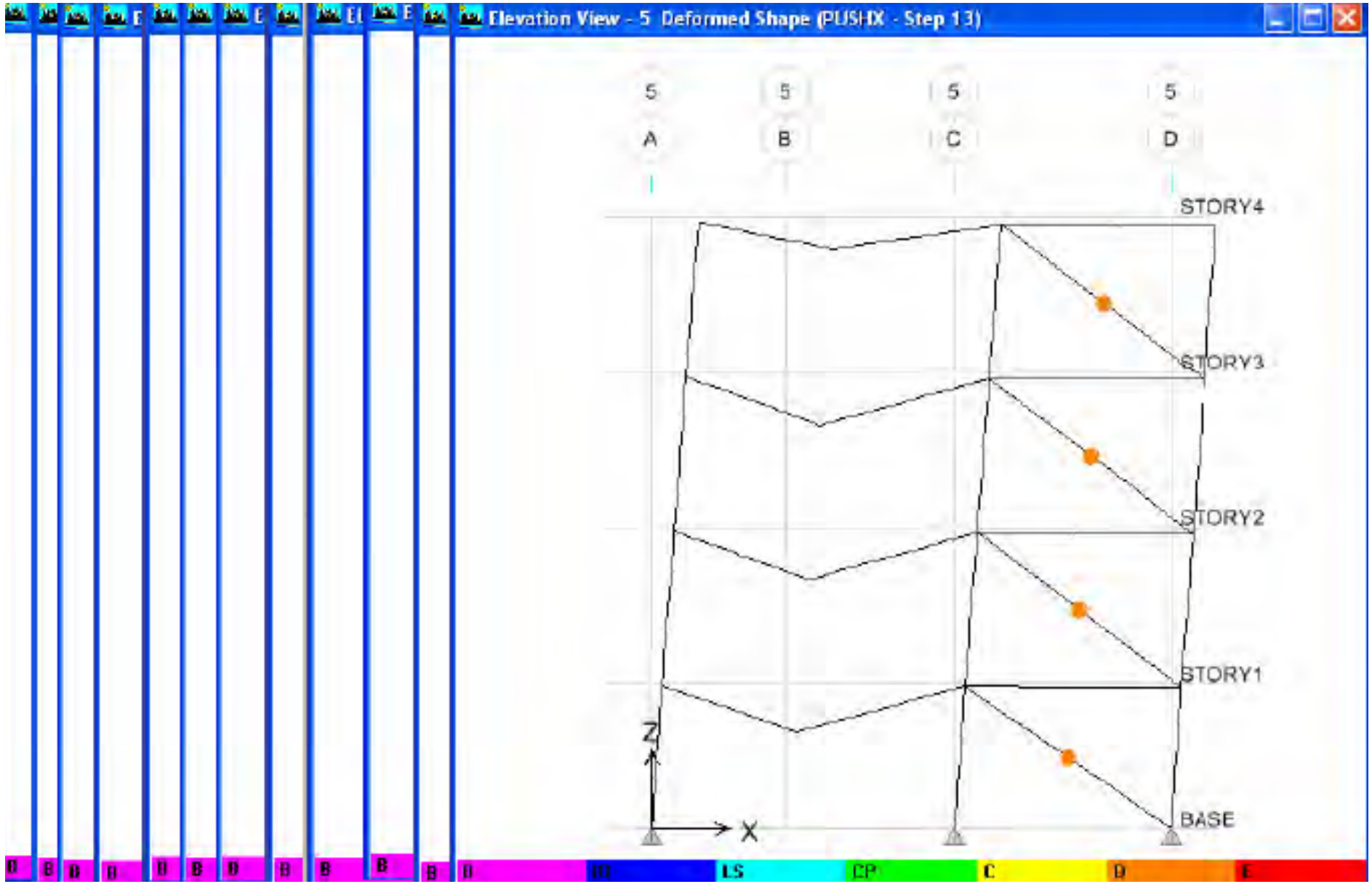
N = Level N, the level which is uppermost in the main portion of the structure

2. **Effective Mass Coefficient $\alpha_m$.** The effective mass coefficient will be calculated for each mode using equation 8-21:

$$\alpha_m = \frac{\left[ \sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{im}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^{N} w_i / g \right] \sum_{i=1}^{N} (w_i \phi_{im}^2) / g} \text{ (unit-less)} \qquad (8\text{-}21)$$

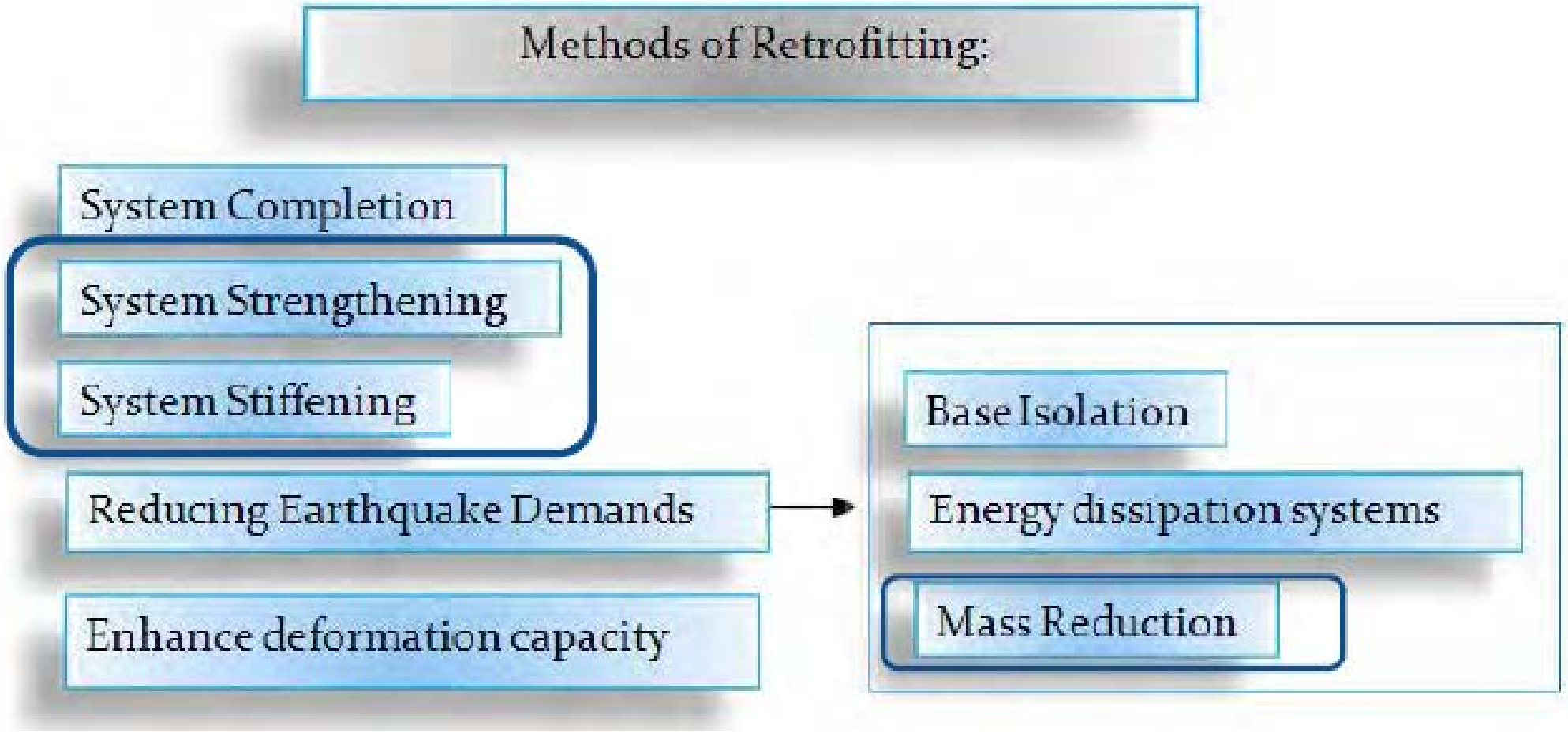

Spectral
Acceleration
5% Demand
Diagram
Performance Point
Demand Diagram
Capacity Diagram
Sa
Sd
Spectral
Displacement

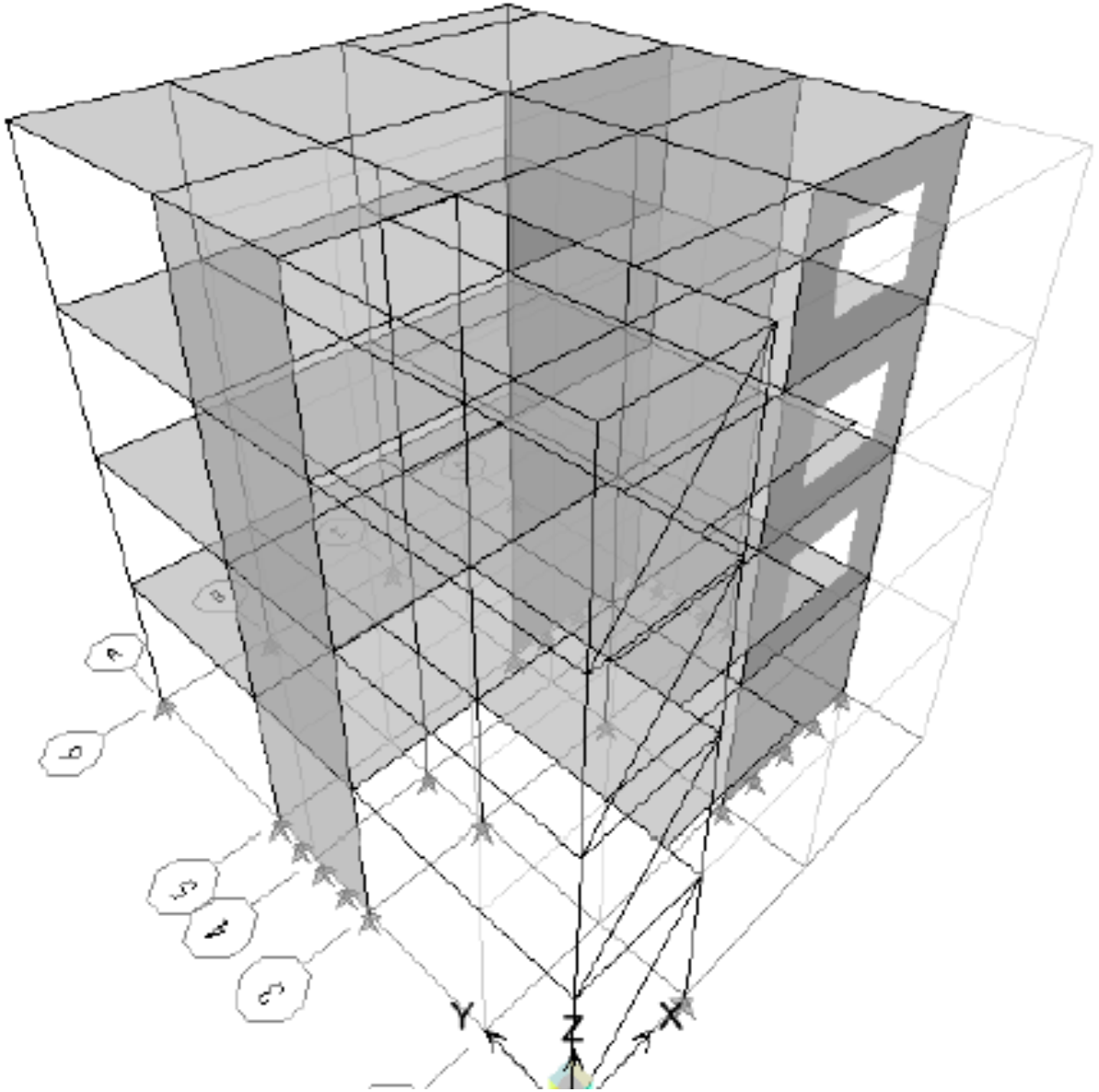

Displacement
15.0
13.5
12.0
10.5
9.0
7.5
6.0
4.5
3.0
1.5
0.2
3.0
5.7
8.5
11.2
14.0
16.7
19.5
22.2
25.0
Base Reaction
Cursor Location
Performance Point (V,D)
( 6.465 , 0.237 )
Performance Point (Sa,Sd)
( 1.000 , 2.818 )
Performance Point (Teff,Ieff)
( 0.337 , 0.050 )
Spectral Displacement
x10^3
800.
720.
640.
560.
480.
400.
320.
240.
160.
80.
0.40
0.80
1.20
1.60
2.00
2.40
2.80
3.20
3.60
4.00
Spectral Acceleration / g
Cursor Location
( 1.45 , 4.424E-02 )
Performance Point (V,D)
N/A
Performance Point (Sa,Sd)
N/A
Performance Point (Teff,ßeff)
N/A


Elevation View - 5 Deformed Shape (PUSHX - Step 13)
5
5
5
5
A
B
C
D
STORY4
STORY3
STORY2
STORY1
BASE
Z
X
B
IO
LS
CP
C
D
E

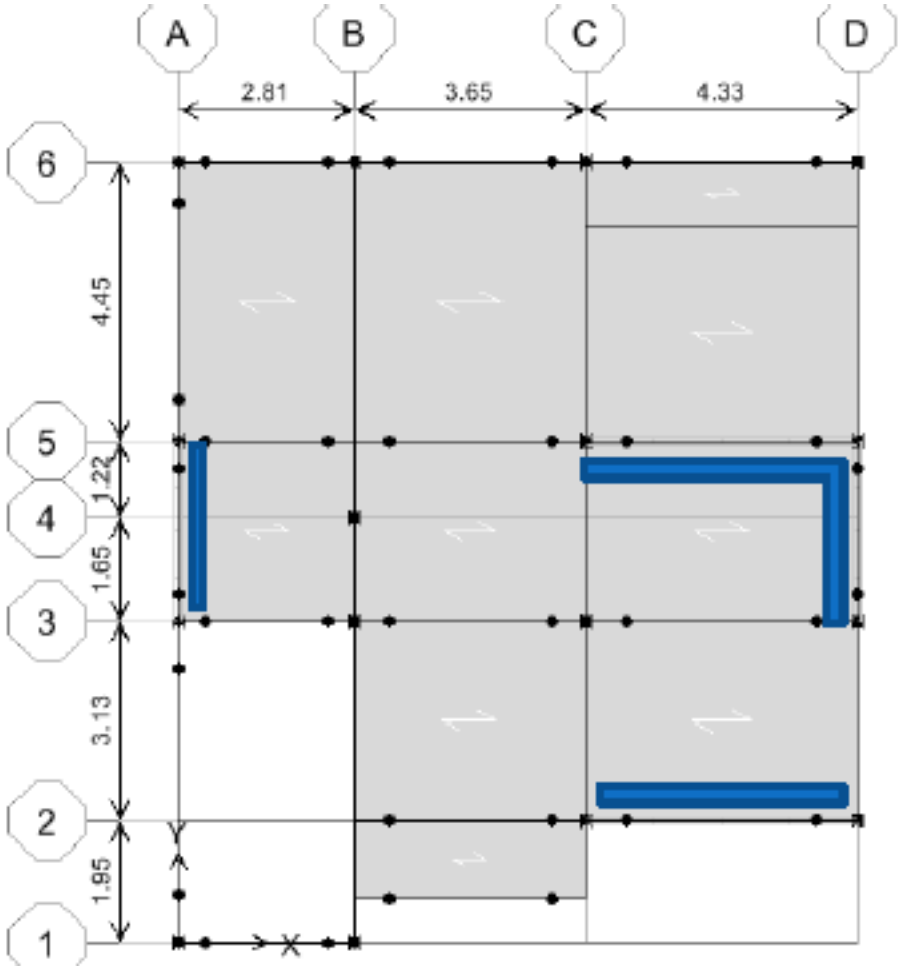
| Step | Displacement | Base Force | A-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E | TOTAL |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | -0.1857 | 0.0000 | 372 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 372 |
| 1 | 0.3143 | 8960.6797 | 371 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 372 |
| 2 | 0.4409 | 11230.2324 | 371 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 372 |
| 3 | 0.4443 | 11277.5049 | 371 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 372 |
| 4 | 0.4444 | 8886.4434 | 369 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 | 372 |
| 5 | 0.8159 | 14082.1338 | 369 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | 372 |
| 6 | 0.8159 | 10246.9053 | 367 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | 372 |
| 7 | 1.4218 | 16535.5488 | 367 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 3 | 0 | 372 |
| 8 | 1.4257 | 16562.4336 | 367 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | 372 |
| 9 | 1.4257 | 12142.7949 | 367 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | 372 |
| 10 | 1.6544 | 15151.9219 | 366 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 4 | 0 | 372 |
| 11 | 1.9276 | 17113.4961 | 366 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 4 | 0 | 372 |
| 12 | 1.9336 | 17141.5020 | 366 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 5 | 0 | 372 |
| 13 | 1.9337 | 11167.6465 | 366 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 5 | 0 | 372 |
| 14 | 2.3798 | 15218.7432 | 366 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 5 | 0 | 372 |
| 15 | 2.8142 | 17319.8203 | 366 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 0 | 372 |
| 16 | 2.8142 | 16367.0479 | 366 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 0 | 372 |
| 17 | 2.9000 | 17316.6797 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 6 | 0 | 372 |
| 18 | 3.3914 | 19597.0664 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | 0 | 372 |
| 19 | 3.3915 | 17979.9238 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 7 | 0 | 372 |
| 20 | 3.4992 | 19378.7813 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 1 | 372 |
| 21 | 3.5452 | 19591.6504 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 1 | 372 |
| 22 | 3.5453 | 18704.7617 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 1 | 372 |
| 23 | 3.6384 | 19446.1543 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 2 | 372 |
| 24 | 3.7298 | 19868.3438 | 365 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 2 | 372 |
| 25 | 3.7298 | 19058.2051 | 364 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 5 | 2 | 372 |
| 26 | 3.9118 | 19996.9863 | 364 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 2 | 372 |
| 27 | 3.9119 | 18951.9824 | 364 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 2 | 372 |
| 28 | 4.0267 | 19858.0645 | 364 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 | 2 | 372 |
| 29 | 4.8143 | 23359.2773 | 372 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 372 |

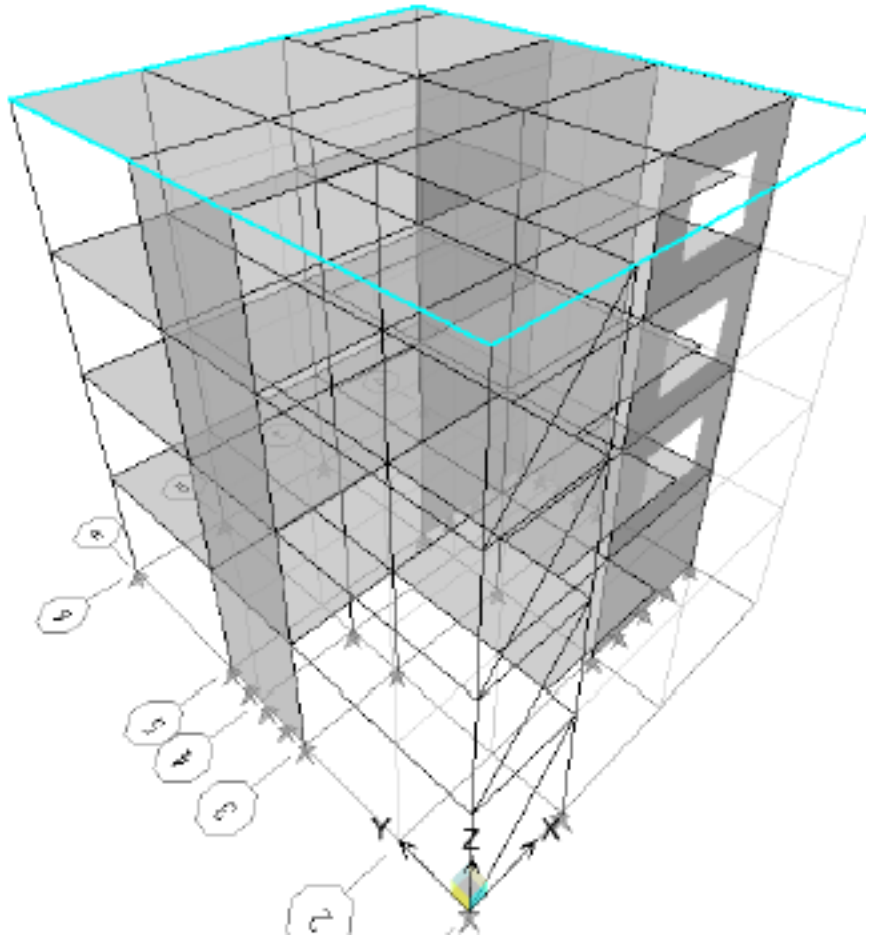
همانطور که در مدل غیرخطی سازه دیده می شود در اولین گام تحلیل و با تغییرمکان ناچیز 0.28Cm اولین مفصل پلاستیک در وضعیت C-D در بادبند همکف قاب شماره 5 شکل گرفته که نشان از ضعف شدید سیستم باربر جانبی سازه دارد. با ادامه تحلیل وضعیت مفصل این بادبند به مرز آستانه فروریزش تغییر یافته و در بادبند طبقه اول همین قاب نیز دومین مفصل پلاستیک شکل می گیرد. در تغییرمکان جانبی حدود 1Cm هر دو بادبند همکف و طبقه اول از آستانه فروریزش عبور کرده و عملا سازه دوچار پیچش می شود. در این حالت بارجانبی بروی بادبند های راستای عمود بر آن منتقل شده و در آنها نیز در ادامه مفاصل پلاستیک بوجود می آید. این روند عملا سبب ایجاد مکانیز و ناپایداری سازه می شود. در نتیجه بطور واضحی مشخص است که سازه نتها قادر نیست در تغییرمکان هدف پایدار بماند بلکه خیلی قبل از آن دچار تخریب می شود.

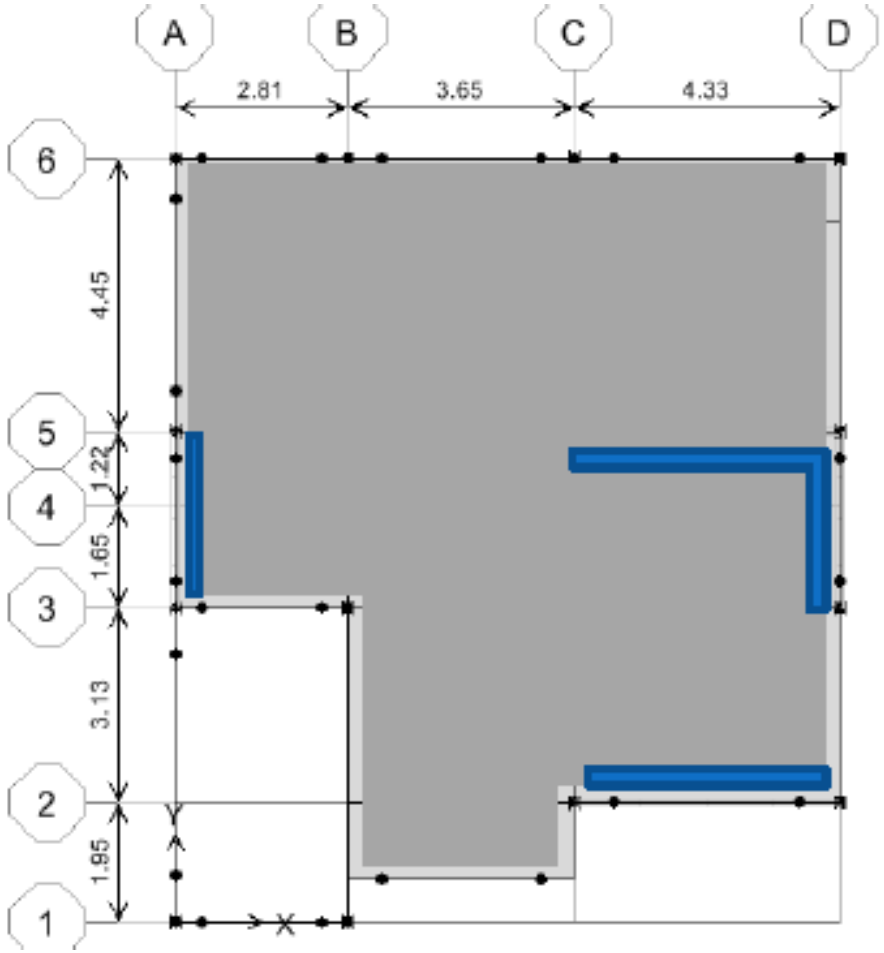

Methods of Retrofitting:
System Completion
System Strengthening
System Stiffening
Reducing Earthquake Demands
Enhance deformation capacity
Base Isolation
Energy dissipation systems
Mass Reduction

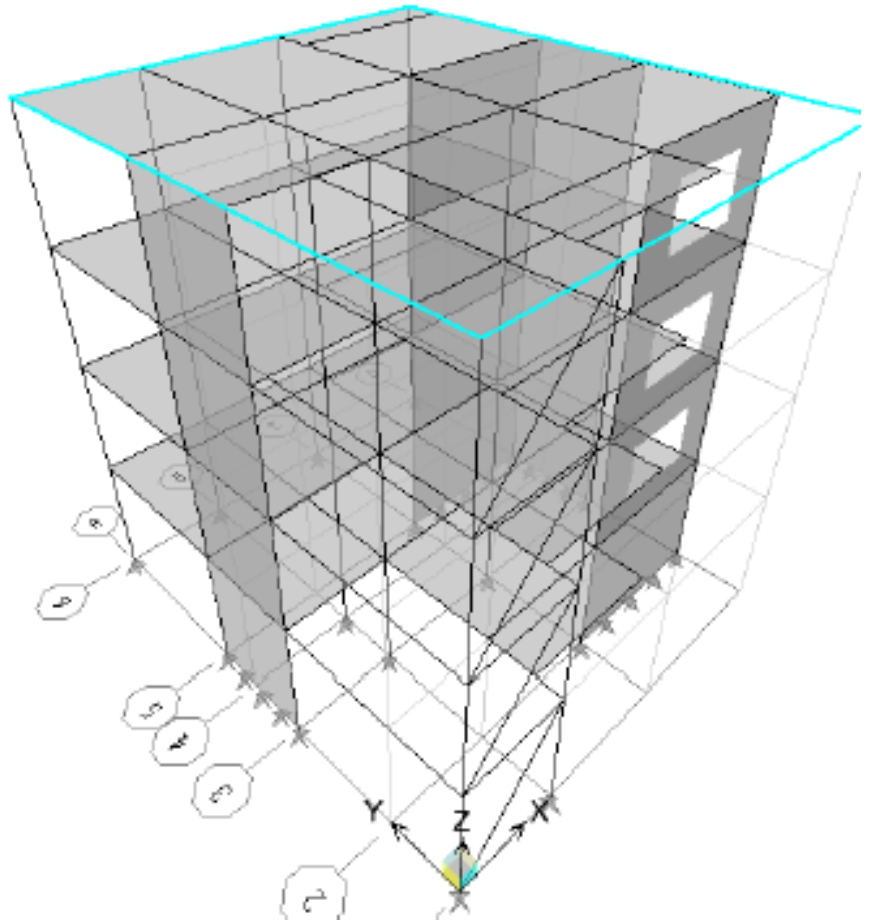


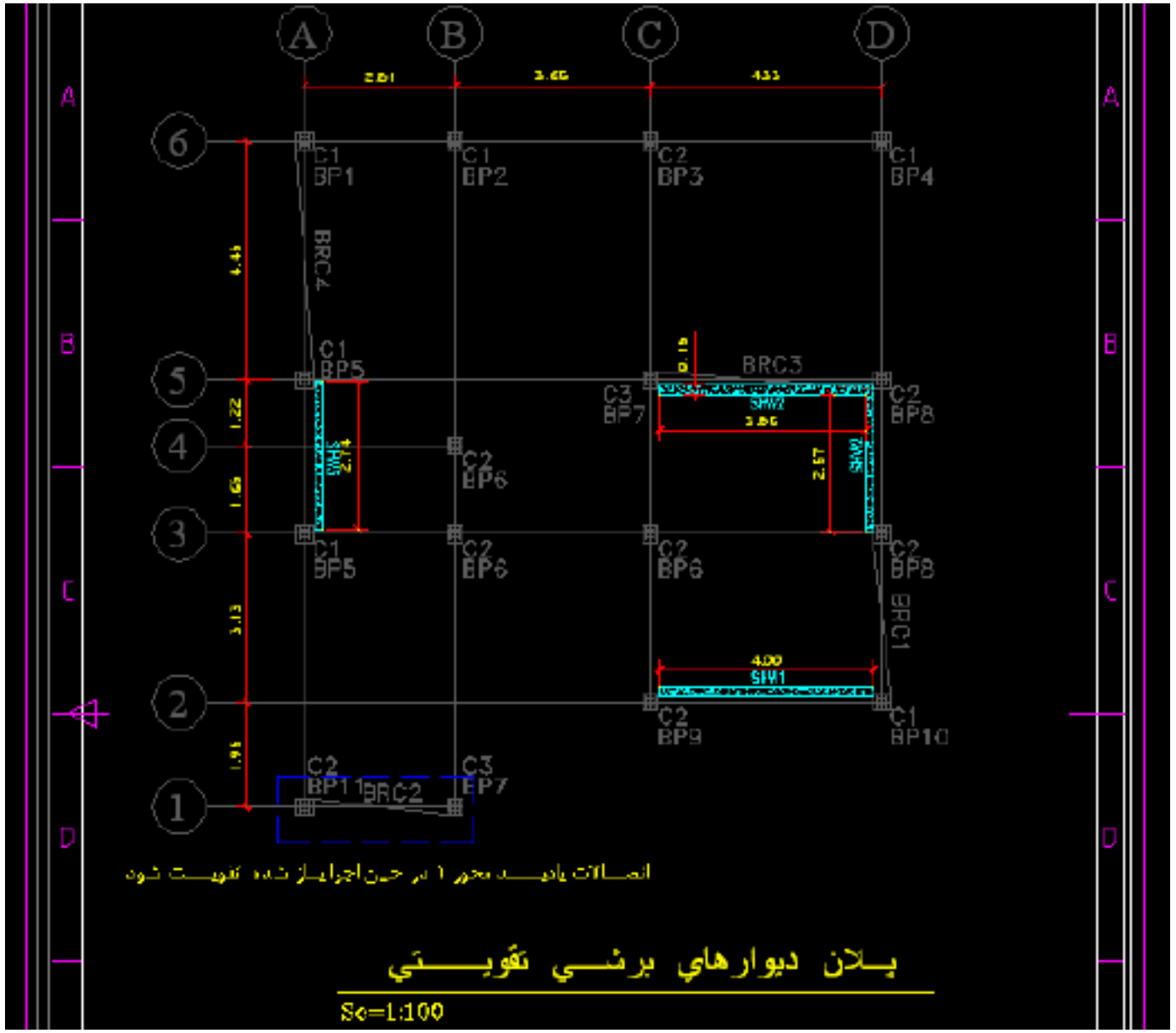

افزودن دیوار برشی و دیافراگم طبقات
به عنوان طرح بهسازی

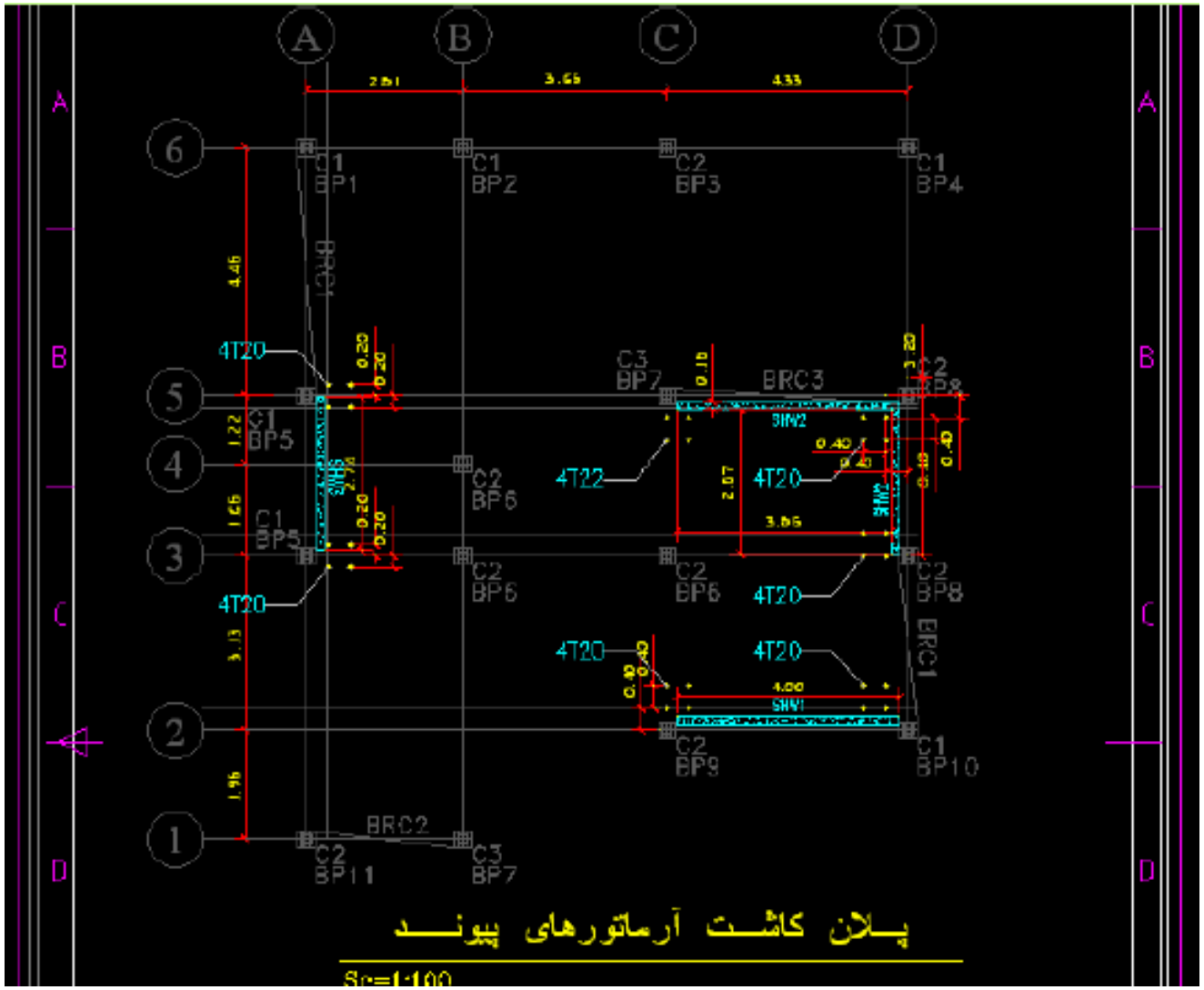

A
B
C
D
2.81
3.65
4.33
6
5
4
3
2
1
4.45
1.22
1.65
3.13
1.95

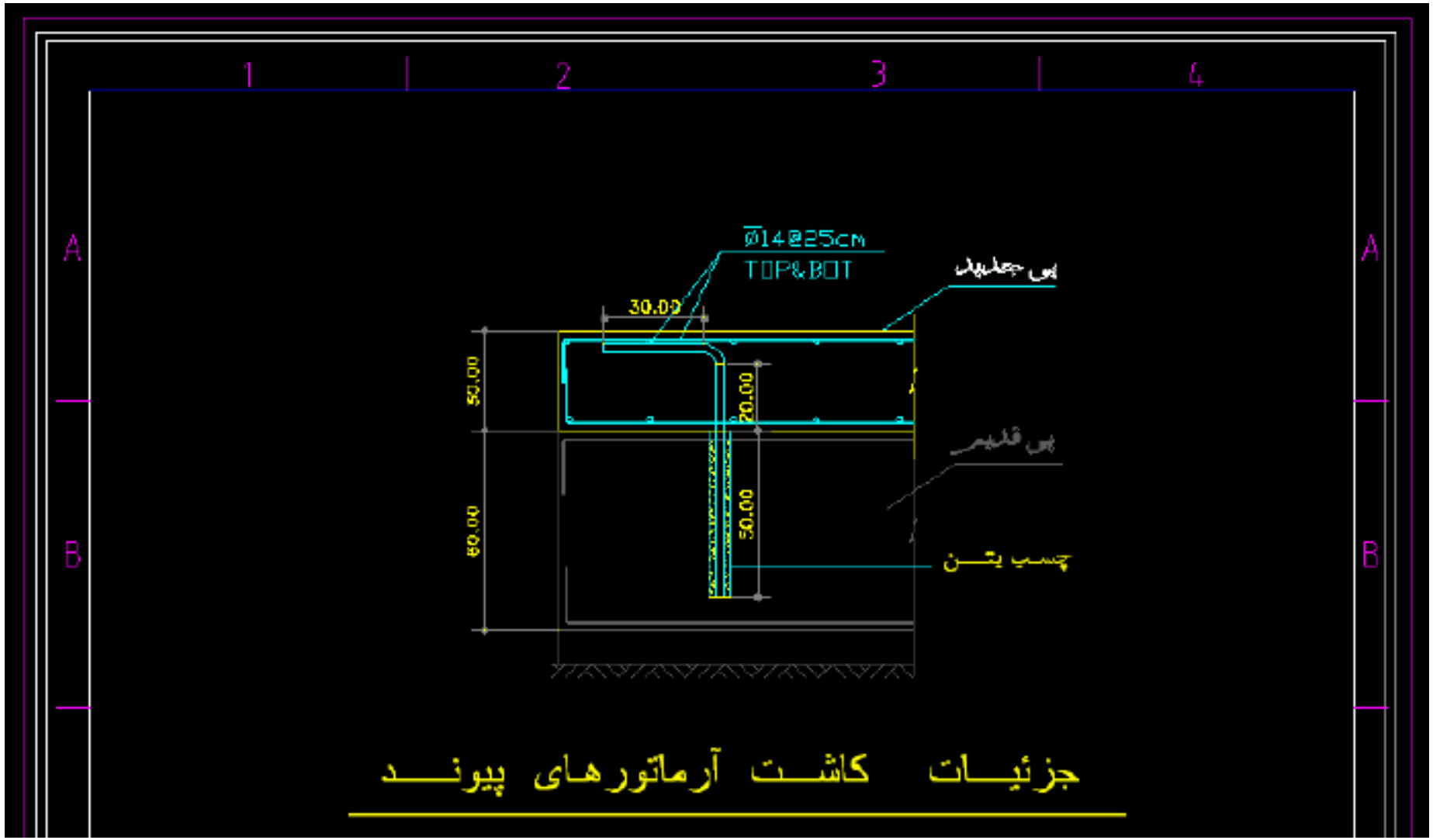


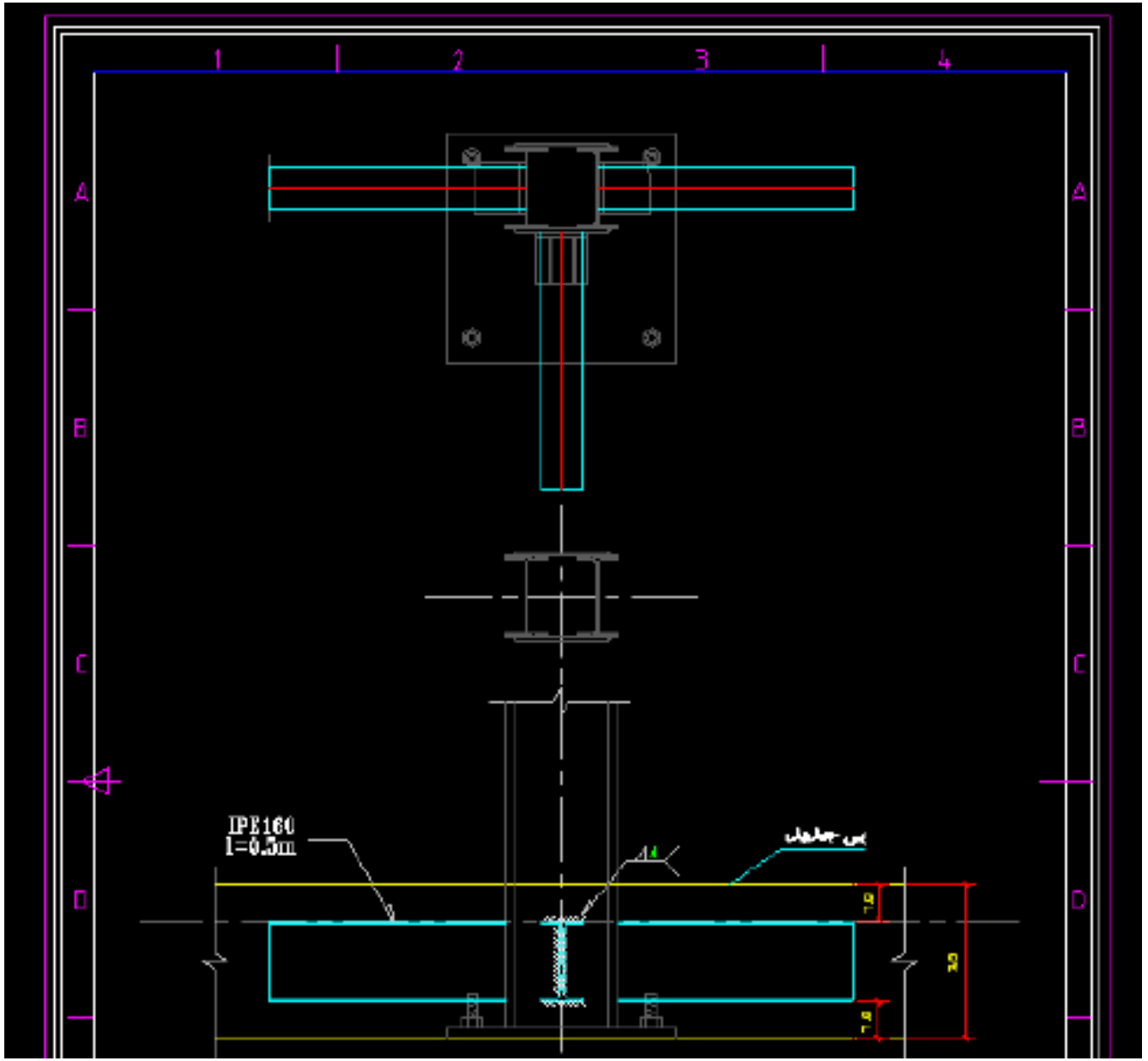

A
B
C
D
2.81
3.65
4.33
6
5
4
3
2
1
4.45
1.22
1.65
3.13
1.95

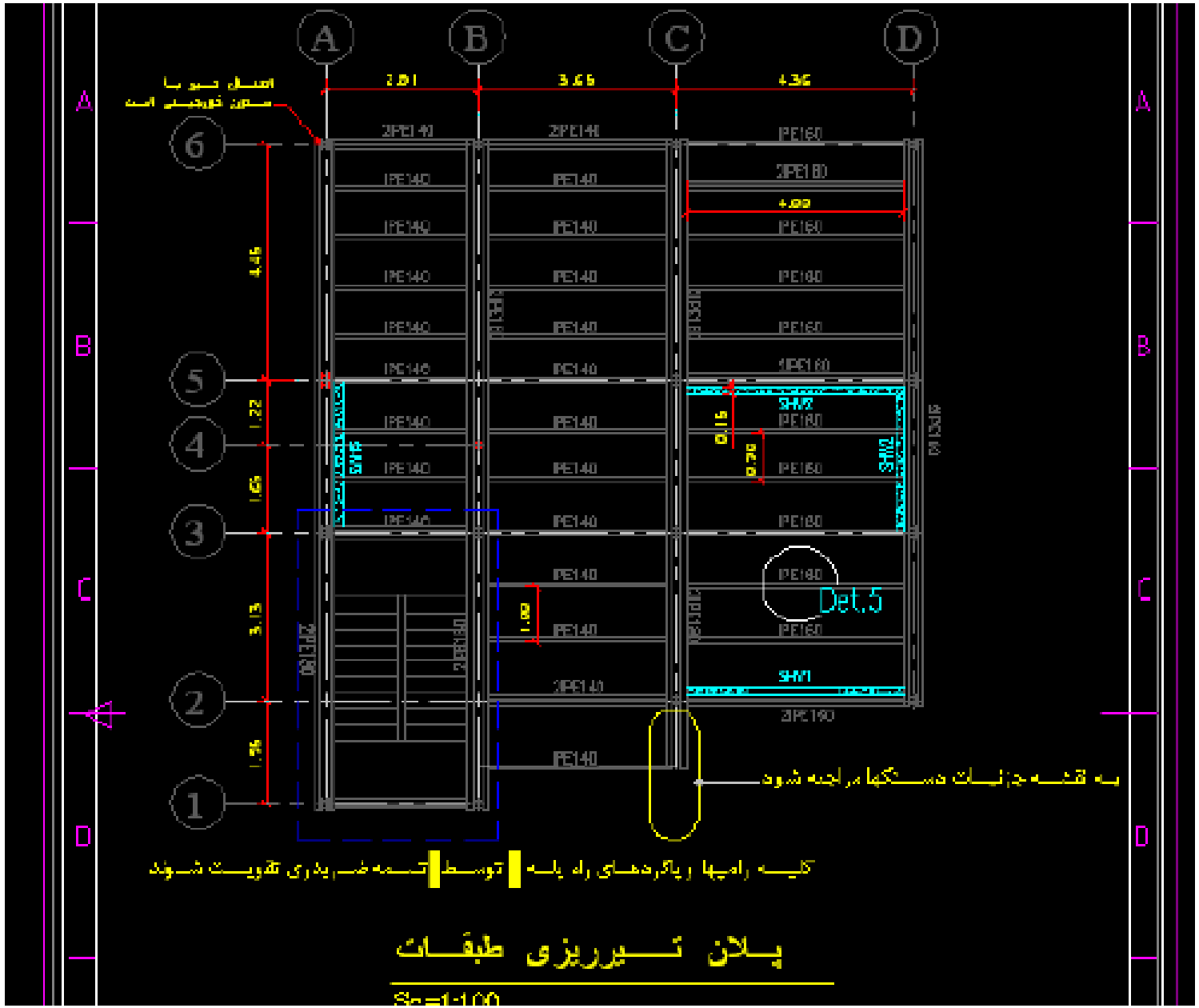


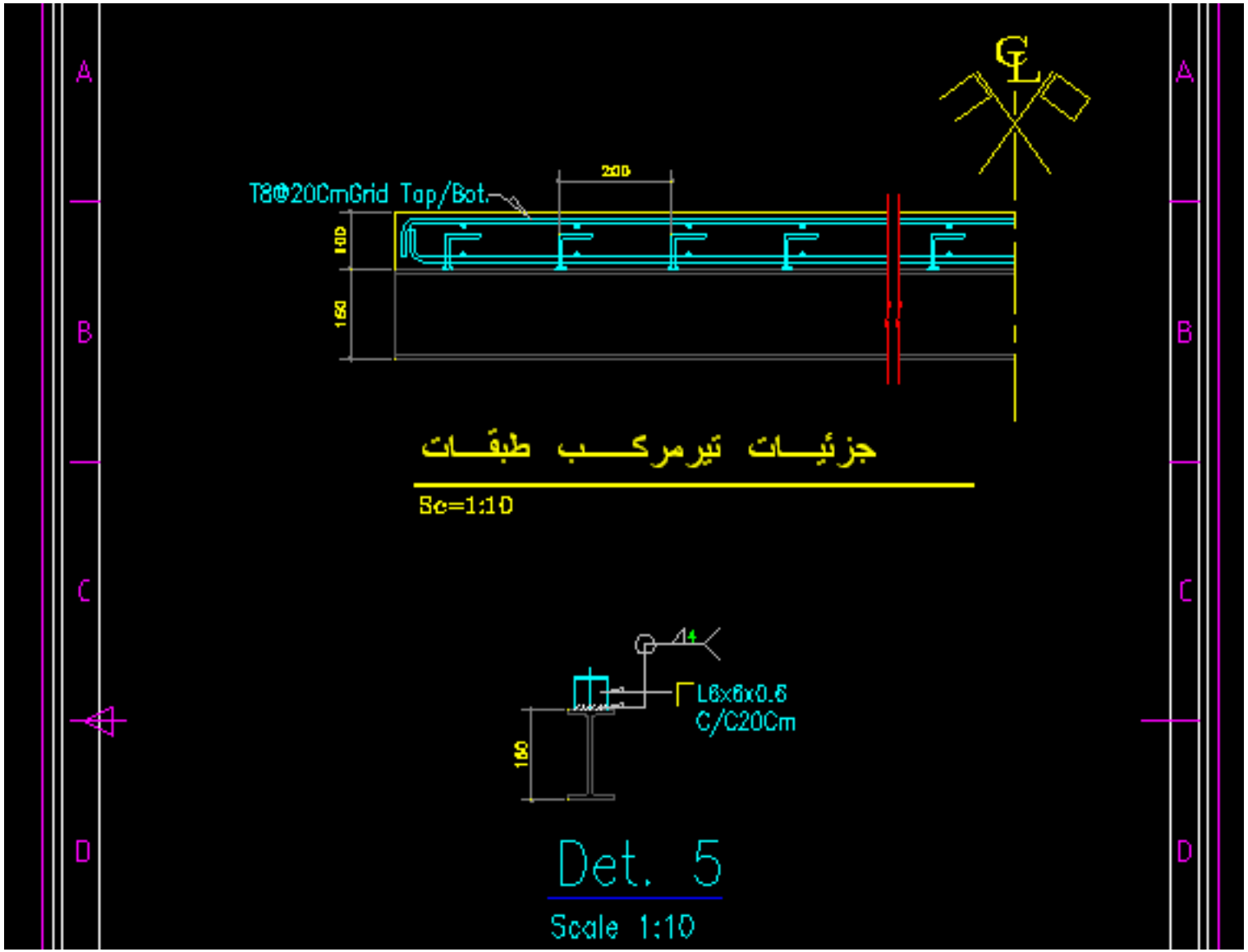

A
B
C
D
6
5
4
3
2
1
C1 BP1
C1 BP2
C2 BP3
C1 BP4
C1 BP5
C2 BP6
C3 BP7
C2 BP8
C1 BP5
C2 BP6
C2 BP6
C2 BP8
C2 BP9
C1 BP10
C2 BP11
C3 BP7
BRC4
BRC3
BRC1
BRC2
SW2
SW3
SW1
4.00
انصالات بادبند مجور ا در حین اجرا باز شده تقویت شود
پلان دیوارهای برشی تقویتی
Sc=1:100

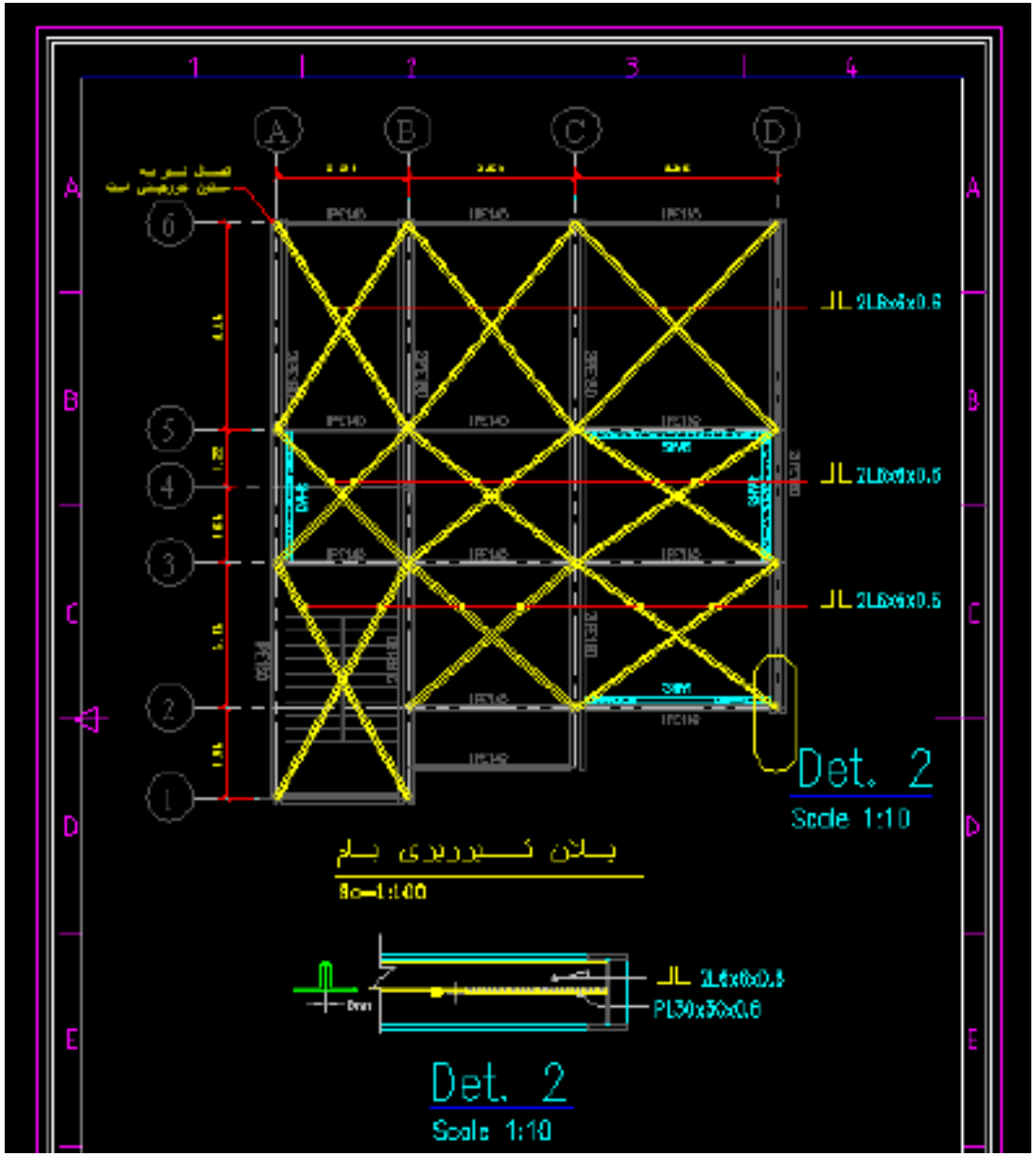

A
B
C
D
6
5
4
3
2
1
C1 BP1
C1 BP2
C2 BP3
C1 BP4
C1 BP5
C2 BP6
C3 BP7
C2 BP8
C2 BP9
C1 BP10
C2 BP11
C3 BP7
BRC1
BRC2
BRC3
4T20
4T22
SHV1
SHV2
پلان کاشت آرماتورهای پیوند

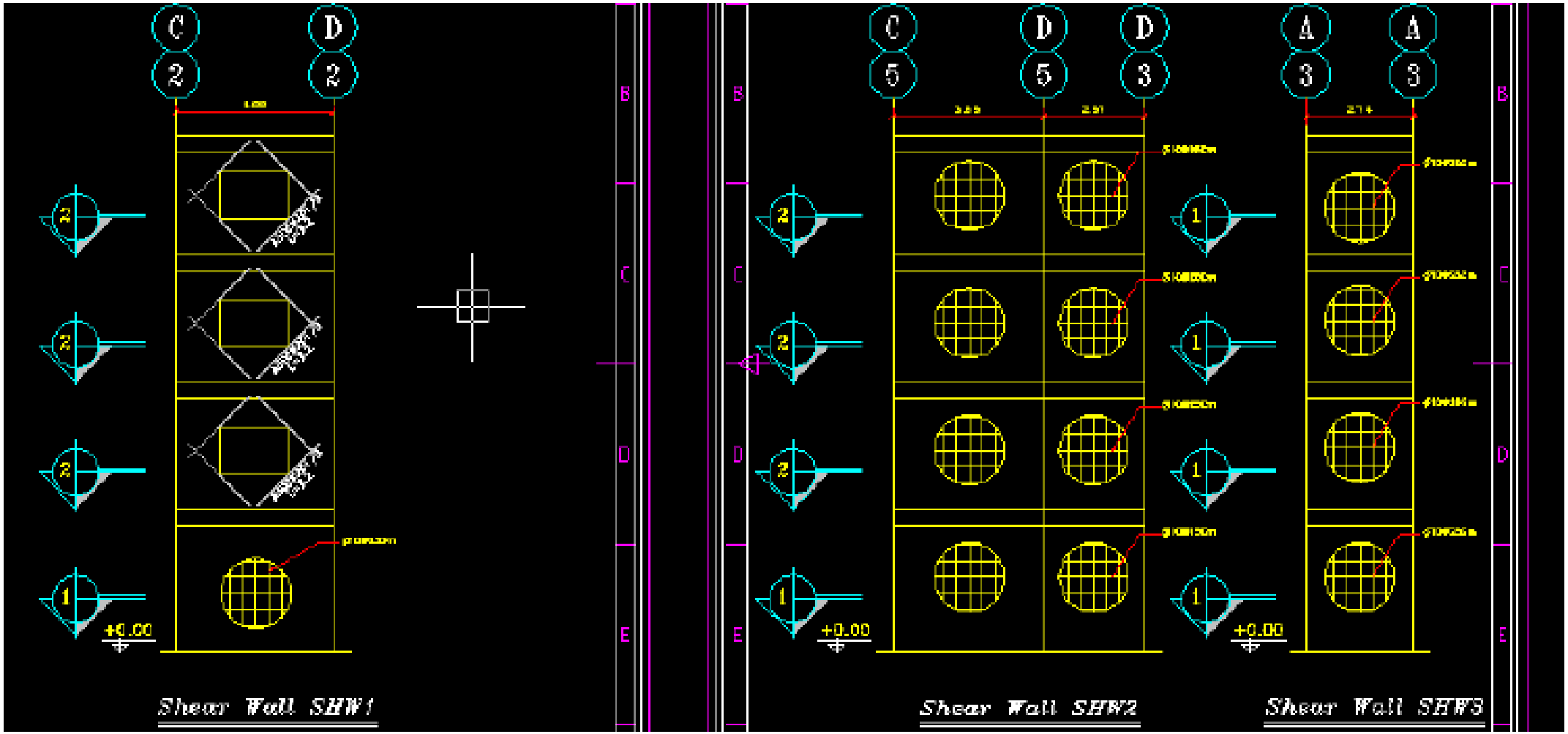

1
2
3
4
A
B
Ø14@25cm
TOP&BOT
30.00
50.00
20.00
60.00
50.00
بتن جدید
بتن قدیم
چسب بتن
جزئیات کاشت آرماتورهای پیوند

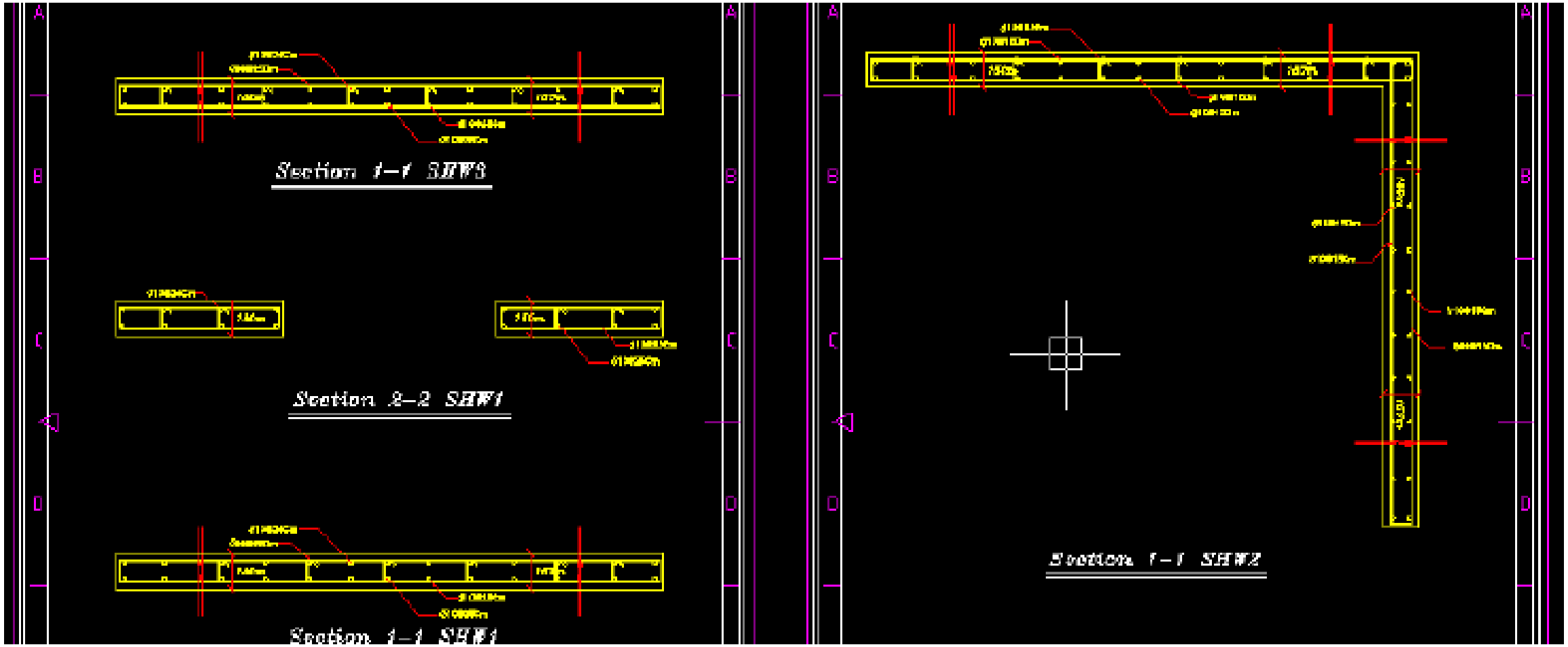

1
2
3
4
A
B
C
D
IPE160
l=0.5m

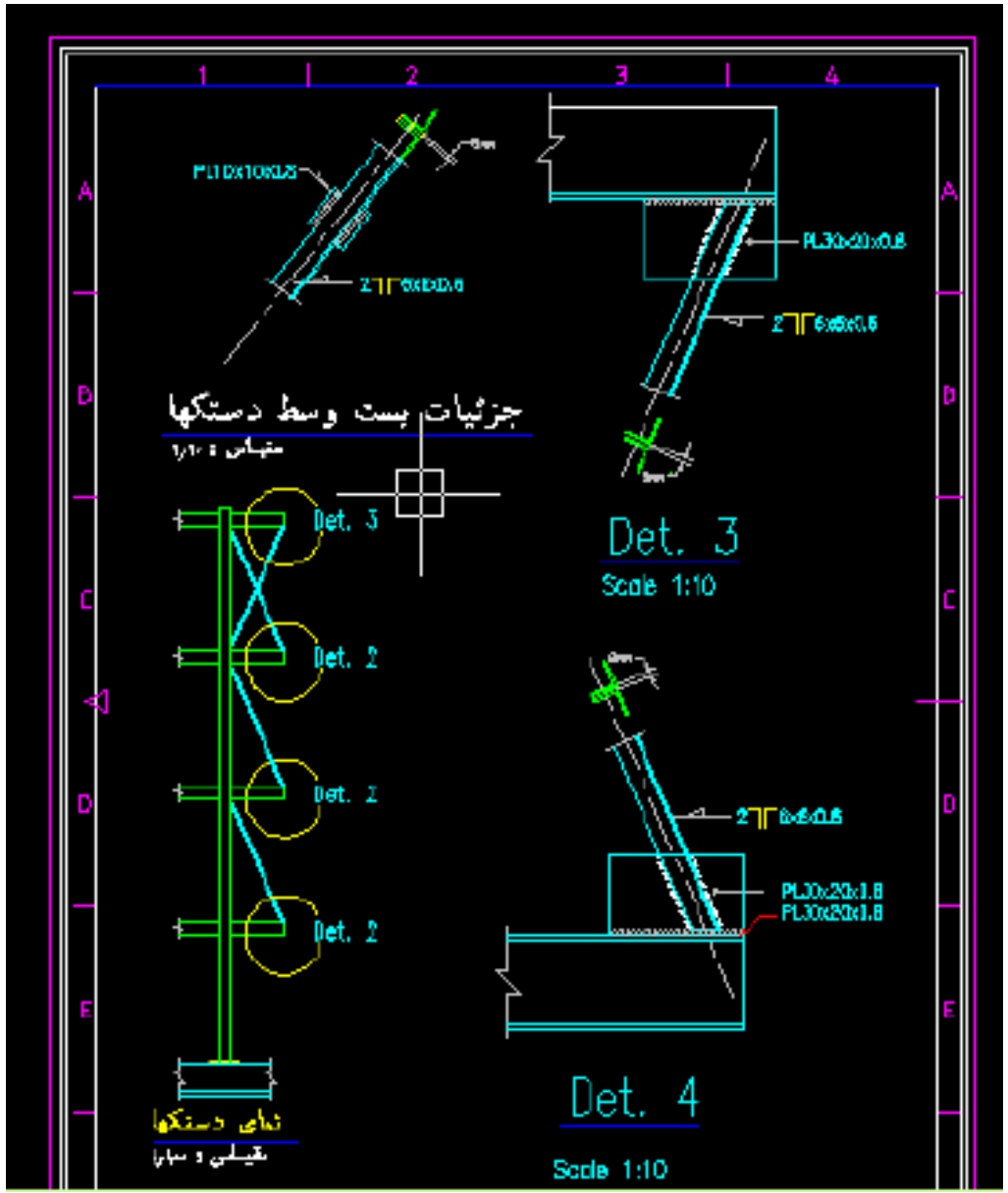

A
B
C
D
6
5
4
3
2
1
3.51
3.66
4.36
4.45
1.22
1.65
3.13
1.75
IPE140
IPE160
2IPE140
2IPE160
SH/2
SH/1
SH/4
Det.5
به قسمت جزئیات دستگاها مراجعه شود
کلیه رامپها ریاگردهای راه پله توسط تسمه طریدی تقویت شوند
پلان تیربزی طبقات


T8@20CmGrid Top/Bot.
200
100
150
جزئيـــات تيرمركـــب طبقـــات
Sc=1:10
L6x6x0.6
C/C20Cm
150
Det. 5
Scale 1:10


A
B
C
D
1
2
3
4
5
6
Det. 2
Scale 1:10
Det. 2
Scale 1:10


C
D
2
2
B
C
D
E
+0.00
Shear Wall SHW1
C
D
D
A
A
5
5
3
3
3
Shear Wall SHW2
Shear Wall SHW3


Section 1–1 SHW3
Section 2–2 SHW1
Section 1–1 SHW1
Section 1–1 SHW2


1
2
3
4
A
B
C
D
E
جزئیات بست وسط دستکها
Det. 3
Scale 1:10
Det. 2
Det. 2
Det. 2
نمای دستکها
Det. 4
Scale 1:10

# همسازی لرزه ای ساختمان اسکلت بتنی

نمای ورودی همکف و بخش پارکینگ ساختمان

نمای همکف مجاور آسانسورجانبی

پله طبقات جنب آسانسور همکف

سونداژ اتصال تیر به ستون در محور A5 همکف

ردیابی چهار آرماتور طولی نمره ۲۲ برای ستون در سونداژ محور A5 همکف

عدم رعایت خم ۱۳۵ درجه خاموت تیر در سونداژ محور A5 همکف

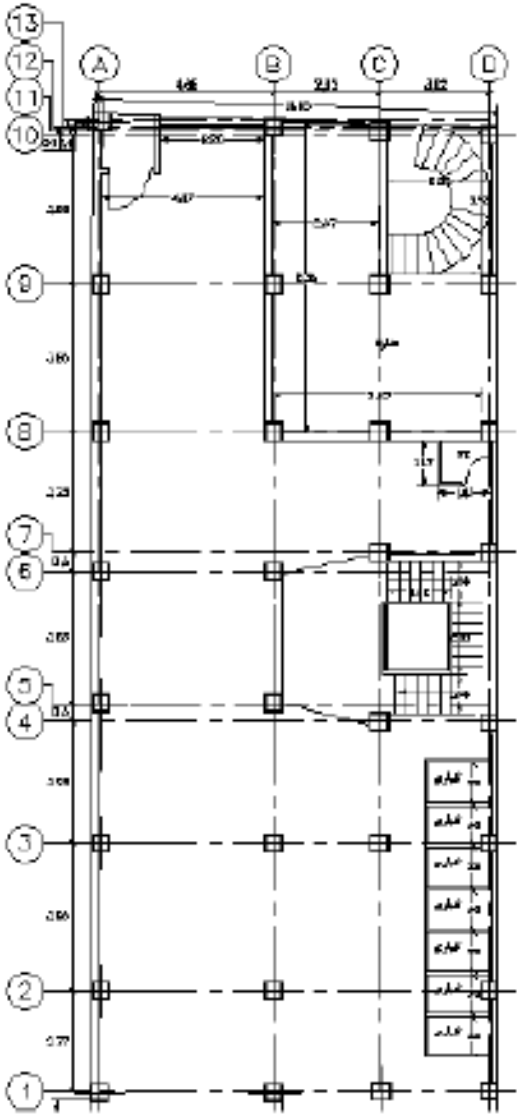
سونداژ و مغزه گیری از بتن پی در محور D10

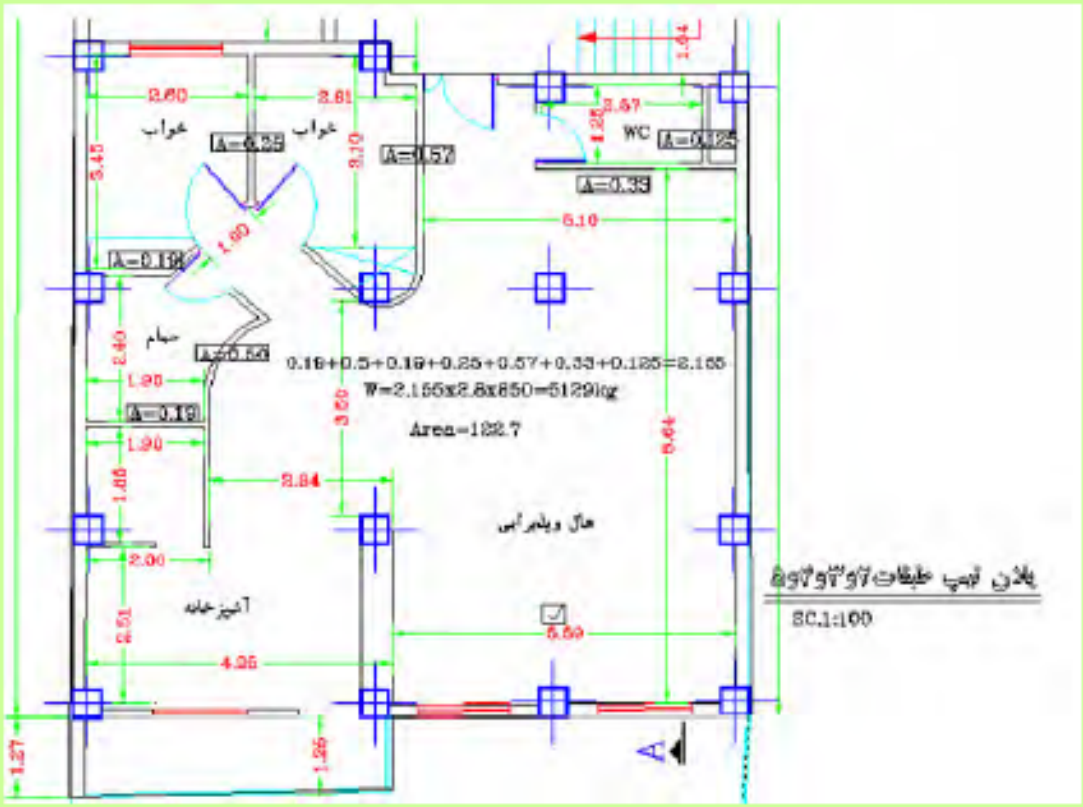
مغزه گیری بتن از تیر اصلی طبقه اول (داخل مغازه)

نمای نزدیک از مغزه گیری بتن از تیر اصلی طبقه اول (داخل مغازه)

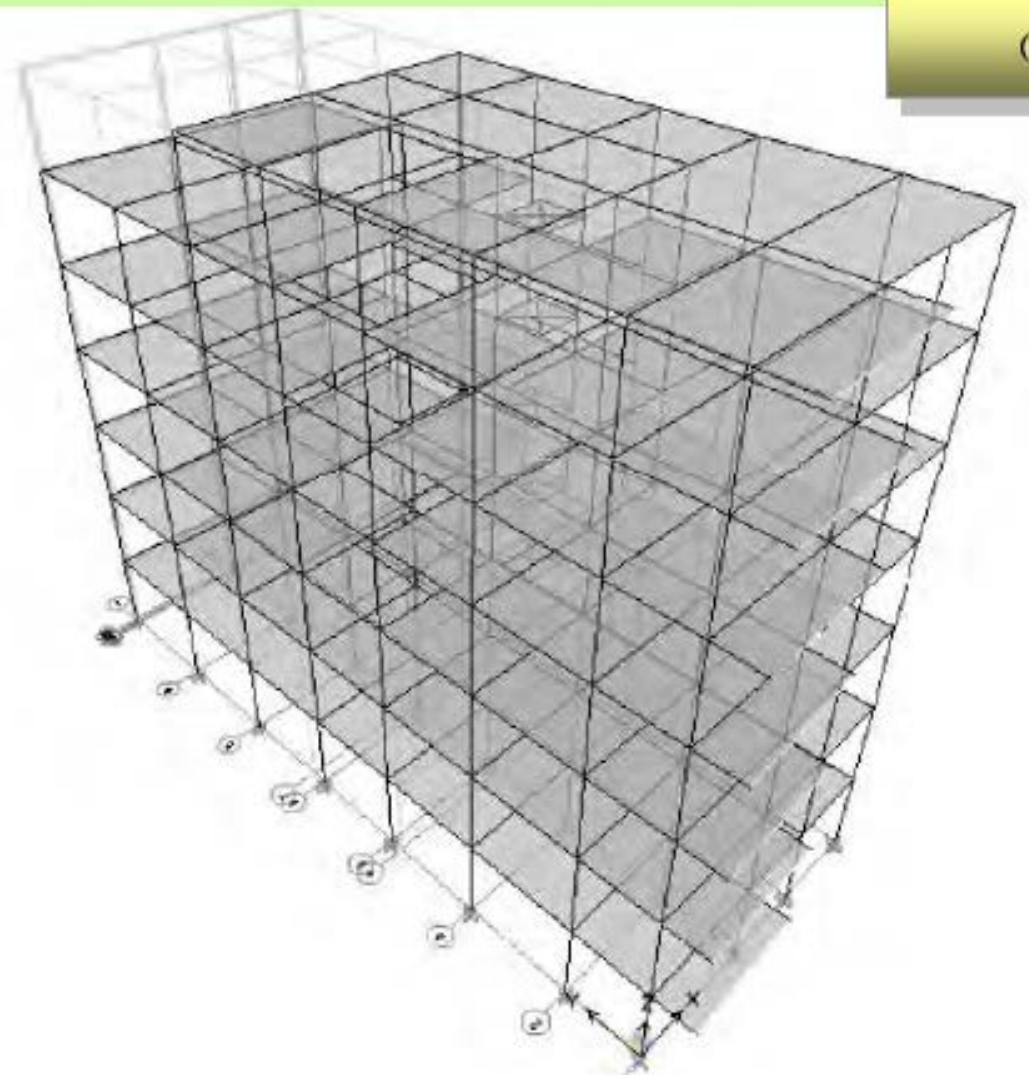
3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3

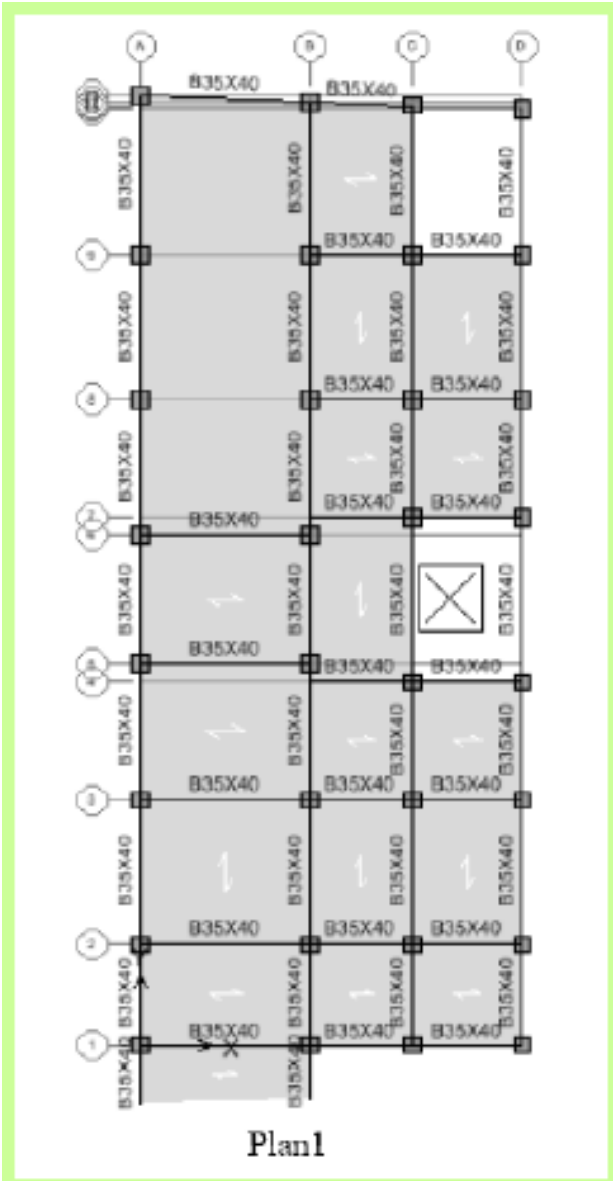
-نقشه های زمان ساخت؛ مدارک فنی موجود ؛
سال ساخت ....





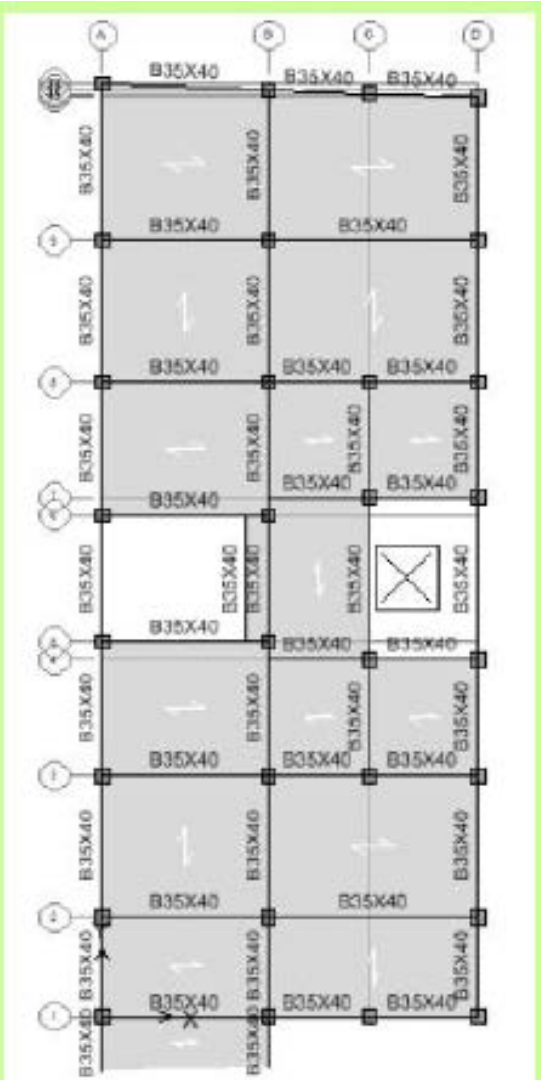
-مدل سازی وضعیت موجود (خطی ؛ غیرخطی ؛ ... )






Plan1

Plan2

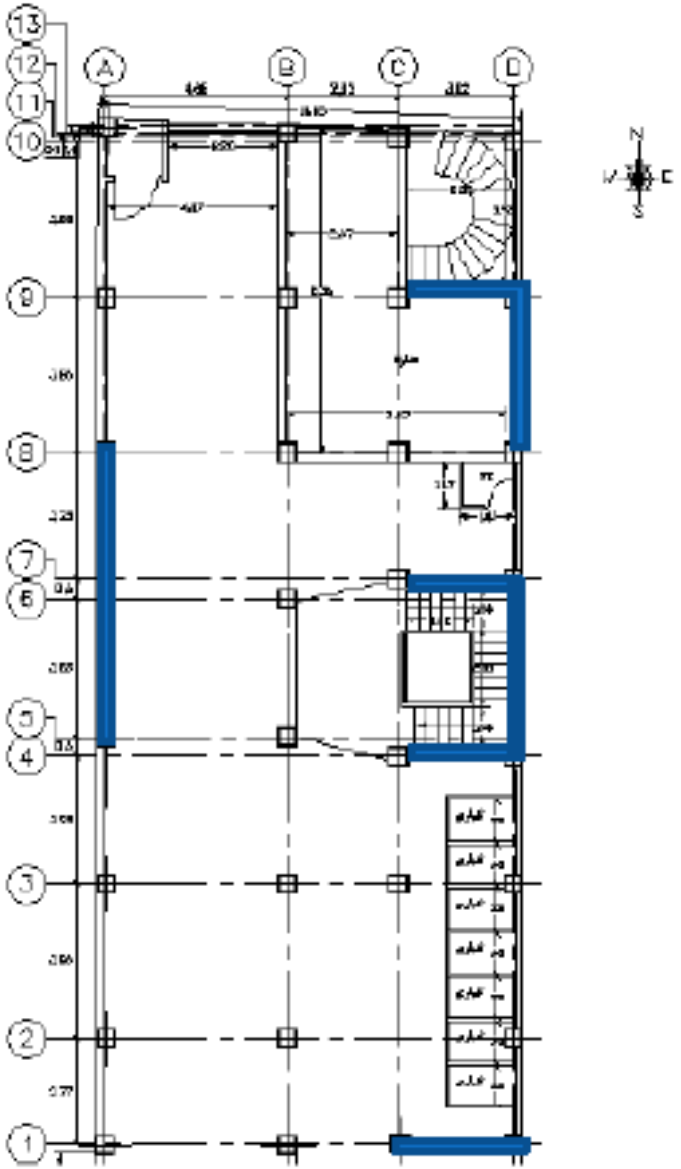



Plan3-6

Plan7

اکثر ستونها غیر قابل قبول می باشند

در نتیجه سازه موجود دارای ظرفیت باربری برای نیروهای اعمالی و خصوصا در برابر زلزله را ندارد. طرح پیشنهادی افزودن دیوارهای برشی جدید به ضخامت 20cm در چهار ناحیه در پلان ساختمان است. در این حالت بار جانبی عمدتا توسط دیوارهای برشی جدید و بار ثقلی توسط اسکلت تقویت شده موجود حمل می شود. دیوار برشی SH1 در یک طبقه ، دیوار برشی SH2 در دو طبقه ، دیوار برشی SH3 و SH4 در پنج طبقه اجراء و به اسکلت موجود ساختمان متصل می شود. در عین حال ستونهای مربوطه نیز متناسبا به لحاظ ابعاد و آرماتورها تقویت می شود. برای انتقال مطلوب بار دیوارهای برشی به ریز شمع های افزوده شده به پی گسترده موجود نیز در نواحی معینی با احداث پی گسترده جدید بروی آن اقدام می شود.

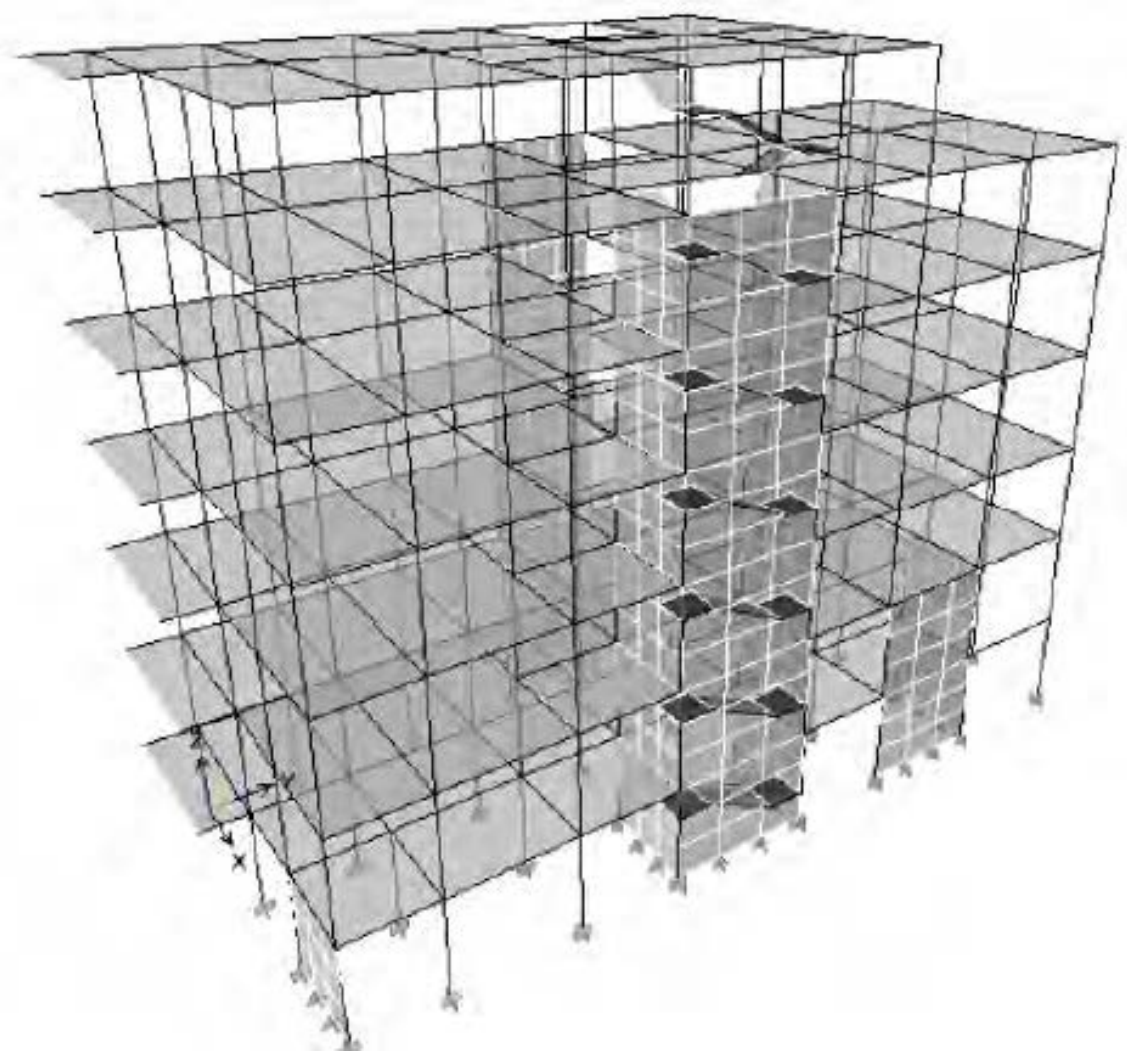


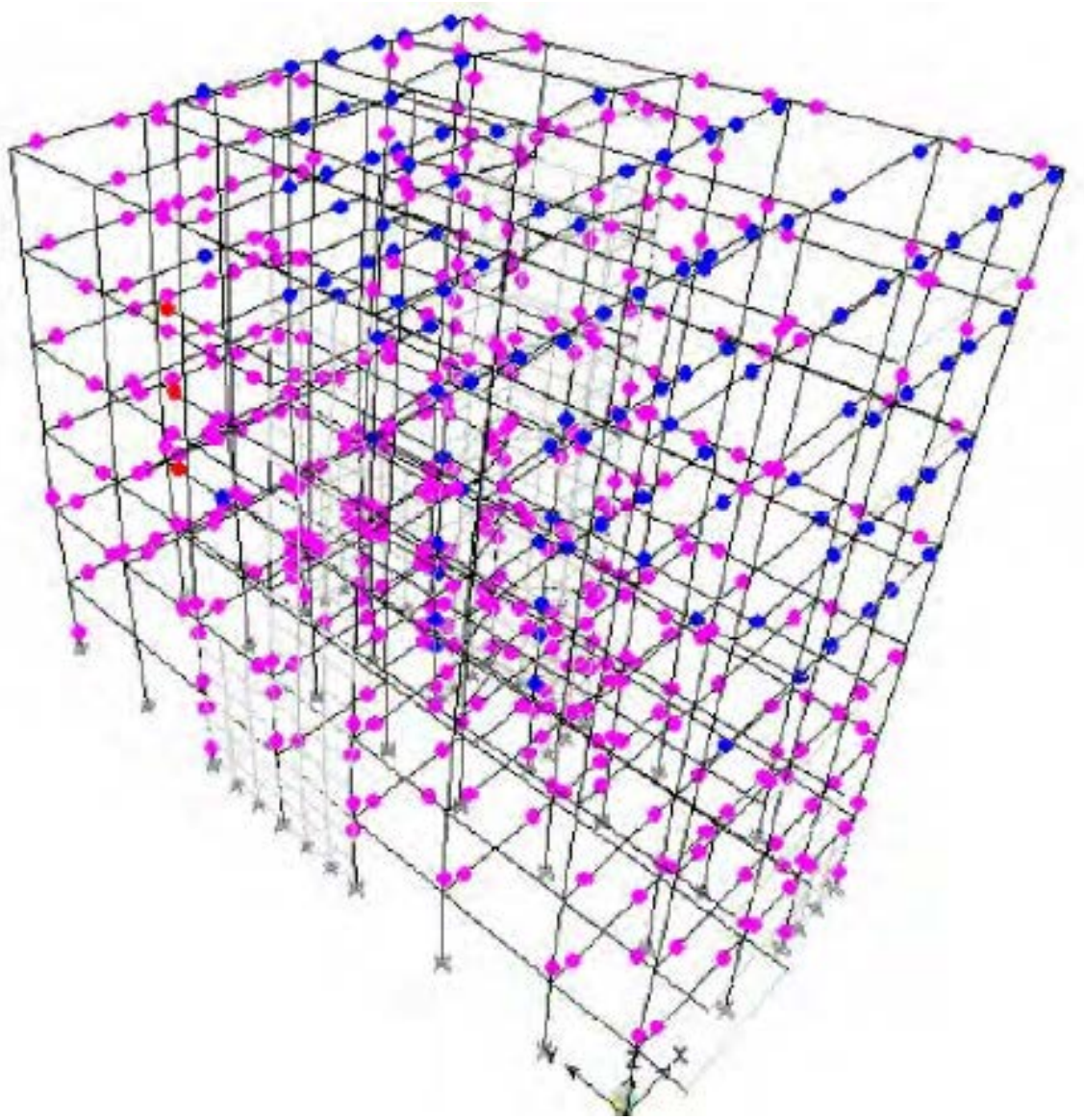
ارائه طرح بهسازی

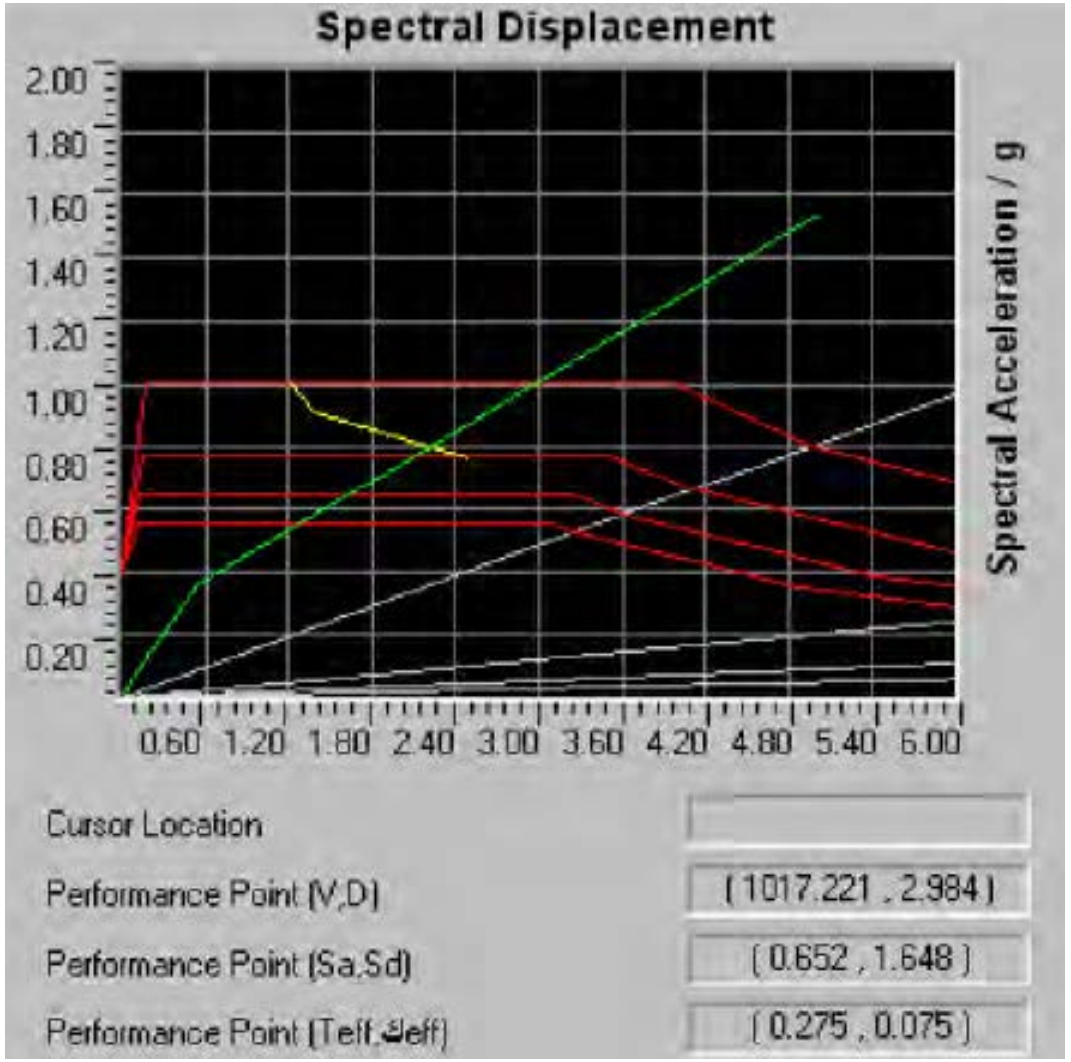
افزودن دیوارهای برشی بهمراه تقویت ستونها

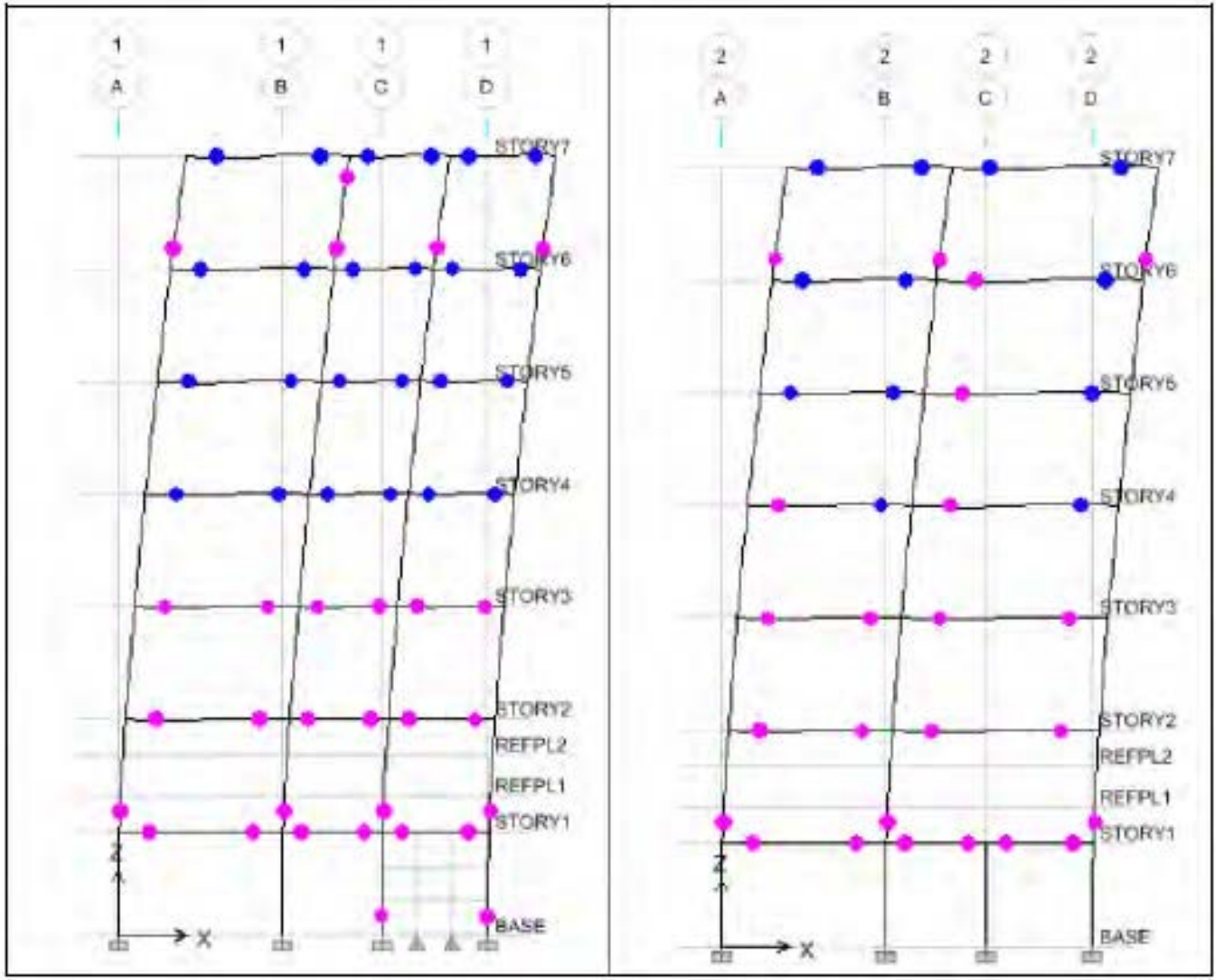
افزودن فنداسیون تقویتی جدید

اجرای ریز شمع برای انتقال نیروهای دیوارهای برشی

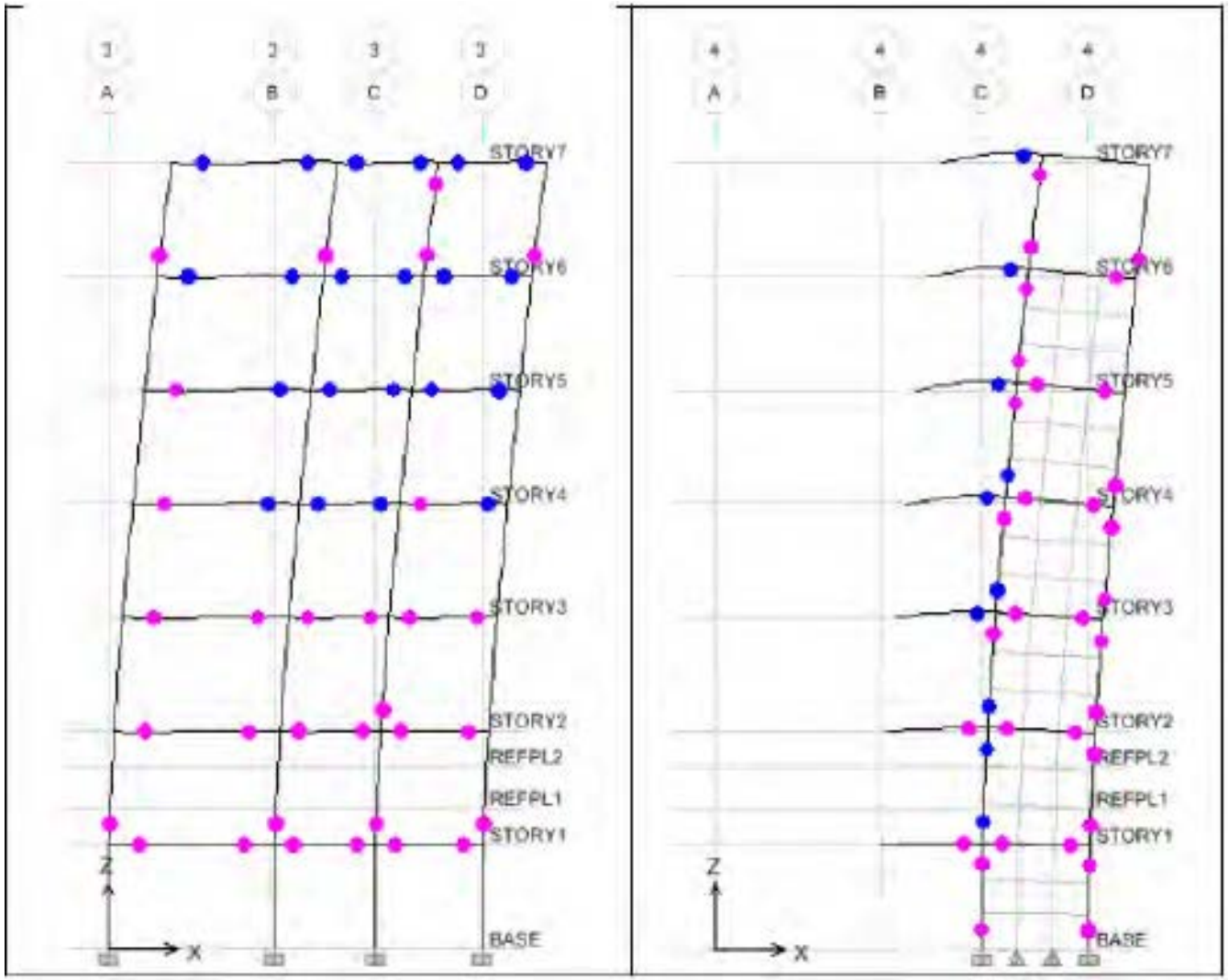




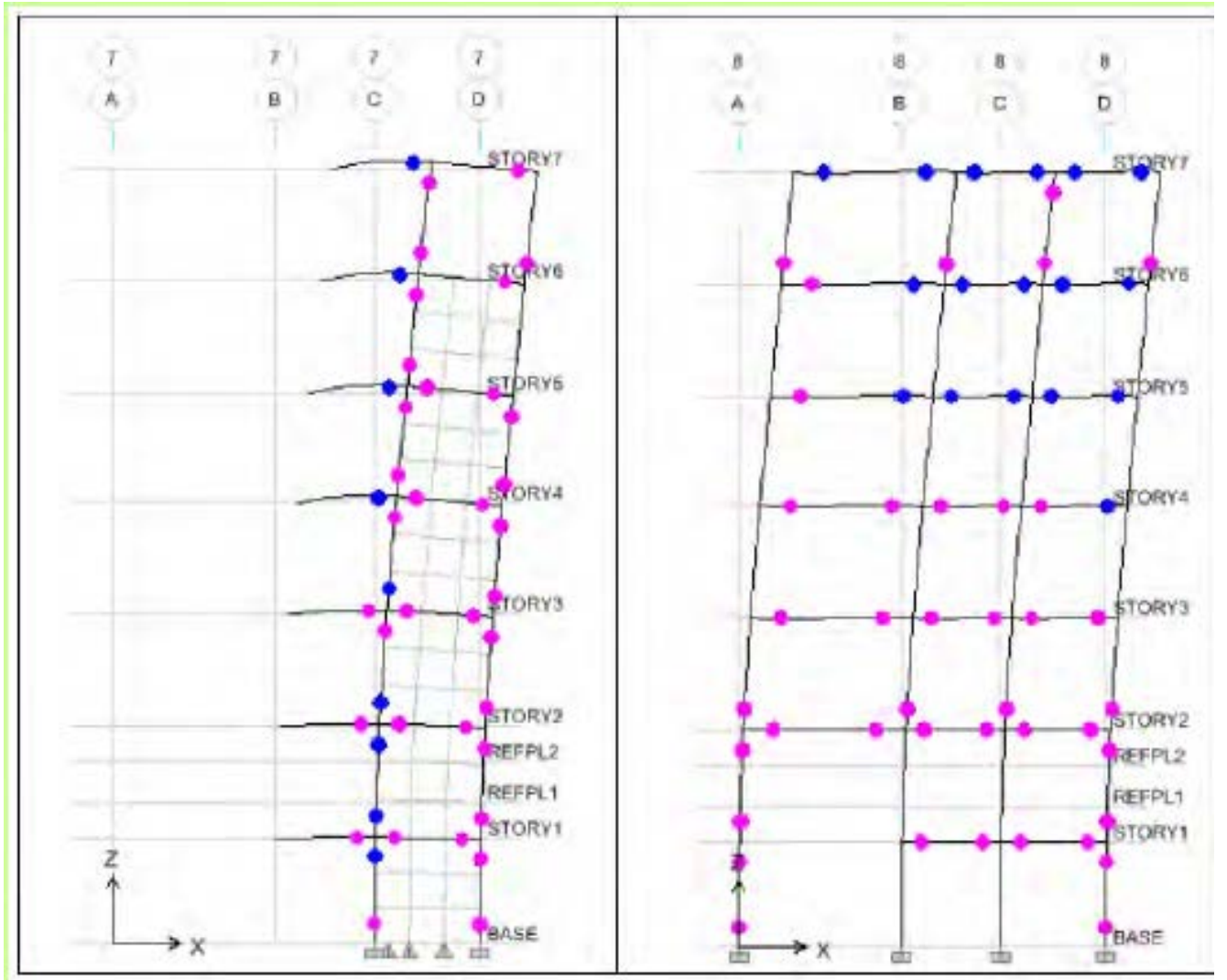

Spectral Displacement
2.00
1.80
1.60
1.40
1.20
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20
0.60 1.20 1.80 2.40 3.00 3.60 4.20 4.80 5.40 6.00
Spectral Acceleration / g
Cursor Location
Performance Point (V,D)
( 1017.221 , 2.984 )
Performance Point (Sa,Sd)
( 0.652 , 1.648 )
Performance Point (Teff,βeff)
( 0.275 , 0.075 )



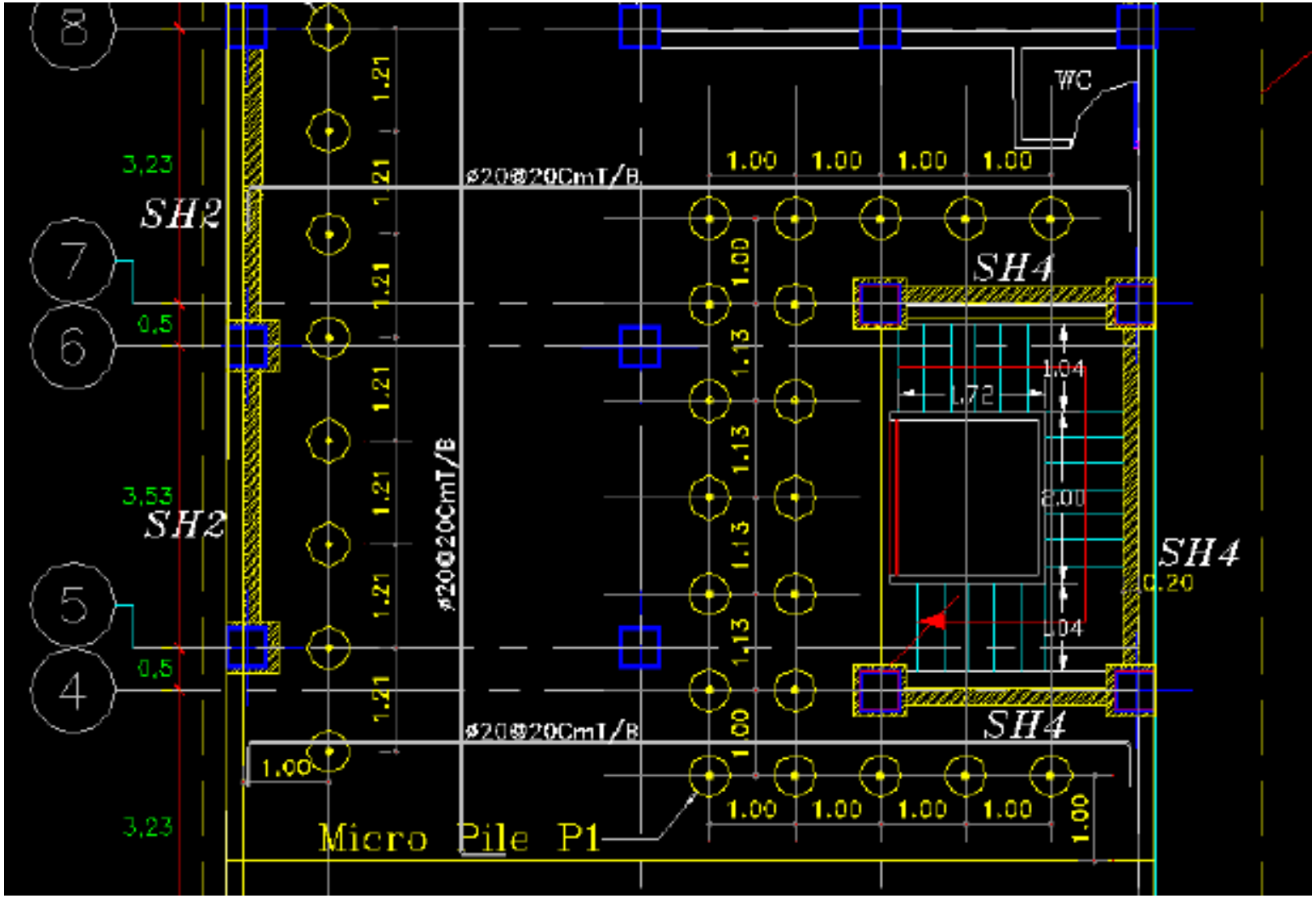

قاب ۱و ۲- در تغییرمکان بیشتر از تغییرمکان هدف کلیه مفاصل پلاستیک در حالت عملکرد IO و پایین تر هستند.

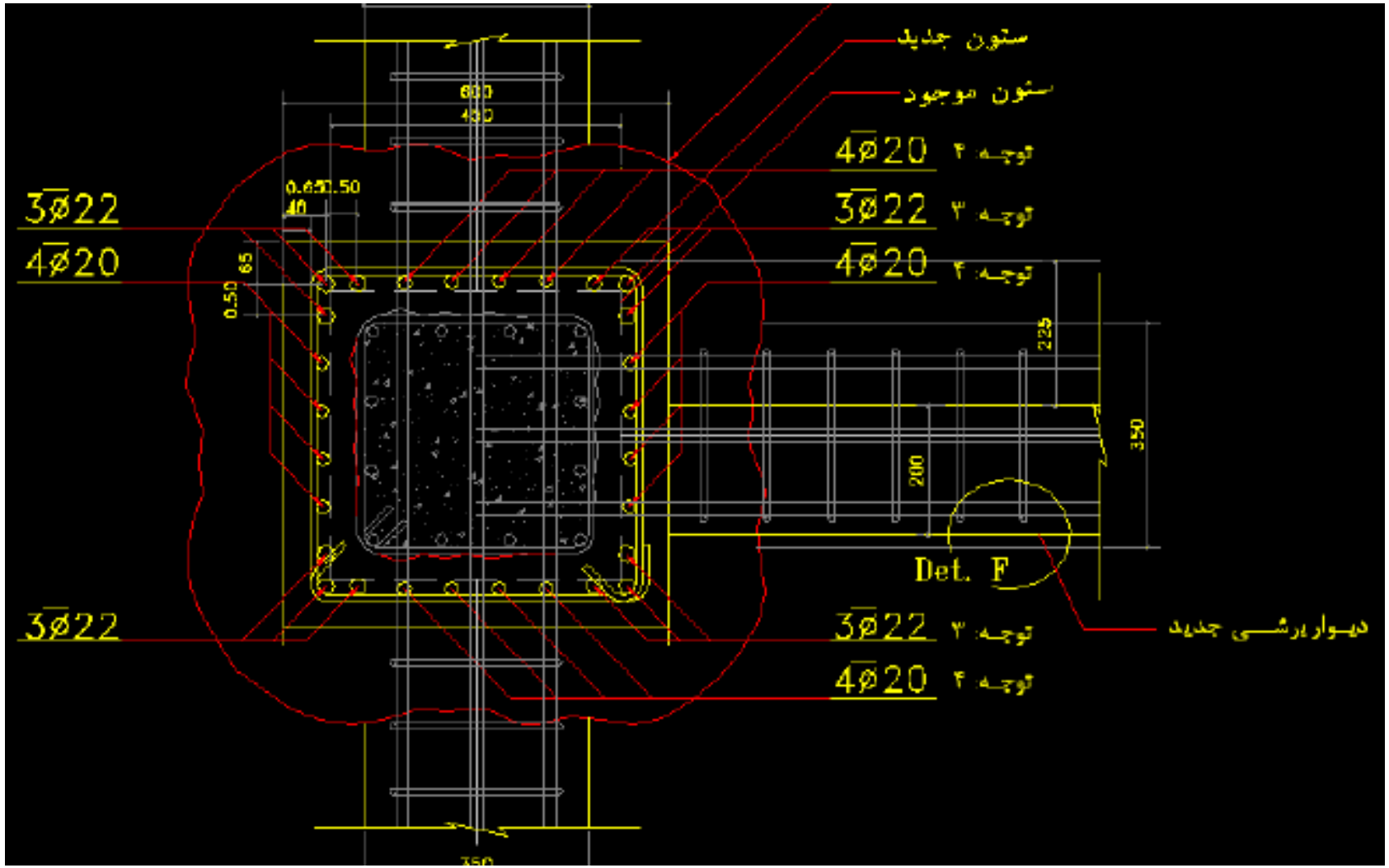


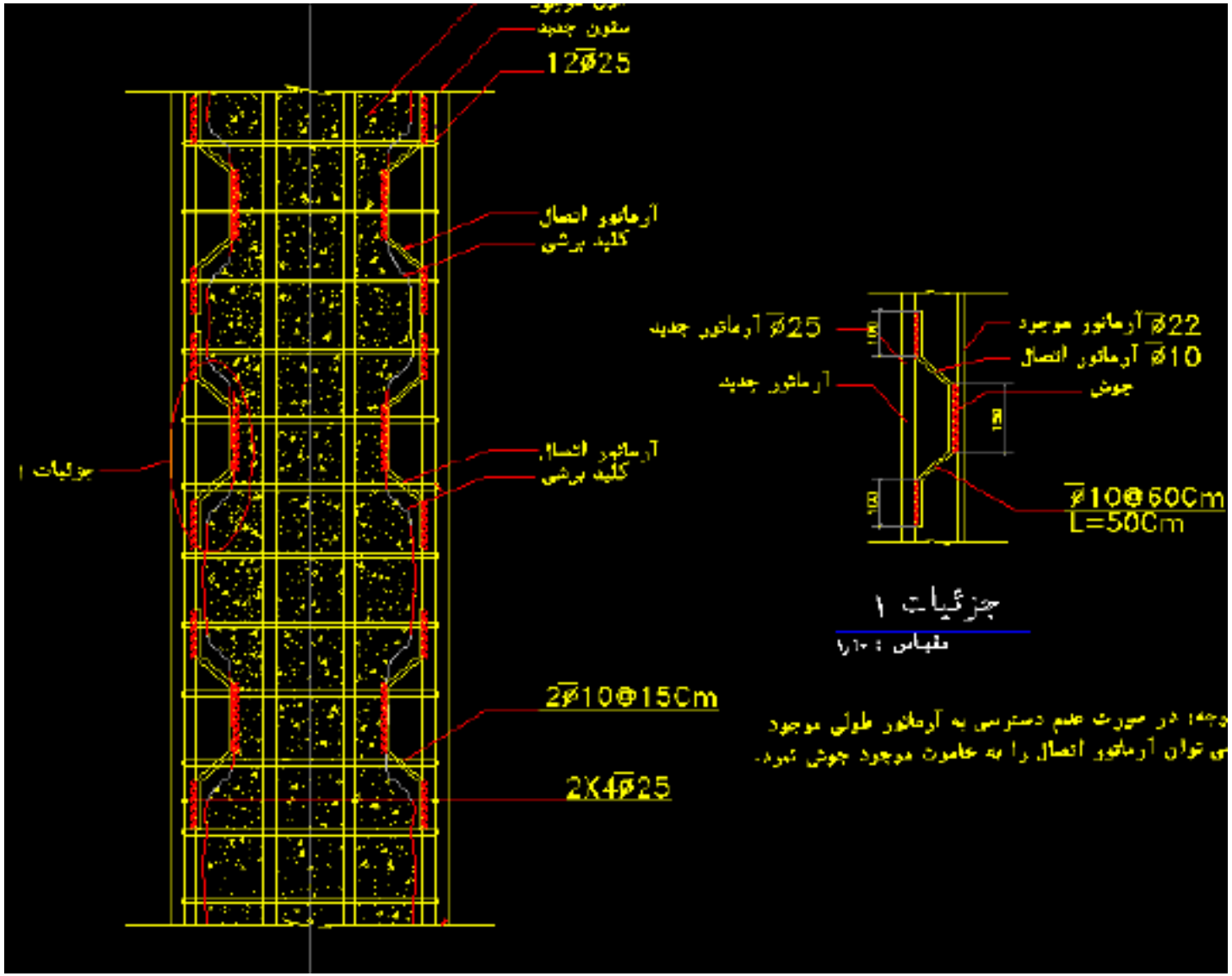

قاب ۳و ۴- در تغییرمکان بیشتر از تغییرمکان هدف کلیه مفاصل پلاستیک در حالت عملکرد IO و پایین تر هستند.




قاب ۷و ۸- در تغییرمکان بیشتر از تغییرمکان هدف کلیه مفاصل پلاستیک در حالت عملکرد IO و پایین تر هستند.


8
7
6
5
4
3,23
SH2
0,5
3,53
SH2
0,5
3,23
1.21
1.21
1.21
1.21
1.21
1.21
ø20@20CmT/B
ø20@20CmT/B
ø20@20CmT/B
1.00
1.00 1.00 1.00 1.00
1.00
1.13
1.13
1.13
1.13
1.00
1.00 1.00 1.00 1.00
1.00
WC
SH4
1.04
1.72
2.00
.04
SH4
0.20
SH4
Micro Pile P1


ستون جدید
ستون موجود
4ø20 توجه ۴
3ø22 توجه ۳
4ø20 توجه ۴
3ø22
4ø20
3ø22
3ø22 توجه ۳
4ø20 توجه ۴
دیوار برشی جدید
Det. F
600
400
0.65
1.50
40
65
0.50
225
350
200
350


ستون جدید
12Ø25
آرماتور اتصال
کلید برشی
جزئیات ۱
آرماتور اتصال
کلید برشی
2Ø10@15Cm
2X4Ø25
Ø25 آرماتور جدید
آرماتور جدید
Ø22 آرماتور موجود
Ø10 آرماتور اتصال
جوش
Ø10@60Cm
L=50Cm
جزئیات ۱
مقیاس : ۱/۱۰
در صورت عدم دسترسی به آرماتور طولی موجود
ی توان آرماتور اتصال را به خاموت موجود جوش نمود.

# میانقابها

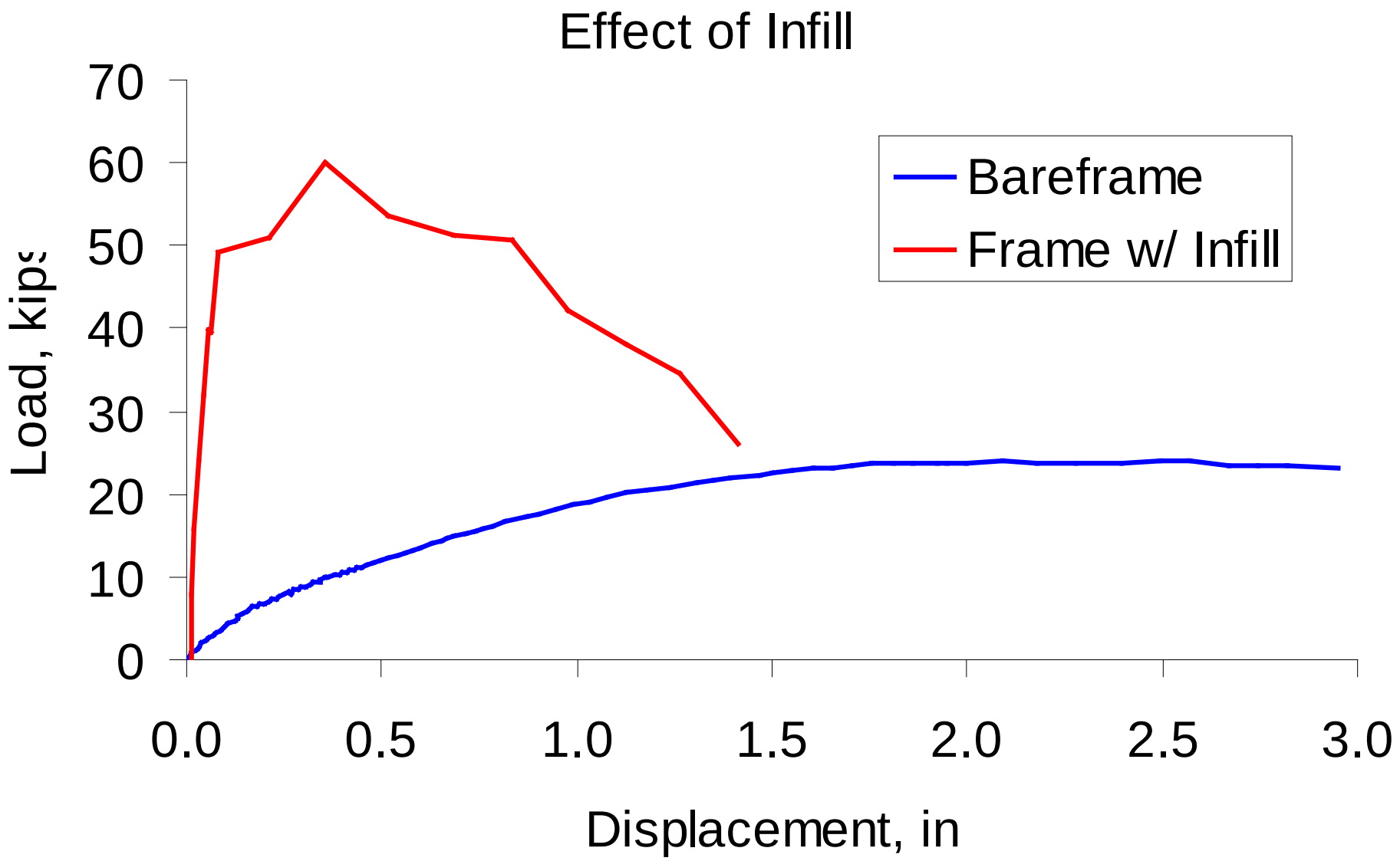
# میانقابهای مصالح بنایی

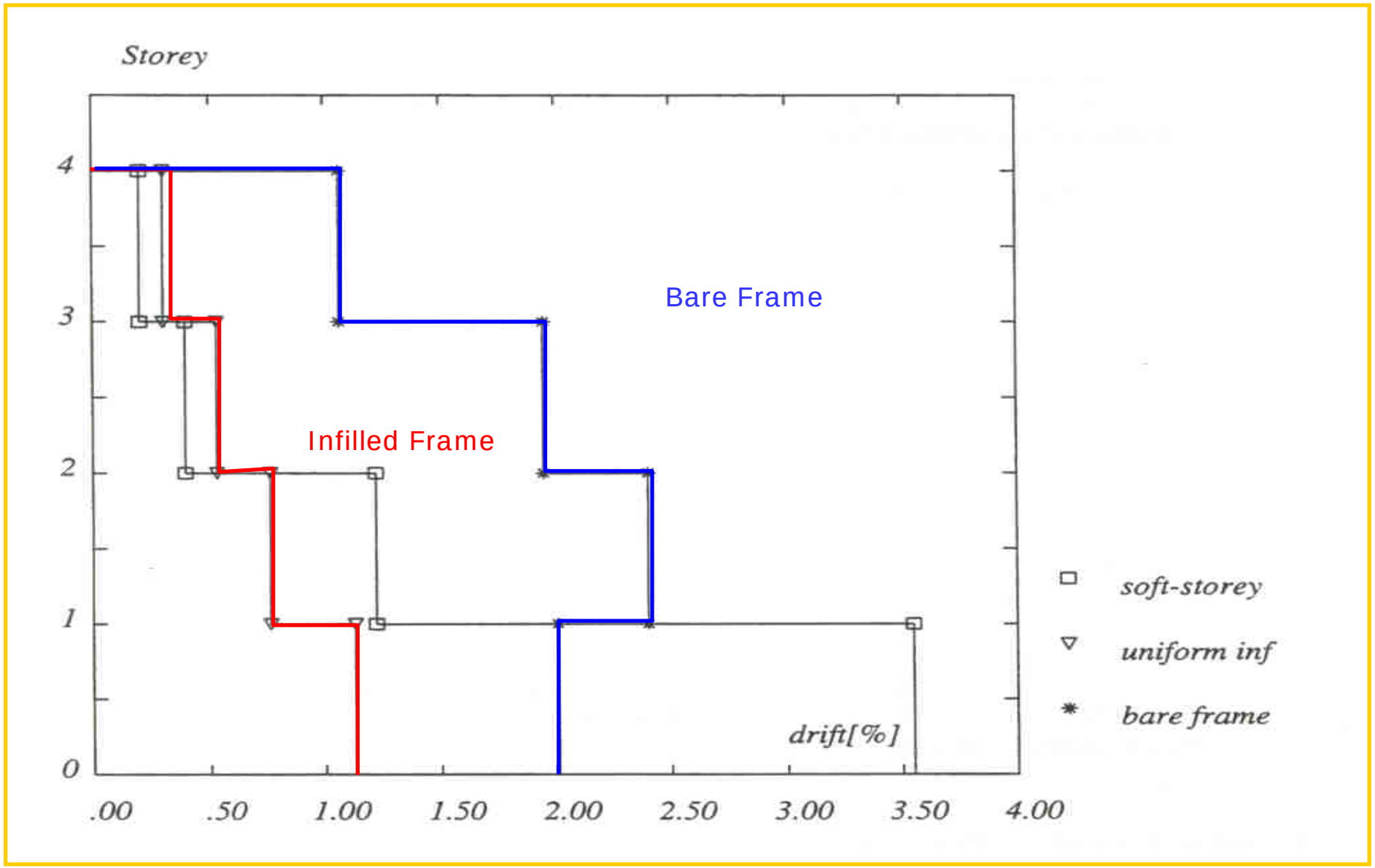
میان قاب عبارتست از دیواری که بطور جزیی یا کامل دهانه‌ای از یک قاب فولادی یا بتنی را پوشانده و توسط تیرها و ستونها احاطه شده است.

مصالحی که برای میانقابها بکار می‌رود معمولاً آجر رسی فشاری، بلوکهای سیمانی یا آجرهای سفالی توخالی می‌باشد.

اگر دیوارهای میانقاب کاملا با تیرها و ستونهای اطراف خود درگیر بوده و بیش از حد ضعیف نباشند، در حین زلزله همراه با قابهای ساختمان در تحمل نیروهای لرزه ای مشارکت خواهند نمود. در این حال این دیوارها مانند مهاربندی در قاب عمل می کنند. در این صورت سختی و مقاومت اولیه ساختمان زیاد است.

اما در عین حال میانقابها حلقه ضعیف زنجیره اعضای باربر جانبی ساختمان نیز هستند و معمولا اولین اعضایی اند که در زلزله خراب می شوند. بعد از آن قاب باید بتواند به تنهایی نیروهای زلزله را تحمل نماید.


Effect of Infill
Load, kips
70
60
50
40
30
20
10
0
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
Displacement, in
Bareframe
Frame w/ Infill


Storey
4
3
2
1
0
.00
.50
1.00
1.50
2.00
2.50
3.00
3.50
4.00
drift[%]
Bare Frame
Infilled Frame
soft-storey
uniform inf
bare frame

نکات زیر شاخصه های رفتار لرزه ای میانقابها هستند:

(۱) خرابی میانقاب باعث کاهش ناگهانی سختی و مقاومت جانبی ساختمان می شود.

(۲) خرابی میانقاب می تواند باعث بسته شدن راه فرار از ساختمان شده و با سقوط از ارتفاع روی پیاده روهای اطراف، مخاطراتی را نیز برای عابرین ایجاد نماید.

(۳) میانقابهای دارای بازشو می توانند از طول موثر ستونهای مجاور خود کاسته و به ویژه در ساختمانهای بتنی باعث شکست برشی ستون در اثر بروز پدیده ستون کوتاه شوند.

اصل کلی در بهسازی لرزه‌ای میانقابها تعیین تکلیف آنهاست:

میانقابها یا باید بطورکامل به قاب محیطی خود «چسبیده» باشند، یا باید بطورکامل از قاب محیطی خود جدا باشند.

در حالت اول باید میانقاب را برای نیروهای منتقله از قاب در صفحه خود مقاوم سازی نمود. گاهی این کار غیرعملی بوده و ترجیح می دهیم میانقاب را از قاب جدا کرده و سیستم کمکی دیگری برای قاب ایجاد کنیم.

در حالت دوم میانقاب از قاب محیطی خود کاملاً جداسازی می شود. در این حال باید از عناصر لبه‌ای مانند نبشی یا ورق فولادی در چهار طرف میانقاب برای مهار کردن آن درمقابل حرکت خارج از صفحه استفاده کرد.

رفتار میانقابها و سختی و مقاومت آنها در امتداد صفحه خود کاملاً متفاوت با حرکت عمود بر صفحه دیوار است. به همین دلیل ضوابط مربوطه در متن دستورالعمل بطور جداگانه داده شده‌اند که باید مستقلاً مورداستفاده قرار گیرند.

# ارزيابي ميانقابهاي مصالح بنايي

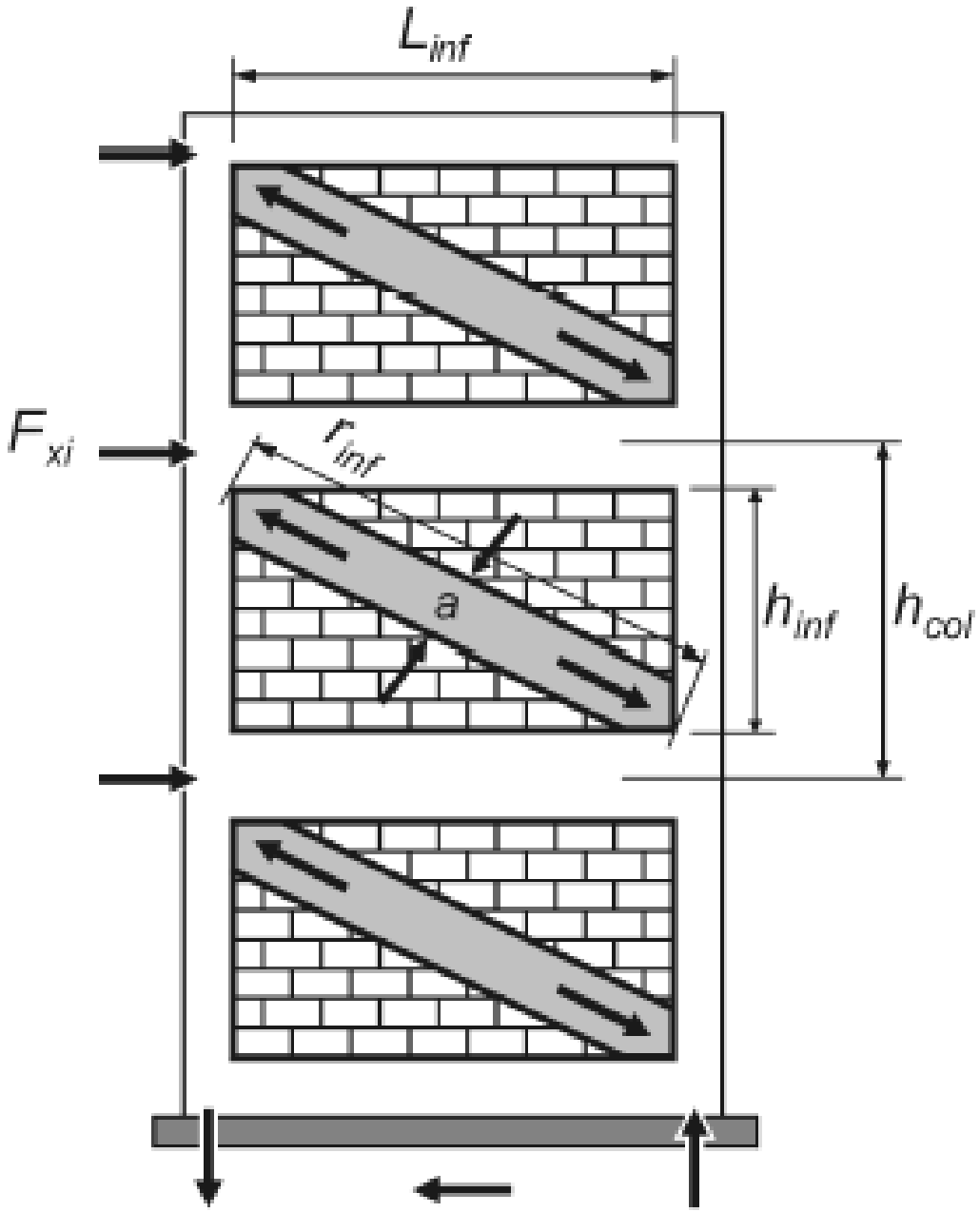
# در امتداد صفحه خود

محاسبه سختی و مقاومت میانقابهای مصالح بنایی در امتداد صفحه خود را می‌توان با استفاده از روش اجزاء محدود غیرخطی و با المان‌بندی دیوار به انجام رساند. به جای این کار، از روابط ساده شده متن دستورالعمل نیز می‌توان استفاده کرد.

## سختی میانقاب در امتداد صفحه خود:

تحت بارهای جانبی قاب تمایل به جدا شدن از میانقاب در پای ستون رو به زلزله و در بالای ستون پشت به زلزله دارد. این رفتار منجر به ایجاد تنش فشاری تماسی بین اعضای قاب و میانقاب در امتداد دو گوشه دیگر آن می‌گردد.

با شناخت این رفتار، مشارکت میانقاب در تأمین سختی جانبی مجموعه با فرض یک دستک فشاری معادل که گوشه بالایی ستون رو به زلزله را به گوشه پائینی آن پشت به زلزله متصل می‌نماید درنظر گرفته می‌شود.


$L_{inf}$
$F_{xi}$
$r_{inf}$
a
$h_{inf}$
$h_{col}$

### ۸-۳-۳-۱- سختی

سختی ارتجاعی درون صفحه یک میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح قبل از ترک خوردگی را باید با بکارگیری یک دستک قطری فشاری معادل به عرض a طبق معادله (۸-۲) محاسبه نمود. ضخامت و ضریب ارتجاعی دستک فشاری معادل و میانقاب مربوطه یکسان می‌باشند. عرض a بر حسب میلیمتر عبارت است از:

(۸-۲)

$$a=0.175\left[\lambda_1 h_{col}\right]^{-0.4} r_{inf}$$

که در آن:

$$\lambda_1=\left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}\right]^{0.25}$$

$h_{col}$: ارتفاع مرکز تا مرکز تیر؛ mm

$h_{inf}$: ارتفاع میانقاب؛ mm

$E_{fe}$: ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب؛ $N/mm^2$

$E_{me}$: ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میانقاب؛ $N/mm^2$

$I_{col}$: لنگر اینرسی ستون؛ $mm^4$

$r_{inf}$: طول قطری میانقاب؛ mm

$t_{inf}$: ضخامت میانقاب و دستک فشاری معادل؛ mm

$\theta$ : زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد؛ Radians

### ۲-۷-۴-۲-۱-۲- تعیین مدول الاستیسیته دیوار/ پایه بنایی در فشار

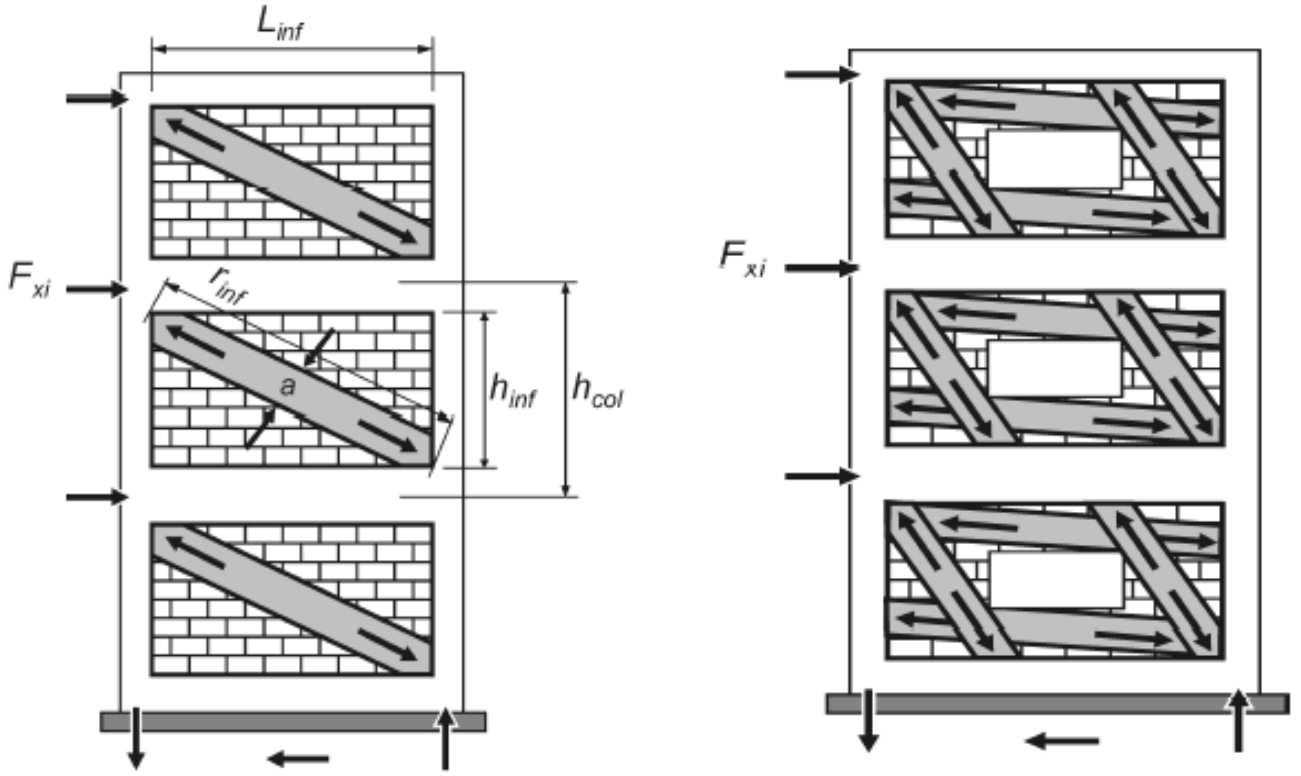
دو روش برای تعیین مدول الاستیسیته دیوار/ پایه بنایی در فشار، وجود دارد که در این بند تشریح شده است.

۱- روش اول: منشورهایی از دیوار موجود جدا و به آزمایشگاه منتقل می گردد و آزمایش‌هایی مشابه آزمایش مقاومت فشاری بر روی آنها انجام می‌شود؛ با این تفاوت که در آزمایشگاه، دستگاه اندازه‌گیری (Gage) برای ثبت تغییرشکل‌ها بر روی نمونه نصب می‌شود تا بتوان کرنش‌های قائم بین دو نقطه را ثبت و مدول الاستیسیته را محاسبه کرد.

۲- روش دوم: به صورت درجا و با قراردادن یک جفت جک مسطح در دیوار/ پایه بنایی موجود انجام می‌شود. این آزمایش براساس استانداردهای معتبر نظیر ASTM C1197-92 انجام می‌گردد.

برای تحلیل کل سیستم سازه، دستکهای فشاری جایگزین میانقابها شده و در امتداد قطر هر پانل از قاب قرار داده می شوند.

درنتیجه سیستم به قاب مهاربندی شده قطری همگرا (CBF) تبدیل می‌شود.



## مقاومت میانقاب در امتداد صفحه خود:

رفتار میانقاب در اثر نیروی برشی درون صفحه آن، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل درنظر گرفته می‌شود.

مقاومت برشی موردانتظار میانقاب در جهت درون صفحه، $V_{ine}$، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} \ f_{vie}$$

$A_{ni}$ : سطح مقطع افقی خالص ملات بین دو رج مجاور در پانل،

$f_{vie}$ : مقاومت برشی موردانتظار مصالح میانقاب، ،

$v_a$ : تنش برشی مجاز مصالح میانقاب.

### ۸-۳-۳-۳-۱- مقاومت لازم برای ستون‌های مجاور میانقاب

مقاومت‌های خمشی و برشی مورد انتظار ستون‌های مجاور یک میانقاب باید بزرگتر از یکی از نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

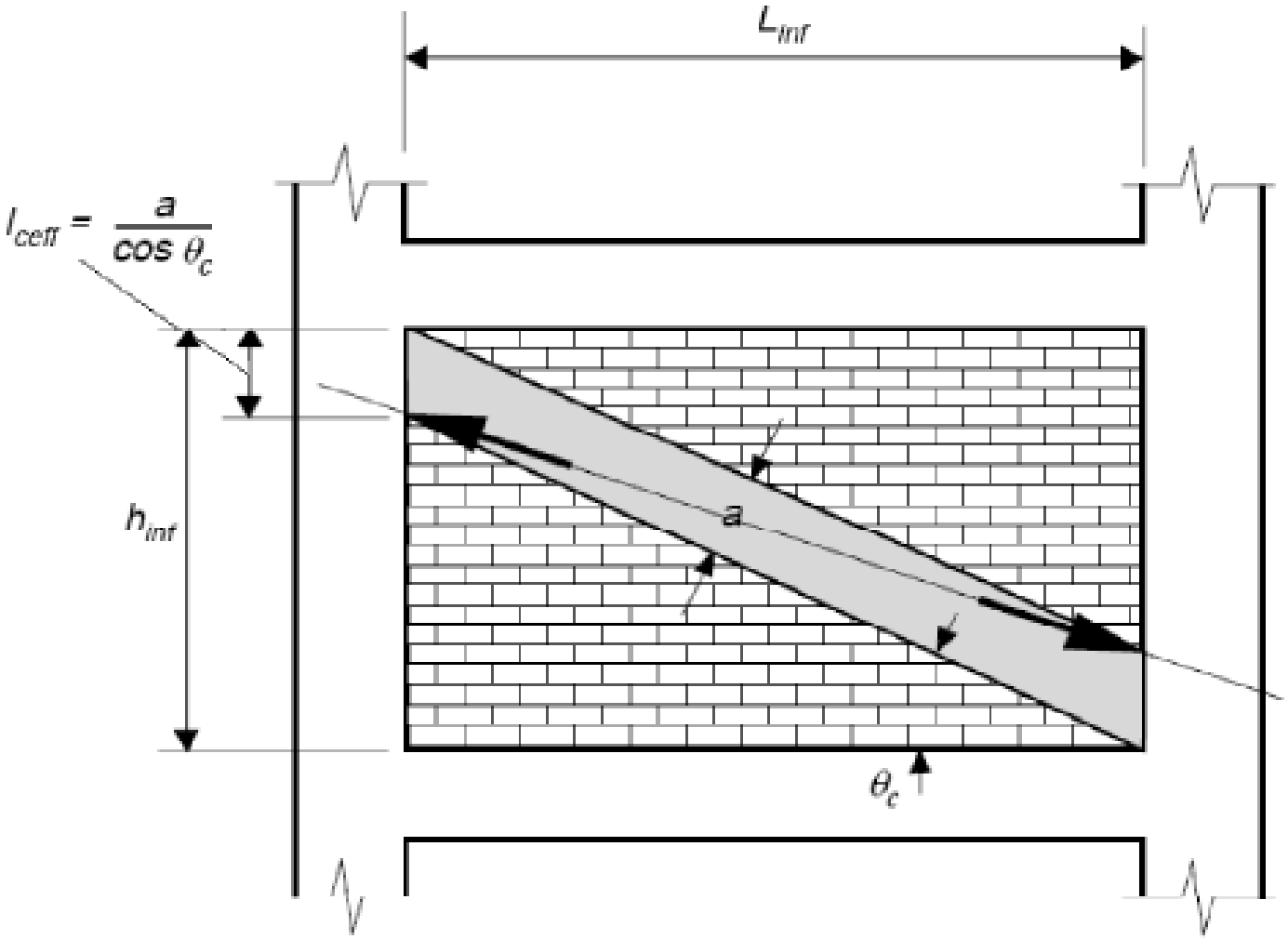
۱- اعمال مولفه افقی نیروی مورد انتظار دستک معادل میانقاب در فاصله $l_{ceff}$ از بالا یا پایین میانقاب مطابق شکل (۸-۶) که در آن $l_{ceff}$ از معادله (۸-۴) به‌دست می‌آید:

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos\theta_c} \qquad (۸-۴)$$

و $\tan\theta_c$ از معادله (۸-۵) قابل محاسبه است:

$$\tan\theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos\theta_c}}{L_{inf}} \qquad (۸-۵)$$

$L_{inf}$ طول افقی پانل می‌باشد.




شکل(۸-۶): شبیه‌سازی نیروی وارد از میانقاب بر ستون

۲- نیروی برشی ناشی از ایجاد مقاومت خمشی مورد انتظار در بالا و پایین ستون کوتاهی به ارتفاع $l_{ceff}$.

در مورد ستونی که در جهت جانبی توسط یک میانقاب جزئی در بخشی از ارتفاع خود محصورشده باشد، $l_{ceff}$ باید مساوی با ارتفاع بازشوی دیوار (ارتفاع آزاد ستون) درنظرگرفته شود.

ضوابط این بند در صورتی‌که مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی، $V_{me}$، اندازه‌گیری شده طبق ضوابط بند(۲-۷-۴-۲-۱-۴) از ۰/۱ مگا پاسکال کم‌تر باشد کاربرد ندارد.

### ۸-۳-۳-۲- مقاومت لازم برای تیرهای مجاور میانقاب

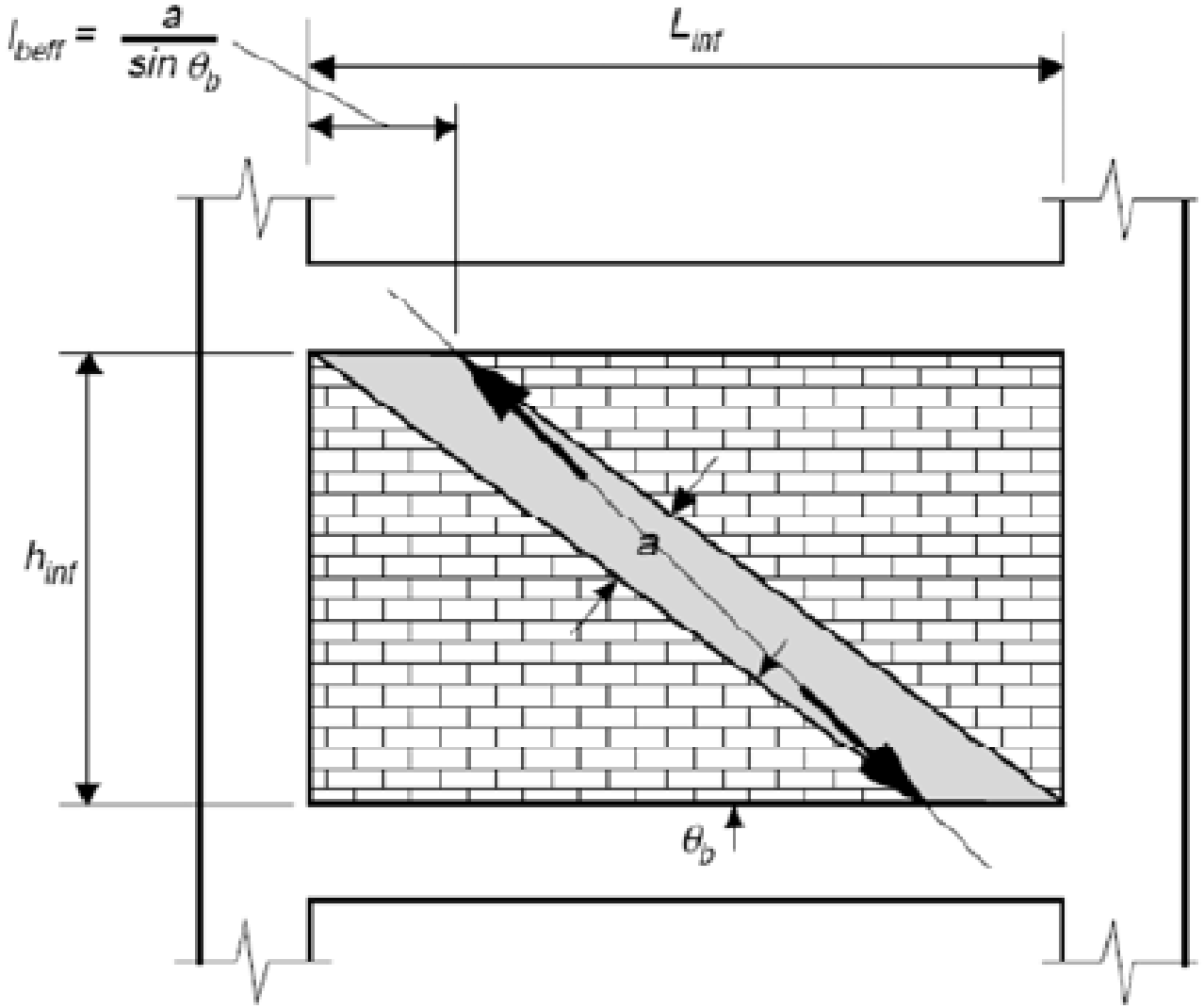
مقاومت خمشی و برشی مورد انتظار تیرهای مجاور یک میانقاب باید بزرگتر از یکی از نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

۱- اعمال مؤلفه قائم نیروی مورد انتظار دستک فشاری معادل میانقاب در فاصله $l_{beff}$ در بالا یا پایین میانقاب، که در آن $l_{beff}$ توسط معادله (۸-۶) محاسبه می‌شود:

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin\theta_b} \qquad (۸-۶)$$

و $\tan\theta_b$ از معادله‌ی (۸-۷) به‌دست می‌آید:

$$\tan\theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - \frac{a}{\sin\theta_b}} \qquad (۸-۷)$$




شکل(۸-۷): شبیه‌سازی نیروی وارد از میانقاب بر تیر

۲- نیروی برشی حاصل از ایجاد مقاومت خمشی مورد انتظار در دو انتهای تیر کوتاهی به طول $l_{beff}$ .

ضوابط این بند در صورتی‌که مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب مصالح بنایی، $V_{me}$ ، اندازه‌گیری‌شده طبق ضوابط بند (۲-۷-۴-۲-۱-۴) از ۳۵/ ۰مگاپاسکال کم‌تر باشد کاربرد ندارد.

## ۳) کنترل میانقاب وقتی سازه به صورت خطی تحلیل شده است:

رفتار میانقاب کنترل شونده توسط تغییرشکل فرض می‌شود. پس در ارزیابی خطی آن ضرایبی لازم خواهد بود که در جدول ۸-۱ دستورالعمل  داده شده است. ارزیابی میانقاب بنایی در صفحه خود فقط در برش و در برابر مؤلفه افقی نیروی فشاری دستک معادل آن انجام می‌شود:

$$\frac{Q_{UD}}{m\kappa Q_{CE}} \le 1$$

$Q_{UD}$: مؤلفه افقی نیروی فشاری دستک (=نیروی برشی میانقاب)

$Q_{CE}$ مقاومت برشی میانقاب:

جدول (۷-۲): ضرایب m برای پانل میان‌قاب مصالح بنایی در روش استاتیکی خطی

| ضریب m | | | $\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$ | $\beta = \frac{V_{fe}}{V_{ine}}$ |
|---|---|---|---|---|
| CP | LS | IO | | |
| — | ۴/۰ | ۱/۰ | ۰/۵ | $\beta < 0.7$ |
| — | ۳/۵ | ۱/۰ | ۱/۰ | |
| — | ۳/۰ | ۱/۰ | ۲/۰ | |
| — | ۶/۰ | ۱/۵ | ۰/۵ | $0.7 \leq \beta < 1.3$ |
| — | ۵/۲ | ۱/۲ | ۱/۰ | |
| — | ۴/۵ | ۱/۰ | ۲/۰ | |
| — | ۸/۰ | ۱/۵ | ۰/۵ | $\beta \geq 1.3$ |
| — | ۷/۰ | ۱/۲ | ۱/۰ | |
| — | ۶/۰ | ۱/۰ | ۲/۰ | |

توجه: از درون‌یابی خطی برای مقادیر بین مقادیر جدول استفاده شود.

نکات مهم جدول ۸-۱:

۱- در این جدول ضرایب میانقاب براي حالت آستانه فروریزش قاب داده نشده زیرا فرض می شود قبل از آن میان قاب منهدم شده است.

وقتی سازه به مرز انتهایي سطح عملکرد قابلیت استفاده بي‌وقفه مي رسد ترک‌خوردگي ظاهري قابل ملاحظه‌اي در میانقاب روي داده است. در مرز انتهایي سطح عملکرد ایمني جاني سازه، ترک‌خوردگي زیادي در میانقاب رخ داده و احتمال اینکه کل یا بخشي از میانقاب از درون قاب بیرون بیفتد زیاد است. در این حال میانقاب به حداکثر مقاومت خود رسیده است.

۲- در جدول ۷-۲ مقادیر برحسب ضریب $\beta$ داده شده که نسبت مقاومت برشی قاب تنها به میانقاب را نشان می‌دهد. وقتی مقاومت برشی قاب تنها از 1.3 برابر مقاومت برشی موردانتظار میانقاب بیشتر باشد، از دست رفتن میانقاب تأثیر چندانی در مقاومت جانبی کل سیستم نخواهد داشت. در این حالت خرابی بیشتری را در میانقاب می‌توان پذیرفت.

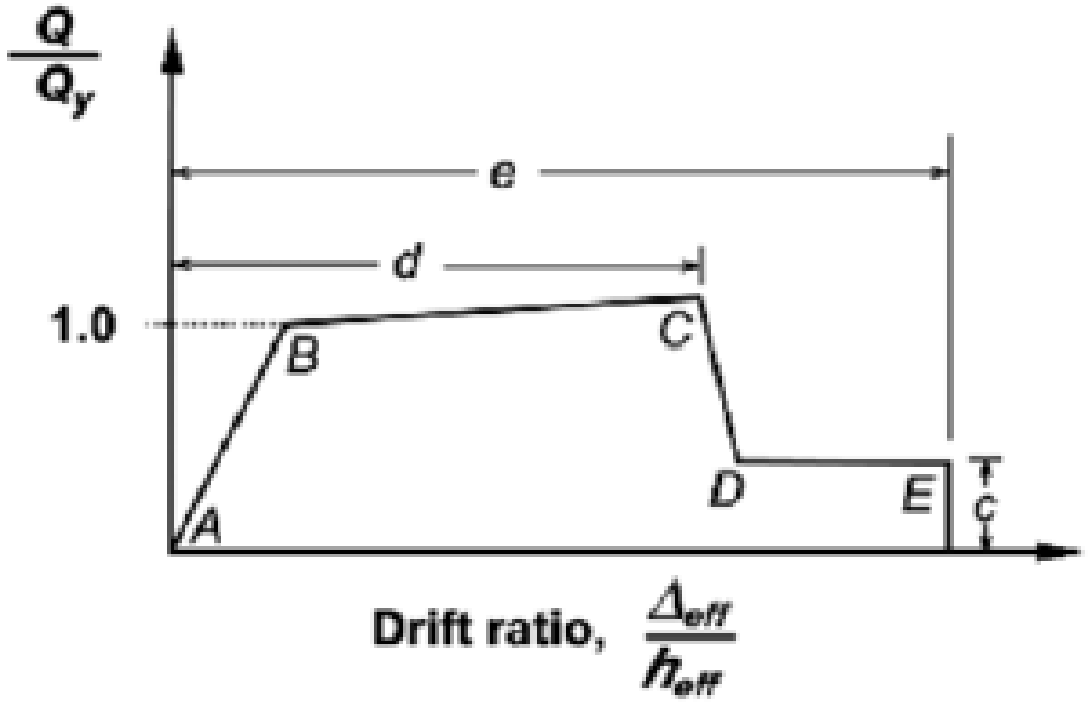
اگر نسبت فوق از 0.7 کمتر باشد، وجود میانقاب در مقاومت جانبی کل سیستم تأثیر عمده‌ای دارد و سطح خسارات در آن باید محدود باشد. پس در این حالت از ضرایب کوچکتری استفاده می‌شود.

۳- در جدول مزبور ضرايب بزرگتري براي پانلهاي لاغرتر (با نسبت طول به ارتفاع کمتر) داده شده چون پانل‌هاي لاغرتر انعطاف‌پذيرتر بوده و راحت‌تر بر تغييرشکلهاي قاب منطبق شده و در رفتار جانبی آن تاثير چندانی ندارند. پس خسارات بيشتری را در آنها می توان پذيرفت.

## ۴) کنترل میانقاب وقتی سازه به صورت غیرخطی تحلیل شده است:

در این حالت برای مدل سازی و ارزیابی میانقاب منحنی نیرو-تغییرمکان غیرخطی آن لازم است که در شکل بعد داده شده است. میانقاب مصالح بنایی بعد از رسیدن به مقاومت نهایی خود ناگهان گسیخته می شود.

از جدول 8-2 دستورالعمل برای ارزیابی غیرخطی میانقابها استفاده می شود. مقادیر داده شده در ستون معیار پذیرش، حداکثر نسبت تغییرمکان نسبی جانبی غیرخطی قابل‌قبول برای میانقاب می‌باشد.




شکل ۸-۸- رابطه عمومی نیرو- تغییر مکان عضو یا جزء مصالح بنایی

جدول (۷-۳): روابط ساده‌شده‌ی نیرو- تغییرمکان برای پانل‌های میان‌قاب مصالح بنایی در روش استاتیکی غیرخطی

| معیار پذیرش | | e% | d% | c | $\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$ | $\beta = \frac{V_{fe}}{V_{ine}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CP% | LS% | | | | | |
| — | ۰/۴ | — | ۰/۵ | — | ۰/۵ | $\beta < 0.7$ |
| — | ۰/۳ | — | ۰/۴ | — | ۱/۰ | |
| — | ۰/۲ | — | ۰/۳ | — | ۲/۰ | |
| — | ۰/۸ | — | ۱/۰ | — | ۰/۵ | $0.7 \leq \beta < 1.3$ |
| — | ۰/۶ | — | ۰/۸ | — | ۱/۰ | |
| — | ۰/۴ | — | ۰/۶ | — | ۲/۰ | |
| — | ۱/۱ | — | ۱/۵ | — | ۰/۵ | $\beta \geq 1.3$ |
| — | ۰/۹ | — | ۱/۲ | — | ۱/۰ | |
| — | ۰/۷ | — | ۰/۹ | — | ۲/۰ | |

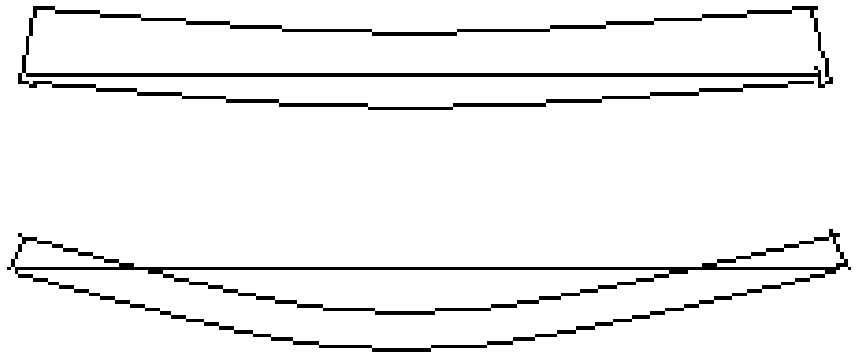
توجه: از درون‌یابی خطی برای مقادیر بین مقادیر جدول استفاده شود.

# ارزيابي ميانقابهاي مصالح بنايي

# در جهت عمود بر صفحه

يک ميانقاب مصالح بنايي در اثر نيروهاي جانبي عمود بر صفحه خود در زلزله تحت اثر خمش قرار مي گيرد که به نوبه خود تنش‌هاي فشاري در مقاطع ديوار ايجاد مي نمايد.

توانايي پانل ميانقاب به توسعه نيروهاي فشاري داخلي وقتي در جهت عمود بر صفحه خود تحت بارگذاري قرار مي گيرد را کنش قوسي ديوار مي گويند.



کنش قوسی را فقط هنگامی می‌توان منظور کرد که کلیه شرایط زیر برقرار باشد:

۱- پانل در تماس کامل با اجزای قاب محیطی خود باشد؛

۲- حاصل‌ضرب مدول ارتجاعی، $E_{fe}$، و لنگر اینرسی، $I_f$، انعطاف‌پذیرترین جزء قاب از مقدار $1\times10^{13} N.mm^2$ بیشتر باشد؛

۳- اجزای قاب دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای برون صفحه حاصل از کنش قوسی میانقاب باشند؛

۴- نسبت $h_{inf}/t_{inf}$ کوچک‌تر یا مساوی ۲۵ باشد.

در مواردی که کنش قوسی میانقاب درنظرگرفته می‌شود، نسبت تغییرمکان وسط ارتفاع آن در امتداد عمود برصفحه، $\Delta_{inf}$، به ارتفاع پانل، $h_{inf}$، باید طبق معادله (۸-۸) محاسبه شود.

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}} = \frac{0.002\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]}{1+\sqrt{1-0.002\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]^2}} \qquad (۸-۸)$$

برای میانقابی که ضوابط کنش قوسی را برآورده ننماید ، تغییر مکان میانقاب باید براساس بخش(۷-۶) تعیین گردد. سختی میانقاب‌های موجود و جدید باید یکسان فرض شود.

اگر در یک پانل میانقاب نسبت لاغری $h_{inf} / t_{inf}$ از مقادیر داده شده در جدول ۸-۳ دستورالعمل کمتر بوده و ضوابط مربوط به ایجاد کنش قوسی نیز برقرار باشد، لازم نیست این پانل در برابر نیروهای زلزله در جهت عمود بر صفحه ارزیابی شود.

جدول (۷-۴): نسبت‌های حداکثر $h_{inf}/t_{inf}$

| سطح عملکرد | پهنه‌ی لرزه‌ای با خطر نسبی کم | پهنه‌ی لرزه‌ای با خطر نسبی متوسط | پهنه‌های لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد |
|---|---|---|---|
| IO | ۱۴ | ۱۳ | ۸ |
| LS | ۱۵ | ۱۴ | ۹ |
| CP | ۱۶ | ۱۵ | ۱۰ |

## سختی پانل میانقاب در جهت عمود بر صفحه:

۱) اگر حداکثر لنگر خمشی موجود در مقاطع میانقاب از لنگر ترک خوردگی آن کمتر باشد، برای محاسبه تغییرمکان عمود بر صفحه میانقاب از ممان اینرسی سطح مقطع خالص ملات بین رج‌ها به علاوه سیمانکاری روی دیوار استفاده می شود.

۲) اگر حداکثر لنگر خمشی موجود در مقاطع میانقاب از لنگر ترک خوردگی آن بیشتر بوده و امکان ایجاد کنش قوسی در دیوار وجود نداشته باشد، دیوار گسیخته شده و سختی آن صفر است. اگر کنش قوسي موجود باشد حداکثر تغییرمکان قابل ایجاد در وسط دهانه میانقاب در جهت عمود بر صفحه آن از رابطه ۷-۱۳ دستورالعمل قابل محاسبه است:

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}} = \frac{0.002\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]}{1+\sqrt{1-0.002\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]^2}}$$

## مقاومت پانل میانقاب در جهت عمود بر صفحه:

۱) اگر کنش قوسی قابل ایجاد نباشد، کرانه پائین نیروی قابل تحمل میانقاب در جهت عمود بر صفحه، نیرویی است که حداکثر لنگر خمشی نظیر آن در مقطع دیوار برابر مقاومت خمشی دیوار باشد. مقاومت خمشی دیوار در این حالت با استفاده از کرانه پائین مقاومت کششی مصالح بنایی در خمش به دست می آید.

۲) اگر کنش قوسی موجود باشد، کرانه پائین نیروی قابل تحمل میانقاب در جهت عمود بر صفحه بیشتر بوده و از معادله ۷-۱۴ دستورالعمل به صورت زیر به دست می آید :

$$Q_{CL} = q_{in} = \frac{0.7 f'_m \lambda_2}{\left[\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right]} \times 144$$

جدول (۷-۵): مقادیر $\lambda_2$ برای استفاده در معادله (۷-۱۴)

| $\frac{h_{inf}}{t_{inf}}$ | ۵ | ۱۰ | ۱۵ | ۲۵ |
|---|---|---|---|---|
| $\lambda_2$ | ۰/۱۲۹ | ۰/۰۶۰ | ۰/۰۳۴ | ۰/۰۱۳ |

توجه: درون‌یابی خطی بین مقادیر جدول مجاز است.

## کنترل میانقاب در جهت عمود بر صفحه :

۱) کرانه پائین نیروی قابل تحمل میانقاب در جهت عمود بر صفحه نباید از نیروی داده شده در بند ۲-۷-۷-۲ دستورالعمل کمتر باشد:

$$F_p = \beta \times S_s W$$

جدول (۲-۵): ضریب β

| سطح عملکرد سازه | آستانه‌ی فروریزش | ایمنی جانی | قابلیت استفاده بی‌وقفه |
|---|---|---|---|
| β | ۰/۳ | ۰/۴ | ۰/۶ |

اگر از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شود، معیارهای عملکردی زیر باید براساس حداکثر تغییرمکان عمود بر صفحه میانقاب باشد؛

۱- برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه‌ی سازه، نسبت تغییرمکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۰٫۲ باشد؛

۲- برای سطح عملکرد ایمنی جانی سازه، نسبت تغییرمکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۰٫۳ باشد؛

۳- برای سطح عملکرد آستانه فروریزش سازه، نسبت تغییرمکان خارج از صفحه پانل به تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۰٫۵ باشد.

در صورتیکه نشان داده شود قاب پیرامونی پس از خرابی میانقاب پایدار باقی می‌ماند، محدودیت‌های عملکرد آستانه فروریزش سازه برای میانقاب موضوعیت ندارد.

تغییرشکل‌های قابل‌قبول میانقاب موجود و جدید باید یکسان فرض شود.

بهسازي لرزه اي اجزاي غيرسازه اي

# مقدمه

اهميت بهسازي لرزه اي اجزاي غيرسازه اي

ويژگيهاي اجزاي غيرسازه اي درساختمانهاي متداول در ايران

## اهمیت بهسازی لرز ای اجزای غیرسازه ای

- آسیب پذیری بالا

- آسیب رسانی (صدمات جانی - آتش سوزی)

- مختل کردن عملکرد ساختمانهای مهم

# ويژگيهاي اجزاي غيرسازه اي در ايران

وزن نسبتاً زياد (ديوارها)

عدم يكپارچگي (ديوارها و نماهاي آجري و سنگي)

شكنندگي (نماهاي آجري، سنگي و شيشه اي)

عدم اتصال مناسب به سازه اصلي

تنوع اجزاي مكانيكي و برقي و مخابراتي

اجرای ضعيف

# انواع اجزای غیر سازه ای

## اجزای معماری

سفت کاری دیوارهای خارجی

سفت کاری دیوارهای داخلی

نمای خارجی

نمای داخلی

جزییات تزیینی

سقفهای کاذب

جان پناه ها و سایبانها

دودکشهای ساختمانی

راه پله ها

## اجزای مکانیکی

تجهیزات گرمایش-سرمایش و تهویه مطبوع (HVAC)

مخازن مایعات و آبگرمکن ها

لوله ها

# انواع اجزای غیر سازه ای (ادامه)

**اجزای برقی و مخابراتی**

تجیزات برقی و مخابراتی

سیم کشی ها و کابل کشی ها

تجهیزات روشنایی

**تجهیزات داخلی**

قفسه ها

کفهای کاذب

آسانبرها

بالابرها و نقاله ها

# ویژگیهای اجزای غیرسازه ای و تاثیر آنها در رفتار لرزه ای ساختمانها

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

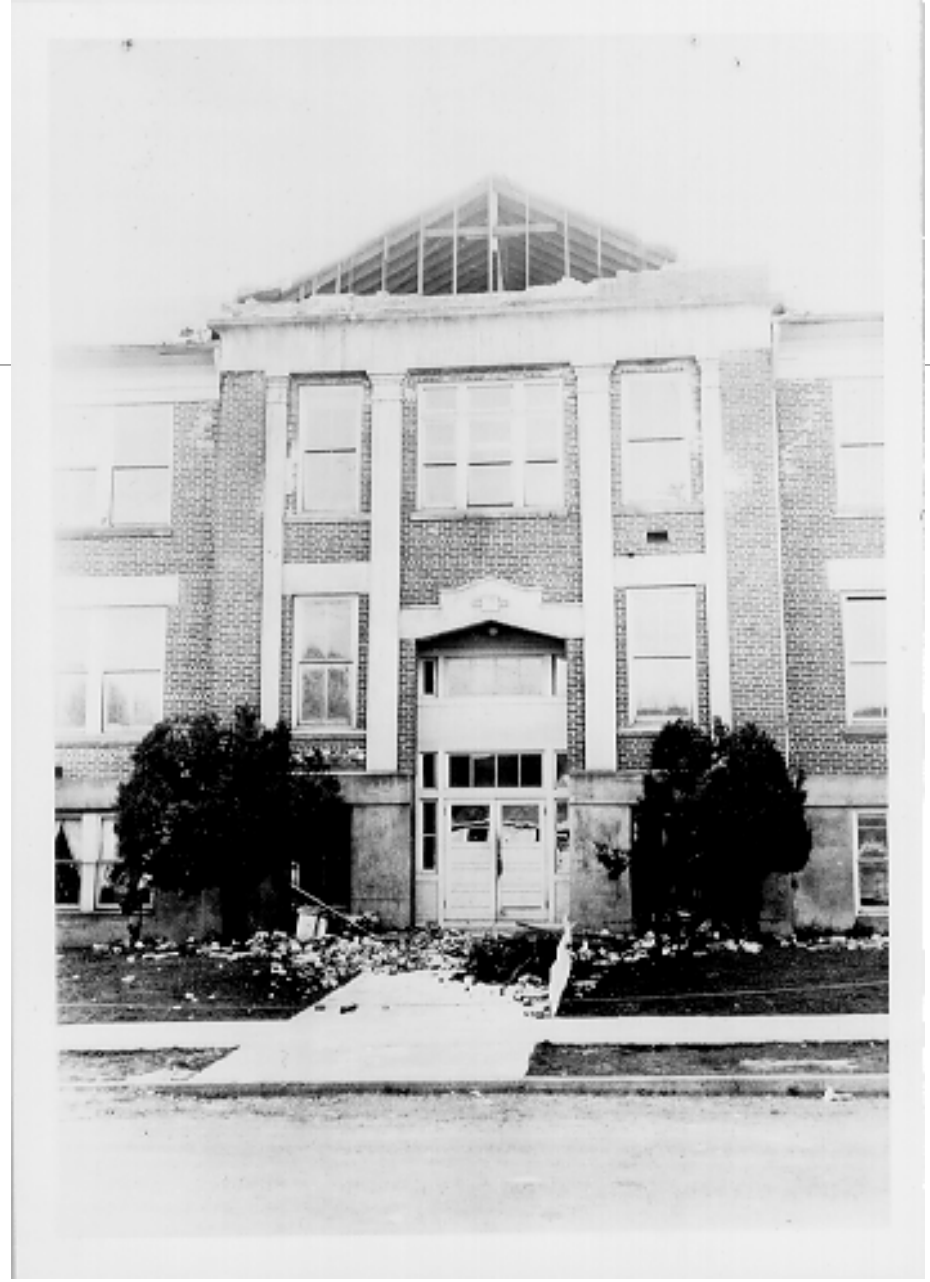
توان ایجاد آسیبهای ثانویه جدی به سازه و محتویات آن

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

بی اعتبار ساختن تحلیل و طراحی لرزه ای

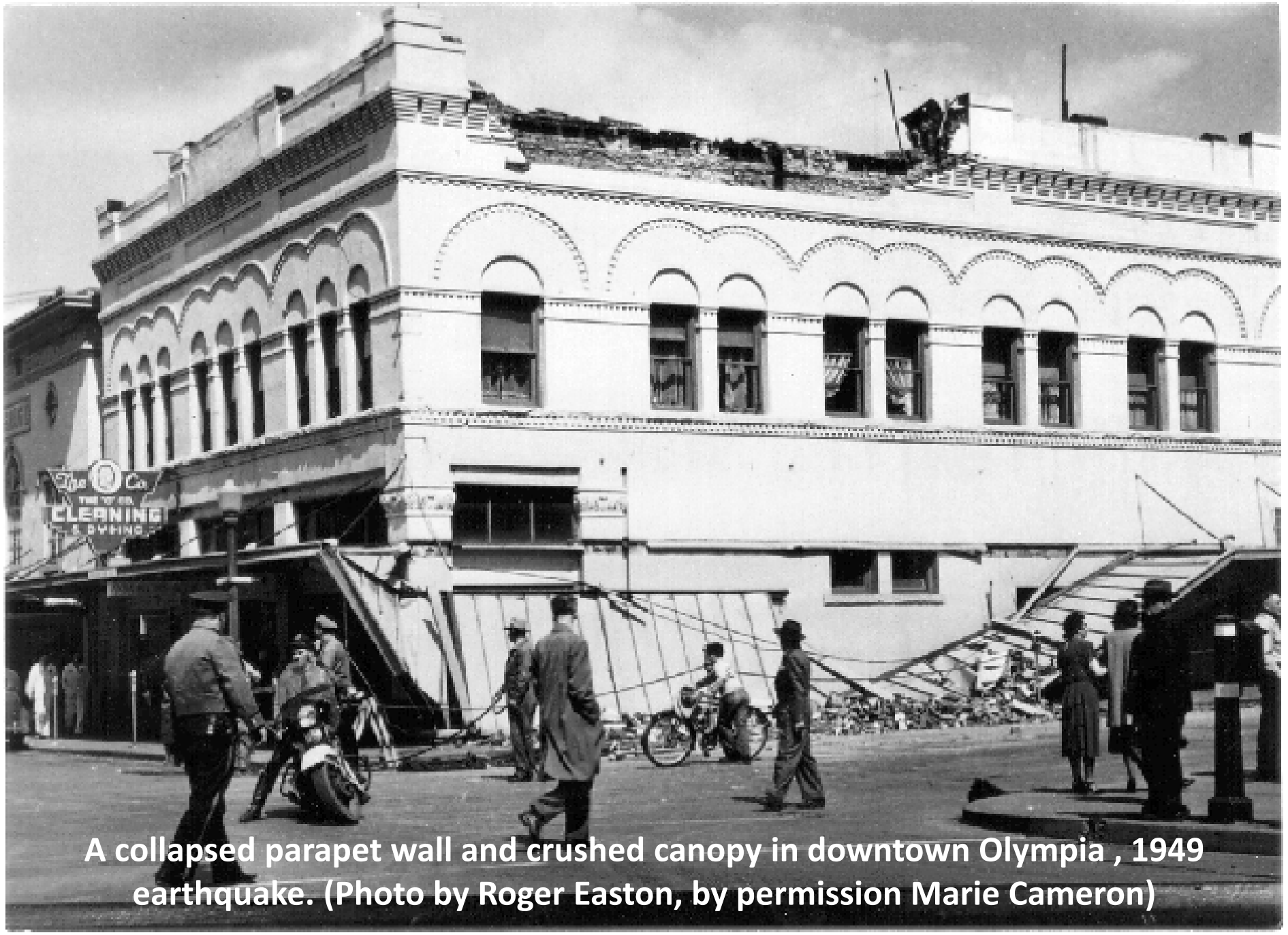
Lafayette School in Seattle after the 1949 earthquake. The gable fell because of lack of adequate anchorage and defective masonry. The masonry fell on the landing in front of the main entrance. (Photo from an article b C. N. Dirlam reproduced in Thorsen, 1986)

This unanchored gable collapsed at the Castle Rock High School in the 1949 earthquake. The building is of un-reinforced masonry construction. A student was killed by falling bricks. (Photo from A. E. Miller Collection, University of Washington Archives)



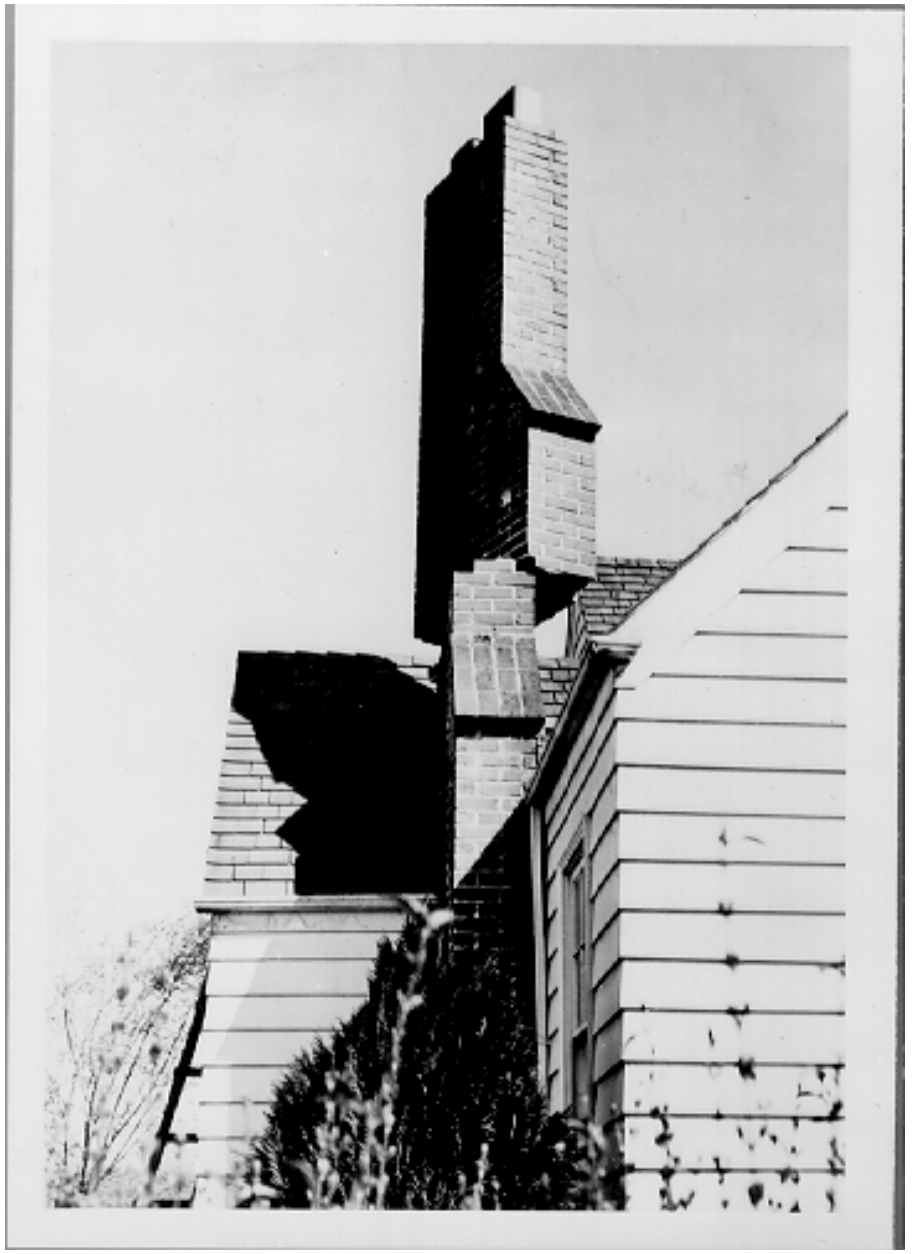
**Glass windows broke on three sides of this ten-story building in Tacoma during the 1965 Seattle-Tacoma earthquake. (Photo by B. J. Morrill, from Steinbrugge and Cloud, 1965)**

Egypt, Gulf of Aqaba (1995): Nonstructural damage to the Helnan Hotel lobby in Nuweiba.




A collapsed parapet wall and crushed canopy in downtown Olympia , 1949 earthquake. (Photo by Roger Easton, by permission Marie Cameron)

An un-reinforced brick chimney in Kelso damaged during the 1949 Olympia earthquake. This chimney twisted on a mortar joint. (Photo from Edwards, 1951)



Fallen light fixtures in the aisle of an Olympia schoolroom; these were shaken loose during the 1965 Seattle-Tacoma earthquake. (Photo by Del Ogden, Daily Olympian)

Library shelves overturned as a result of the 1949 Olympia earthquake. (Photo by permission of the Seattle Times Co.)

Kobe (1995): Steel buildings in the Nagata Ward. While the frames appear to be in good shape, the cladding was shaken off the building,  posing a severe life-safety hazard

**Ardekul 1997: Collapse of the upper part of the infilled walls in this reinforced concrete building created a short column effect. (Photo from CEST Report)**

San Fernando, California earthquake, Feb. 9, 1971, Magnitude: 6.5 Damage to shelving and contents, Spectrolab 12484 Gladstone, Arroyo Light Industrial Tract

Location Description
San Fernando, California

Structure Name
Underwood & Sons

Photographer/Artist
unknown

Earthquake
San Fernando, California earthquake, Feb. 9, 1971

Magnitude
6.5

Damage to equipment and supplies at Underwood & Sons, 12418 Gladstone.

# اطلاعات مورد نیاز برای بهسازی

اطلاعات تاریخچه ای

نقشه های اجرا شده

مشخصات دستگاهها و تجهیزات

مشخصات سازنده

زمان ساخت

# رده بندی رفتاری اجزای غیر سازه ای

**ویژگیهای اجزای غیرسازه ای**

سختی اولیه فراوان و مقاومت نهایی ناچیز

کم دقت و یا حتی بی اعتبار نمودن تحلیل

ایجاد خرابی زودرس در سازه

**رده بندی رفتاری اجزا**

اجزای حساس به تغییرشکل یا تغییر مکان

اجزای حساس به شتاب

# روشهای ارزیابی اجزای غیر سازه ای

روش تحلیلی

روش تجویزی

# گامهای روش تحلیلی

تعیین رده رفتاری جز

تعیین سطح عملکرد

محاسبه نیروهای  لرزه ای افقی و عمودی (در صورت لزوم)

محاسبه تغییرمکانها و یا تغییرشکلهای لرزه ای (در صورت لزوم)

کنترل معیاری تنش یا تغییرمکان و یا هردو بسته به نوع جز غیرسازه ای

جدول ۹-۲- ملزومات بهسازی اجزاء مکانیکی - برقی و تجهیزات داخلی براساس سطوح خطر و سطوح عملکرد

| نوع جزء | مشخصات اجزاء | لرزه خیزی کم | | | لرزه‌خیزی متوسط | | | لرزه‌خیزی زیاد و خیلی‌زیاد | | | رده‌بندی | ضریب بزرگنمایی پاسخ $a_P^{\lambda}$ | ضریب اصلاح پاسخ $R_P^{\eta}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ایمنی جانی محدود | ایمنی جانی | استفاده بی‌وقفه | ایمنی جانی محدود | ایمنی جانی | استفاده بی‌وقفه | ایمنی جانی محدود | ایمنی جانی | استفاده بی‌وقفه | رفتاری | | |
| **الف- اجزاء مکانیکی** | | | | | | | | | | | | | |
| | برج خنک کن | - | + | + | + | + | + | + | + | + | ش | ۱ | ۲ |
| ۱- تأسیسات سرمایش و گرمایش (بند ۹-۱۰-۱) | دستگاههای مرکزی مانند دیگها کوره‌ها پمپها چیلرها و غیره | - | - | + | [۱]- | + | + | + | + | + | ش | ۱ | ۲ |
| | مانند کانالها رادیاتورها فن کویلها و غیره | - | - | - | [۱]- | - | - | - | - | + | ش | ۱ | ۲ |
| ۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها (بند ۹-۱۰-۲) | پایه دار | - | - | + | [۱]- | + | + | + | + | + | ش | ۲/۵ | ۱/۵ |
| | بدون پایه | - | - | + | [۱]- | + | + | + | + | + | ش | ۲/۵ | ۲ |
| ۳- لوله‌ها (بند ۹-۱۰-۳) | محتوی مواد خطرناک | [۲]+ | + | + | [۲]+ | + | + | [۲]+ | + | + | ش/ت | ۲/۵ | ۱ |
| | تحت فشار | - | - | - | - | - | + | - | + | + | ش/ت | ۲/۵ | ۲ |
| | بدون فشار | - | - | - | - | - | - | - | - | + | ش/ت | ۲/۵ | ۲ |

# روشهای بهسازی اجزای غیر سازه ای

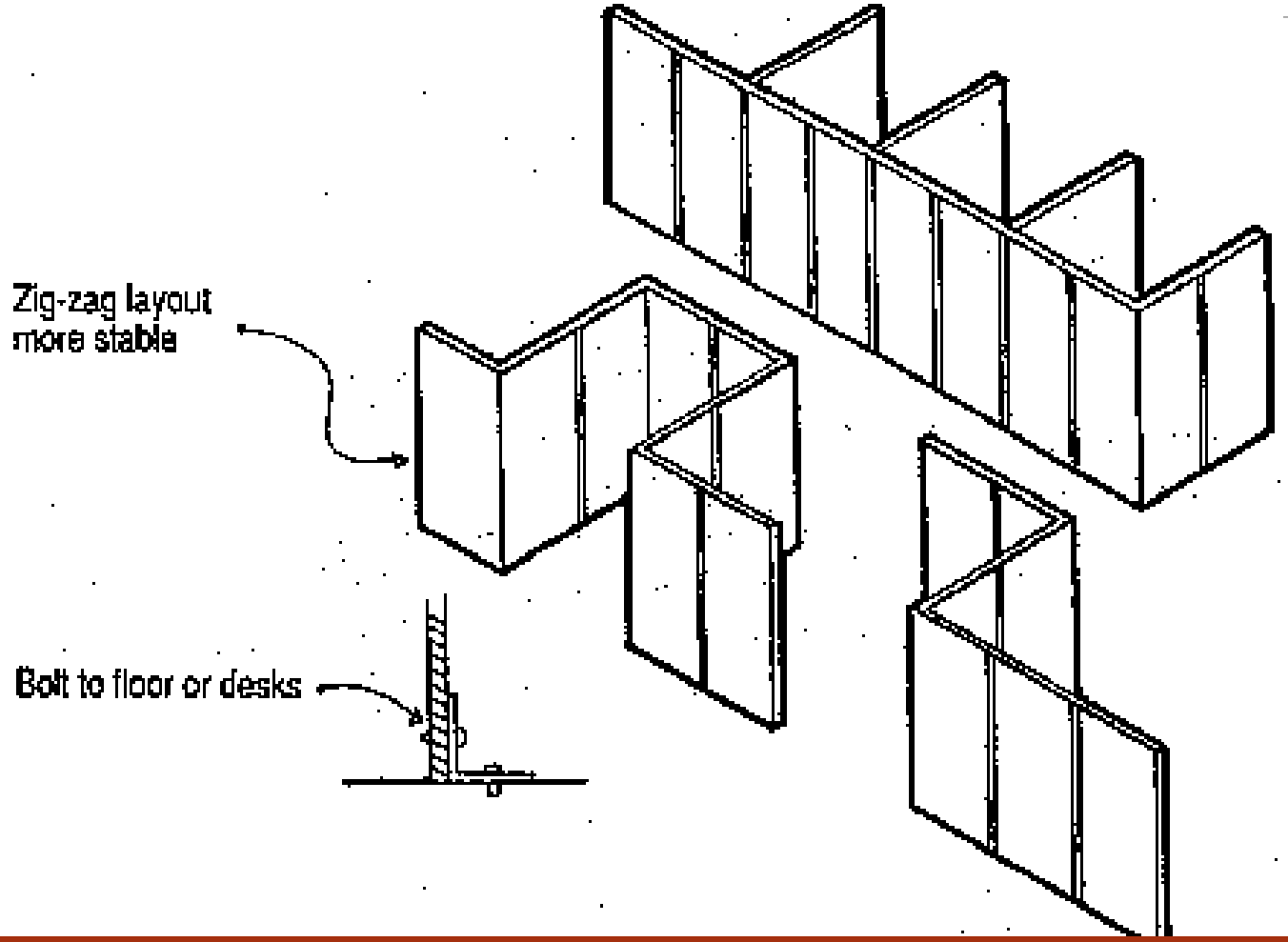
تعمیر و یا تقویت خود جزء

تقویت و یا افزودن مهارها یا اتصالات جزء به سازه

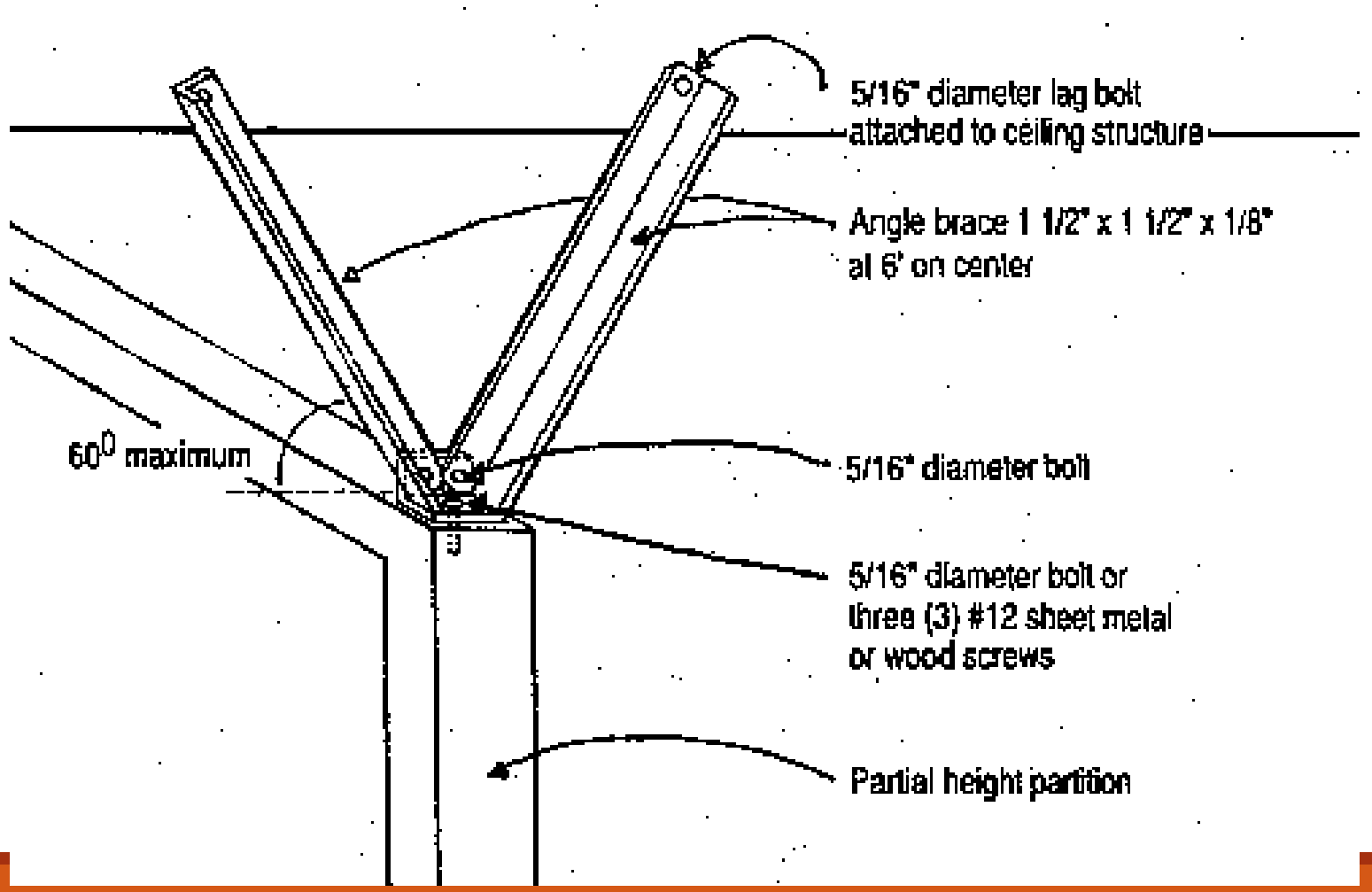
جداسازی لرزه ای جزء (در صورت لزوم و امکان)

جایگزین نمودن جزء غیر قابل بهسازی با جزء مناسب

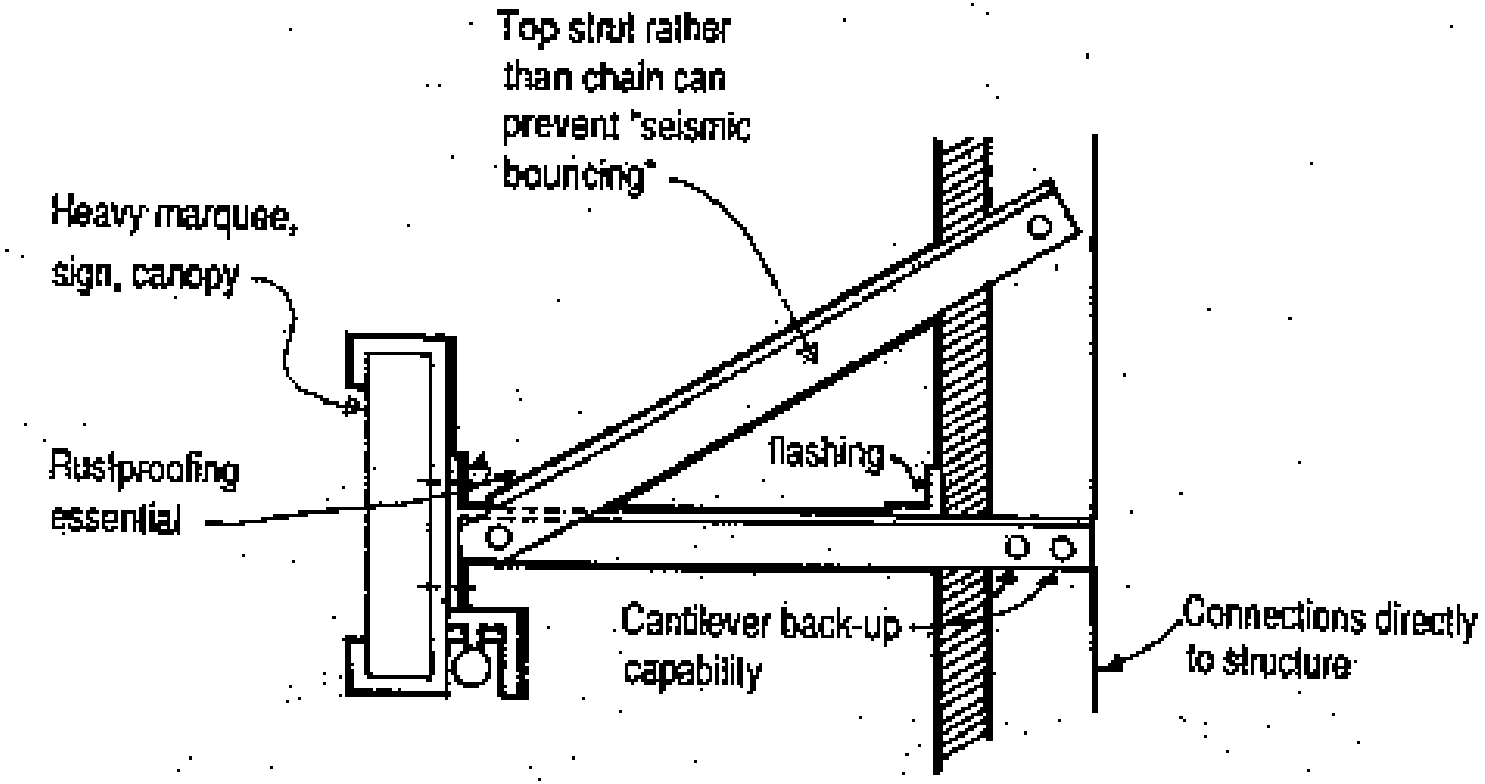
# Interlocking arrangement for seismic stability



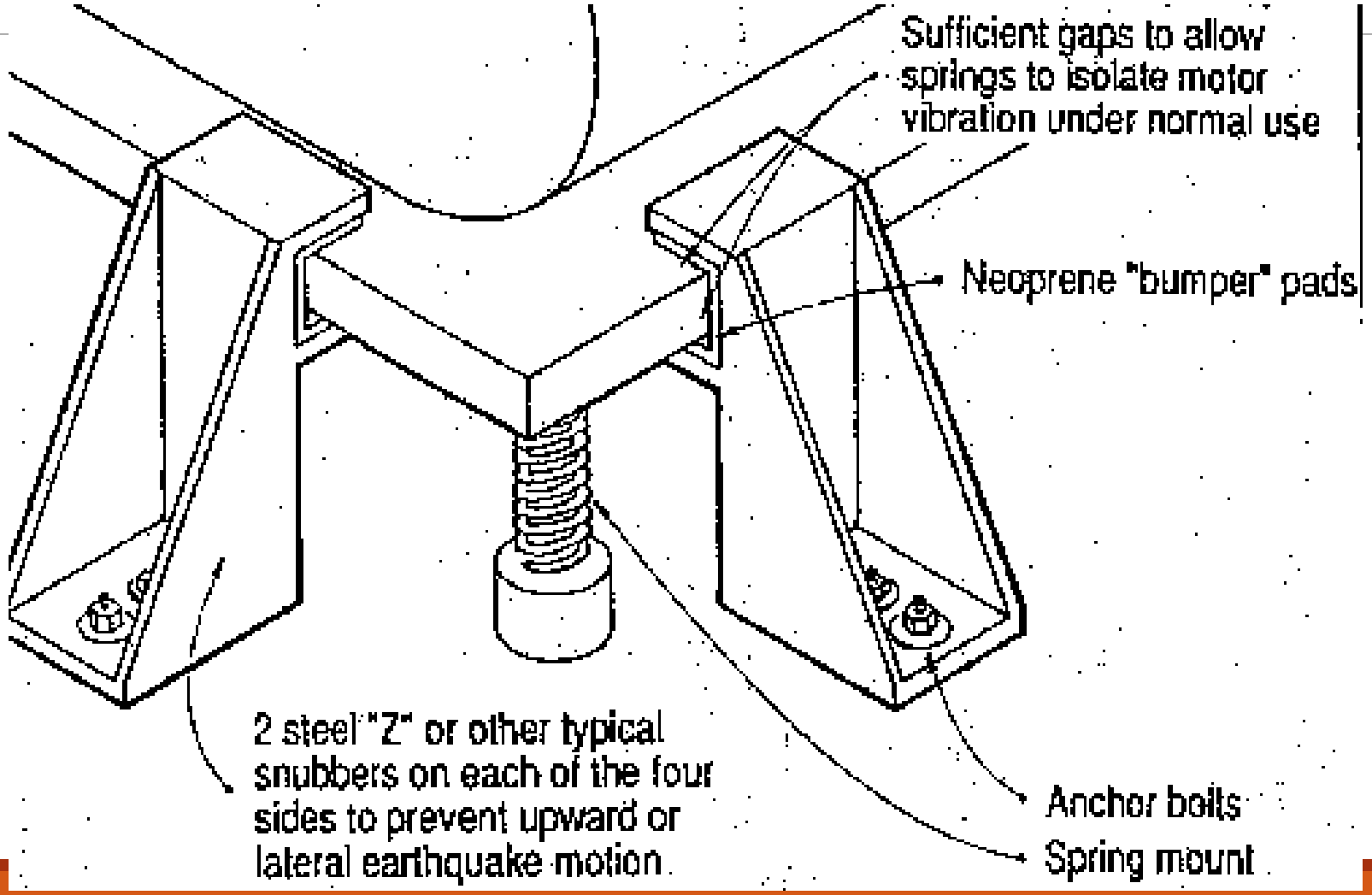
# Seismic bracing of non-structural partitions and room dividers



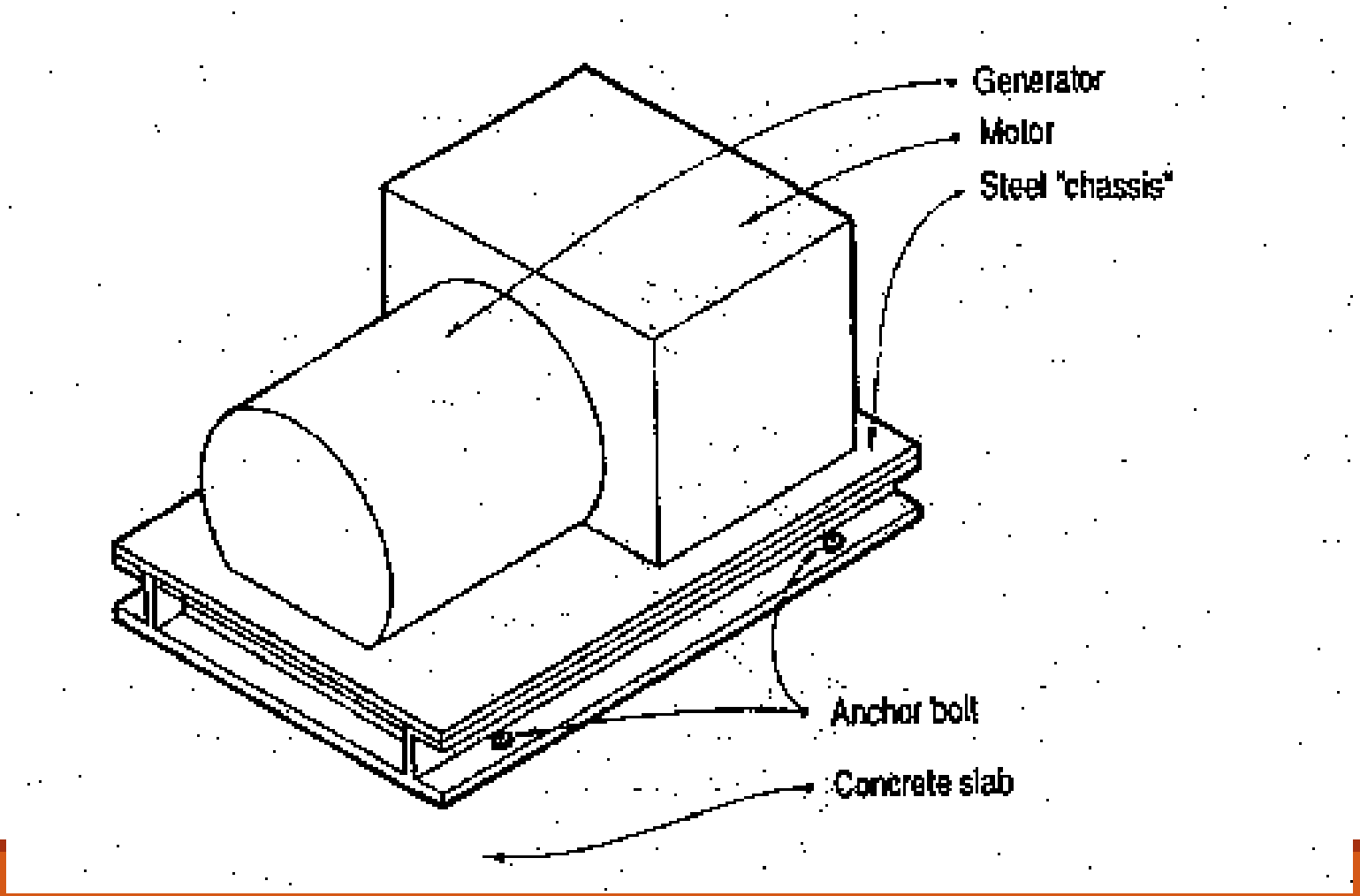
# Bracing of cantilevered marquee or sign

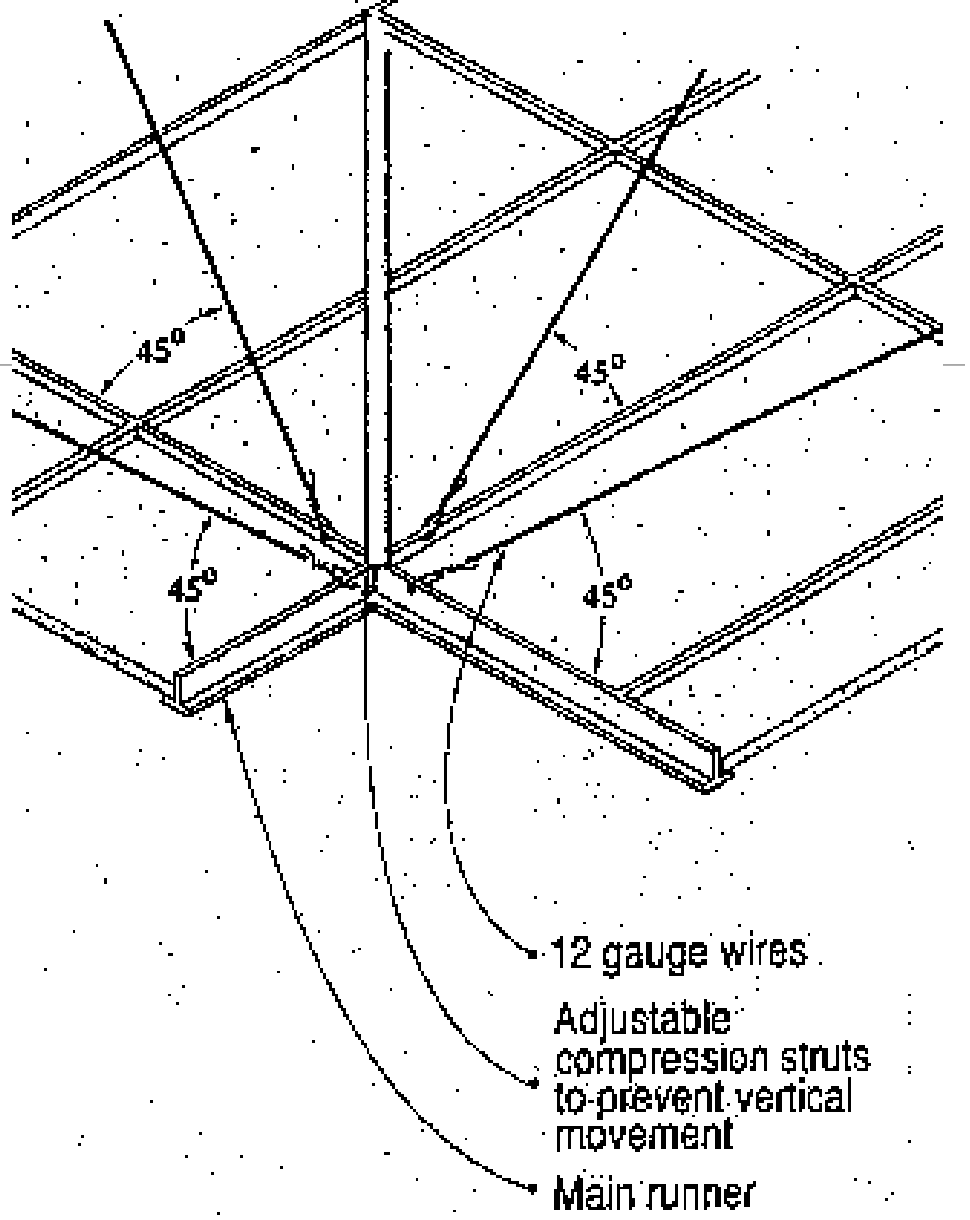


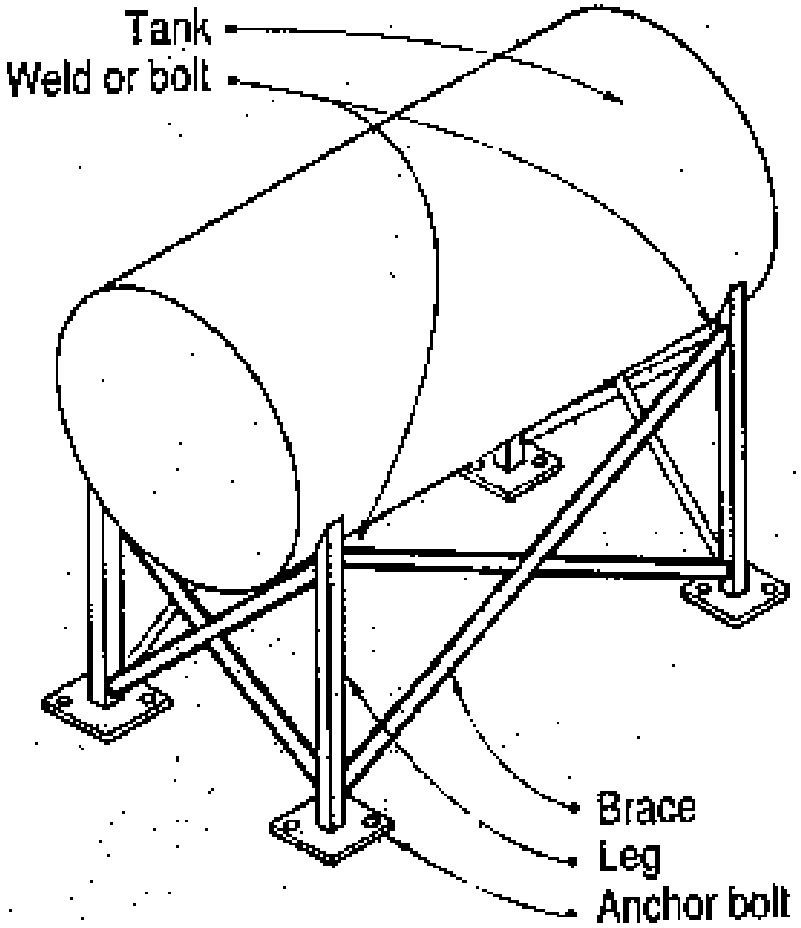
# Seismic snubbers and spring mount for mechanical equipment

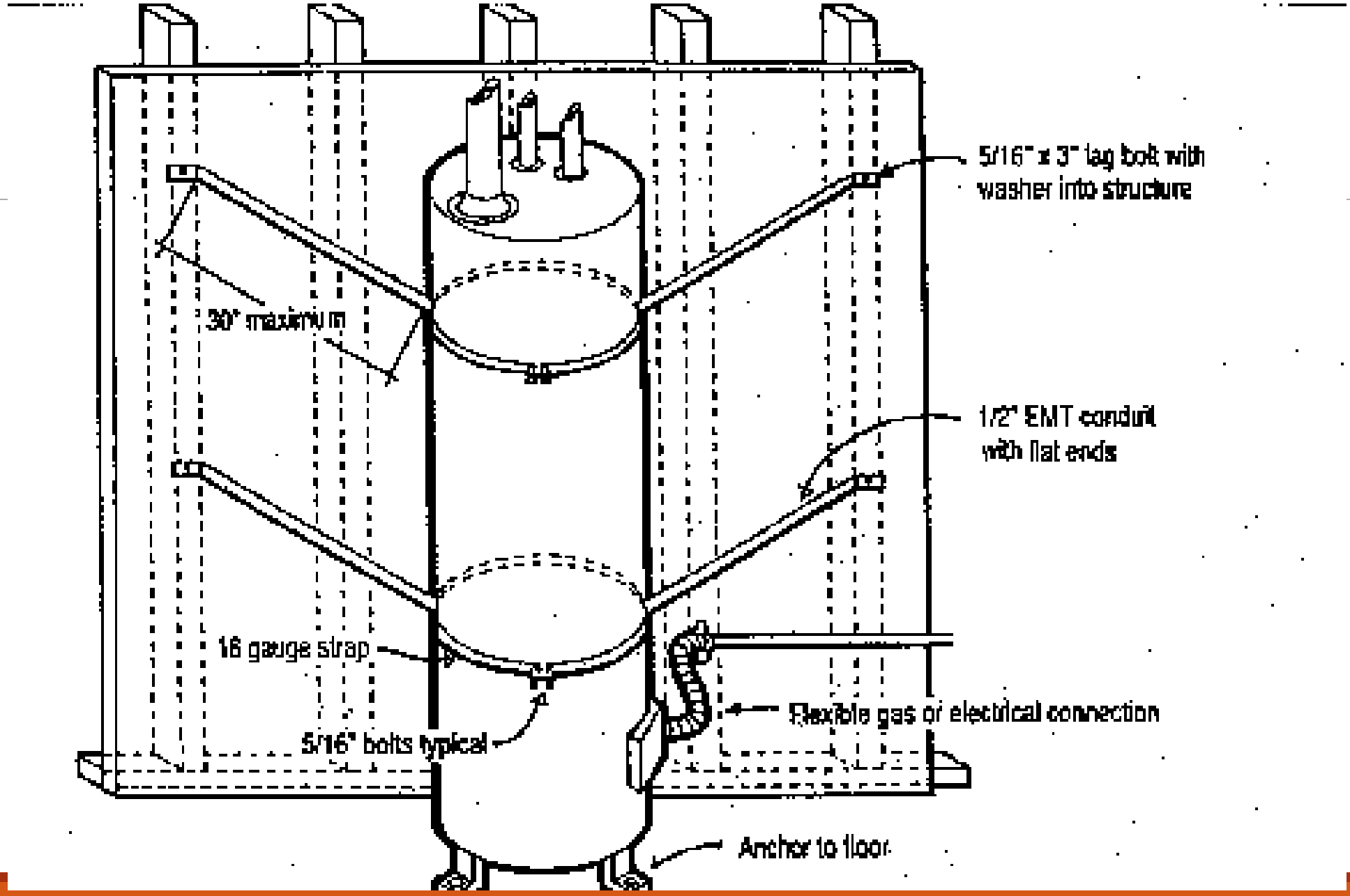


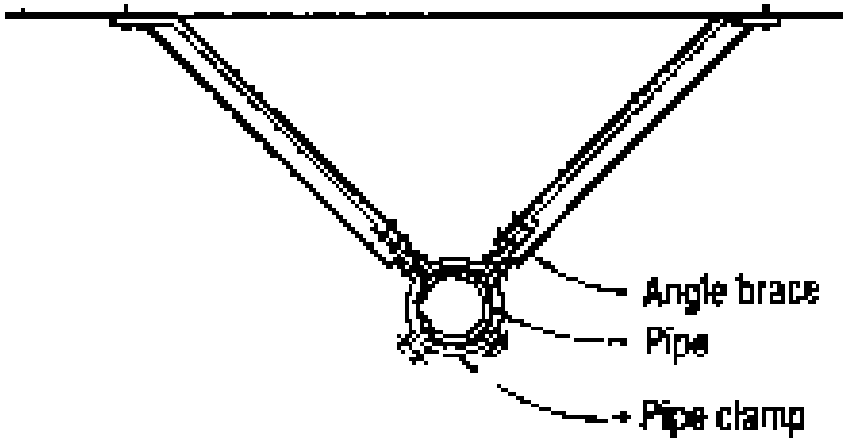
# Anchor bolt and chassis system for mechanical equipment



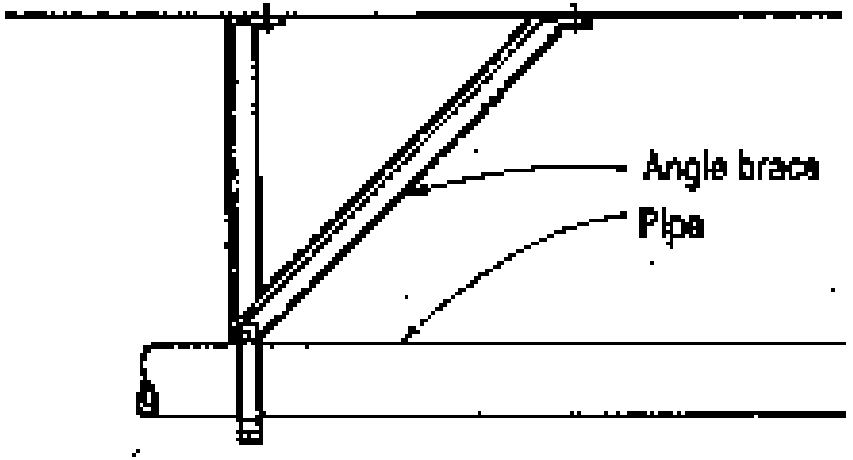

45°
45°
45°
45°
12 gauge wires
Adjustable compression struts to prevent vertical movement
Main runner

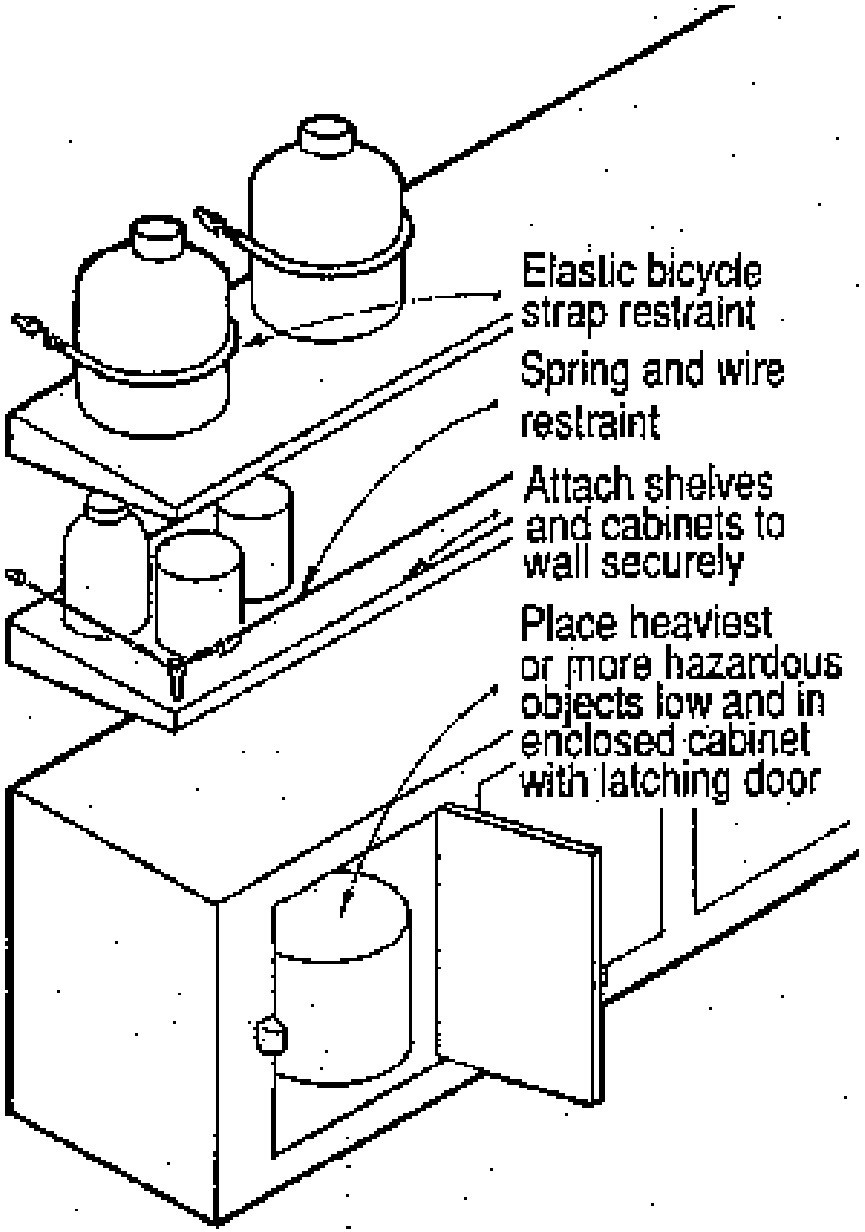

Tank
Weld or bolt
Brace
Leg
Anchor bolt

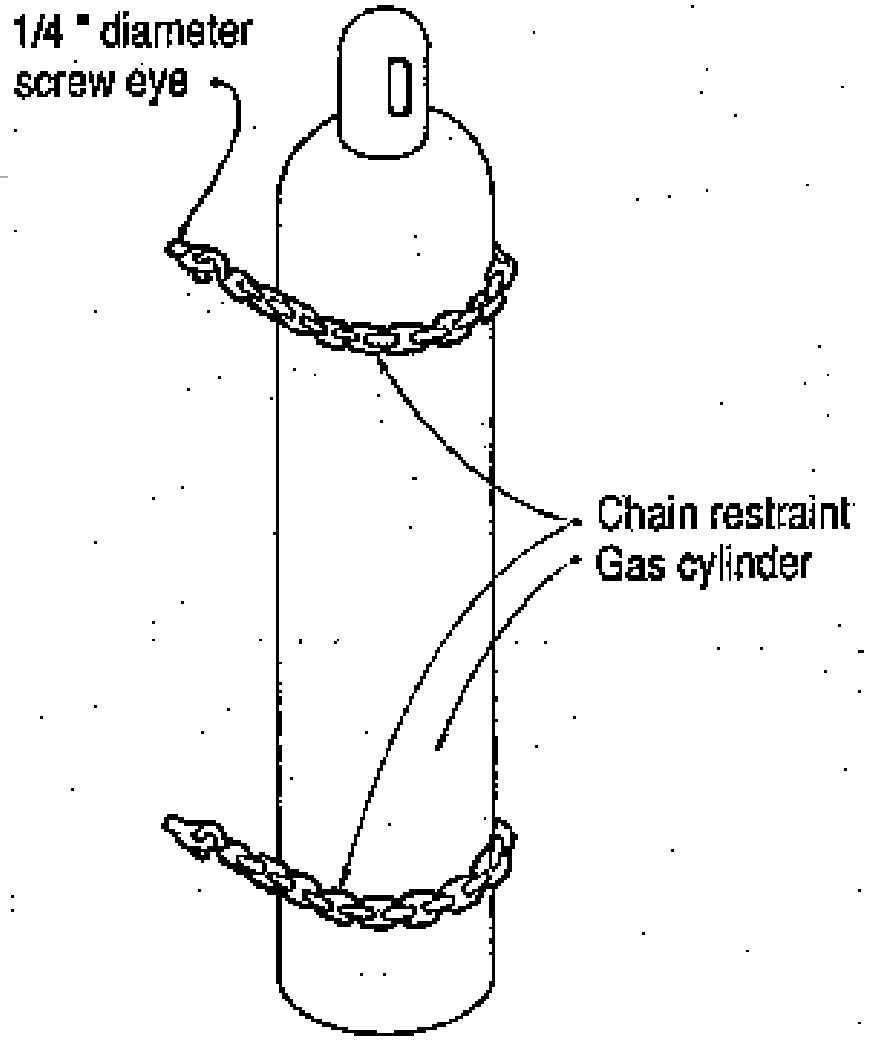

5/16" x 3" lag bolt with
washer into structure
30° maximum
1/2" EMT conduit
with flat ends
16 gauge strap
5/16" bolts typical
Flexible gas or electrical connection
Anchor to floor

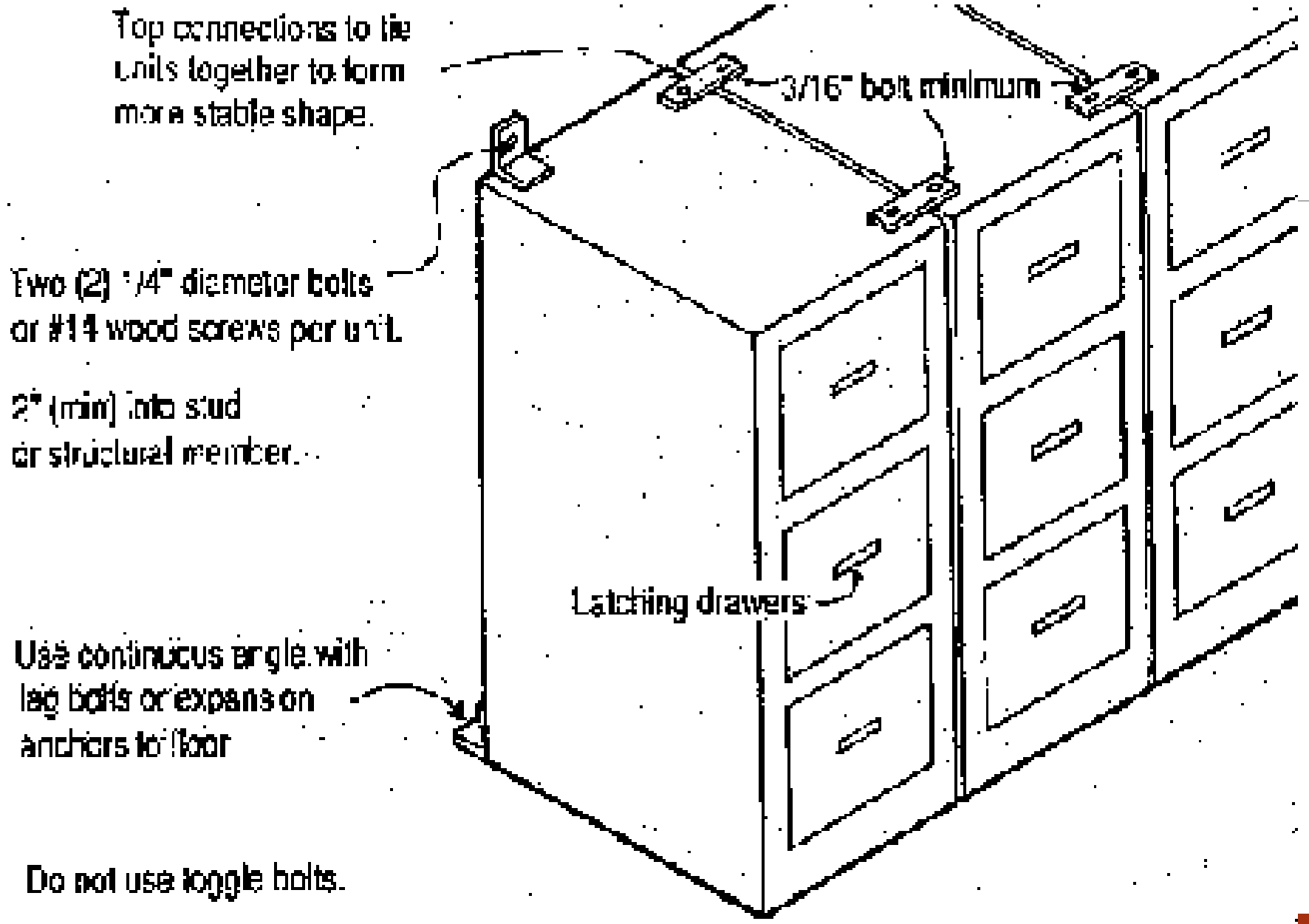


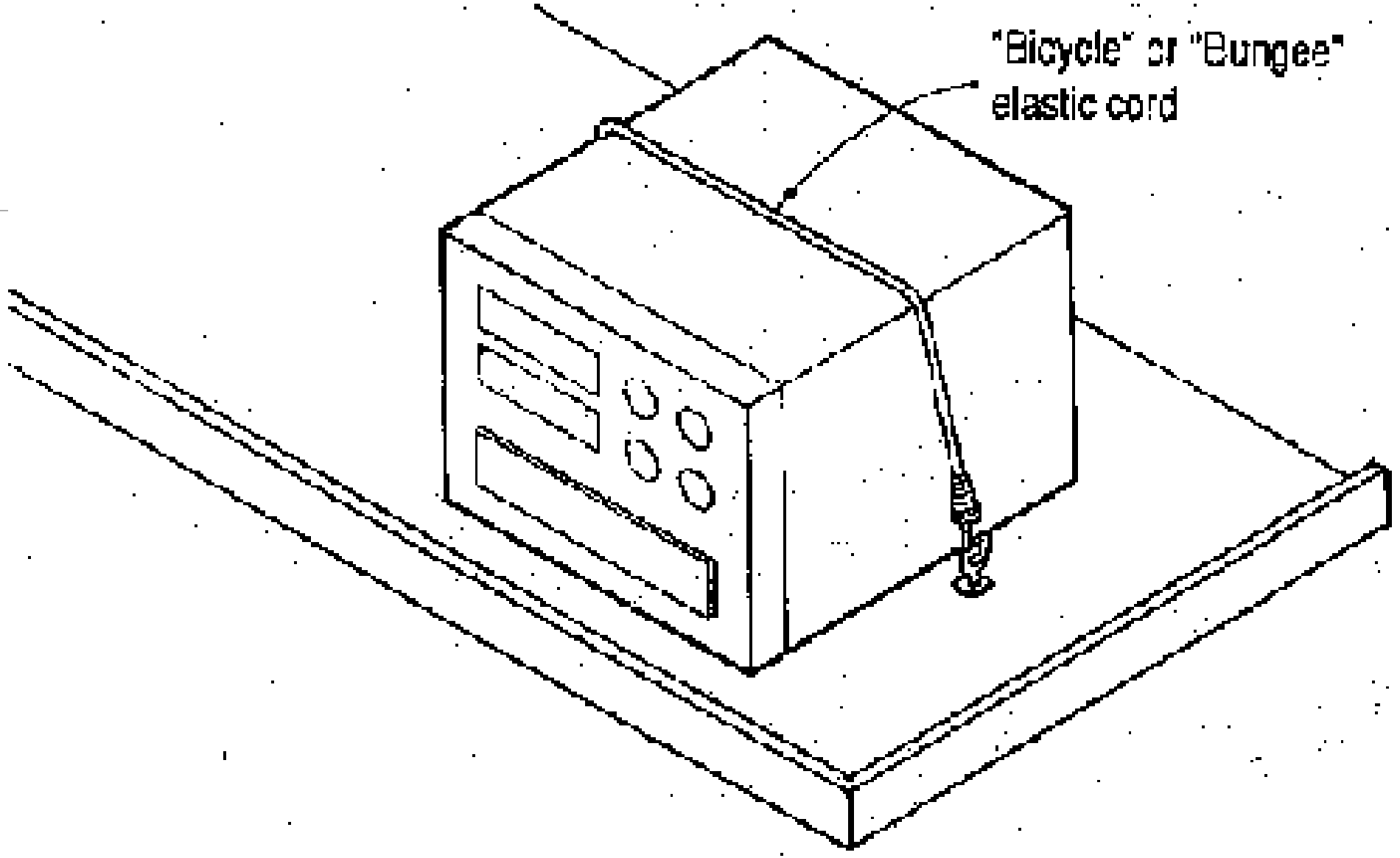

Attach securely to structure

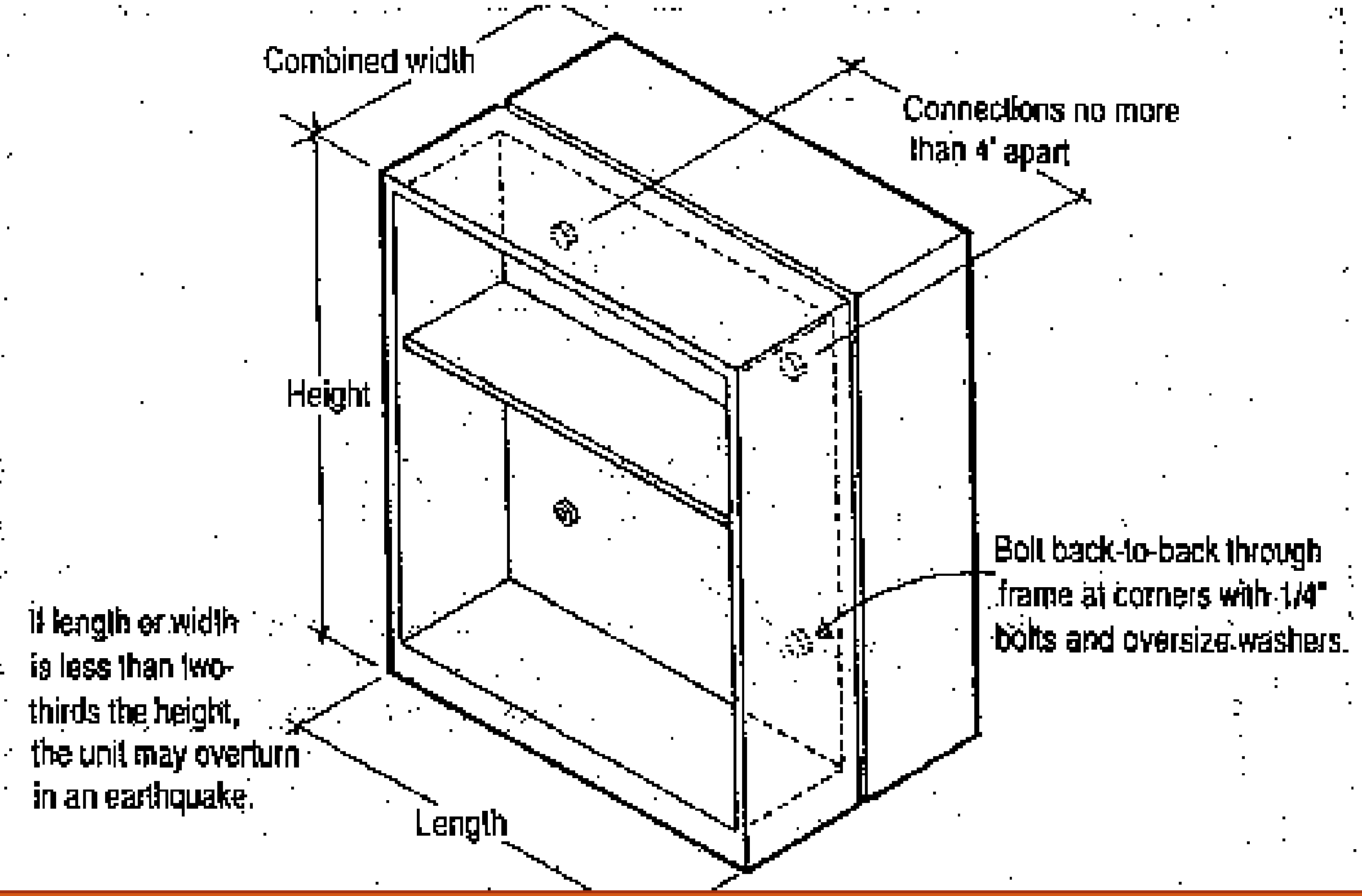


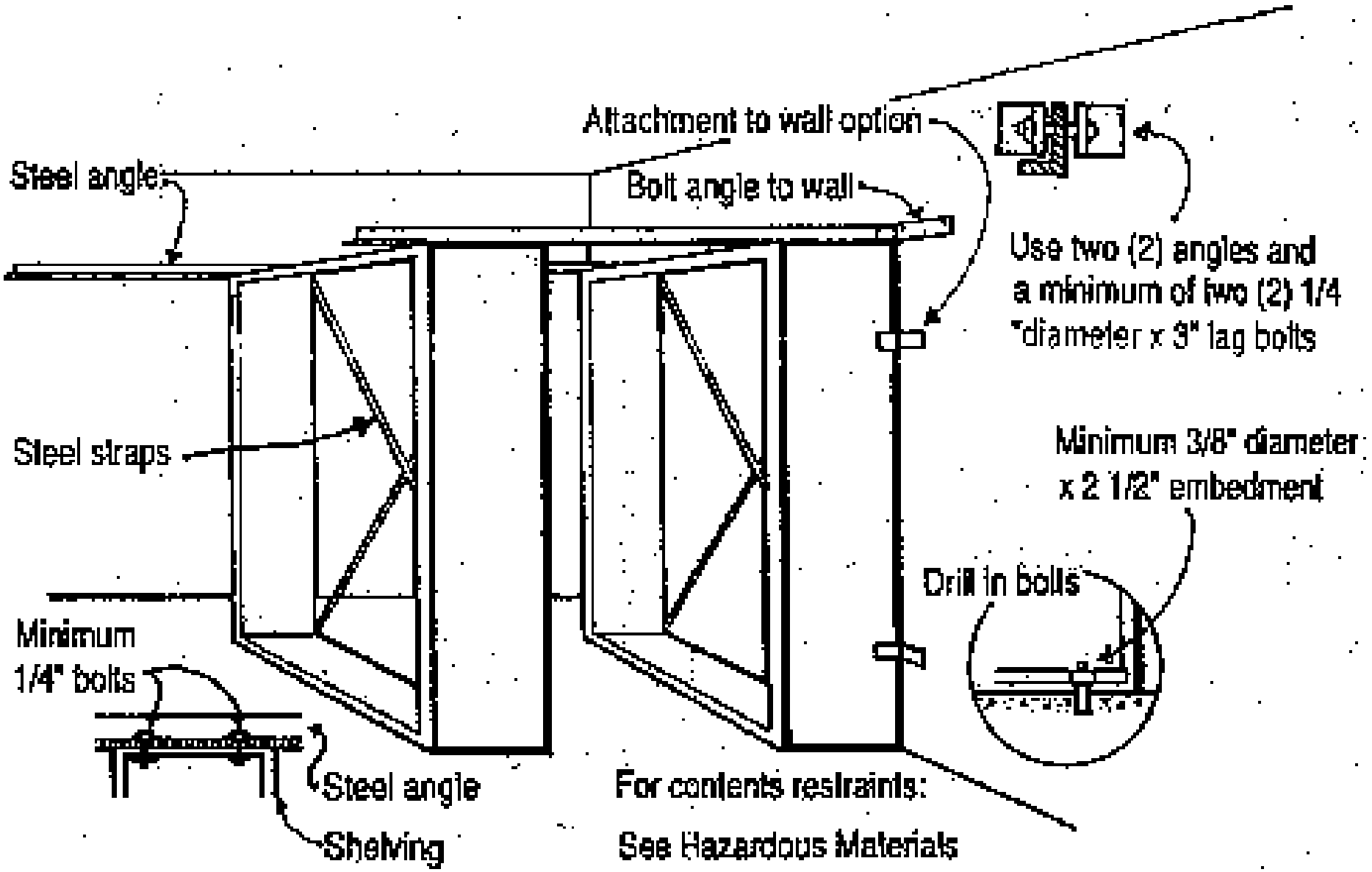

Elastic bicycle strap restraint
Spring and wire restraint
Attach shelves and cabinets to wall securely
Place heaviest or more hazardous objects low and in enclosed cabinet with latching door

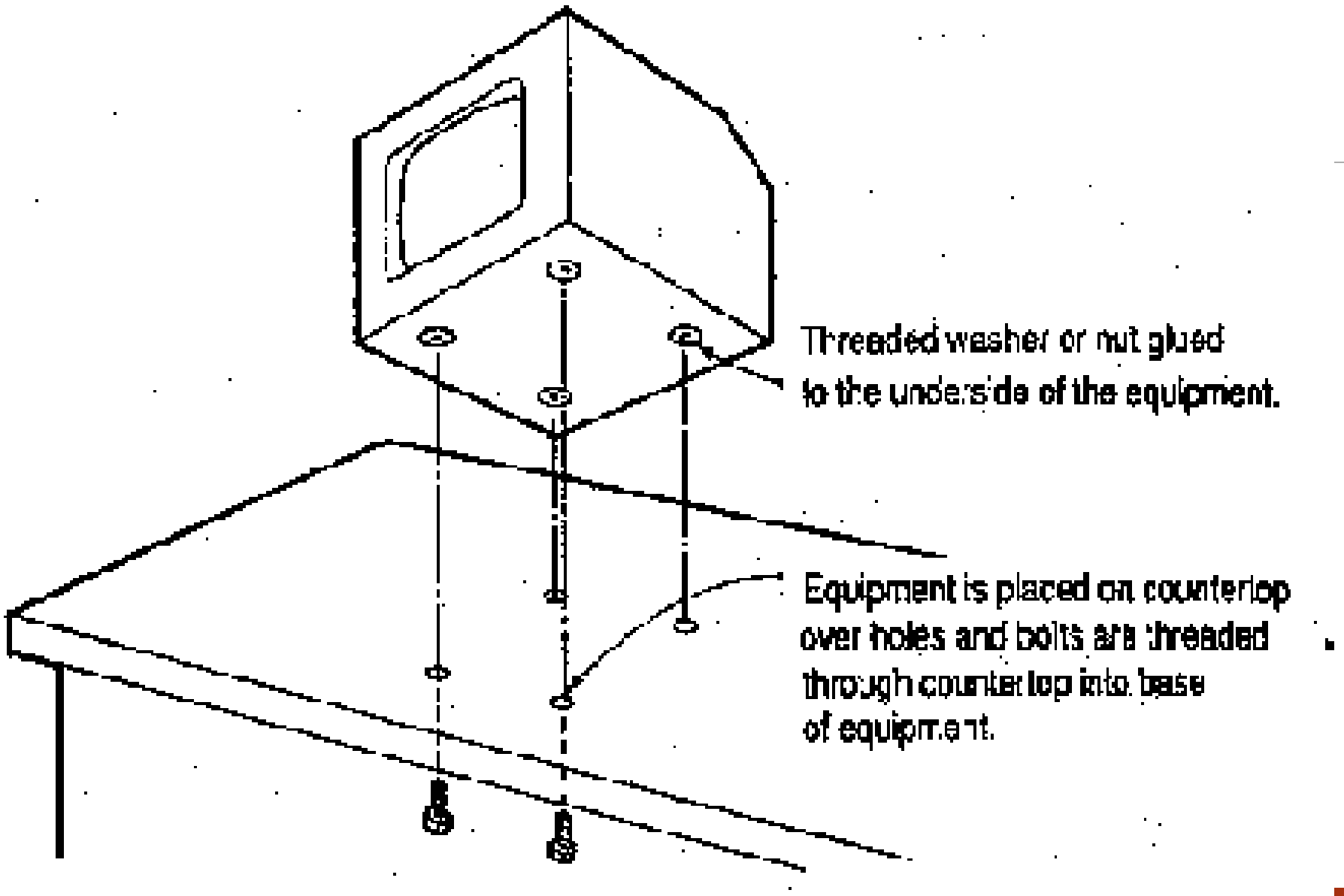

1/4 " diameter screw eye
Chain restraint
Gas cylinder

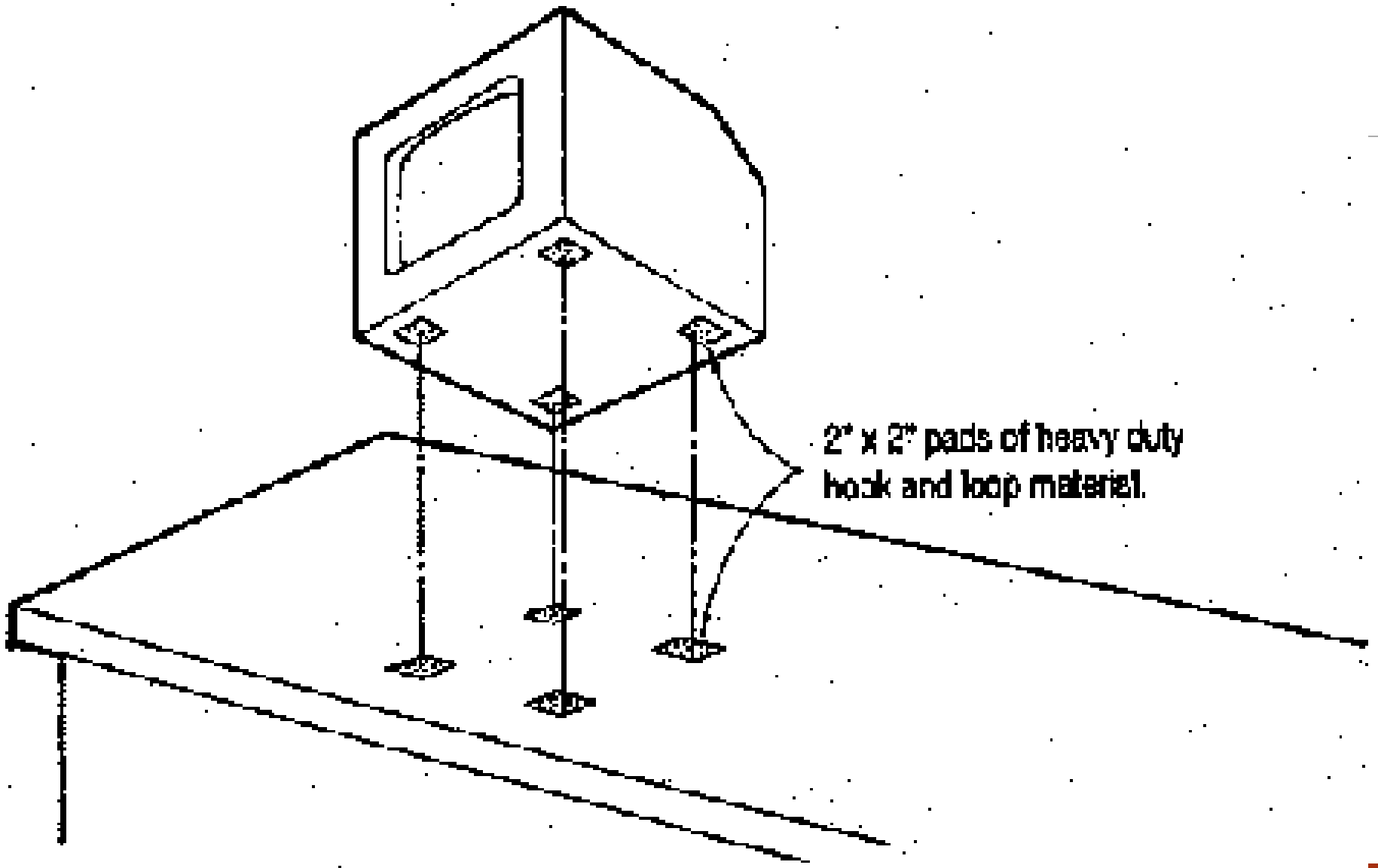

Top connections to tie units together to form more stable shape.
3/16" bolt minimum
Two (2) 1/4" diameter bolts or #14 wood screws per unit
2" (min) into stud or structural member.
Latching drawers
Use continuous angle with lag bolts or expansion anchors to floor
Do not use toggle bolts.

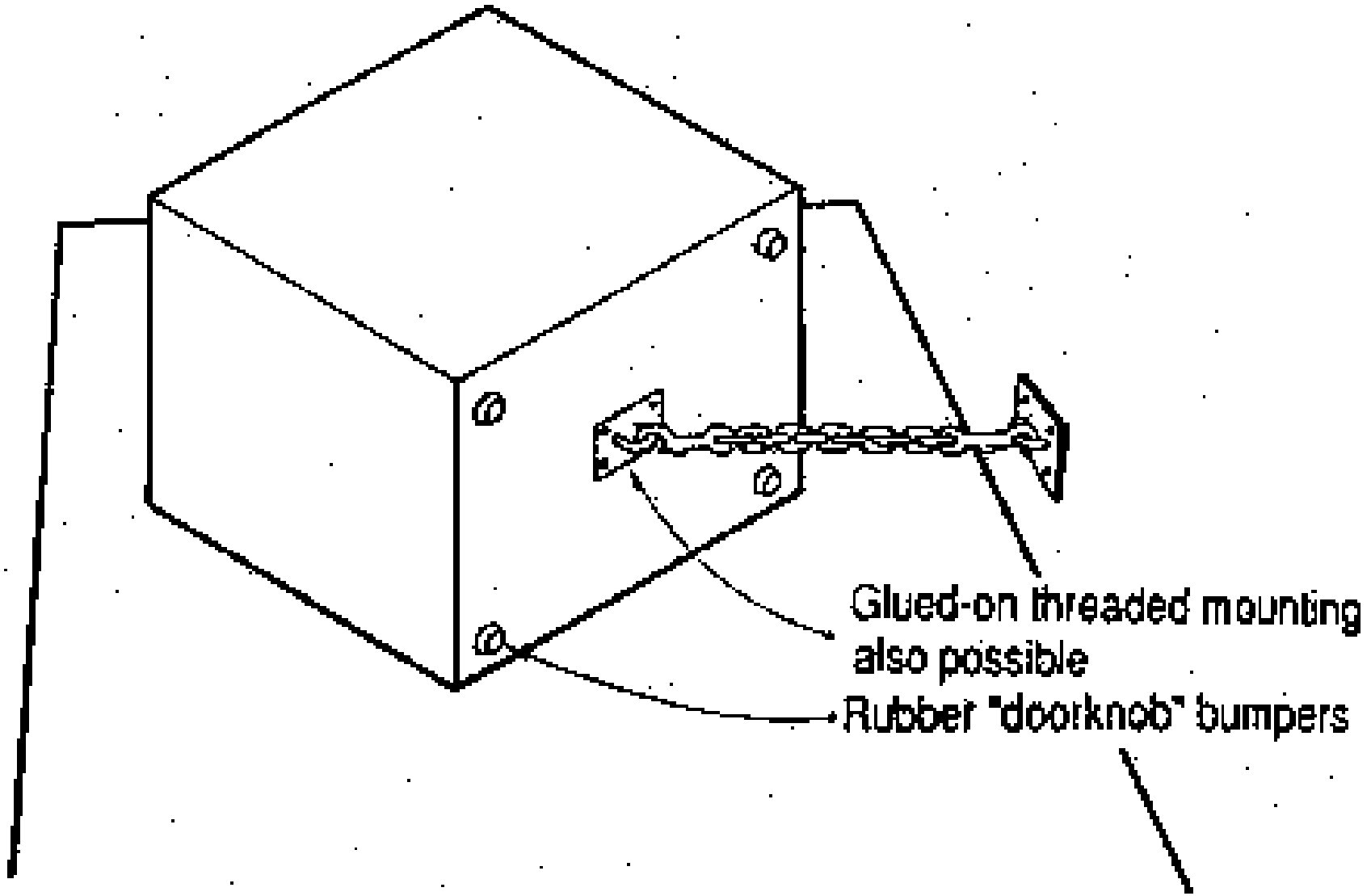

"Bicycle" or "Bungee"
elastic cord

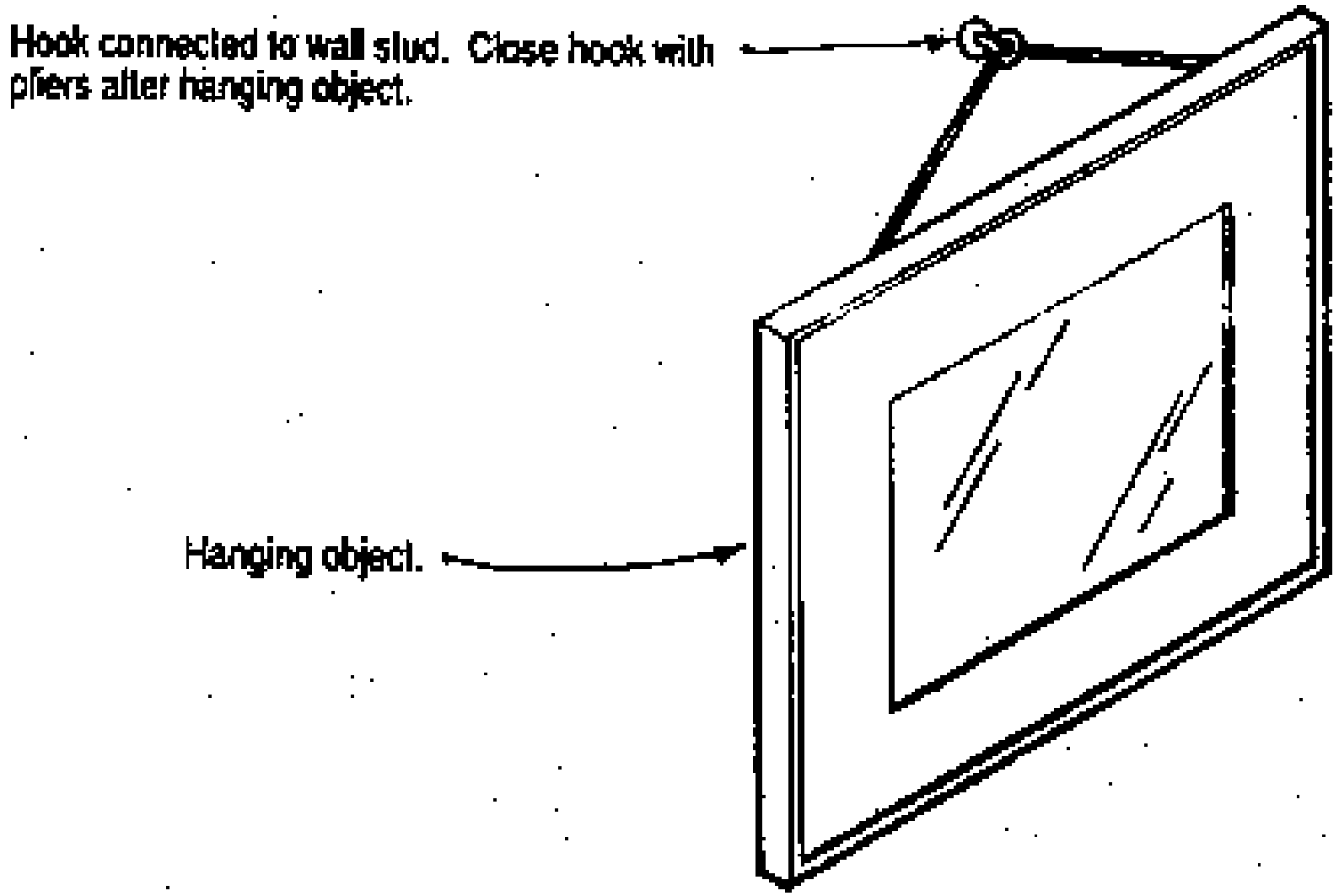

Combined width
Connections no more than 4' apart
Height
Bolt back-to-back through frame at corners with 1/4" bolts and oversize washers.
If length or width is less than two-thirds the height, the unit may overturn in an earthquake.
Length

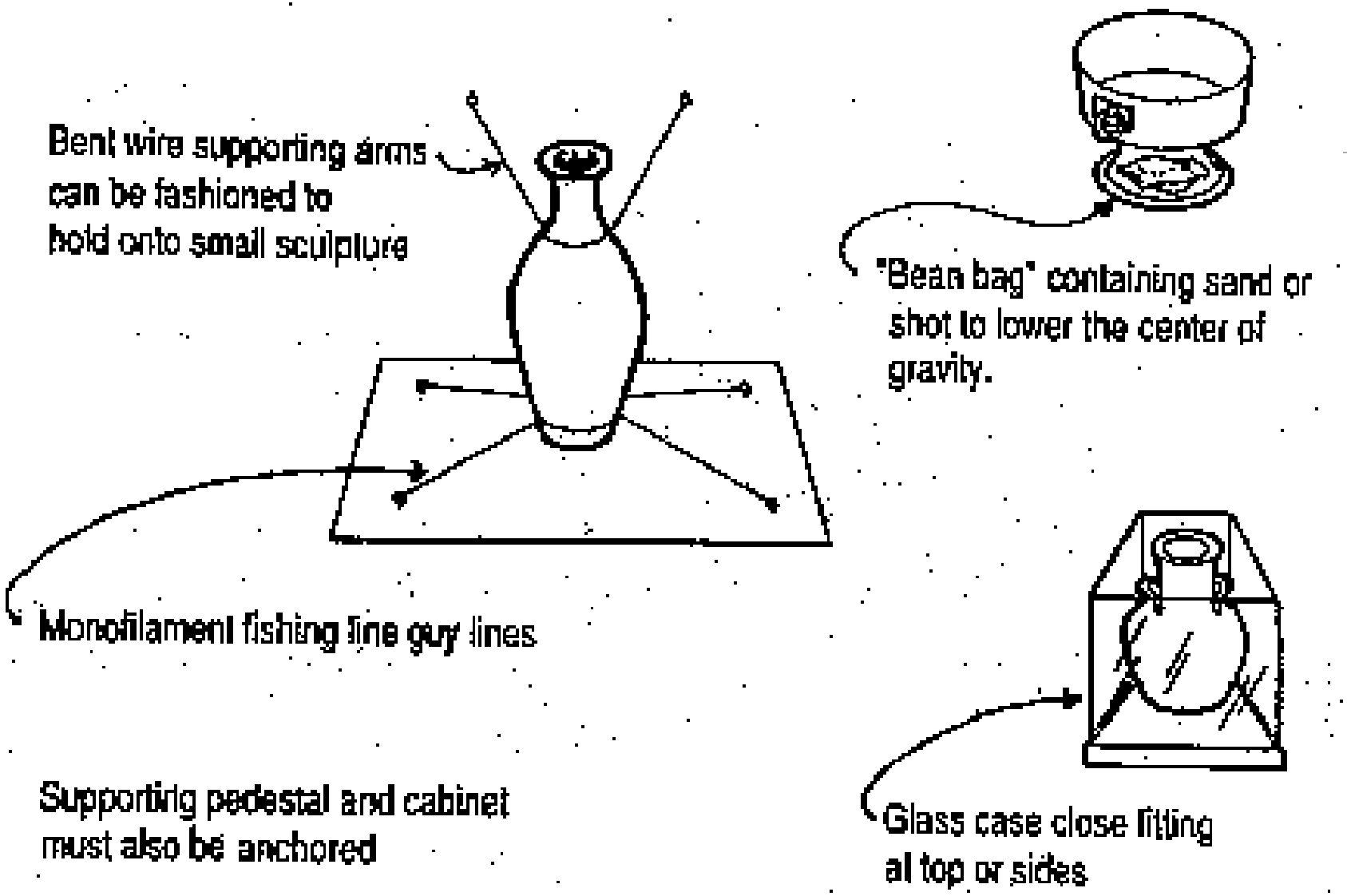

Attachment to wall option
Steel angle
Bolt angle to wall
Use two (2) angles and
a minimum of two (2) 1/4
"diameter x 3" lag bolts
Steel straps
Minimum 3/8" diameter
x 2 1/2" embedment
Drill in bolts
Minimum
1/4" bolts
Steel angle
Shelving
For contents restraints:
See Hazardous Materials


Threaded washer or nut glued
to the underside of the equipment.
Equipment is placed on countertop
over holes and bolts are threaded
through countertop into base
of equipment.


2" x 2" pads of heavy duty
hook and loop material.


Glued-on threaded mounting
also possible
Rubber "doorknob" bumpers

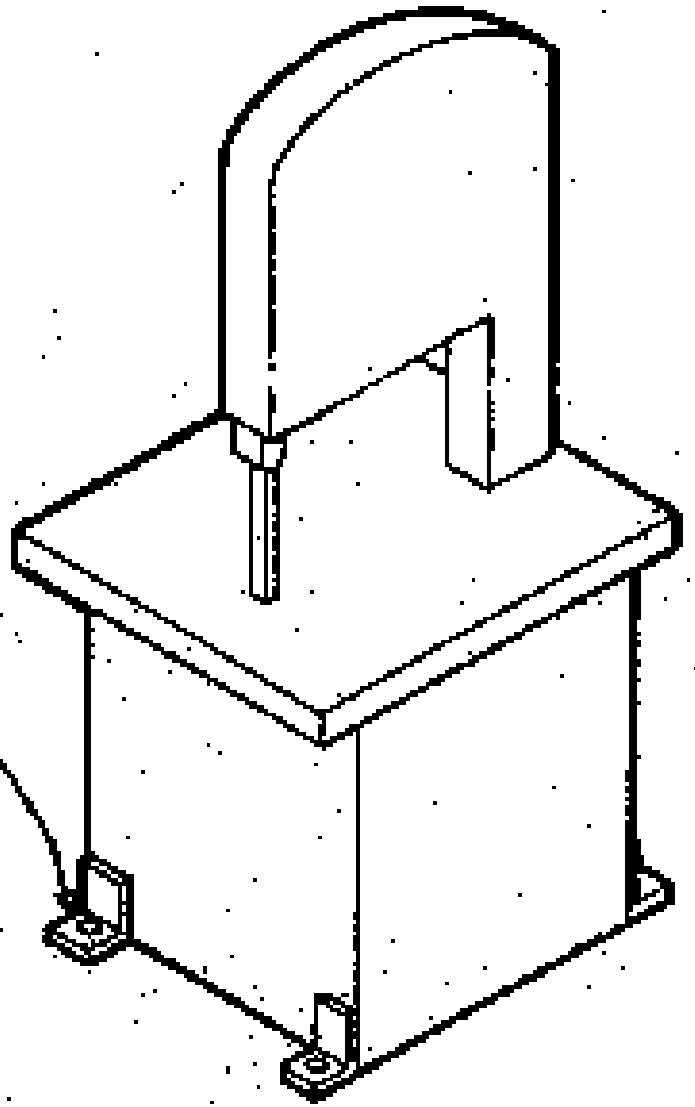

Hook connected to wall stud. Close hook with pliers after hanging object.
Hanging object.

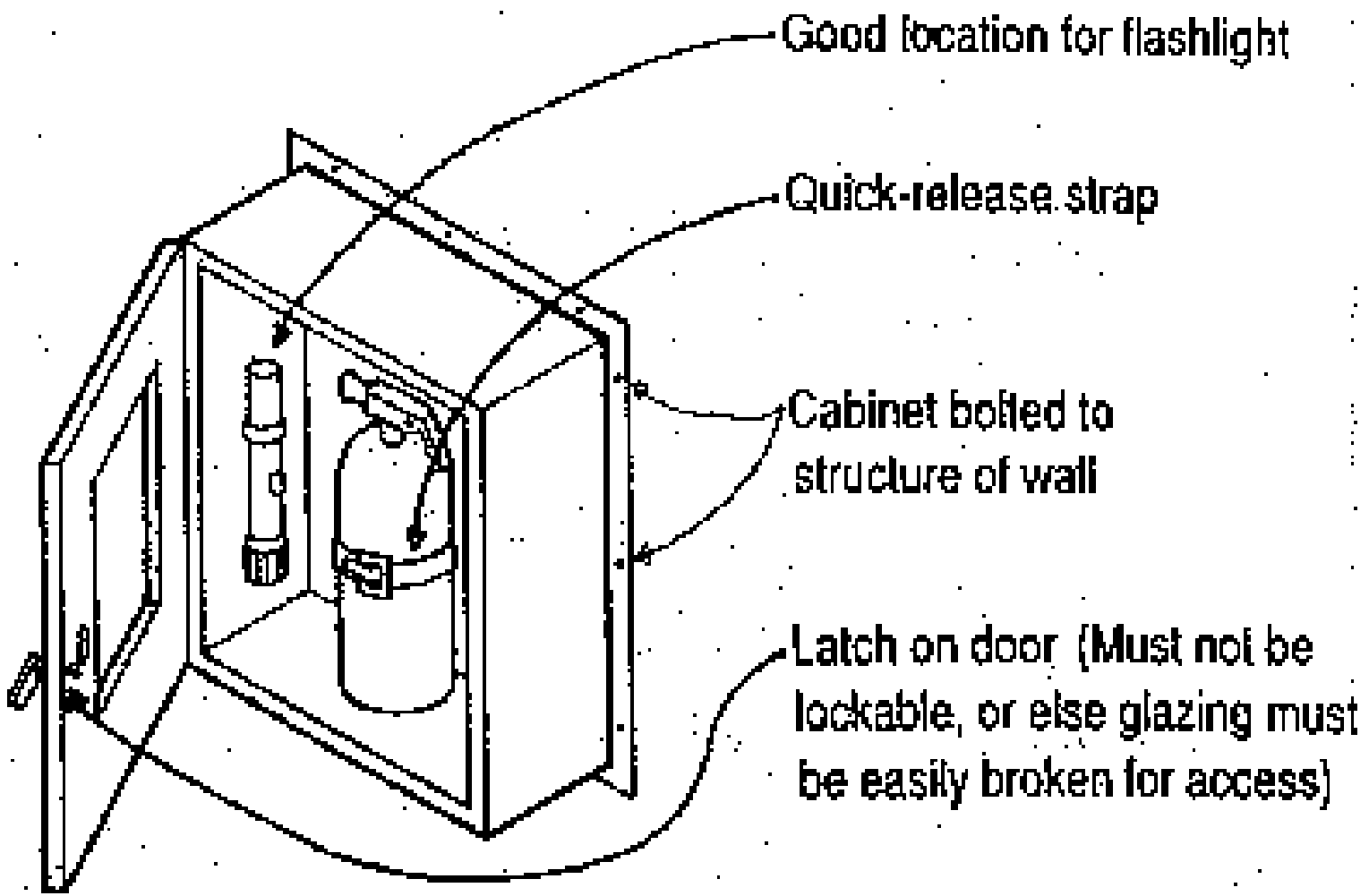

Bent wire supporting arms can be fashioned to hold onto small sculpture
"Bean bag" containing sand or shot to lower the center of gravity.
Monofilament fishing line guy lines
Supporting pedestal and cabinet must also be anchored
Glass case close fitting at top or sides

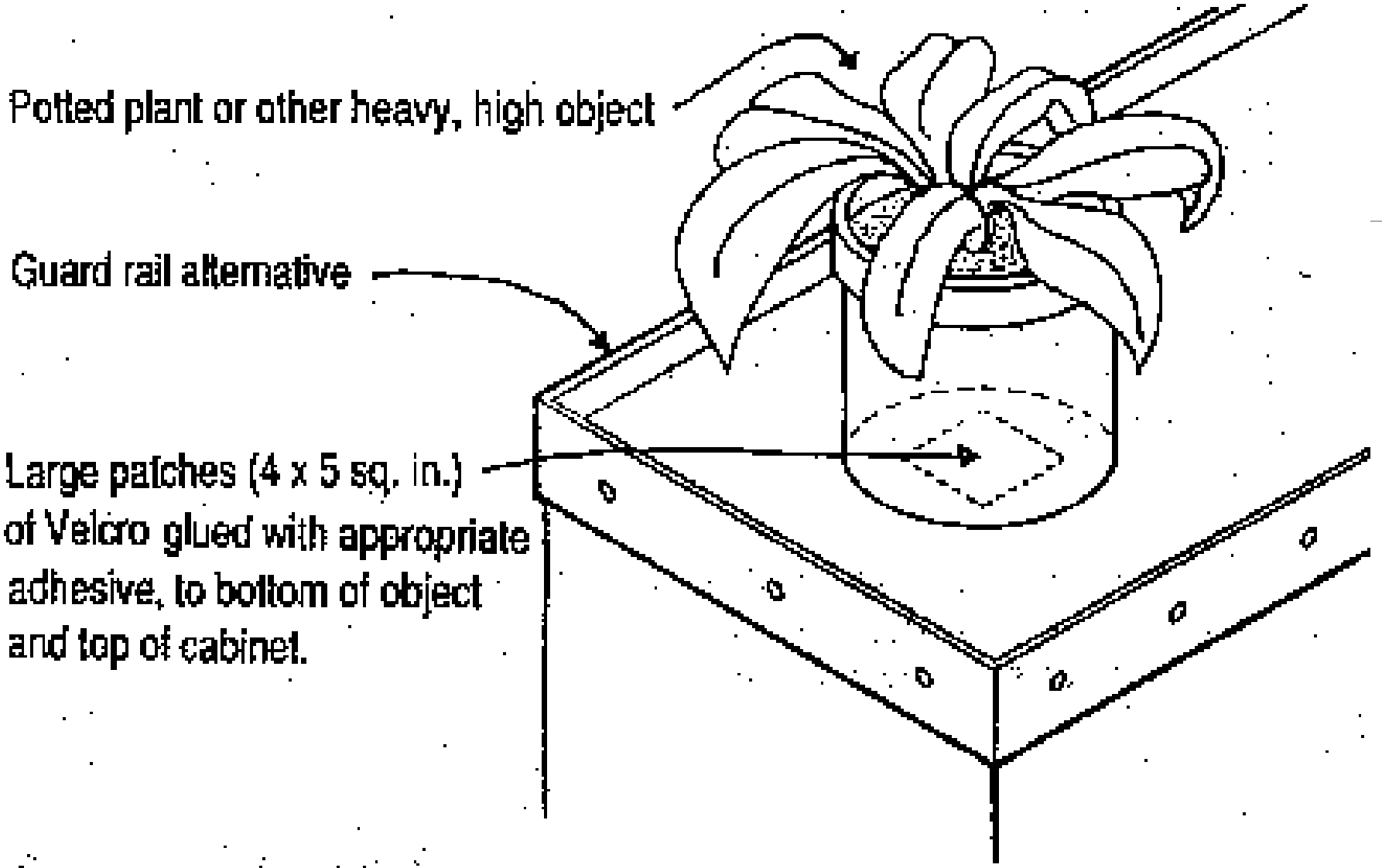
For objects under 1000 lbs.

For heavier equipment, seek an architect's or engineer's advice.

Minimum 1/2" wide x 3" embedment expansion anchors at each corner. Torque test to 30 foot-pounds.




Good location for flashlight
Quick-release strap
Cabinet bolted to structure of wall
Latch on door (Must not be lockable, or else glazing must be easily broken for access)


Potted plant or other heavy, high object
Guard rail alternative
Large patches (4 x 5 sq. in.) of Velcro glued with appropriate adhesive, to bottom of object and top of cabinet.
See separate chart for tall file cabinets

اجزای غیرسازه‌ای باید طی گام‌های زیر بهسازی شوند.

۱- هدف بهسازی، که شامل سطح عملکرد و سطح خطر زلزله می‌باشد، باید طبق بخش (۱-۴) تعیین شود. لرزه‌خیزی محل نیز با توجه به بند (۱-۷) تعیین می‌شود. اگر سطح عملکرد انتخابی ساختمان شامل سطح عملکرد لحاظنشده برای اجزای غیرسازه‌ای باشد، لزومی به رعایت ضوابط این فصل نیست.

۲- بازبینی کامل ساختمان برای تعیین وضعیت اجزا باید طبق بند (۹-۲-۱) انجام شود.

۳- ضرورت کنترل برای بهسازی برای سطح عملکرد انتخاب‌شده و رده‌بندی رفتاری مربوط باید با استفاده از جدول (۹-۱) یا (۹-۲) تعیین شود.

۴- اندرکنش اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید طبق بخش (۹-۵) درنظر گرفته شود.

۵- رده‌بندی رفتاری هر جزء غیرسازه‌ای باید طبق بخش (۹-۶) انجام شود.

۶- ارزیابی باید با ملاحظه بند (۹-۳-۲) و طبق بخش (۹-۷) و با استفاده از رده‌بندی رفتاری مشخص‌شده در جدول (۹-۱) یا (۹-۲) صورت گیرد.

۷- اجزایی که معیارهای پذیرش موردنظر را برآورده نسازند باید طبق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

BAM AIRPORT فرودگاه بم
ترمینال اختصاصی صنایع خودروسازی کرمان
PRIVATE TERMINAL OF KERMAN AUTOMOTIVE INDUSTRIES COMPANY
ADL
ADL

## ۹-۲-۱- بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود اجزای غیرسازه‌ای حداقل باید شامل موارد زیر باشد:

۱- پیکربندی انواع اجزای غیرسازه‌ای موجود و نحوه‌ی اتصال آن‌ها به سازه؛

۲- شرایط فیزیکی هر نوع جزء غیرسازه‌ای و اینکه فرسودگی رخ داده است یا خیر؛

۳- وجود اجزای غیرسازه‌ای که می‌توانند بالقوه بر عملکرد کل ساختمان تاثیر داشته باشند.

۴- وجود دیگر اجزای غیرسازه‌ای که خرابی آنها می تواند بر روی عملکرد جزء غیرسازه‌ای مورد نظر تاثیر داشته باشد.

اجزای غیرسازه‌ای باید براساس نوع حساسیت پاسخشان طبق جدول‌های (۹-۱) و (۹-۲) رده‌بندی شوند.

### ۹-۶-۱- اجزای حساس به شتاب

این رده شامل اجزایی است که به تغییرشکل حساس نبوده اما به نیروهای اینرسی حساس هستند و خسارات وارد بر آن‌ها نیز ناشی از این نیروها می‌باشد. این اجزا باید برای نیروهای طراحی لرزه‌ای طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) کنترل شوند.

### ۹-۶-۲- اجزای حساس به تغییرشکل

این رده شامل اجزایی است که به تغییرشکل ناشی از تغییرمکان نسبی سازه نیز حساس هستند و خسارت وارد برآن‌ها ناشی از این تغییرشکل می‌باشد. این اجزاء باید برای تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) کنترل شوند.

### ۹-۶-۳- اجزای حساس به شتاب و تغییرشکل

این رده شامل اجزایی است که به نیروهای اینرسی و به تغییرشکل ناشی از تغییرمکان نسبی سازه حساس هستند و خسارت وارد برآن‌ها ناشی از نیروها و تغییرشکل می‌باشد. این اجزاء باید برای نیروهای طراحی لرزه‌ای طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲)، و برای تغییرشکل طبق بند (۹-۷-۲-۳) کنترل شوند.

دو روش زیر برای ارزیابی اجزای غیرسازه‌ای وجود دارد که باید براساس جداول (۹-۱) و (۹-۲) انتخاب شود.

- روش تجویزی
- روش تحلیلی

## ۹-۷-۱- روش تجویزی

روش تجویزی برای ارزیابی یک جزء به صورت استفاده از مشخصات ارائه شده برای آن جزء توسط کارخانه سازنده می‌باشد. استفاده از روش تجویزی در موارد مجاز دانسته‌شده در معیارهای پذیرش اجزا، مشروط بر آنکه جزء مورد بررسی توسط سازندگان معتبر و آشنا به مسائل لرزه‌ای منطقه، تولید یا ساخته‌شده باشد و این مسائل نیز در طراحی و ساخت اجزا ملحوظ شده باشد، مجاز می‌باشد.

## ۹-۷-۲- روش تحلیلی

روش تحلیلی باید براساس رده‌بندی رفتاری اجزا طبق جداول (۹-۱) و (۹-۲) انتخاب و همچنین نیروها و تغییرشکل‌های اجزای غیرسازه‌ای باید به ترتیب زیر محاسبه شوند.

۱- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲) حساس به شتاب تعیین شده است و سطح عملکرد ایمنی جانی محدود یا ایمنی جانی برای اجزای غیرسازه‌ای انتخاب شده، معادلات ساده شده داده شده در بند (۹-۷-۲-۱) برای محاسبه نیروی وارد بر آن‌ها می‌تواند به‌کار رود.

۲- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲) حساس به شتاب تعیین شده و سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای بالاتر از ایمنی جانی انتخاب شود، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید طبق بند (۹-۷-۲-۲) محاسبه شوند.

۳- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲) حساس به تغییرشکل تعیین شده است، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید طبق بند (۹-۷-۲-۲) و نسبت‌های تغییرمکان نسبی باید طبق بند (۹-۷-۲-۳) محاسبه شوند.

۴- محاسبه‌ی نیروها و تغییرشکل‌های طراحی لرزه‌ای به روش‌های دیگر طبق بند (۹-۷-۲-۴) نیز اجازه داده می‌شود.

### ۹-۷-۲-۱- محاسبه نیرو با معادلات ساده شده

نیروهای طراحی لرزه‌ای وارد بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با رعایت ضوابط بند (۹-۷-۲) از روابط (۹-۱) و (۹-۲) محاسبه نمود. نیروی طراحی لرزه‌ای افقی را می‌توان از رابطه (۹-۱) محاسبه نمود. در مواردی که بر اساس ضوابط بندهای(۹-۹) و (۹-۱۰) محاسبه نیروی لرزه‌ای قائم لازم است، برای طره‌های افقی باید از رابطه (۹-۲) استفاده شود و برای سایر اعضا می‌توان از رابطه (۹-۳) استفاده نمود.

$$F_P = 1.6 S_{xs} W_P \qquad (۹-۱)$$

$$F_{PV} = \pm \frac{2}{3} F_P \qquad (۹-۲)$$

$$F_{PV\,(\min)} = \pm 0.2 S_{xs} W_P \qquad (۹-۳)$$

که در آن‌ها:

$F_P$: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

$F_{PV}$: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قائم در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

$S_{xS}$: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر موردنظر مطابق ضوابط بند (۱-۷).

$W_P$: وزن جزء موردنظر در حالت بهره‌برداری.

### ۹-۷-۲-۲- محاسبه‌ی نیرو با معادلات تفصیلی

### ۹-۷-۲-۲-۱- نیروی افقی لرزه‌ای

**الف- سطح عملکرد ایمنی جانی**

اگر طبق ضوابط بند (۹-۷-۲) برای محاسبه نیرو از معیارهای این بند استفاده شود، در این صورت نیرو از رابطه (۹-۴) محاسبه می‌شود.

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_{xs} I_P W_P \left[1 + \frac{2X}{h}\right]}{R_P} \qquad (۹-۴)$$

در صورتی‌که $F_P$ محاسبه‌شده از رابطه (۹-۴) بیش از مقدار حاصل از رابطه (۹-۱) باشد می‌توان مقدار حاصل از رابطه (۹-۱) را به کاربرد، مشروط برآنکه کم‌تر از مقدار حاصل از معادله (۹-۵) نباشد.

$$F_{P\,(\min)} = 0.3 S_{xs} I_P W_P \qquad (۹-۵)$$

در روابط (۹-۴) و (۹-۵) :

$F_p$: نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال و براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

$S_{xs}$: مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر موردنظر مطابق ضوابط بند (۱-۷).

$a_p$: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲)

X: ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه ساختمان.

h: ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه ساختمان.

$R_p$: ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲).

$I_p$: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر با ۱/۰ می‌باشد.

$W_p$: وزن جزء موردنظر در حالت بهره‌برداری.

## ب- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه

نیروی لرزه‌ای طرح برای اجزای غیرسازه‌ای در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه باید با در نظر گرفتن رفتار دینامیکی سازه و جزء غیر سازه‌ای تعیین شود. زمان تناوب اصلی ارتعاش جزء غیرسازه‌ای ($T_p$) در هر امتداد از رابطه (۹-۶) محاسبه می شود.

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad (۹-۶)$$

در این رابطه:

$T_p$: زمان تناوب اصلی جزء

$W_p$: وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری

$g$: شتاب ثقل

$K_p$: سختی تقریبی تکیه گاه جزء (سختی مهاربند و اتصالات براساس اعمال بار واحد در مرکز جرم جزء مورد نظر)

نیروی طراحی لرزه‌ای جزء غیرسازه‌ای از رابطه زیر محاسبه شده است:

$$F_p = \frac{I_p a_p A_x W_p}{R_p} \qquad (۹-۷)$$

در این رابطه:

$I_P$: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه برابر با ۱/۴ می‌باشد.

$a_p$: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲)

$R_P$: ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۹-۱) یا (۹-۲).

$A_x$: شتاب طبقه در تراز X براساس تحلیل دینامیکی خطی ساختمان طبق بخش(۱-۷ ) محاسبه می شود. به جای استفاده از تحلیل دینامیکی خطی می‌توان مقدار $A_x$ را با استفاده از معادله (۹-۸) تعیین نمود.

$$A_x = 0.4 S_{xs} \left(1 + \frac{2x}{h}\right) \qquad (۹-۸)$$

در این رابطه:

$h$: میانگین ارتفاع تراز بام سازه نسبت به تراز پایه

در این رابطه:

$h$: میانگین ارتفاع تراز بام سازه نسبت به تراز پایه

$x$: ارتفاع تراز مرکز جرم جزء مورد بررسی نسبت به تراز پایه

### ۹-۷-۲-۲-۲- نیروی قائم لرزه‌ای

اگر طبق ضوابط بند (۹-۷-۲) برای محاسبه‌ی نیرو از معیارهای این بند استفاده شود، در این‌صورت نیرو از رابطه (۹-۹) محاسبه می‌شود.

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_p S_{xs} I_P W_P}{R_P} \qquad (۹-۹)$$

در صورتی‌که $F_{PV}$ محاسبه‌شده از رابطه (۹-۹) بیش از مقدار حاصل از رابطه (۹-۲) باشد می‌توان مقدار حاصل از رابطـه (۹-۲) را به‌کار برد، مشروط برآنکه کم‌تر از مقدار حاصل از رابطه (۹-۱۰) نباشد.

$$F_{PV(min)} = \pm 0.2 S_{xs} I_P W_P \qquad (۹-۱۰)$$

$I_P$: ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر ۱ و برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه برابر با ۱/۵ در نظر گرفته می شود.

### ۹-۷-۲-۳- محاسبه‌ی تغییرشکل

مقادیر تغییرمکان نسبی $(D_p)$ و نسبت‌های تغییرمکان نسبی $(D_r)$ باید براساس روابط این بند محاسبه شوند. اگر جزء غیرسازه‌ای، دو نقطه واقع در ترازهای $X$ و $Y$ در یک ساختمان یا سیستم سازه‌ای را به هم متصل نماید باید از رابطه (۹-۱۱) و اگر جزء غیرسازه‌ای، دو نقطه هم تراز در دو ساختمان یا سیستم سازه‌ای مستقل را به هم وصل نماید باید از رابطه (۹-۱۲) استفاده شود.

$$D_r = \frac{\delta_{XA} - \delta_{YA}}{X - Y} \qquad (۹-۱۱)$$

$$D_P = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \qquad (۹-۱۲)$$

در این روابط :

$D_P$: تغییرمکان نسبی لرزه‌ای.

$D_r$: نسبت تغییرمکان نسبی.

$X$: ارتفاع اتصال تکیه‌گاه فوقانی (ترازX) نسبت به تراز پایه.

$Y$: ارتفاع اتصال تکیه‌گاه تحتانی (تراز Y) نسبت به تراز پایه.

$\delta_{XA}$: تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز X، تعیین‌شده براساس روش‌های تحلیلی در فصل ۳.

$\delta_{YA}$: تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز Y، تعیین‌شده براساس روش‌های تحلیلی در فصل ۳.

$\delta_{XB}$: تغییرمکان جانبی ساختمان B در تراز X، تعیین‌شده براساس روش‌های تحلیلی در فصل ۳.

تاثیرات تغییرمکان‌های نسبی لرزه‌ای باید در ترکیب با تغییرمکان‌های ناشی از دیگر بارها به صورت مناسب درنظرگرفته شوند.

## ۹-۹- اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

در مورد کلیه اجزا ابتدا تعریف و محدوده کاربرد و سپس نوع رفتار و روش‌های بهسازی مشخص می‌شود. سپس معیارهای پذیرش براساس سطوح عملکرد مختلف داده شده است. دراین قسمت جزء یا اتصال آن تحت اثر نیروهای اینرسی برون‌صفحه‌ای و بسته به مورد، سیستم سازه‌ای نگهدارنده جزء برای تغییرشکل کنترل می‌شود. در انتها ضوابط بازرسی ظاهری جزء و نیاز یا عدم نیاز به اصلاح آن مشخص می‌شود.

## ۹-۹-۱- سفت‌کاری دیوارهای خارجی

### ۹-۹-۱-۱- تعریف و محدوده کاربرد

ضوابط این بند قابل کاربرد در مورد سفت‌کاری دیوارهای خارجی با مصالح بنایی، اعم از آجرفشاری، آجرسفال، بلوک‌های سیمانی یا گچی است که با انواع ملات ساخته شده باشند.

### ۹-۹-۱-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سفت‌کاری دیوارهای خارجی، حساس به تغییرشکل، مطابق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. این دیوارها باید مطابق با معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۱-۳) ارزیابی شوند. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش، این دیوارها باید مطابق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

### ۹-۹-۱-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: سفت‌کاری دیوارهای خارجی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۰۸ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: در این سطح عملکرد سفت‌کاری دیوارهای خارجی باید قادر به تحمل نیروهای برون‌صفحه‌ای که طبق بند (۹-۷-۲-۲) محاسبه می‌شود، باشد. نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۰۴ می‌باشد.

### ۹-۹-۱-۴- ملزومات ارزیابی

سفت‌کاری دیوارهای خارجی باید جهت حصول اطمینان از پایداری، اجرای صحیح، دوام مصالح، جلوگیری از نفوذ رطوبت و عدم وجود ترک‌خوردگی و تغییرشکل به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم اصلاح شود.

## ۹-۹-۳- نمای خارجی

### ۹-۹-۳-۱- نمای چسبانده‌شده

#### ۹-۹-۳-۱-۱- تعریف و محدوده‌ی کاربرد

این نوع نما می‌تواند روی مصالح بنایی، بتن، اندود سیمان، یا به قاب سازه‌ای با کمک چسب یا دیگر موارد مشابه نگهداشته شود.

چند نوع معمول این نوع نما عبارتند از:

۱- کاشی، آجر و سنگ با ضخامت متعارف ۲/۵ سانتی‌متر؛

۲- موزاییک‌های شیشه‌ای با اندازه‌های متعارف ۱ × ۵ × ۵ سانتی‌متر؛

۳- قطعات سرامیکی؛

۴- اندود خارجی .

### ۹-۹-۳-۱-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

مصالح و اجزای چسبانده‌شده، حساس به تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برقراری معیارهای پذیرش بند (۹-۹-۳-۱-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۹-۸) بهسازی شوند.

### ۹-۹-۳-۱-۳- معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید براساس ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) بکاربرده شوند.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا (۹-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی، محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۹-۱) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییرمکان نسبی محاسبه‌شده طبق بند (۹-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

### ۹-۹-۳-۱-۴- ملزومات ارزیابی

نماهای چسبانده‌شده باید با مشاهده عینی و تقه‌زنی برای تعیین احتمالی لقی و ترک، بازرسی شده و در صورتی که به طور مناسب چسبانده‌نشده و یا سازه نگهدارنده آن‌ها بیش از حد نرم باشد، اصلاح شوند.

## ۹-۹-۳-۲- نمای دوخته‌شده

### ۹-۹-۳-۲-۱- تعریف و محدوده کاربرد

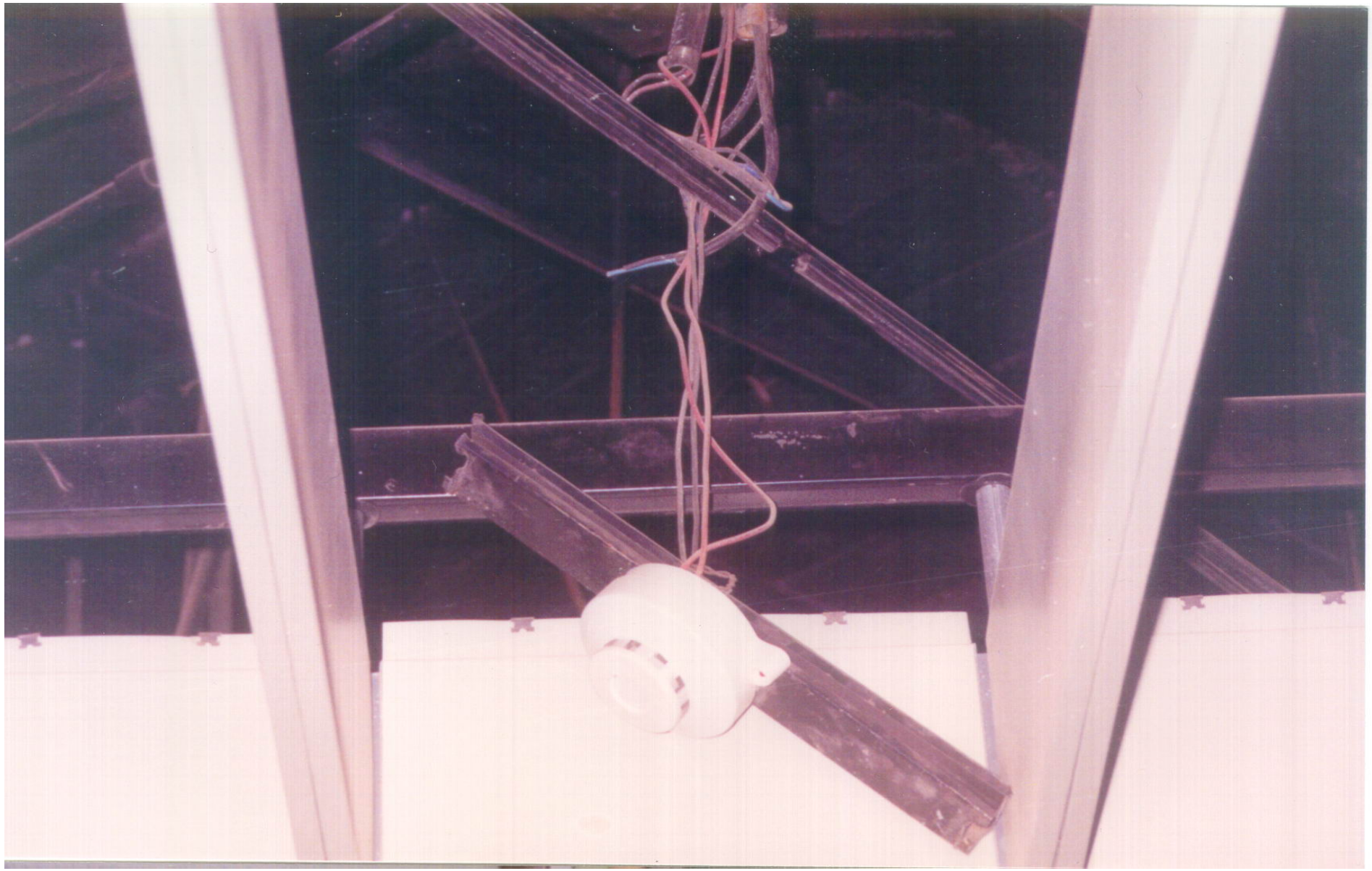
این نما شامل آجرکاری یا سنگ‌کاری می‌شود که به صورت مکانیکی به سازه نگهدارنده متصل می‌شوند. سه نوع متداول این نما عبارتند از:

۱- آجرکاری و سنگ‌کاری با ضخامت اسمی متعارف ۱۲/۵ سانتی‌متر.

۲- سنگ‌کاری با ضخامت اسمی متعارف ۱۲/۵ تا ۲۵ سانتی‌متر.

۳- قواره‌های سنگی بزرگ با ضخامت اسمی متعارف ۵ سانتی‌متر.

تمهیدات این بخش برای قطعاتی که در ارتفاع حداقل ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف مجاور قرار گرفته‌اند الزامی هستند.



نمونه های دیگر:

## ۹-۹-۷- دودکش‌های ساختمانی

### ۹-۹-۷-۱- تعریف و محدوده کاربرد

دودکش‌ها که به صورت طره‌ای بر بام ساختمان‌ها قرار می‌گیرند باید طبق ضوابط این بند برای بهسازی کنترل شوند.

دودکش‌های ساخته‌شده از ورق نازک گالوانیزه نیاز به کنترل برای بهسازی ندارند.

## ۹-۱۰-۱-تجهیزات مکانیکی

### ۹-۱۰-۱-۱- تعریف و محدوده‌ی کاربرد

ضوابط این بند قابل اعمال به تاسیسات سرمایش و گرمایش به‌جز مخازن مایعات، آبگرمکن‌ها و لوله‌ها (که در بندهای بعدی ارزیابی می‌شوند) می‌باشد. تاسیسات سرمایش و گرمایش مشمول این بند که یکی از معیارهای زیر را برآورده می‌سازند باید طبق ضوابط این بند برای بهسازی کنترل شوند.

۱- کلیه تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.

۲- تجهیزات مهارنشده با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی تحت اثر بارهای طراحی، محاسبه‌شده، طبق بند (۹-۷-۲-۱) یا(۹-۷-۲-۲) کم‌تر از ۱٫۵ باشد.

۳- تجهیزاتی که دارای وزن بیش از ۱۰ کیلوگرم باشند و به سقف، دیوار یا تکیه‌گاهی در ارتفاع بیش از ۱٫۲۰متر بالای کف طبقه متصل‌شده باشند.

## ۹-۱۰-۶- چراغ‌ها و اجزای روشنایی

### ۹-۱۰-۶-۱- تعریف و محدوده کاربرد

چراغ‌ها و اجزای روشنایی شامل انواع زیر می‌باشند:

۱- توکار و روکار

۲- لوسترها و چلچراغ‌ها

۳- سیستم‌های نورپردازی

### ۹-۱۰-۶-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اگر اجزای تثبیت چراغ‌ها معیارهای بند (۹-۱۰-۶-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

قفسه‌ها بسته به نوع مواد نگهداری شده در روی آن‌ها به چهار نوع تقسیم می‌شوند.

۱- قفسه مواد خطرناک؛

۲- قفسه تجهیزات مخابراتی و رایانه‌ای؛

۳- قفسه کتاب‌ها؛

۴- قفسه سایر مواد.

## ۹-۱۰-۸- کف‌های کاذب

### ۹-۱۰-۸-۱- تعریف و محدوده کاربرد

کف‌های کاذب پانل‌بندی‌شده که جهت دسترسی به سیم‌ها یا فیبرهای نوری و دیگر تجهیزات مربوط به رایانه و یا وسایل الکترونیکی طراحی شده‌اند مشمول این بند می‌باشند.

### ۹-۱۰-۸-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

کف‌های کاذب، حساس به شتاب و تغییرشکل، طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می‌شوند. کف‌های کاذبی که معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۸-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

### ۹-۱۰-۸-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

## ۹-۱۰-۹- آسانسورها

### ۹-۱۰-۹-۱- تعریف و محدوده کاربرد

آسانسور شامل اتاقک، شفت و تجهیزات برای بهره‌برداری آن از قبیل بالابر، وزنه‌های تعادل، کابل‌ها، کنترل‌کننده‌ها و اتاق تجهیزات می‌باشد.

### ۹-۱۰-۹-۲- رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اجزای آسانسور، حساس به شتاب، طبق بند (۹-۶-۱) محسوب می‌شوند. شفت و ریل‌های بالابر که در طبقات متعدد ادامه می‌یابند، حساس به شتاب و تغییرشکل طبق بند (۹-۶-۳) محسوب می‌شوند. چنانچه این اجزاء معیارهای پذیرش بند (۹-۱۰-۹-۳) را برآورده نسازند باید طبق بند (۹-۸) بهسازی شوند.

### ۹-۱۰-۹-۳- معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۹-۳-۲) به‌کاربرده شوند.

# شیوه های اجرایی متداول بهسازی مدارس با سازه ی دیوار باربر و شناژ قائم وافقی موجود

# ساختمانهای مجاور

۱- جمع آوری اطلاعات ساختمانهای مجاور در صورت تاثیر ساختمانهای مجاور بر رفتار لرزه‌ای سازه مورد نظر جهت مدلسازی اثرات متقابل

۲- در صورت عدم رعایت درز انقطاع مطابق استاندارد ۲۸۰۰، لازم است اطلاعات لازم جهت بررسی اثر برخورد دو ساختمان مجاور جمع‌اوری و مطالعه دقیق انجام یابد.

۳- در صورت وجود عناصر سازه‌ای مشترک در دو سازه مجاور، می‌بایست اطلاعات کامل ساختمان مجاور جهت بررسی دقیقتر جمع آوری گردد.

۴- در صورت احتمال آسیب رسیدن به ساختمان مورد مطالعه در صورت سقوط اجزای سست از ساختمان مجاور (جان پناه – قطعات نما و ...) انفجار، آتش سوزی، نشت مواد شیمیائی و ... نیاز به تقویت موضعی بررسی شود.

# برخورد ساختمانهای مجاور

اثر ضربه دو ساختمان مجاور
W
E
9
8
7
6
5
4
3
2
1
HYUNDAI

اثر ضربه دو ساختمان مجاور
3
4
5

اثر ضربه دو ساختمان مجاور
5
6
7
8
5
6
8

اثر ضربه دو ساختمان مجاور
5

اجزای مشترک بین ساختمانها

# کمبود ها ومشکلات موجود در برخی از سازه های مدارس

# (مصالح بنایی)

## براساس ضوابط دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰و۳۷۶) نواقص برخی از سازه های مدارس را می توان به قرار زیر برشمرد:

۱- کمبود مقاومت برشی که ناشی از مقدار دیوار نسبی، مقاومت برشی ملات، مقا ومت مصالح مصرفی و....

۲- فاصله ی کلاف های قائم (عدم رعایت حداکثر طول آزاد دیوار ها)

۳- هندسه وپلان نامتقارن ونامنظم

۴- عدم رعایت فاصله ی باز شوها از یکدیگر

۵- عدم انسجام در سقف ها (طاق ضربی)

# شیوه های متداول بهساز ی مدارس با سازه ی بنایی (استان خراسان رضوی)

۱- استفاده  از روکش بتنی

۲- افزایش دیوار نسبی

۳- تعبیه واجرای کلاف بندی فلزی

۴- تامین صلبیت در سقف های طاق ضربی

## شیوه های متداول بهساز ی مدارس با سازه ی بنایی (استان خراسان رضوی)

۵- ایجاد انسجام و یکپارچگی در سقف های طاق ضربی

۶- اتصال مناسب دیوار و سقف (ایجاد کلاف افقی فلزی)

۷- توسعه و تقویت فونداسیون

## شیوه های متداول بهساز ی مدارس با سازه ی بنایی (استان خراسان رضوی)

### ۱-استفاده از روکش بتنی

اجرای یک شبکه ی میلگرد روی دیوار و بتن پاشی به ضخامت ۷ تا ۸ سانتیمتر بر روی دیوار (با این شیوه می توان ضعف در مقاومت برشی سازه ی مدرسه و همچنین ضعف در سیستم کلاف بندی را بر طرف نمود.)

## آماده سازی سطوح ، جهت اجرای عملیات شات کریت

2008/03/18

2008/03/10

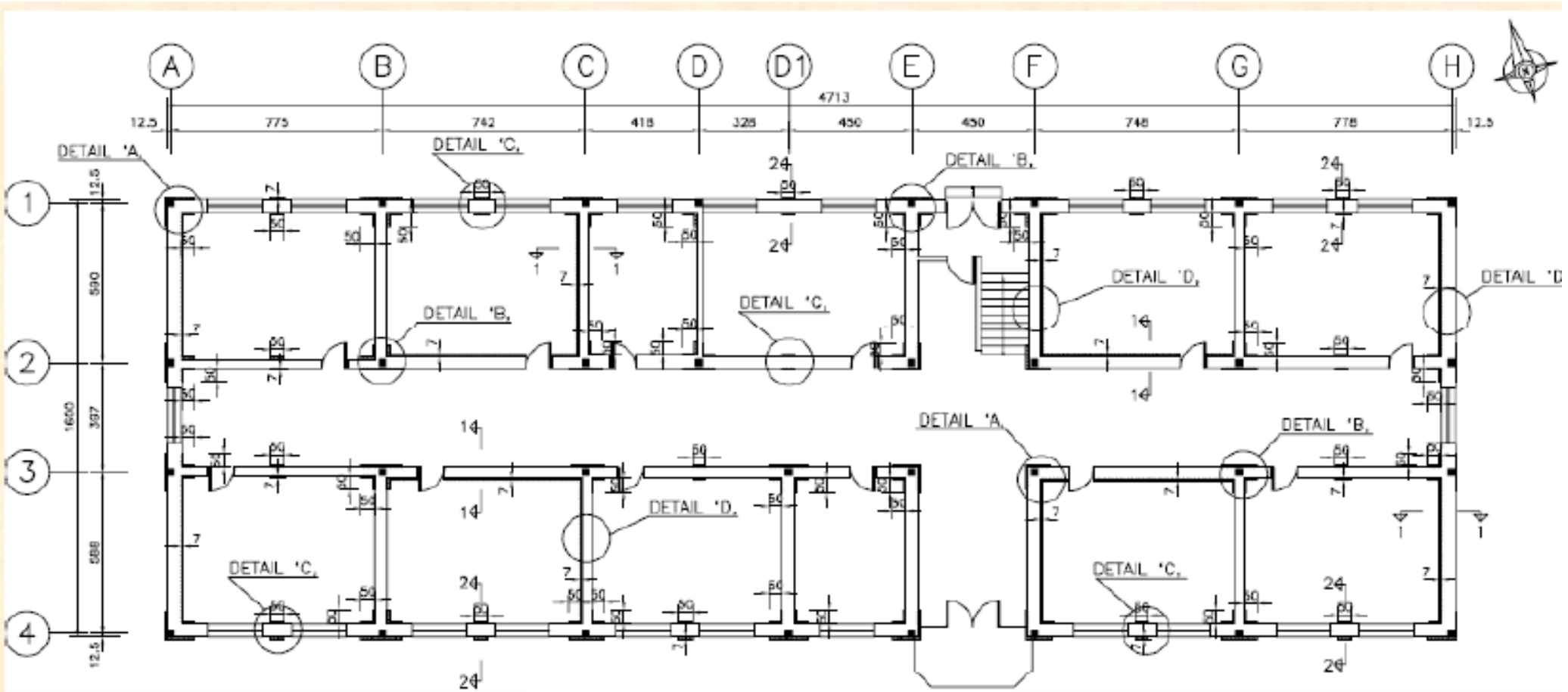
2008/03/21

# اجرای شبکه آرماتور

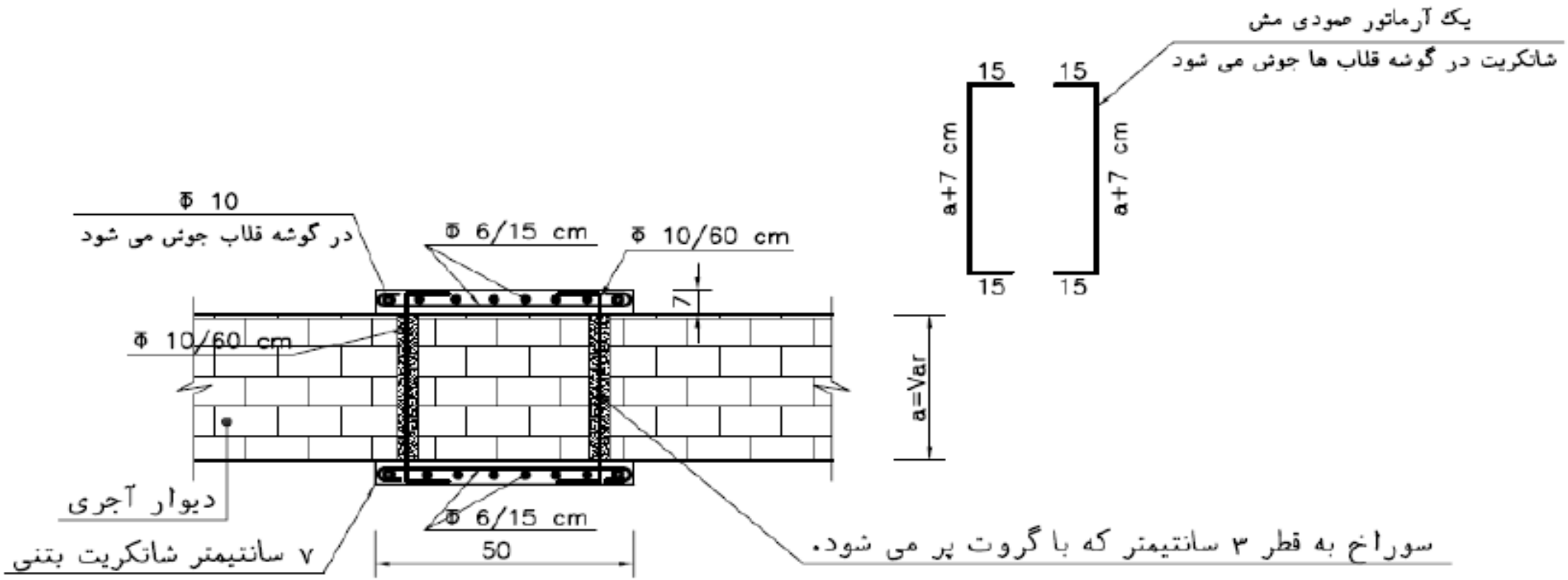
قراردادن آرماتورافقی بر روی آرماتورهای قائم برای مهار مناسب آنها

اداره کل نوسازی مدارس
خراسان رضوی

# اجرای عملیات شات کریت

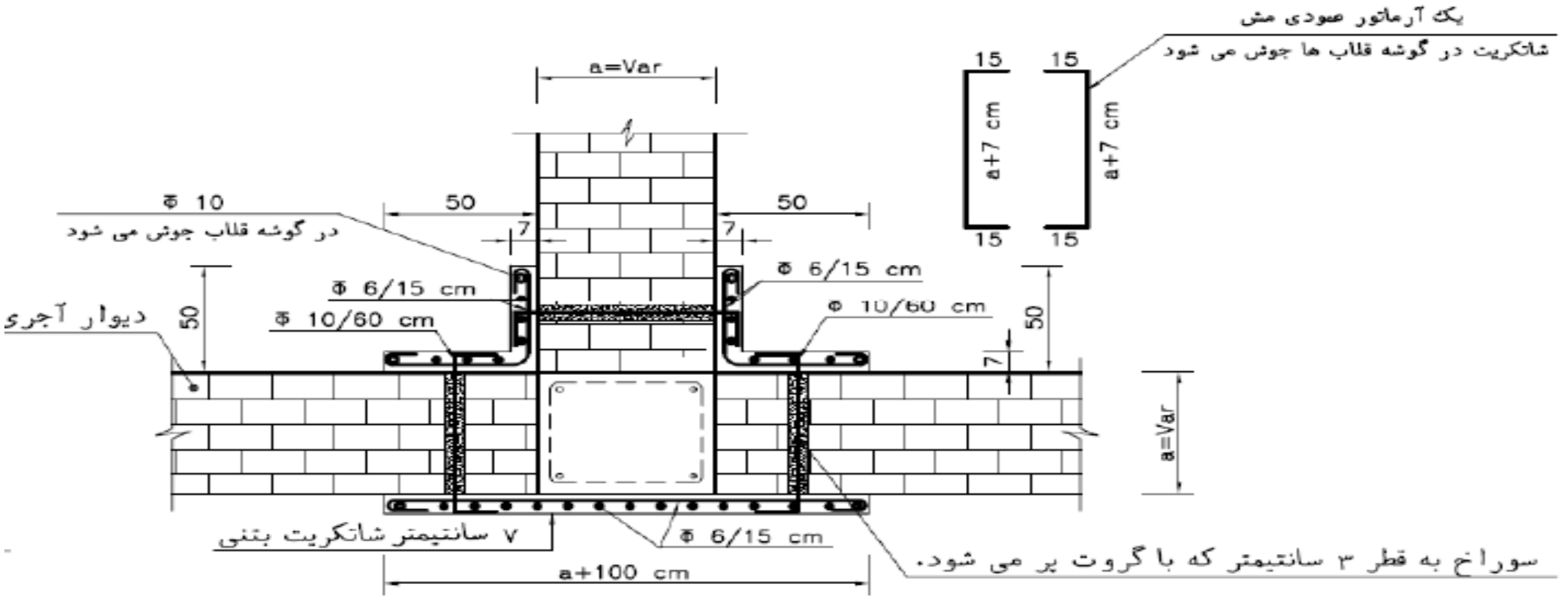



پلان محل اجرای شاکریت در طبقه همکف




DETAIL 'C,

1:20 کلاف قائم با شاتکریت موضعی در وسط طول مهار نشده دیوارها




DETAIL 'B,

نحوه اتصال دیوارها از طریق شاتکریت موضعی در تقاطع T شکل 1:20

## ۲- افزایش دیوار نسبی

اجرای دیوار با مصالح بنایی بطوری که پلان از حالت تقارن خارج نشود (اتصال دیوار به سازه و یکپارچگی آن حائز اهمیت است).

## ۳- تعبیه واجرای کلاف بندی فلزی

**ایجاد کلاف افقی و قائم با استفاده از پروفیل ناودانی**

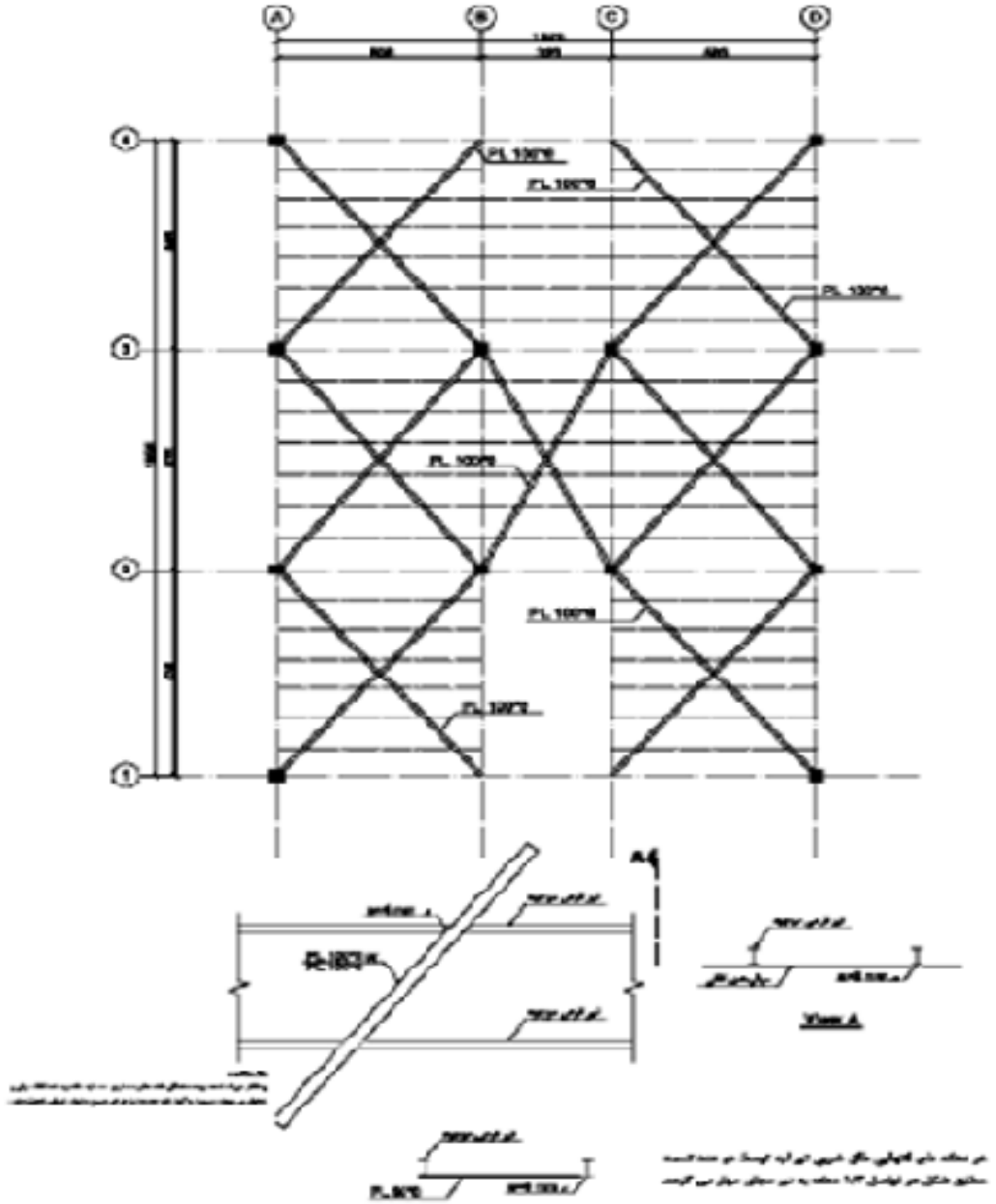
## ۴-تامین صلبیت در سقف های طاق ضربی

تعبیه آرماتور روی سقف و اجرای بتن روی آن

## ۵- ایجاد انسجام و یکپارچگی در سقف های طاق ضربی

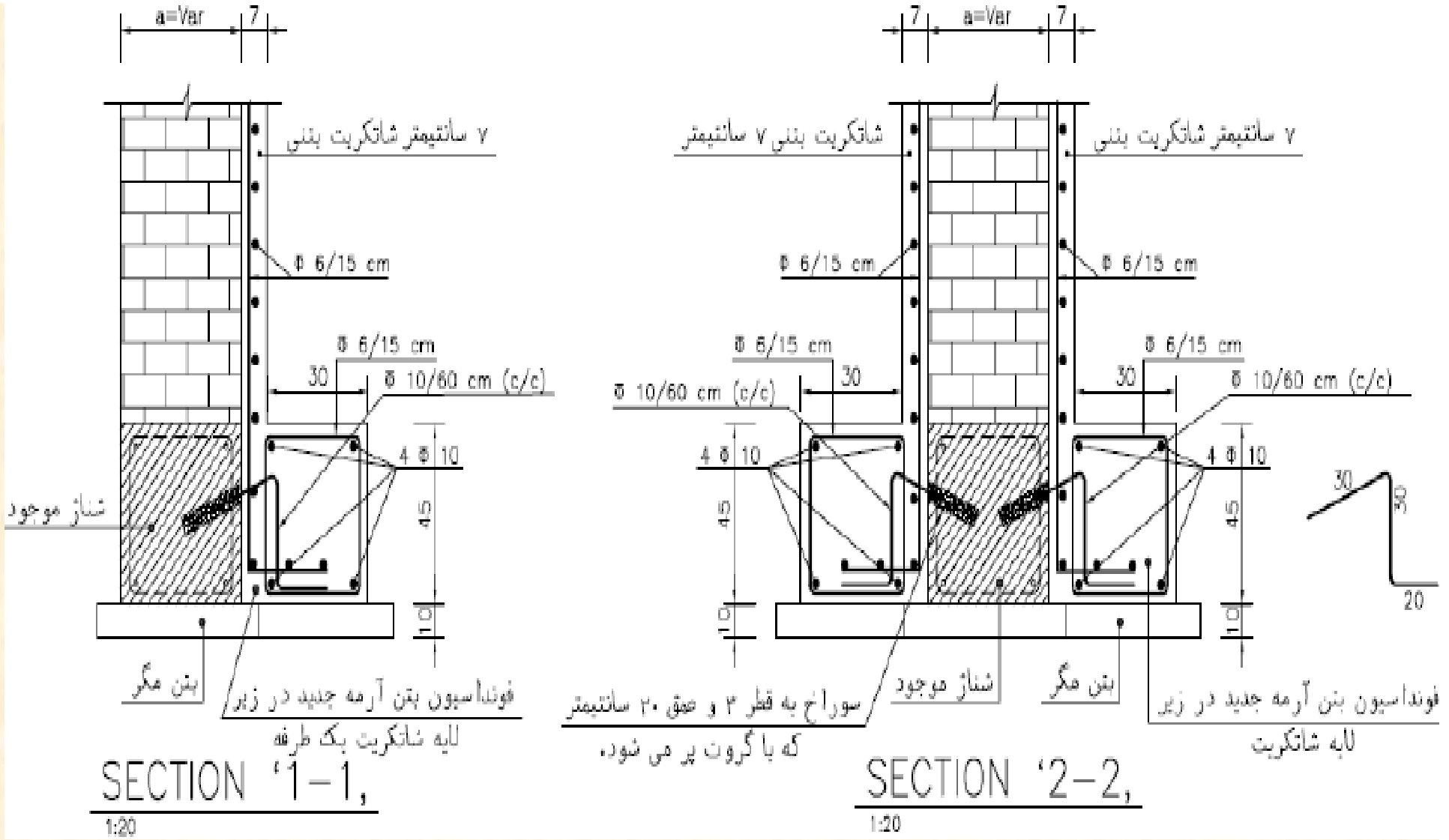
اجرای تسمه های فلزی بصورت ضربدری در زیر تیرچه های سقف

# نحوه تقویت دیافراگم



## ۶- اتصال مناسب دیوار و سقف (ایجاد کلاف افقی فلزی)

## ۷- توسعه و تقویت  فونداسیون


a=Var
7
۷ سانتیمتر شاتکریت بتنی
Φ 6/15 cm
Φ 6/15 cm
30
Φ 10/60 cm (c/c)
4 Φ 10
45
10
شناژ موجود
بتن مگر
فونداسیون بتن آرمه جدید در زیر
لایه شاتکریت یک طرفه
SECTION '1-1,
1:20
7
a=Var
7
شاتکریت بتنی ۷ سانتیمتر
۷ سانتیمتر شاتکریت بتنی
Φ 6/15 cm
Φ 6/15 cm
Φ 6/15 cm
Φ 6/15 cm
Φ 10/60 cm (c/c)
30
30
Φ 10/60 cm (c/c)
4 Φ 10
4 Φ 10
45
45
10
10
30
30
20
سوراخ به قطر ۴ و عمق ۲۰ سانتیمتر
که با گروت پر می شود.
شناژ موجود
بتن مگر
فونداسیون بتن آرمه جدید در زیر
لایه شاتکریت
SECTION '2-2,
1:20

# چگونگی اتصال شناژهای قدیم و جدید با استفاده از کاشت میلگرد در شناژ قدیم

# شیوه های متداول بهسازی مدارس با سازه ی اسکلت فلزی

# کمبود ها ومشکلات موجود در برخی از سازه مدارس (اسکلت فلزی)

کمبود مقاومت برشی

ضعف در مقاومت تیر ها و ستون ها

ضعف در اتصالات

ضعف در دیوارهای پرکننده

عدم انسجام در سقف ها

ضعف در مقاومت فونداسیون

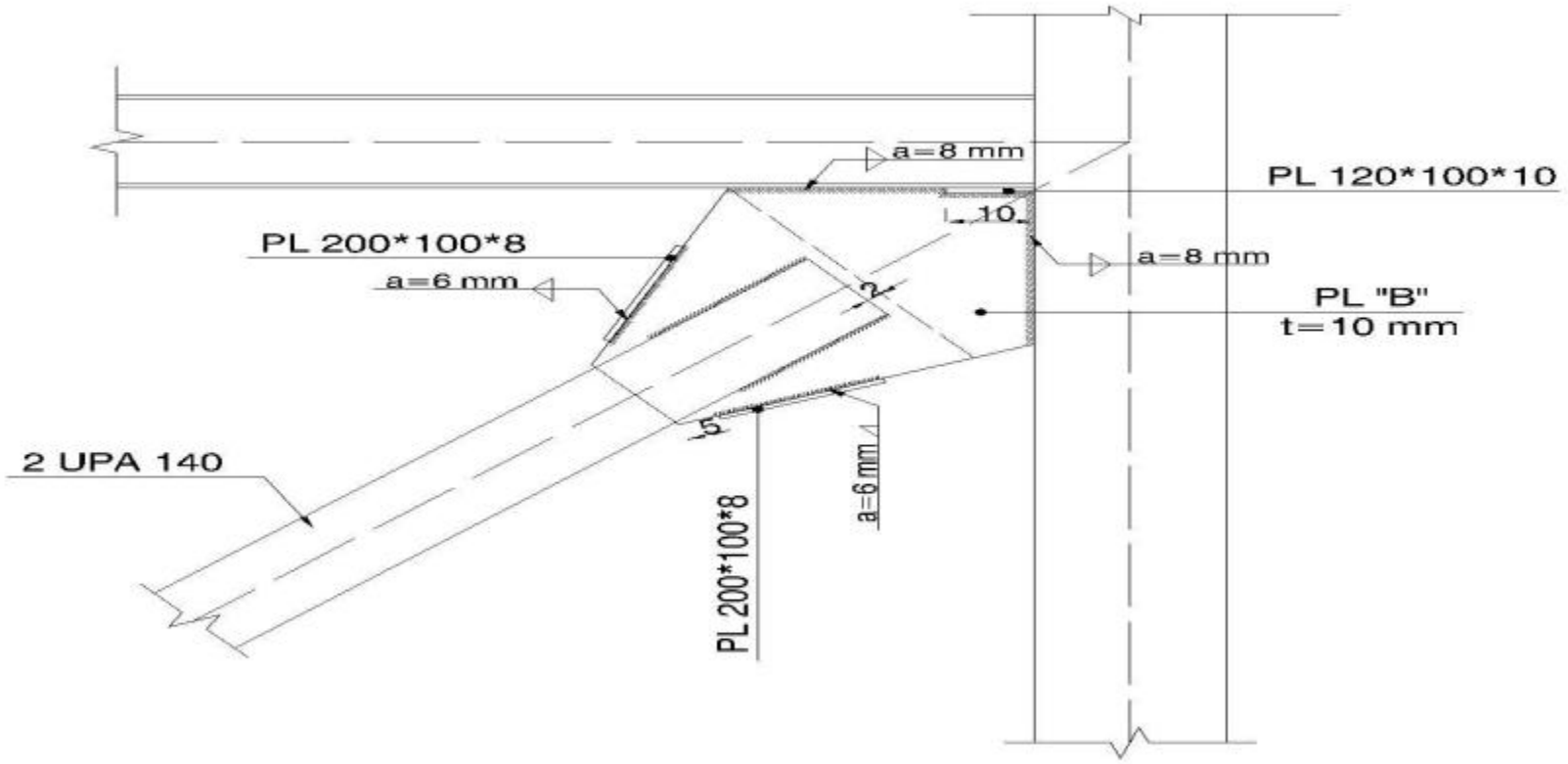
# شیوه ها ی متداول بهسازی مدارس با سازه ی اسکلت فلزی

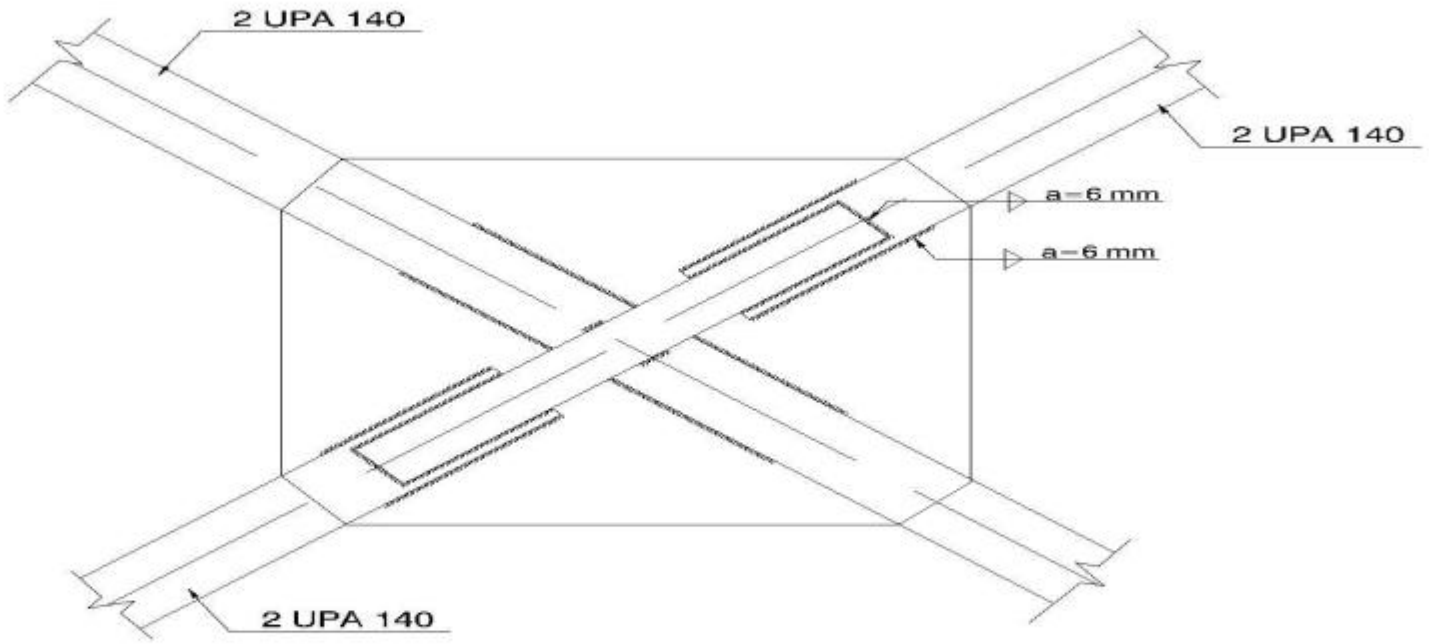
۱. استفاده از باد بند های جدید
۲. استفاده از دیواربرشی
۳. تقویت تیر و ستون ها و اتصالات
۴. تقویت دیافراگم کف
۵. تقویت فونداسیون
۶. مهار دیوارها
۷. حذف اعضای گزینش شده

# ۱. ایجاد باربری جانبی مطلوب با اجرای بادبند

ویژگی در سیستم اجرا شده در اداره کل نوسازی،توسعه و تجهیز مدارس

رعایت جزئیات اجرایی اتصالات بادبندها به خصوص رعایت فاصله 2t از خط آزاد خمش، فاصله ۵ سانتیمتری اولین لقمه از ورق گاست، فاصله حداکثر لقمه ها و استفاده از ورق یکپارچگی در دو طرف محل قطع پروفیل مهاربند برای جلوگیری از کاهش مشخصات هندسی و لاغری پروفیل قطع شده در محل اتصال


a=8 mm
PL 120*100*10
10
PL 200*100*8
a=6 mm
a=8 mm
PL "B"
t=10 mm
2
2 UPA 140
5
PL 200*100*8
a=6 mm


2 UPA 140
2 UPA 140
a=6 mm
a=6 mm
2 UPA 140

2009/07/14

2009/07/14

2009/07/14

**ایجاد باربری جانبی مطلوب با اجرای بادبند: اتصالات جدید با رعایت فاصله مناسب عضو مهاربند تا خط آزاد خمش و رعایت حداکثر فاصله اولین لقمه**

2069/04/13

2004/02/02

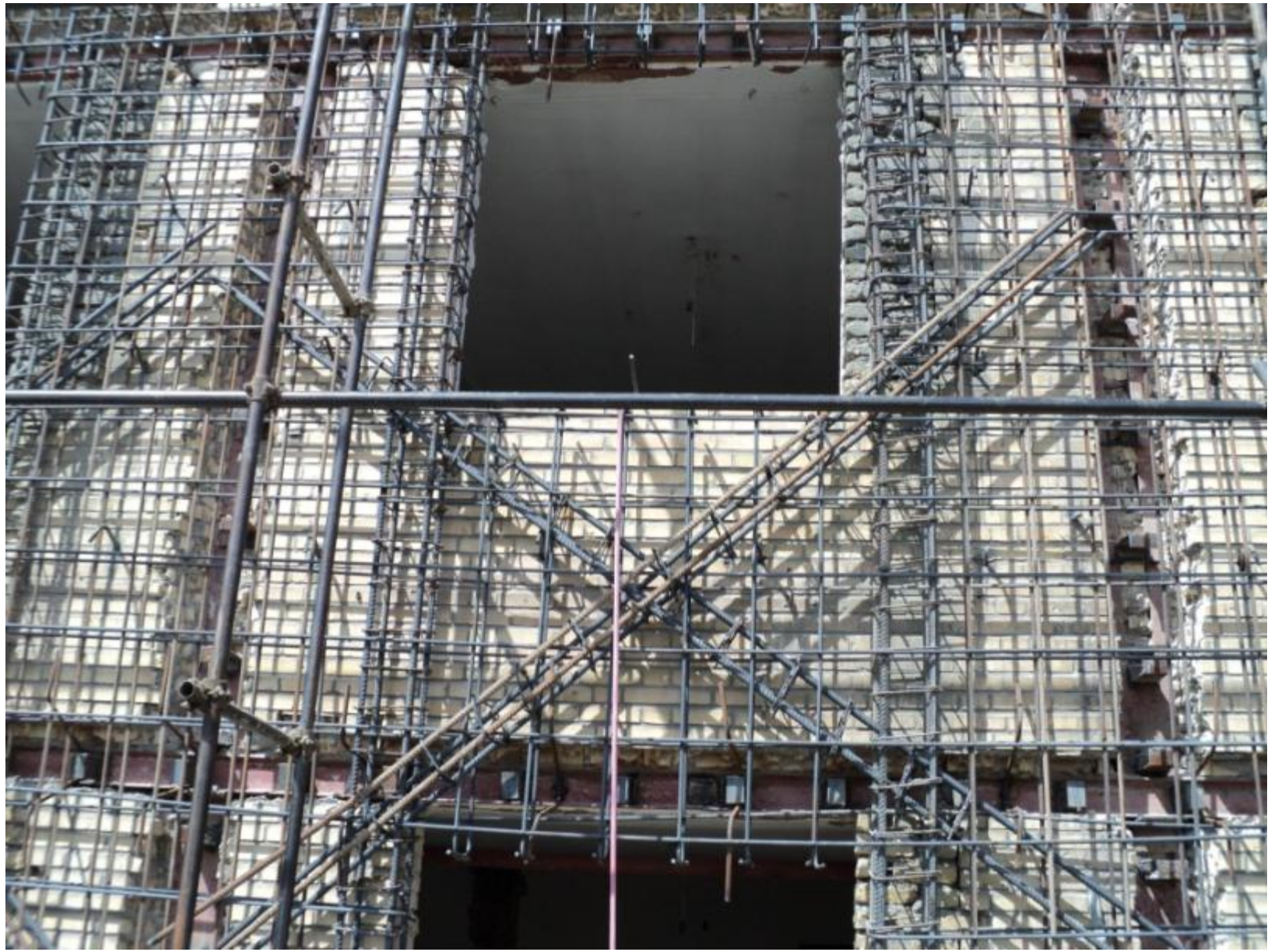
2004/02/02

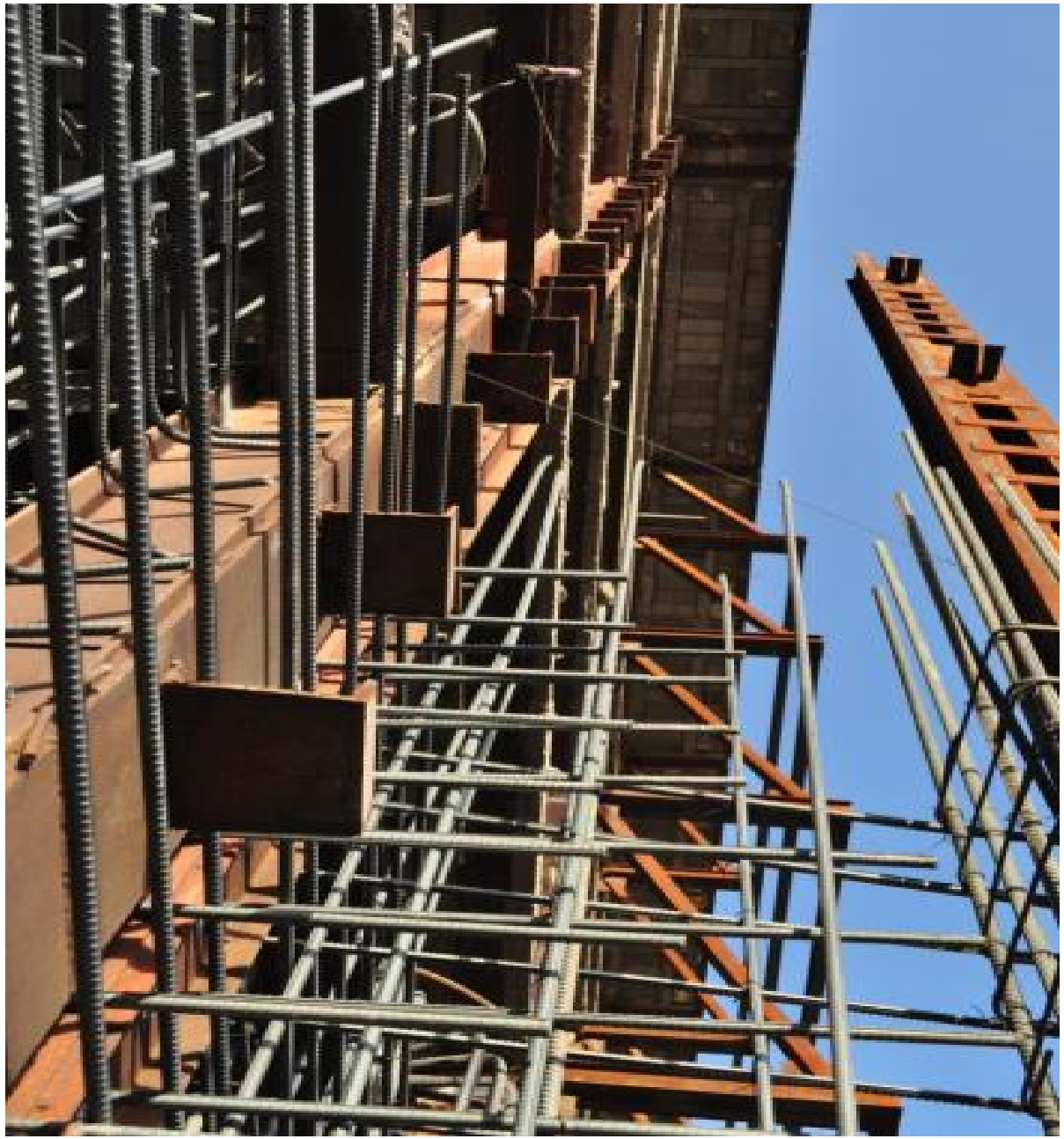
# ۲. ایجاد باربری جانبی مطلوب با ساخت دیوار برشی جدید

**ویژگی در سیستم اجرا شده در اداره کل نوسازی،توسعه و تجهیز مدارس**

ساخت شمع و امتداد آن به عنوان المان های مرزی دیوار برشی: بدین وسیله هم مشکل فونداسیون برای تحمل بارهای وارد از طرف دیوار رفع می شود و هم اتصال مناسبی بین دیوار جدید و فونداسیون های قدیم و جدید به وجود می آید.

کاشت میلگرد در فونداسیون و دیوارهای برشی موجود و نصب برشگیر بر روی تیرها و ستون های موجود برای ایجاد عملکرد کاملا مرکب بین سازه موجود و دیوارهای جدید.



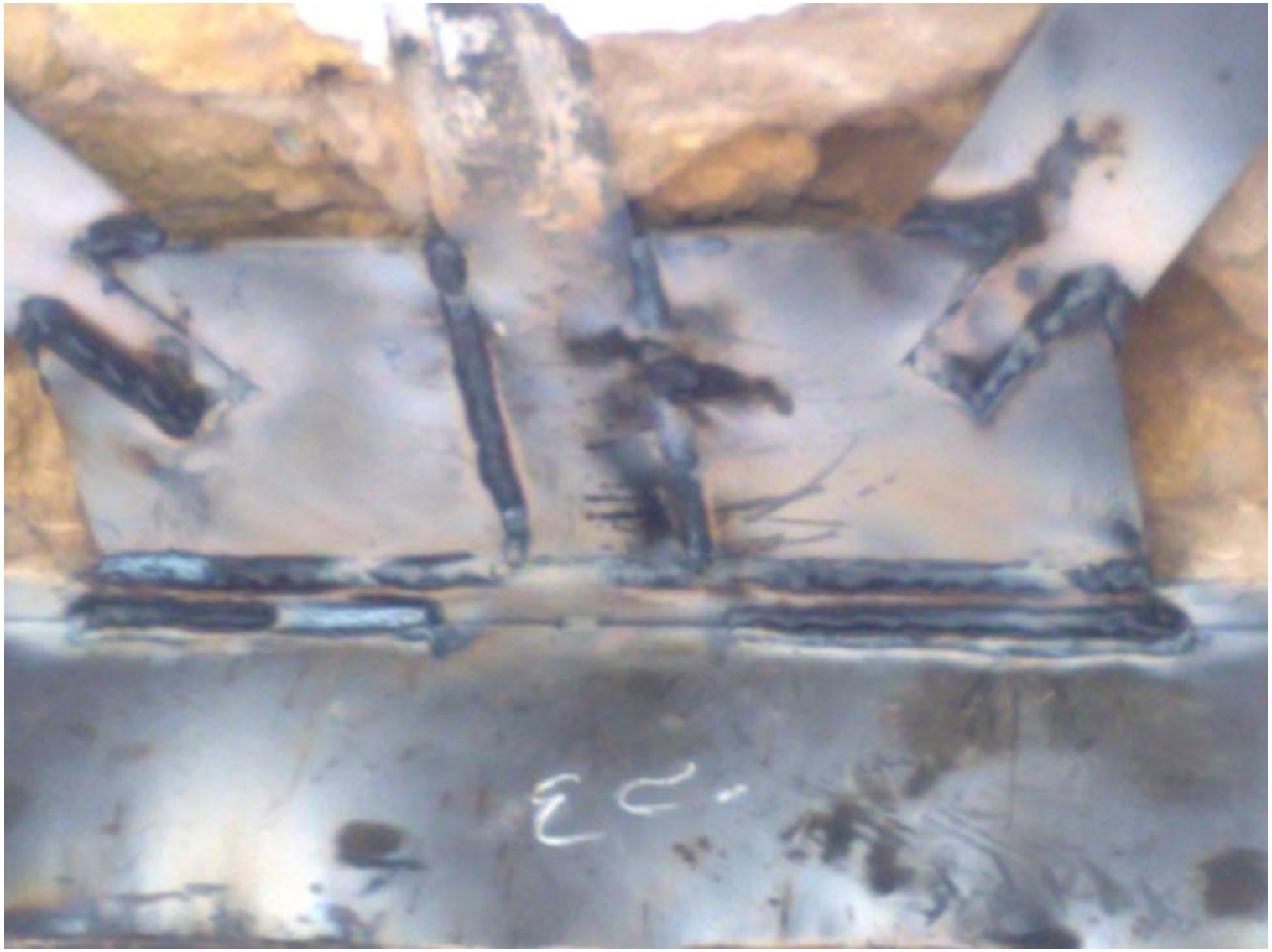


ایجاد باربری جانبی مطلوب با ساخت دیوارهای برشی جدید:
نصب برشگیر بر روی ستون های موجود برای کارکرد مرکب دیوار با سازه موجود

## ۳. تقویت تیرها، ستون ها و اتصالات

2004/02/02

## ۴.تقویت دیافراگم کف



**اتصال تیرچه های فلزی**
**از پایین توسط تسمه**

# ۵- بهسازی فونداسیون (دیوار برشی جدید)

ویژگی در سیستم اجرا شده در اداره کل نوسازی،توسعه و تجهیز  مدارس

کاشت میلگرد برای ایجاد عملکرد مرکب فونداسیون های موجود و جدید و انتقال برش بین آنها

# ۵- بهسازی فونداسیون (بادبندی)

ویژگی در سیستم اجرا شده در اداره کل نوسازی،توسعه و تجهیز مدارس

کاشت میلگرد برای ایجاد عملکرد مرکب فونداسیون های موجود و جدید و انتقال برش بین آنها

استفاده از افزایش ارتفاع پی (به وسیله تقویت) برای حذف قسمت های زنگ زده انتهایی ستون ها و نصب صفحه ستون دوم

2004/02/06

2004/02/02

## ۶. مهار دیوارها

## ۷.حذف اعضای گزینش شده

# میراگرها در بهسازی

# مقدمه

در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها یکی از روش‌های کاهش نیروی جانبی ناشی از زلزله استفاده از میراگرها می‌باشد.

در حین زلزله انرژی زیادی به سازه اعمال می‌گردد. این انرژی به دو صورت جنبشی و پتانسیل (کرنشی) بر سازه اعمال می‌گردد که به طریقی جذب یا مستهلک می‌گردد. اگر سازه فاقد میرائی باشد ارتعاش آن پیوسته خواهد بود اما بدلیل وجود میرائی در مصالح، ارتعاش کاهش می‌یابد. انرژی وارد بر سازه در اثر زلزله مطابق رابطه (7-1) محاسبه می‌شود:

$$E = E_K + E_S + E_h + E_d \qquad (1\text{-}7)$$

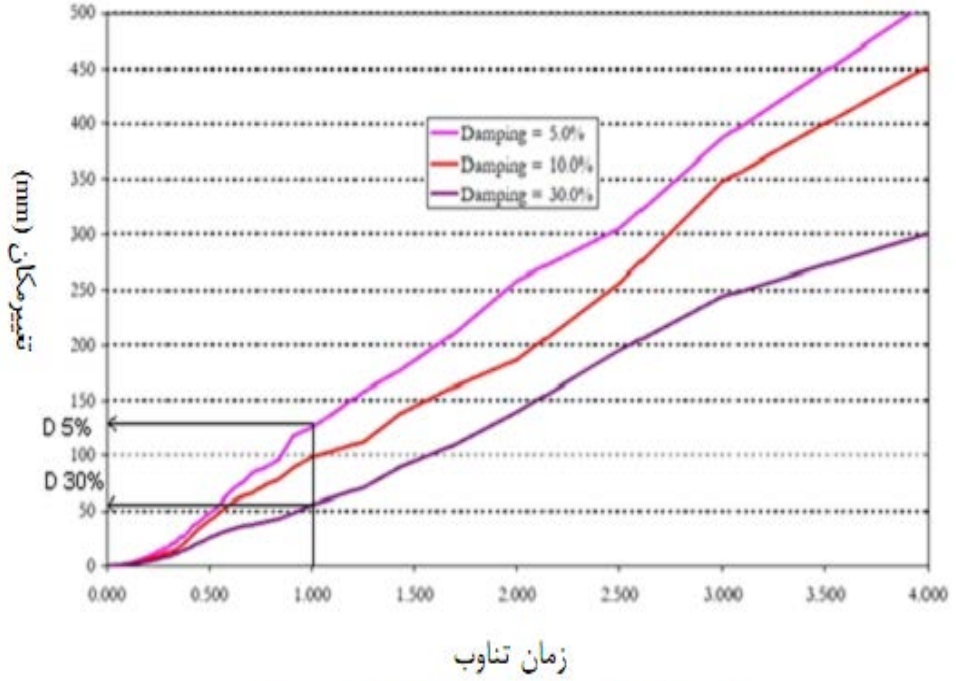
در رابطه فوق $E$ انرژی ورودی زلزله، $E_k$ انرژی جنبشی $E$ انرژی کرنشی قابل بازگشت در محدوده الاستیک، $E_h$ مقدار شده به واسطه تغییر شکل غیرالاستیک‌های و $E_d$ مقدار انرژی مستهلک شده به وسیله میراگر الحاقی می‌باشد.

در سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای، استفاده از سیستمهای مستهلک کننده انرژی، جایگاه ویژه‌ای را به خود اختصاص داده‌اند. افزایش میرائی با استفاده از روشهای مختلفی نظیر تسلیم واسطهٔ فلزی نرم، اصطکاک دو فلز بر روی هم، حرکت یک پیستون درون یک ماده لزج و یا رفتار ویسکوالاستیک در موادی از جنس شبیه لاستیک امکان‌پذیر می‌باشد.

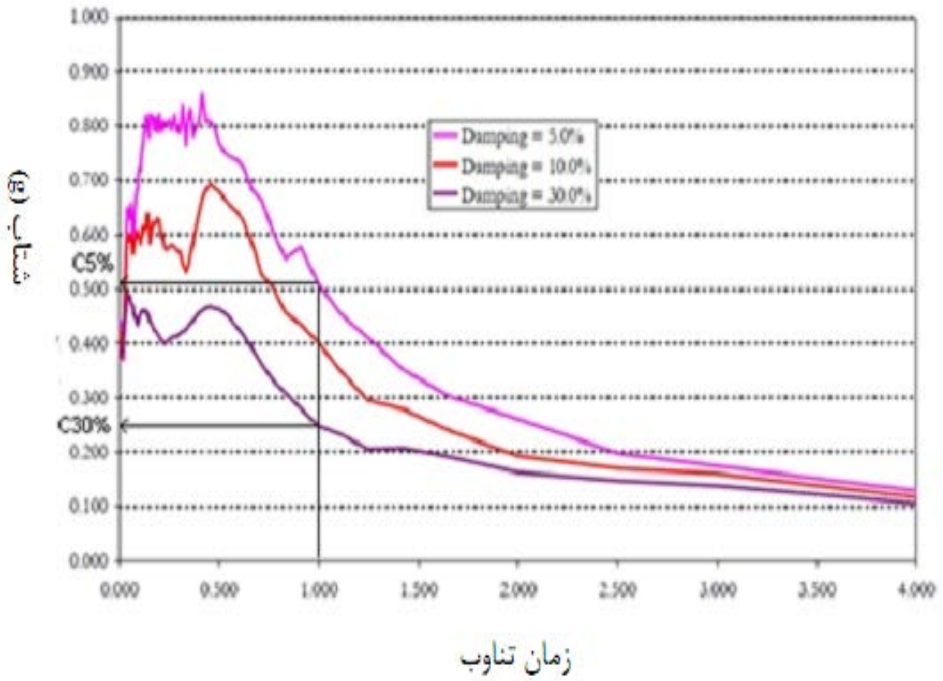
از دیدگاه تحلیلی، میراگرها به دو نوع وابسته به تغییرمکان و وابسته به سرعت تقسیم می‌شوند. از دیدگاه رفتاری انواع میراگر عبارتند از: 1. اصطکاکی 2. تسلیمی 3. آلیاژی 4. ویسکوز 5. جرمی 6. ویسکو الاستیک(ترکیب ویسکوز و تسلیمی) از نظر رفتاری این میراگرها می‌توانند وابسته به تغییرمکان و وابسته به سرعت باشند که در بندهای مربوطه توضیح داده می‌شود.

## اثر میرایی بر پاسخ سازه

افزایش میرایی باعث کاهش پاسخ سازه (شتاب و تغییرمکان) می‌شود. افزایش میرایی در زمان تناوب‌های پائین (نزدیک به صفر) بر مقدار طیف اثری ندارد و در زمان تناوب‌های بالا نیز اثر کمی بر روی شتاب پاسخ دارد. شکل‌های زیر بیشترین اثر افزایش میرایی را در زمان تناوب‌های 0/3 تا 2/5 ثانیه نشان می‌دهد.




اثر میرائی بر طیف پاسخ تغییرمکان

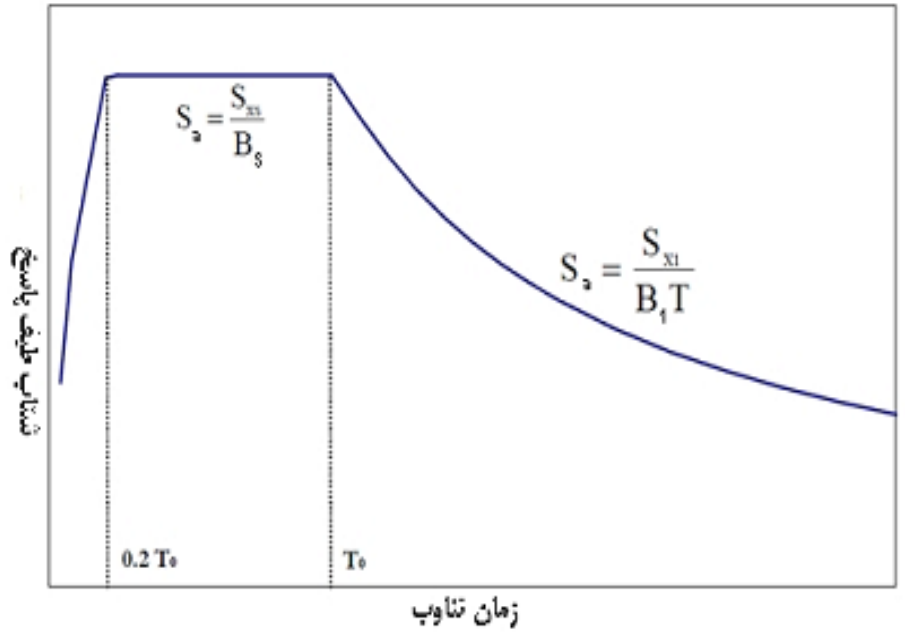



اثر میرائی بر طیف پاسخ شتاب

در آئین‌نامه‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای اثر میرائی با تعریف ضریب میرایی (B) که تابعی از درصد میرائی بحرانی (β) است مشخص می‌شود. این ضریب برای دو حالت زمان تناوب‌های کوتاه ($B_S$) و زمان تناوب یک ثانیه ($B_1$) تعریف شده است. دامنه عمل ($B_S$) بر روی منحنی طیف پاسخ بین زمان تناوب $0.2T_o$ تا $T_o$ است. $T_o$ زمان تناوب انتقال از محدوده شتاب ثابت به سرعت ثابت طیف می‌باشد. از ضریب ($B_1$) نیز برای کاهش طیف در زمان تناوب‌های بالاتر از $T_o$ استفاده می‌شود. مقادیر ضریب میرایی براساس درصد میرایی بحرانی در جدول ارائه شده است.

| β | $B_S$ | $B_1$ |
|---|---|---|
| ≤۲ | ۰/۸ | ۰/۸ |
| ۵ | ۱/۰ | ۱/۰ |
| ۱۰ | ۱/۳ | ۱/۲ |
| ۲۰ | ۱/۸ | ۱/۵ |
| ۳۰ | ۲/۳ | ۱/۷ |
| ۴۰ | ۲/۷ | ۱/۹ |
| ≥۵۰ | ۳/۰ | ۲/۰ |

**ضرایب $B_1$ و $B_S$ برحسب درصد میرایی موردنظر (β)**




**طیف پاسخ طرح براساس ضریب میرائی**

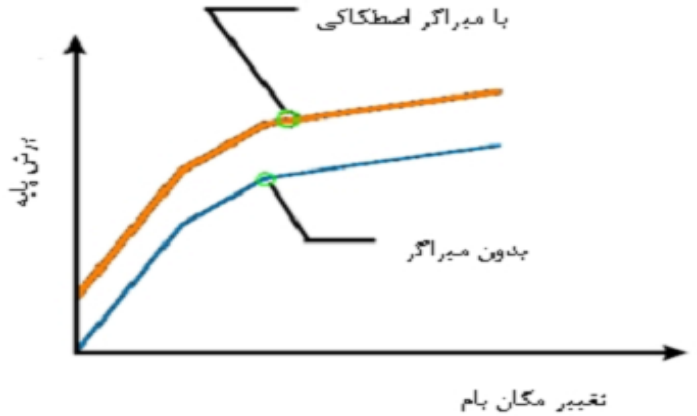
## انواع میراگرها

همانطور که گفته شد، میراگرها بر اساس عملکرد آنها به انواع اصطکاکی، تسلیمی، ویسکوز، ویسکوالاستیک، آلیاژی جرمی دسته‌بندی می‌گردند.

از مزایای استفاده از میراگرها می‌توان به جذب انرژی زیاد، سادگی در نصب و تعویض آنها و همچنین هماهنگی با سایر اعضای سازه اشاره نمود.

## میراگرهای اصطکاکی

در این نوع میراگر که از نظر تحلیلی وابسته به تغییرمکان هستند، انرژی زلزله صرف غلبه بر اصطکاک موجود در سطح تماس قطعات می‌شود. از ویژگی‌های دیگر این میراگرها می‌توان به عدم ایجاد خستگی در بارهای خدمت (به دلیل فعال نشدنِ میراگرها تحت این بارها) و وابسته نبودن عملکرد آنها به سرعت بارگذاری و دمای محیط اشاره نمود. این میراگرها به موازات مهاربندها نصب می‌شوند.

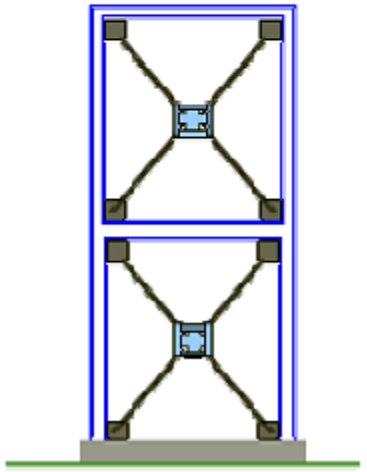


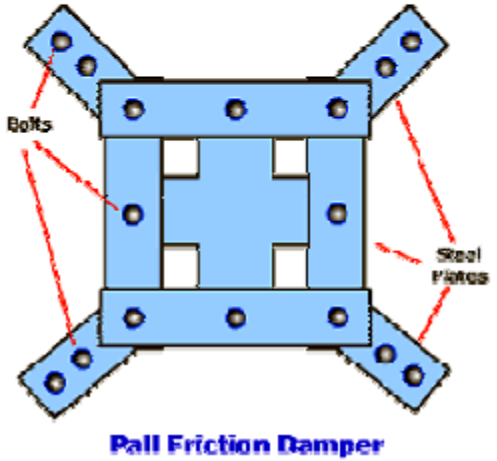

**تأثیر استفاده از میراگرهای اصطکاکی بر منحنی ظرفیت سازه**

میراگرهای اصطکاکی چرخشی نشان داده شده است. به علت رفتار بسیار ساده و سهولت در نصب و ساخت، این نوع میراگر به یکی از متداول‌ترین میراگرهای اصطکاکی تبدیل شده است.

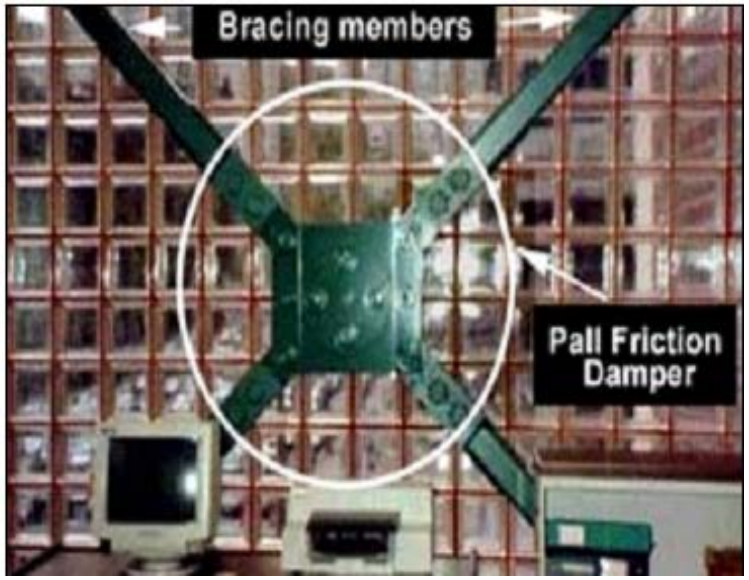
**استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی در مقاوم سازی**

نوع دیگر میراگرهای اصطکاکی، میراگر اصطکاکی پال (Pall) می‌باشد این میراگر شامل یک بادبند و چند سری ورق فولادی به همراه پیچ‌های اصطکاکی می‌باشد که در بخش میانی بادبند نصب می‌شوند. ورقهای فولادی توسط پیچ‌های پُرمقاومت به یکدیگر متصل شده که نسبت به یکدیگر تحت نیروی مشخصی لغزش می‌کنند.





Pall Friction Damper




استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال (Pall) در مقاوم سازی

## میراگرهای تسلیمی

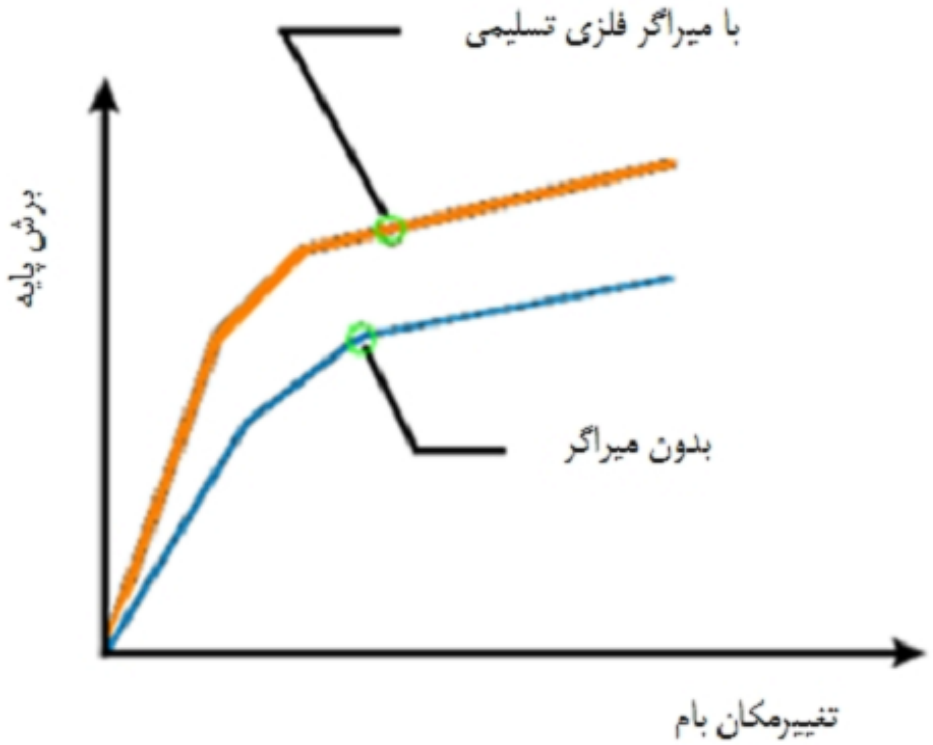
این میراگر که از لحاظ تحلیلی، وابسته به تغییرمکان است، انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و رفتار غیر خطی در قطعات بکار رفته می‌شود. در این میراگرها از تغییرشکل غیرالاستیک فلزاتِ شکل‌پذیری مانند فولاد و سرب به منظور اتلاف انرژی استفاده می‌شود.

در تمام سازه‌های معمولی اتلاف انرژی بر شکل‌پذیریِ اعضای فولادی پس از تسلیم متکی است.

**نمونه هایی از انواع میراگرهای فلزی جاری شونده (تسلیمی)**

نمونه هایی از انواع میراگرهای فلزی جاری شونده (تسلیمی)

در بادبندها استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی متداول‌تر می‌باشد. این نوع میراگرها اغلب از چند ورق فولادی موازی تشکیل می‌شوند و در ترکیب با سیستم بادبندی، نقش جذب و اتلاف انرژی را بر عهده می‌گیرند. این قسمت از مهاربند به عنوان فیوز در سازه عمل نموده و با تمرکز رفتار غیر خطی در خود، مانع از بروز رفتار غیر خطی و آسیب در سایر اجزا اصلی و فرعی سازه می‌گردد.

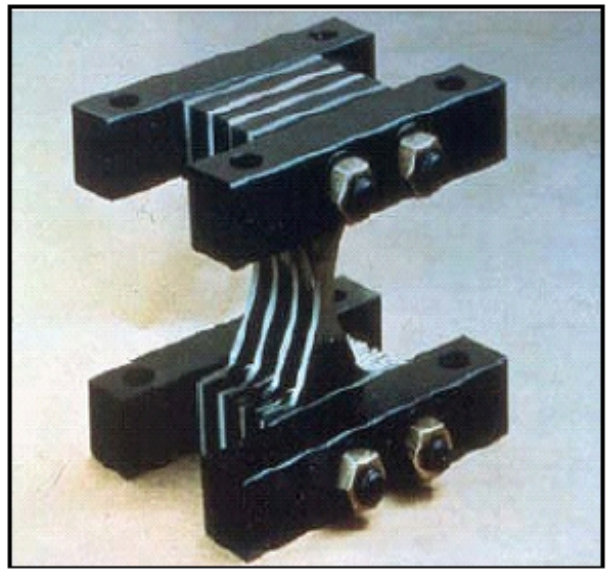


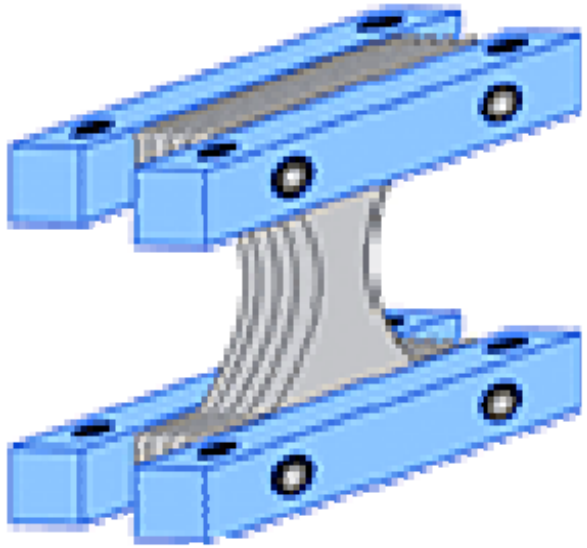

**تأثیر استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی بر منحنی ظرفیت سازه**

## میراگر X-ADAS

میراگرهای فلزی X شکل، از کارائی قابل توجهی برخوردار می‌باشند. تسلیم گسترده در تمام حجم فولاد، تأمین میرایی هیستـــرتیک و اتلاف انـــرژی فوق‌العاده از خصوصیات منحصر به فرد این نوع میراگر می‌باشد.

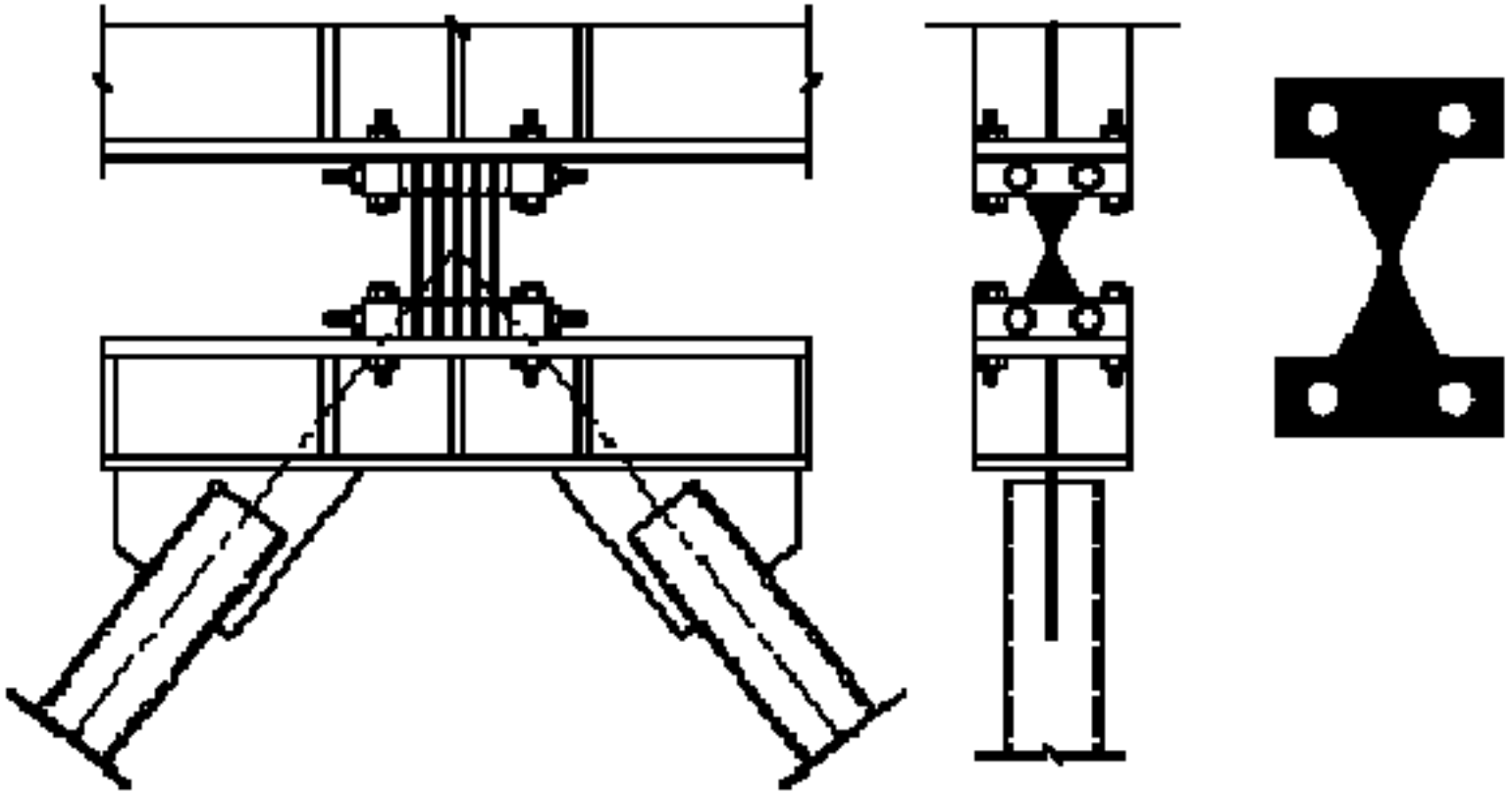
این میراگرها ضمن تأمین میرایی از سختی جانبی بالایی برخوردار بوده و به همین جهت با عنوان میرایی و سختی افزوده(ADAS[1])، نامگذاری شده است. Added Damping And Stiffness





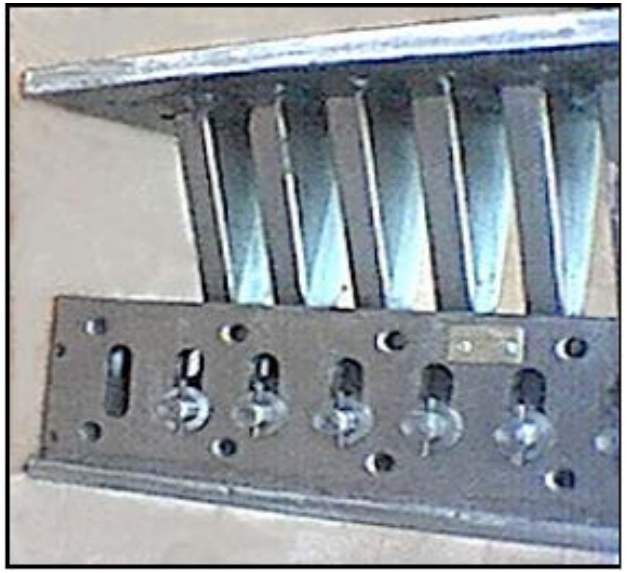
میراگر X-ADAS

## نحوه استقرار میراگر X-ADAS در قاب



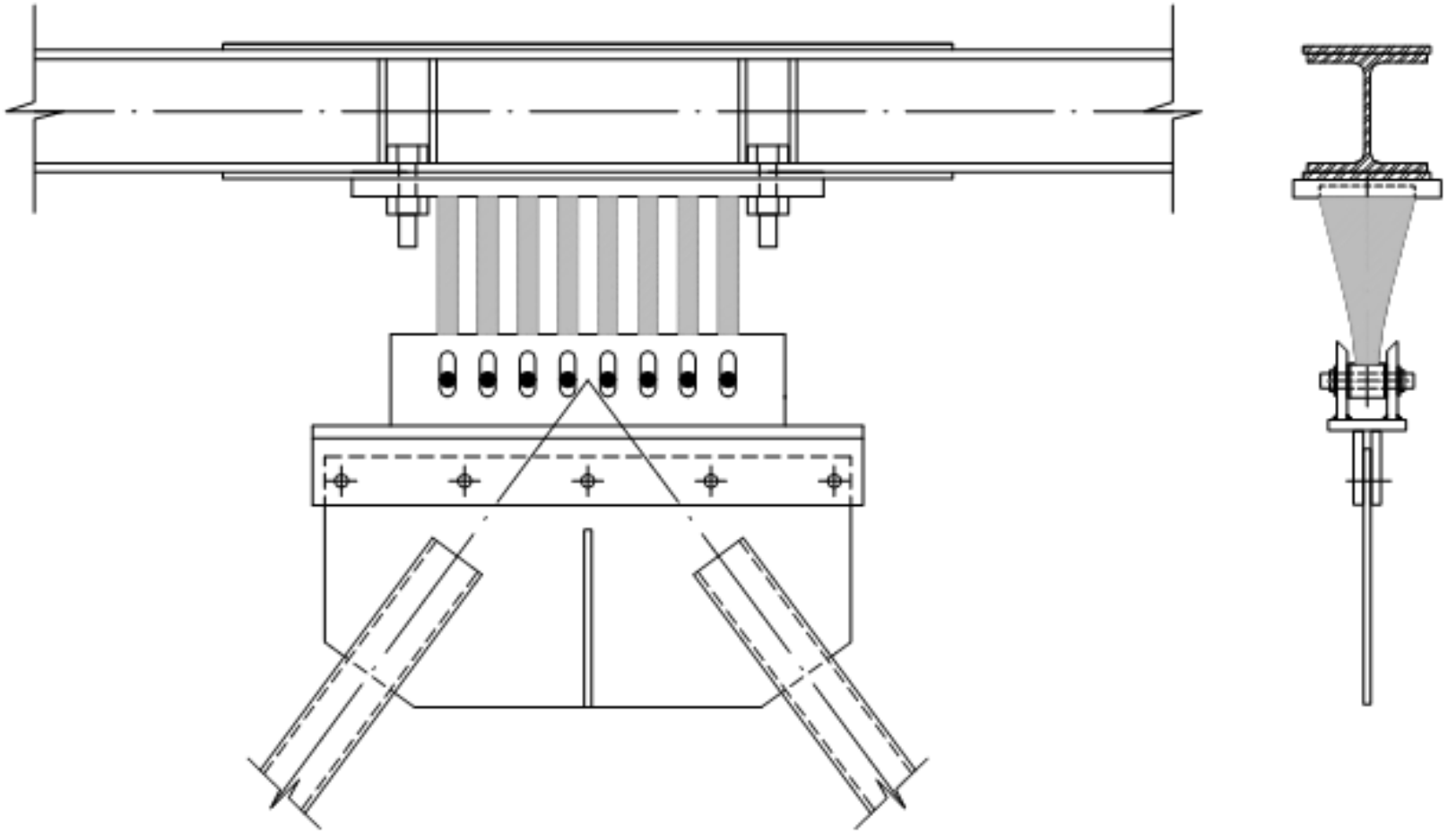
## میراگر T-ADAS

این میراگرها معمولاً بین راس مهاربندهای جناقی و تیر طبقه نصب می‌شوند. با پیش‌بینی اتصالات مناسب، این میراگرهـا در قابهای بتنی نیز قابل نصب می‌باشند.



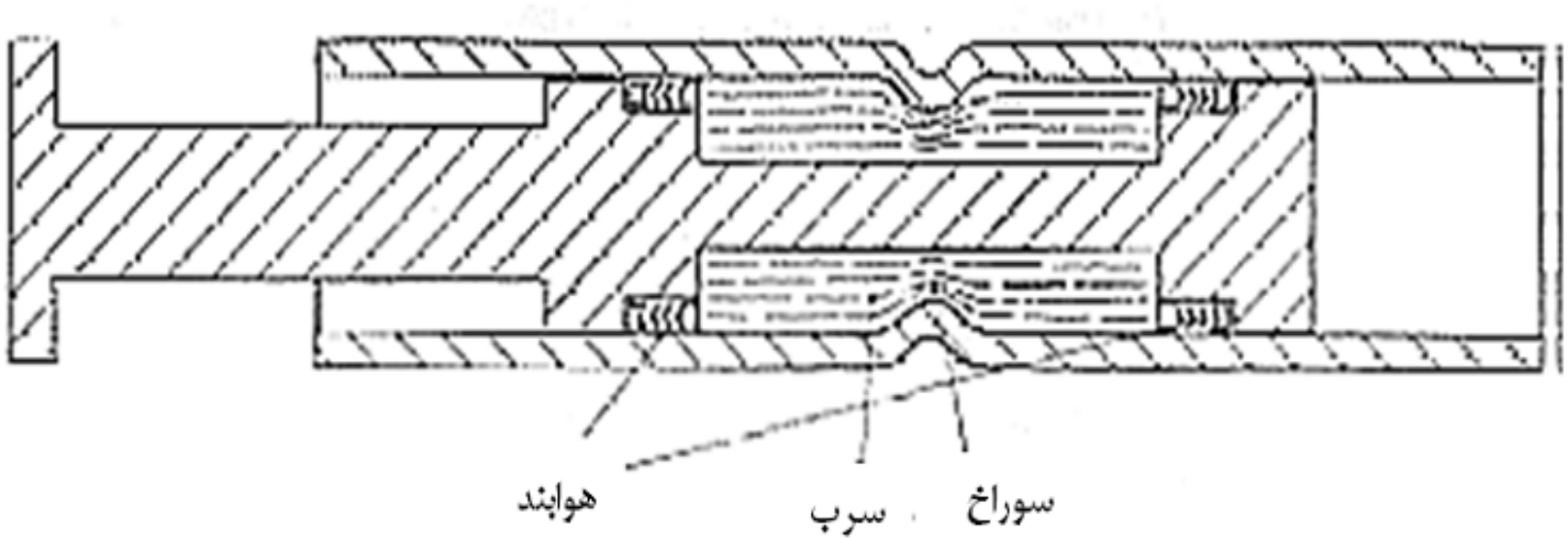
میراگر T-ADAS

## نحوه استقرار میراگر T-ADAS در قاب



## میراگر سربی - تزریقی(LED)

از انواع دیگر میراگرهای تسلیم شونده، میراگر سربی تزریقی(LED) می‌باشد. این میراگر از یک سیلندر دومحفظه‌ای، پیستون و سرب داخل پیستون تشکیل شده است که با حرکت پیستون به هنگام زلزله سرب از محفظه بزرگتر به محفظه کوچکتر حرکت می‌کند که با تغییرشکل خمیری، انرژی جنبشی بصورت حرارتی تلف می‌شود مقطع طولی میراگر سربی تزریقی نشان داده شده است.




**مقطع طولی میراگر سربی - تزریقی(LED)**

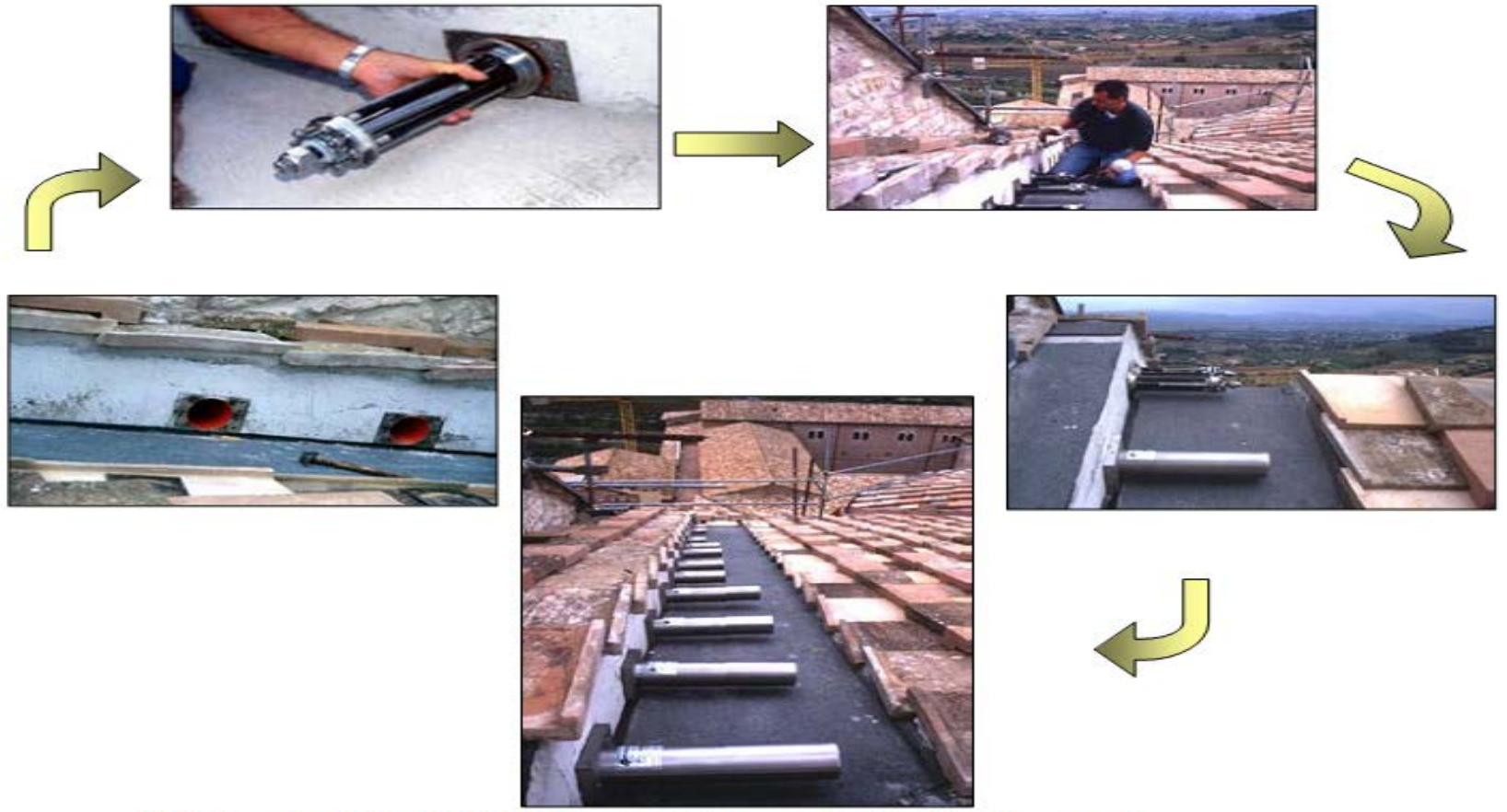
## میراگرهای آلیاژی (SMA)

میراگرهای آلیاژی SMA[1]، از فلزاتی ساخته می‌شوند که دو خاصیت زیر را دارا باشند:

1- انعطاف‌پذیری آنها مشابه با انعطاف پذیری قطعه لاستیکی باشد.

2- پس از اعمال تغییرشکلهای زیاد در آنها، در اثر حرارت به حالت اولیه خود باز گردند.

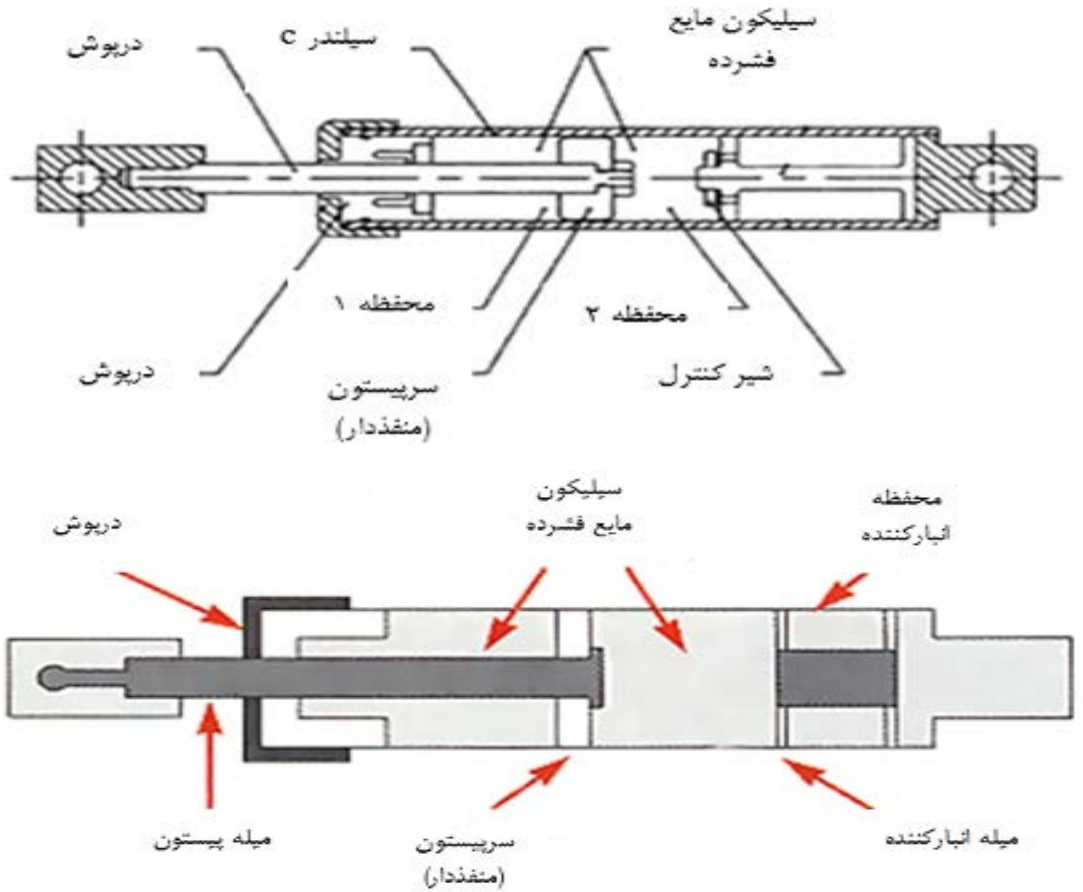
آلیاژ نیکل و تیتانیوم ضمن دارا بودن این خواص از مقاومت خوبی در برابر خوردگی نیز برخوردار است.



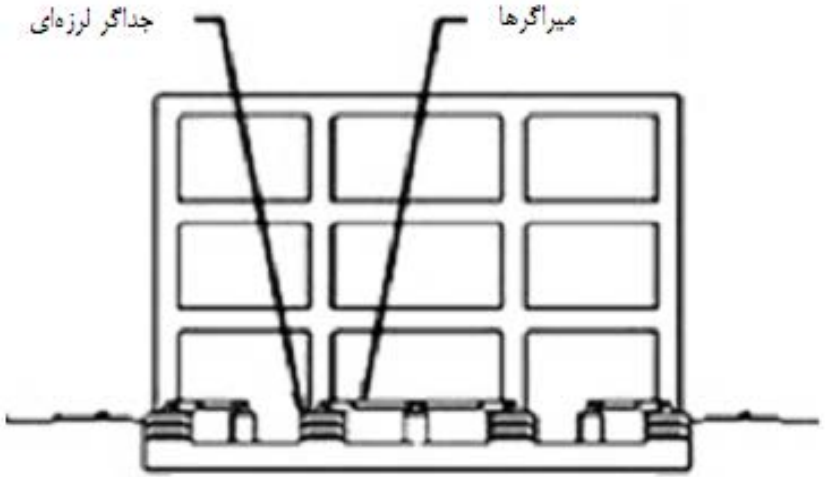
ترمیم سقف کلیسای سن فرانسیس (ایتالیا) با میراگرهای SMA

## میراگرهای ویسکوز

در این میراگرها با استفاده از حرکت مایع لزج درون سیلندر انرژی مستهلک می‌شود. میراگرهای ویسکوز به دلیل سادگی در نصب، قابلیت انطباق و هماهنگی با سایر اعضا و همچنین تنوع در ابعاد و اندازه‌های آنها، کاربرد بسیاری در طراحی و مقاوم سازی پیدا کرده‌اند.




**جزئیات تیپ سیستم میراگر ویسکوز**



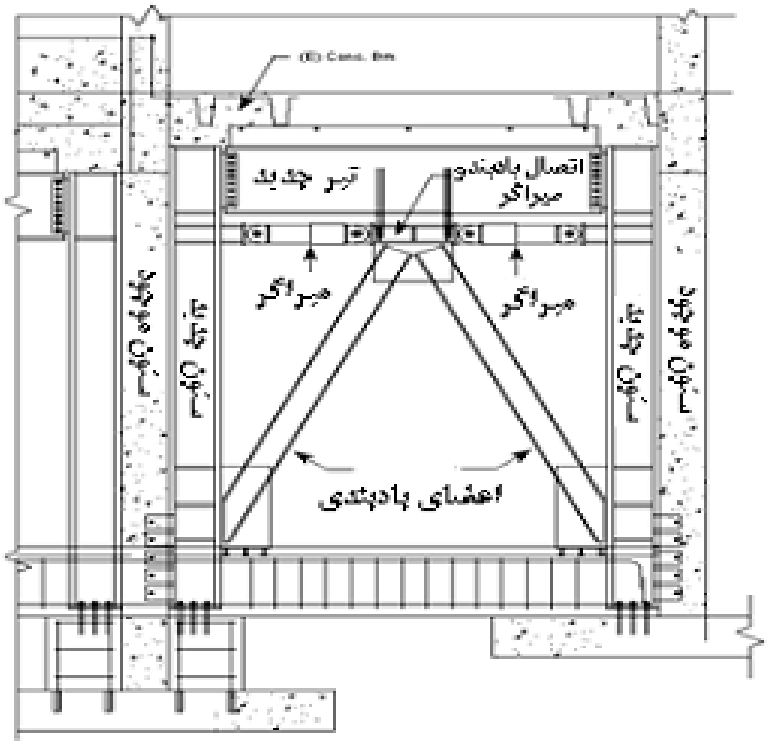

ترکیب میراگر و جداگر لرزه‌ای

**اتصال میراگرهای ویسکوز در کف و فونداسیون سازه ها**

این نوع میراگرها به سه روش زیر به سازه متصل می‌گردند:

- نصب میراگرها به کف و یا فونداسیونها (در روش جداسازی لرزه‌ای).
- اتصال میراگرها در بادبندهای جناقی (شکل 7-18).
- نصب میراگرها در بادبندهای قطری (شکل 7-19).

در اتصال میراگرها در کف و یا فونداسیون ... ترکیب میراگرها با جداسازها استفاده کرد.

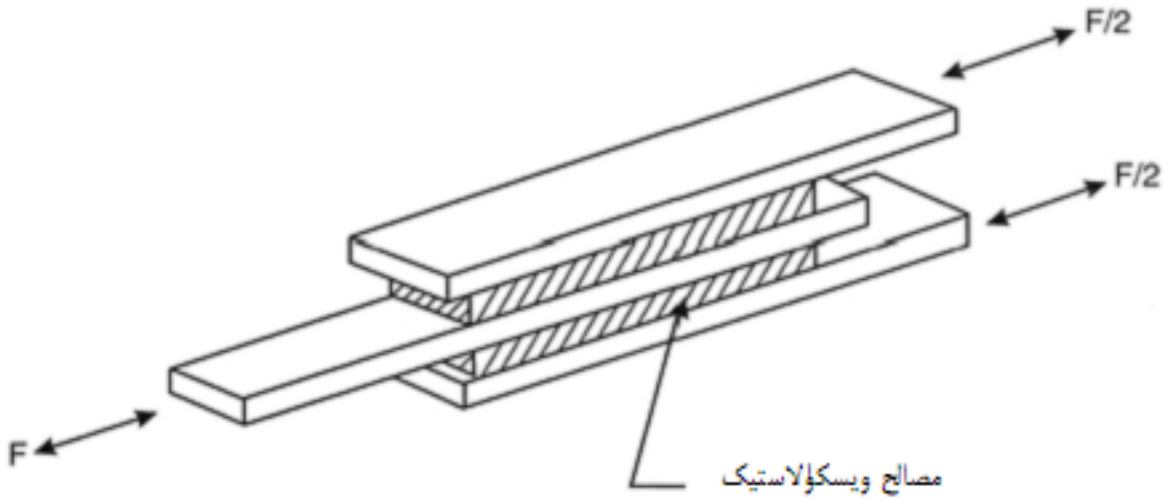


**استفاده از میراگرهای ویسکوز در بادبندهای جناغی**

استفاده از میراگرهای ویسکوز در بادبندهای قطری

## میراگر ویسکوالاستیک

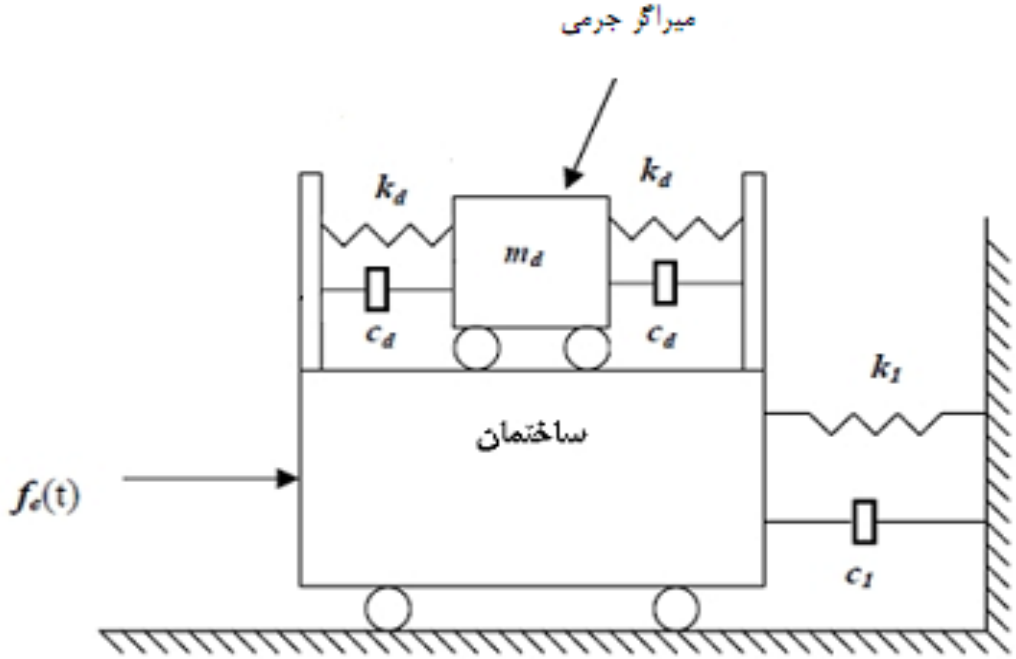
مصالح ویسکوالاستیک از مواد با پایه الاستومری و پلیمری می‌باشند که درهنگام زلزله با انجام تغییرشکل‌های برشی، انرژی را مستهلک می‌کنند. میراگر ویسکوالاستیک از یک یا چند لایه از مواد ویسکوالاستیک محصور شده در میان ورق‌های فولادی تشکیل می‌شود. ساده ترین نوع آن نشان داده شده است. این میراگرها به نحوی در سازه قرار می‌گیرند که تغییر مکان نسبی طبقات باعث تغییرشکل برشی آنها شود. خصوصیات مکانیکی این میراگر به حرارت و فرکانس بارگذاری بستگی دارد. فرکانس‌های حرکت مورد انتظار این میراگر را باید تخمین زد. درجه حرارت این میراگر با تبدیل انرژی جنبشی به حرارتی بالاتر می‌رود که این تغییرات حرارت باید در طراحی این نوع میراگر مدنظر قرارگیرد.




میراگر ویسکوالاستیک جامد

## میراگر جرمی

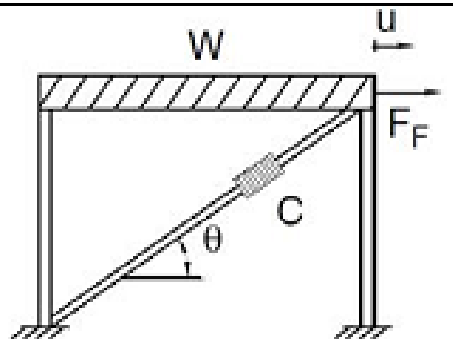
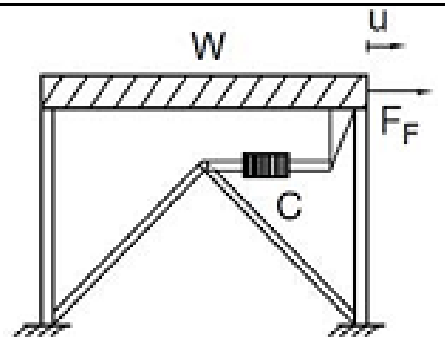
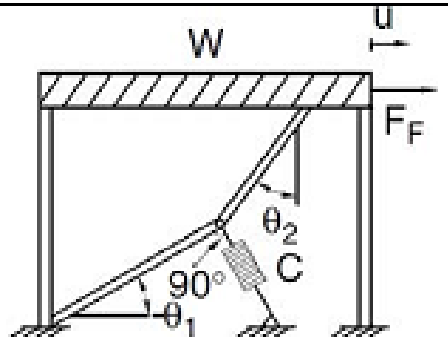
ساختار عمومی میراگر جرمی را نشان می‌دهد. جرم روی تکیه‌گاهی که به عنوان غلتک عمل می‌نماید، قرار گرفته و به جرم اجازه حرکت به صورت انتقالی - جانبی نسبت به کف را می‌دهد. فنرها و میراگرها بین جرم و اعضای تکیه‌گاهی عمودی قرار گرفته و نیروی جانبی «در فاز مخالف» به سطح کف و سپس به قاب سازه‌ای انتقال می‌دهند. میراگرهای انتقالی دو جهته به صورت فنر - میراگر در دو جهت عمودی ساخته می‌شوند و امکان کنترل حرکت سازه در دو صفحه عمودی را فراهم می آورند.



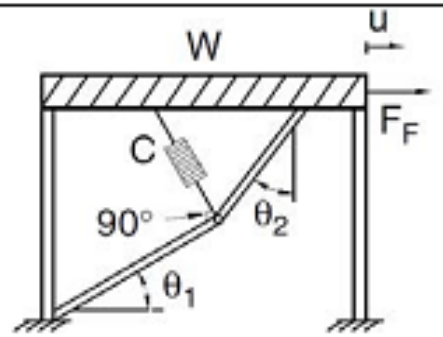
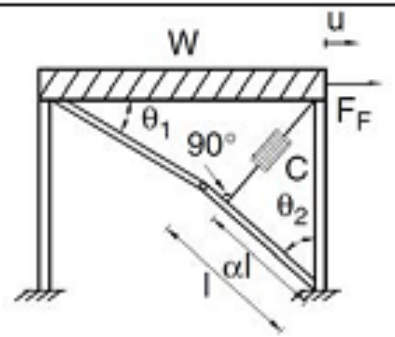
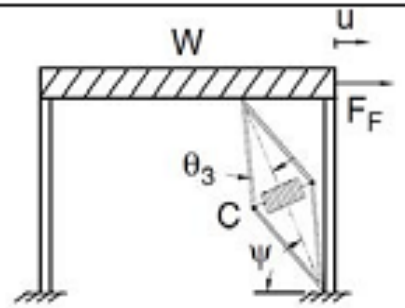

مدل میراگر جرمی در ساختمان

## کاربرد و رفتار انواع میراگرها

| ردیف | نوع میراگر | مدل رفتاری | کاربرد |
|---|---|---|---|
| 1 | **تسلیمی** | وابسته به تغییرمکان | سازه های کوتاه و متوسط در مقابل زلزله |
| 2 | **اصطکاکی** | وابسته به تغییرمکان | سازه های کوتاه و متوسط در مقابل زلزله |
| 3 | **آلیاژی** | سایر وسایل (نه وابسته به سرعت و نه وابسته به تغییرمکان) | کنترل لرزه‌ای موضعی |
| 4 | **ویسکوز** | وابسته به سرعت | اکثرسازه‌ها در مقابل باد و زلزله |
| 5 | **ویسکوالاستیک** | وابسته به سرعت و تغییرمکان | سازه های کوتاه و متوسط در مقابل باد و زلزله |
| 6 | **جرمی** | سایر وسایل ( نه وابسته به سرعت و نه وابسته به تغییرمکان) | سازه های بلند در مقابل باد و زلزله |

| | | | |
|---|---|---|---|
| قطری |  | $f = \cos\theta$ | $\theta = 37^o$<br>$f = 0.799$<br>$\beta = 0.032$ |
| جناغی |  | $f = 1.00$ | $f = 1.00$<br>$\beta = 0.05$ |
| اتصال میراگر از پایین به بادبند |  | $f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$ | $\theta_1 = 31.9^o, \theta_2 = 43.2^o$<br>$f = 2.662$<br>$\beta = 0.344$ |

اشکال مختلف قرارگیری میراگر در قاب سازه ای

| | | | |
|---|---|---|---|
| اتصال میراگر از بالا به بادبند |  | $f=\frac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1+\theta_2)}+\sin\theta_1$ | $\theta_1=31.9^o,\theta_2=43.2^o$<br>$f=3.191$<br>$\beta=0.509$ |
| معکوس میراگر از بالا به بادبند |  | $f=\frac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1+\theta_2)}-\cos\theta_2$ | $\theta_1=30^o,\theta_2=49^o,\alpha=0.7$<br>$f=2.521$<br>$\beta=0.318$ |
| اتصال تقسیمی میراگر |  | $f=\frac{\cos\psi}{\tan(\theta_3)}$ | $\theta_3=9^o,\psi=70^o$<br>$f=2.159$<br>$\beta=0.233$ |

اشکال مختلف قرارگیری میراگر در قاب سازه ای

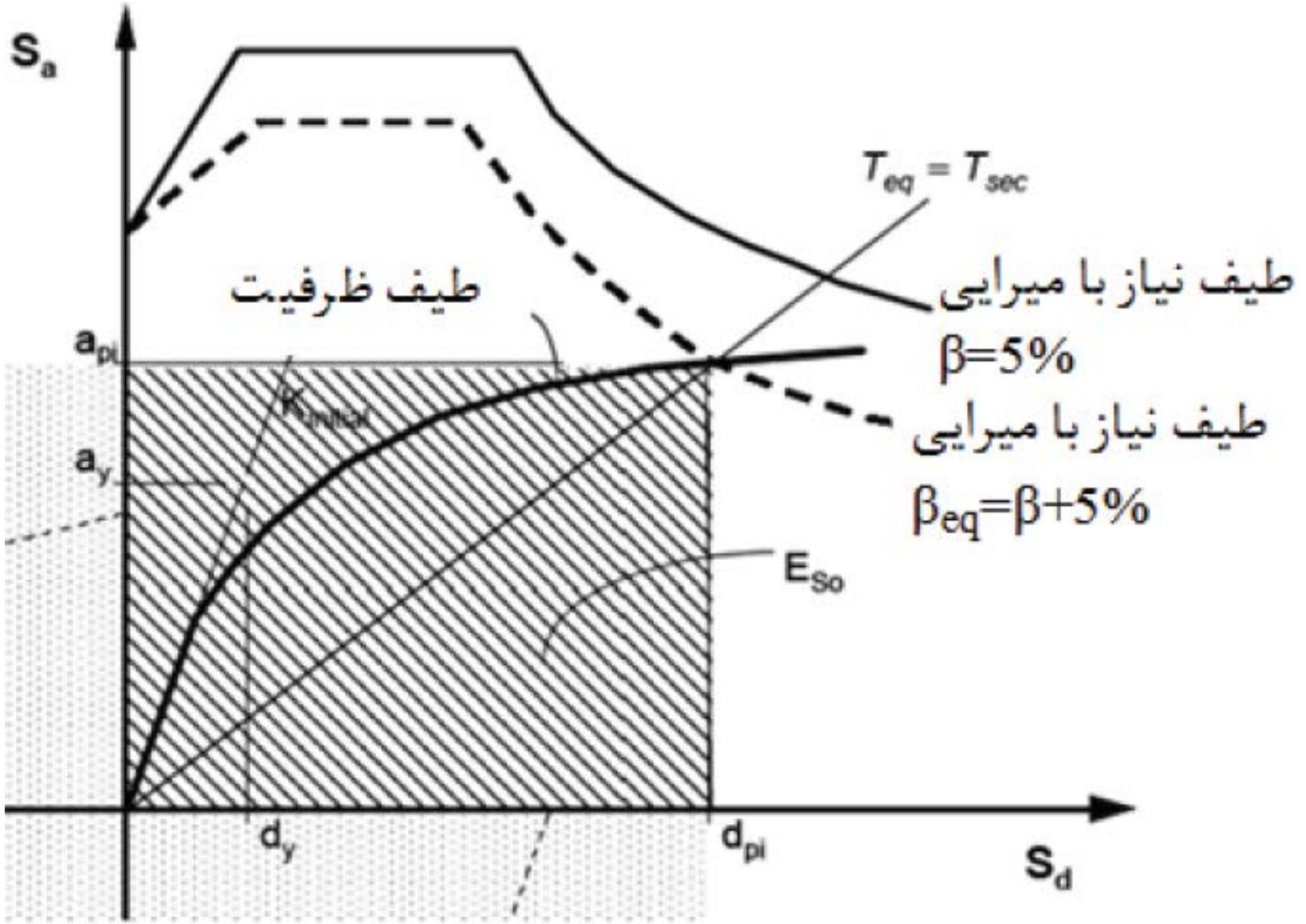
## سطوح عملکرد

کیفیت سطوح عملکردی سازه‌های مقاوم‌سازی شده با روش‌های جداگر لرزه‌ای و میراگرها براساس FEMA274 ارائه شده است. در این جدول میراگرها بعنوان گزینه مناسب برای اهداف عملکردی ایمنی جانی و خرابی محدود معرفی شده‌اند. در سطح ایمنی جانی، این گزینه مقاوم‌سازی اقتصادی می‌باشد. تجربه‌های بهسازی نشان می‌دهد که میراگرها به سطح عملکرد بی‌وقفه نیز دست خواهند یافت.

**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 |

اشکال ترکیبی از نصب میراگر در ساختمان‌های بلند

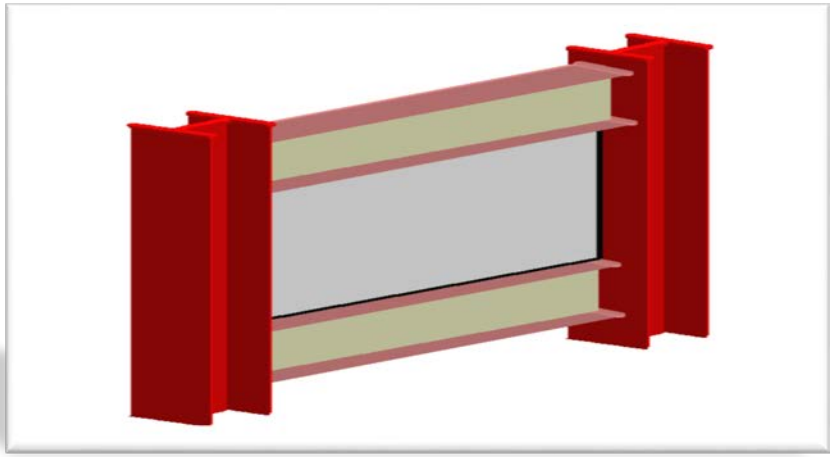

$S_a$
$T_{eq} = T_{sec}$
طیف ظرفیت
طیف نیاز با میرایی
β=5%
طیف نیاز با میرایی
$\beta_{eq}=\beta+5\%$
$a_{pi}$
$a_y$
$E_{So}$
$d_y$
$d_{pi}$
$S_d$

# بررسی مسائل اجرایی دیوار برشی فولادی
# در نوسازی و بهسازی ساختمان ها

- مقدمه
- دیوار برشی فولادی و انواع آن
- شباهت دیوار برشی فولادی و تیرورق
- مزایای دیوار برشی فولادی
- ساختمان های بزرگ ساخته شده با دیوار برشی فولادی
- نوسازی ساختمان ها با دیوار برشی فولادی
- بهسازی ساختمان ها با دیوار برشی فولادی
- مشکلات اجرایی و راهکارهای اجرایی
- نتیجه گیری
- مراجع

**مقدمه:**

در سالهای اخیردر بسیاری از کشورها سیستم جدید دیگری برای طراحی سازه هـا بـرای مقاومـت در برابـر نیروهـای جانبی ازجمه زلزله، به نام دیوار برشی فولادی به عنوان مکمل قاب خمشی در سیستم های دوگانه استفاده شده است.

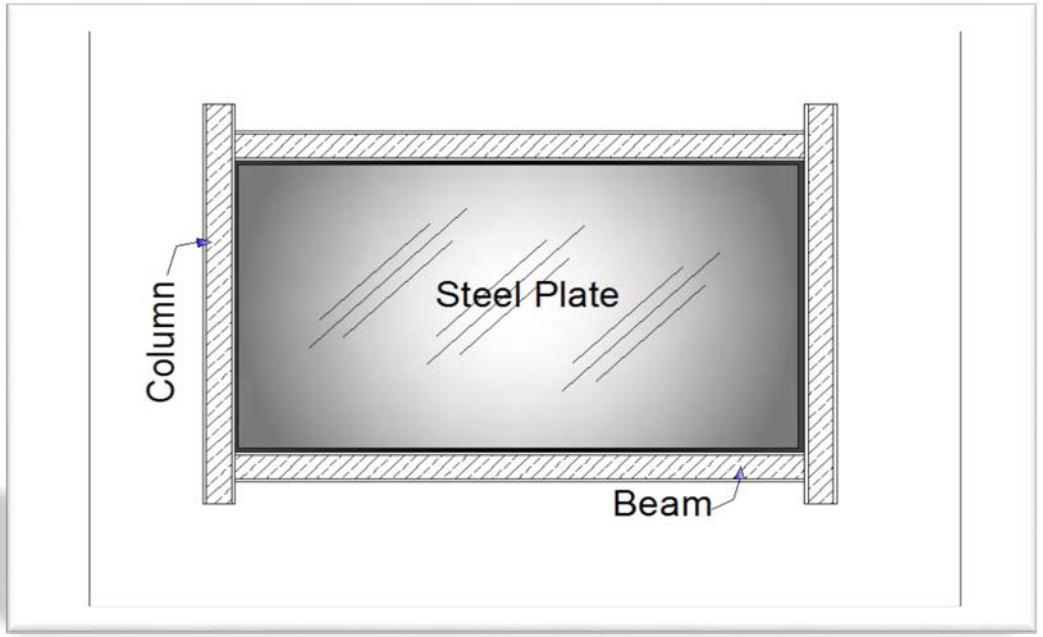


این سیستم جدید به دلیل سختی ومقاومت بالا،قابلیت جذب انرژی زیاد،اقتصادی بودن و سادگی وسرعت اجرای آن به سرعت در جهان رو به گسترش است و در چند دهه اخیر در ساخت ساختمان ها ی جدید و همچنیین تقویت ساختمان های موجود به کار گرفته شده است.

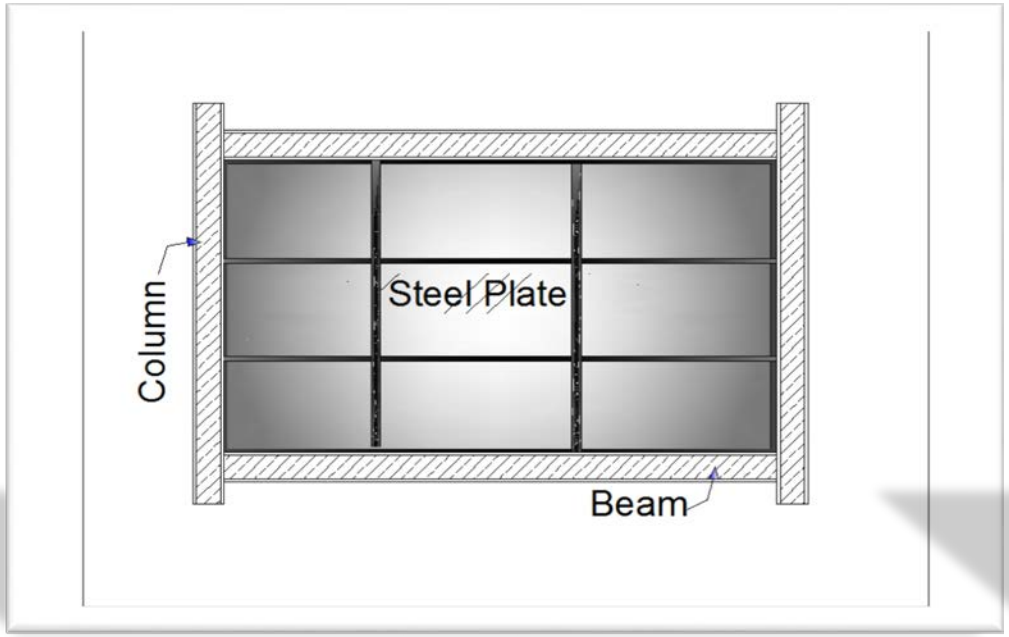
دیوار برشی فولادی و انواع آن:

به طور کلی سیستم دیوار برشی فولادی شامل یک دیوار صفحه ای فولادی، دوستون مرزی و تیرهای افقی کف می باشد.

سیستم دیوار برشی فولادی به دو صورت به کار می رود:




۱–دیوار برشی تقویت نشده

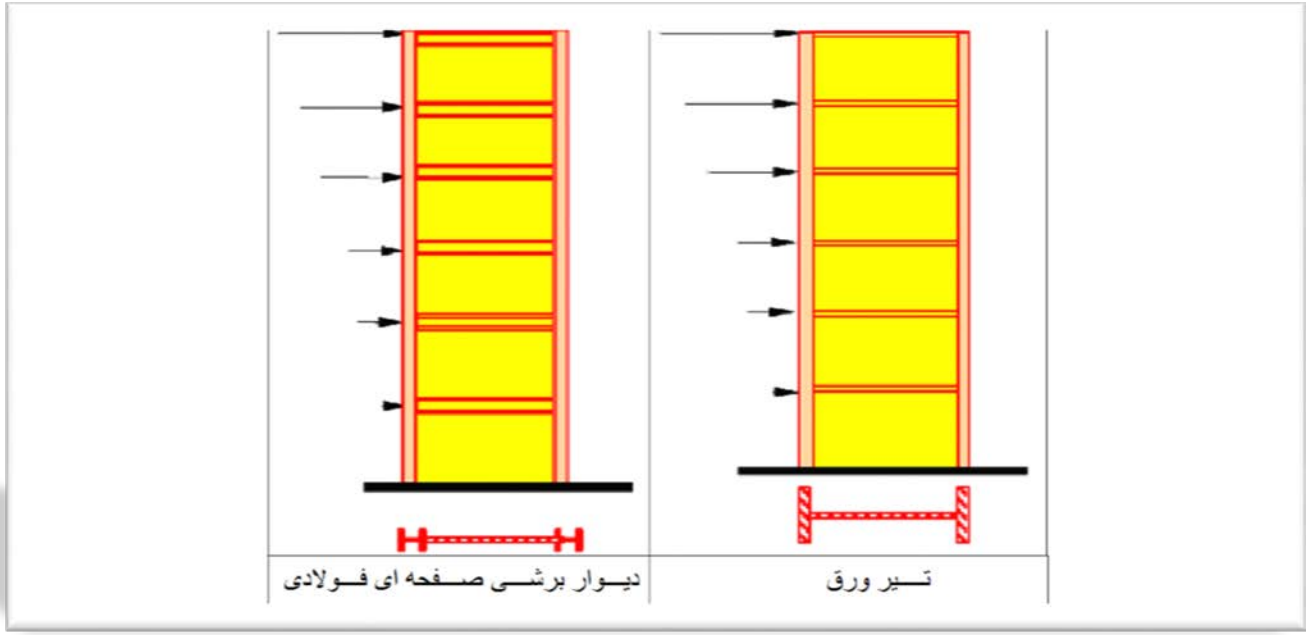



۲–دیوار برشی تقویت شده

## شباهت دیوار برشی فولادی با تیرورق:

دیوار برشی صفحه ای فولادی و ستون های مرزی، مطابق آنچه که در شکل زیر نشان داده شده است، به عنوان یک تیر ورق معمولی عمل می کنند.ستون ها به عنوان بال های تیر ورق عمودی و دیوار صفحه ای فولادی به عنوان جان آن عمل می نمایند.

همچنین تیر های کف، کم وبیش به عنوان سخت کننده های عرضی در یک تیرورق درنظر گرفته می شوند:



مزایای دیوار برشی فولادی وبرتری آن نسبت به دیوار برشی بتنی:

①-شکل پذیری بسیار بالا و ظرفیت اتلاف انرژی بالا

②-سرعت اجرای بالا

③ -سهولت در امکان ایجاد بازشو

④-کاهش وزن سازه به علت سبکی

⑤-امکان تعویض سیستم پس از وقوع زلزله

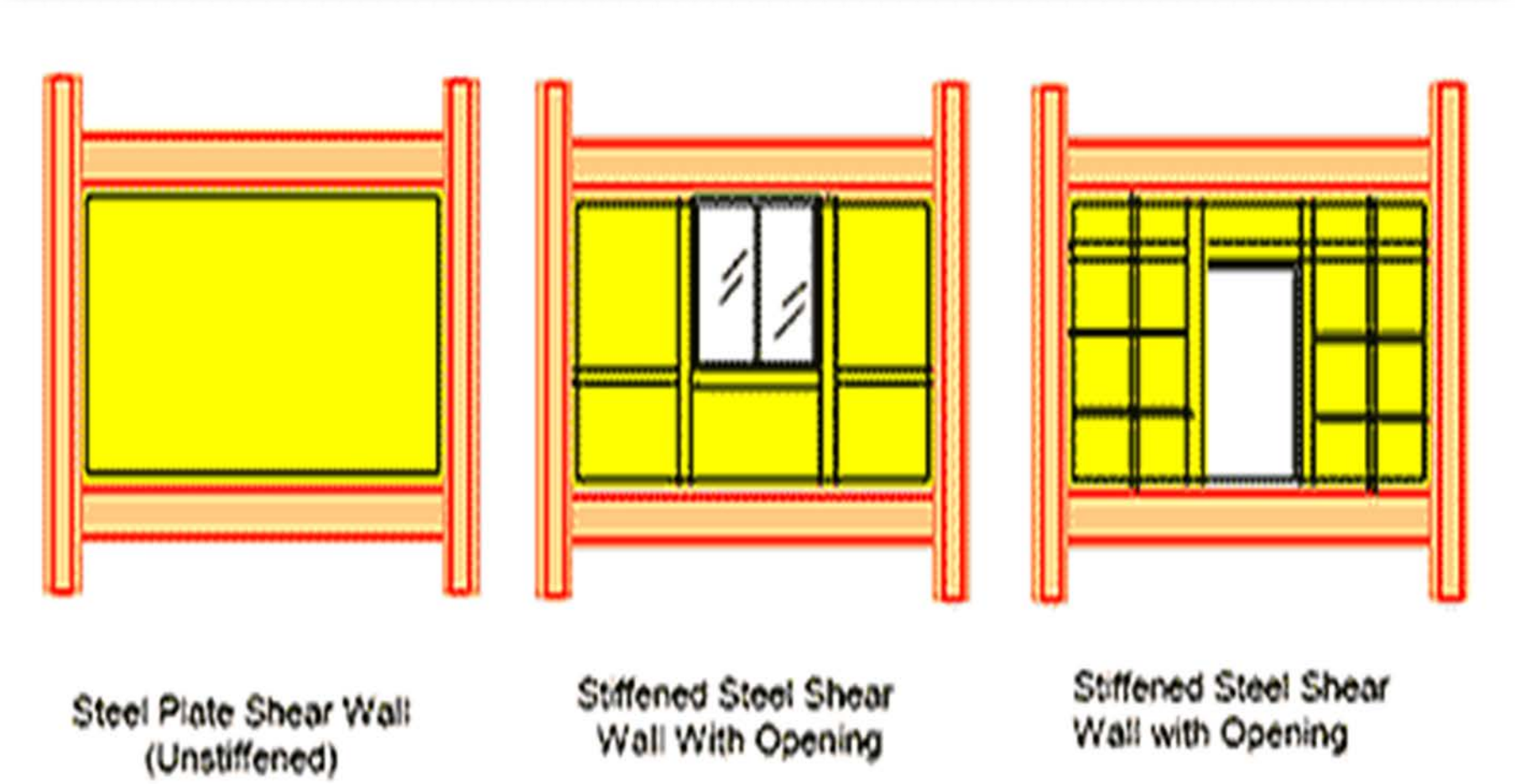
⑥-ایجاد فضای معماری بیشتر

**نکته قابل توجه اینکه در صورت استفاده از سقف عرشه فولادی در سازه دارای دیوار برشی فولادی قابلیت های سازه از جمله سریع سازی ، سبک سازی و ارزان سازی دو چندان می گردد.**

پروژه دارای سیستم ترکیبی " دیوار برشی فولادی" و " سقف مرکب عرشه فولادی

24

# ایجاد بازشو

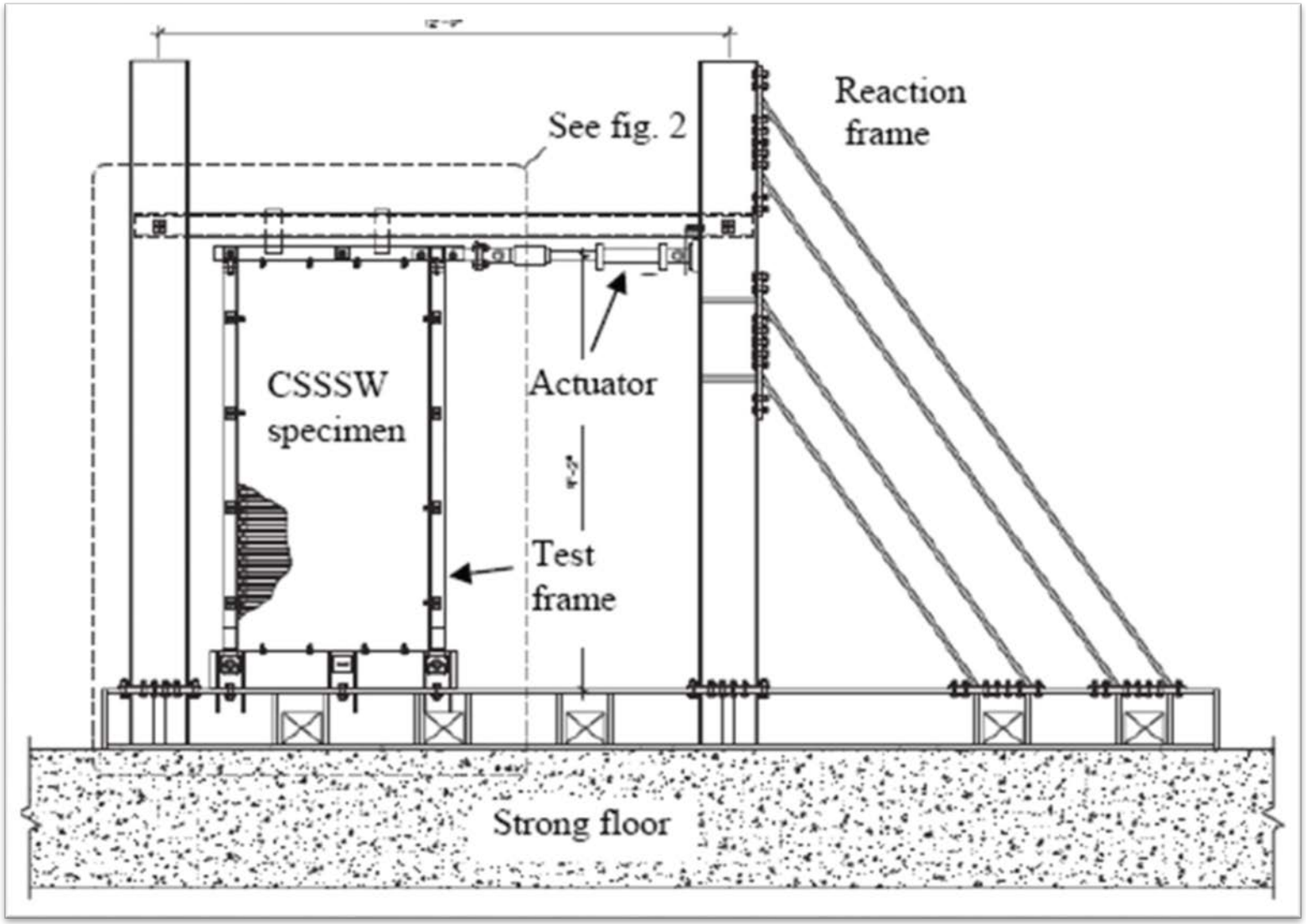

Steel Plate Shear Wall
(Unstiffened)
Stiffened Steel Shear
Wall With Opening
Stiffened Steel Shear
Wall with Opening

تصویر پلی که دیوار برشی فولادی در آن بکار رفته

## نمونه هایی از ساختمانهای طراحی شده با سیستم جدید
## دیوار برشی فولادی در ایران

- قیطریه جنوبی ۱۰ طبقه
- تهرانپارس ۸ طبقه
- پاسداران ۹ طبقه
- لویزان ۷ طبقه
- شیان ۹ طبقه
- ولنجک ۱۴ طبقه
- سعادت اباد ۷ طبقه
- تجریش ۷ طبقه
- ساختمان اداری شیراز ۷ طبقه
- هتل مشهد ۹ طبقه
- هتل سرعین ۶ طبقه
- قیطریه شمالی ۱۰ طبقه
- ساختمان مسکونی بوشهر ۵ طبقه
- شهریار ۷ طبقه
- و صدها پروژه دیگر در مراحل مختلف اجرایی

# مراحل تست


See fig. 2
Reaction
frame
CSSSW
specimen
Actuator
Test
frame
Strong floor

# نمونه نتایج آزمایشات روی دیوار برشی فولادی

| نمونه ها | Rad/sec | V (mm/sec) | افزایش جابجایی mm | مقاومت نهایی KN | | میانگین مقاومت نهایی | زاویه تغییر مکان جانبی (۱/۱۰۰۰) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL1 | 0.01 | 2.5 | 1.y | -203.55 | 205.45 | 204.5 | 60 |
| PL2 | 0.01 | 2.5 | 2.y | -194.25 | 191.4 | 192.8 | 60 |
| PL3 | 0.01 | 2.5 | 3.y | -186.85 | 223.08 | 204.9 | 75 |
| PL4 | 0.2 | 50 | 1.y | -220.75 | 228.6 | 224.6 | 60 |
| PL5 | 0.2 | 50 | 2.y | -212 | 208 | 210 | 70 |
| PL6 | 0.2 | 50 | 3.y | -212 | 222 | 217 | 75 |
| PL7 | 0.4 | 100 | 1.y | -189.7 | 202.59 | 196.1 | 50 |
| PL8 | 0.4 | 100 | 2.y | -207.46 | 220.59 | 214.1 | 70 |
| PL9 | 0.4 | 100 | 3.y | -214.5 | 232.26 | 223.4 | 75 |

www.civilmaster.ir

## نرم‌افزارها و سیستم طراحی اختصاصی

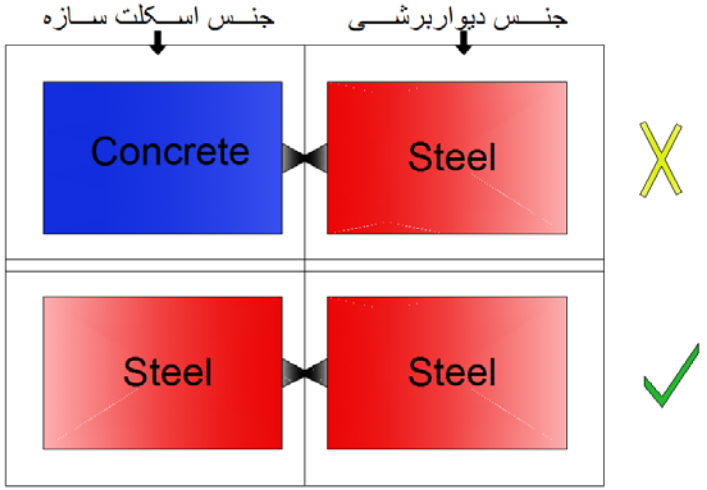
**طراحی دیوارهای برشی فولادی به چهار عامل وابسته است: پلاستیک شدن، نیروهای پس‌کمانشی در ورق نازک فولادی و تأثیرات آن بر ستون‌های اطراف دیوار و تیرهای طبقه آخر. اندرکنش بین دیوار فولادی و قاب ساده یا خمشی از جملهٔ مهم‌ترین عوامل دخیل در طراحی است.**

**نرم افزارهای اجزای محدود که قابلیت آنالیز صفحه و پوسته را دارند، در طراحی ورق‌های فولادی به کار می‌روند. رفتار غیرخطی ورق و آثار ناشی از پلاستیک شدن آن بر ستون‌های اطراف دیوار نیز باید کنترل شود.** ABAQUSو ANSISو SAP**در این‌گونه مدل‌سازی‌ها معتبر و مورد استفاده است.**

**دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر عنوان اختراعی است که توسط دکتر مجید قلهکی، عضو هیئت علمی دانشگاه سمنان و از متخصصان شرکت سبک آفرینان عمارت پارس ثبت شده است. مزیت این نوع دیوار در مقایسه با انواع رایج آن، ضریب رفتار بالا، شکل‌پذیری ورق فولادی با تنش تسلیم پایین‌تر، جزئیات اتصالات قاب مفصلی و جزئیات اتصالات به روش ساده است.**

## نوسازی ساختمان ها با دیوار برشی فولادی:

همان گونه که می دانیم، اغلب ساخت و سازها در دنیا به دو صورت اسکت فولادی و اسکلت بتنی می باشد. انتخاب نوع سیستم سازه ای به عواملی همچون سرعت اجرا، مصالح در دسترس، هزینه تهیه مصالح و ... بستگی دارد.
بنابراین نوسازی را در دو دسته از ساختمان ها بررسی خواهیم کرد:




۱- نوسازی ساختمان های فولادی

۲- نوسازی ساختمان های بتنی

## نوسازی سازه های فولادی با دیوار برشی فولادی:

اجرای ساختمان های اسکلت فولادی با دیوار برشی فولادی علاوه بر مسائل مربوط به اجرای اسکلت، جزئیات خاصی برای اجرای پانل برشی در دهانه های مربوطه دارد که بسته به ابتکار طراحان سازه ومصالح موجود، بهترین و مناسب ترین شیوه جهت این کار انتخاب می شود.

ازطرف دیگر مصالح و وسائط مورد استفاده در اجرای پانل ها، اعم از هزینه های خرید، سوراخ کردن و بستن پیچ ها ،هزینه های مربوط به اتصالات جوشی و هزینه های مربوط به چگونگی برپا کردن پانل ها می توانند در انتخاب بهینه ترین راه در اجرای پانل ها موثر باشد.

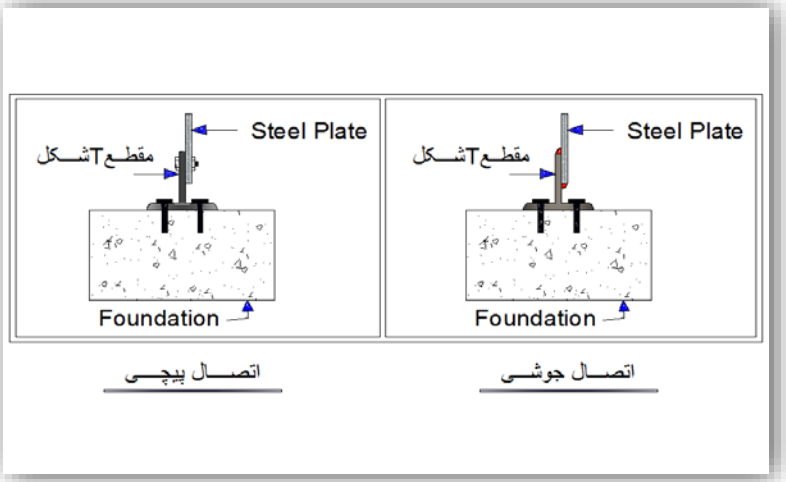
مسائل مربوط به جزئیات اجرایی پانل های برشی در نوسازی سازه های فولادی، به دو بخش زیر تقسیم بندی می شود:

- **اتصال پانل به فونداسیون**
- **اتصال پانل به تیر و ستون**

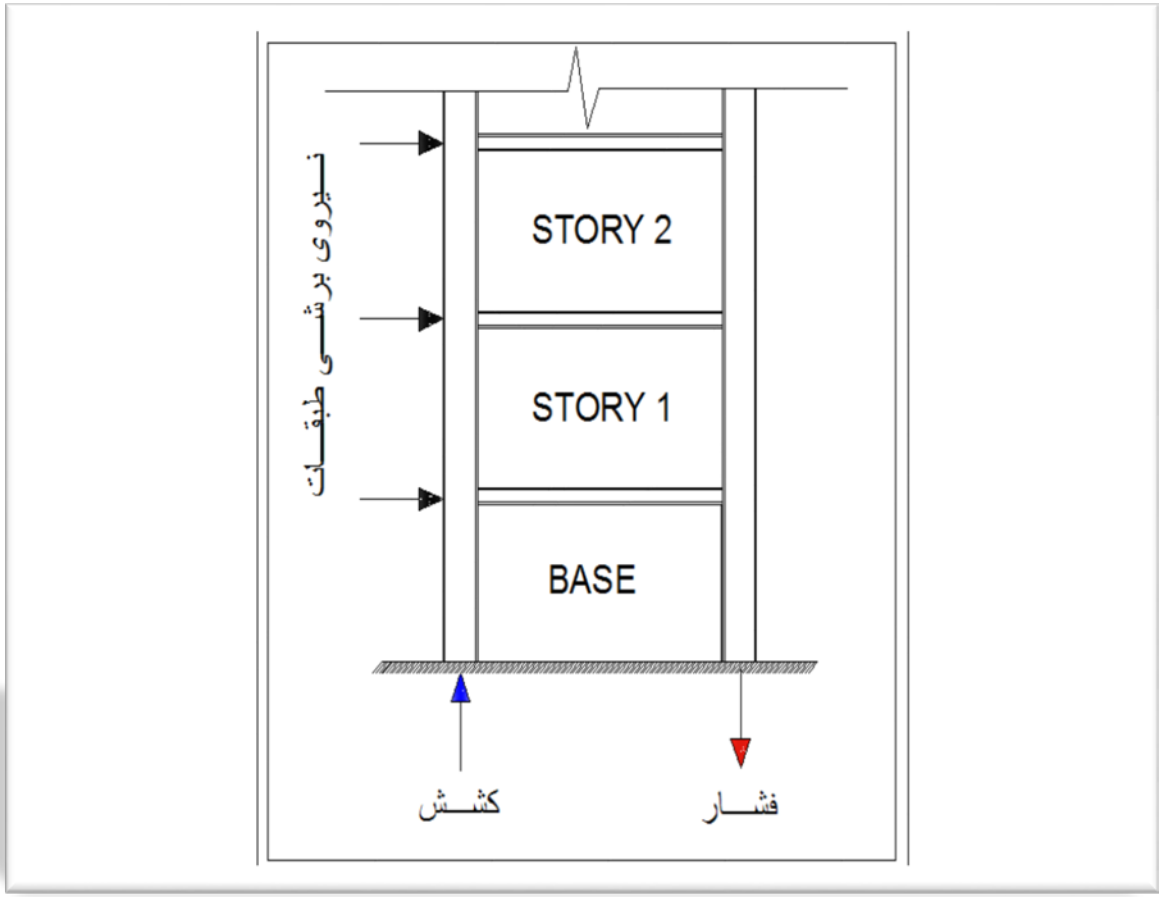
این تقسیم بندی به این دلیل است که در پایین ترین طبقه (BASE) به دلیل اینکه پانل میبایست علاوه بر تیر و ستون، به فونداسیون هم متصل شود، جزئیات اجرایی آن با سایر طبقات متفاوت خواهد بود.

**اتصال پانل به فونداسیون:**

برای اتصال پانل برشی به فونداسیون می بایست یکسری بلت هایی از قبل در فونداسیون تعبیه شود و در هنگام اجرای پانل ها، یک مقطع T شکل با طول مورد نیاز و سوراخ هایی که بر روی آن تعبیه شده به روی این بلت ها پیچ شود و در نهایت پانل برشی به این مقطع T شکل پیچ یا جوش شود.

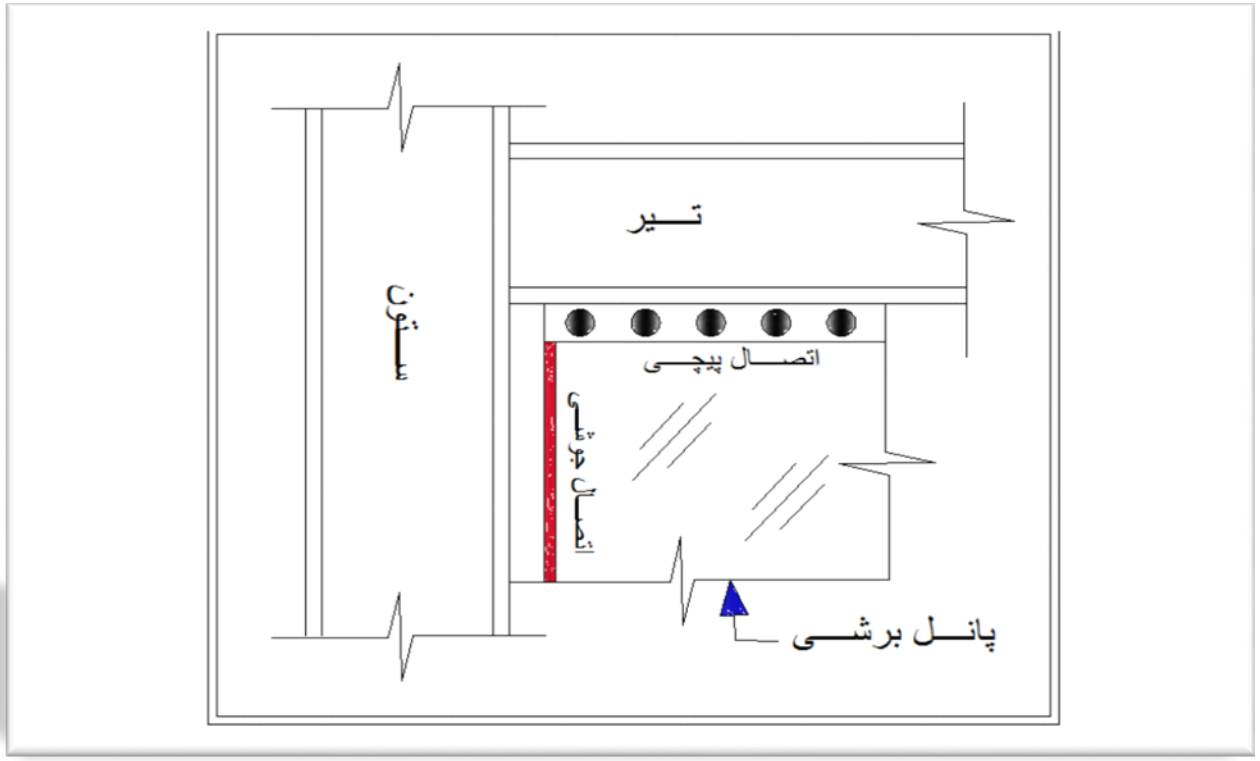


البته نکته دیگری که در طراحی فونداسیون باید درنظر گرفت این است که با توجه به اینکه پانل برشی مطابق شکل زیر نیروی زیادی را به فونداسیون وارد می کند، علاوه براینکه می بایست فونداسیون را برای این نیروها هم طراحی کرد، در مسائل مربوط به بهسازی و مقاوم سازی سازه های موجود، نیاز به تقویت پی در برابر این نیروها نیز است.

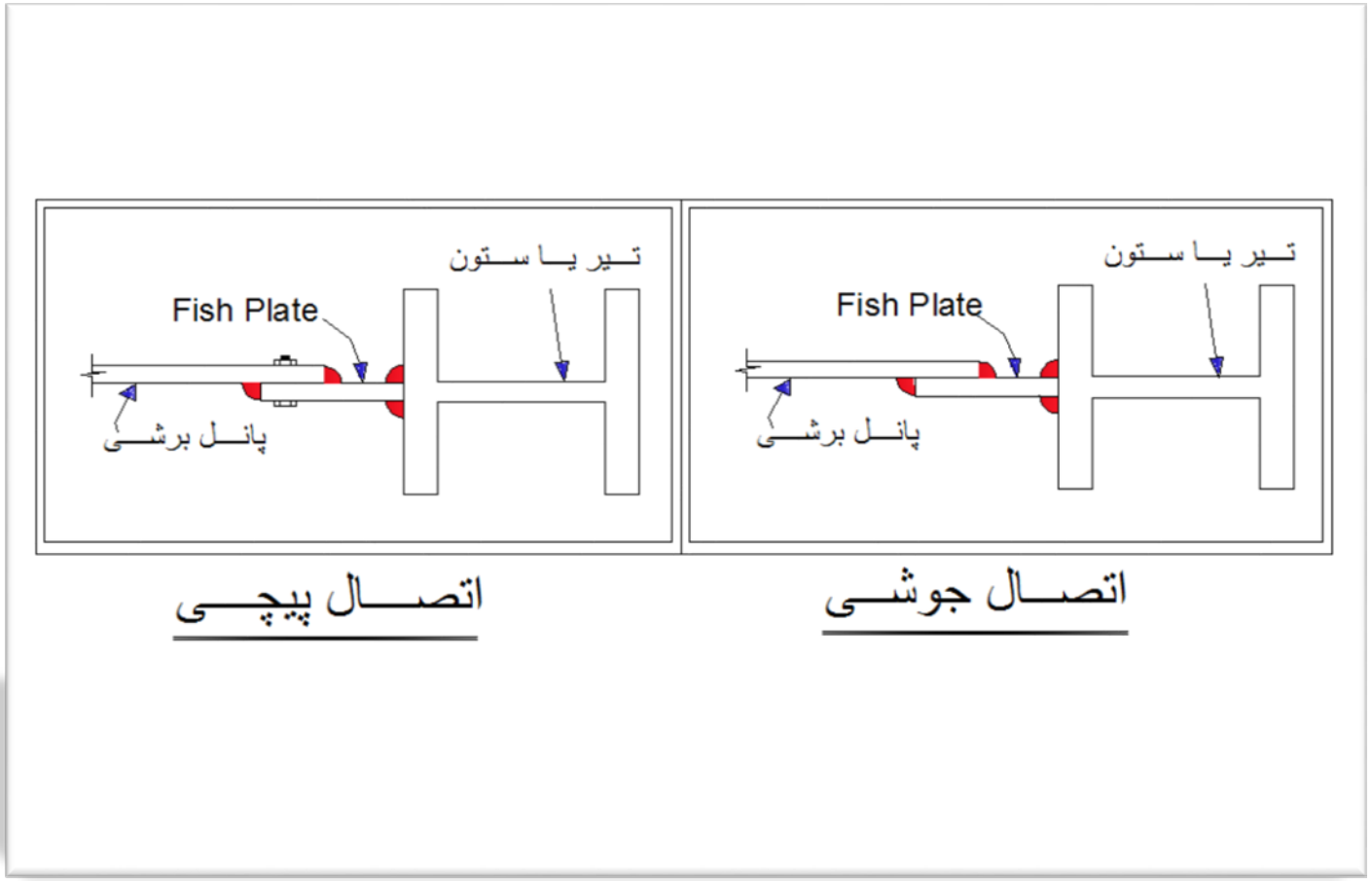


# اتصال پانل به تیر و ستون:

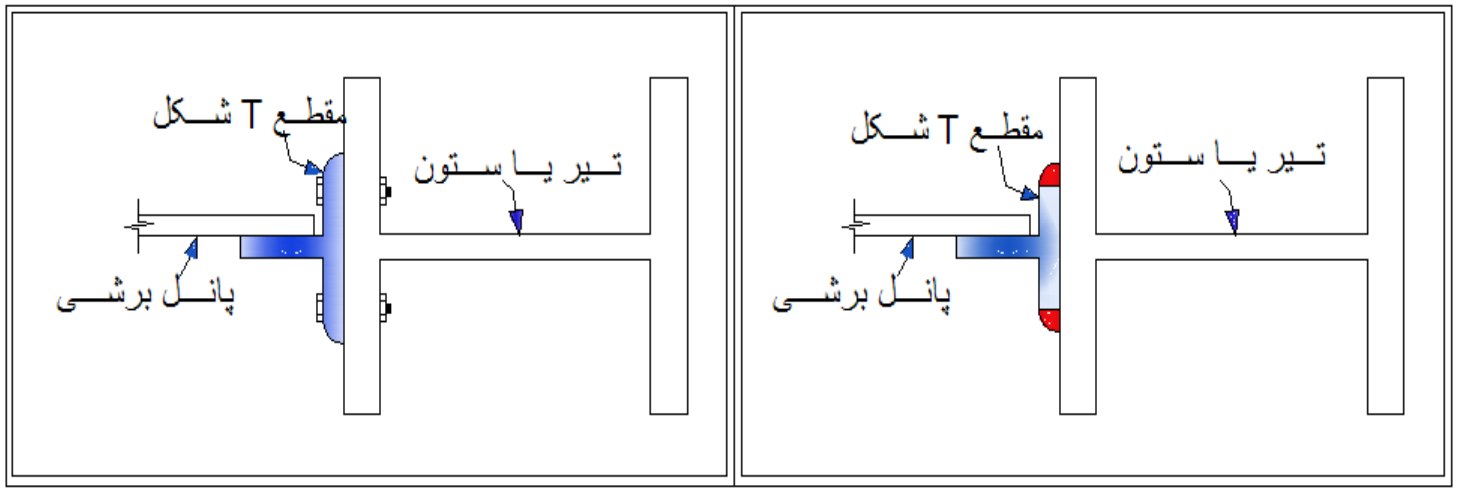
برای اتصال پانل به تیر و ستون های مرزی، می توان هم از پیچ و هم از جوش استفاده کرد.در ادامه به چند نمونه از اتصال پانل برشی به المان های مرزی به همراه جزئیات اجرایی آن اشاره شده است:



۱-یک نمونه از این اتصال که در شکل زیر نشان داده شده است به این صورت است که ابتدا یک ورق موسوم به Fish Plate به المان های مرزی جوش شود و سپس پانل برشی همانند شکل زیر به وسیله پیچ یا جوش به این ورق متصل می شوند.



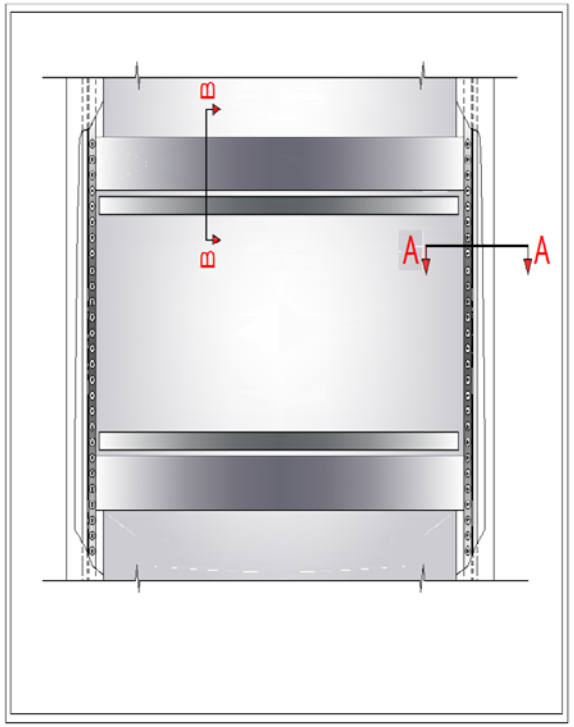
شکل ۲T–نوع دیگری که از این اتصال که در شکل زیر نشان داده شده است به این صورت است که یک مقطع شکل متصل شوند.در شکل زیر نمایی Tبه المان های مرزی جوش یا پیچ شود و سپس پانل برشی به این مقاطع از این اتصال قابل مشاهده است:

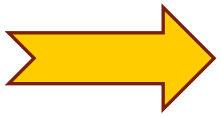


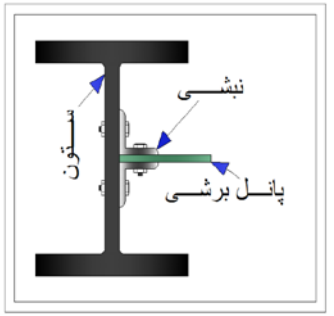

اتصال جوشی

اتصال پیچی

۳–نوع دیگری از اتصال پانل برشی به ستون به این صورت است که پانل برشی به کمک دو عدد نبشی و به صورت شکل زیر به جان ستون پیچ شود. به این صورت که پانل برشی در کارگاه به کمک پیچ به دو عدد نبشی که به جان ستون متصل شده است.

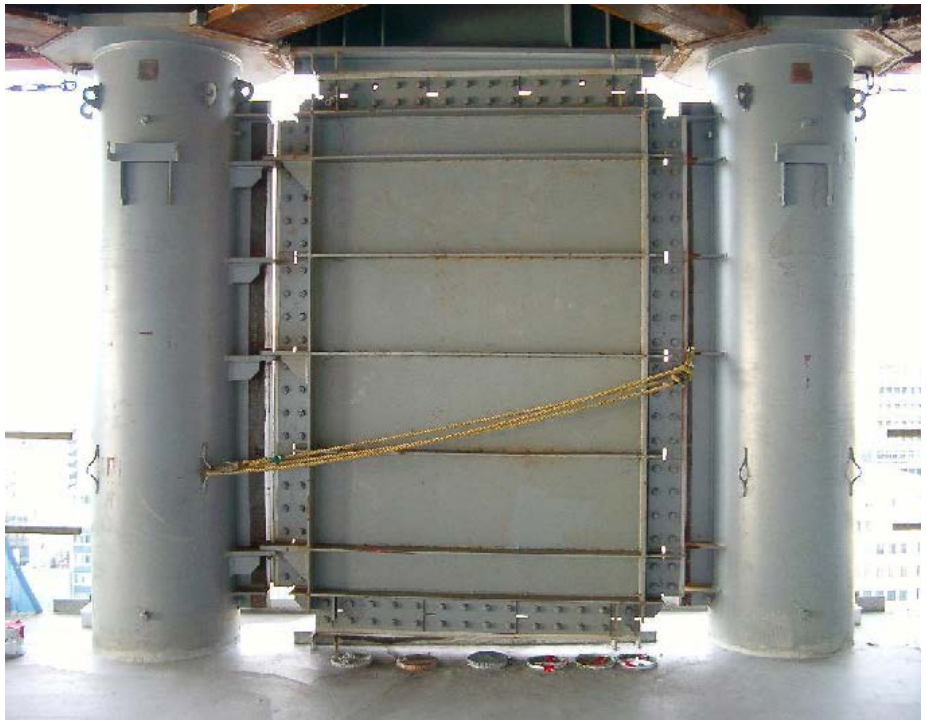


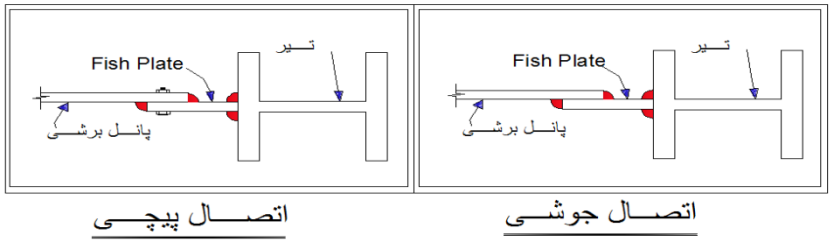



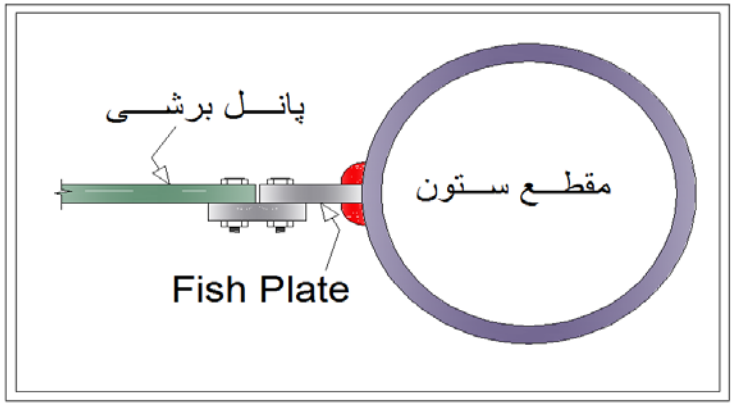



Section A-A

۴-نوع دیگری از اتصال پانل برشی فولادی به المان های مرزی که در شکل زیر قابل مشاهده است، زمانی است که ستون ها دایره ای شکل باشند.در شکل زیر نمونه ای از این اتصال آورده شده است:





# نوسازی ساختمان های بتنی:

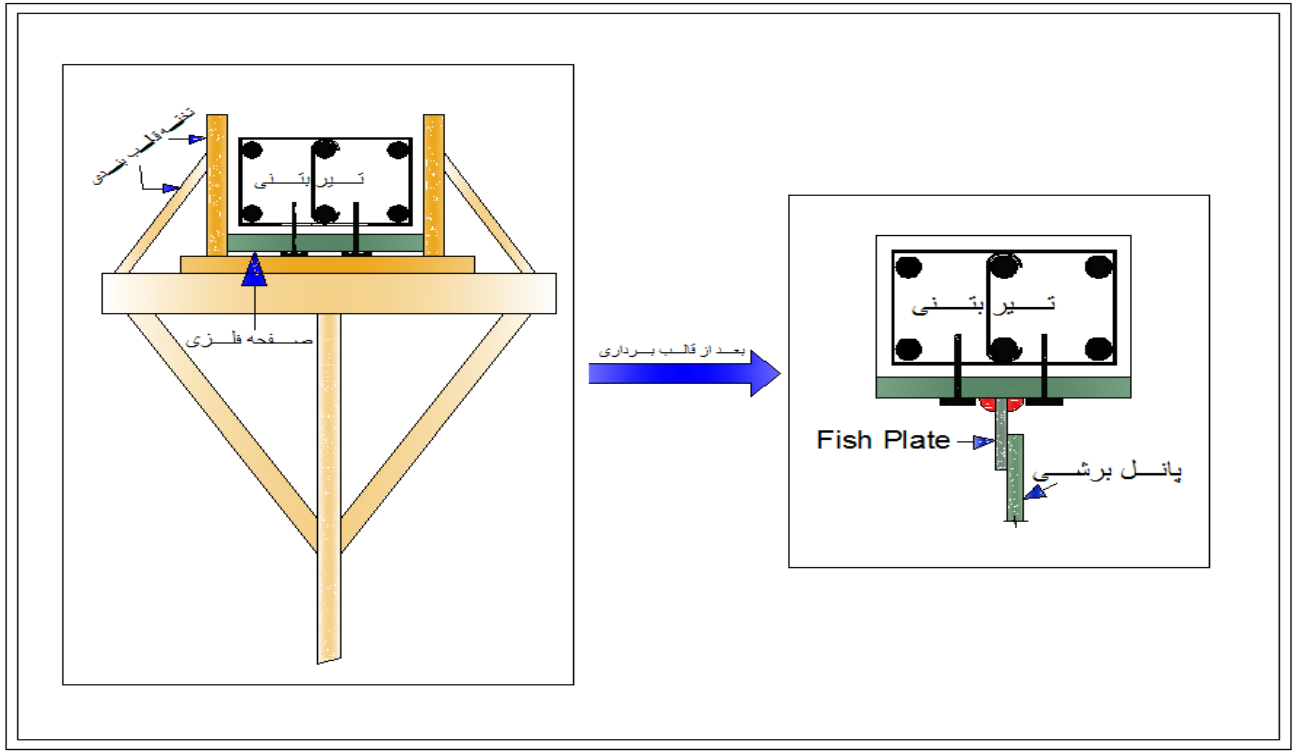
مسائل مربوط به جزئیات اجرایی پانل های برشی در نوسازی سازه های بتنی، به دو بخش زیر تقسیم بندی می شود:

- **اتصال پانل به فونداسیون**
- **اتصال پانل به تیر و ستون**

لازم به ذکر است از آنجایی که جزئیات اجرایی اتصال پانل برشی به فونداسیون در ساختمان های بتنی نیز همانند ساختمان های فلزی است، در این بخش تنها به اتصال پانل برشی به المان های مرزی(تیر و ستون) می پردازیم:

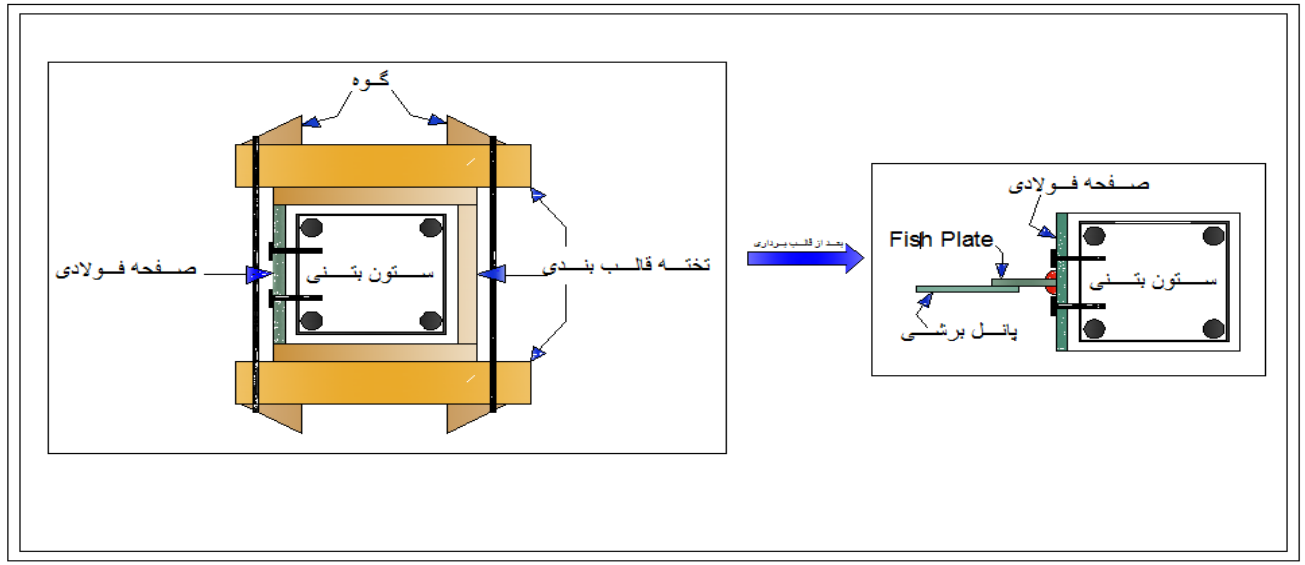
## اتصال به تیر:

برای اتصال پانل برشی به تیر می توان به این ترتیب عمل کرد که در هنگام قالب بندی، لایه ی زیرین قالب را یک صفحه ی فلزی بکار برد که در آن و در محل های مشخص سوراخ کاری شده، بلت هایی به شکل زیر قرار گرفته شده است:



# اتصال به ستون:

اگر مقطع ستون مستطیلی شکل باشد، می توان در هنگام قالب بندی ستون مانند آنچه در شکل زیر نشان داده شده است، یک صفحه ی فولادی را که سوراخکاری شده است توسط بلت هایی به ستون مانند شکل زیر قفل و بست کرد و سپس بتن ریزی را انجام داد.قالب بندی ستون به این صورت انجام می شود که به جای استفاده از ۴ تخته برای قالب بندی، از سه تخته استفاده می شود و وجه چهارم ستون با صفحه ی فلزی پوشیده می شود.

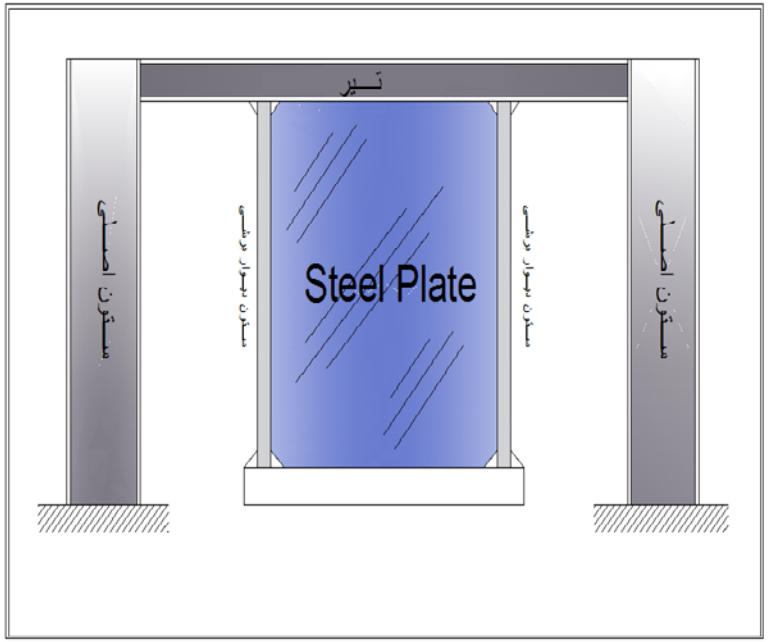


# بهسازی ساختمان ها با دیوار برشی فولادی:

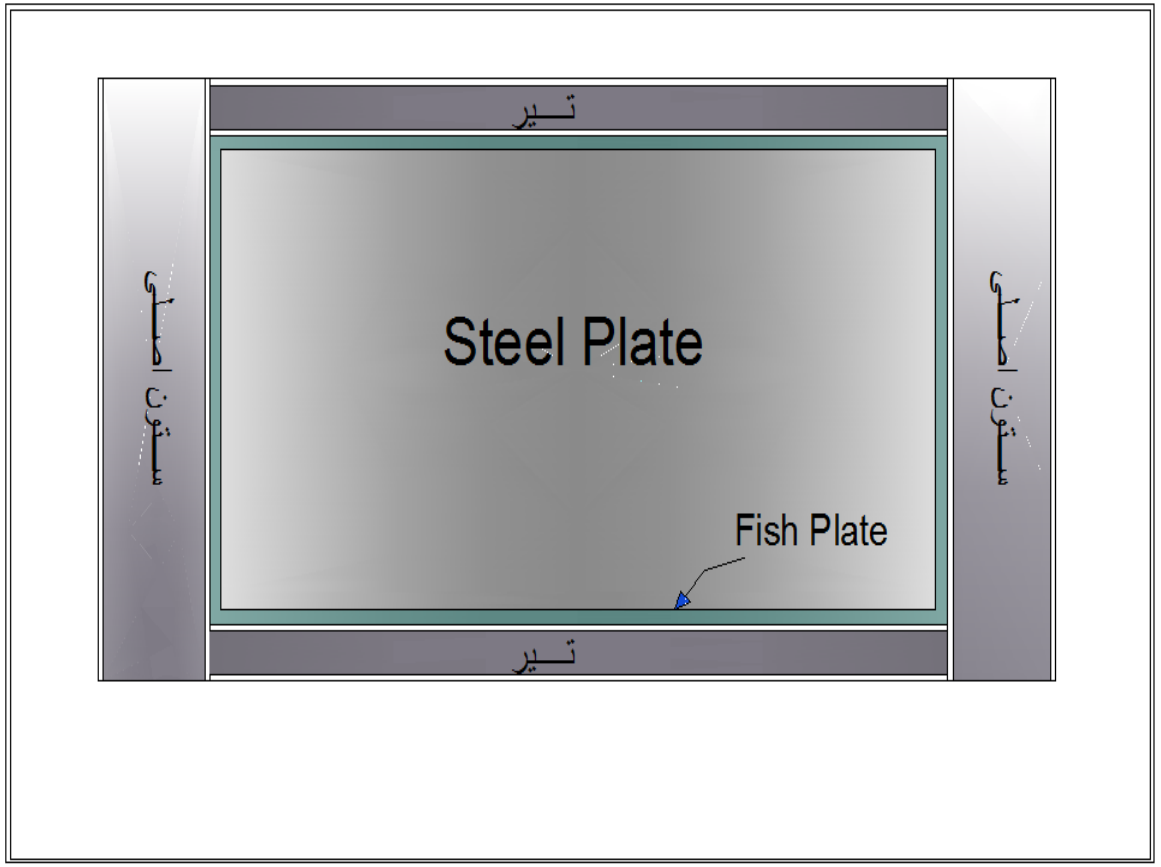
دیوار برشی فولادی برای مقاوم سازی ساختمان های فولادی در حدود ۱۵ سال اخیر مورد توجه خاص مهندسان سازه قرار گرفته است.بخصوص در کشور هایی مانند آمریکا و ژاپن که همواره در معرض زمین لرزه های شدید قرار دارند،بحث ترمیم و بهسازی بسیار بااهمیت تلقی می شود.

# بهسازی ساختمان های فولادی بادیواربرشی فولادی:

1-در این مدل که توسط انجمن سازه های فولادی ایران ارائه شده است، دیوار برشی فولادی به ستون های اصلی سازه تکیه ندارد و توسط دو ستون مجزا نگه داشته شده است. برای اتصال پانل برشی به ستون های کناری اش همانند شکل زیر می توان هم از اتصال پیچی و هم از اتصال جوشی استفاده کرد:

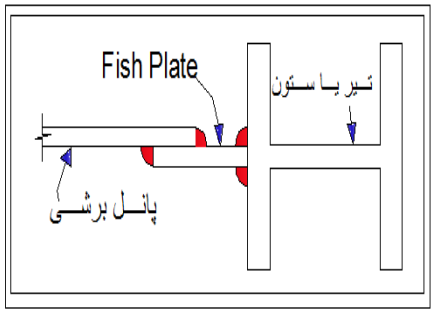


۲–در این مدل می توان به جای استفاده از ستون مجزا برای دیوار برشی فولادی، آنرا همانند شکل زیر مستقیما به ستون اصلی قاب متصل کرد.برای این حالت جزئیات اتصال همانند حالت های نوسازی خواهد بود:

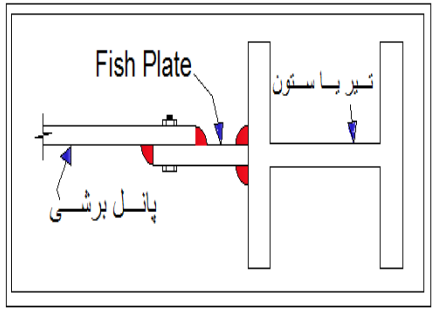


# اتصال به تیر و ستون:

## اتصال با Fish Plate:

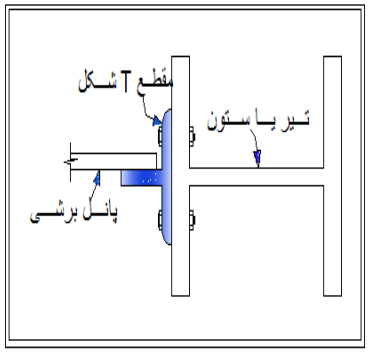



اتصال جوشی

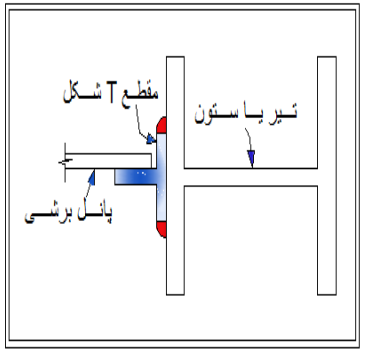



اتصال پیچی

## اتصال با مقطع سپری:




اتصال پیچی



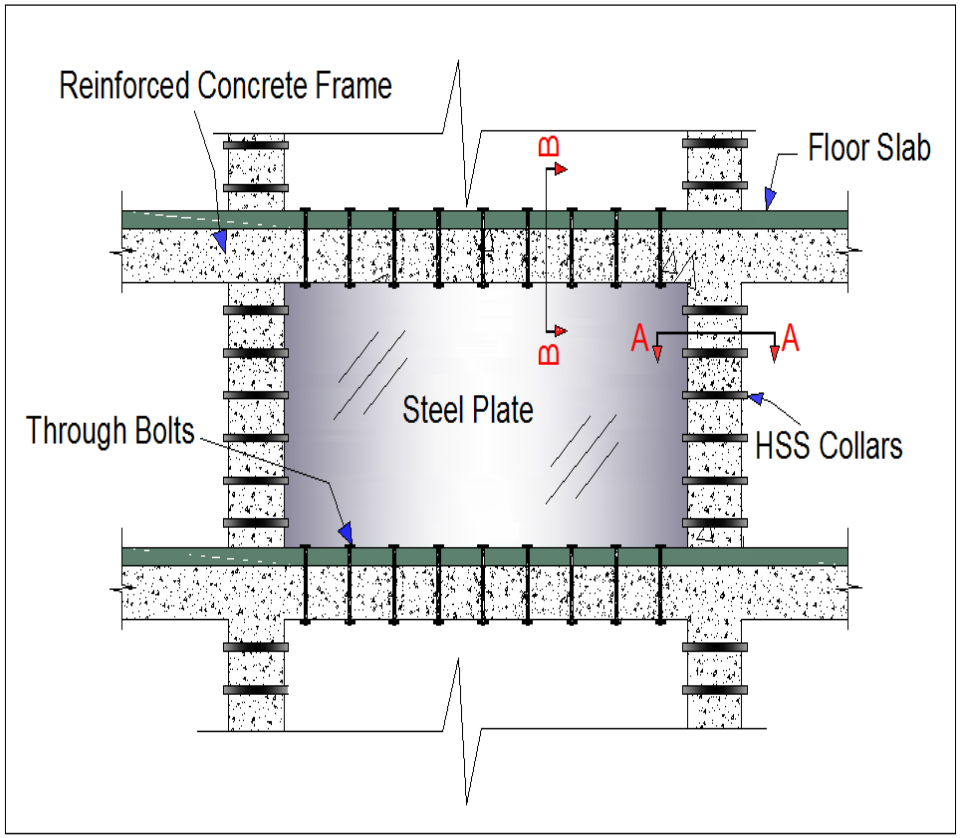

اتصال جوشی

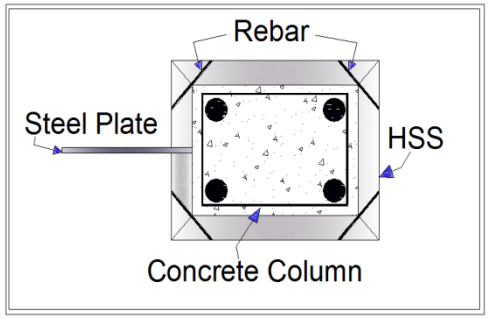
## بهسازی ساختمان های بتنی با دیوار برشی فولادی:

با آنکه به نظر میرسد که پانل های برشی فولادی تنها در سازه های اسکلت فولادی  به عنوان سیتم باربر جانبی بکار می روند،بکار گیری آن در ترمیم و بهسازی سازه های بتنی نیز امکان پذیر است.

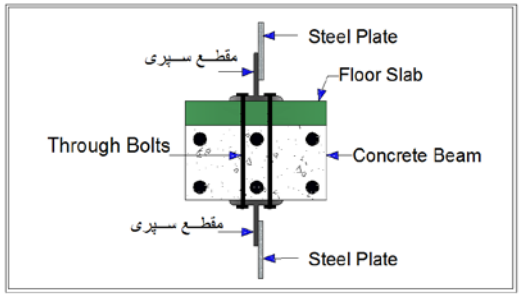
شاید در ابتدا اتصال پانل برشی فولادی به قاب بتنی غیر ممکن برسد، ولی محققین زیادی در این زمینه تلاش کردند و راه حلهای اجرایی جهت این امر  ارائه دادند که در ادامه به چند مورد از این راهکار ها اشاره خواهیم کرد.

۱–در این مدل ،اتصال پانل برشی به تیرها و ستون های بتنی به گونه ای است که پانل برشی بدون اینکه تخریبی در تیر و ستون اتفاقی بیافتد به وسیله المان های خاص به آن ها متصل شده است:



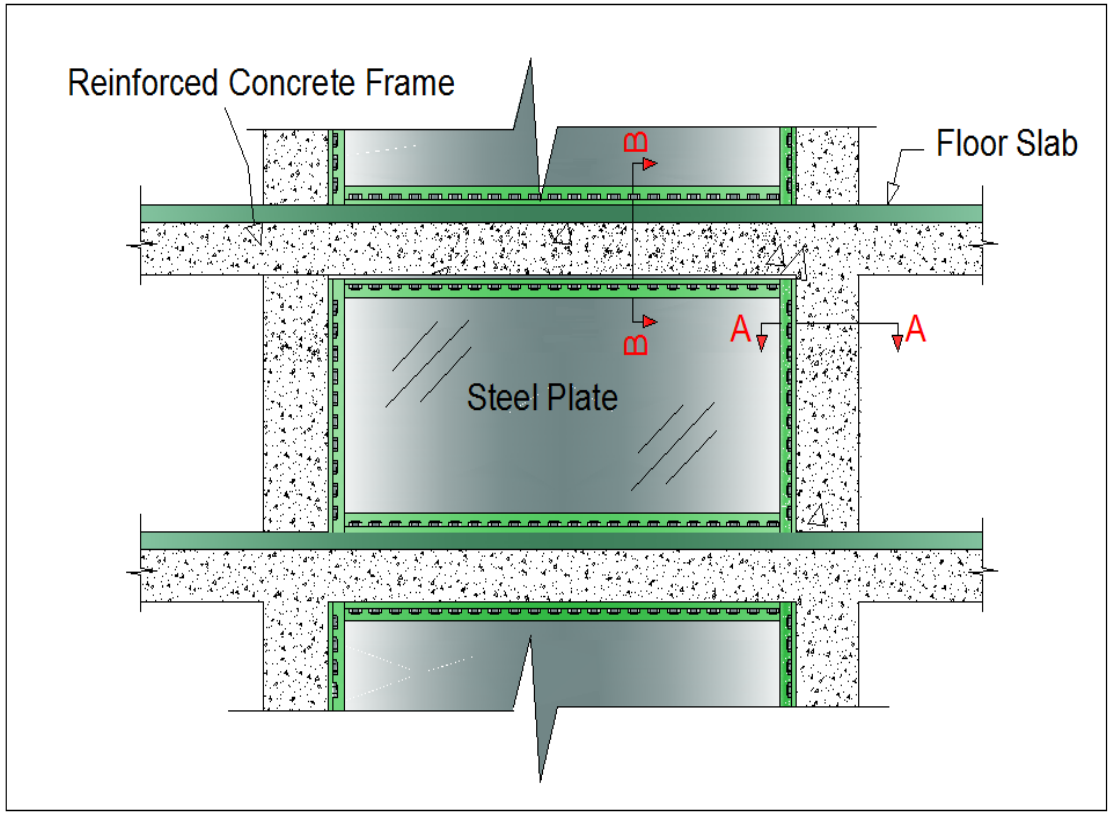



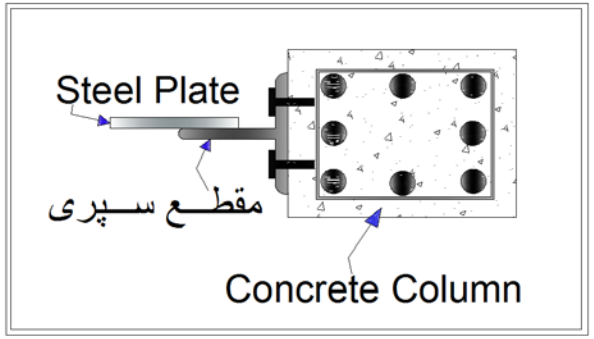

Section A-A



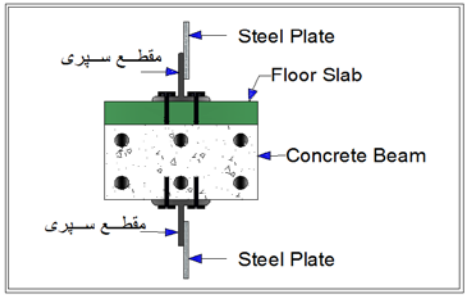

Section B-B

۲-مدل دیگری که در ترمیم سازه های بتنی به کمک دیوار برشی فولادی وجود دارد این است که مطابق شکل زیر، سوراخ هایی درتیر و ستون ایجاد شود و سپس یک سری مقاطع سپری شکل که از قبل سوراخکاری شده اند،بر روی این سوراخ ها قرار گیرند و به وسیله پیچ های مخصوصی که نیاز به مهره ندارند به آن ها پیچ شوند.




Section A-A



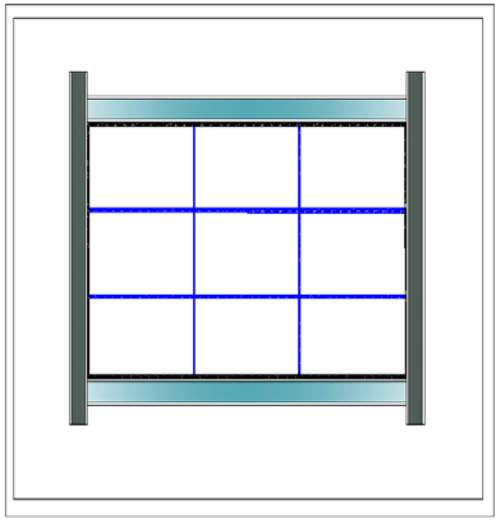

Section B-B

# مشکلات اجرایی:

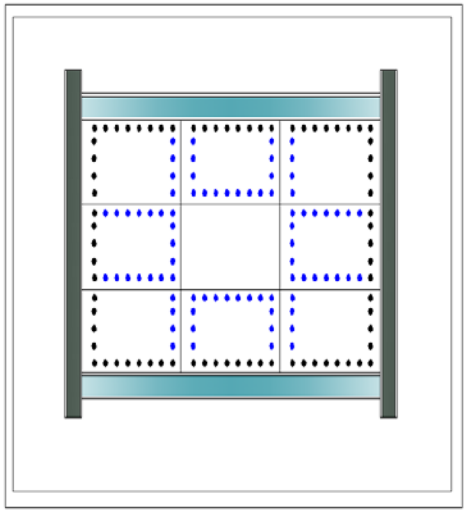
- عدم برش دقیق پانل برشی به اندازه ی مورد نظر به دلیل خطا در حین اجرا
- محدود بودن عرض ورق های فولادی
- انبساط و انقباض ورق و المان های محیطی
- اتصال ورق فولادی به المان های مرزی
- مجاورت دهانه ی شامل پانل برشی با سازه های کناری

# راهکار هایی برای کاهش مشکلات اجرایی:

الف)بستن برخی از پیچ ها و انجام برخی از جوشکاری هایی که لزوما نباید در کارگاه اجرا شوند،مانند پیچ ها و جوش های نشان داده شده در شکل زیر(رنگ آبی):

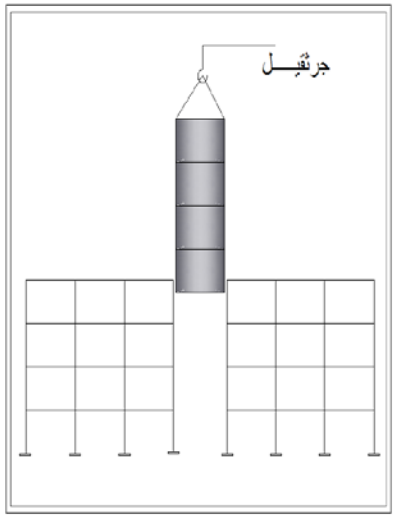


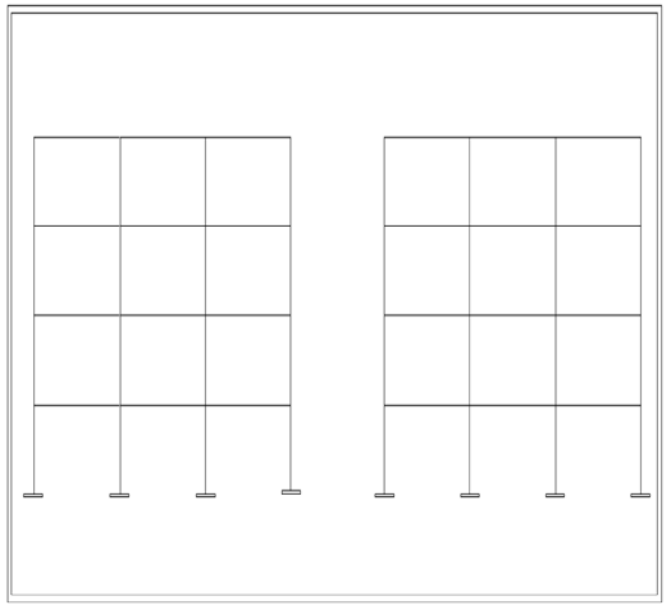
اتصال جوشی



اتصال پیچی

ب) برای رفع مشکل مجاورت میتوان کلیه ی پیچ ها را اعم از پیچ های اتصال ورق ها به یکدیگر و پیچ های اتصال پانل برشی به ورق های زبانه را در روی زمین بست و سپس پانل را با جرثقیل در محل مربوطه قرار داده و به ستون های مرزی جوش کرد



# برخی تجربیات ترمیم و بهسازی لرزه ای در کشورهای دیگر

# برخی تجربیات ترمیم و بهسازی لرزه ای در کشورهای دیگر

کانادا: بار هاي لرزه اي در آيين نامه كانادا از دهه ۱۹۷۹ به حدود ۲ برابر افزايش يافته است. در سال ۲۰۰۴ ايالت لرزه خيز بريتيش كلمبيا اعلام كرد يك برنامه ۱۰-۱۵ ساله با بودجه ۱/۵ ميليارد دلاري براي بهسازي لرزه اي ۷۵۰ مدرسه دولتي آسيب پذير اين ايالت اجرا خواهد كرد. در اين برنامه ۱۷ نوع سيستم باربر جانبي و ۶ نوع ديافراگم در ساختمان هاي كوتاه مرتبه موجود مدارس شناسايي شد. اين سيستم ها در شرايط مختلف از نظر جنس خاك و پهنه بندي خطر درون ايالت مذكور مورد تحليل اوليه قرار گرفتند.

آمريكا (ايالت كاليفرنيا): طبق قانون ايالتي مصوب ۱۹۹۰ و برنامه كاهش خطرات لرزه اي براي ساختمان هاي بنايي غير مسلح، مالكين هر ساختماني كه در ليست بازديد اوليه آسيب پذير شناخته شده، موظفند، طي حداكثر ۲ سال از تاريخي كه شوراي شهر تعيين خواهد كرد طبق يكي از موارد زير اقدام كنند:

الف) به افسران كنترل ساختمان نشان دهند كه ساختمان ملزومات تجويزي استاندارد لرزه اي را ارضا مي كند.

ب) گزارشي در مورد آسيب پذيري و طرح بهسازي ساختمان خود را كه توسط مهندس مجاز در ايالت كاليفرنيا تهيه شده، ارائه نمايند.

در كاليفرنيا اداره ايالتي برنامه ريزي سلامت و توسعه(OSHPD) با بيش از ۲۰۰ مهندس و دستور العمل هاي متعدد، مسوليت بررسي و تأييد نقشه ها و طرح هاي ساخت و يا بهسازي ۱۲۰۰ بيمارستان را در سال به عهده دارد.

در سال ۲۰۰۷ در بيش از ۸۰ درصد شهر اوكلند هيچ گونه عمليات بهسازي آغاز نشده بود. در آن زمان كسب مجوز بهسازي لرزه اي معتبر، ۱۰% هزينه بهسازي را به خود اختصاص مي داد. هزينه بهسازي خانه هاي تك واحدي بين ۷۰۰۰ تا ۳۰۰۰۰۰ دلار است و با بهسازي بدون مجوز امكان صحت سنجي طرح بهسازي وجود ندارد. نهايتاً شوراي شهر هزينه كسب مجوز را براي هر آپارتمان به ۲۵۰ دلار كاهش داده و به علاوه يك يارانه ۵۰۰۰ دلاري براي بهسازي داوطلبانه توسط خريداران خانه هاي قديمي تخصيص داد.

در ايالت كاليفرنيا حدود ۱۲۰۰۰ پل در شبكه بزرگراه هاي ايالتي وجود دارد كه اين پل ها از سال ۱۹۸۶ و نيز عمدتاً بعد از زلزله لوماپريتا ۱۹۸۹ تحت برنامه بهسازي قرار گرفتند. اداره راه ها از يك كميته مشاور مهندسي زلزله مركب از مهندسان حرفه اي و اساتيد علمي براي سياست گذاري و تدوين استانداردها و معيار هاي ايمني بهرمند مي باشد. در فاز اول ۱۰۳۹ پل آسيب پذير شناخته شده و با بودجه حدود يك ميليارد دلار ظرف كمتر از ۴ سال بهسازي شدند. اينها عمدتاً پل هاي تك پايه بودند و هزينه بهسازي آنها با ماليات روي بنزين تأمين گرديد. در فاز دوم ۱۱۵۵ پل كه اين بار چند پايه بودند تحت بهسازي با بودجه حدود ۱/۳۵ ميليارد دلار قرار گرفت كه اين پروژه به علت پيچيدگي حدود ۸ سال تا ۲۰۰۸ به طوا انجاميد. دانشگاه كاليفرنيا در طول مدت ۲۰ سال اخير در حدود ۴۰ ميليون دلار براي بهسازي پل ها بودجه دريافت كرده است.

**نيوزلند:** بعد از زلزله ۱۹۳۱ تلاش زيادي براي بهسازي لرزه اي ساختمان هاي مسكوني كوتاه مرتبه صورت گرفت. دانشگاه هاي اوكلند و كانتربري در اين زمينه پروژه مشتركي داشته اند. با اين حال در حال حاضر هنوز در دوره هاي كارشناسي مهندسي عمران عادي روش هاي بهسازي و برآورد آسيب پذيري تدريس نمي شود. همچنين انجمن مهندسي سازه برنامه ۶ ساله اي براي ۲۰۰۴ تا ۲۰۱۰ جهت اين مسأله اجرا مي كند.

**ايتاليا :** در سال هاي اخير راهنماي بهسازي لرزه اي ساختمان هاي بنايي غير مسلح منتشر شده است. در تدوين اين راهنما از تجربه قرن ها ساختمان هاي بنايي تاريخي كه در آن از فاق و زبانه سنگي و فلزي، كلاف كششي فلزي و محيطي، پشتبند سازي و ديوار سازي ها به صورت موردي استفاده شده بهره برداري گشت.

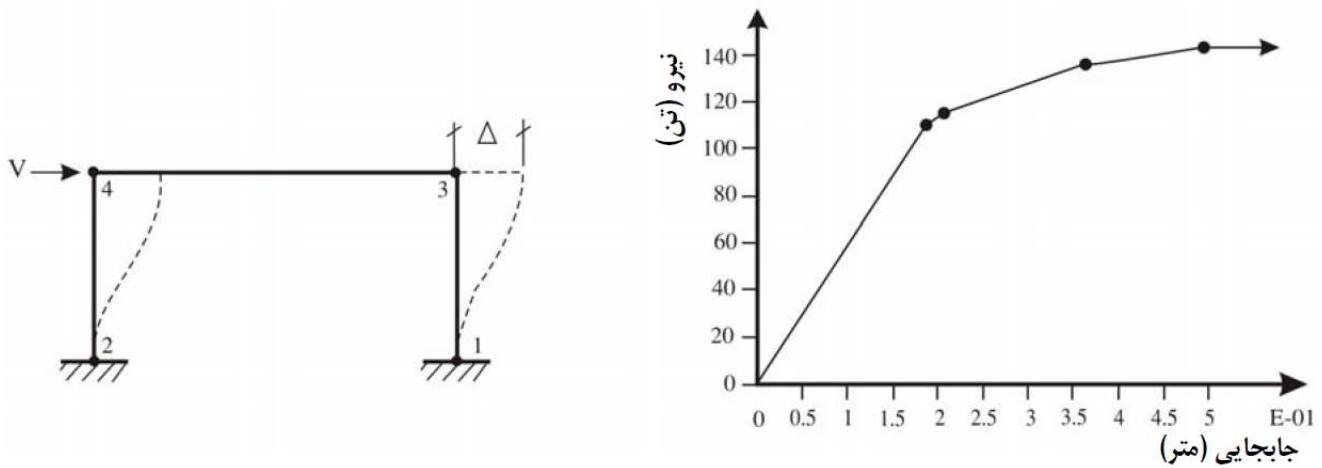
ژاپن: تا سال ۱۹۹۱ حدود ۱۸۰۰۰ مورد از ۶۰۰۰ پل مطرح در کشور بهسازي لرزه اي شده بود. انيستيتوي کار هاي عمومي ژاپن(PWRI) در سال ۱۹۹۸ برنامه مشترکي براي بهسازي لرزه اي پل ها با بنگاه بزرگراه هاي آمريکا (FHWA) تعريف کرد. آيين نامه طراي لرزه اي پل هاي بزرگراه هاي ژاپن به طور قابل ملاحظه اي پس از زلزله ۱۹۹۵ کوبه تغيير کرده است. برنامه هاي بهسازي لرزه اي ژاپن در ابعاد مختلف و وسع اجرا شده که در اينجا فرصت بررسي آن نيست.

# ارزیابی سازه های موجود در مقابل زلزله

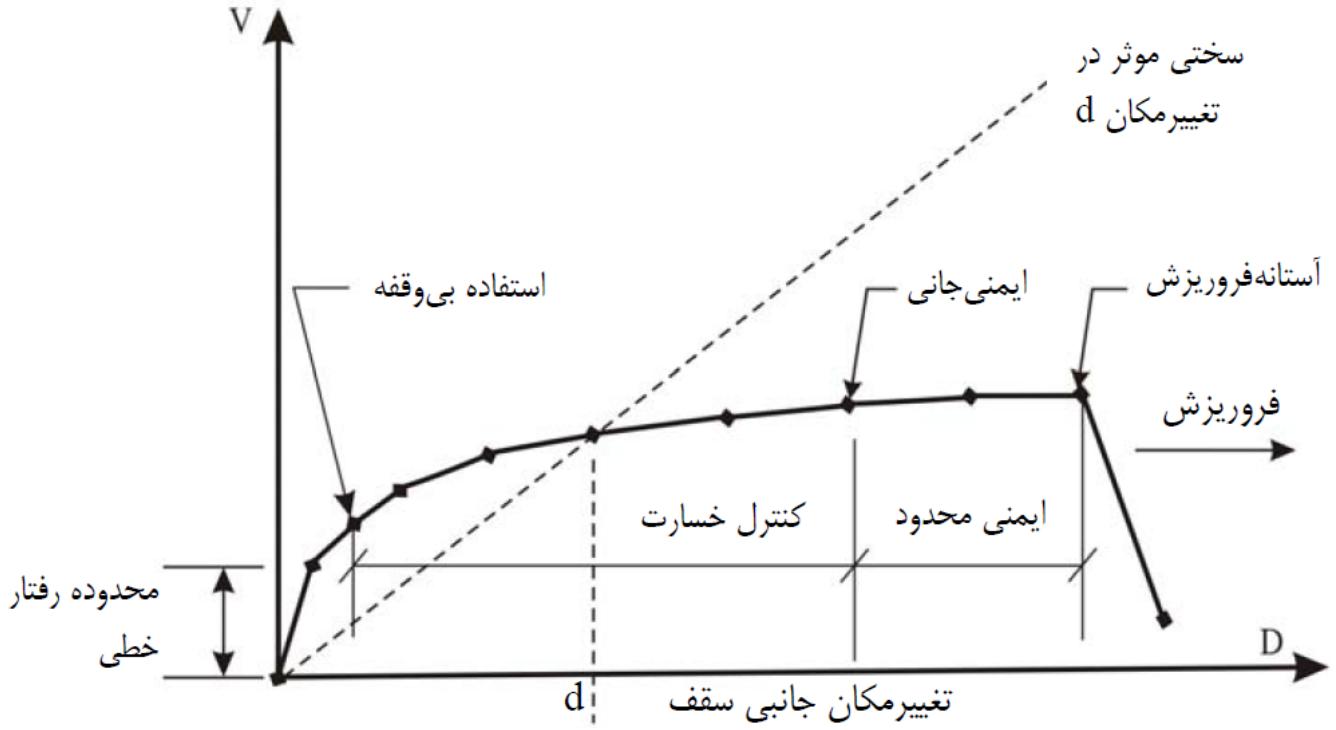
# ارزیابی سازه های موجود در مقابل زلزله

## منحنی ظرفیت و طیف ظرفیت

منحنی ظرفیت، نشان دهندهٔ برش پایه قابل تحمل توسط سازه، تحت بارگذاری تدریجی، به ازاء تغییر شکل جانبی تراز معین شده سازه (بام) در برابر بارهای وارد بر آن می باشد. در صورتی که ظرفیت خطی (الاستیک) سازه نامحدود باشد، این منحنی بصورت یک خط ثابت بوده که شیب آن برابر با سختی سازه می باشد. اما از آنجایی که ظرفیت خطی سازه محدود می باشد، منحنی ظرفیت سازه ها بطور عمومی شامل مجموعه ای از خطوط مستقیم بوده که با کاهش شیب موا جه هستند . این کاهش شیب نشان دهنده کاهش سختی سازه می باشد



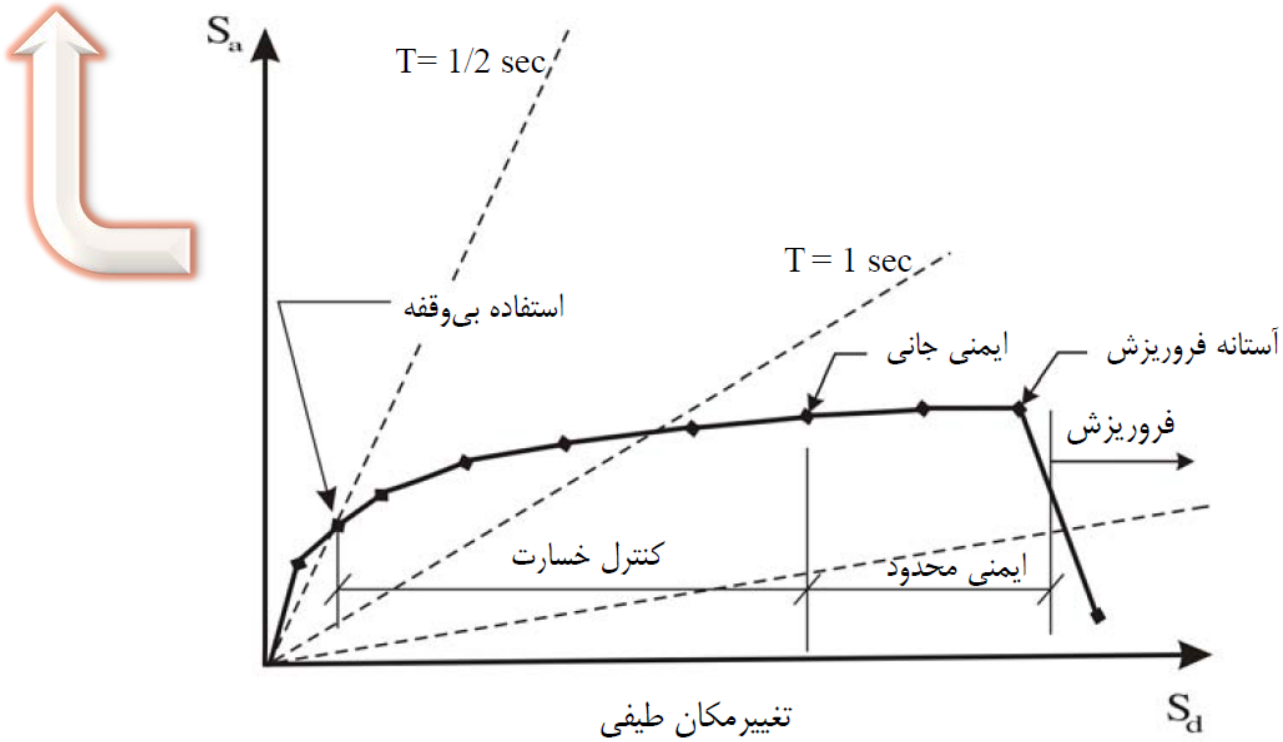

منحنی ظرفیت (برش پایه در برابر جابجایی بام)


V
سختی موثر در
تغییرمکان d
استفاده بی‌وقفه
ایمنی‌جانی
آستانه‌فروریزش
فروریزش
کنترل خسارت
ایمنی محدود
محدوده رفتار
خطی
D
d
تغییرمکان جانبی سقف

# منحنی ظرفیت

**منحنی طیف ظرفیت سازه، منحنی شتاب طیفی قابل تحمل توسط سازه نسبت به تغییر مکان طیفی بام می باشد.**

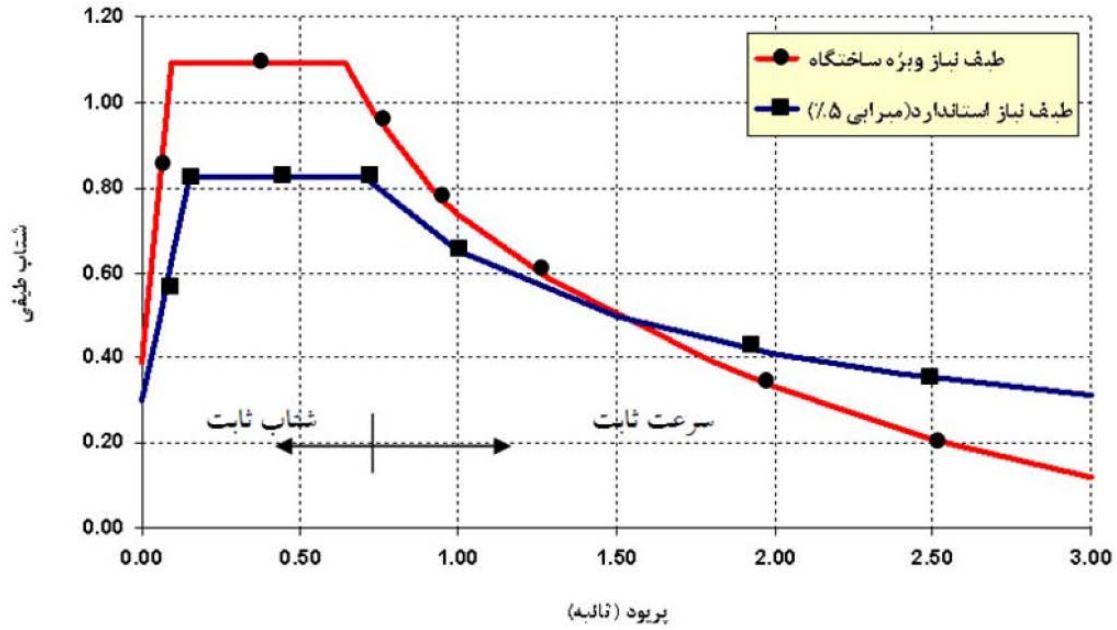
با استفاده ازروشهای تحلیل غیرخطی(استاتیکی، دینامیکی)




منحنی طیف ظرفیت

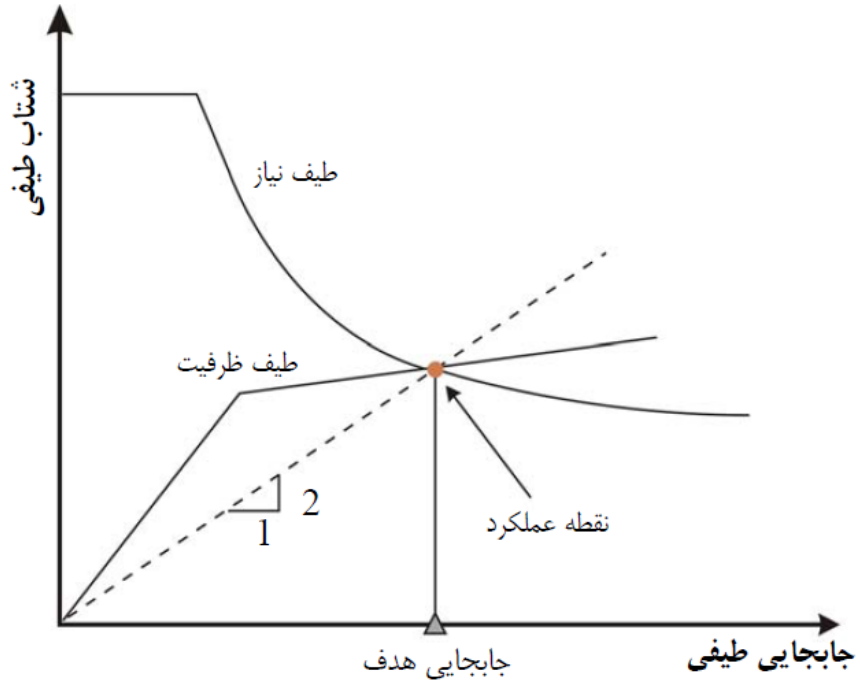
# طیف نیاز

زلزله اعمالی به سازه به صورت شتاب وارد بر سازه تعریف می گردد که به آن طیف نیاز سازه می گویند. منحنی های طیف نیاز به دو دسته طیف نیاز استاندارد و طیف نیاز ویژه ساختگاه طبقه بندی می شوند، این منحنی ها معمولاً دارای دو بخش شتاب ثابت و سرعت ثابت می باشند. بطور معمول منحنی های طیف نیاز برای میرایی ۵ درصد تهیه می شوند که بر اساس آن نیاز با میرایی های مختلف قابل ترسیم خواهد بود



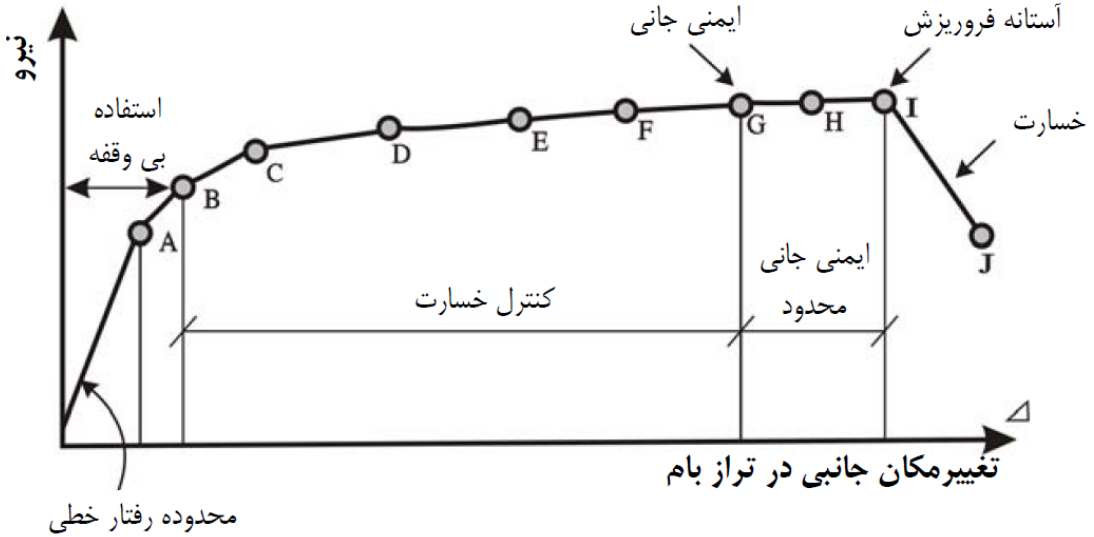
# نقطه عملکردی و جابجایی هدف سازه

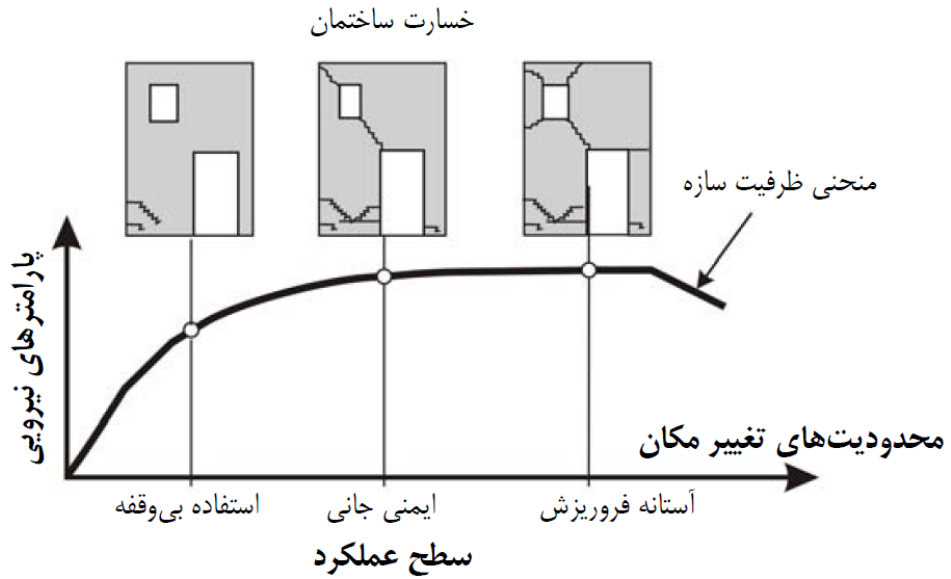
**به محل تقاطع منحنی های ظرفیت و نیاز سازه که در سیستم مختصات صحیح رسم شده باشند نقطه عملکرد سازه گویند، که در آن نیاز سازه با ظرفیت موجود در آن مساوی است . در واقع نقطه عملکرد، نقطه توقف سازه در طول منحنی ظرفیت سازه است. همچنین جابجایی نیاز یا هدف، حداکثر جابجایی بام را تحت اثر زلزله طرح یا هر زلزله بکار رفته در تحلیل غیرخطی نشان می دهد.**



# رفتار یا عملکرد هدف

**سطح عملکرد لرزه ای مورد انتظار از سازه معمولاً با تعیین حداکثر خرابی مجاز اعضای سازه ای و غیرساز های برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه ای بیان می شود. انتخاب ترازهای عملکردی شامل شناسایی تراز خسارت قابل قبول، برای شدت خاصی از زلزله است. تعداد ترازهای زلزله با توجه به معیارهای آیین نامه ای انتخاب می شود که این معیارها تابعی از اهمیت سازه از نظر اقتصادی و اجتماعی می باشد.**



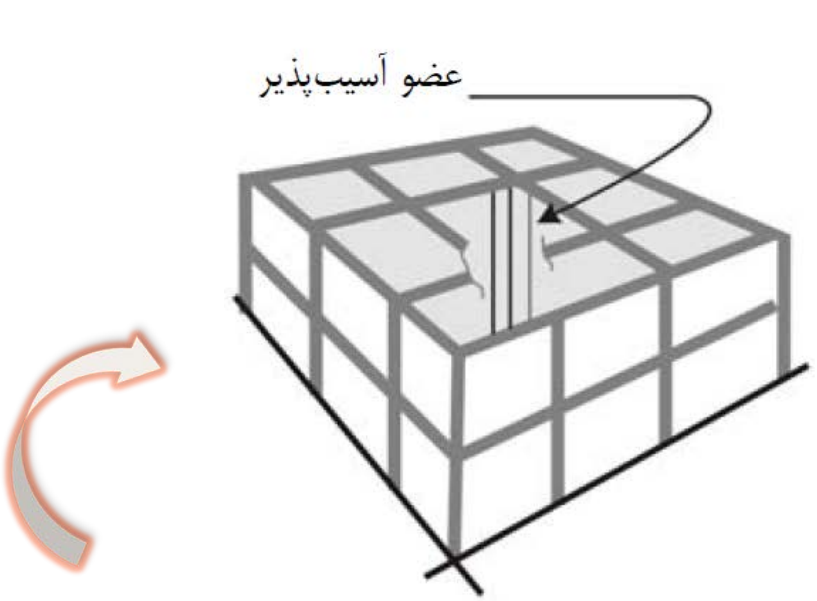
# راهبردهای تقویت سازه

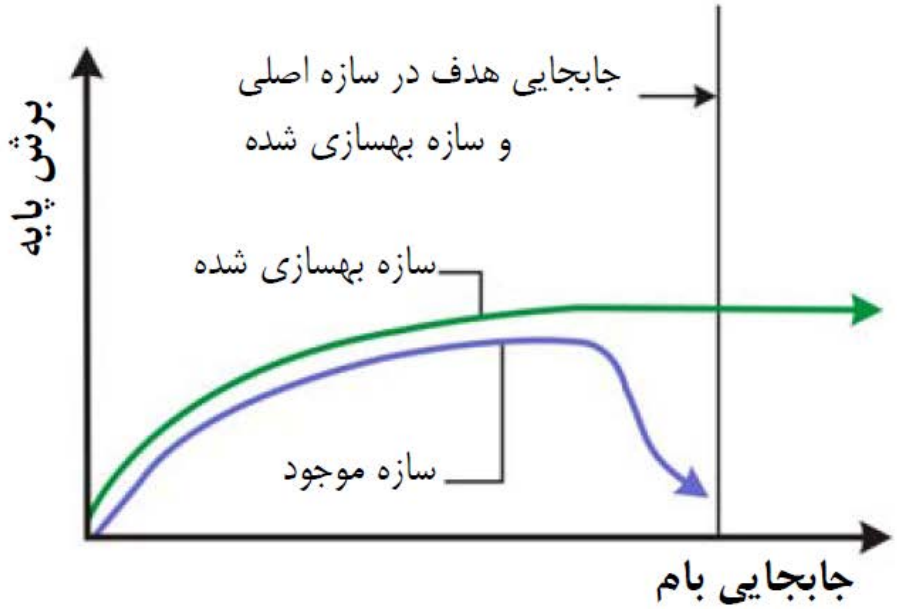
- اصلاح موضعي اجزاي سازه كه داراي عملكرد نامناسبي در اثر زلزله مي باشند
- رفع يا كاهش نامنظمي در ساختمان
- تأمين سختي جانبي لازم براي كل سازه
- تأمين مقاومت لازم براي كل سازه
- كاهش جرم ساختمان
- افزايش انسجام ساختمان با كلاف بندي
- تغيير كاربري به منظور كاهش سطح عملكرد مورد انتظار از ساختمان
- به كارگيري سيستم هاي جاذب انرژي
- به كارگيري سيستم جداساز لرزه اي
- راهكار هاي مناسب ديگر

# راهبرد اصلاح موضعی اجزا

در صورتی که سیستم کلی سازه شامل دیافراگم ها، دیوارها، قاب ها و ... ظرفیت کافی برای تحمل نیروهای جانبی وارد به سازه را دارا باشند ولی به منظور تأمین و تضمین کارایی سیستم نیاز به اصلاح برخی از جزئیات باشد، اصلاح موضعی اجزا سازه ضروری می باشد. در این وضعیت، نقطه عملکردی سازه در نقطه قابل قبولی است و خرابی عمده ای در سازه رخ نمی دهد و فقط به طور موضعی، در نقاط محدودی خرابی ایجاد می گردد.

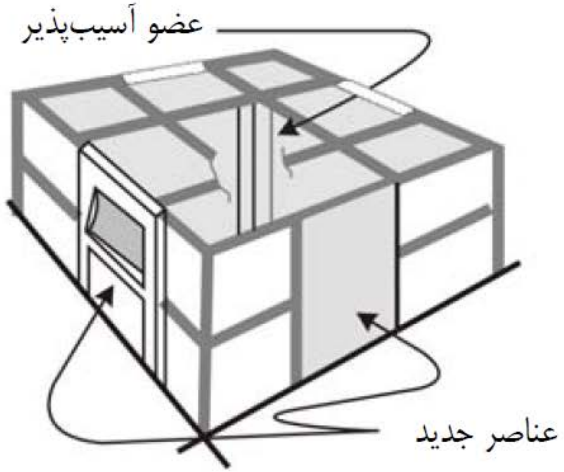
اصلاح موضعی اجزاء سازه به تنهایی (در مقایسه با اصلاح سیستم توسط سایر راهبردها)، تاثیر چندانی بر روی رفتار کلی سازه نخواهد داشت و منحنی های نیاز و ظرفیت سازه قبل و بعد از اصلاح موضعی، تغییر چندانی نمی کنند.



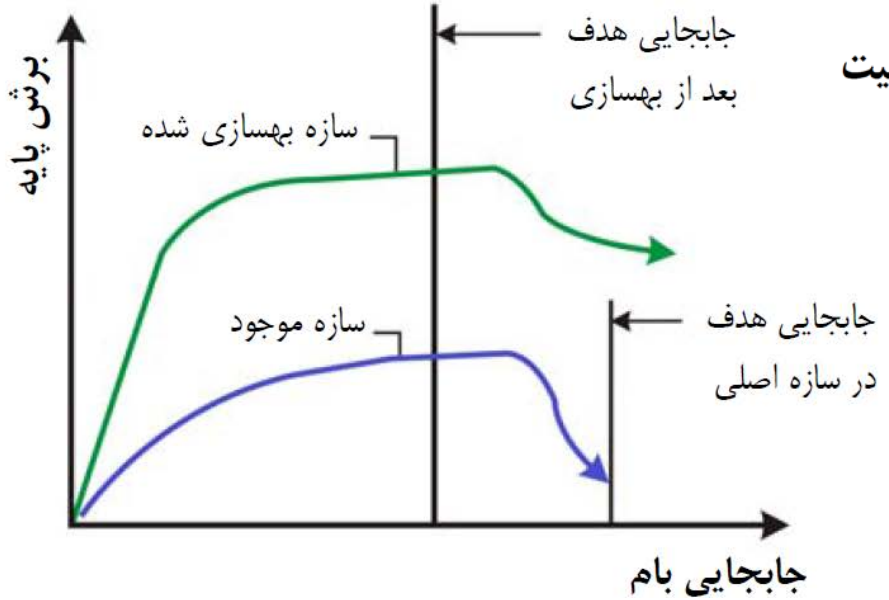




**تاثیر اصلاح موضعی اجزا سازه بر منحنی ظرفیت**

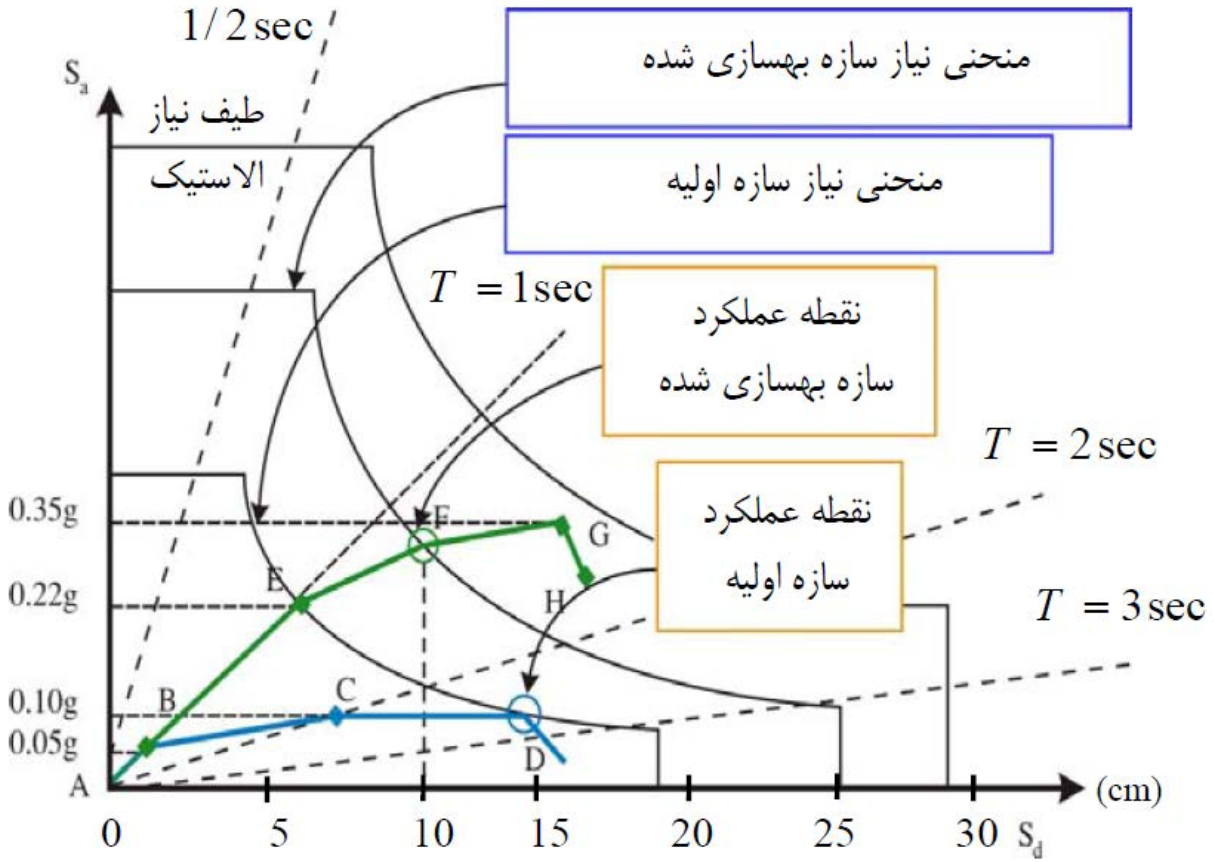
# راهبرد افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه




**تاثیر اصلاح سیستم سازه بر منحنی ظرفیت**

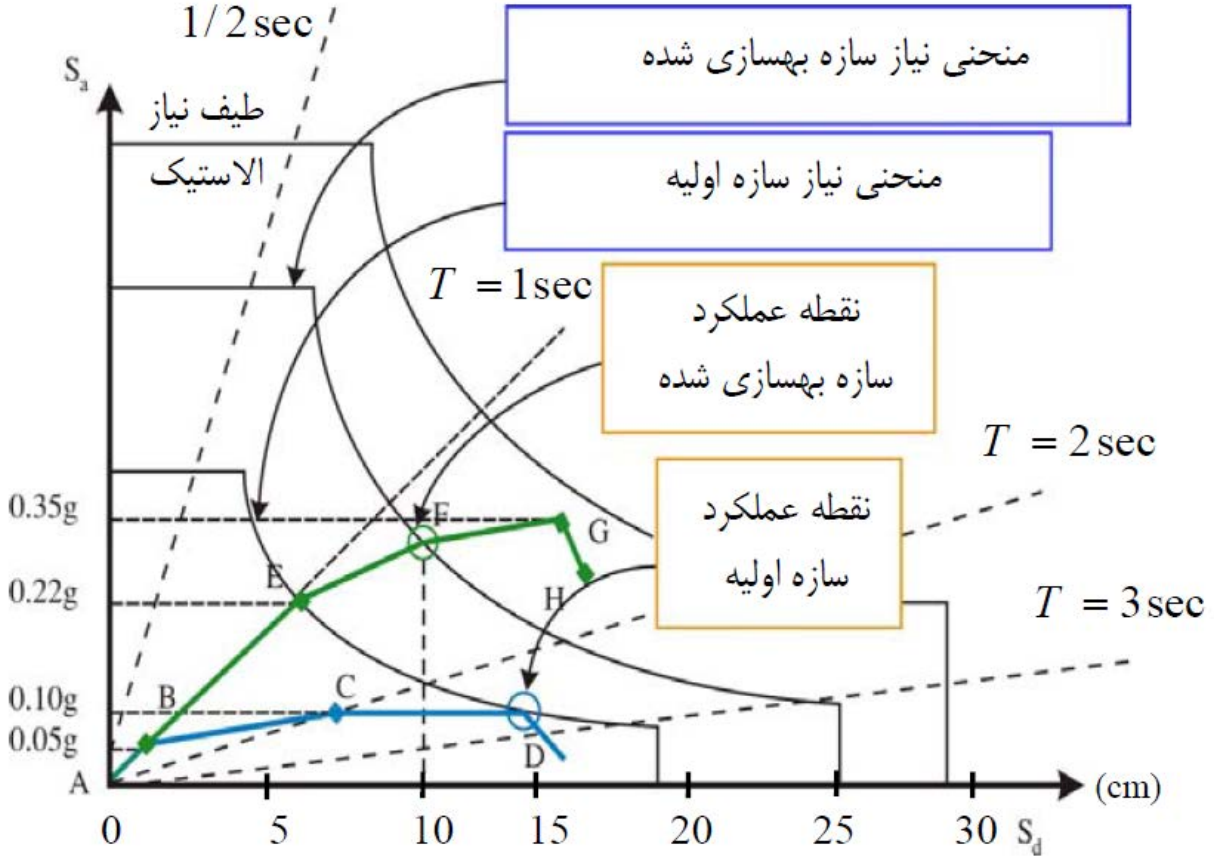


**مقاومت جانبی و شکل پذیری، ضروری ترین اهداف تاثیر گذار بر رفتار لرزه ای سازه ها می باشند. افزایش مقاومت جانبی و افزایش سختی سازه مفاهیمی بسیار نزدیک به یکدیگر دارند ولی در عین حال از جهاتی نیز دارای اختلاف می باشند**




تاثیر افزایش مقاومت سیستم در عملکرد لرزه ای سازه

منحنی A-B-C-D طیف ظرفیت سازه با مقاومت ناکافی است. این سازه دارای مشخصاتی از قبیل زمان تناوب اصلی الاستیک ۱ ثانیه، شتاب طیفی g ۰/۰۵در اولین حد جاری شدن، شتاب طیفی g ۰/۱ در حد نهایی و جابجایی نهایی برابر ۱۵ سانتیمتر می باشد. نقطه عملکرد سازه در نقطه D و طیف نیاز متناظر با آن برای سازه اولیه نشان داده شده است.




تاثیر افزایش مقاومت سیستم در عملکرد لرزه ای سازه

منحنی A-B-E-F-G-H منحنی طیف ظرفیت ممکن برای سازه بعد از افزایش مقاومت جانبی می باشد. نکته قابل توجه در این شکل زمان تناوب اصلی الاستیک سازه، در همان ۱ ثانیه است که نشان دهنده افزایش مقاومت بدون افزایش سختی سازه است. جابجایی طیفی ماکزیمم نیز تغییر چندانی نیافته و این بیانگر ظرفیت تغییر شکل جانبی سازه است. سازه بهسازی شده دارای شتاب طیفی حد جاری شدن 0.22g شتاب طیفی حد نهایی 0.35g و نقطه عملکرد جدیدی در جابجایی ۱۰ سانتیمتر می باشد.

# راهبرد افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه

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

# راهبرد کاهش جرم ساختمان

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

اگر چه کاهش وزن ساختمان روش بهبود عملکرد لرزه ای می باشد و این راهبرد، برخورد نسبتاً ریشه ای با مسئله آسیب پذیری سازه می باشد ولی در عمل بدلیل وزن ناچیز اعضای قابل حذف در ساختمان و مشکلاتی که در برابر حذف یک طبقه وجود دارد، استفاده از این راهبرد مشکل می باشد.

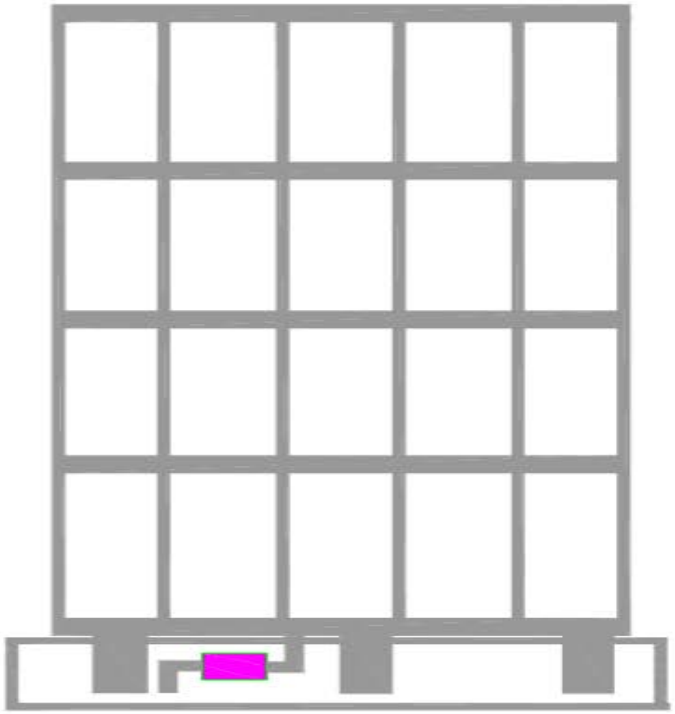
# راهبرد استفاده از سیستم های جداسازی لرز های

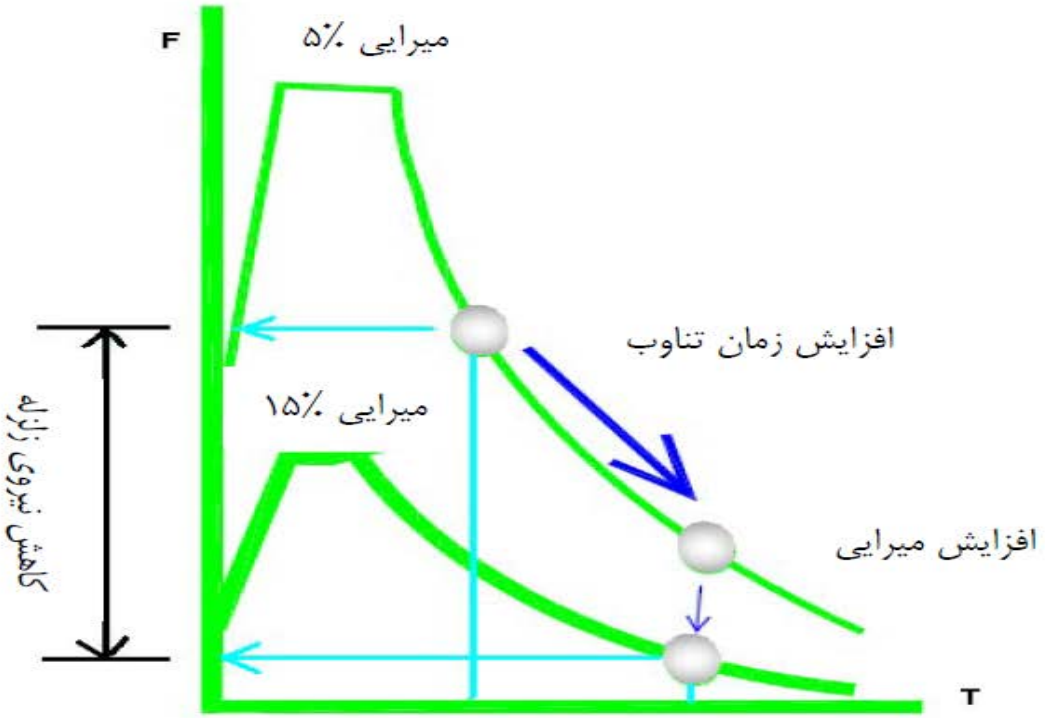
استفاده از سیستم های جداسازی لرزه ای، راهبرد مناسبی برای کاهش اثرات زلزله روی سازه موجود می باشد. هنگامی که حفاظت از اعضاء مدنظر باشد و یا تجهیزات مهمی در ساختمان موجود باشد، با بکارگیری جداسازهای لرزه ای می توان انتقال انرژی موجود در حرکات ارتعاشی زمین را به ساختمان محدود نمود.

در این روش هنگام وقوع زلزله تغییر شکل های ساختمان در تکیه گاه هایی که قابلیت تغییر شکل زیادی دارند متمرکز شده و سازه مانند جسم صلب با تغییر شکل های کوچک ارتعاشی عمل می کند.

نصب سیستم های جداساز لرزه ای منجر به افزایش زمان تناوب اصلی سازه و کاهش نیروهای وارد بر آ ن می گردد. این روش برای ساختمانهای کوتاه و متوسط بدلیل پائین بودن زمان تناوب آنها، موثرتر از ساختمانهای بلند می باشد. نصب جداگر باعث افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می گردد

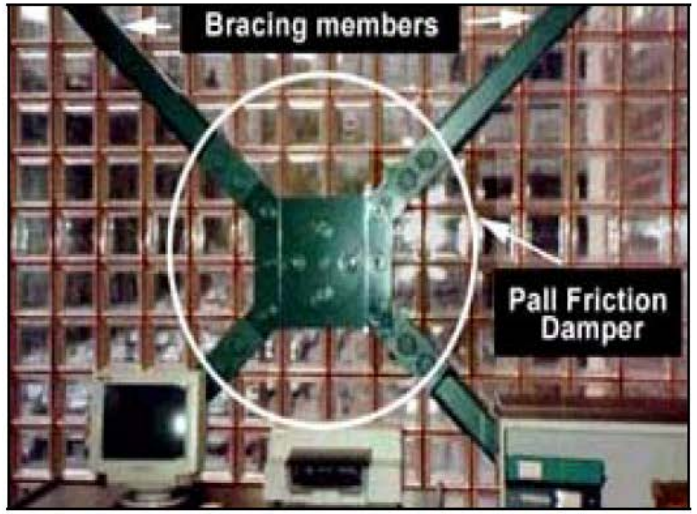
# تأثیرات استفاده از جداسازهای لرزه ای بر طیف پاسخ ساز ه ها





# راهبرد استفاده از سیستمهای غیر فعال اتلاف انرژی (میراگرها)

بکارگیری سیستم های اتلاف انرژی برای کنترل و کاهش تغییر شکل ساختمان یکی از راهکارهای کاهش نیاز سازه و تقویت آن می باشد. در ساختمانهایی که دارای سختی جانبی کافی نیستند با تعبیه اجزاء جاذب انرژی در سازه می توان تغییر شکل های ساختمان را محدود ساخت . برای این منظور اجزاء خاصی طراحی و ساخته شده اند که با ایجاد اصطکاک یا تغییر شکل های خمیری و یا استفاده از خاصیت ویسکوزیته در سیالات، بخشی از انرژی سازه را جذب و مستهلک می کنند و به این ترتیب تغییر شکلهای سازه محدود می شود. البته در بکارگیری این سیستمها در بعضی موارد به دلیل افزایش سختی سازه، نیروهای جانبی نیز افزایش می یابند.




استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال در مقاوم سازی

# راهبرد حذف و یا کاهش نامنظمی در سازه

# راهبرد حذف و یا کاهش نامنظمی در سازه

**انواع ساختمان ها از نظر شکل:**

- الف- ساختمان هاي منظم
  - منظم بودن در پلان
  - منظم بودن در ارتفاع
- ب- ساختمان هاي نامنظم

## منظم بودن در پلان

الف- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آن قرار دارند، باشد. همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیش آمدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

ب- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

پ- تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

ت- در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

ث- در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.

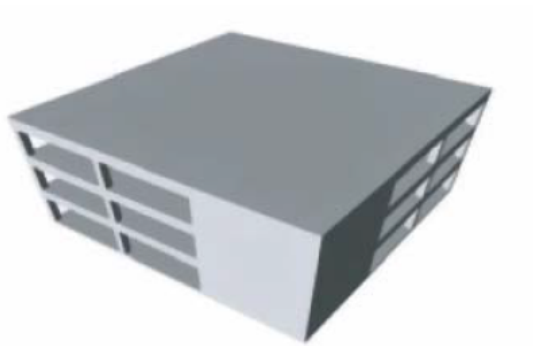
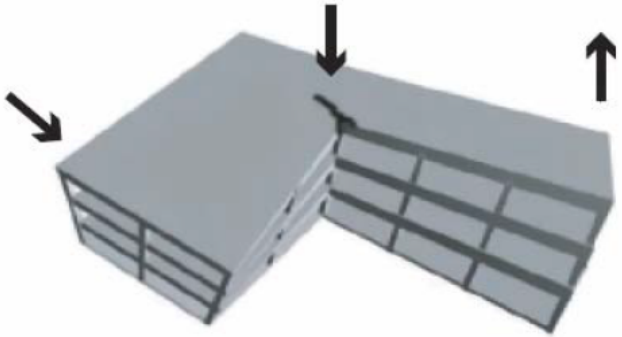
## منظم بودن در ارتفاع

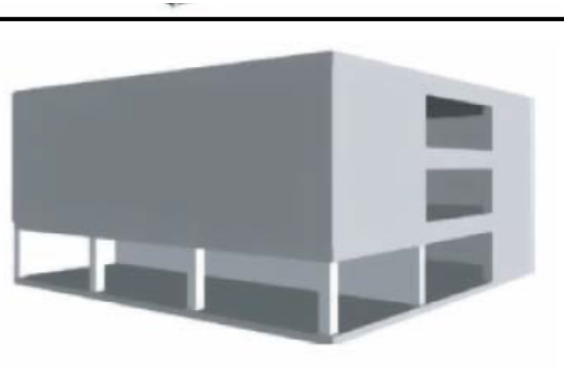
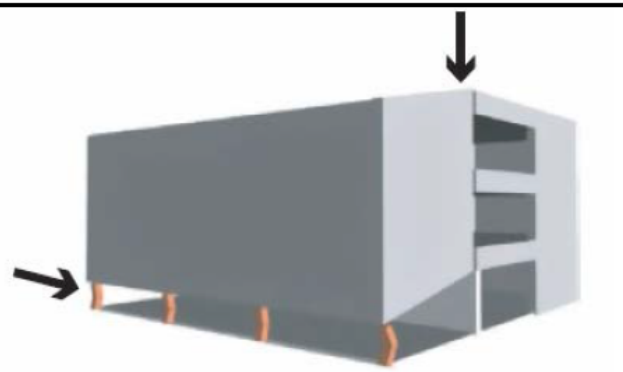
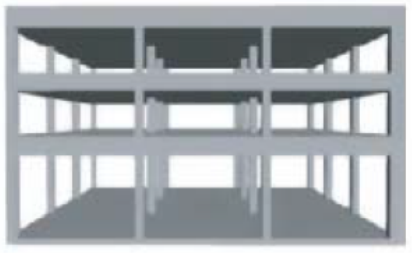
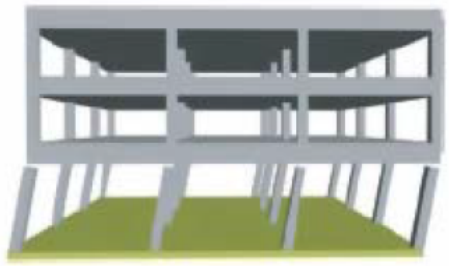
الف- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

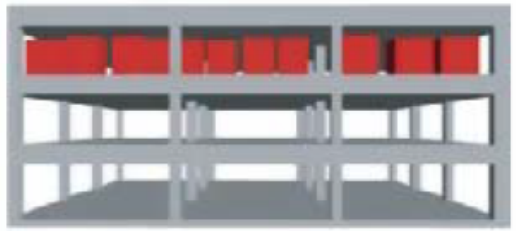
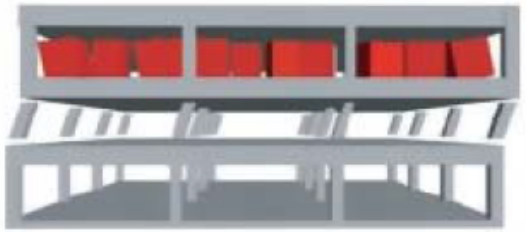
ب- سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه ساختمان«نرم» نامیده می شود.

پ- مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می نمایند. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده در این بند باشد، ضعیف تلقی شده و طبقه «ضعیف» نامیده می شود.

# 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) | |  |

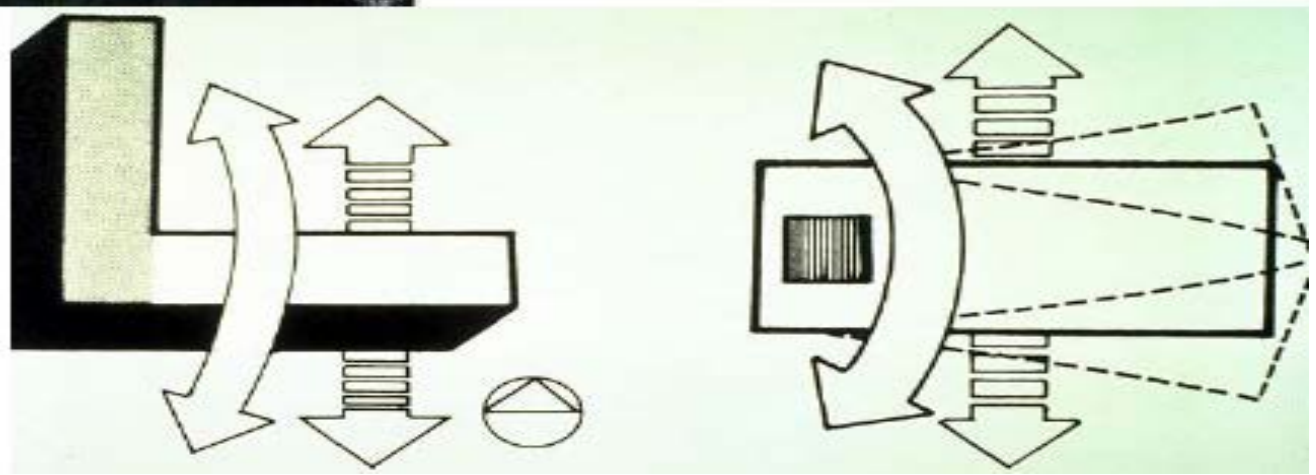
| | | |
|---|---|---|
| قطع دیوارهای برشی (سیستم باربر جانبی) در ارتفاع |  |  |
| وجود طبقهٔ نرم |  |  |

| | | |
|---|---|---|
| توزیع نامنظم جرم در ارتفاع |  |  |
| بکارگیری سیستمهای متفاوت در ارتفاع | | |
| نامنظمی در مسیر انتقال بار* | | |
| وجود طبقهٔ ضعیف | | |

# نامنظمی پیچشی

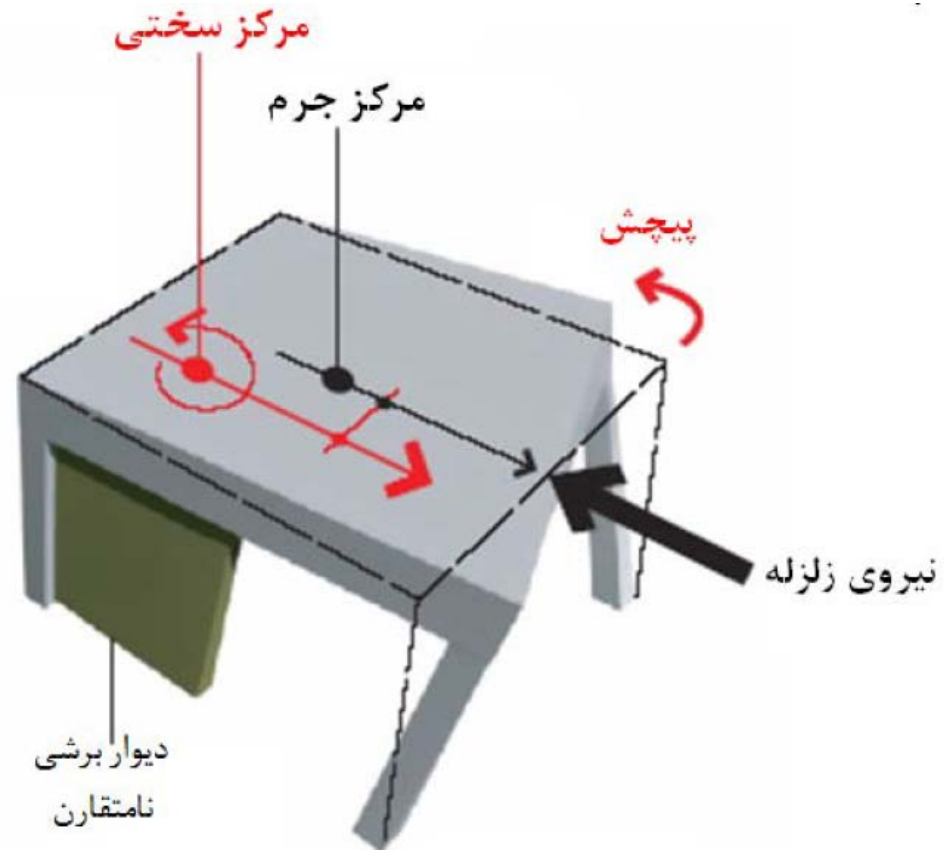
فاصلهٔ بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر کدام از دو امتداد متعامد ساختمان، از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد

# Torsion



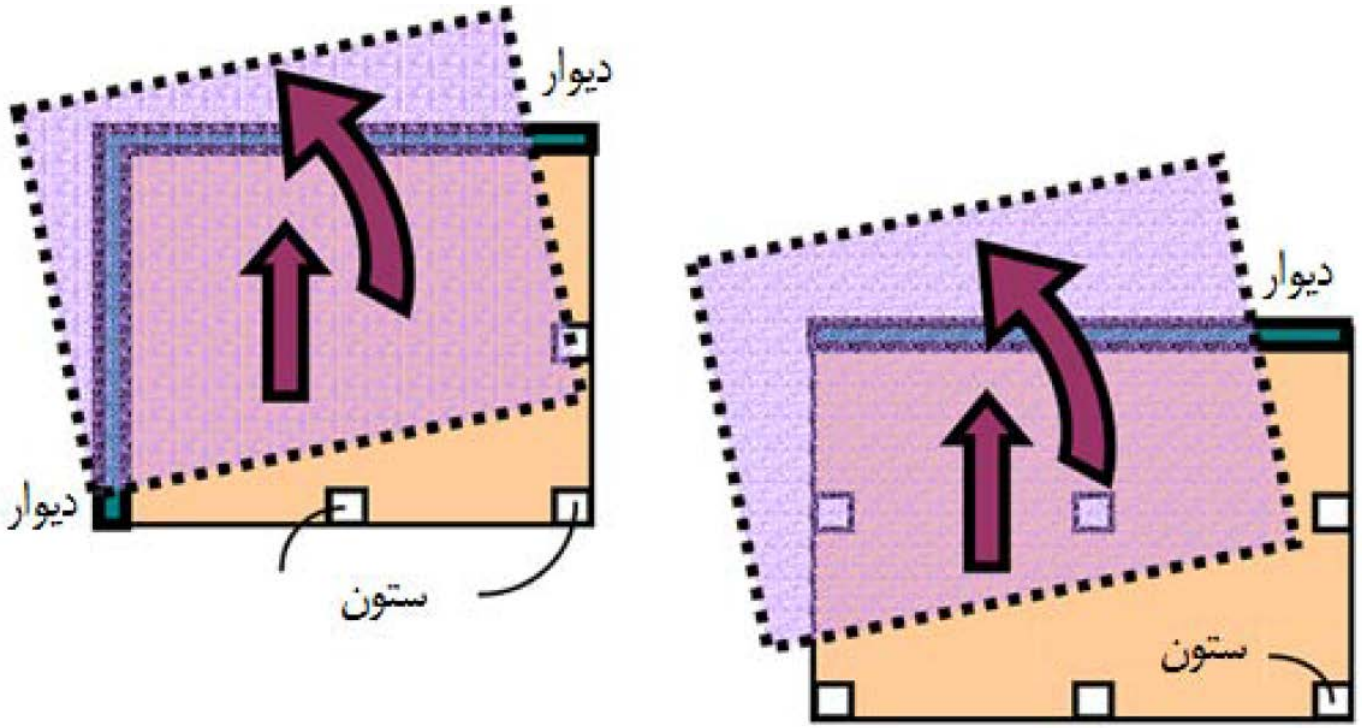
برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

قرارگیری نامتقارن اعضای قائم



برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

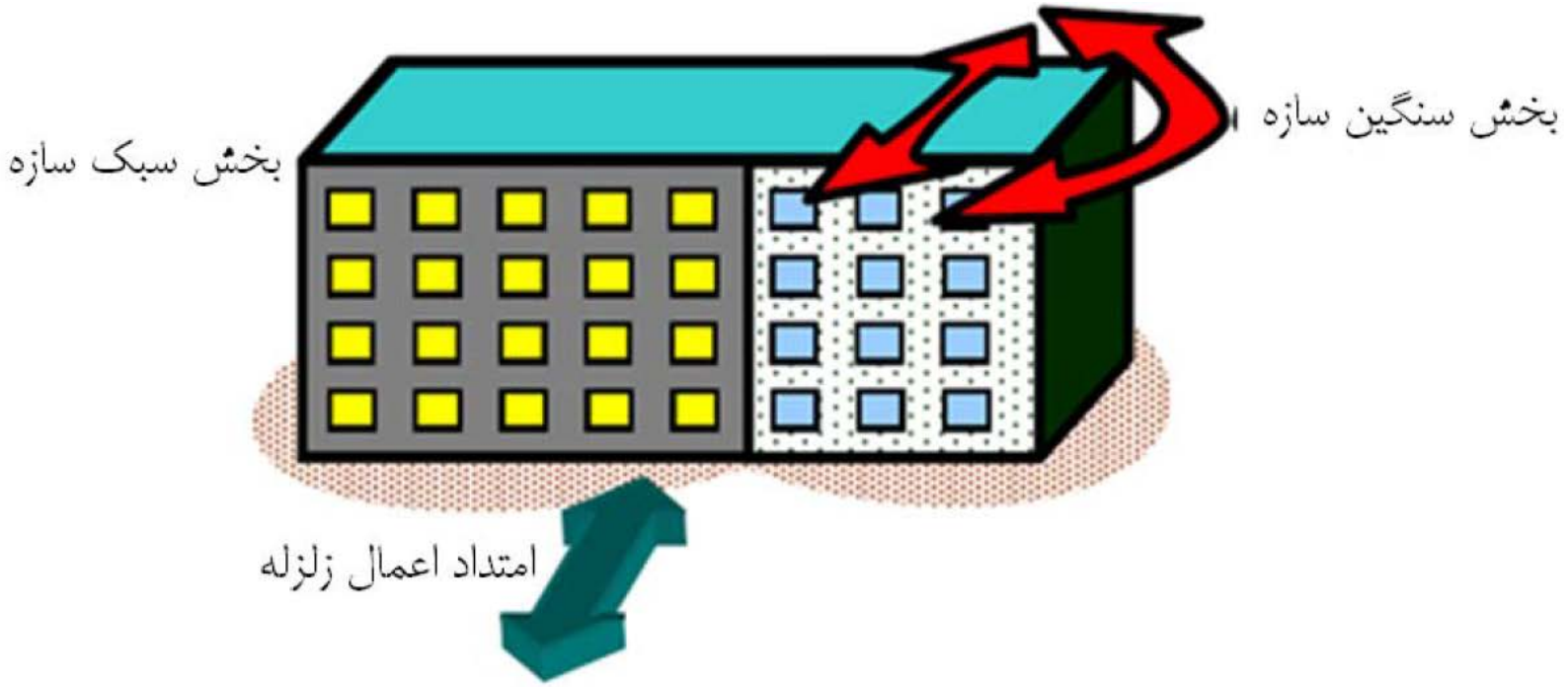
قرارگیری نامتقارن اعضای قائم



برای اصلاح نامنظمی پیچشی نیز می توان از راهکارهای اضافه کردن دیوار برشی و مهاربند بصورت متقارن در پلان استفاده کرد.

برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

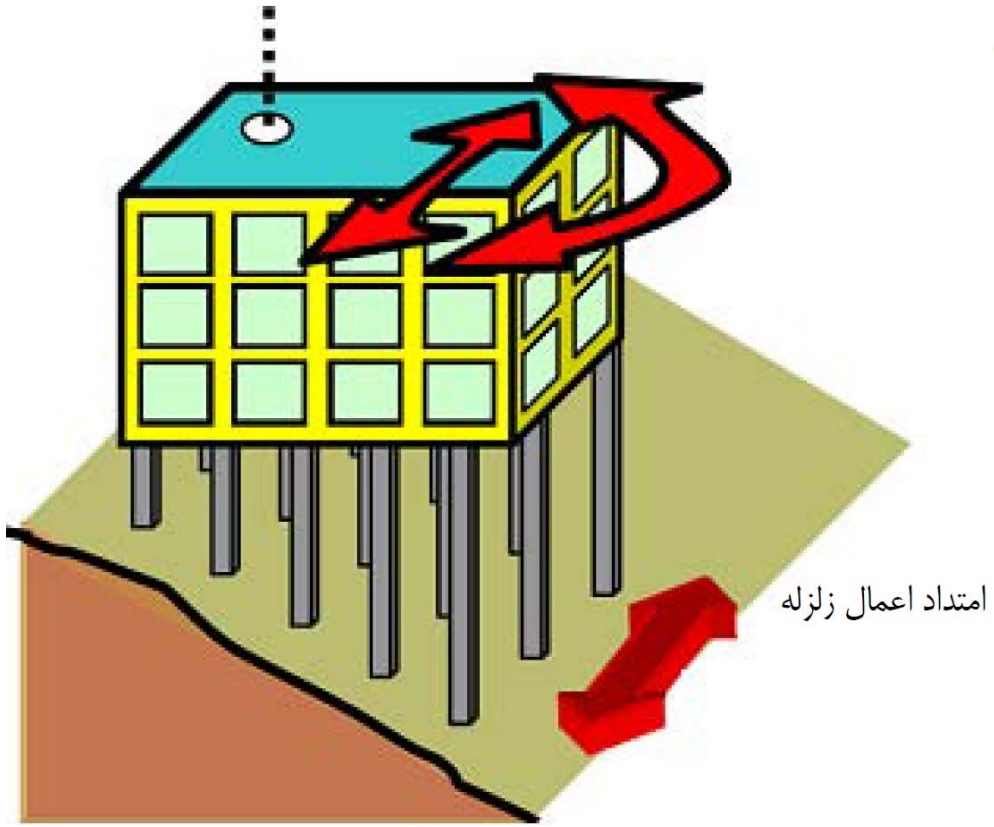
قرارگیری جرم‌های بزرگ بصورت نامتقارن



برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

**وجود المان‌های قائم سازه‌ای با اندازه‌های مختلف**

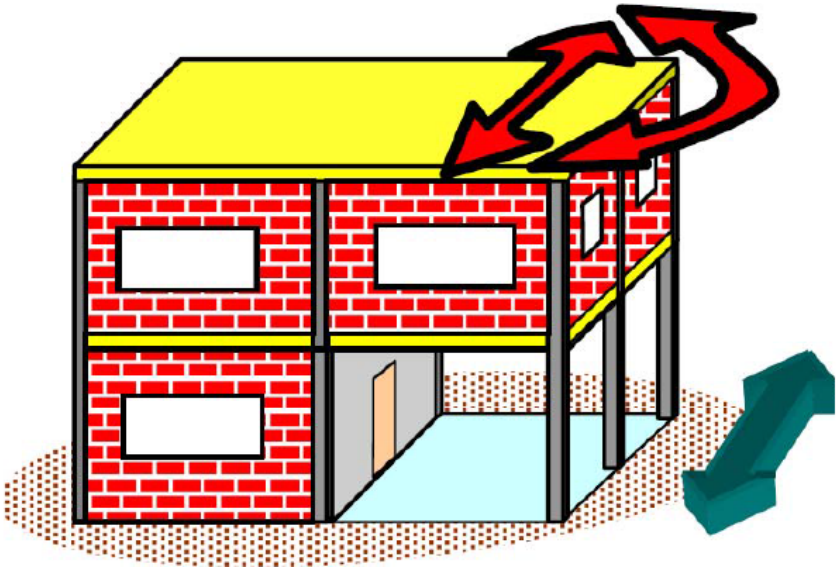
**به علت تغییر سختی در قاب های مختلف**

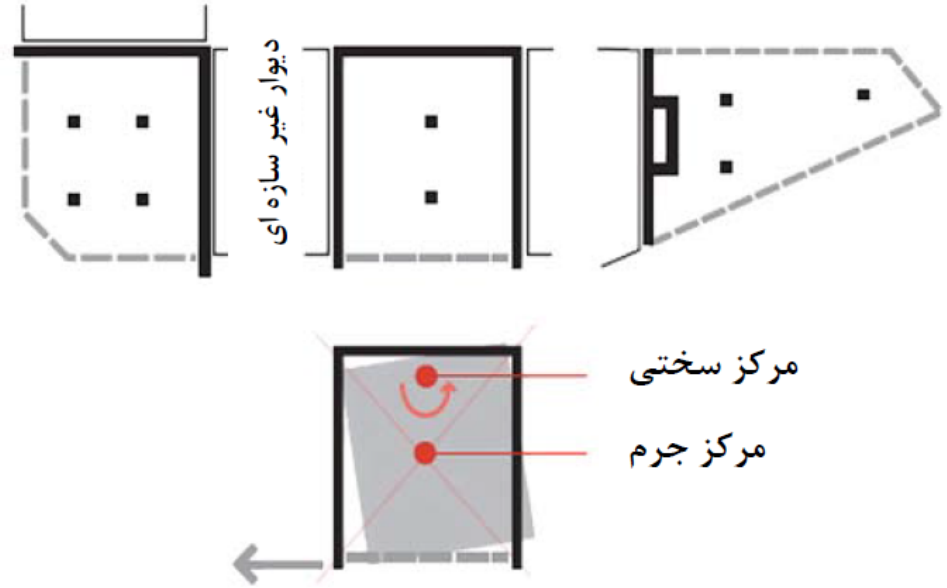


برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

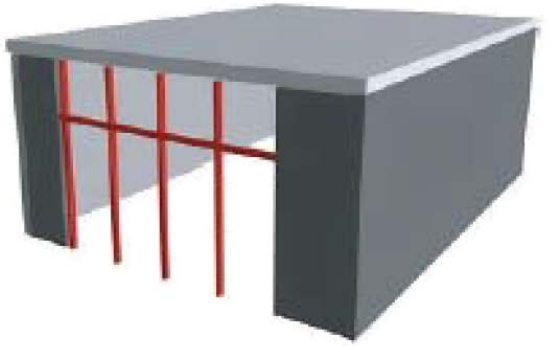
## تغییرات مقاومت و سختی در طول محیط ساختمان

**به علت وجود بازشوهای اجتناب ناپذیر و یا فرم مثلثی و گوه ای در ساختمان**





# راهکارهای ارائه شده برای اصلاح نامنظمی پیچشی



الف- اضافه کردن دیوارهای سازه ای

ب- اصلاح دیوارهای غیر سازه ای

ج- اصلاح سختی دیافراگم

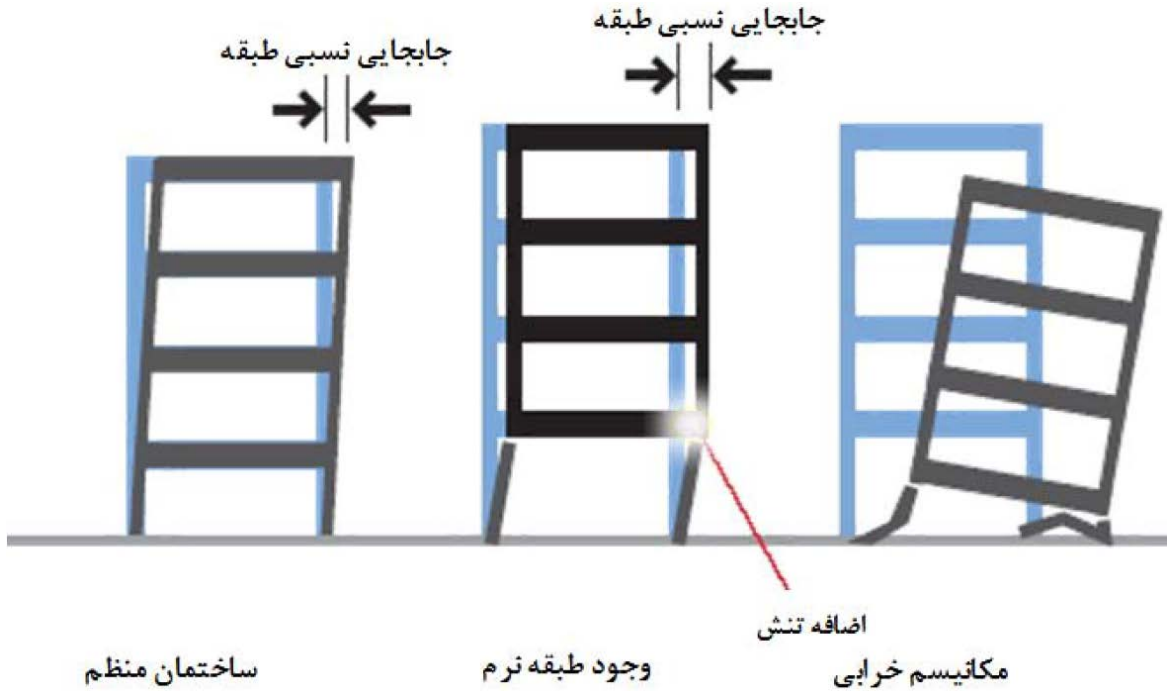
د- اضافه کردن قاب خمشی

# طبقه نرم

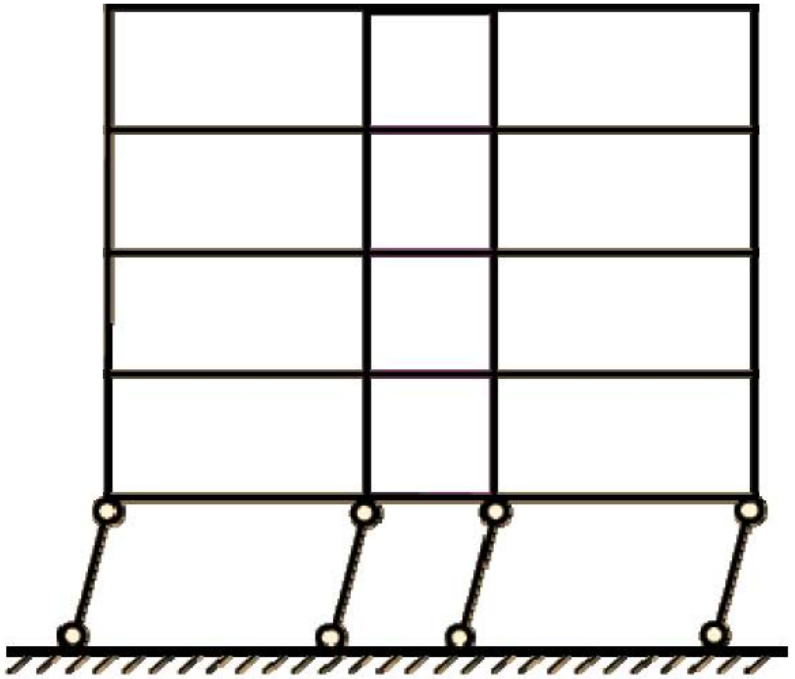
# طبقه نرم

**طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد**

**یکی از مشخصه های اصلی طبقه نرم ناپیوستگی در استحکام یا سختی است که در اتصالات ایجاد می شود. این ناپیوستگی بدین سبب ایجاد می شود که هرچه طبقهٔ نرم ساختمان، استحکام کمتر و یا انعطاف پذیری بیشتری داشته باشد، تغییر شکل های بیشتری در آن ایجاد می شود که به نوبهٔ خود به تمرکز نیروها در اتصالات می انجامد**



# وجود طبقه نرم در اولین تراز



# Discontinuity in Capacity

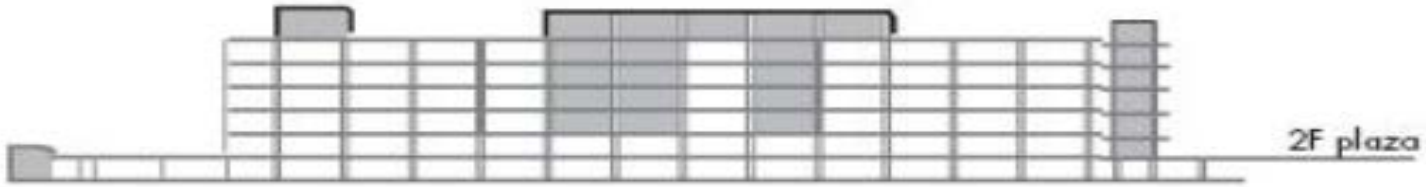


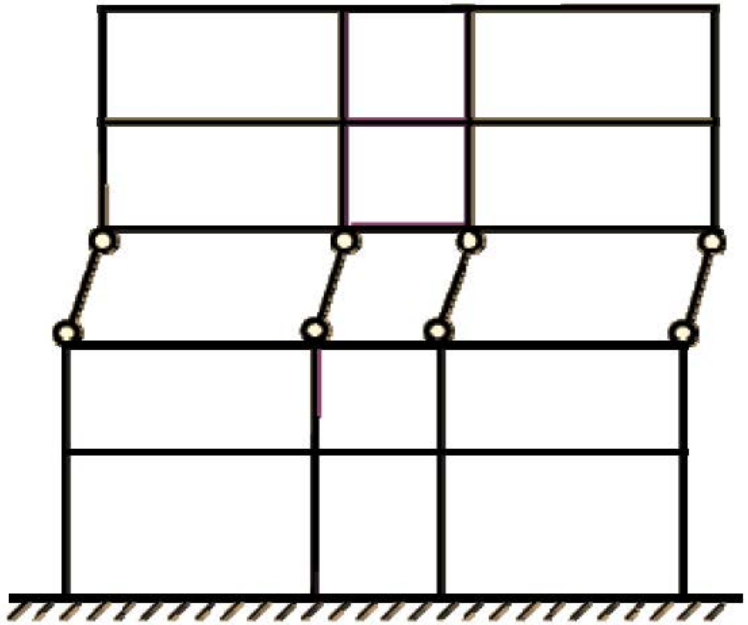

Figure 5-13: Long section, Olive View Hospital. Note that the shear walls stop at the third floor.

Figure 5-14: Cross section, Olive View hospital, showing the second-floor plaza and the discontinuous shear wall.

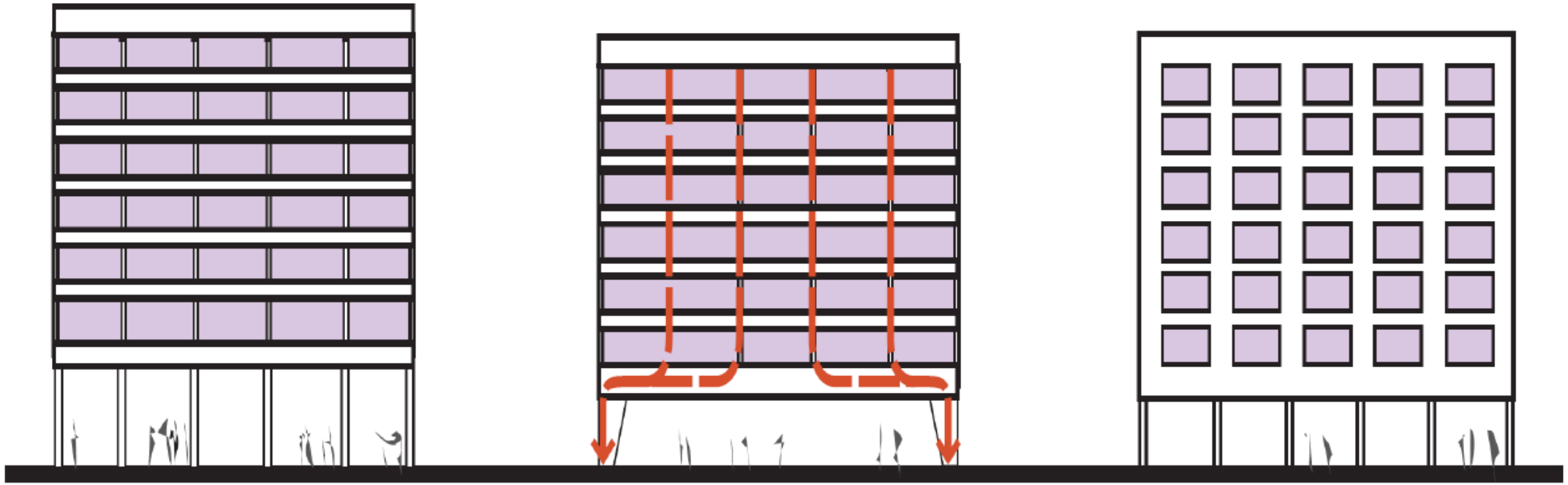
Figure 5-15: Olive View hospital, San Fernando earthquake, 1971, showing the extreme deformation of the columns above the plaza level.

# Vertical Stiffness Irregularity

# وجود طبقه نرم در طبقات بالایی



# عوامل به وجود آمدن طبقه نرم

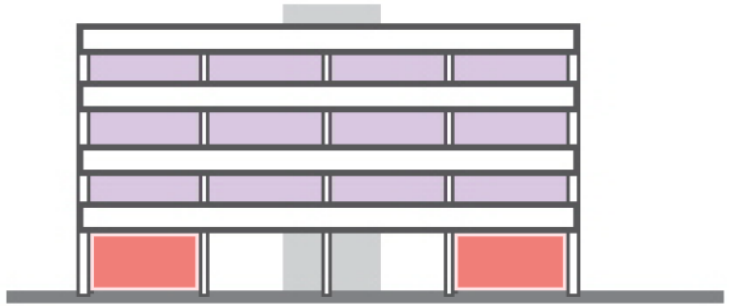


طبقات فوقانی سنگین

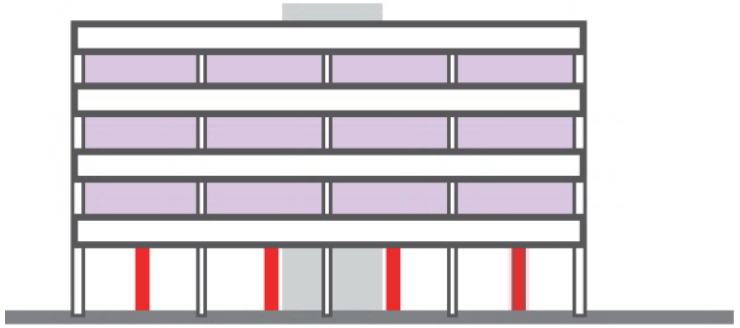
انقطاع در مسیر بارهای ثقلی و قائم

انعطاف‌پذیری زیاد طبقه اول

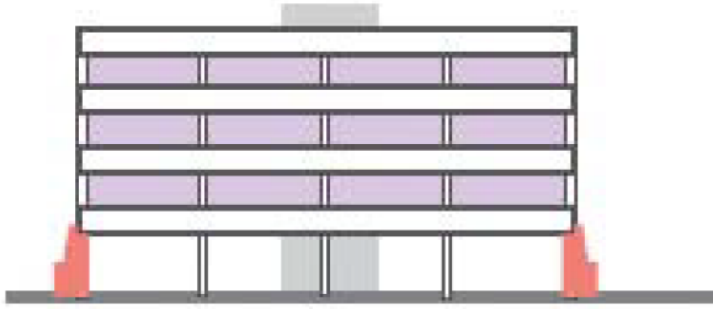
# راهکارهای بکار گرفته شده برای حذف نامنظمی و اصلاح طبقه نرم



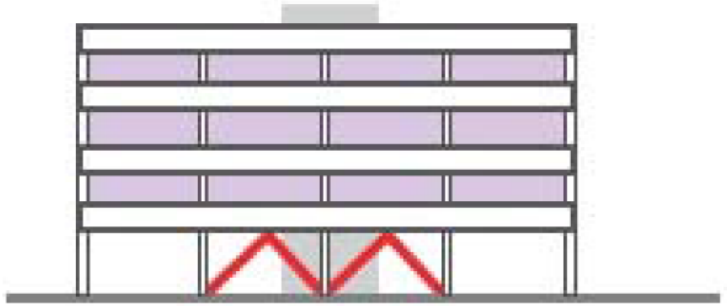
الف- اضافه کردن دیوار برشی



ب- اضافه کردن قاب خمشی



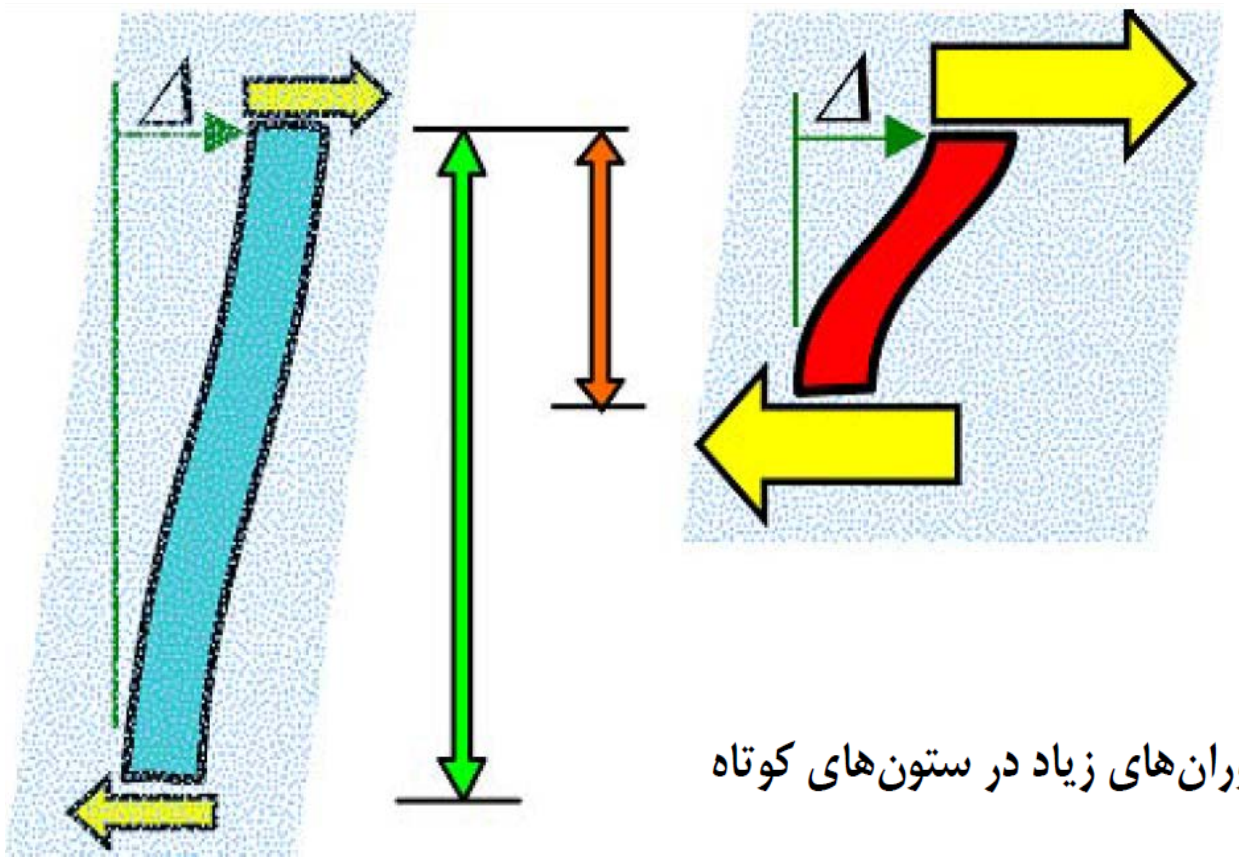
پ- اضافه کردن دیوار حائل



ت- اضافه کردن مهاربند فلزی

# ستون کوتاه

شکست تُرد و برشی ستون ها به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست می باشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضو ضعیفی در قاب سازه ای عمل نماید. شکست برشی ستون را اصطلاحا ستون کوتاه می گویند و باید همواره سازه به گونه ای طراحی و یا مقاوم سازی گردد که از وقوع چنین امری دوری شود

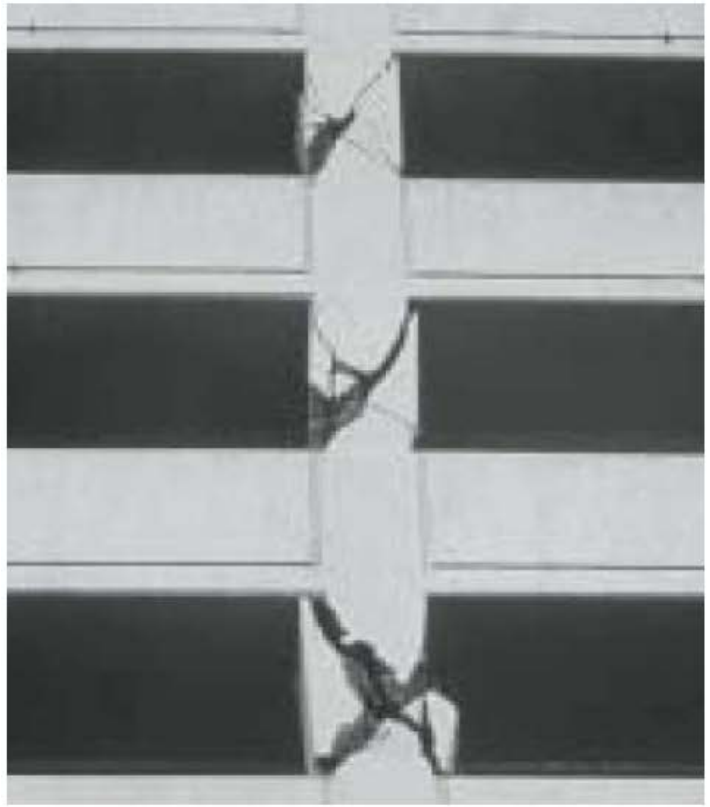



ایجاد برش و دوران‌های زیاد در ستون‌های کوتاه

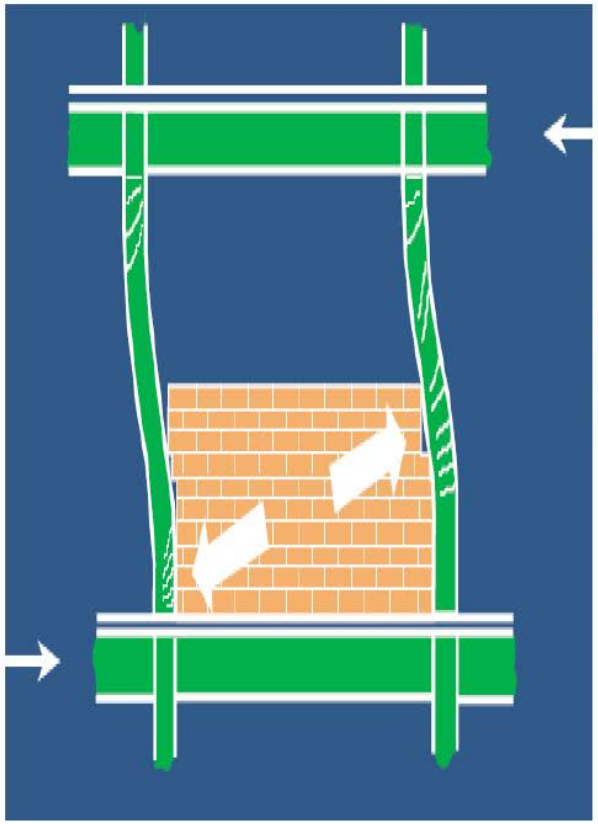
تشکیل مکانیسم ستون کوتاه معمولاً باعث انهدام سازه می گردد. در صورتی که دیوار مخصوصاً دیوار باربر تنها در قسمتی از ستون اجرا شود، در هنگام زلزله در ستون نیروی برشی بزرگی به وجود می آید که این امر منجر به مکانیسم ستون کوتاه می گردد. در این موارد که به علت وجود بازشو ناگزیر به اجرای دیوار در قسمتی از ستون هستیم باید ستون بر اساس نیروهای برشی بزرگ طراحی و یا مقاوم سازی شود.

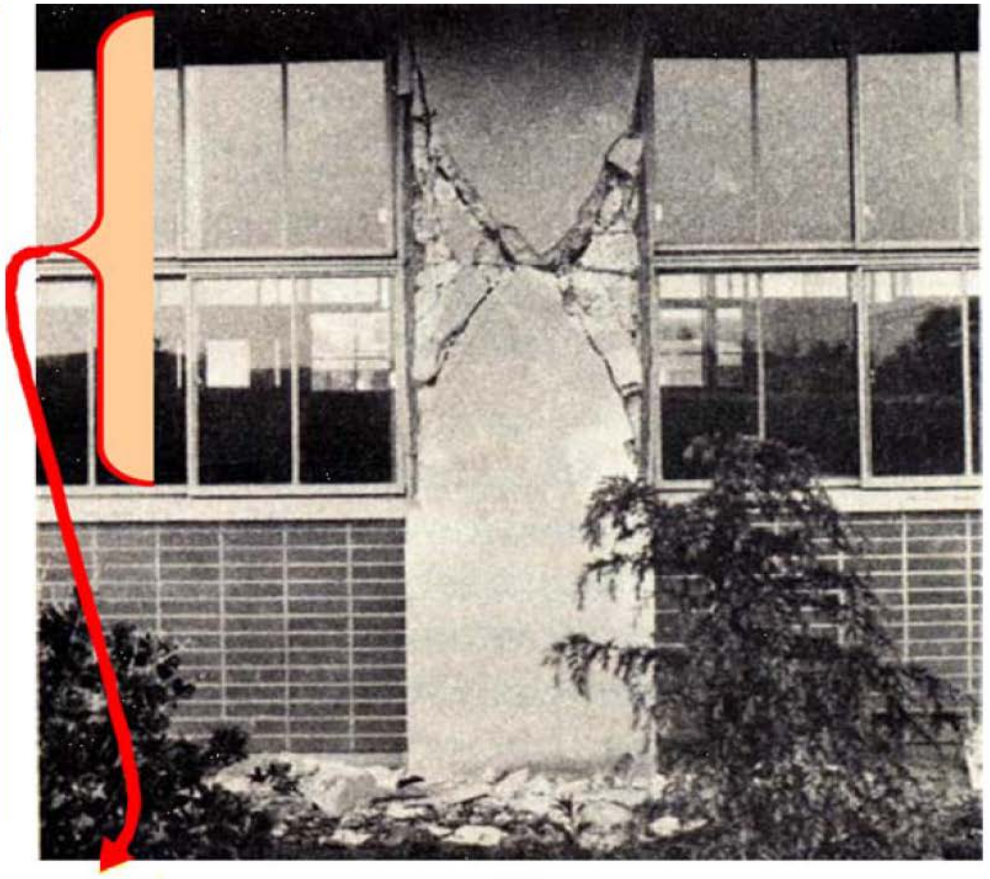
# ستون کوتاه

# ستون کوتاه



# ستون کوتاه



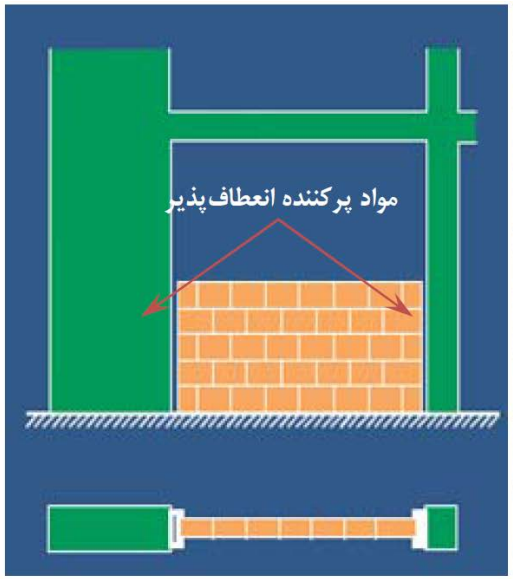


ستون کوتاه

راهکارهای حذف ستون کوتاه شامل دو دسته کلی می‌باشد:

الف- جداسازی دیوار و ستون:

**در این روش با ایجاد فاصله بین دیوار و ستون و پر نمودن آن با مواد پرکننده انعطاف پذیر از ایجاد نیروهای برشی در ستون و درنتیجه ایجاد مکانیسم ستون کوتاه جلوگیری می گردد. برای محاسبه فاصله بین دیوار و سازه باید اثر P-Δ ستون را منظور نمود.**

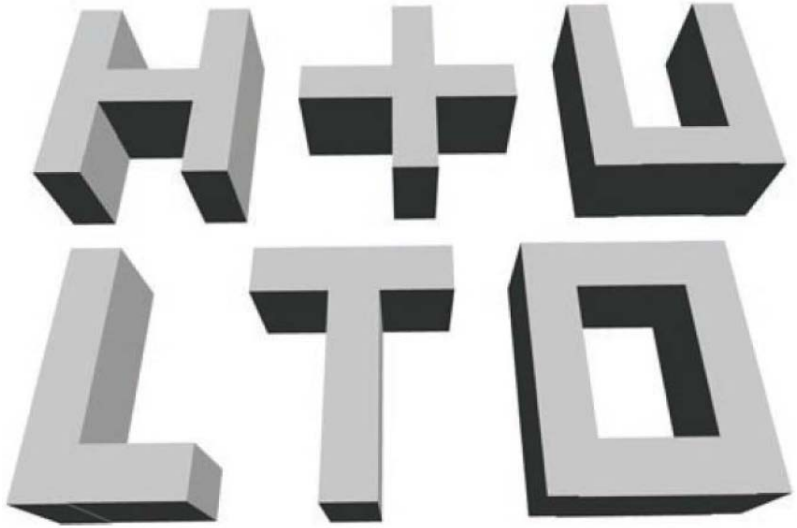


ب- اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها:

**با اجرای جزئیات مناسب و شکل پذیر در ستون ها می توان توانایی ستون در برابر نیروهای برشی و تغییرشکل های بزرگ را افزایش داد**

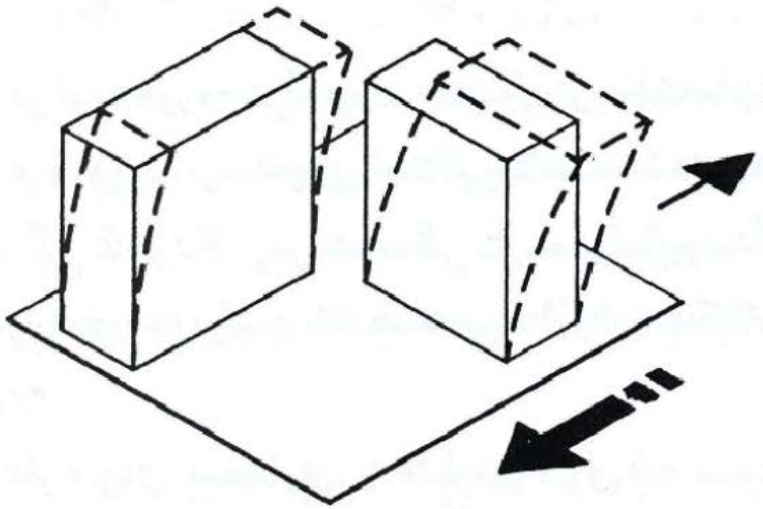
# ستون کوتاه

# گوشه‌های فرورفته

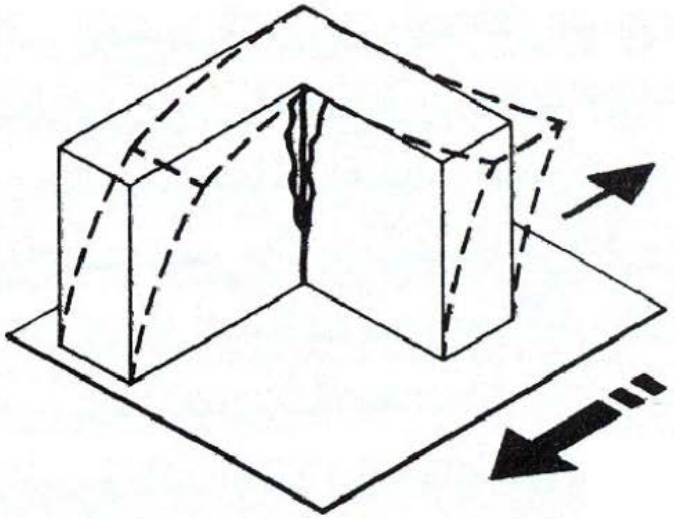


در این نوع سازه ها سختی عناصر در کنج ها، در هر یک از جهات متفاوت بوده و در نتیجه قسمتهای مختلف بصورت کاملاً متفاوت نوسان می کنند، که این امر باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه های فرورفته می شود

# گوشه‌های فرورفته



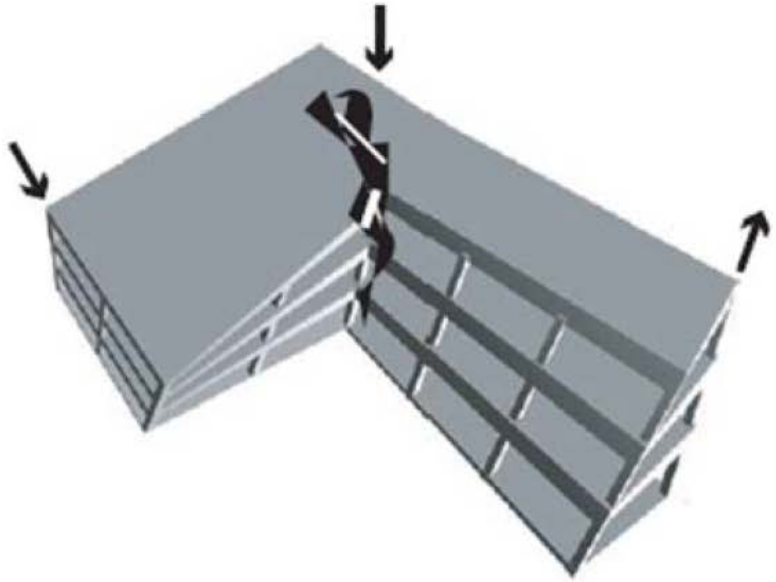
ساختمانهای مجزا از هم.

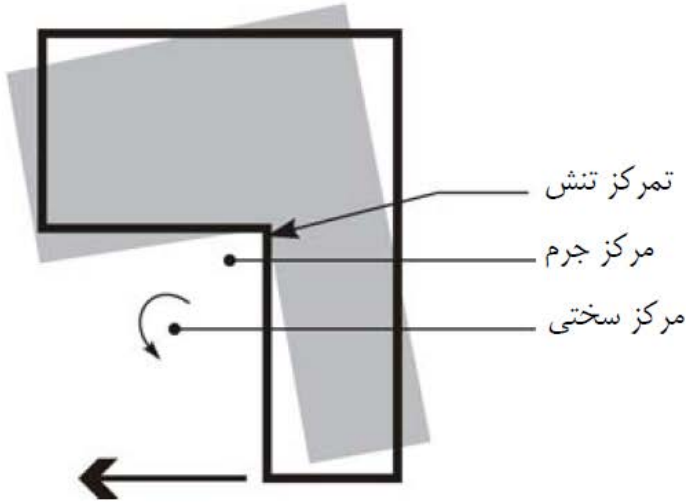


ساختمان L شکل

# گوشه‌های فرورفته

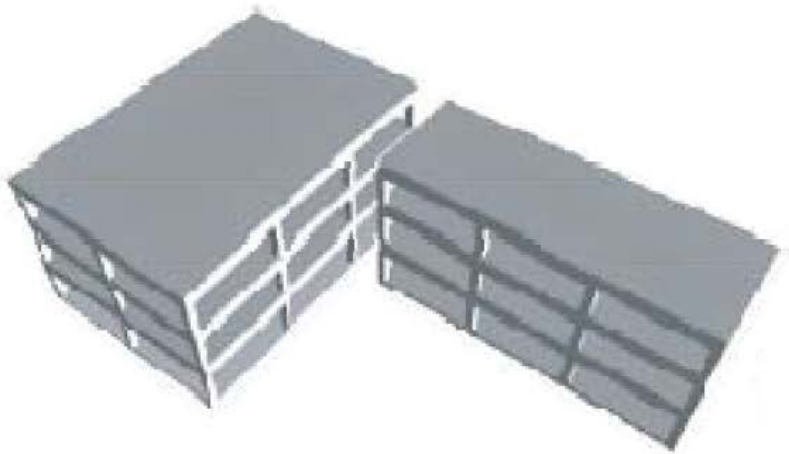
**مشکل دیگر این نوع سازه ها مربوط به پیچش ایجاد شده و تمرکز تنش در محل شکاف در آنها می باشد.**



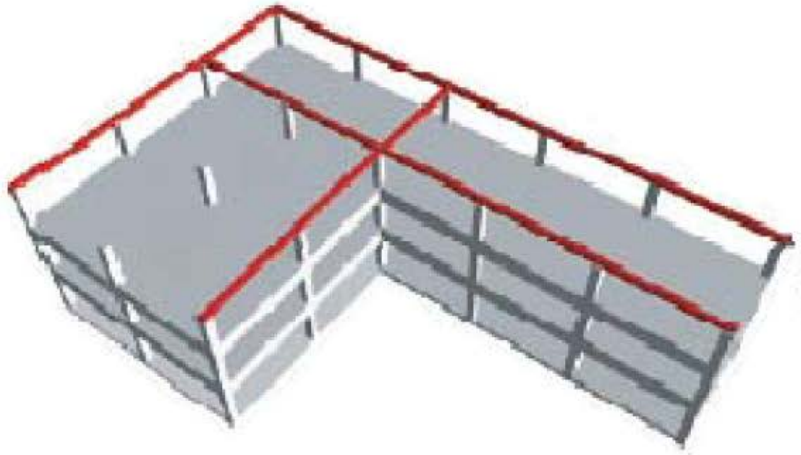


# گوشه‌های فرورفته

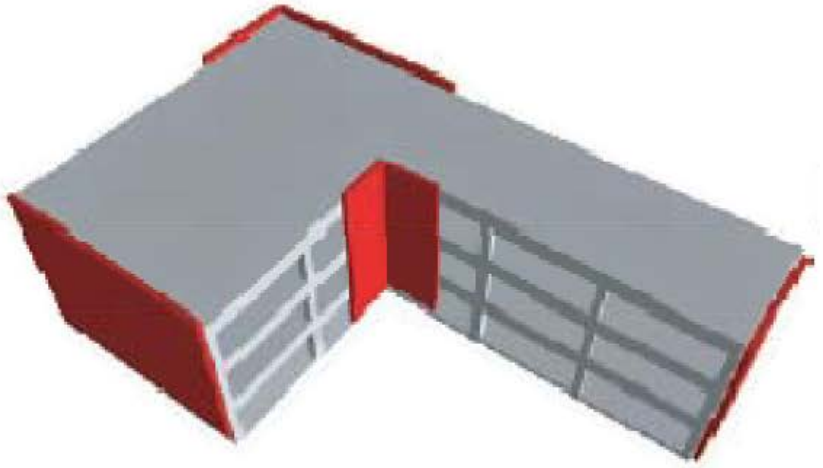
**بعضی از راهکارهای ارائه شده برای رفع پیچش و تمرکز تنش در ساختمانهای با نامنظمی گوشه‌های فرورفته**



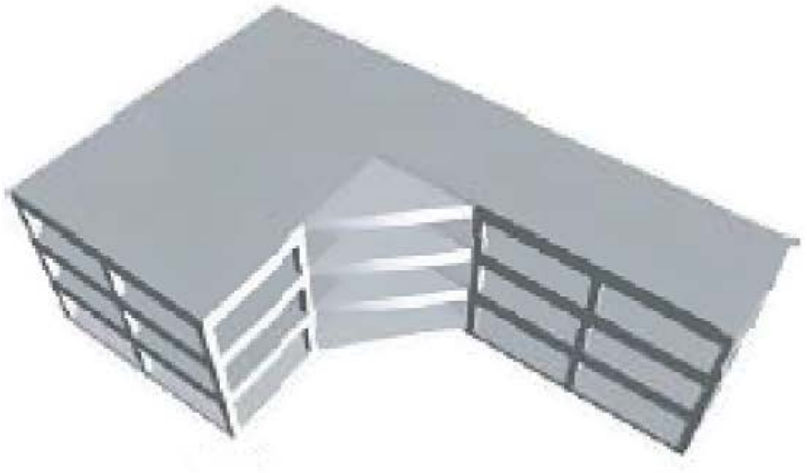
الف- جداسازی ساختمانها



ب- یکپارچه سازی با مقاوم سازی عناصر محیطی



ج- تقویت موضعی اجزا درمحل خطوط تمرکز تنش



د- حذف کنج های فرورفته با استفاده از پخی‌ها

# مثال های طراحی از
# مقاوم سازی سازه های بتنی

# تقویت موضعی یا تقویت اعضا

- ۱- کاشتن آرماتور یا پیچ هیلتی بر بتن
- ۲- تقویت فونداسیون
- ۳- تقویت دال
- ۴-تقویت تیر
- ۵- تقویت ستون

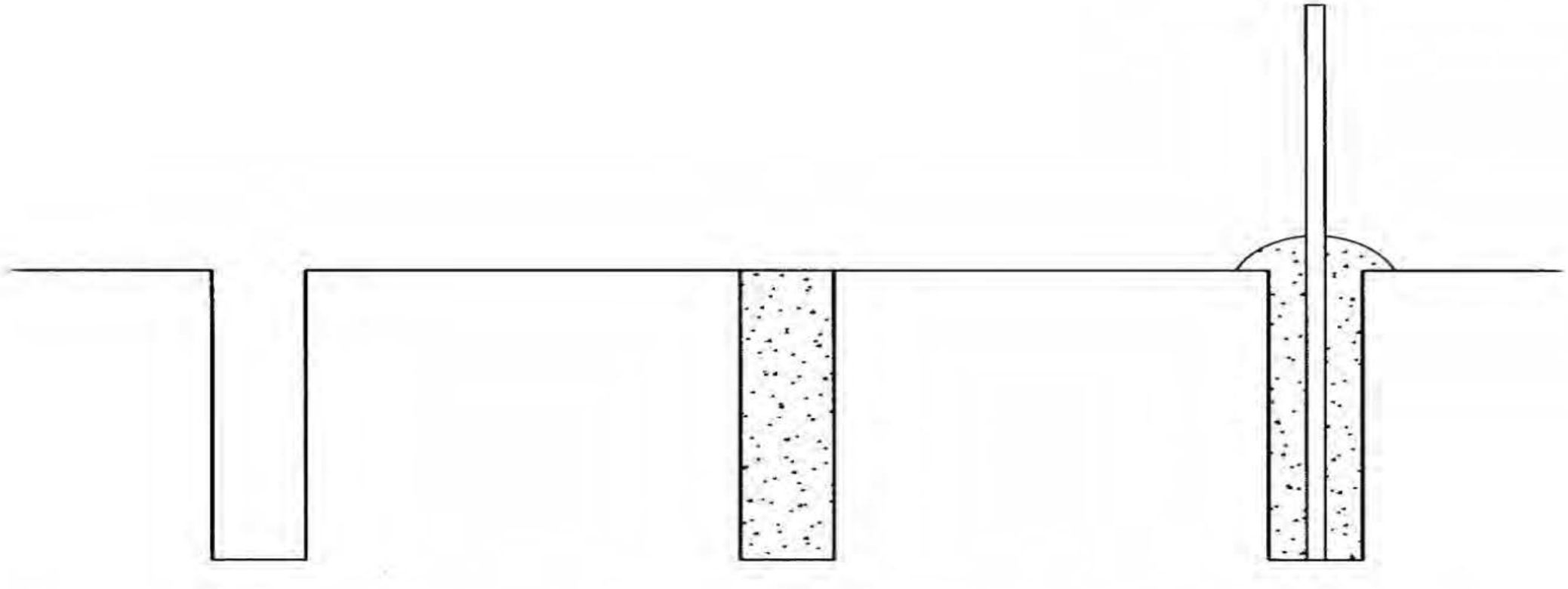
# روشهای تقویت موضعی

- زره بتنی
- روش زره فولادی
- زره FRP (Fiber Reinforced Polymer)
- پیش تنیدگی خارجی

# کاشت پیچ یا آرماتور در داخل بتن

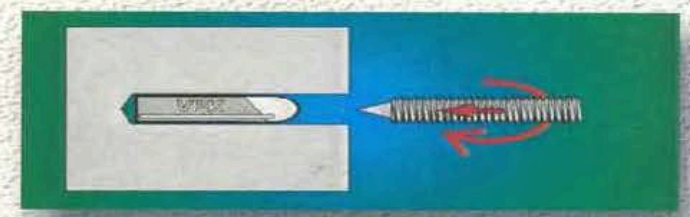
- کاشت طبیعی با مواد پایه سیمانی
- کاشت به کمک مواد اپوکسی
- کاشت به کمک مهار مکانیکی

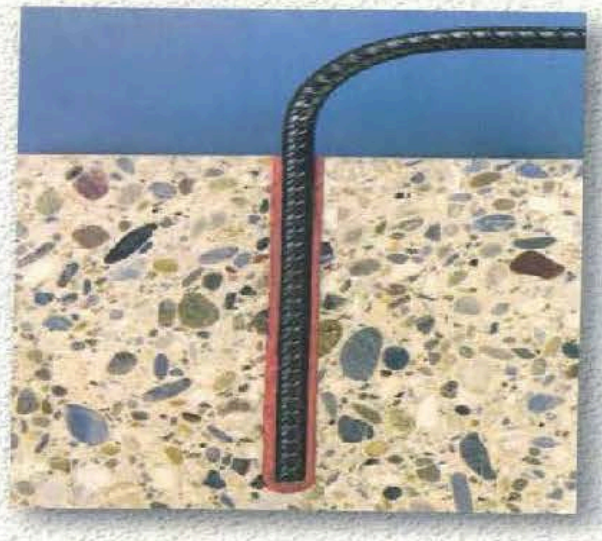
# کاشت طبیعی آرماتور

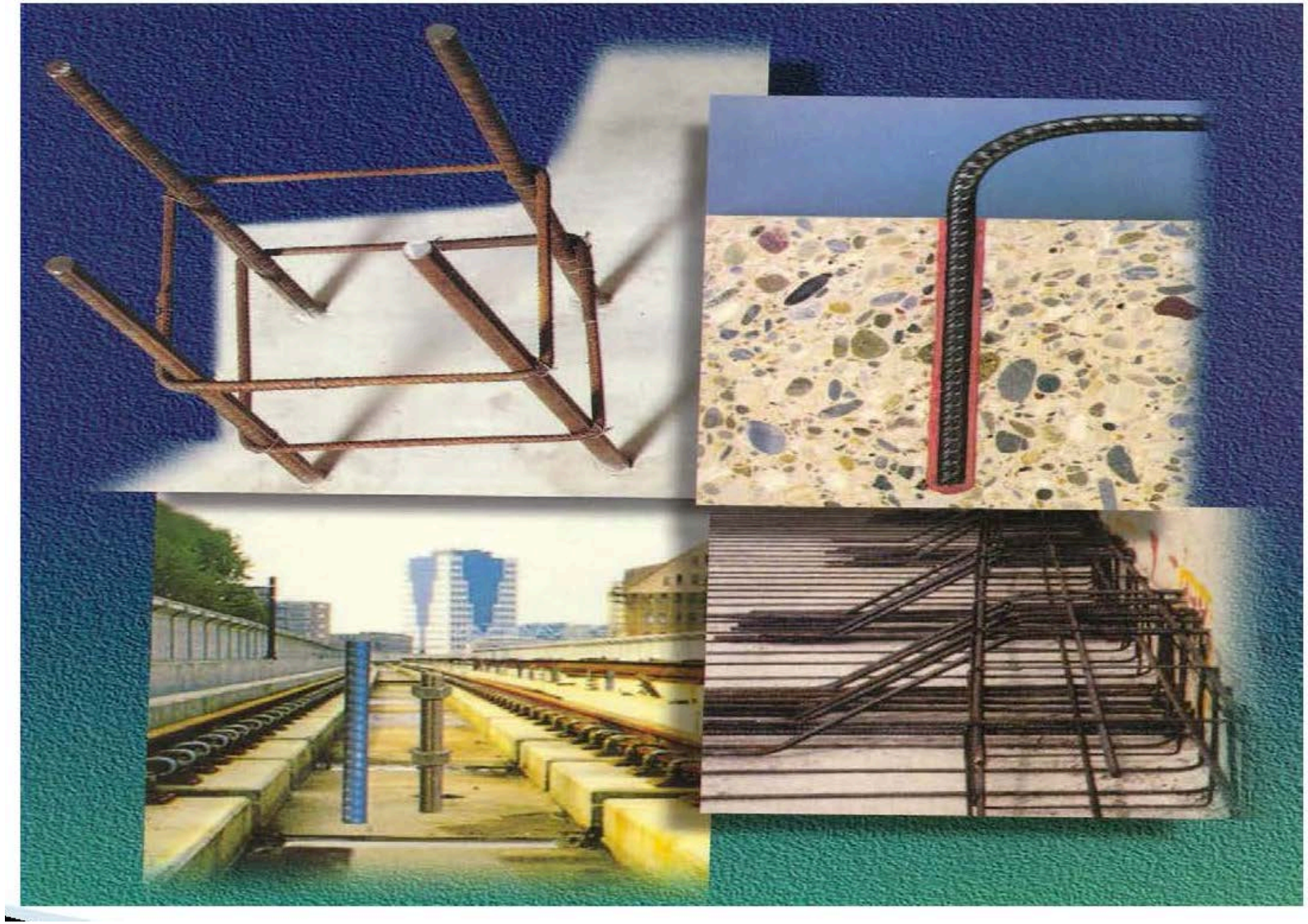


۱- سوراخ کردن و تمیز کردن ۲-پر کردن با ملات ضد انقباض ۳- کاشت آرماتور

# کاشت طبیعی آرماتور





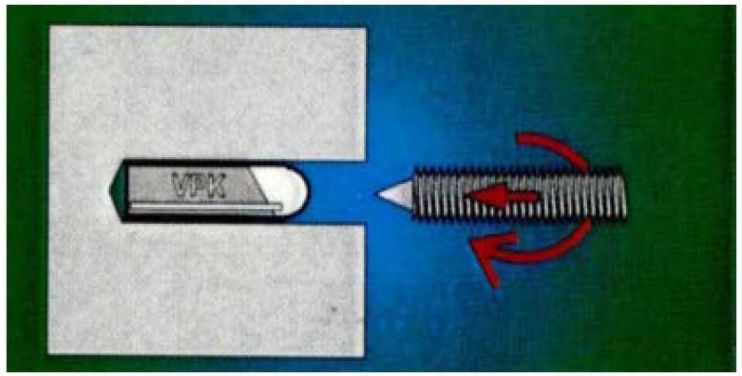


# کاشت با استفاده از مواد اپوکسی

روش کار همانند کاشت با مواد پایه سیمانی است که در آن به جای سیمان از چسب های اپوکسی استفاده می شود. با توجه به چسبندگی فوق العاده زیاد چسب های اپوکسی بدیهی است که قطر سوراخ و طول مهاری کوچکتر خواهد شد، در نتیجه عملیات سوراخ کاری سهل تر می گردد. اما قیمت مواد اپوکسی گرانتر است.

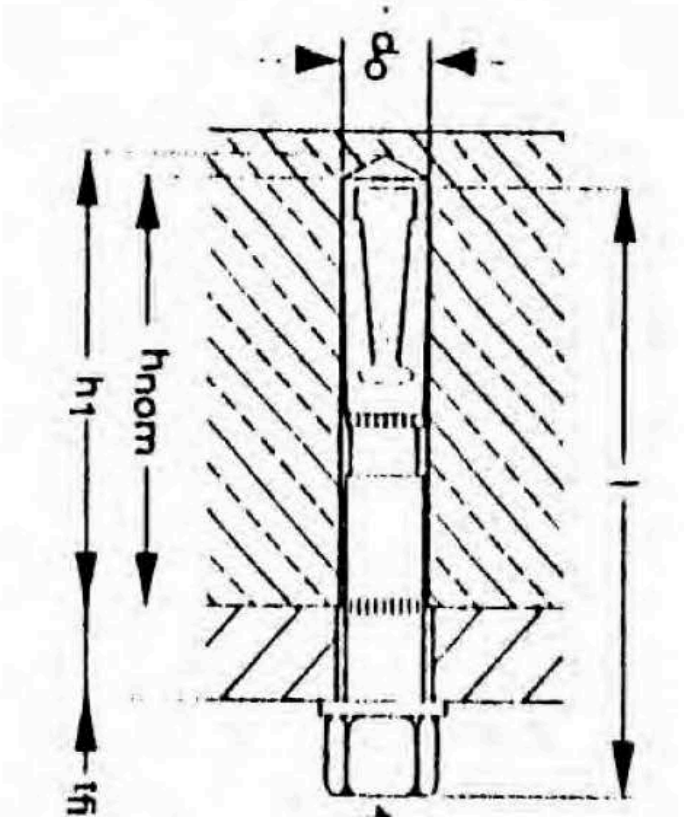
چسب های اپوکسی قدرت گیرش فوق العاده زیاد دارند. بنابراین آنها را نمی توان به صورت ترکیب کامل بسته بندی و حمل نمود، زیرا به سرعت می گیرند و فاسد می شوند. در بعضی حالات این مواد بصورت تفکیک داخل کپسول تعبیه می شوند. کپسول را وارد سوراخ کرده و میلگرد را به درون سوراخ می کوبند، مواد در همان جا با هم ترکیب شده و چسبندگی به وجود می آید.

کاشت پیچ به کمک مواد اپوکسی داخل کپسول



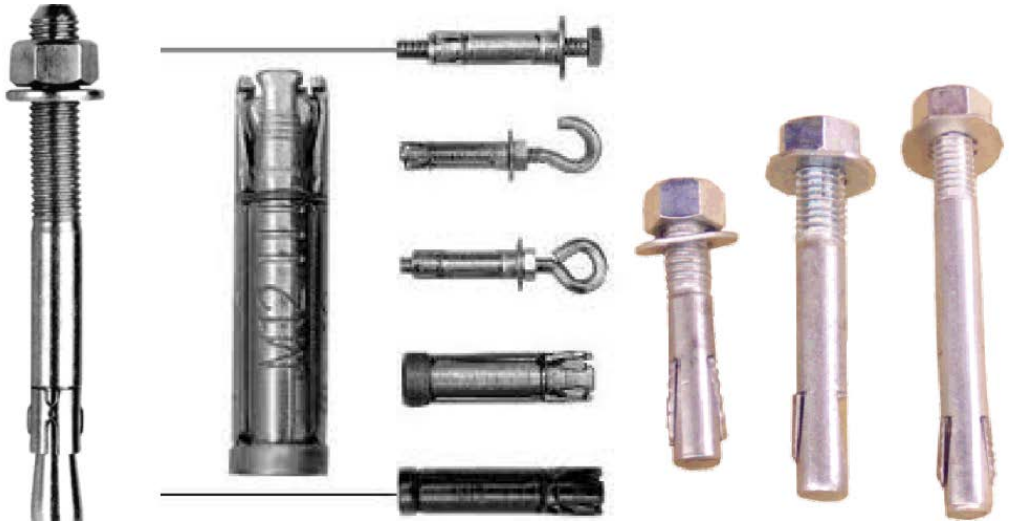
# پیچ هیلتی

پیچ هیلتی



# کاشت به کمک مهار مکانیکی

در این روش ابتدا سوراخی به قطر حدود ۲ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ در بتن ایجاد می گردد، سپس پیچ با مهار مکانیکی را داخل سوراخ قرار می دهند. این پیچ در انتهای خود دارای پرههای مخصوصی است که با پیچاندن پیچ باز می شوند و به جدار سوراخ می چسبند. پیچ آنقدر سفت می گردد تا پره ها تا جایی که ممکن است به دیوار بچسبند. در این روش نیز طول مهار بسیار کوتاه است. شاید برای بارهای دینامیکی مناسب نباشند، چون پره ها می توانند بتن محیطی خود را خرد نمایند ولی به هر حال در کارهای استاتیکی بسیار عالی هستند



# کاشت به کمک مهار مکانیکی

**هر نوع پیچ مهاری بر حسب قطر و مقاومت میلگرد دارای نیروی برشی و کششی مجاز می باشد که توسط کارخانه سازنده ارائه می گردد**

**نیروی برشی و کششی نهایی میخچه های مکانیکی بر حسب کیلو نیوتن برای طراحی به روش حدی**

بر اساس مقاومت بتن ۲۰ MPa

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

# کاشت به کمک مهار مکانیکی

**هر نوع پیچ مهاری بر حسب قطر و مقاومت میلگرد دارای نیروی برشی و کششی مجاز می باشد که توسط کارخانه سازنده ارائه می گردد**

**نیروی برشی و کششی مجاز میخچه‌های مکانیکی بر حسب کیلو نیوتن برای طراحی به روش تنش مجاز**

بر اساس مقاومت بتن ۲۰ MPa

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

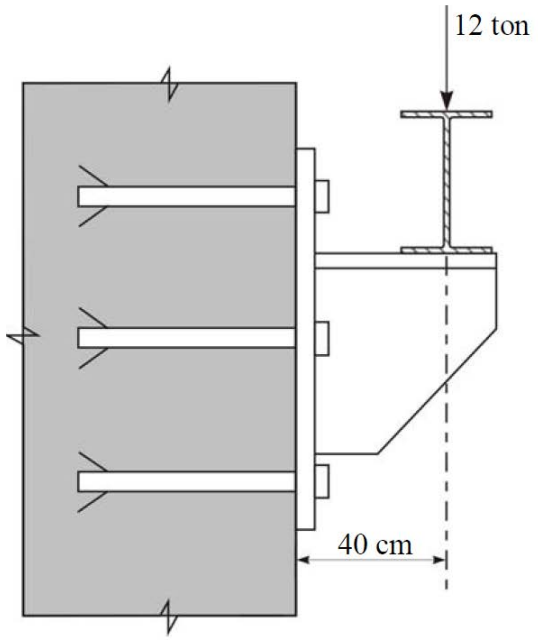
# مثال:

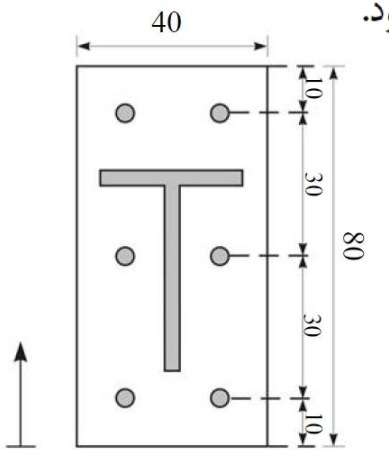
می‌خواهیم به ستون بتنی مسلح، براکتی برای حمل تیر جرثقیل متصل نماییم. واکنش تکیه‌گاهی حداکثر جرثقیل ۱۲ تن می‌باشد. مطلوبست طراحی اتصال براکت با کاشت میخچه مکانیکی. شکل ظاهری بتن سالم و بدون ترک و مقاومت فشاری آن ۲۰ MPa می‌باشد.

**برای اجرای براکت از پیچ با قطر ۲۰ میلیمتر استفاده می نماییم. از آنجا که ظاهر بتن سالم می باشد از جدول طراحی به روش تنش مجاز داریم:**

نیروی مجاز کششی = ۳۳/۳ KN

نیروی مجاز برشی = ۵۵/۶ KN




ارتفاع کل ورق ۸۰ سانتیمتر و آرایش پیچ‌ها مطابق شکل اختیار می‌شود.

## تعیین مشخصات هندسي مقطع

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

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

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

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

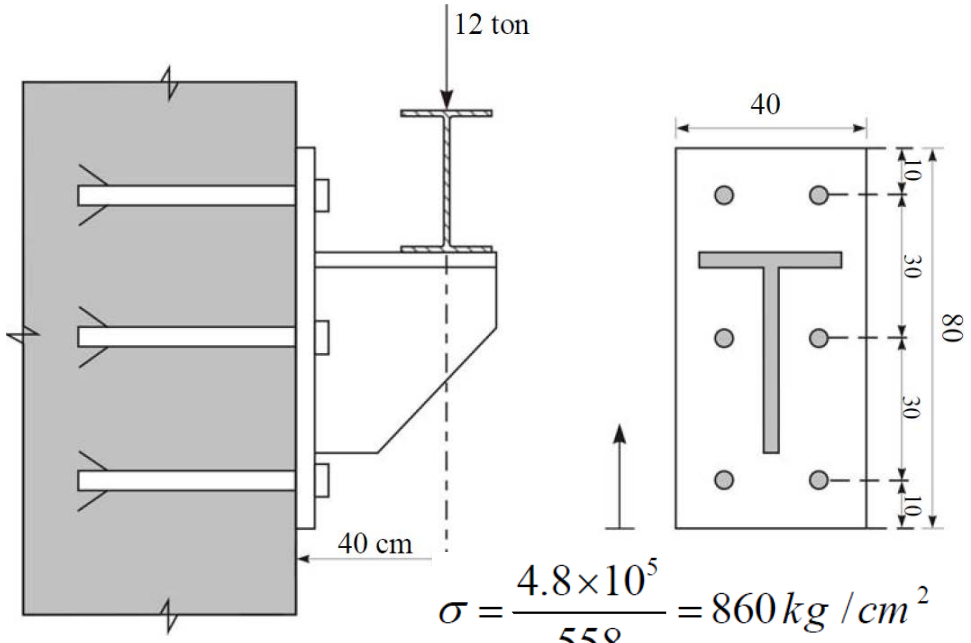
$$y^2 + 0.942y - 37.68 = 0$$

$$y = 5.69cm$$

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

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

ارتفاع کل ورق ۸۰ سانتیمتر و آرایش پیچ‌ها مطابق شکل اختیار می‌شود.




## محاسبه لنگر وارد بر براکت

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

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

## محاسبه تنش کششي

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

محاسبه تنش برشی:

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

محاسبه تنش ترکیبی:

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

# تقویت فونداسیونها

- افزایش ابعاد فونداسیون
- بستن دو فونداسیون برای اضافه کردن دیوار برشی

# تقویت فونداسیون:(بهسازی خاک)

ظرفیت مجاز باربری خاک بستر به طرق زیر افزایش می یابد

1-حفاری

2-پیش فشردگی

3-ستونهای سنگی با ستونهای تثبیت شده در خاک

4-استفاده از تزریق (با تراکم و فشار)

5-جک زدن

6-تثبیت ( مکانیکی،الکتریکی،حرارتی،شیمیایی، زهکشی،با افزودنیها مثل سیمان، قیروآهک)

6-تثبیت ( مکانیکی،الکتریکی،حرارتی،شیمیایی، زهکشی،با افزودنیها مثل سیمان، قیروآهک)

7-میکرو پایل یاریز شمعها

8-پیش یارگذاری

9-متراکم سازی (توسط انفجار، ضربه)

10-تسلیح خاک ( از طریق ریز شمعها و ژئو سنتتیکها)

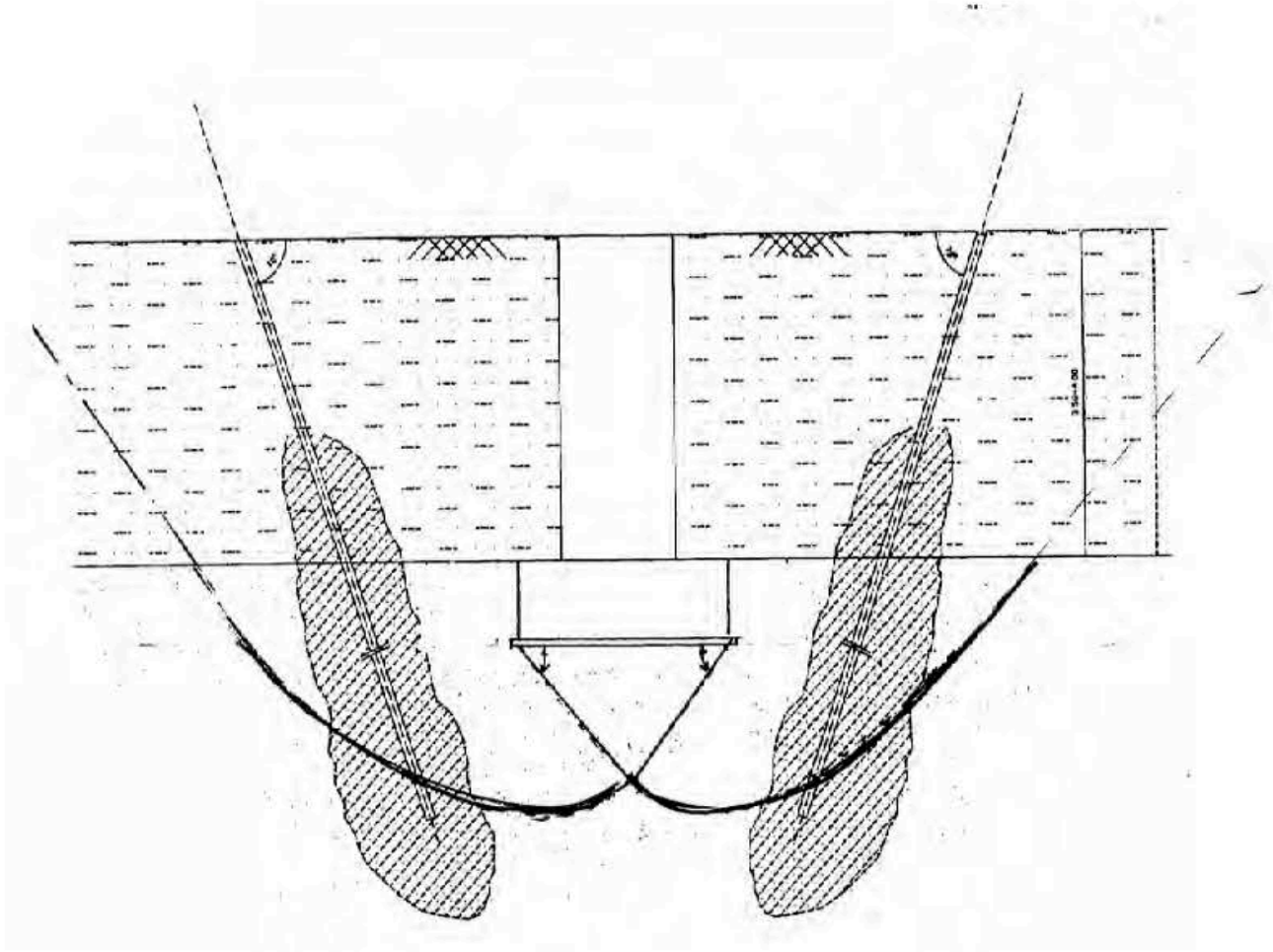
11-روش میخ گذاری Nailing

12-مهار گذاری Anchoring

13-زهکشی

14- استفاده از مواد پلیمری چسبناک

# افزایش ظرفیت باربری با بهبود وضعیت خاک به کمک میکروپایل ها

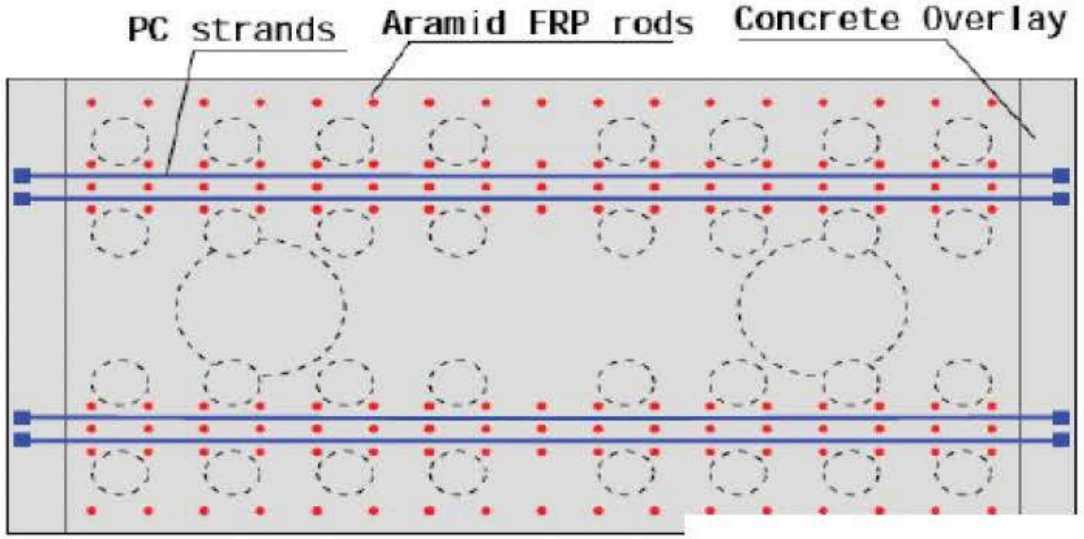


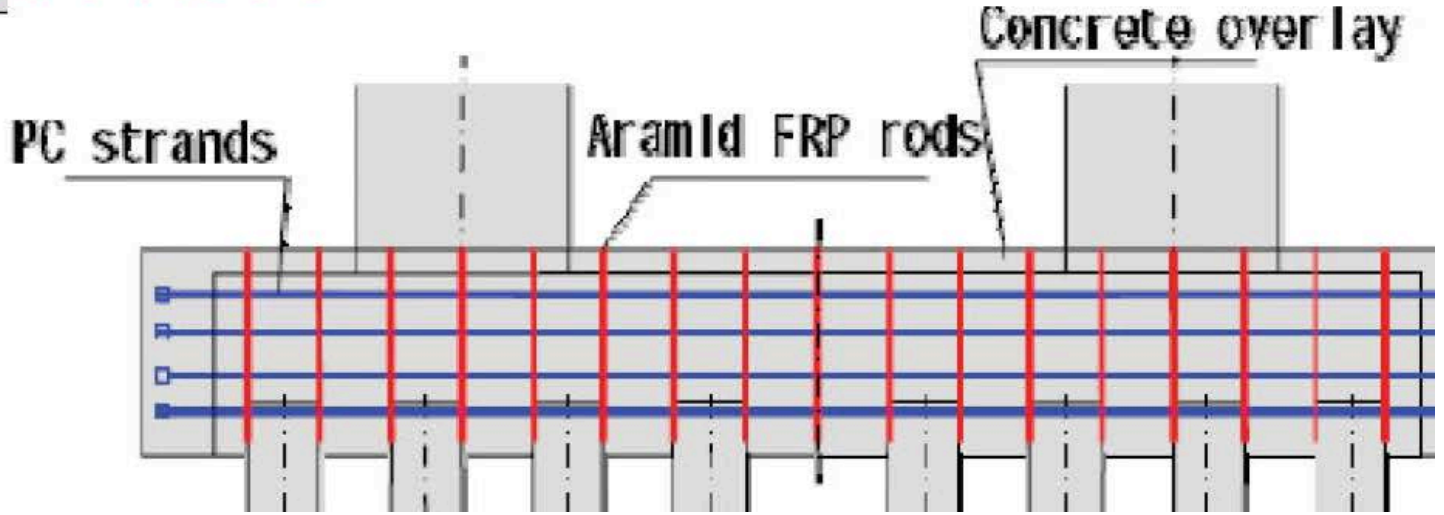
قبل از تقویت یا افزایش ابعاد فونداسیون بدیهی است که ظرفیت باربری خاک محل را باید بالا برد سپس اقدام به تقویت و بهسازی ابعاد فونداسیون کرد.

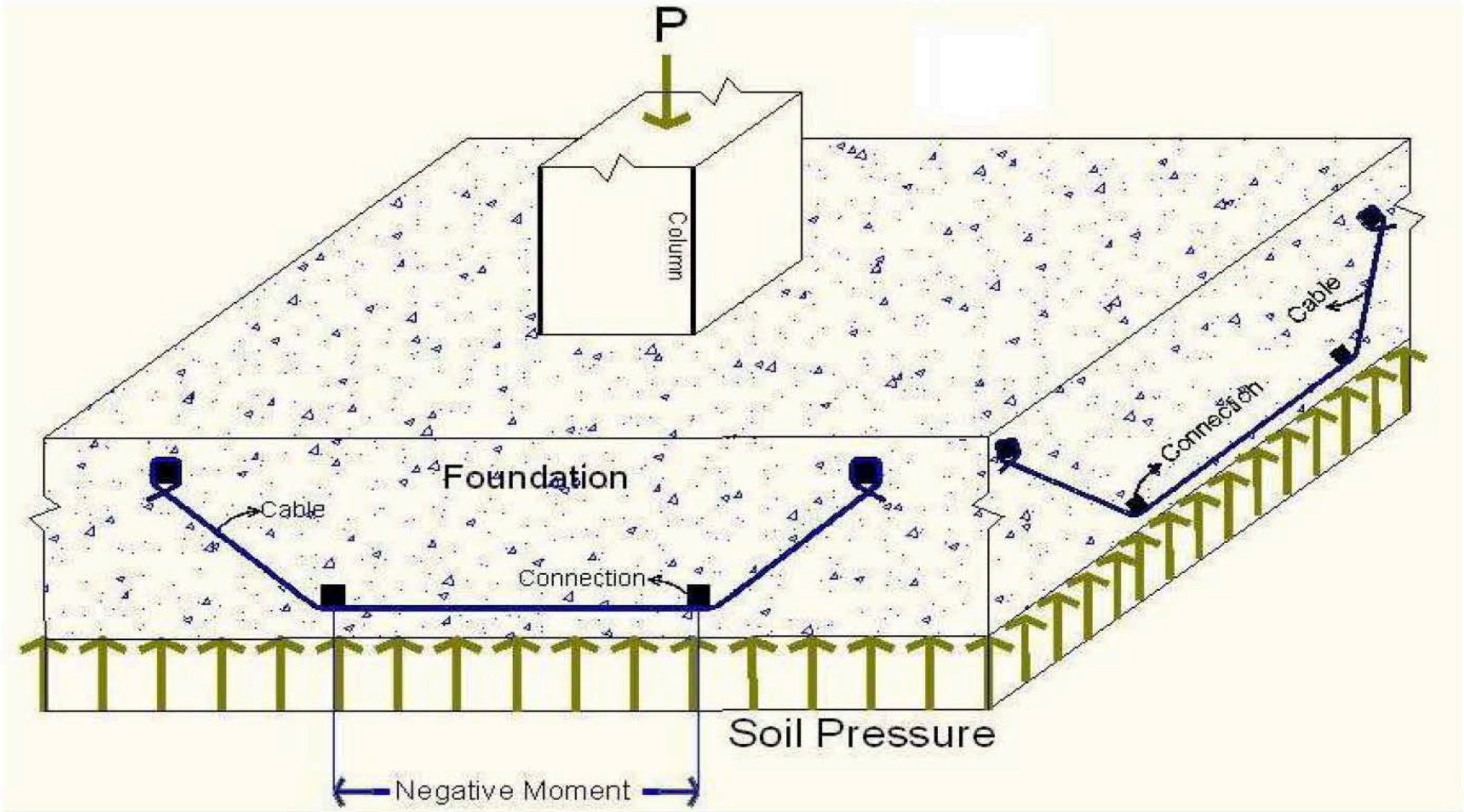
# افزايش ظرفيت باربری با بهبود وضعيت خاک به کمک ميکروپايل ها

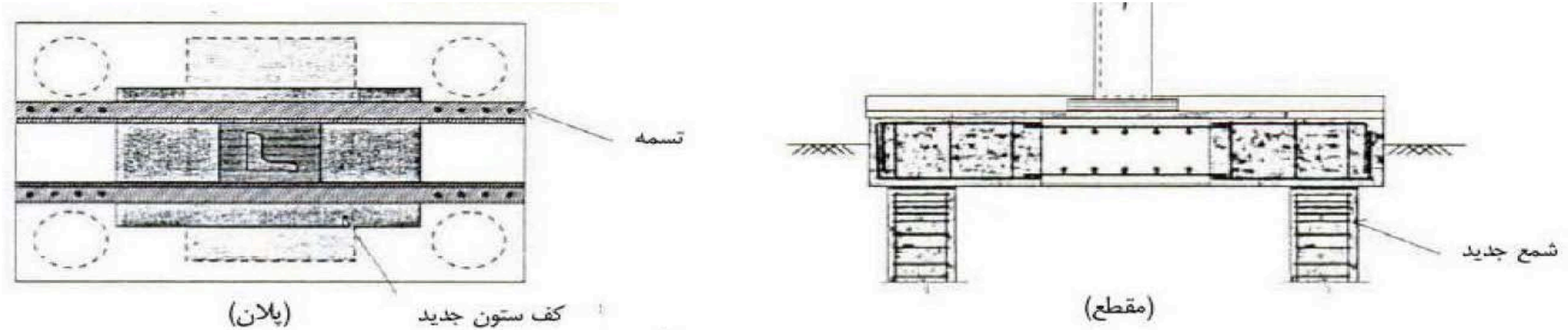
ميكروپايل به شمع‌هاي با قطر كوچك (كمتر از mm300) اطلاق مي‌گردد كه غالباً با تسليح فولادي سبك و تزريق دوغاب سيمان همراه مي‌باشند. ميكروپايل علاوه برآنكه به عنوان يك المان باربر و مقاوم در برابر نشست عمل مي‌كند، بدليل تزريق دوغاب سيمان، سبب بهبود مشخصات مكانيكي (مقاومتي و رفتاري) خاك اطراف نيز مي‌گردد.

# بهسازی فونداسیون به وسیله کابلهای پیش تنیده

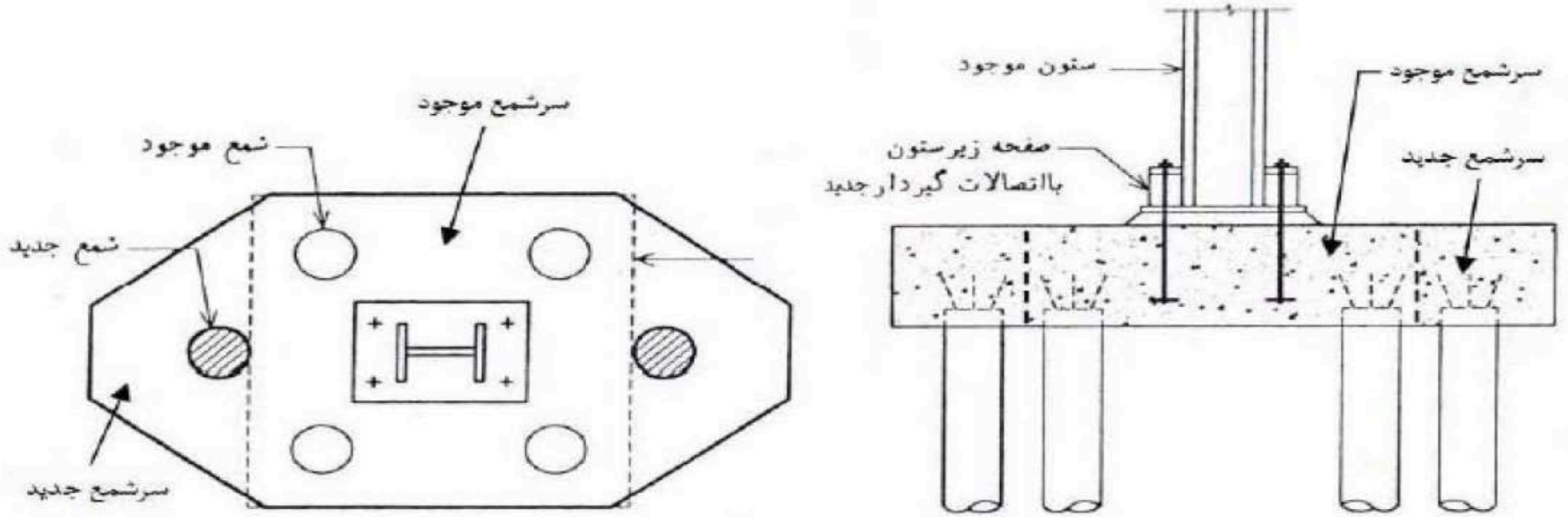



P
Column
Foundation
Cable
Connection
Cable
Connection
Soil Pressure
Negative Moment




مقاوم‌سازی صفحه ستون




افزایش ظرفیت با استفاده از احداث شمع

# تقویت شالوده و پی

**بارهای ساختمان از طریق شالوده به خاک زیر آن یعنی پی منتقل می گردد. از اینرو نقش شالوده و پی در ایمنی ساختمان مهم می باشد.**

## معمول ترین موارد آسیب پذیری شالوده

- وجود نیروی کششی بلند کننده
- عدم کفایت ظرفیت خمشی یا برشی (برش خمشی یا برش سوراخ‌کننده) مقطع شالوده
- تهاجم مواد شیمیایی مضر موجود در خاک و آب زیرزمینی به بتن شالوده
- عدم کفایت مقاومت جانبی برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر شالوده
- وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت سازه‌ای در شمع‌ها

# روند مطالعات ارزیابی شرایط پی و شالوده

- تحقیق اسناد و بایگانی مدارک طراحی ساختمان برای گزارش مکانیک خاک
- بررسی خاک‌ها در قالب نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های مرتبط، اندازه‌گیری سطح آب زیرزمینی و میزان فشار آب حفره‌ای
- برآورد ابعاد شالوده ساختمان و شالوده دیوارها. در صورت لزوم بعضی از شالوده‌ها تحت گمانه‌زنی قرار گرفته و در این گمانه‌ها میزان زوال مصالح را بررسی می‌کنند.
- بررسی آثار نشست پی شامل شکل‌گیری ترک‌ها و کج شدن دیوارها، برآمدگی مناطق مجاور و مسیرهای قائم و افقی پی
- کسب اطلاعات لازم از هندسه، پیکربندی و نقشه‌های اجرایی ساختمان و شالوده و بارگذاری
- مدلسازی و تحلیل
- ارزیابی
- ارائه طرح تقویت

## مشکلات مقاوم سازی شالوده

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

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

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

۴- ارتفاع محدود برای تجهیز ساختمان

۵- صدا و لرزش‌های ساختمان

## انواع راهکارهای رفع عیوب شالوده

۱- تقویت سازه‌ای شالوده موجود (بهسازی سازه‌ای)

۲- بهبود شرایط پی (بهسازی ژئوتکنیکی)

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

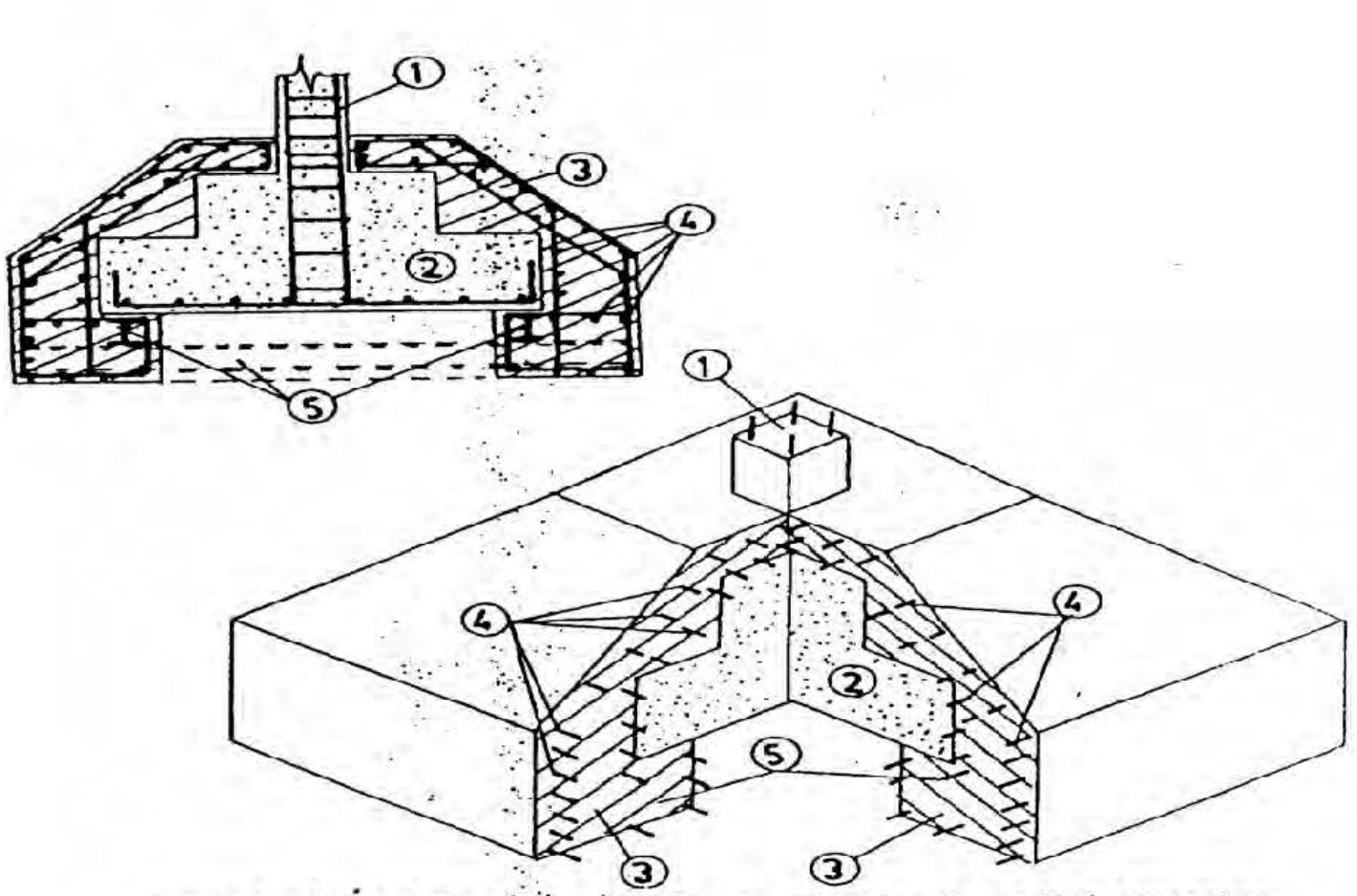
## راهکارهای تقویت سازه ای شالوده و پی

- افزایش ابعاد شالوده
- افزودن شناژ به شالوده موجود
- تقویت خمشی و برشی شالوده با کابل‌های پیش‌تنیده
- افزایش مقاومت شمع‌های موجود

## راهکارهای تقویت ژئوتکنیکی شالوده و پی

- تزریق (اختلاط مکانیکی)
- ریزشمع
- احداث شمع
- تقویت از زیر شالوده (پی‌بندی)

# بهسازی وافزایش ابعاد فونداسیون



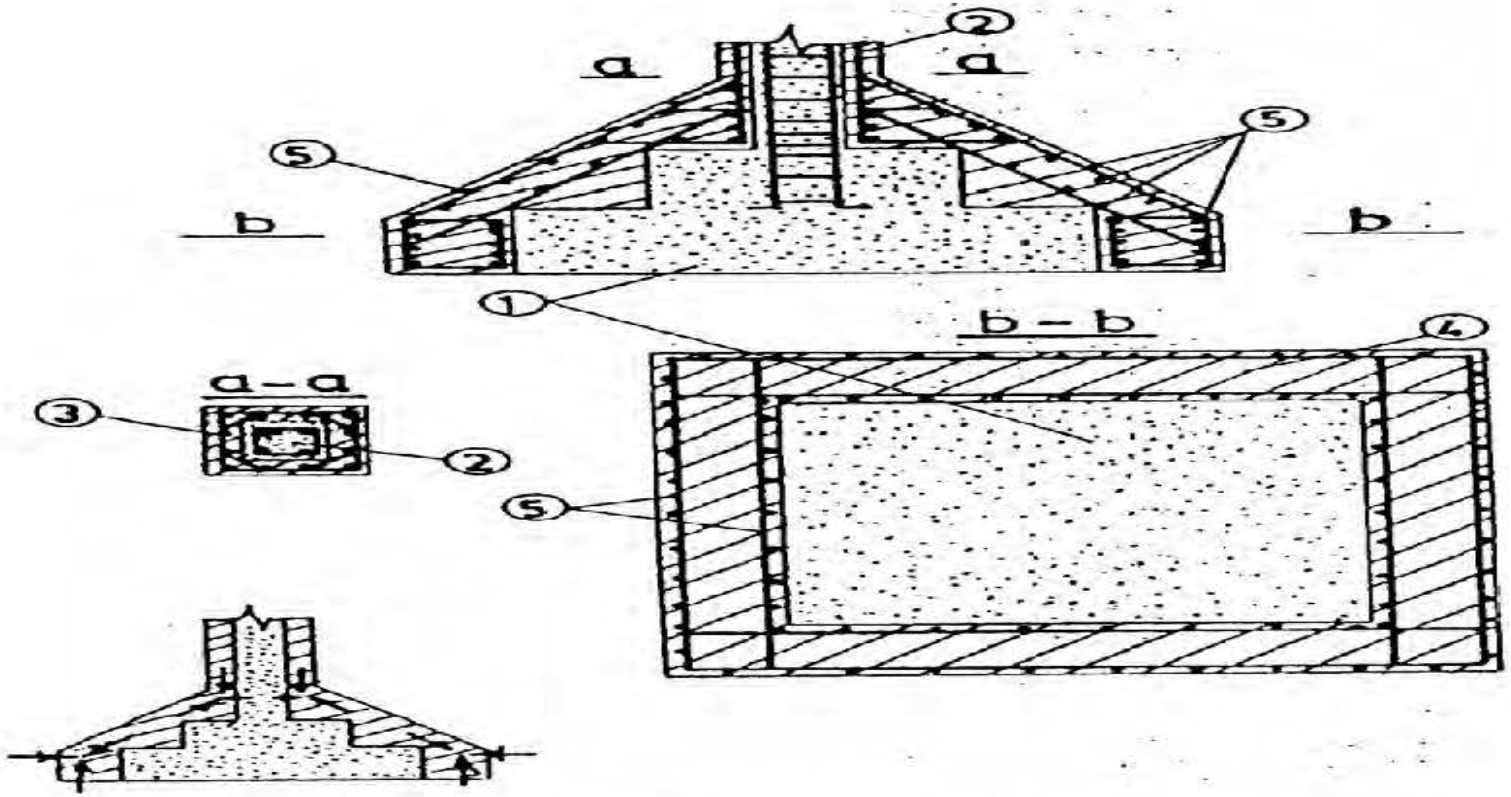

1 - existing column; 2 - existing foundation; 3 - added concrete;
4 - added reinforcement; 5 - steel profile

Fig. 6.41

در چه مواردی بهسازی و یا افزایش ابعاد فونداسیون مدنظر میباشد؟

باعث همه این مشکلات خاکهای سست و مسئله دار میباشد ، منظور خاکهای آلی و نباتی ، دستی ، ماسه ای و لای با احتمال روانگرایی ، ریزشی : (نشت لوله، بالا آمدن زه آب) ، خاکهای واگرا(جذب آب و افزایش نیروی دافعه بین ذرات) ، زباله و ضایعات ، خاکهای متورم شونده

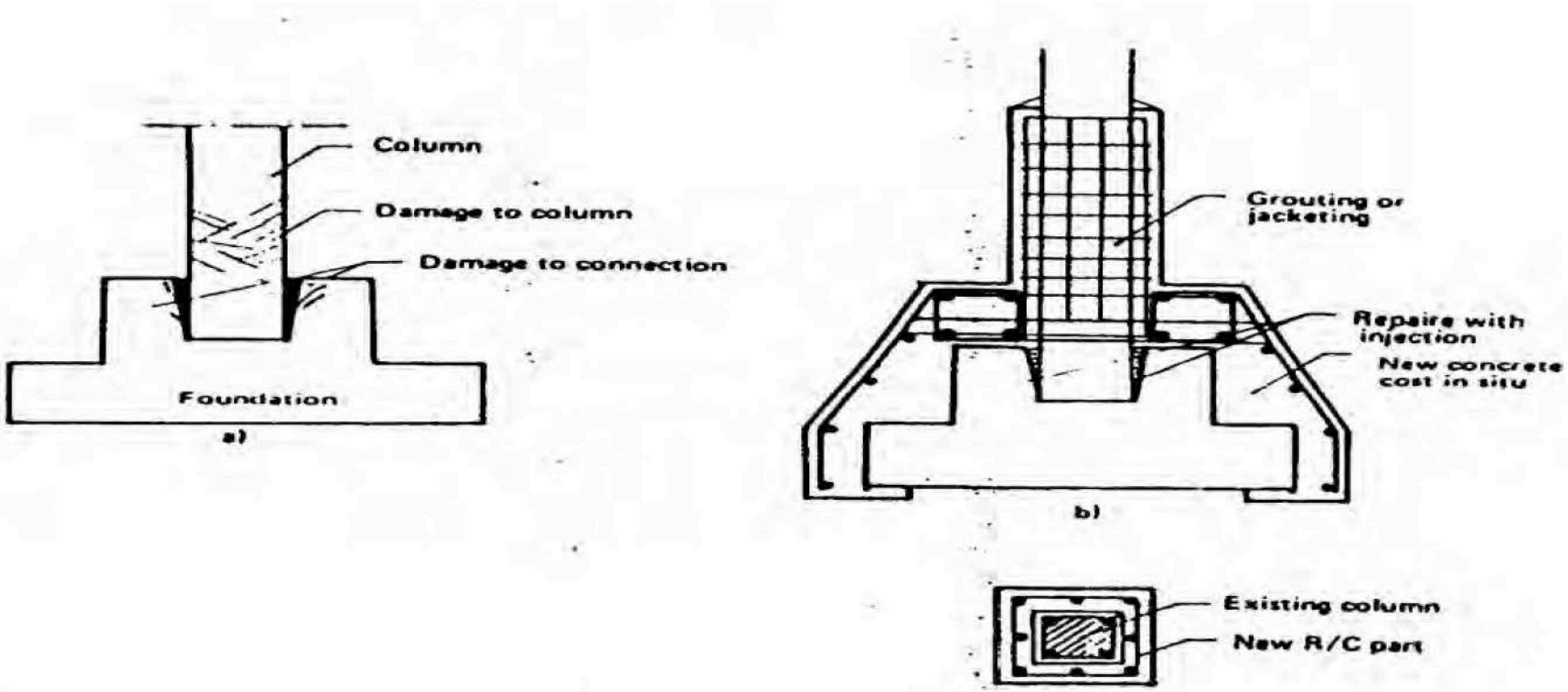
# بهسازی وافزایش ابعاد فونداسیون



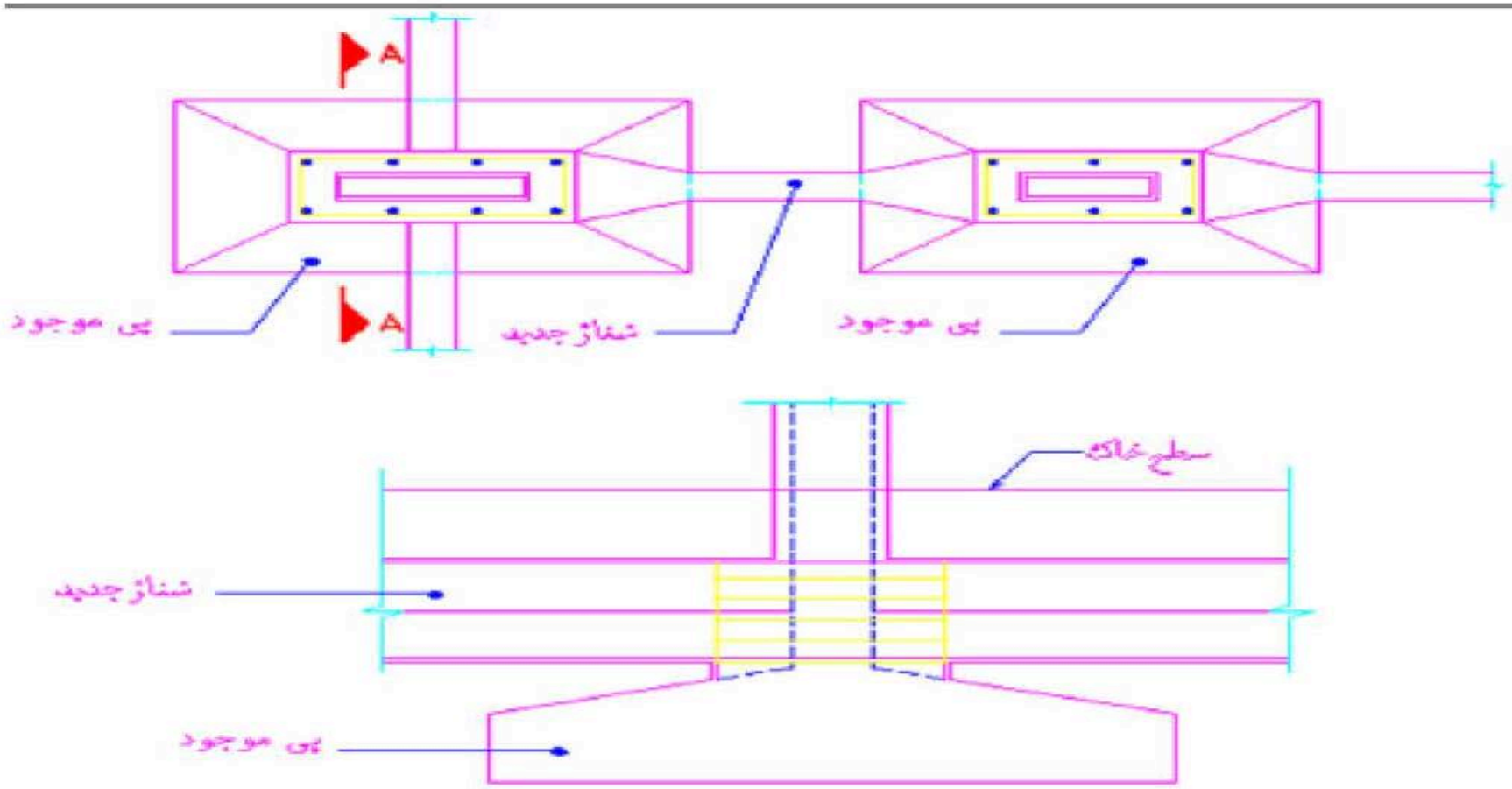

1 – existing foundation; 2 – existing column; 3 – reinforced jacket;
4 – added concrete; 5 – added reinforcement

Fig. 6.40

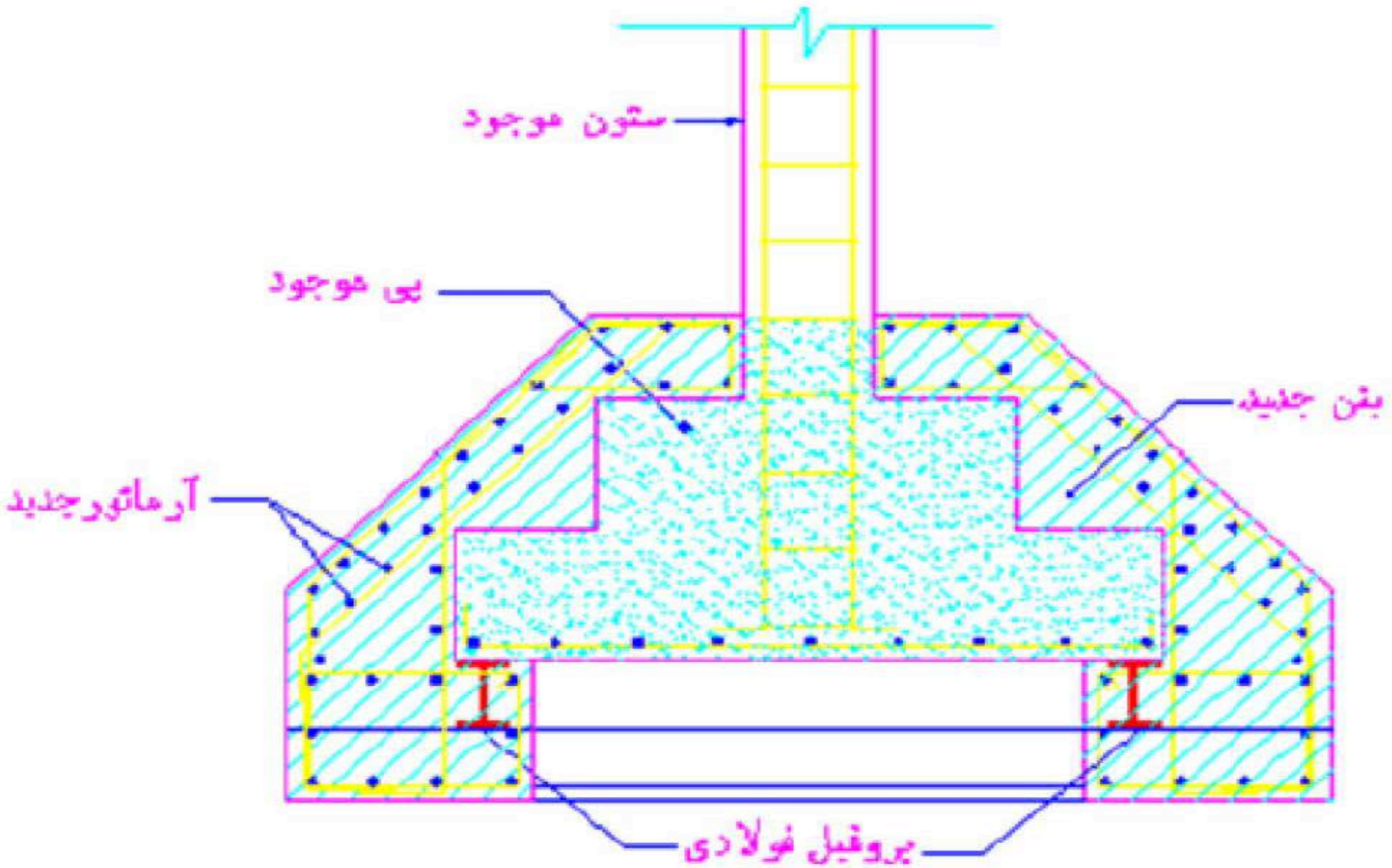
# بهسازی وافزایش ابعاد فونداسیون

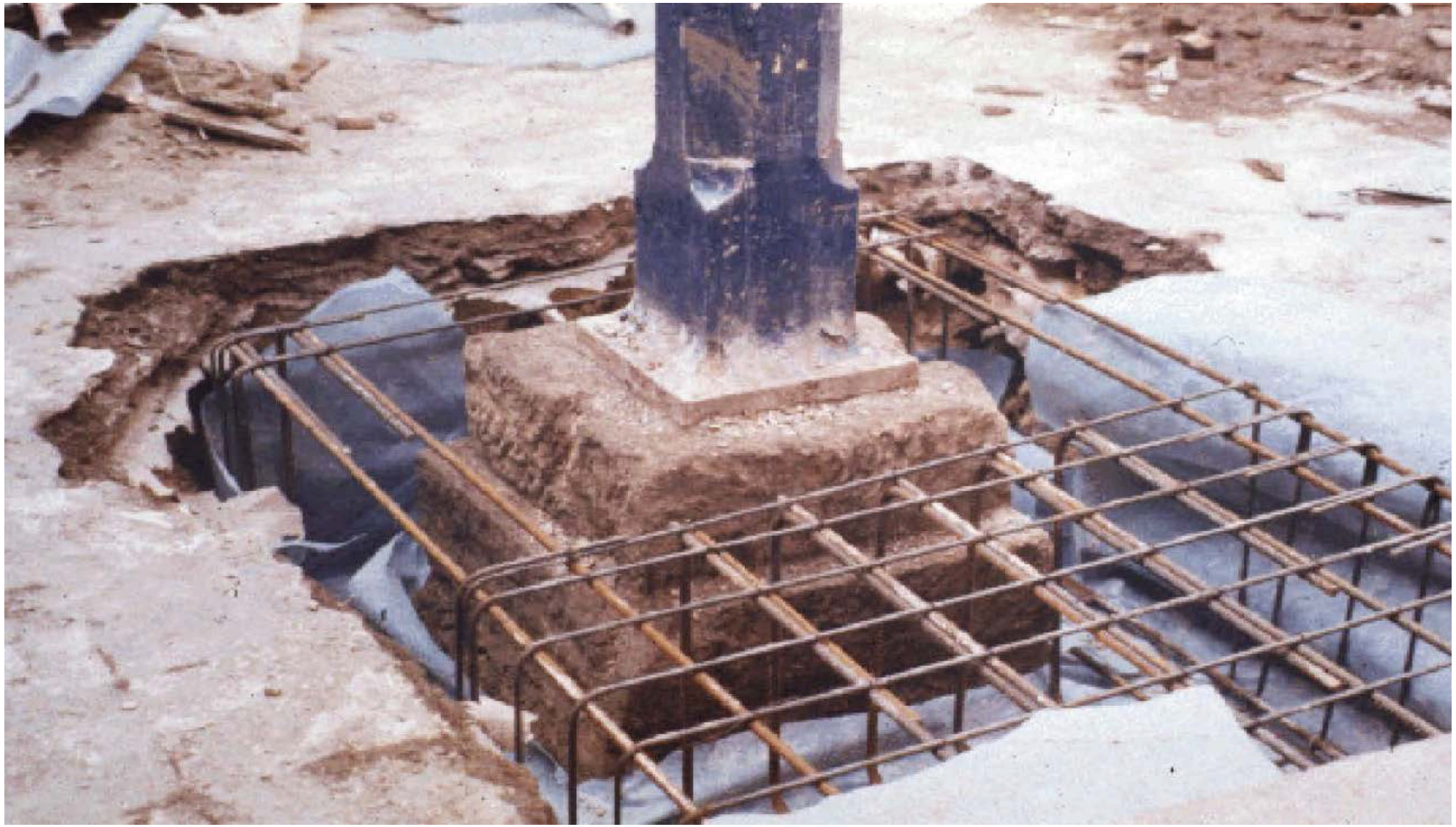


# بهسازی وافزایش ابعاد فونداسیون



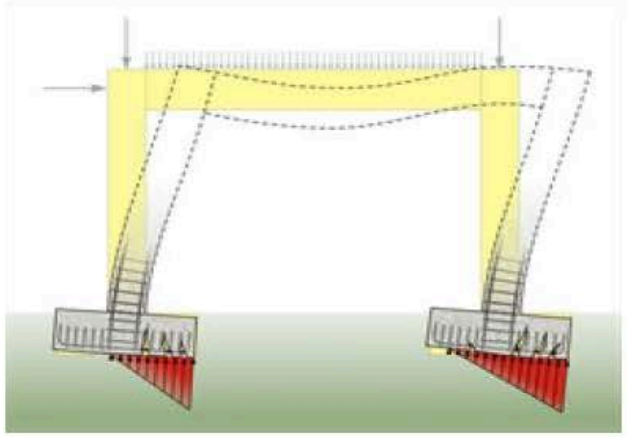

اضافه کردن شناژ به پی


ستون موجود
پی موجود
بتن جدید
آرماتورجدید
پروفیل فولادی

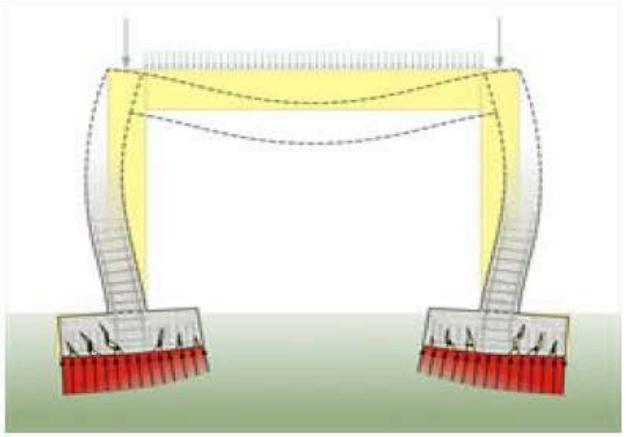


# بهسازی فونداسیون

۱

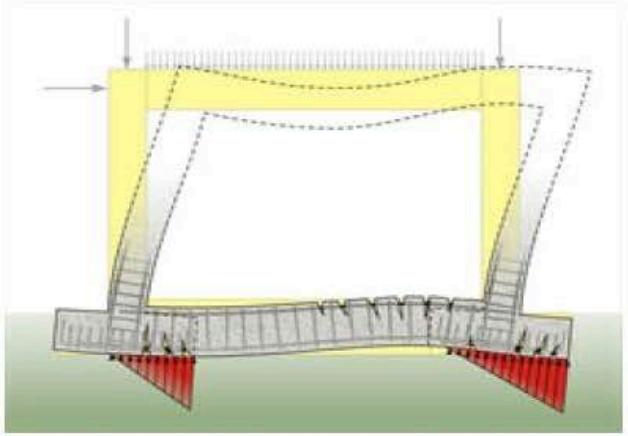


۲

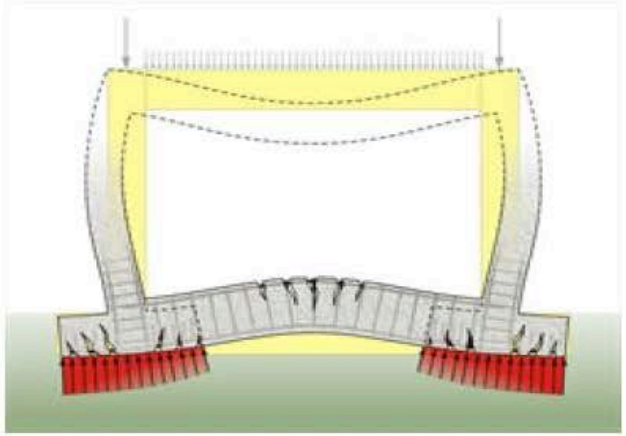


۳

۴

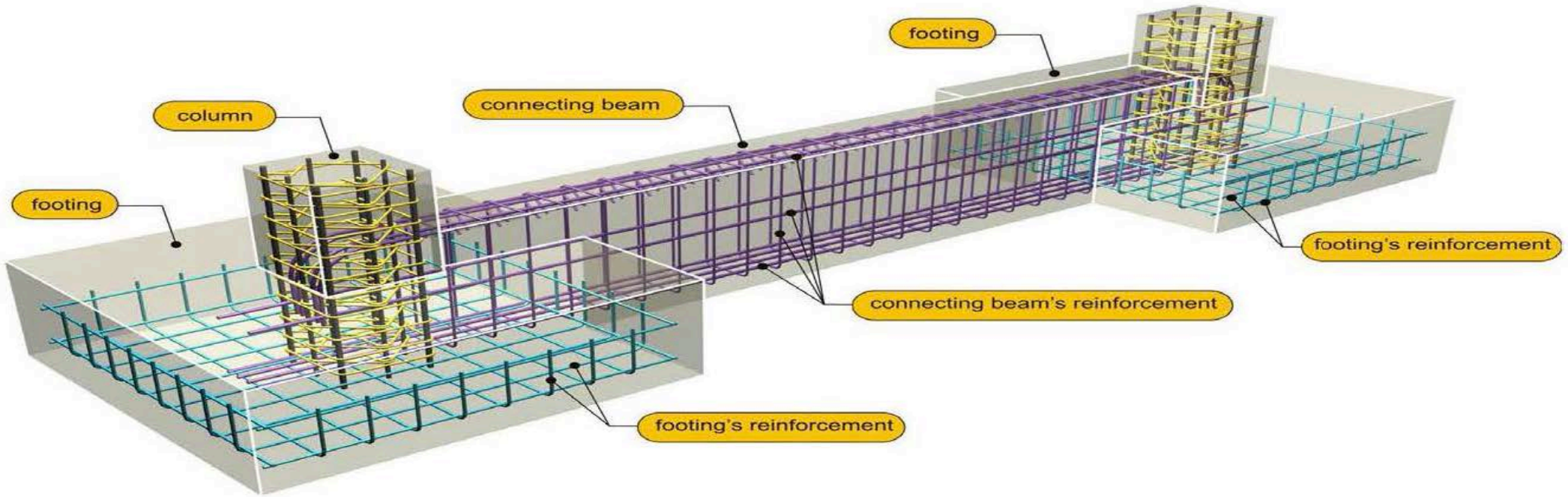


۵



۶

# بهسازی وافزایش ابعاد فونداسیون




۷

متصل کردن دو فونداسیون برای اضافه کردن دیوار برشی

# مراحل اجرای راهکار افزایش ابعاد شالوده

۱- خالی‌کردن اطراف شالوده از تراز روی آن تا تراز زیر بتن مگر به اندازه عرضی بیشتر ازعرض موردنیاز مقاوم‌سازی

۲- مضرس کردن سطح بتن در بالا و وجوه عمودی شالوده

۳- ایجاد سوراخ‌های افقی در اطراف شالوده برای کاشت شاخک (میخچه). (در صورت لزوم)

۴- اجرای بتن مگر اضافی در ناحیه افزایش ابعاد

۵- تمیز و مضرس کردن سطوح تماس اجرای چسب پلیمری بر روی سطوح نمایان شالوده

۶- اجرای آرماتورهای اضافی برای بتن مسلح جدید مطابق نقشه‌های اجرایی

۷- اجرای بتن جدید

۸- جداکردن قالب‌ها و مراقبت از شالوده با پوشاندن سطح بتن با گونی‌های خیس (هرگز نباید شالوده را مستقیماً با آب خیس نمود، زیرا منجر به شستن لایه‌های زیر آن می‌شود)

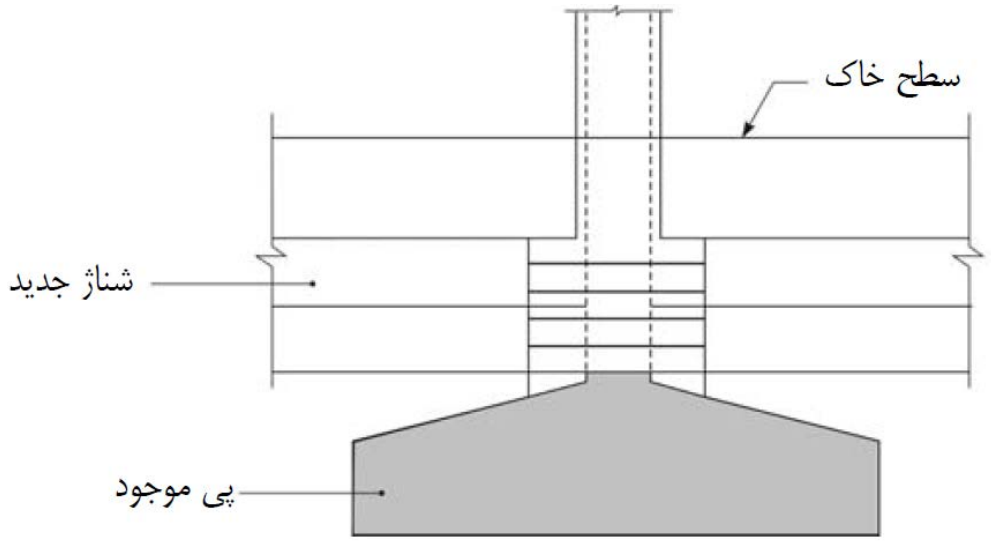
۹- مقاوم‌سازی ستون (در صورت لزوم)

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

۱۱- کامل کردن کف و سنگ فرش روی شالوده

# افزودن شناژ به شالوده

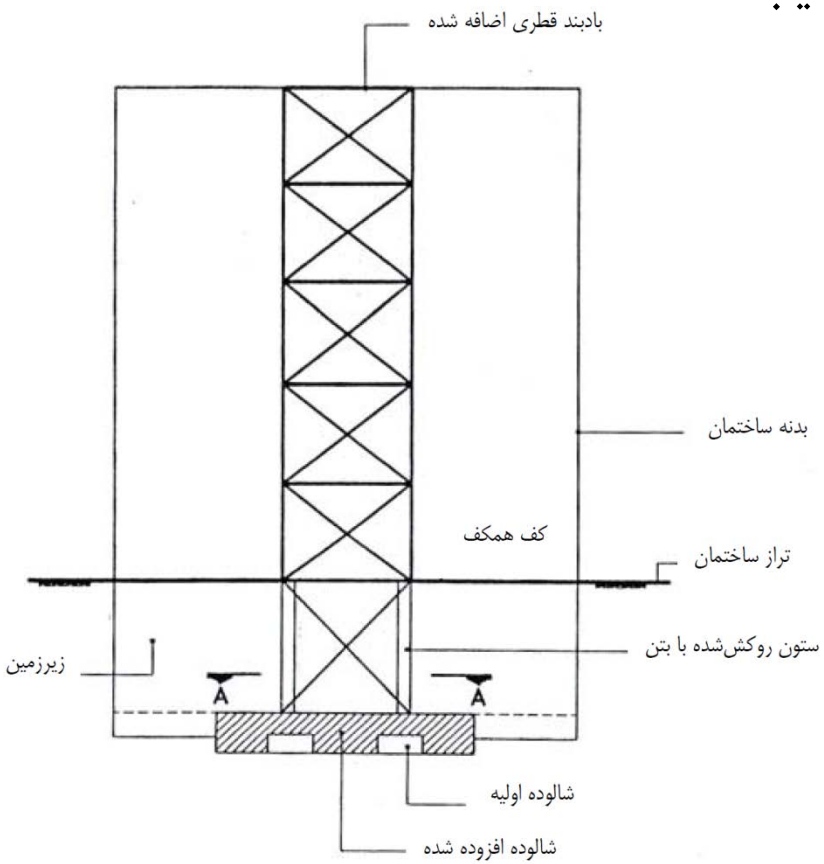
**شناژ  یکی از راهکارهای تقویت شالوده در برابر لغزش، به هم بستن شالوده ها و ایجاد مشارکت کلیه شالوده ها در تحمل بارهای جانبی می باشد.**

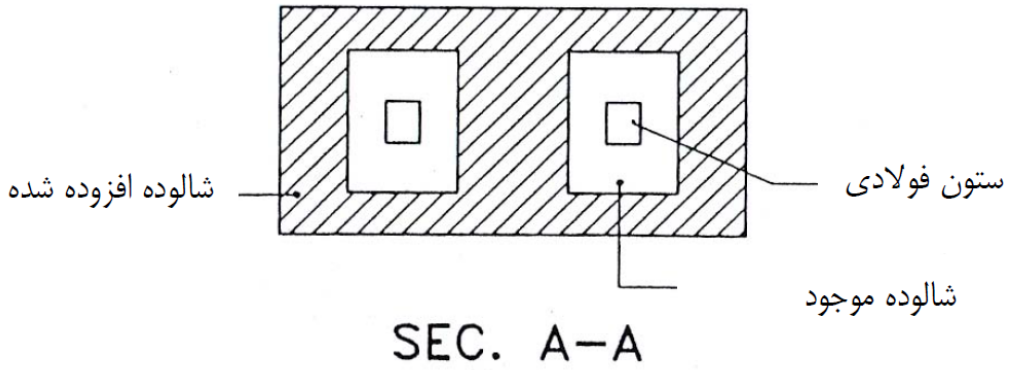


**شناژ  یکی از راهکارهای تقویت شالوده در برابر لغزش، به هم بستن شالوده ها و ایجاد مشارکت کلیه شالوده ها در تحمل بارهای جانبی می باشد.**

# یکپارچه سازی شالوده

**این نوع بهسازی معمولاً در مواردی مورد توجه قرار می گیرد که بادبند یا دیوار برشی جدید بین دو ستون احداث شود. در این نوع بهسازی علاوه بر افزایش ظرفیت برشی و خمشی شالوده، مقاومت جانبی برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر شالوده نیز افزایش می یابد.**



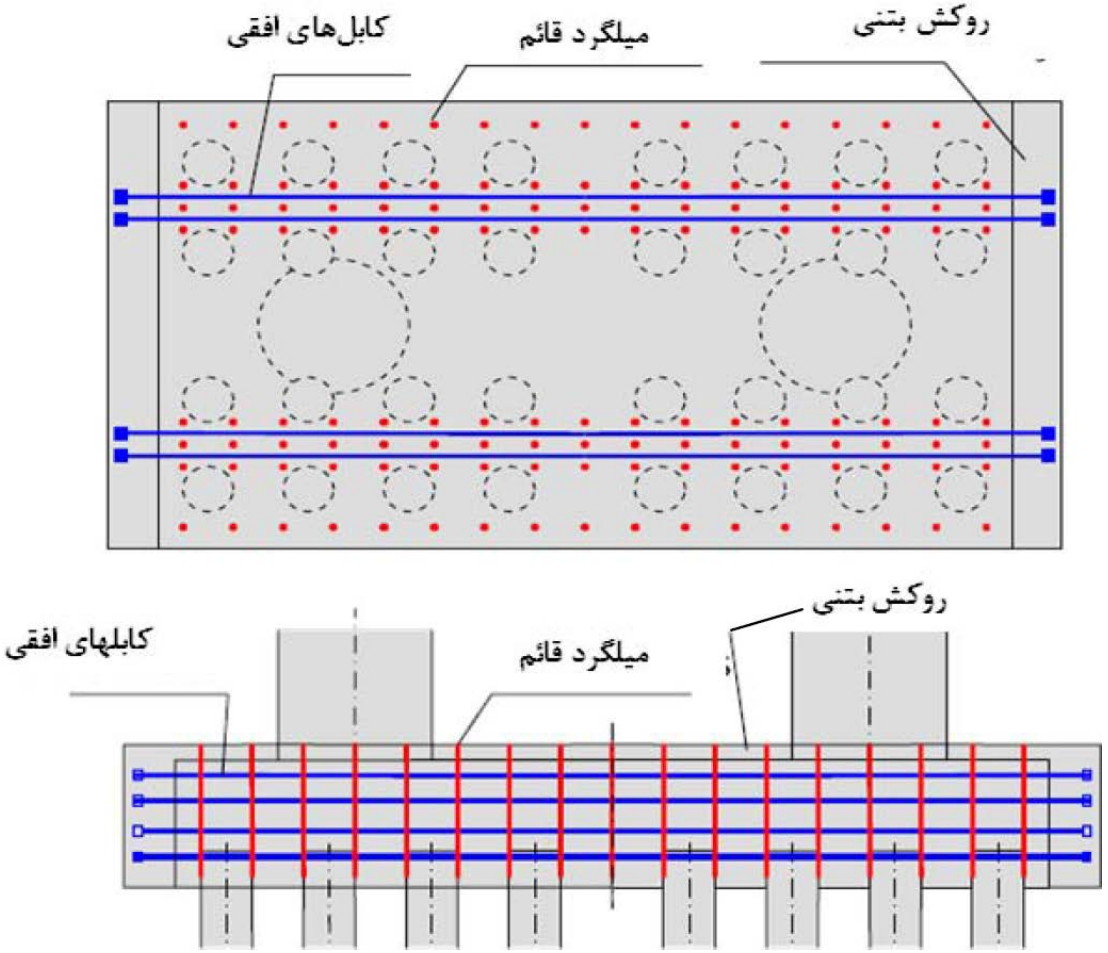

پلان تقویت شالوده برای دهانه بادبندی شده

# یکپارچه سازی شالوده

# تقویت شالوده با کابلهای پیش تنیده

یکی از راهکارهای بهسازی و افزایش ظرفیت خمشی و برشی شالوده، اعمال نیروی پیش تنیدگی به مقطع می باشد . معمولاً وقتی افزایش عمق شالوده از بالا به دلیل معماری ممکن نباشد، ظرفیت خمشی مثبت و منفی مقطع را می توان با عبور کابلهای پیش تنیده، در حفره های تعبیه شده سراسری در طول شالوده یا در بتن جدید روی وجوه آن و پیش تنیده کردن آنها ، افزایش داد .
نیروهای پیش تنیدگی فوق در دو امتداد عمودی و افقی به شالوده اعمال می شوند. نیروهای پیش تنیدگی قائم باعث افزایش ظرفیت برشی و نیروهای پیش تنیدگی افقی باعث افزایش ظرفیت برشی و خمشی به طور همزمان می شوند. پیش تنیدگی افقی بوسیله کابلها و مفتولهای متداول و پیش تنیدگی قائم با استفاده از مصالح FRP صورت می گیرد

# تقویت شالوده با کابلهای پیش تنیده



# راهکارهای تقویت پی (بهسازی ژئوتکنیکی)

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

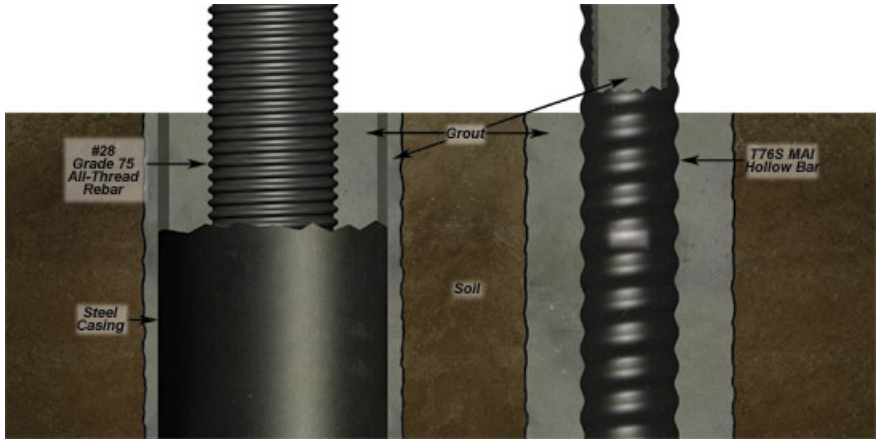
## ۱- بهبود شرایط خاک با استفاده از تزریق مواد افزودنی

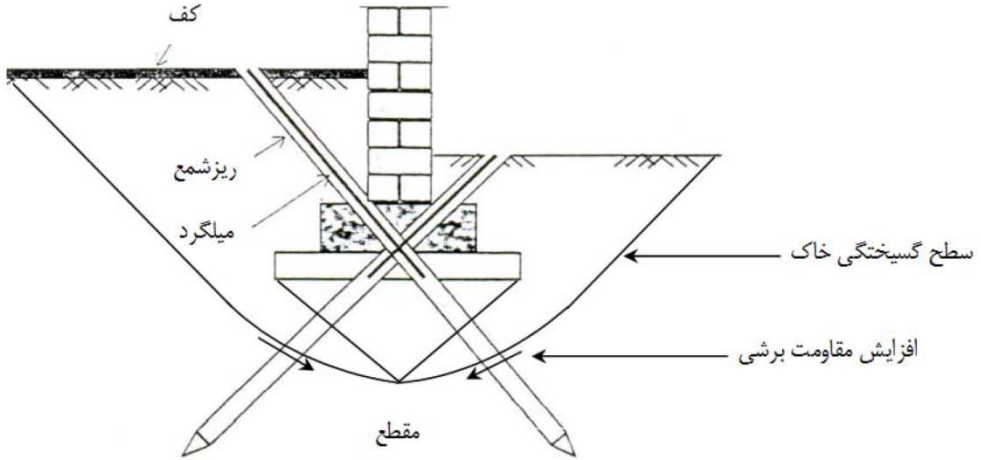
این روش اختلاط در جای خاک با مواد افزودنی از قبیل سیمان، آهک و ... به روش تزریق است . هدف از اختلاط خاک، دست یابی به پارامترهای ژئوتکنیکی اصلاح شده از قبیل مقاومت فشاری، مقاومت برشی و یا نفوذپذیری است. اختلاط خاک برای محدود کردن و یا ثابت نمودن مواد شیمیایی مضر در خاک نیز کاربرد دارد

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

# ۲- اجراي ريز شمع (Micro Pile)

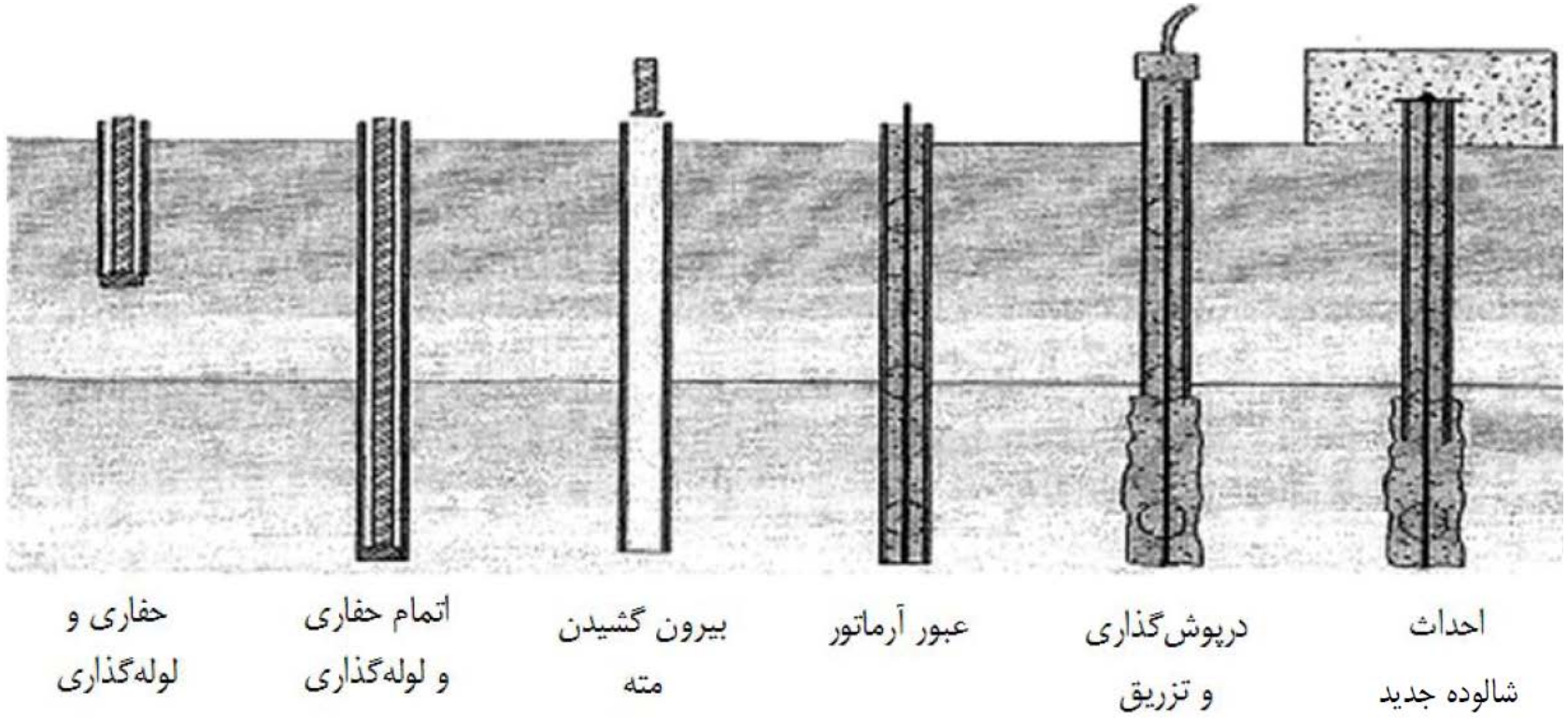
ریزشمع ها، شمع هایی با قطر ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلیمتر هستند که می توانند به صورت عمودی یا مایل در اطراف و جسم شالوده ایجاد شوند. در صورتیکه به علت محدودیت های فضایی در نزدیکی شالوده موجود نتوان از شمع برای افزایش ظرفیت باربری پی استفاده نمود می توان از ریز شمع ها به جای شمع استفاده کرد. با اجرای ریز شمع ها بدلیل نفوذ دوغاب سیمان در خاک، خواص مکانیکی خاک بهبود یافته و ظرفیت باربری آن افزایش می یابد. همچنین ریزشمع ها در عمقی بیشتر از عمق شالوده نفوذ کرده و بارها را به عمقی بیشتر منتقل می کنند.



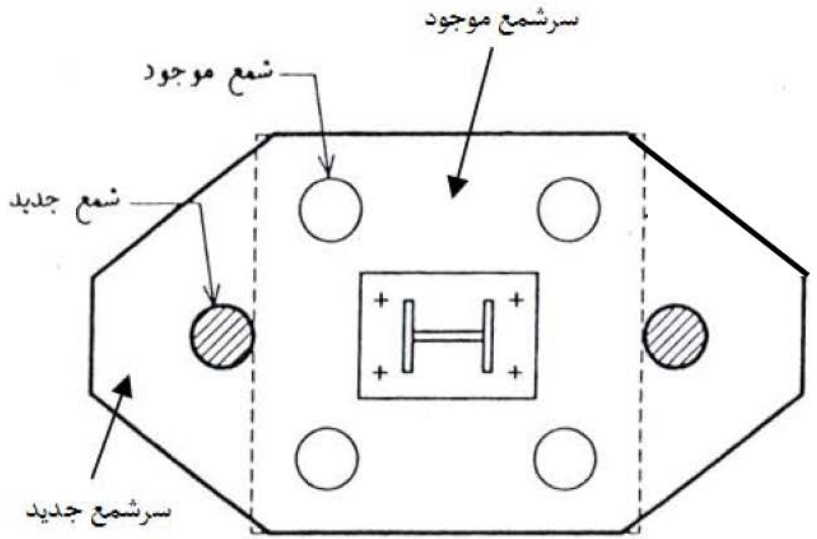
## ۲- اجراي ريز شمع (Micro Pile)

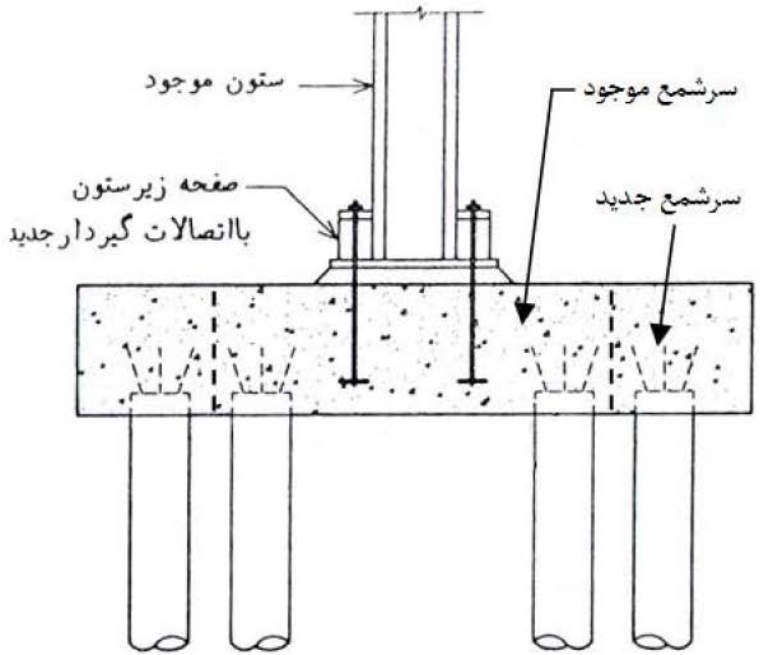
**روش اجرای ریزشمع مشتمل بر ۴ مرحله حفاری، لوله کوبی، تزریق و تسلیح است**



## ۳- احداث شمع

**به منظور افزایش ظرفیت باربری ژئوتکنیکی و سازه ای شمع های موجود، می توان با احداث شمع های جدید و اتصال آنها به سرشمع موجود، به ظرفیت فشاری، کششی و خمشی گروه شمع موجود اضافه نمود.**



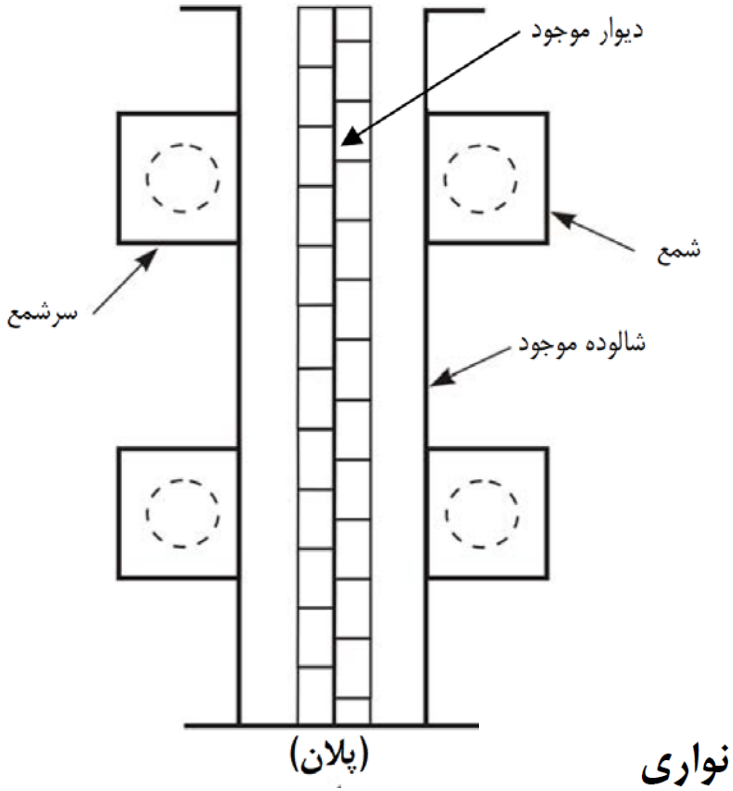
## ۴- انتقال بار شالوده به لايه هاي باربر تحتاني به كمك شمع (پي بندي كردن)

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

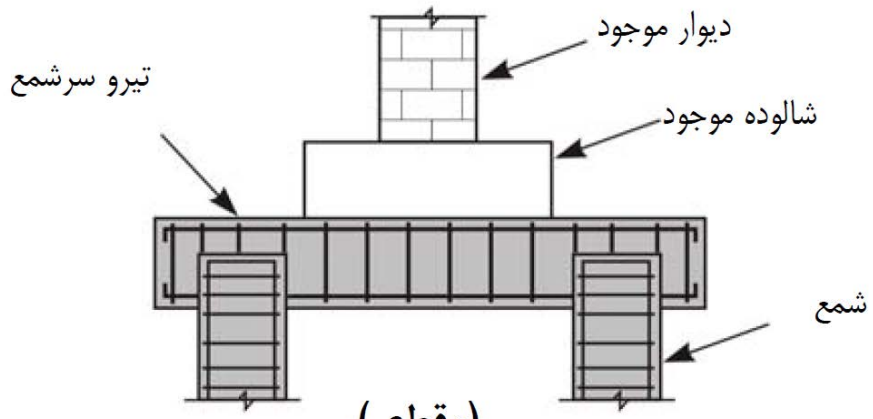
## مراحل اجرای شمع زیر شالوده

۱. کندن پیرامون شالوده از روی زمین تا قسمت زیرین شالوده
۲. حفاری و آرماتورگذاری و بتن ریزی شمع تا تراز زیر گالری در دوطرف شالوده
۳. اجرای گالری افقی و آرماتورگذاری تیر سرشمع
۴. قالب بندی دیواره های قائم سرشمع
۵. بتن ریزی سرشمع و عمل آوری آن
۶. پرکردن قسمت های کنده شد با خاک فشرده دانه ای
۷. اجرای کف و سنگ فرشهای اطراف دیوار

**مراحلی از احداث شمع های جدید و اتصال آن به شالوده**




(پلان)




(مقطع )

**نحوه قرارگیری شمع‌ها زیر شالوده نواری**

## مثال:

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

$f_y = 4000\,kg/cm^2$ $f_c = 250\,kg/cm^2$

**الف: طراحی شالوده برای حالت اولیه**

$P_d = 145ton$

$P_l = 70ton$

وزن فرضی شالوده $= 15ton$

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

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

ابعاد شالوده معادل ۳×۳ متر انتخاب می‌شود.

## تعیین ضخامت شالوده براساس برش سوراخ کننده

ابعاد ستون: $60\times 60cm$

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

$$V_c = 2v_c b_o d$$

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

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

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

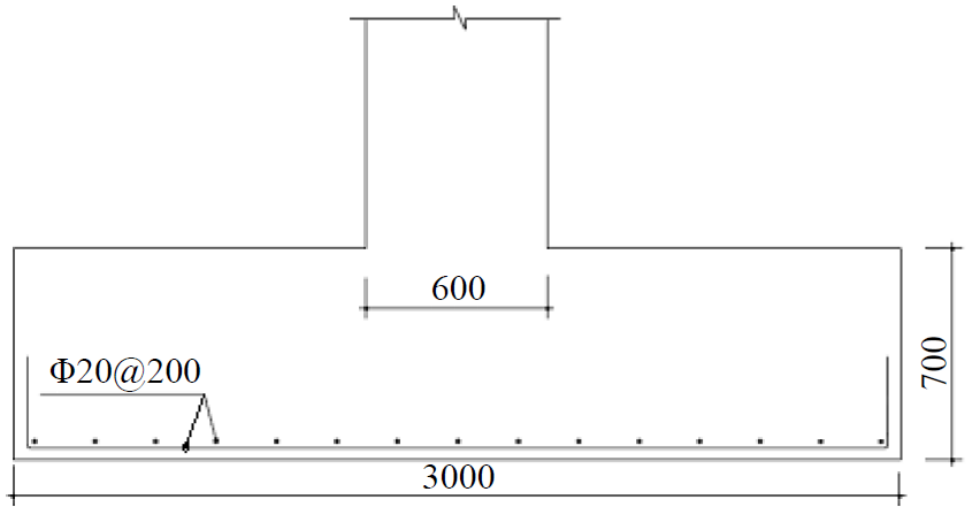
$$q_u = \frac{290}{3\times 3} = 32.2\,ton/m^2$$

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

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

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

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




**طرح تقویت:**

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

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

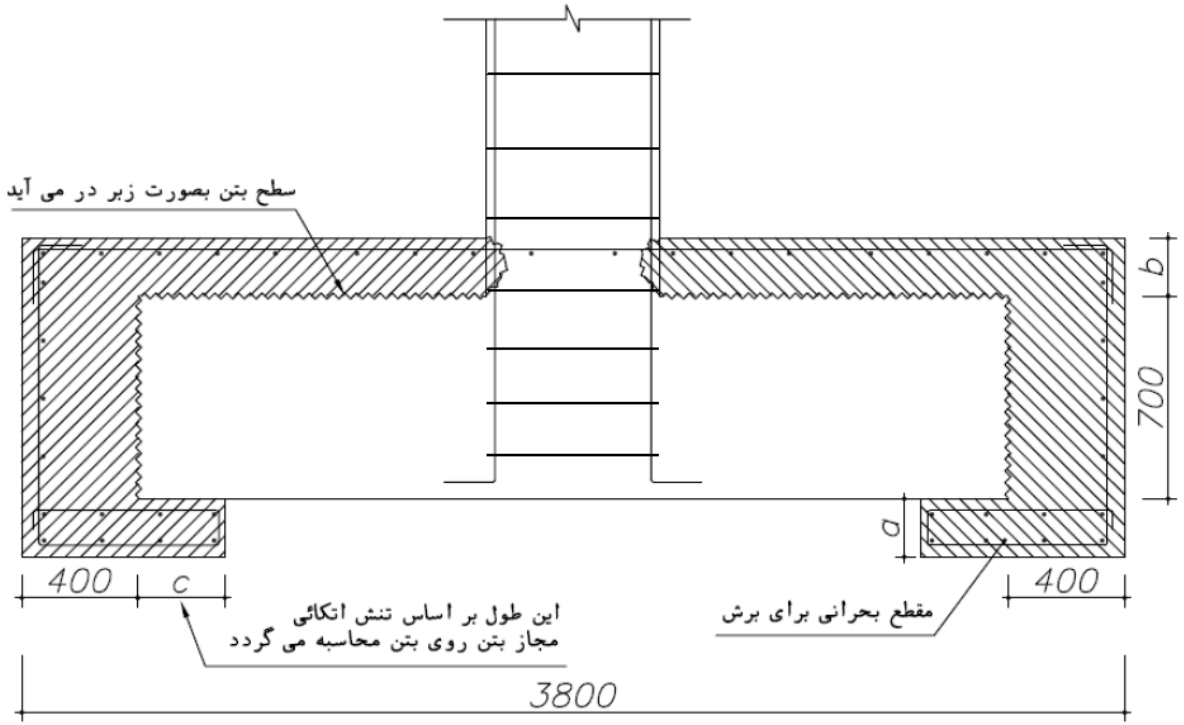
لازم است از هر طرف به مقدار ۴۰ سانتیمتر ابعاد شالوده افزایش یابد.

## کنترل تنش در اضافه سطح:

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

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

مقدار ۵ تن به علت افزایش ابعاد شالوده می‌باشد.



**تعیین ضخامت a:**

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

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

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

$$a = 30 cm$$

**تعیین ضخامت b:**

برای تعیین ضخامت b باید:

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

ب: آرماتور موجود برای تحمل خمش شالوده کافی باشد.

**الف: کنترل ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده:**

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

$$V_c = 2 v_c b_o d$$

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

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

$$b = 13.02 cm$$

**ب: کنترل آرماتور موجود برای خمش شالوده:**

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

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

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

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

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

$$b = 20\,cm$$

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

**تعیین طول c:**

مقدار c بر اساس کنترل تنش اتکائی بتن بر روی بتن محاسبه می‌گردد:

$$F_P = 0.3 f_c$$

$$F_P = 0.3 \times 250 = 75 \, {kg}/{cm^2}$$

$$F_P = 75 \, {kg}/{cm^2}$$

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

$$A = \frac{P_u}{F_P} = \frac{466.25 \times 10^3}{75} = 6217 cm^2$$

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

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

$$c = 5.3 cm$$

انتخاب می‌شود : $C = 25 cm$

# راهکارهای بهسازی ستون

ستون‌ها اعضایی هستند که تحت نیروی محوری با و یا بدون نیروی برشی و لنگر خمشی قرار دارند.

در قاب خمشی، ستون‌ها علاوه بر انتقال بارهای ثقلی به فونداسیون، باید تلاشهای ناشی از بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند. رعایت اصل ستون قوی- تیر ضعیف از اصول طراحی است و در طراحی همواره سعی بر آن است که تشکیل مفصل خمیری به تیرها و یا بادبندها منتقل گردد تا فلسفه ستون قوی، تیر ضعیف رعایت گردد.

معایب ستون‌ها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای، ستونها در رده اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو قرار می‌گیرند و در اکثر حالات باید برای زلزله تشدید یافته کنترل گردند.

بر اساس نوع ستون (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی ستون‌ها وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

ستون‌های بتنی مطابق آیین‌نامه‌های طراحی باید از حداقل بعد عرضی کافی برخوردار باشند. زمانی که ستون‌های بتنی دارای نسبت طول به عرض زیاد می‌باشند تحت خمش‌های دو محوره دچار خرابی می‌گردند.

مقاومسازی ستون‌های بتنی به منظور افزایش مقاومت محوری، خمشی و برشی و همچنین برای افزایش ظرفیت شکل‌پذیری ستون در نزدیکی محل اتصال به تیر و مقاوم نمودن محل وصله‌های ضعیف نیز صورت می‌پذیرد.

در ستون‌های بتن مسلح خرابی‌های ناشی از زلزله مربوط به شکست‌های ناشی از طول وصلهٔ ناکافی، شکست‌های ناشی از برش، خمش و اندرکنش برش و خمش، شکست ستون کوتاه و گسیختگی‌های ناشی از کمانش میلگردهای طولی می‌باشد.

نمونه‌ای از شکست برشی ستون

**شکست تُرد و برشی ستون های بتنی به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست میباشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضوی ضعیف در قاب سازه ای عمل نماید.**

**مکانیسم خرابی در عملکرد تیر قوی – ستون ضعیف و ستون کوتاه**

از دیگر خرابی های ستون می توان به کمانش آرماتورهای طولی ناشی از عدم دورگیری مناسب و طول ناکافی وصله ها اشاره نمود

از دیگر خرابی های ستون می توان به کمانش آرماتورهای طولی ناشی از عدم دورگیری مناسب و طول ناکافی وصله ها اشاره نمود

خاموت‌هایی که دارای اعوجاج بوده و یا تحت زاویه ۱۳۵ درجه و با طول مناسب خم نمی‌گردند، نمی‌توانند از کمانش میلگردهای طولی جلوگیری کرده و یا دورگیری مناسبی برای بتن ایجاد نمایند. این امر منجر به شکست ستون قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌گردد.

در ستون‌های بتنی به علت لغزش آرماتورهای طولی در محل وصله‌ها، مفصل پلاستیک در این نواحی ایجاد می‌گردد و طی چند سیکل ابتدایی خمش غیر الاستیک، ظرفیت باربری ستون به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.

## روشهای بهسازی ستون های مسلح

در سال‌های اخیر روش‌های مختلفی برای بهبود ظرفیت خمشی، برشی و شکل‌پذیری ستون‌ها توسط افزایش دورگیری جانبی ناحیه مفصل پلاستیک ارائه شده است که عملکرد مناسبی طی زلزله‌های مختلف داشته‌اند. این روش‌ها عبارتنداز:

- روکش بتنی
- روکش فولادی
- روکش FRP

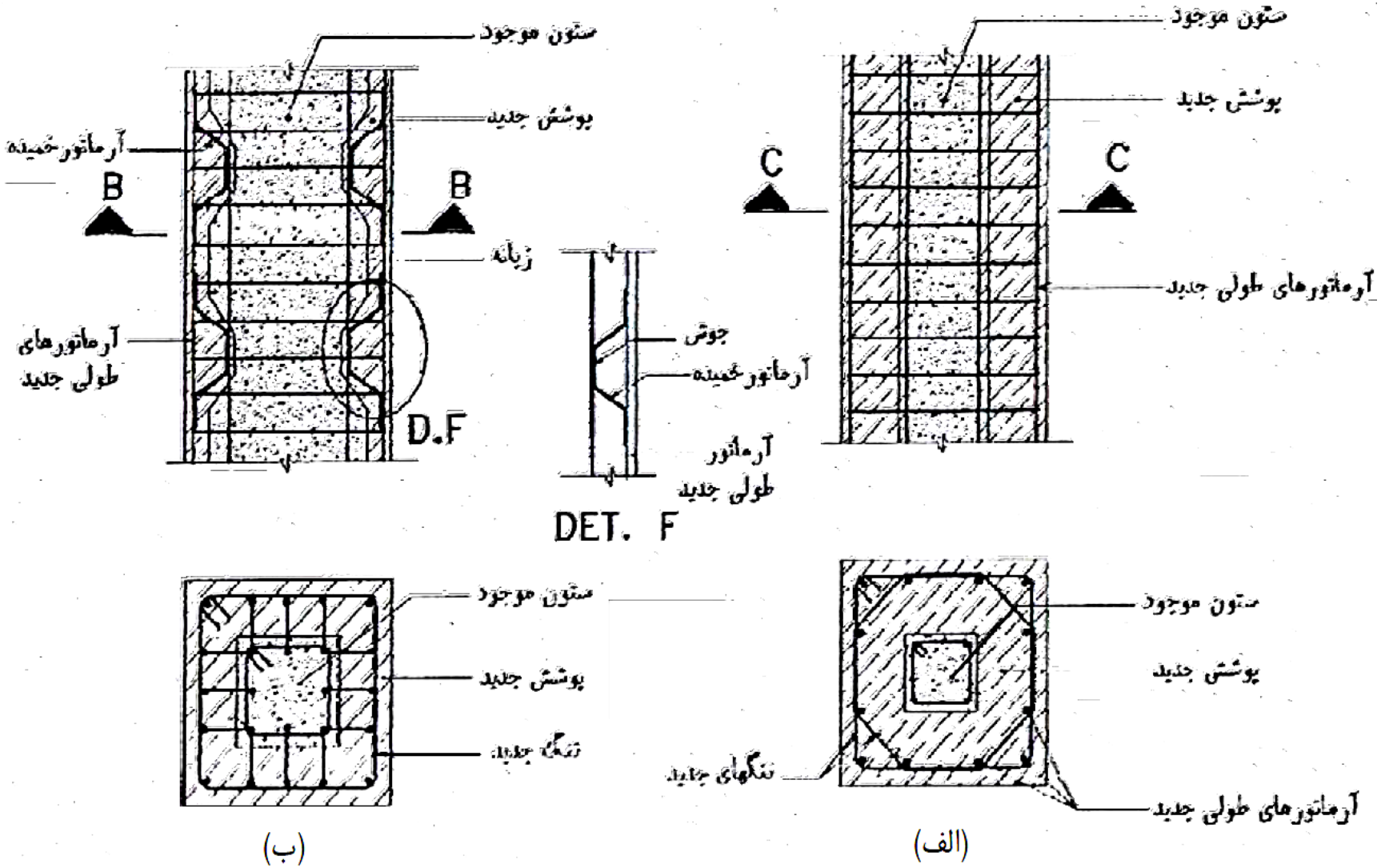
# استفاده از روکش بتنی

روکش بتنی شامل لایه‌ای از بتن، میلگردهای طولی و خاموت‌های بسته می‌باشد. روکش بتنی مقاومت خمشی و برشی ستون را افزایش می‌دهد و افزایش شکل‌پذیری ستون در این حالت کاملاً مشهود است.

روکش بتن‌آرمه در مواردی که میزان شدت آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد، بکار گرفته می‌شود. روکش بتنی بسته به شرایط می تواند دور تا دور ستون و یا در یک وجه آن اجرا شود.

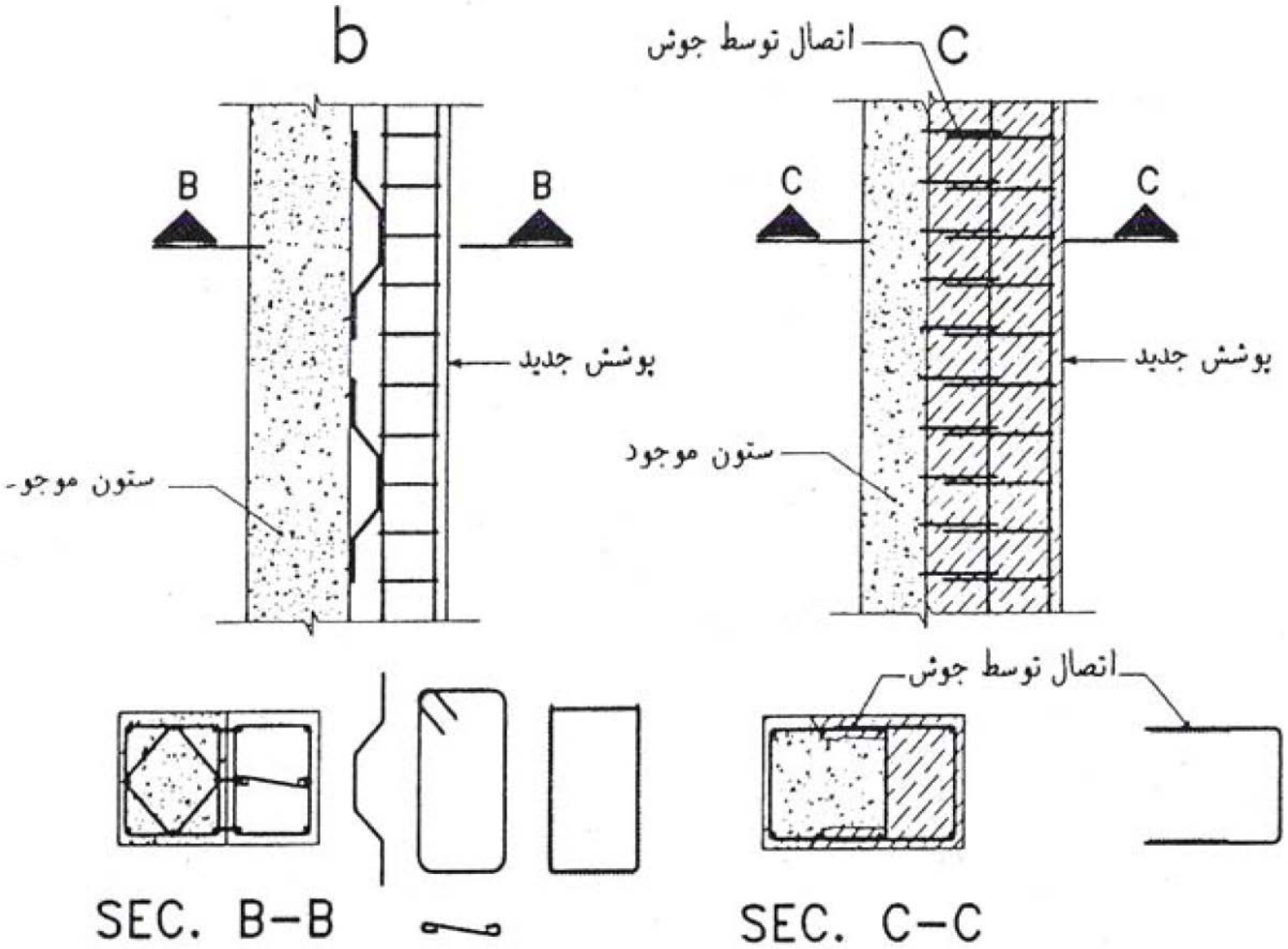
مناسب بودن طرح روکش بتنی به پیوستگی آن با عضو بستگی دارد. اگر ضخامت روکش بتنی کم باشد، افزایش سختی در ستون مقاومسازی شده محسوس نمی‌باشد. روکش بتنی باعث افزایش ابعاد ستون می‌گردد که علاوه بر مسائل معماری، وزن ساختمان را نیز افزایش می‌دهد.

**گاهی عملکرد مرکب بتن قدیم و روکش صرفاً از طریق چسبندگی بین آنها (با توجه به زبر بودن سطح بتن قدیمی ) تأمین می گرددکه می توان برای ایجاد اتصال قویتر بین قفس قدیم وجدید ازآرماتورΩ که به میلگردهای قدیمی وجدیدجوش شده اند، استفاده نمود . البته درشرایطی که ابعاد ستون مقاوم سازی شده بزرگ باشد و دورگیری تمام میلگردهای جدید به صورت حداقل یک در- میان امکان پذیر نباشد، استفاده ازتنگهای متصل کننده بمنظور جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی، ضروری خواهد بود .**




**نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم**

**الف) بدون استفاده از تنگ‌های متصل کننده و ب) با استفاده از تنگ‌های متصل کننده**



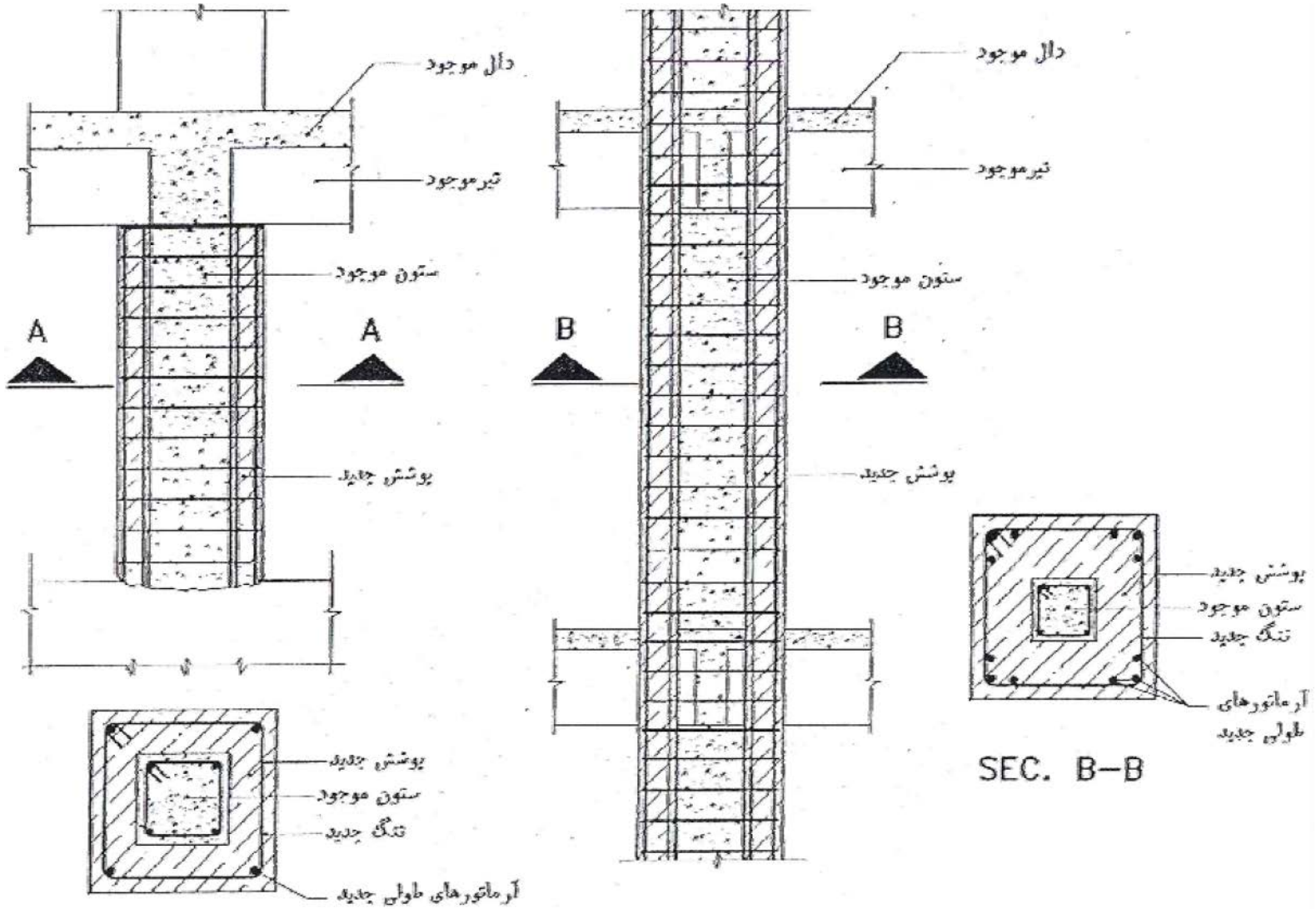

نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم از یک وجه ستون

درصورتی که روکش بتنی تنها در قسمتی از ستون اجرا گردد، باید خاموتهای قدیم نمایان شده و خاموتهای جدید به آنها جوش شوند

اگر بنا به دلایلی افزایش ظرفیت برشی بدون افزایش ظرفیت خمشی مد نظر باشد، پوشش بکار گرفته شده می تواند به سقف و تیرها متصل نباشد و اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون نیز مد نظر است پوشش بکار گرفته شده باید از سقف عبور نماید

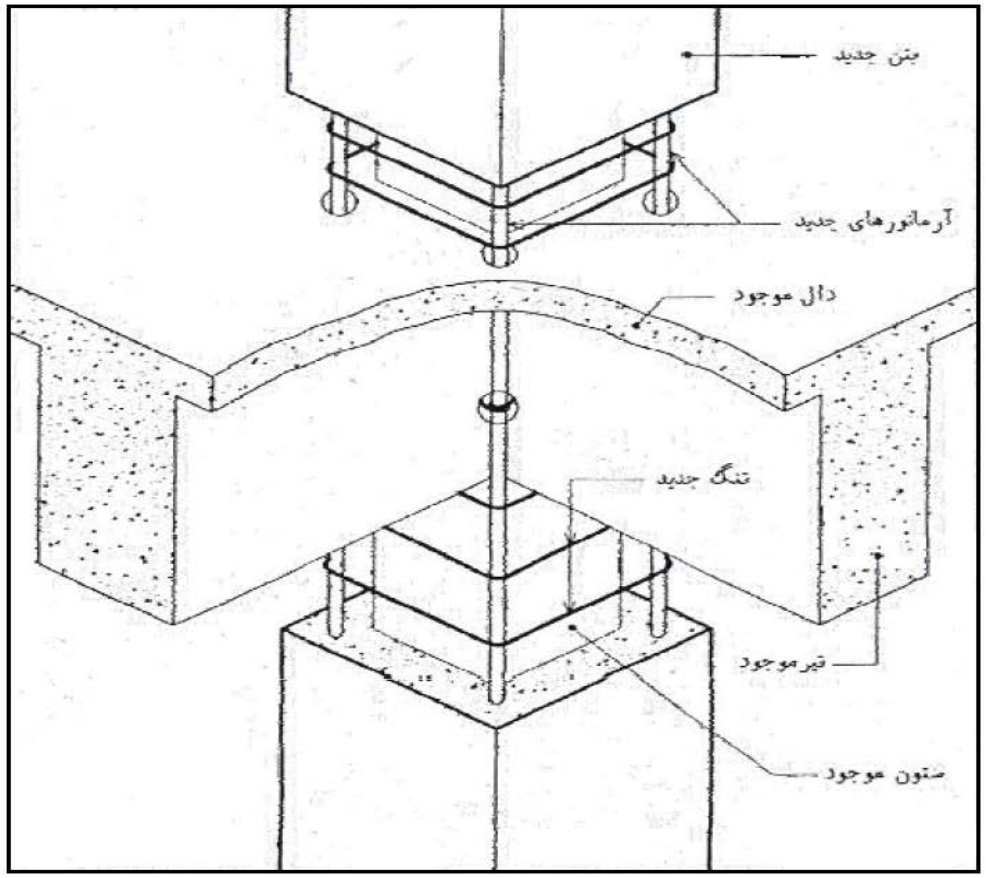
**الف- بهسازی مقاومت خمشی ستون**

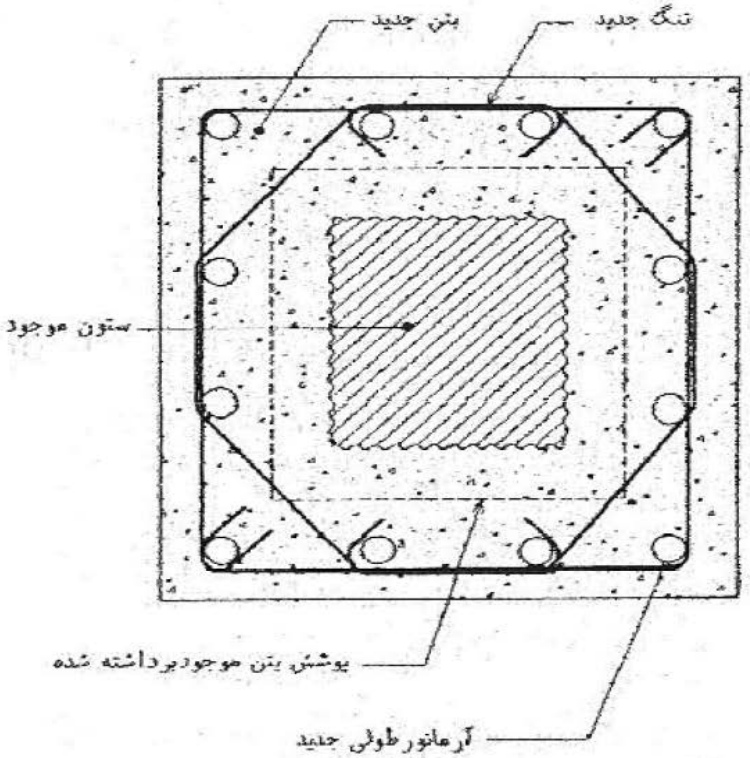
**ب-بهسازی مقاومت برشی ستون**




استفاده از روکش بتنی

**به هنگام استفاده از راهکار بهسازی ستون با روکش بتنی، اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون مد نظر باشد، آرماتورهای اضافه شده طولی باید در فونداسیون مهار شده و به صورت پیوسته از داخل سقف ها نیز عبور نمایند.**

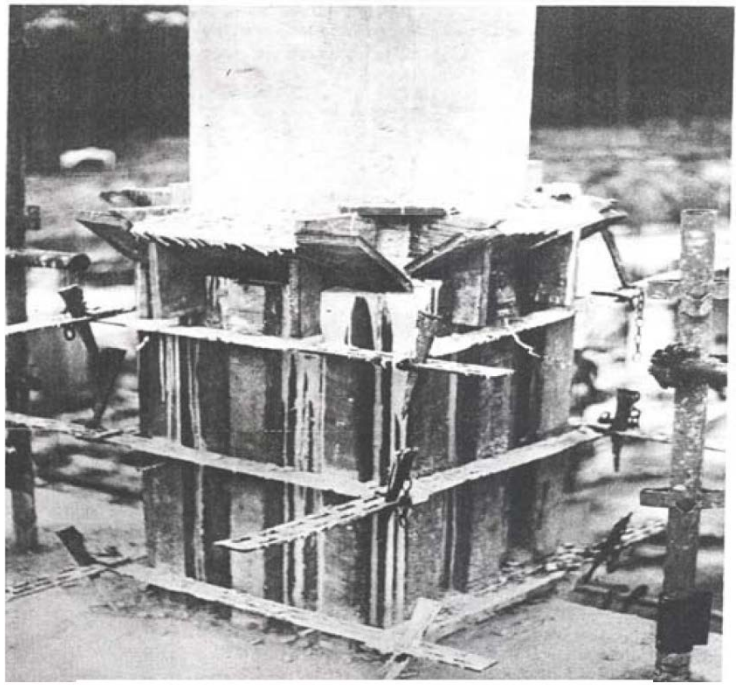


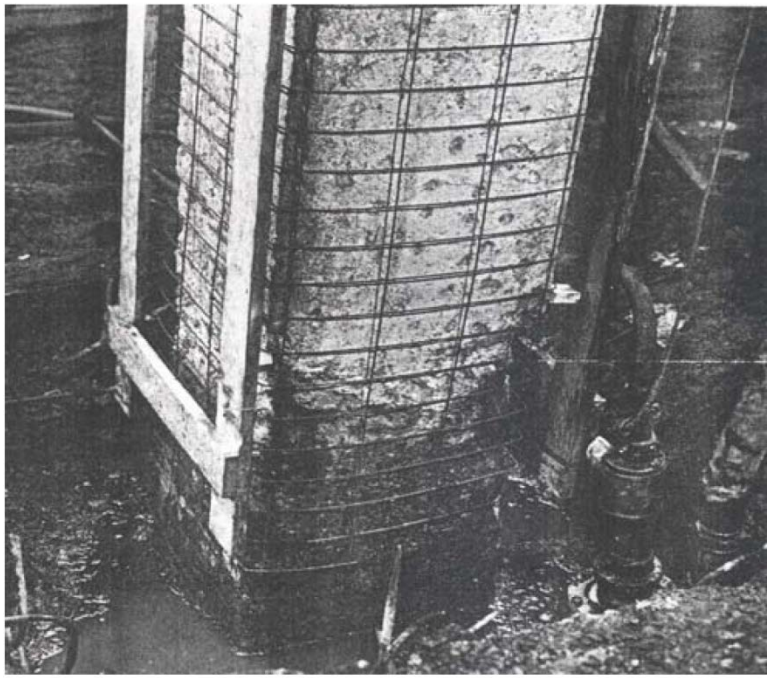

**میلگردهای طولی اضافی معمولاً در چهار گوشه ستون قرار میگیرند و به هنگام عبور از سقف نباید با تیرها برخورد نمایند. افزایش خاموت ها در روکش بتنی منجر به افزایش مقاومت برشی ستون میشود .**

# اجرای روکش بتنی

اجرای روکش بتنی بهتر است با قالب و بتن خود تراکم اجرا گردد ولی اگر روکش بتنی ضخامت کمی داشته باشد، استفاده از روش بتن پاشی بهتر ا ز بتن ریزی می باشد. در این روش پس از بستن آرماتورها به دور ستون ، قالب بندی و بتن ریزی به صورت مرحله ای انجام می شود. ارتفاع قالب در هر مرحله باید طوری باشد که بتن ریزی و تراکم آن امکا ن پذیر باشد . بتن ریزی در قسمت فوقانی زیر سقف مشکل ترین قسمت است.



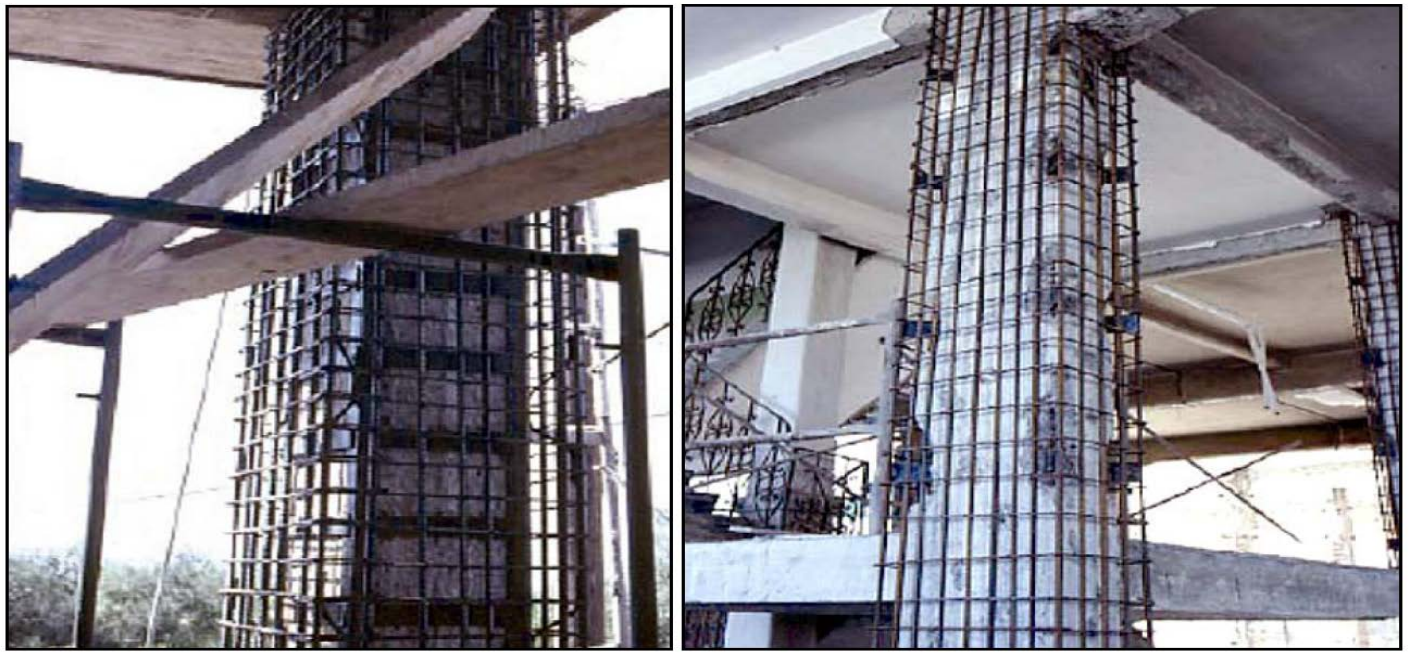
الف- اجرای روکش بتنی با قالب



ب- اجرای روکش بتنی با بتن‌پاشی

برای اطمینان از عمل مرکب بتن قدیم و جدید باید سطح بتن قدیم را با تیشه یا قلم مضرس نمود و یا سطح آنها را با چسب‌های شیمیایی پوشاند. آزمایشات و تجارب گذشته نشان می‌دهد که زبر نمودن سطح بتن برای پیوستگی بتن قدیم و جدید کافی می‌باشد، ولی با کاشت میخچه در فاصله ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلیمتر عمل مرکب بین بتن قدیم و جدید به شکل کاملاً مشهودی افزایش می‌یابد.

**اگر روکش بتنی ستون را محصور نماید ، انقباض بتن جد ید منجر به ایجاد اصطکاک بین بتن قدیم و جدید می گردد و احتیاجی به کاشت بولت نخواهد بود**



استفاده از روکش بتنی جهت بهسازی ستون‌ها

حداقل مشخصات فنی برای روکش‌های بتنی بصورت زیر ارائه شده است. لازم به ذکر است کلیه ضوابط آیین‌نامه بتن ایران برای طرح و اجرای روکش بتنی باید اجرا گردد.

۱- مقاومت مصالح جدید باید برابر و یا بیشتر از مقاومت مصالح موجود باشد. توصیه می‌گردد مقاومت فشاری بتن روکش حداقل ۵ MPa بیشتر از بتن موجود باشد.

۲- برای ستون‌هایی که به آرماتورهای طولی اضافی احتیاج ندارند، استفاده از چهار آرماتور طولی با قطر ۱۶ میلیمتر که با خاموتهایی به قطر ۸ میلیمتر محصور شده‌اند ضروری است.

۳- حداقل ضخامت روکش بتنی ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد.

۴- حداقل قطر خاموتها ۸ میلیمتر و حداکثر آن ۱۴ میلیمتر می‌باشد. زاویه خم انتهای خاموت‌ها ۱۳۵ درجه می‌باشد.

۵- فاصله محور به محور خاموت‌ها نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید، لیکن ترجیحاً فاصله خاموت‌ها نباید از ضخامت روکش بیشتر شود. در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه، فاصله خاموت‌ها نباید از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر شود.

۶- فاصله آرماتورهای متوالی افقی ستون نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف: ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب: ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت‌ها

پ: کوچکترین بعد عضو فشاری

ت: ۲۵۰ میلیمتر

اگر مقاومت بتن روکش از مقاومت بتن موجود بیشتر باشد به هنگام تحلیل مقاومت خمشی ستون مقاومسازی شده، می‌توان مقطع ستون را برابر مقطع افزایش یافته و مصالح آن را همانند مصالح اولیه ستون در نظر گرفت. با فرضی محافظ کارانه، می‌توان ظرفیت خمشی تسلیم و نهایی ستون را ۹۰٪ مقادیر محاسبه شده در نظر گرفت. افزایش ظرفیت برشی را می‌توان بر اساس مقدار خاموت‌های اضافه شده محاسبه نمود. برای محاسبه مقدار دورگیری نیز تنها خاموتهای اضافه شده در نظر گرفته می‌شود.

**مثال روکش بتنی**– ستون قاب خمشی تنها تحت بارهای ثقلی طراحی و ساخته شده است.

$$N_d = 1450\,KN$$
$$N_l = 860\ KN$$

طول آزاد ستون ۲/۶ متر و مقطع آن ۴۵×۴۵ سانتیمتر می‌باشد.

مشخصات مصالح آن نیز به شرح زیر می‌باشد.

$$f_c = 25\,MP_a$$
$$f_j = 400\,MP_a$$

از آنجا که ستون بر اساس آیین نامه های قدیمی تنها برای نیروهای ثقلی طرح شده بود، تصمیم گرفته شد که سازه برای نیروهای جانبی زلزله، تحلیل و تقویت گردد. با توجه به افزایش بار مرده طراحی به هنگام تقویت نتایج تحلیل برای ستون فوق بصورت زیر بدست آمد.

$$N_d = 1700\,KN$$
$$N_l = 860\ KN$$
$$N_E = 250\ KN$$
$$M_E = 220\ KN.m$$

مطلوب است طراحی اولیه ستون و سپس طراحی و تقویت آن در شرایطی که $k = 1.2$ می‌باشد.

آیین نامه مورد استفاده، آیین‌نامه آبا می‌باشد.

## طراحی اولیه ستون:

۱- محاسبه بار ضریب‌دار:

$$N_u = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 1450 + 1.5 \times 860 = 3102.5\,KN$$

۲- کنترل لاغری:

$$K = 1.2, \qquad r = 0.3 \times 450 = 135mm$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 2600}{135} = 23.1$$

تقریباً می‌توان گفت که ستون لاغر نیست.

۳- طراحی آرماتور:

از آنجا که ستون تنها تحت بار محوریست:

$$N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$$

$$3102.5 \times 10^3 = 0.8\left[0.85 \times 0.6 \times 25(450 \times 450 - A_{st}) + 0.85 \times 400 A_{st}\right]$$

$$A_{st} = 3961 mm^2$$

$$USE\ 8\varphi 25\ ,\quad A_s = 8 \times 491 = 3928 mm^2$$

۴- انتخاب قطر و فواصل خاموت‌ها:

$$\text{حداقل قطر آرماتور} = \frac{1}{3} \times 25 = 8.33 \geq 8$$

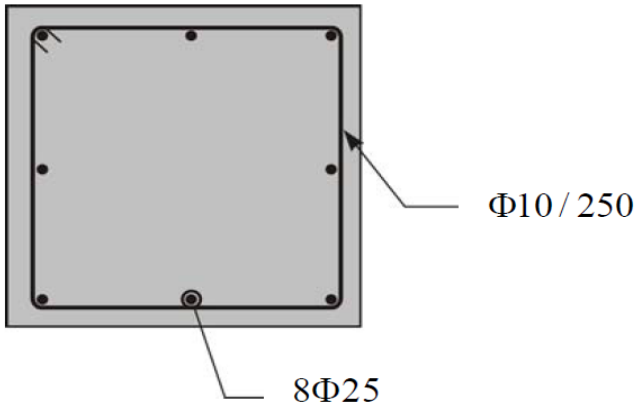
از خاموت نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

حداکثر فاصله خاموت ها: $12 \times 25 = 300\, mm$

$$48 \times 10 = 480 mm$$

$$\text{بعد ستون} = 450 mm$$

$$\text{حداکثر} = 300 mm$$




فاصله خاموت‌ها 250 میلیمتر انتخاب می‌شود. آرایش میلگردها به صورت زیر خواهد بود.

## تقویت ستون برای نیروهای جانبی زلزله:

### استفاده از روکش بتنی

مقاومت روکش بتنی باید حداقل 5MPa بیشتر از بتن موجود باشد.

$$\text{بتن روکش} = f_c = 25 + 5 = 30MPa$$

۱- بار محوری ضریبدار:

$$N_u = D + 1.2L + 1.2E = 1700 + 1.2 \times 860 + 1.2 \times 250 = 3032\,KN$$

$$M_u = 0 + 0 + 1.2 \times 220 = 264\,KN.m$$

مقطع اولیه ستون هنوز جوابگوی نیروی فوق می‌باشد.

$$N_u = 3032 \le N_{r\max} = 3102.5\ KN$$

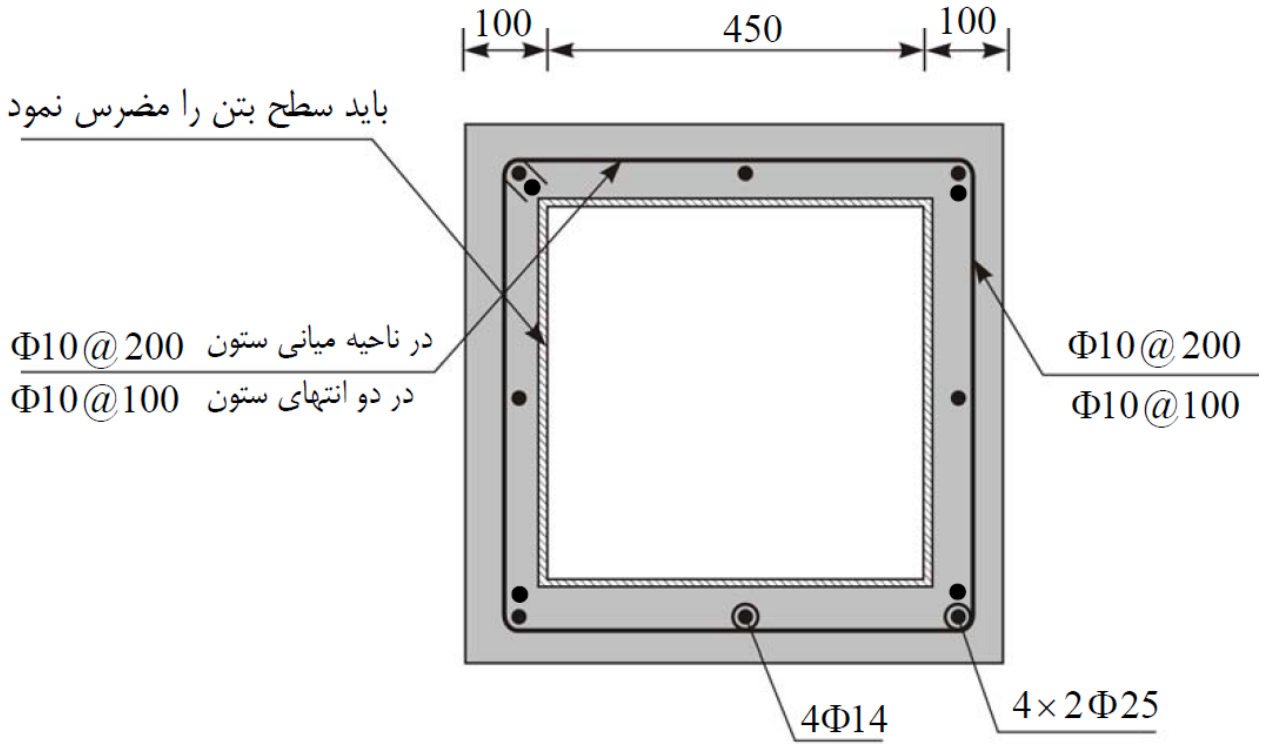
ضخامت روکش بتنی را ۱۰۰ mm در نظر می‌گیریم.

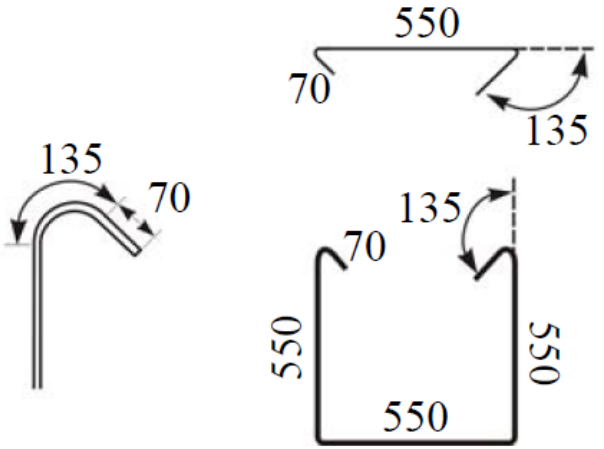
سطح مقطع میلگردها با رابطه اهرم بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{264\times10^6}{0.85\times400\times550} = 1412\,mm^2$$

$$USE\,4\phi25\ ,\ A_s = 4\times491 = 1960mm^2$$

آرایش میلگردها مطابق شکل انتخاب می‌گردد.



**قطر خاموت ها:**

حداقل قطر آرماتور : $\frac{1}{3}\times 25 = 8.33 > 8$

از خاموت نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

**انتخاب فواصل خاموت‌ها:**

حداکثر فاصله خاموتها : $12\times 25 = 300\text{mm}$

$48\times 10 = 480\text{mm}$

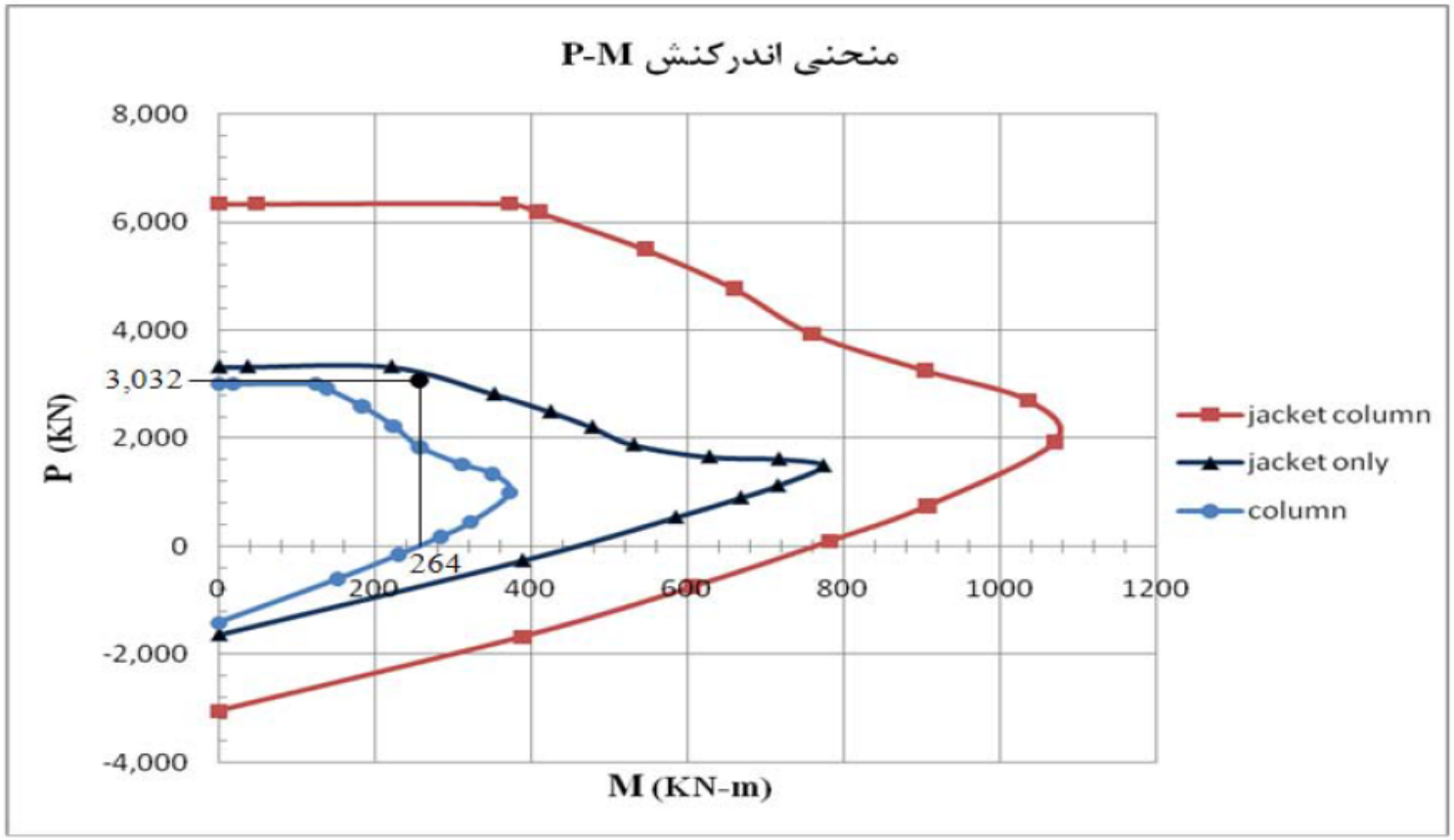
بعد ستون $= 650mm$

مطابق ضوابط راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی $= 200mm$

$S = 200mm$

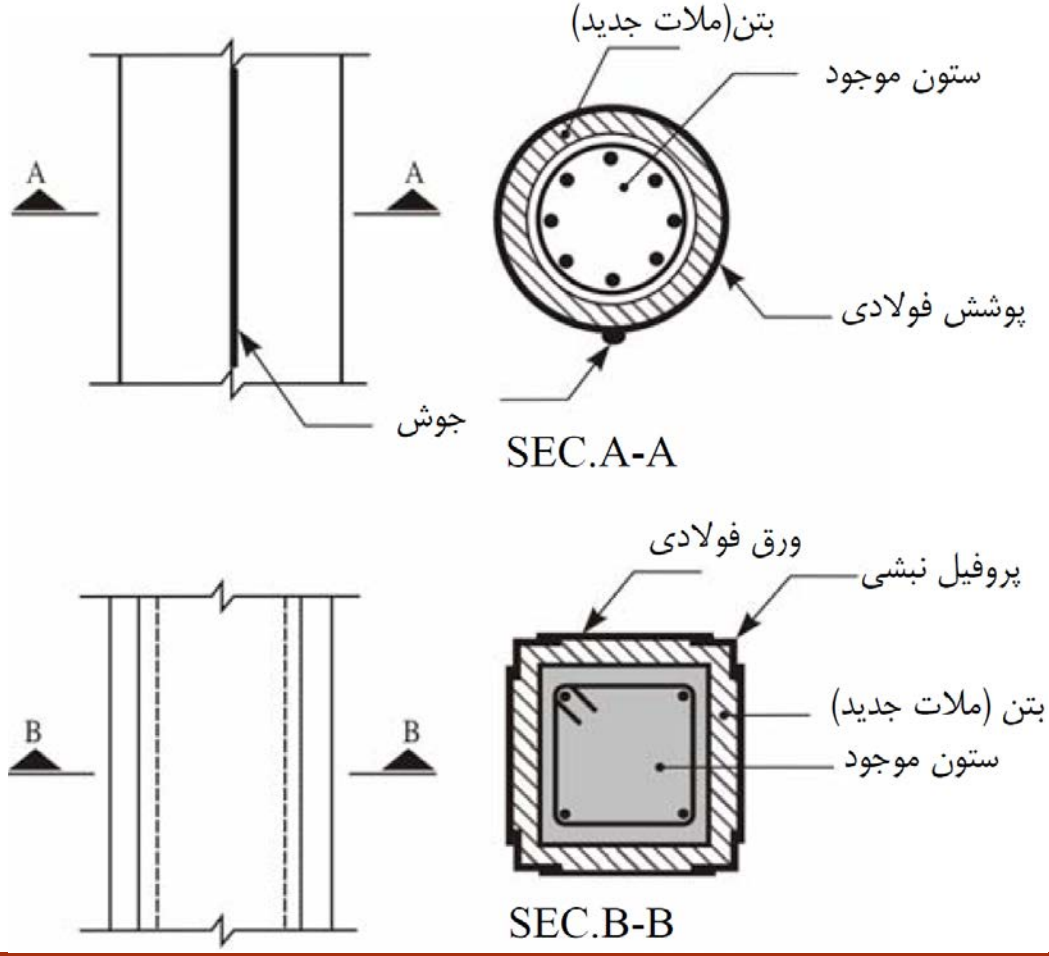
در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه فاصله خاموت‌ها ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

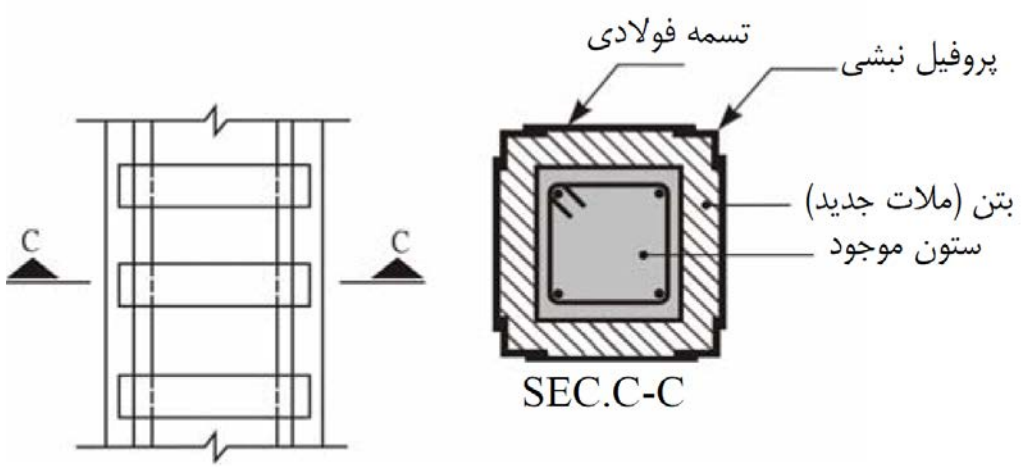
در شکل زیر منحنی اندرکنش P-M ستون قبل از مقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش بتنی و روکش بتنی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که در منحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی پاسخگوی بارهای وارده نیست ولی روکش بتنی تنها پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد. اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش بتنی) را در نظر بگیریم، ستون کاملاً پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



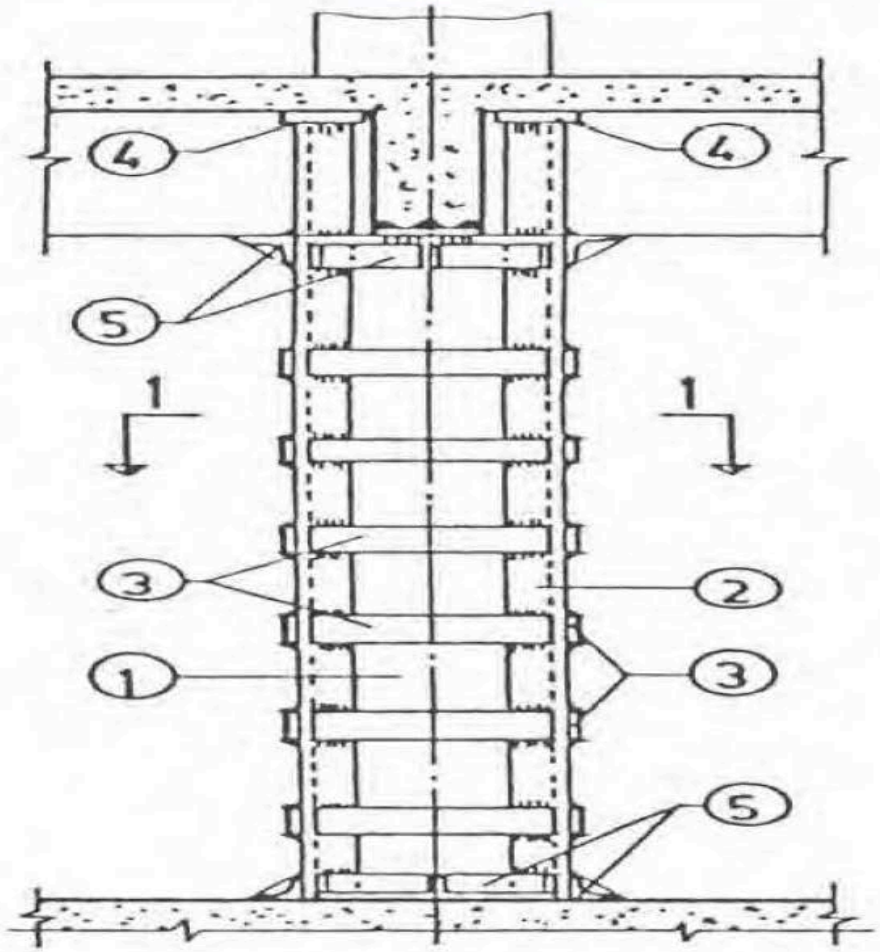
# استفاده از روکش فولادی

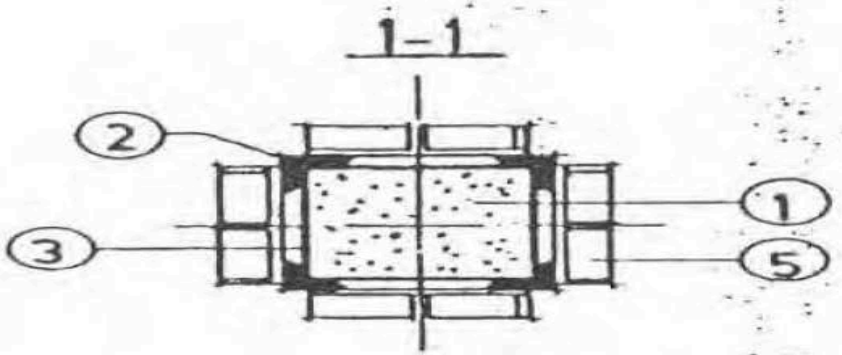
**محصور نمودن ستون های بتنی با پوشش فولادی از دیگر روش های بهسازی لرزه ای ستون های بتنی می باشد. در این روش، افزایش ناچیزی در ابعاد و وزن ستون بوجود می آید. موثر بودن این روش منوط به سختی مناسب روکش در برابر تغییر شکل های جانبی بتن می باشد**




**استفاده از روکش فولادی در بهسازی ستونهای بتنی**

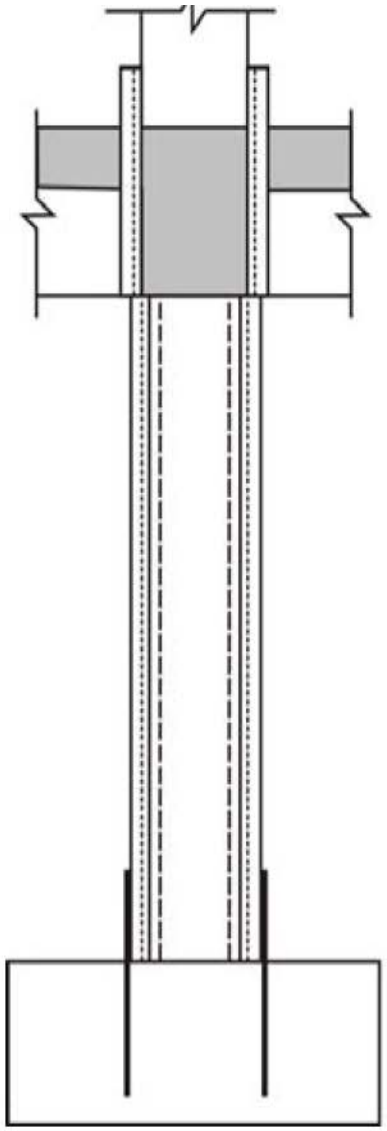


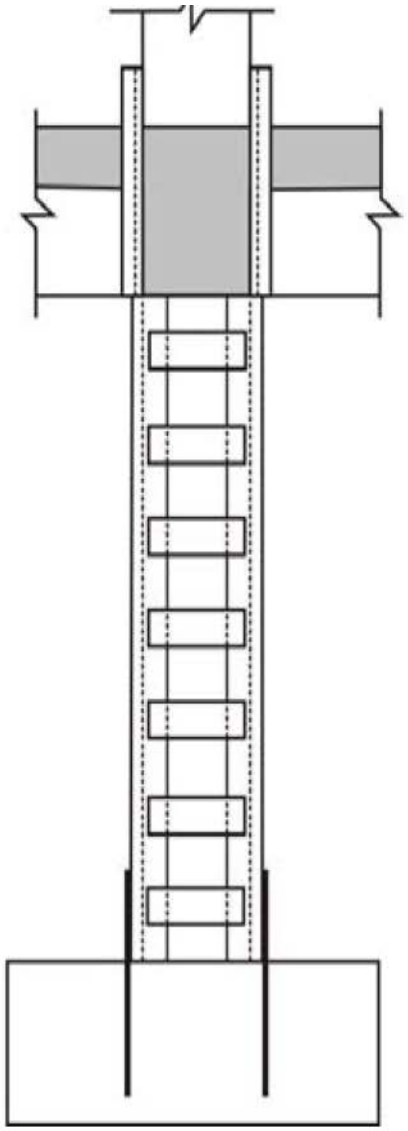

1 – existing column ; 2 – steel angle profile; 3 – steel plate;
4 – supporting plate; 5 – angle profile

ورق های فولادی روکش در تمام طول خود به هم جوش می شوند و فضای اندک بین روکش و ستون توسط ملات منبسط شونده پر میگردد. برای بهبود عملکرد مجموعه می توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده نمود.

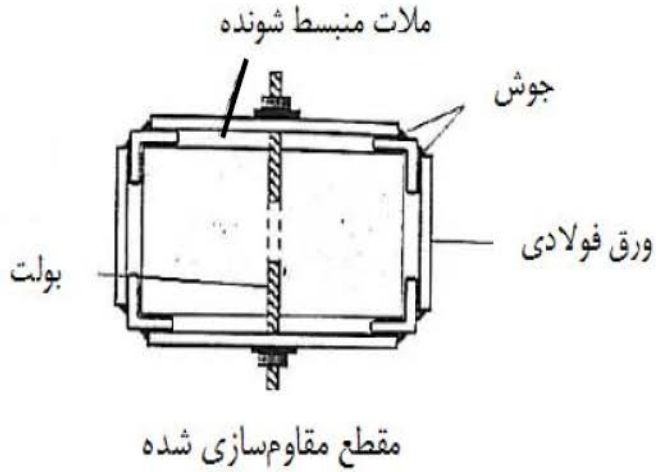
استفاده از روکش فولادی می تواند به عنوان روشی موقت برای بهسازی ستونهائی که پس از زلزله دچار آسیب شد ه اند، بکارگرفته شود.



روکش پیوسته



روکش قفسه‌ای




مقطع مقاوم‌سازی شده

**انواع روکش فولادی جهت افزایش مقاومت برشی ستون**

روکش فولادی مقاومت برشی و تا حدودی دورگیری ستون را افزایش می دهد.

در صورت عدم پیوستگی بین روکش های فولادی ستون در طبقات مختلف، ظرفیت نیروی محوری ستون افزایش نمی یابد.تا زمانی که نتوان ورق های روکش فولادی را به فونداسیون متصل کرد و پیوستگی بین روکش فولادی طبقات مختلف را از میان دال ایجاد نمود، مقاومت خمشی ستون افزایش نمی یابد.

روکش فولادی را می توان با نیمرخ های فولادی و تسمه های اتصال به شکل قفسه اجرا نمو د . این نوع روکش فولادی یکی از متداولترین و کاربردی ترین روشهای اجرایی روکشهای فولادی می باشد.

ستون‌های مستطیلی را می‌توان با استفاده از روکش‌های فولادی مدور تقویت نمود. روکش فولادی دایره‌ای از دو ورق فولادی نیمدایره تشکیل شده که به یکدیگر جوش شده اند. استفاده از روکش‌های فولادی مدور به مراتب دشوارتر از سایر روش‌های روکش‌گذاری می‌باشد ولی تحقیقات نشان می‌دهد که این روش در افزایش مقاومت و تغییرمکان‌های غیرالاستیک ستون‌ها، بسیار موثر می‌باشد. روکش‌هایی که به شکل بیضی کشیده شده هستند، مقاومت برشی و دورگیری بهتری را برای رفتار حول محور قوی فراهم می‌کنند. در حالی که روکشهای دایره‌ای، مقاومت و دورگیری بهتری را حول محور ضعیف ستون ایجاد خواهند کرد. با آنکه روکش فولادی دایره‌ای مانند حلقه مسلح کننده پیوسته می باشد ولی بکارگیری آن برای ستونهای با مقطع مستطیلی توصیه نمی‌شود.

**شکست در ناحیه وصله آرماتورهای طولی از جمله خرابی های متداول در ستون می باشد. استفاده از پوشش های فولادی احتمال شکست وصله آرماتورهای طولی را کاهش داده و سلامت خمشی وصله های پوششی در ستون را افزایش می دهد. در صورتیکه طول وصله ستون کافی باشد مقدار فشار محصورکننده لازم برای تضمین عدم بروز شکست در وصله ستون ها بصورت رابطه زیر می باشد:**

$$f_\ell \geq \frac{A_b f_y}{\left[\frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c)\right] \ell_s}$$

$$f_\ell \geq \frac{A_b f_y}{\left[\frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c)\right] \ell_s}$$

که در آن:

$d_b$: قطر میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر

$A_b$: مساحت میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر مربع

$f_y$: تنش میلگرد طولی وصله شده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع

$D'$: قطر دایره دورپیچ آرماتور طولی بر حسب میلیمتر

$n$: تعداد میلگردهای طولی

$c$: پوشش میلگرد طولی بر حسب میلیمتر

$\ell_s$: طول وصله بر حسب میلیمتر

$f_\ell$: فشار محصورکننده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع می‌باشد.

**ضخامت پوشش های فولادی برای ایجاد فشار محصورکننده مورد نیاز از رابطه زیر محاسبه می شود:**

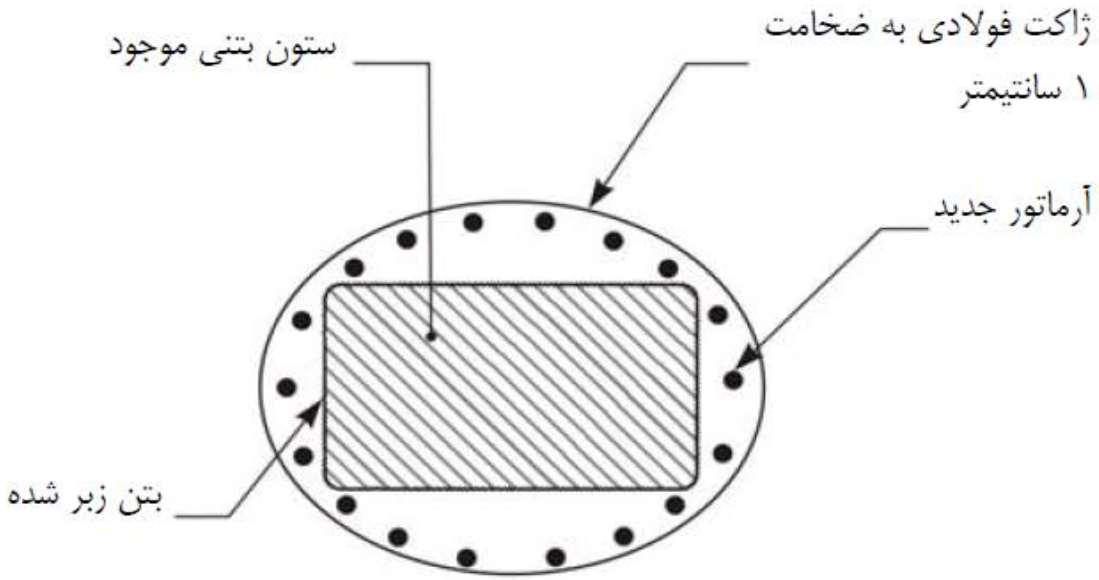
$$t > \frac{f_\ell D}{400}$$

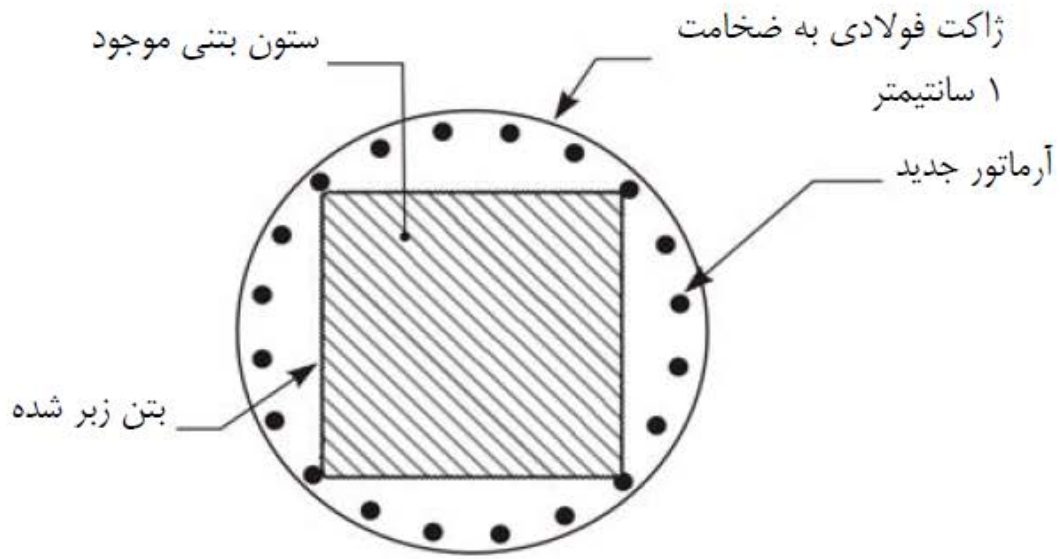
که در آن:

$t$: ضخامت پوشش فولادی برحسب میلیمتر

$D$: قطر ستون برحسب میلیمتر

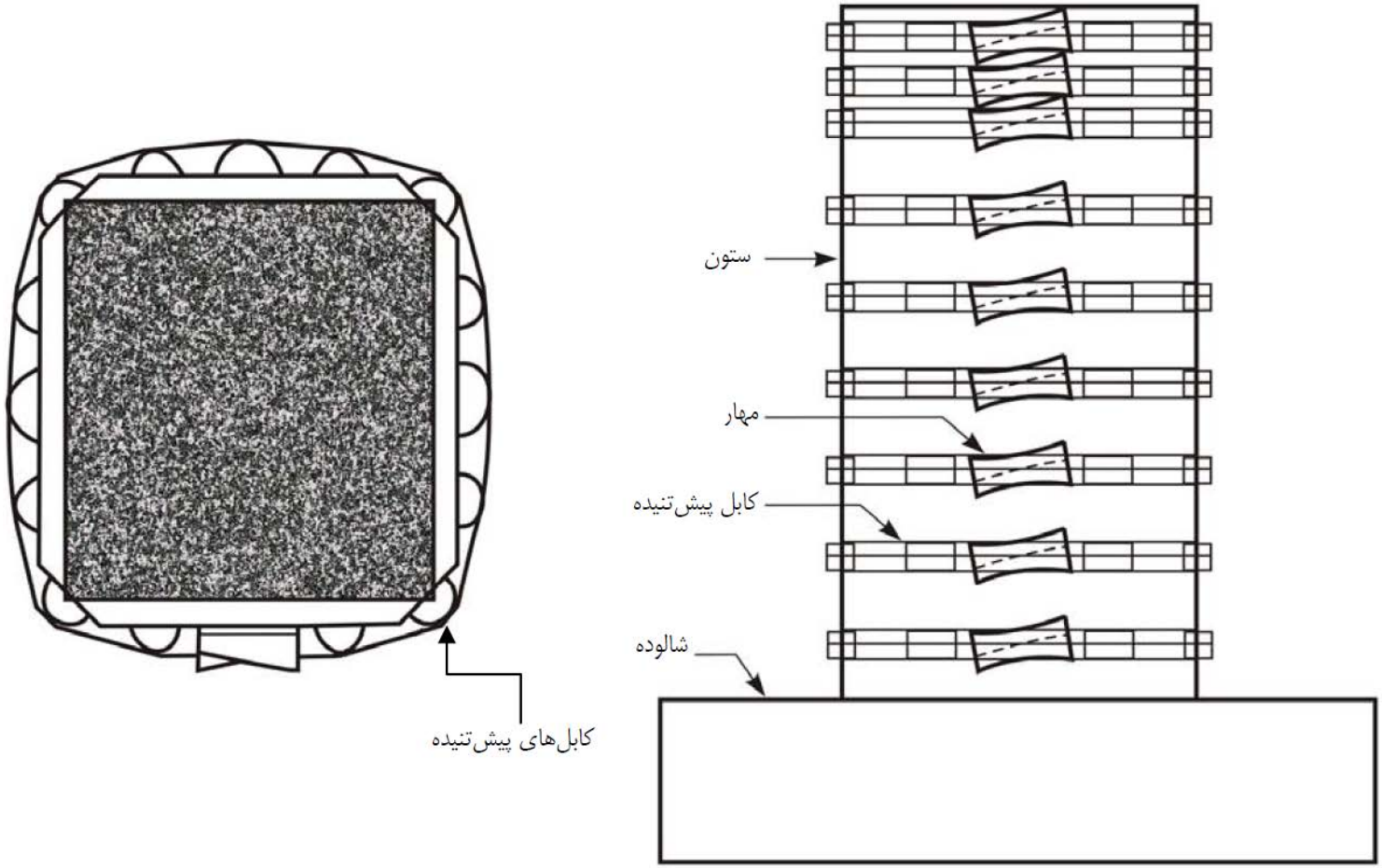
$f_\ell$: فشار محدودکننده برحسب نیوتن بر میلیمترمربع می‌باشد.



**استفاده از روکش فولادی مدور در بهسازی ستون‌های مستطیلی**

در موارد خاص می‌توان از سیستم‌های پیش‌تنیدگی عرضی استفاده نمود. در این روش جهت محصور کردن و فشردن روکش فولادی به ستون با استفاده از سیستم‌های پیش تنیدگی، نیروی فشاری به مجموعه اعمال می‌شود. لازم بذکر است این روش نسبت به سایر روش‌های بهسازی ستون، کمتر متداول می‌باشد.



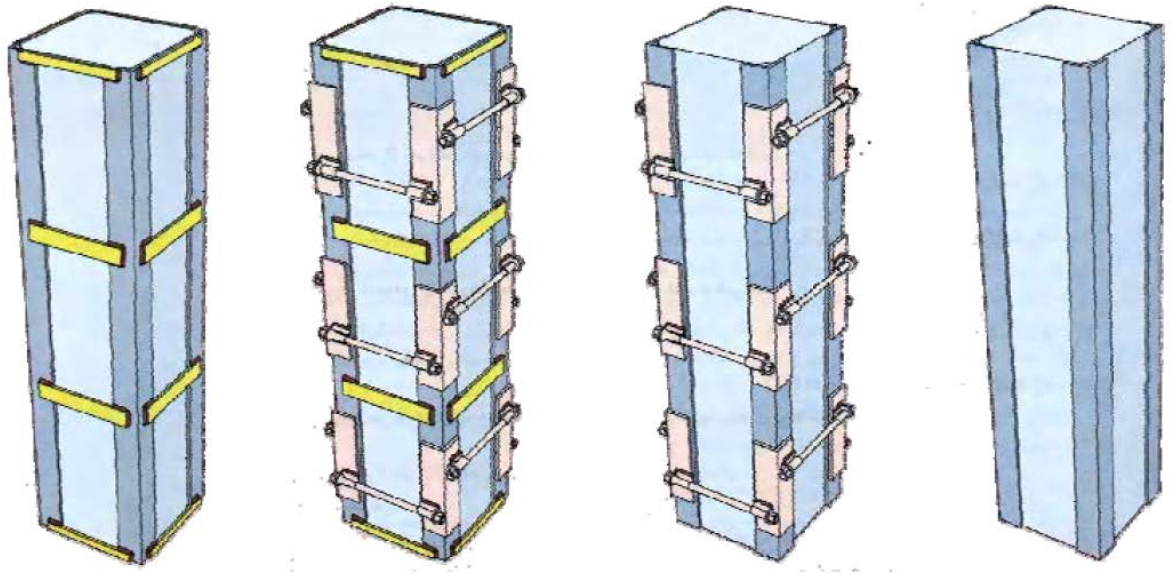
با انجام تدابیری خاص می‌توان در روکش قفسه‌ای، پیش فشردگی اولیه ای ایجاد نمود و بدین ترتیب ظرفیت باربری نهـایی ستون را افزایش داد. در این روش برای پیش فشرده کردنِ نبشی‌ها، از گیره‌های موقتی استفاده می‌شود و مراحل کار آن بـه ترتیـب زیر می‌باشد:

۱- قرار دادن نبشی‌ها در گوشه ستون

۲- قرار دادن گیره‌هایی به فواصل مناسب روی نبشی‌ها و اعمال نیروی فشاری

۳- جوش دادن تسمه های اتصال روی نبشی‌های گوشه ستون در فواصل تعیین شده

۴- باز کردن گیره‌ها.



مرحله (۱) مرحله (۲) مرحله (۳) مرحله (۴)

## مثال: ستون مثال قبل را با روکش فولادي مقاومسازي نماييد.

**مطابق مثال قبل حمل نیروی محوری توسط ستون نبشی و حمل لنگر ناشی از بار زلزله به روکش واگذار می شود. برای روکش از گزینه روکش قفسه ای استفاده شود.**

با استفاده از رابطه اهرم، سطح مقطع بدست می‌آید:

$$f_y = 240\,MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s f_y d} = \frac{264\times10^6}{0.85\times240\times450} = 2875.8\,mm^2$$

مساحت هر نبشی باید $0.5\times2875.8 = 1437.9\,mm^2$ باشد.

**مشخصات مقطع فولادی:**

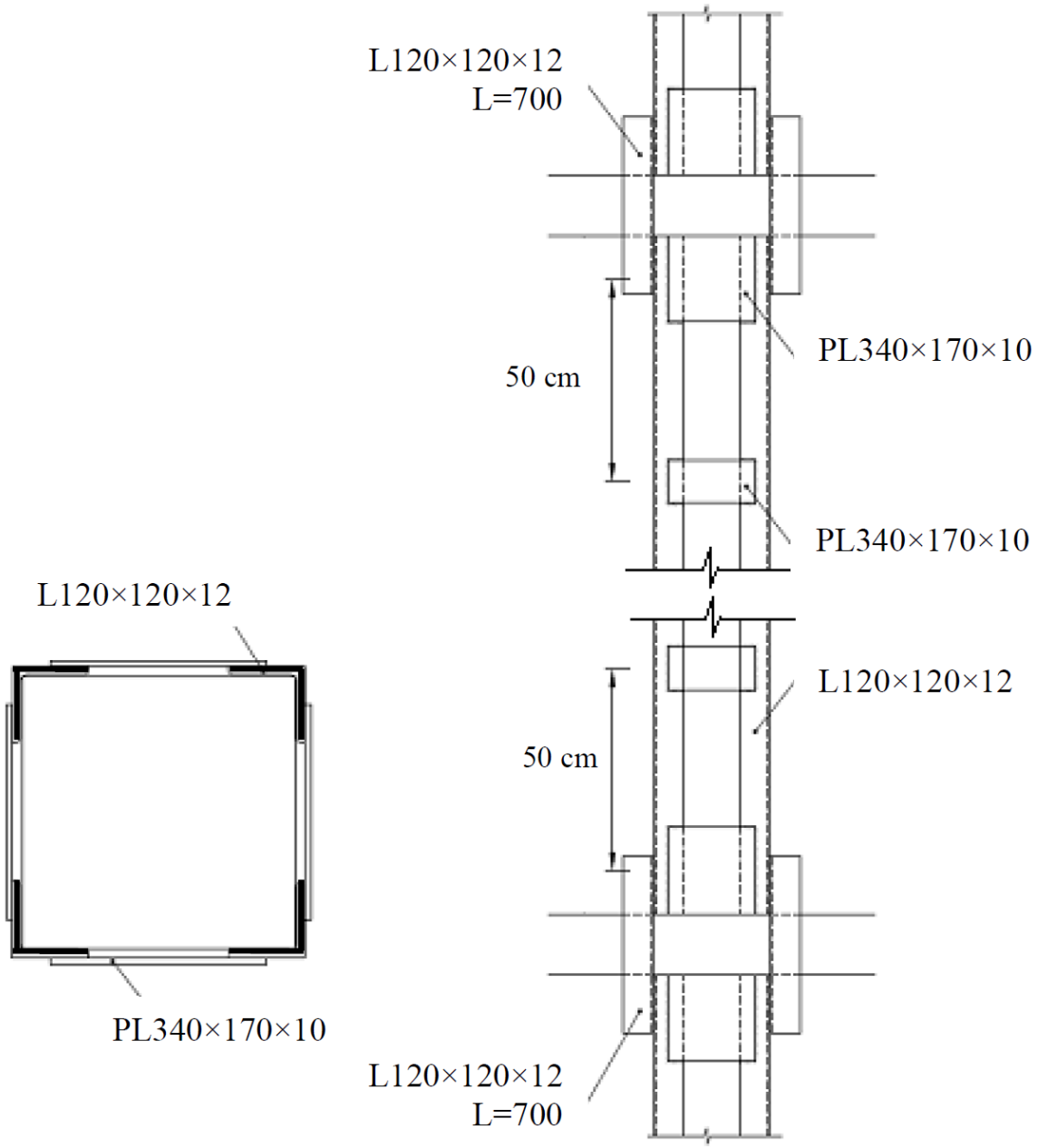
$$A_{steel} = 4\times A_{L120\times120\times12} = 4\times27.5 = 110\,cm^2$$

$$I_{steel} = 4\times I_{L120\times120\times12} = 4\times(368+27.5\times(\frac{45}{2}-(3.4-1.2))^2)$$

$$I_{steel} = 46.802\,cm^4$$

$$S_{steel} = \frac{I}{c} = \frac{46802}{\frac{45}{2}+1.2} = 1975\,cm^3$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{46802}{110}} = 20.63\,cm$$


L120×120×12
L=700
PL340×170×10
50 cm
PL340×170×10
L120×120×12
L120×120×12
50 cm
L120×120×12
L=700
PL340×170×10

## طراحی بست های موازی:

فاصله بست ها از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری تک نیمرخ عضو فشاری کمتر از 40 باشد.

$$r_1 = 36.5\,mm$$

$$\frac{L_1}{r_1} \le 40 \Rightarrow L_1 \le 1460\,mm$$

از آنجا که بست‌های میانی باید به تعدادی باشند که طول عضو فشاری را حداقل به سه قسمت تقسیم نمایند در نتیجه فاصله بست‌ها ۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

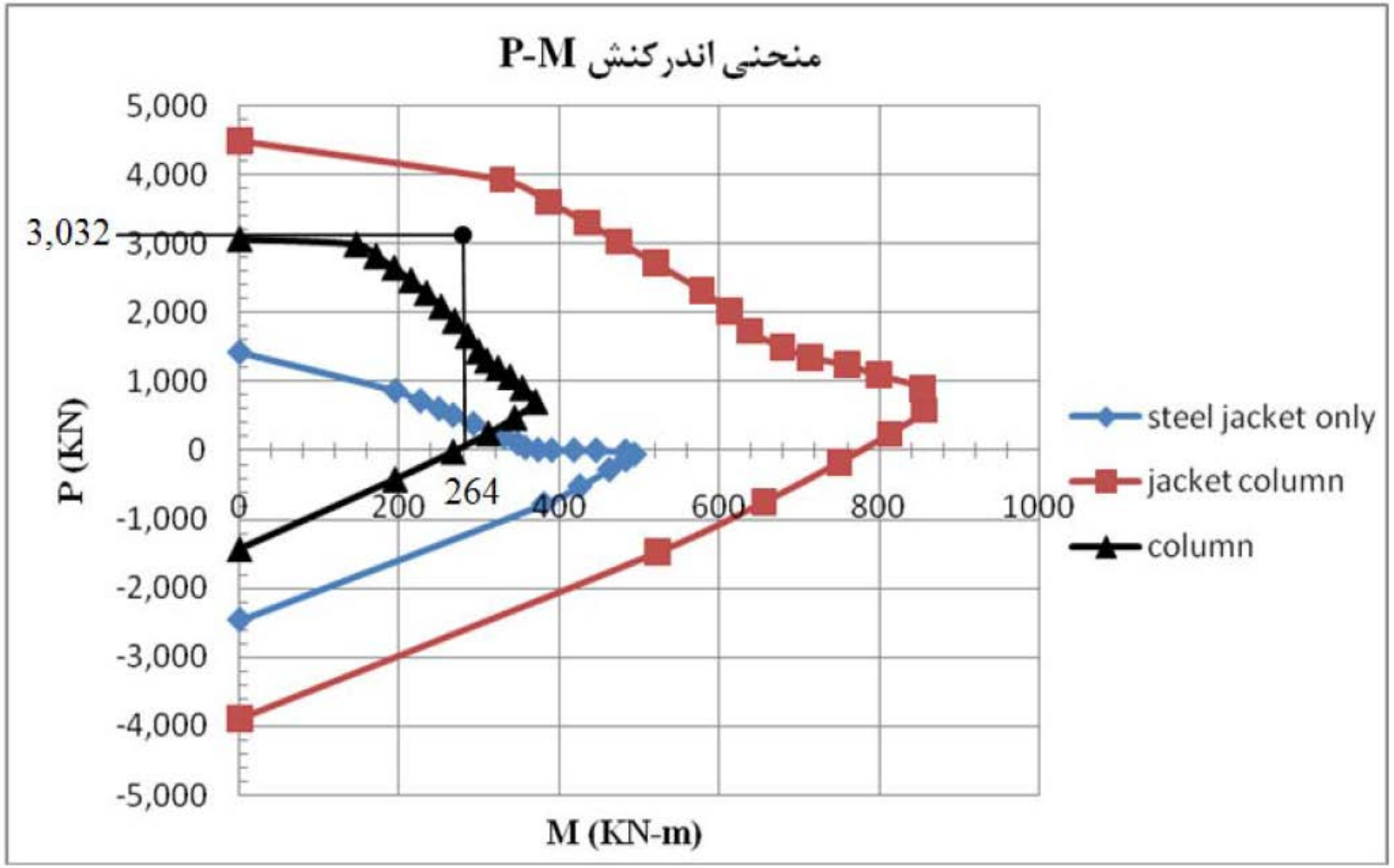
با توجه به هندسه ستون طول ورق ۳۴ و عرض آن ۱۷ سانتیمتر درنظرگرفته می‌شود.

ضخامت ورق های بست برابر $1\,cm$ در نظر گرفته می‌شود. $\Rightarrow$ ضخامت بست فولادی $= \frac{34}{40} = 0.85$

کنترل بست‌های افقی مطابق ضوابط آیین‌نامه مبحث دهم برعهده خواننده می‌باشد.

مطابق محاسبات فوق روکش فولادی ستون به تنهایی پاسخگوی نیروی محوری وارد بر آن نیست، ولی پاسخگوی خمش وارد بر ستون می‌باشد. طبق فرض مسأله نیروی محوری را باید ستون بتنی تحمل نماید و لنگر خمشی را روکش فولادی و با توجه به این فرضیات ستون تقویت شده پاسخگوی نیروهای وارده می‌باشد.

درشکل زیرمنحنی اندرکنش P-M ستون، قبل ازمقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش فولادی و روکش فولادی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که درمنحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی و روکش فولادی به تنهایی پاسخگوی بارهای‌وارده نمی‌باشند ولی اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش فولادی) را در نظر بگیریم، ستون پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.

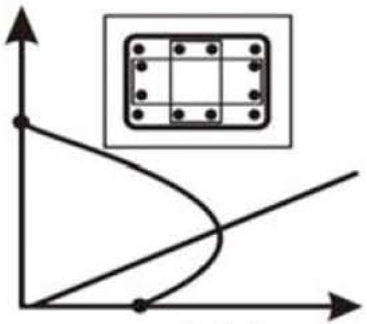


# استفاده از الیاف مسلح پلاستیکی FRP

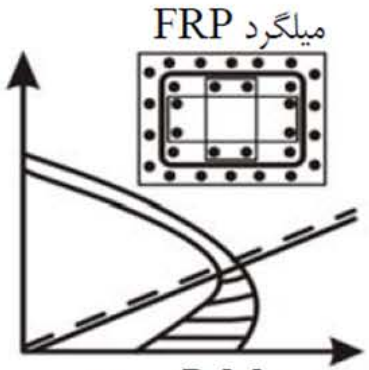
مقاومسازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتا جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم آنها اشاره نمود. در ستونهای بتنی استفاده از FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی‌ستون، مُدگسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل‌پذیری را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.

دورپیچی اعضای فشاری با الیاف FRP، باعث افزایش مقاومت فشاری آنها می‌گردد. این امر همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود.

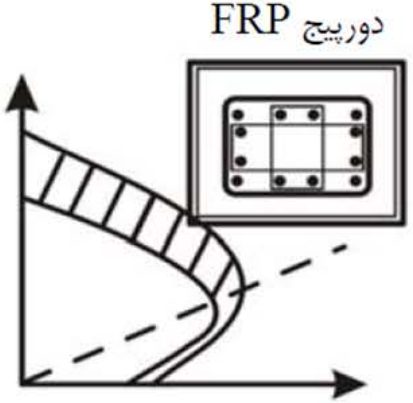
# منحنی اندرکنش ستون با مصالح FRP



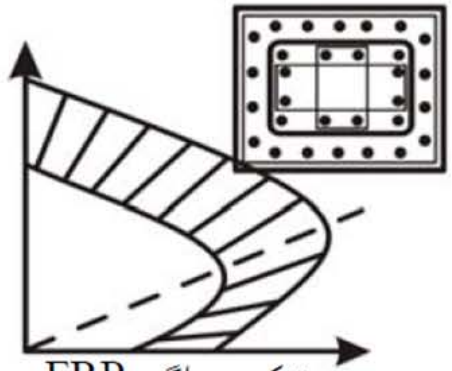
دیاگرام P-M قبل از تقویت



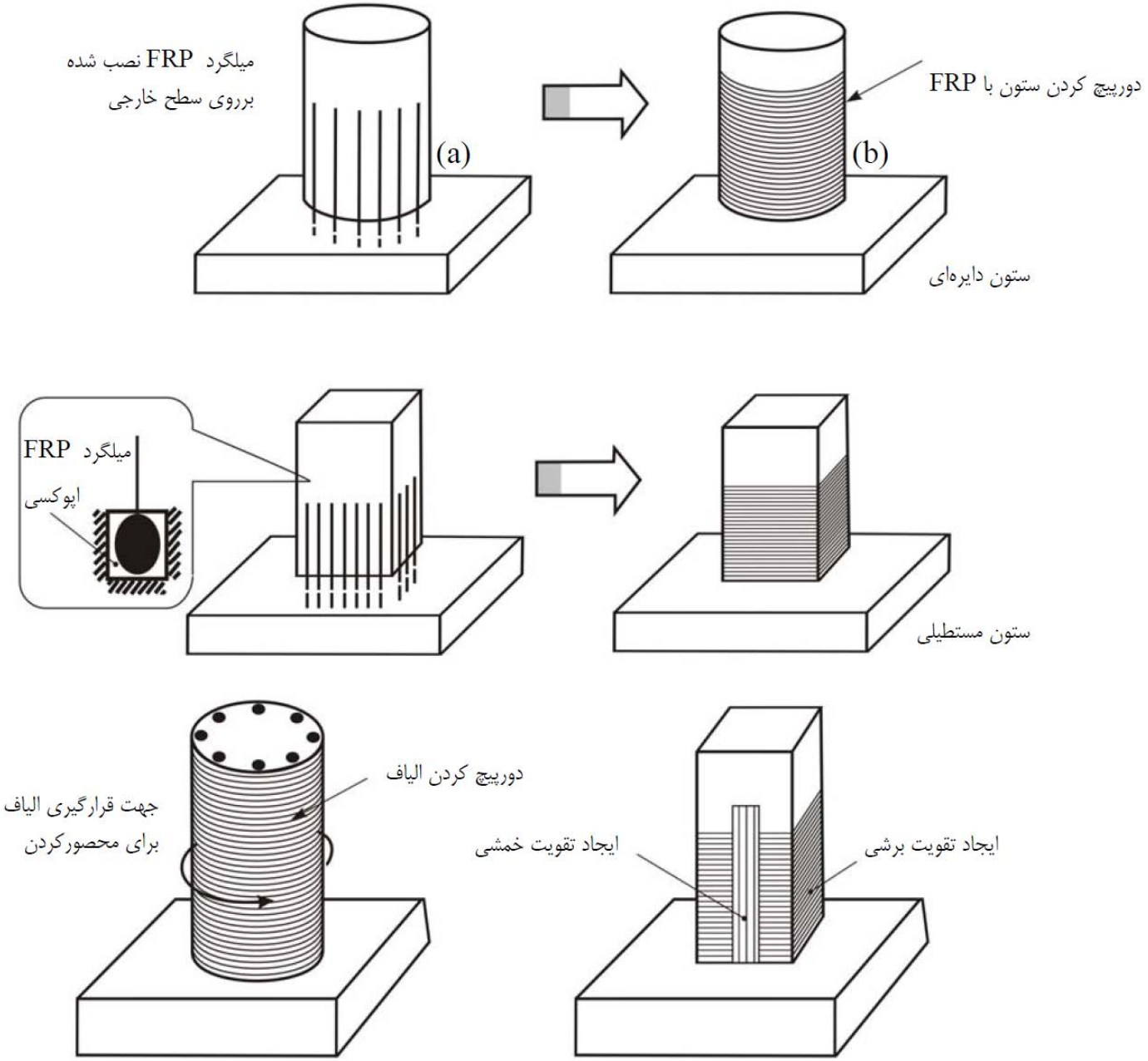
دیاگرام P-M بعد از نصب میلگرد FRP



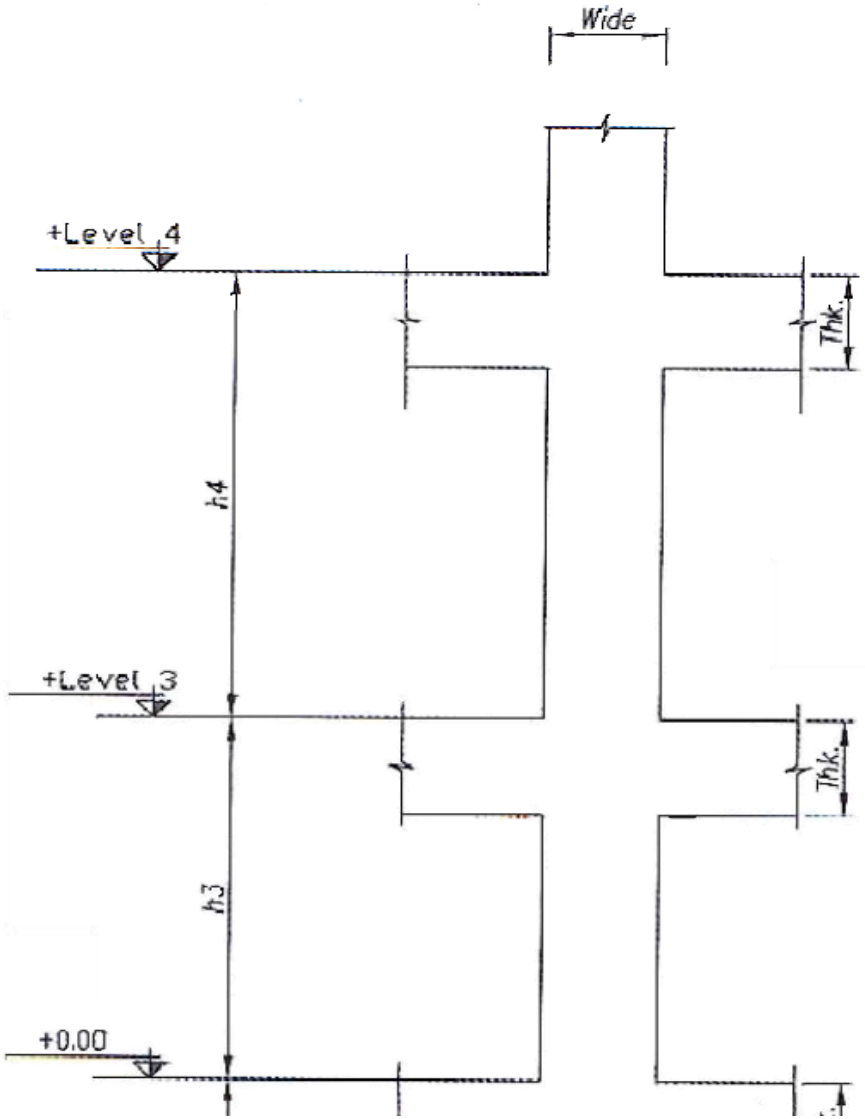
بعد از نصب دورپیچ کامپوزیتی

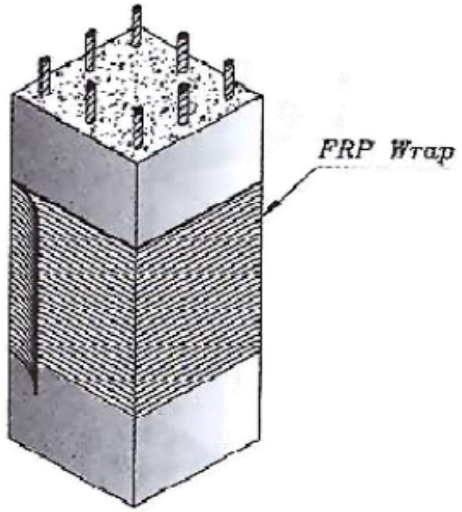


ترکیب میلگرد FRP و دورپیچ کامپوزیتی

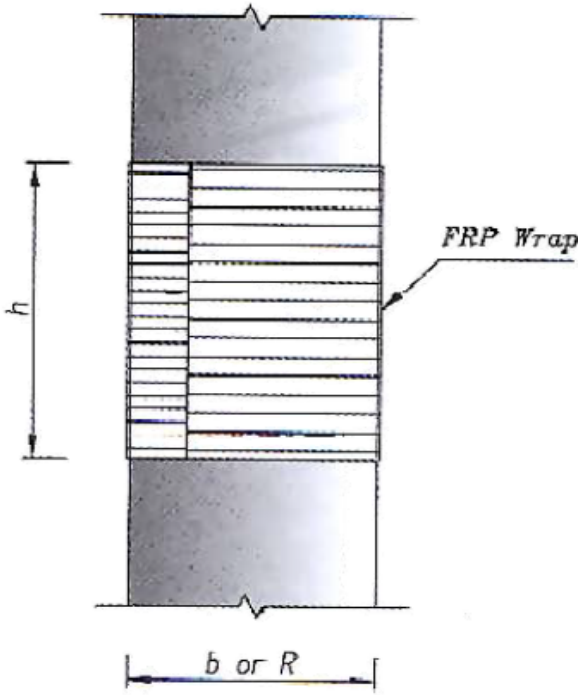

میلگرد FRP نصب شده
برروی سطح خارجی
(a)
(b)
دورپیچ کردن ستون با FRP
ستون دایره‌ای
FRP میلگرد
اپوکسی
ستون مستطیلی
جهت قرارگیری الیاف
برای محصورکردن
دورپیچ کردن الیاف
ایجاد تقویت خمشی
ایجاد تقویت برشی

# جزئیات تیپ بهسازی ستون‌های بتنی با مصالح FRP



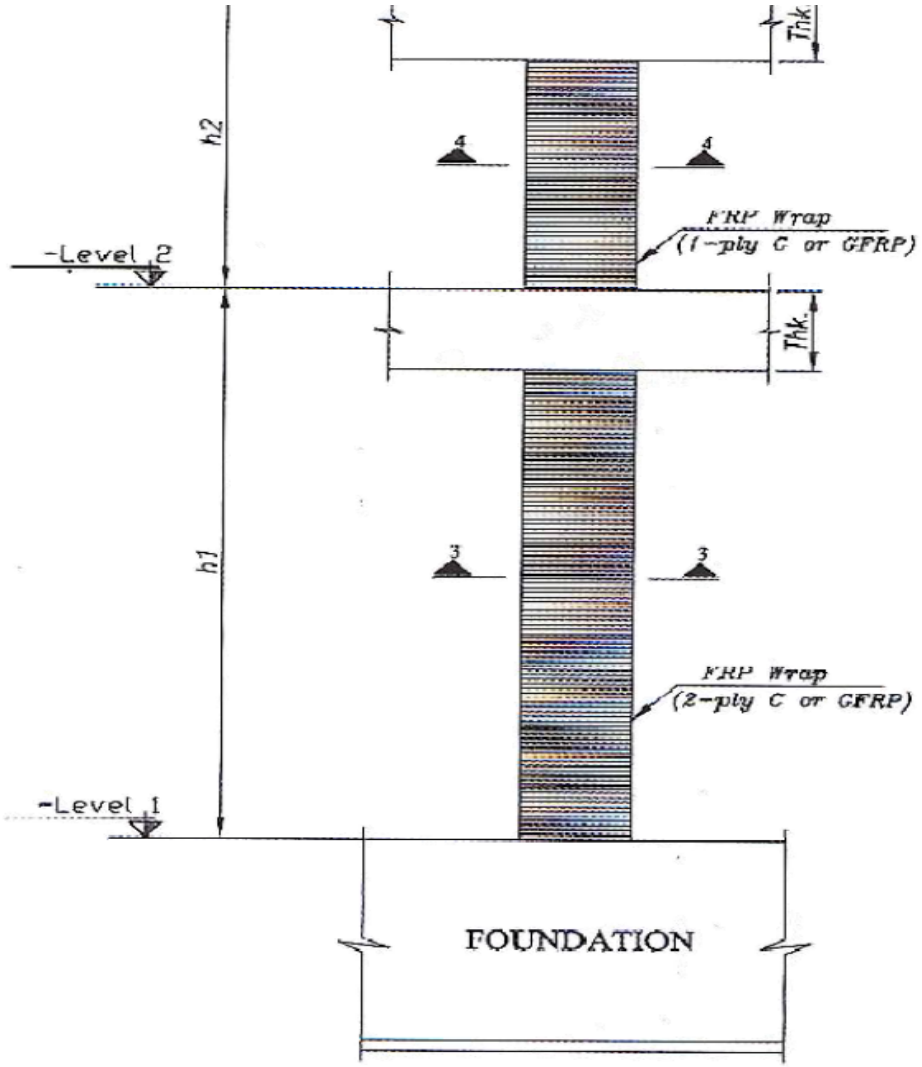




مقطع مستطیلی

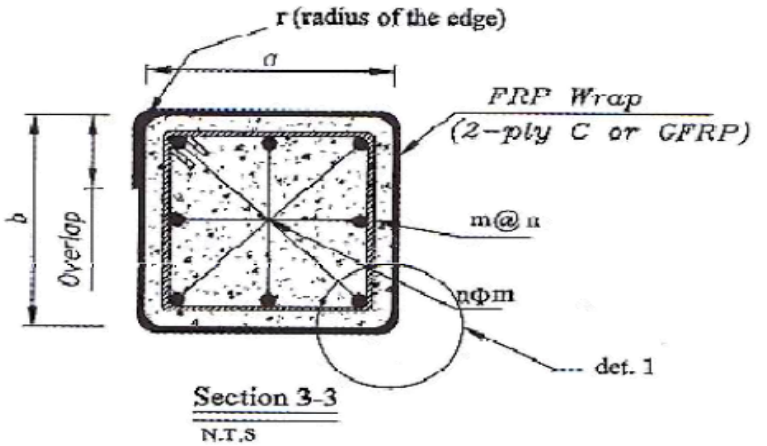



مقطع عمومی

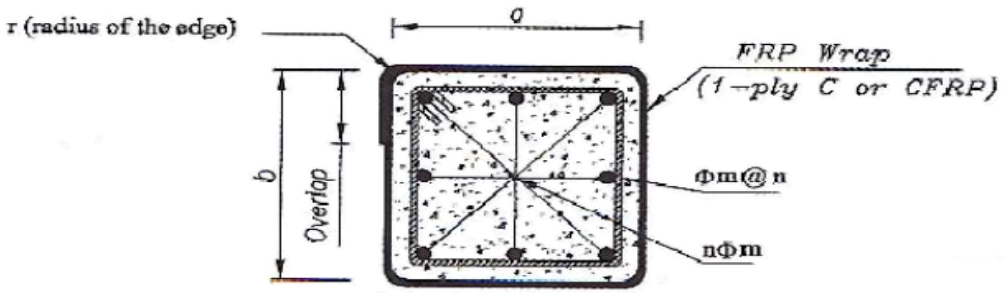
# جزئیات تیپ بهسازی ستون‌های بتنی با مصالح FRP



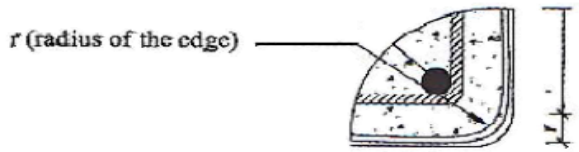

COLUMN (C1)
N.T.S




Section 3-3
N.T.S




Section 4-4
N.T.S




det. 1
N.T.S

برای محصور کردن عضو بتنی، لازم است راستای الیاف تا حد امکان عمود بر محور طولی عضو باشد. در این وضعیت، الیاف حلقوی مشابه تنگ‌های بسته یا خاموت‌های مارپیچی فولادی عمل می‌کنند. در محاسبه مقاومت فشاری محوری عضو باید از سهم الیاف موازی با راستای طولی آن صرفنظر گردد.

هنگامی که ستون یا عضو فشاری تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مسئله ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون اهمیت می‌یابد. در این ارتباط مقاومسازی یا بهسازی آن عضو با افزایش شکل‌پذیری انجام می‌گیرد، از معایب این روش هزینه بالای آن، رفتار ترد شکن و مقاومت کم آن در برابر آتش‌سوزی می‌باشد.

در ادامه ضوابط طراحی ستون‌های بتنی بهسازی شده با الیاف مسطح پلاستیکی FRP آمده است که در این بخش برای یکسان‌سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، نیوتن و میلیمتر می‌باشد.

## مقاوم‌سازی ستون‌های گرد کوتاه تحت فشار خالص

ضروری است قبل از تقویت با FRP، از اینکه ستون برای مقدار جدید نیروی فشاری $N_u$، به صورت کوتاه باقی می‌ماند، اطمینان حاصل نمود. در غیر این صورت، روابط ارائه شده در این بخش قابل استفاده نبوده و باید اثر متقابل خمش و نیروی محوری مد نظر قرار گیرد.

### الف- محصور شدگی

محصورشدگی از طریق اتصال ورقه‌های FRP که راستای الیاف آنها عمود بر محور ستون می‌باشد، فراهم می‌گردد. مقاومت فشاری بتن محصور شده، $f_{cc}$، از رابطه زیر بدست می آید.

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pc}\omega_w)$$

که در آن:

$f_{cc}$: مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

$f_c$: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\omega_w$: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

$\alpha_{pc}$: ضریب عملکرد برای ستون گرد که به سختی و کرنش نهایی FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار $\alpha_{pc}=1$ در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون، نسبت حجمی مقاومت مصالح FRP به مقاومت بتن براساس رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$\omega_w = \frac{2 f_{lfrp}}{\phi_c f_c}$$

که در آن:

$f_{lfrp}$ : فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

$f_c$ : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\omega_w$ : نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

$\phi_c$ : ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶) می‌باشد.

فشار محصورشدگی نهایی به سبب مقاوم سازی مقطع گرد با مصالح FRP، $f_{lfrp}$، براساس رابطه زیر بدست می آید.

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g}$$

که در آن:

$N_b$: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

$D_g$: قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

$f_{frpu}$: مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

$t_{frp}$: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

$\phi_{frp}$: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

$f_{lfrp}$: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP ($\phi_{frp}$) از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول بدست می‌آید.

## ضرایب کاهش محیطی برای مصالح FRP

| شرایط محیطی | نوع الیاف و رزین | ضریب کاهش محیطی |
|---|---|---|
| شرایط محیطی ملایم | کربن–اپوکسی | ۰/۹۵ |
| | شیشه–اپوکسی | ۰/۷۵ |
| | آرامید–اپوکسی | ۰/۸۵ |
| شرایط محیطی متوسط و شدید | کربن–اپوکسی | ۰/۸۵ |
| | شیشه–اپوکسی | ۰/۶۵ |
| | آرامید–اپوکسی | ۰/۷۵ |
| شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید | کربن–اپوکسی | ۰/۸۵ |
| | شیشه–اپوکسی | ۰/۵ |
| | آرامید–اپوکسی | ۰/۷ |

## ب- محدودیت های محصورشدگی

اثربخشی فشار محصورشدگی، $f_{lfrp}$، به سطح شکل پذیری مورد انتظار بستگی دارد. حداقل فشار محصورشدگی، $f_{lfrp}$ ، توسط پوشش FRP باید ۴ مگاپاسکال باشد. حداکثر فشار محصور شدگی به منظور محدود کردن کرنش های محوری از رابطه زیربدست می آید.

$$f_{lfrp} \le \frac{f_c}{2\alpha_{pc}}\left(\frac{1}{k_e} - \phi_c\right)$$

که در آن:

$\alpha_{pc}$: ضریب عملکرد برای ستون گرد

$f_c$: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\phi_c$: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

$f_{lfrp}$: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

$k_e$: ضریب کاهش مقاومت برای در نظر گرفتن خروج از مرکزیت‌های غیرمنتظره می‌باشد که با توجه به آیین‌نامه بتن ایران «آبا»، مقدار آن برابر ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود.

## پ- مقاومت در برابر بار محوری

بار محوری مقاوم نهایی، $N_{r\max}$ ، برای ستون گرد کوتاه محصور شده از رابطه زیر بدست می آید.

$$N_{r\max} = 0.8(0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st})$$

که در آن:

$N_{r\max}$ : بار محوری مقاوم نهایی عضو فشاری بر حسب نیوتن

$f_{cc}$ : مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

$A_g$ : مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

$A_{st}$ : سطح مقطع آرماتور طولی بر حسب میلیمترمربع

$\phi_c$ : ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

$\phi_s$ : ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

$f_y$ : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

کرنش محوری نهایی در ستون های گرد محصور شده به مراتب بزرگتر از ستون های محصور نشده اس ت . بنابراین کرنش در آرماتورهای فولادی طولی، ممکن است از کرنش تسلیم آنها بیشتر شود. افزایش مقاومت آرماتورهای فولادی به علت سخت شدگی مجدد در رابطه بالا لحاظ نشده است و تا زمانی که آرماتورهای طولی کمانش نکرده اند، حاشیهٔ ایمنی فراهم می گردد . این افزایش مقاومت تابعی از کرنشهای محوری نهایی است.

## ستون‌های مستطیلی کوتاه تحت فشار خالص

این بخش در مورد ستونهای با نسبت ابعاد مقطع کمتر یا مساوی ۱/۵ و حداکثر بعد مقطع معادل ۹۰۰ میلیمتر کاربرد دارد.

در صورتی که شعاع انحنای گوشه ستون منجر به کاهش قابل ملاحظه‌ای از پوشش بتن و یا کمبود جزیی یا کلی یک یـا چنـد آرماتور شود، باید مقاومت ستون با توجه به آن، کاهش یابد. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان با ایجاد گوشته‌های بتنی مدور در وجوه ستون که به طور مناسبی به آن متصل شده‌اند، مقطع را به حالت دایره نزدیک کرد تا حداقل شعاع انحنای موردنظرحاصل شود.

### الف- محصور شدگی

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pr}\omega_w)$$

مقاومت فشاری بتن محصور شده از رابطه زیر تعیین می شود.

که در آن:

$f_c$ : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\omega_w$ : نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

$\alpha_{pr}$ : ضریب عملکرد برای ستون با مقطع مستطیلی که به سختی و کرنش نهایی مصالح FRP، مقاومـت بـتن، کیفیـت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار $\alpha_{pr}$ برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون نسبت حجمی مقاومت به صورت رابطه زیر تعریف می شود.

$$\omega_w = \frac{f_{\ell frp}}{\phi_c f_c}$$

که در آن:

$f_{lfrp}$ : فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

$f_c$ : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\phi_c$: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

$\omega_w$: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن می‌باشد.

فشار محصورشدگی به سبب مقاومسازی یک مقطع مستطیلی با مصالح FRP مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$f_{l\,frp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_u t_{frp} (b+h)}{bh}$$

$$f_{l\,frp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_u t_{frp} (b+h)}{bh}$$

که در آن:

$N_b$: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

$E_{frp}$: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

$b$: عرض مقطع بر حسب میلیمتر

$h$: طول کل مقطع بر حسب میلیمتر

$t_{frp}$: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

$\phi_{frp}$: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید

$f_{lfrp}$: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

کرنش مصالح FRP برای محصور شدگی غیرپیش تنیده تا حداکثر نسبت ابعاد مقطع ۱/۵، برابر $\varepsilon_{frp} = 0.002$ در نظر گرفته می‌شود.

اثربخشی فشار محصورشدگی در مقاطع مستطیلی به مراتب کمتر از ستون‌های با مقطع دایره است.

## ب- محدودیت‌های محصورشدگی

افزایش مقاومت به سبب محصورشدگی در ستون‌های مستطیلی نسبت به ستون‌های گرد خیلی کمتر است. در نتیجه محدودیت‌های حداقل و حداکثر فشار محصورشدگی برابر ستون‌های مستطیلی وجود ندارد، زیرا فشار محصورشدگی قابل دستیابی که به میزان شکل‌پذیری بستگی دارد در ستون‌های مستطیلی محدود می‌باشد.

## پ- مقاومت در برابر بار محوری

بار محوری مقاوم نهایی، $N_{r\max}$ ، برای ستون گرد کوتاه محصور شده از رابطه زیر بدست می آید.

$$N_{r\max} = 0.8(0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st})$$

# تقویت برشی برای اعضای فشاری

## الف- ظرفیت برشی

مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$، از رابطه زیر بدست می آید.

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp}$$

که در آن:

$V_r$: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

$V_c$: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

$V_s$: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

$V_{frp}$: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

$V_r$ حداکثر مقدار $V_r \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c}\, b_w d$

که در آن:

$V_r$: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

$V_r$ حداکثر مقدار $V_r \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c}\, b_w d$

$V_c$: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

$f_c$ : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

$\phi_c$: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

$b_w$: پهنای جان بر حسب میلیمتر

$d$: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر می‌باشد.

در مورد ستون‌های گرد، عبارت $b_w d$ با مساحت هسته بتنی ستون که از پشت تا پشت خاموت‌ها $A_c$ می‌باشد، جایگزین می‌شود.

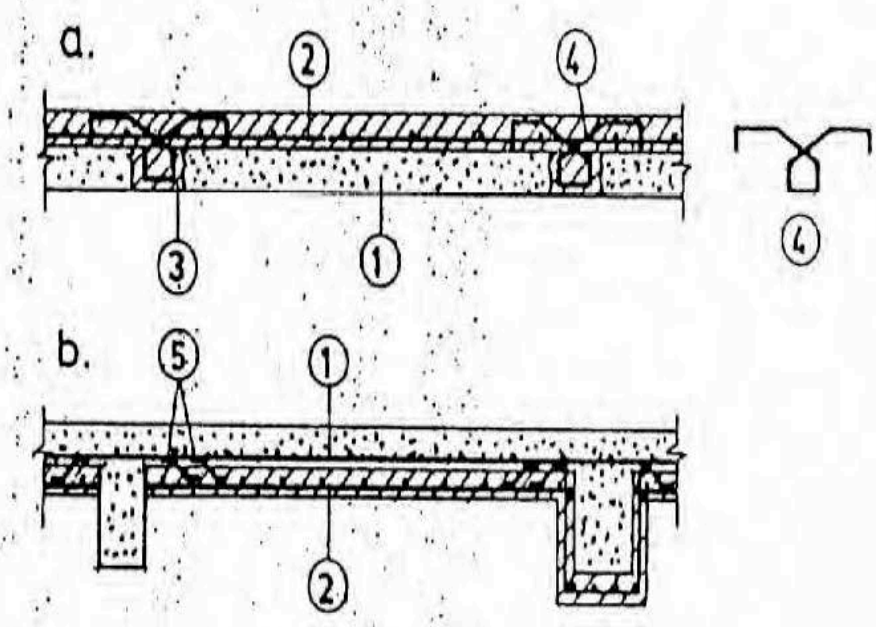
## ب- محدودیت‌های محصورشدگی

محدودیت هاي محصورشدگي همانند محدودیت های ستون هاي گرد و مستطیلي است.

# تقویت دال بتن آرمه

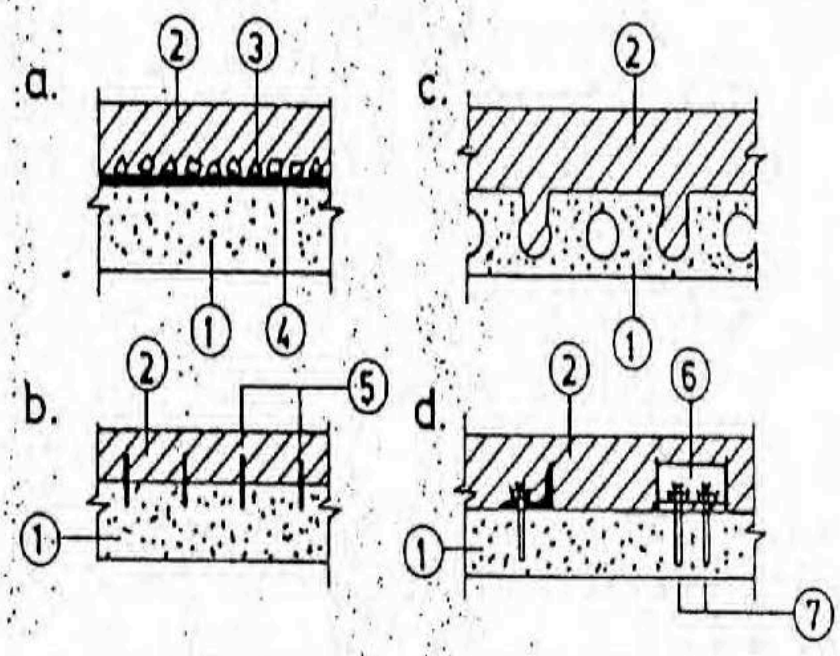
## روشهای تقویت دال

- اضافه کردن ضخامت ( از پایین یا از بالا )
- اضافه کردن تیرک فولادی
- اضافه کردن نوار فولادی
- اضافه کردن نوار FRP




1 - existing slab
2 - added reinforcement
3 - dowel
4 - anchoring bent bars
5 - welded connecting bars

Fig. 6.23




1 - existing slab; 2 - new slab; 3 - sand corner; 4 - epoxy glue; 5 - epoxied bolts; 6 - angle profile; 7 - anchor bolts or shoot nails

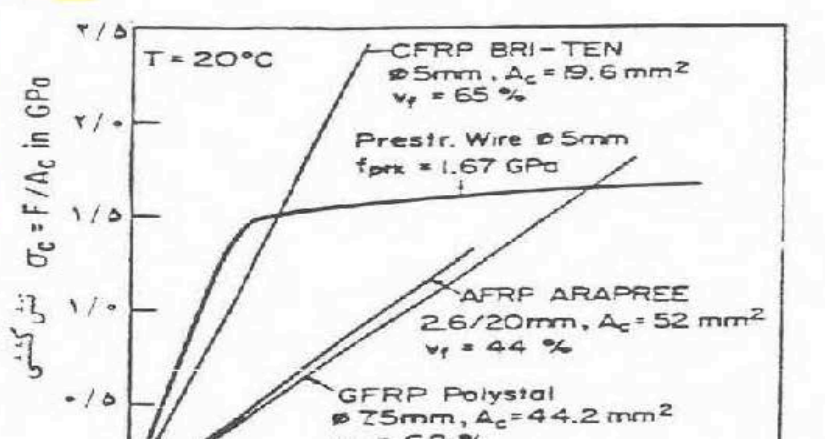
Fig. 6.24

# تقویت دال با اضافه کردن نوار فولادی

**Criteria for strengthening by external plating**

- No drastic increase in structural member dimensions
- Minimal works to existing load-bearing structure
- Short contract times
- Economic method

# تقویت دال با اضافه کردن نوار فولادی



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

## انواع راهکارهای تقویت دال

۱- تعمیر موضعی،

۲- افزایش ضخامت دال (از بالا یا پایین)،

۳- اضافه کردن تیرک فولادی،

۴- اضافه نمودن نوارهای فولادی در وجوه دال،

۵- استفاده از مصالح FRP در وجوه دال،

۶- مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی،

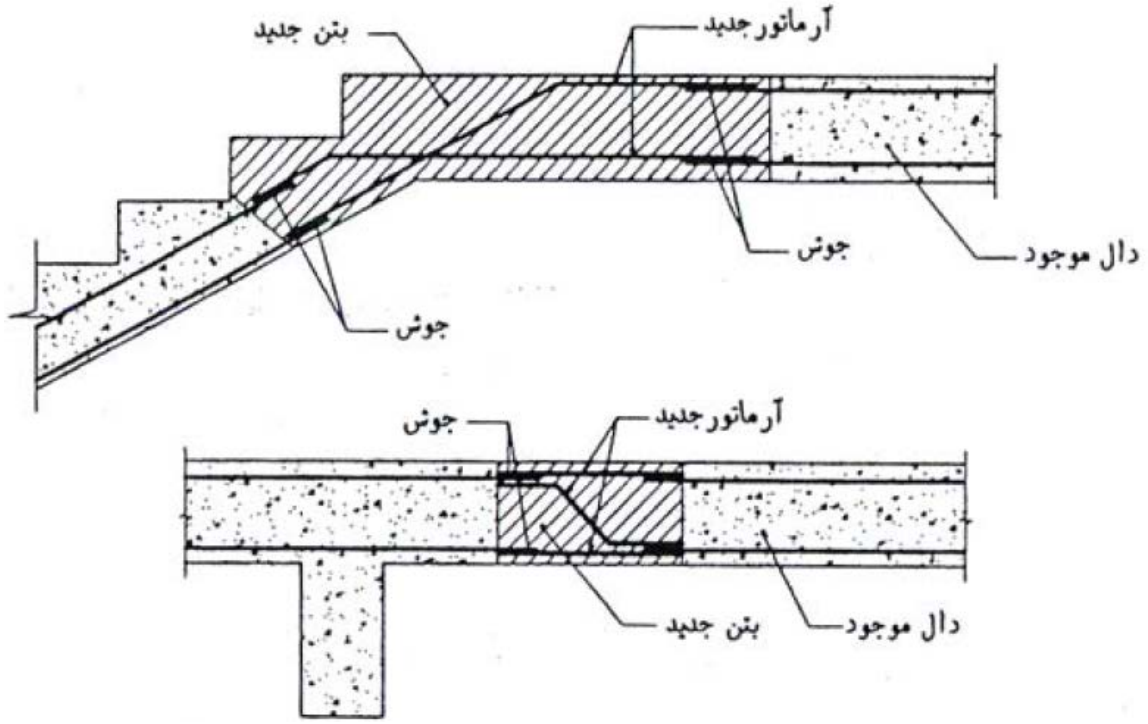
۷- بهبود عملکرد دیافراگمی دال.

# تقویت دال

## تعمیر موضعی

**برای تعمیر ترک های موجود در بتن، مواد پلیمری اپوکسی یا دوغاب سیمان را می توان در داخل ترکها تزریق نمود.**

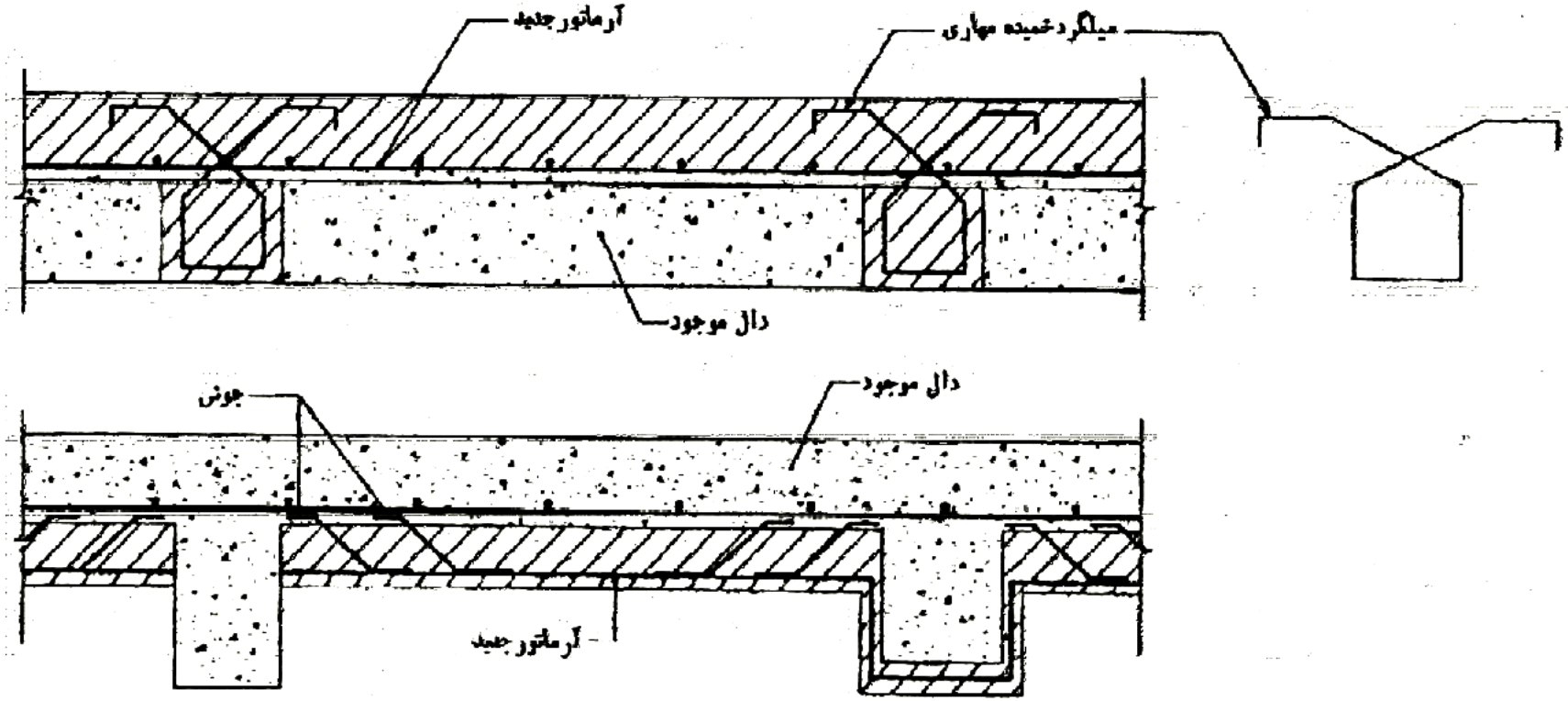
**برای خردشدگی بتن و کمانش و شکست میلگردها باید از راهکارهای تعویض استفاده نمود.**




بدین گونه که بعد از جدا نمودن مصالح آسیب دیده، آرماتورهای جدید جایگذاری و به آرماتورهای موجود جوش می گردند. مشخصات بتن جدید باید شبیه به بتن موجود باشد. در مکان هایی که خوردگی شدید باشد، آرماتورهای جدید جایگذاری شده نباید نو و بدون خوردگی باشند، چرا که آرماتورهای جدید و قدیم با یکدیگر تشکیل پیل الکتریکی می دهند که این امر منجر به خوردگی شدید آرماتورها میگردد.

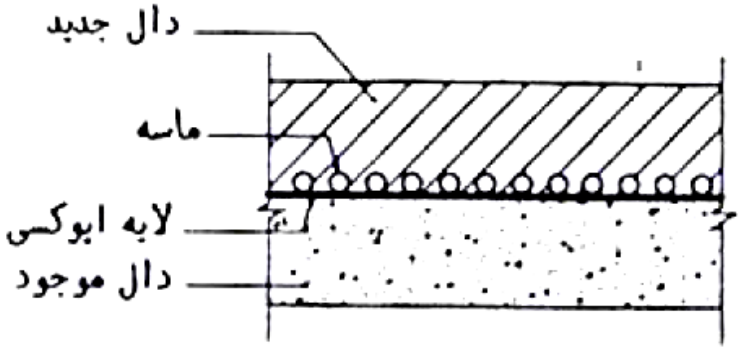
# افزایش ضخامت دال

در مواردی که مقاومت و سختی دال کم باشد، با افزایش ضخامت آن می توان این عیب را رفع نمود. بتن و میلگردهای جدید بر روی سطح و یا زیر دال موجود می تواند اجرا گردد.



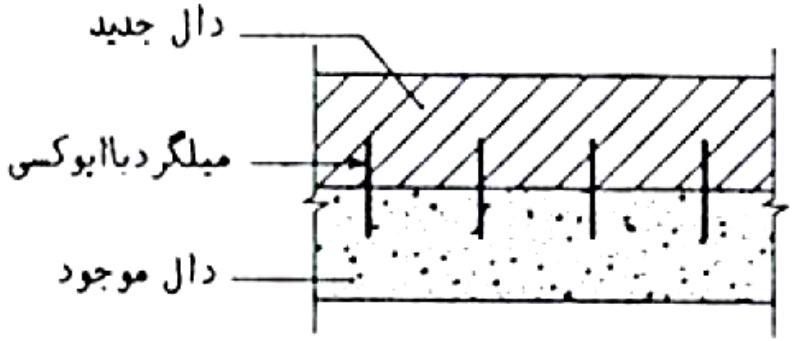
برای یکپارچه نمودن دال موجود با بتن مسلح جدید، بکارگیری وصله برشی لازم است .
برای اجرای وصله برشی مناسب می توان رو شهای زیر را بکار برد:

۱- سطح زبر، که با خرده سنگ و چسب اپوکسی ایجاد شده باشد



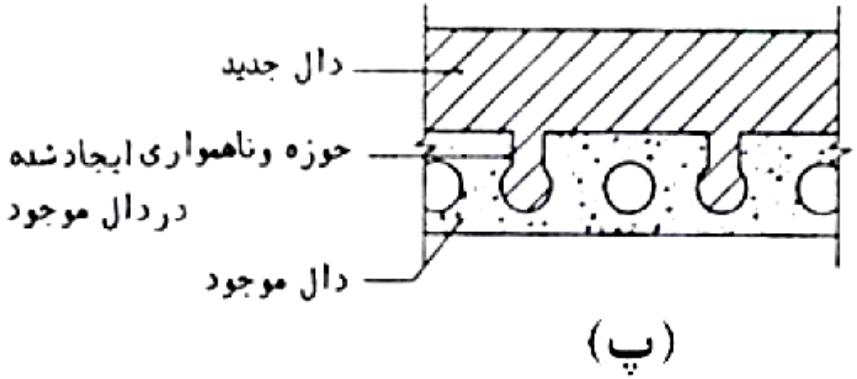
(الف)

۲- میلگرد میخچه ای فولادی



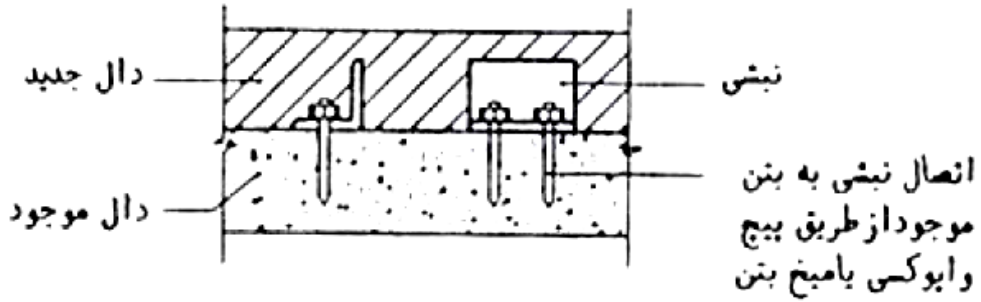
(ب)

۳- بتن های اضافی که در داخل فضاهای خالی ایجاد شده در دال اصلی قلاب می شوند



(پ)

۴- پروفیل نبشی که با میخچه فلزی اجرا می شود و میخچه ها با چسب اپوکسی یا بصورت رول پلاک به بتن قدیم متصل می شو د.



(ت)

# اضافه کردن تیرک فولادی

از روش های سنتی و بسیار موثر تقویت دال، اضافه نمودن تیرک فولادی میباشد. از مزایای آن میتوان به سادگی اجرا، عدم افزایش وزن دال، افزایش ارتفاع موثر دال، کاهش ارتعاش کف، ایجاد خیز معکوس برا ی رفع افتادگی و افزایش سختی دیافراگم کف اشاره نمود.

**مراحل اجرای تیرک فولادی مطابق زیر می باشد:**

۱- نصب صفحه تکیه‌گاهی برای اجرای تیرک فلزی.

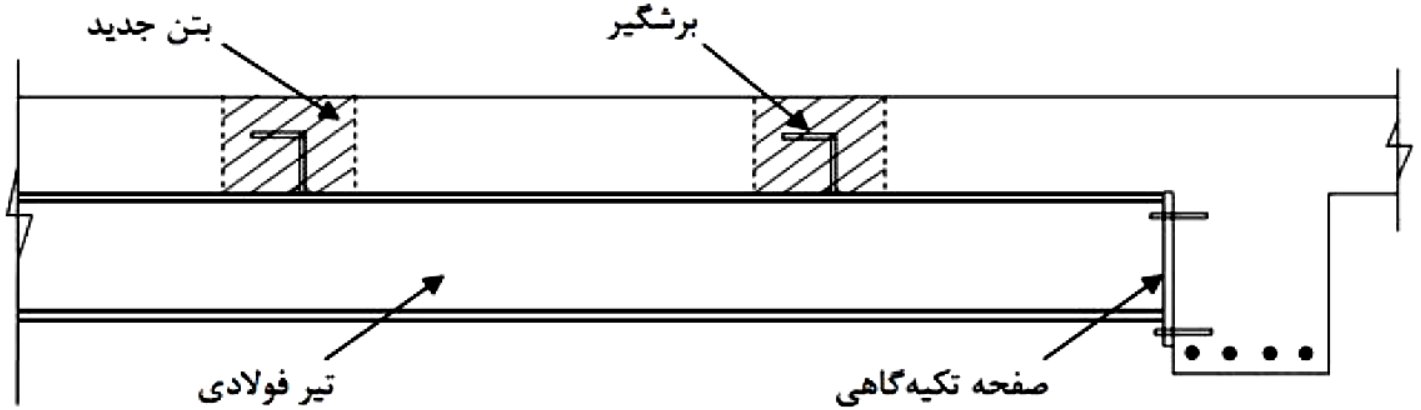
۲- نصب تیرک فلزی در محل.

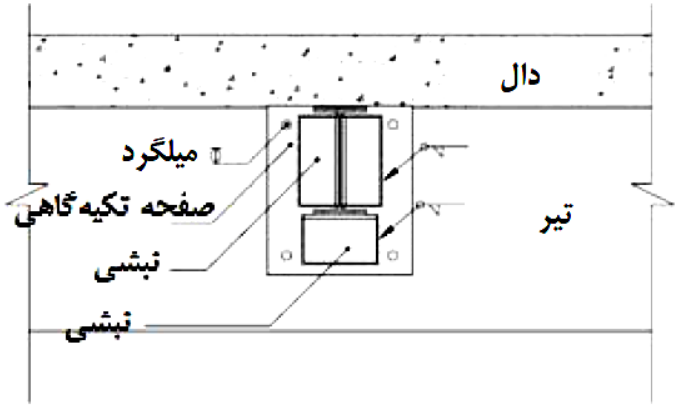
۳- جک زدن زیر تیرک بطوریکه آنرا محکم به دال بچسباند و حتی خیز اولیه‌ای در دال ایجاد نماید. در این حالت باربرداری کامل یا ناقص از دال صورت می‌گیرد.

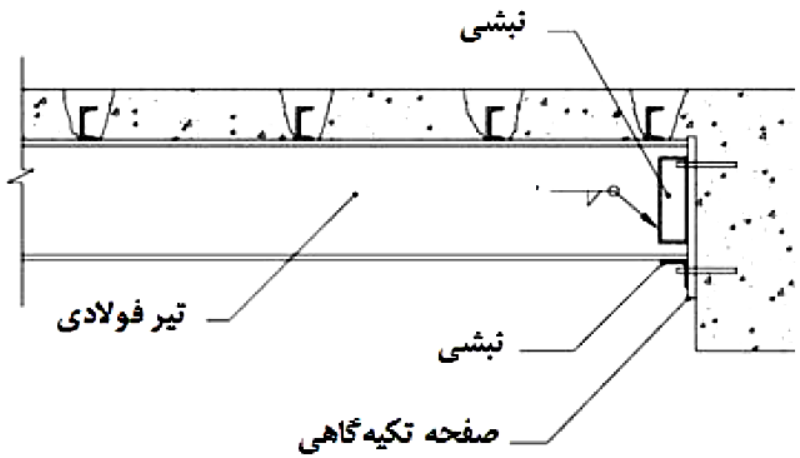
۴- نصب اتصالات برشگیر و بتن ریزی در اطراف آن.

۵- تکمیل اتصال تکیه‌گاهی تیرک.

# جزئیات اجرایی تیرک فولادی



# اضافه نمودن نوارهای فولادی

یکی دیگر از روش های افزایش مقاومت دال، اضافه نمودن ورق های فولادی از طریق چسباندن و یا بولت کردن آنها در وجوه افقی دال می باشد.

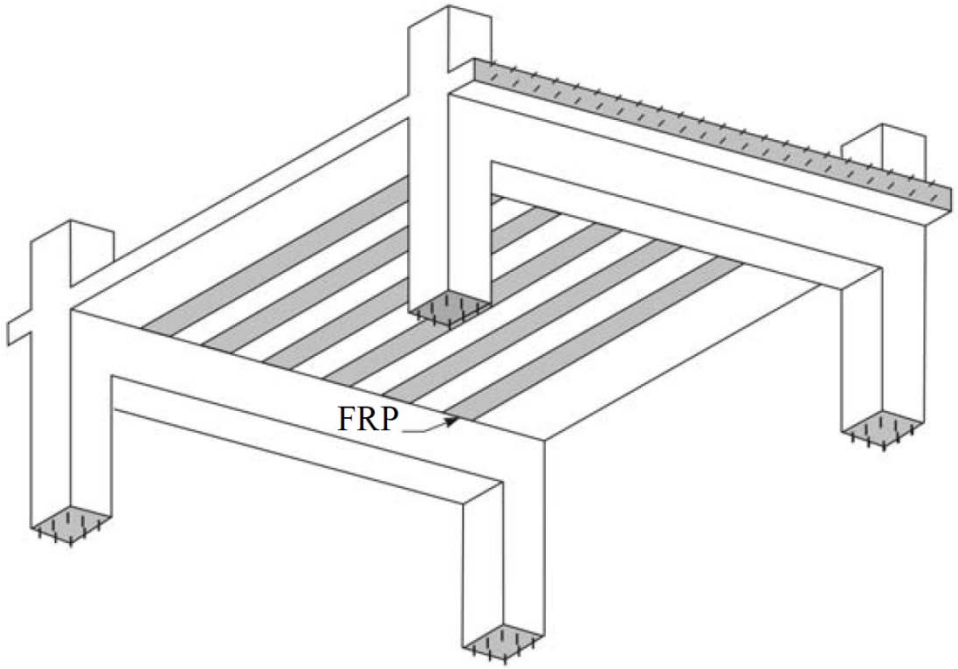
بر خلاف روش افزایش ضخامت دال، این روش منجر به افزایش وزن سازه نمی گردد و همچنین مشکلاتی را که روش مقاوم سازی با تیر فولادی برای معماری ساختمان ایجاد می نماید، ندارد. زیرا ضخامت ورق فولادی نسبت به ارتفاع تیرک فولادی بسیار کم می باشد.

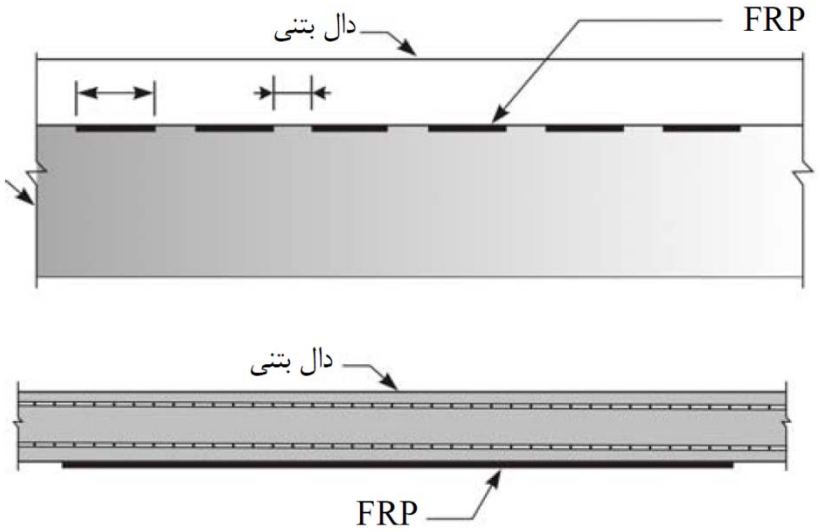
# FRP

# استفاده از مصالح FRP

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

برای مقاوم‌سازی دال‌ها، مصالح مرکب FRP را می‌توان بصورت نوارها و یا صفحاتی بر روی سطوح تحت کشش اجرا نمود.

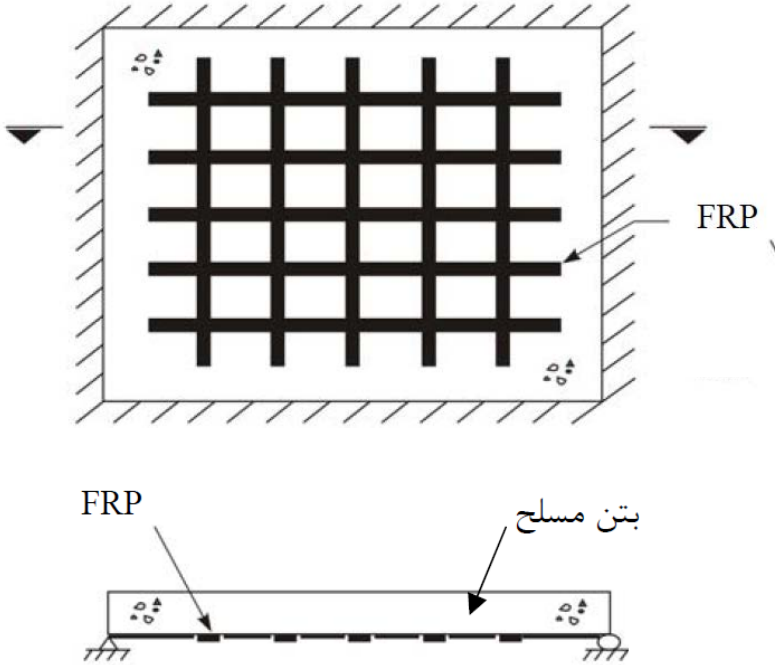



تقویت خمشی دال با نوارهای FRP در جهت اصلی

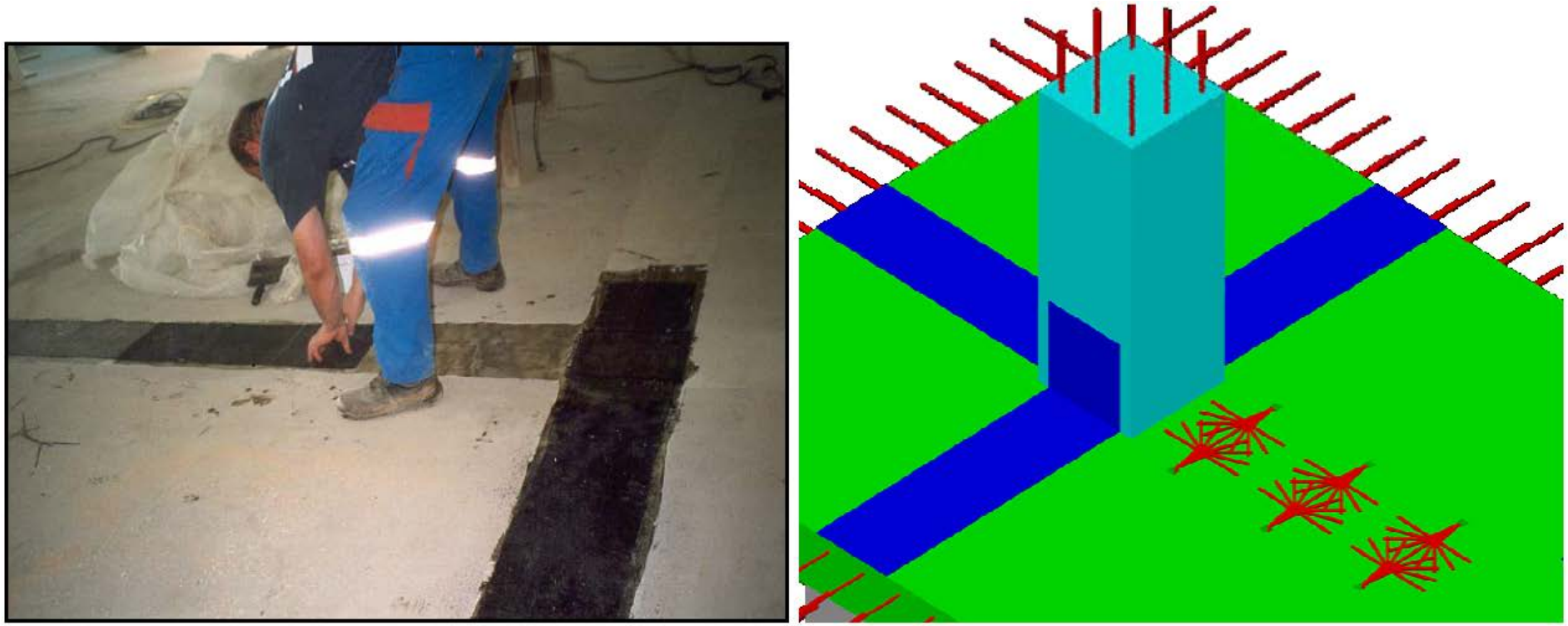
دالهای یک طرفه با تکیه گاه ساده را می توان با چسباندن نوارها یا صفحات FRPدر سطوح تحتانی آنها و در راستای طولی، مقاوم سازی نمود.

در دال های دو طرفه مقاوم سازی با نوارهایFRP در هر دو جهت صورت می گیرد. البته اگر دال دارای تکیه گاه گیردار باشد، نوارهایFRP را باید در قسمت فوقانی دال نیز اجرا نمود.

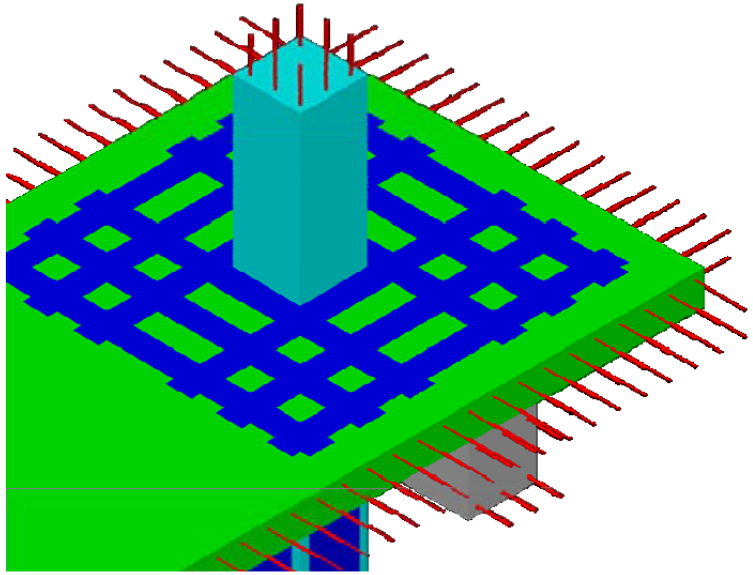


تقویت دال با نوارهای FRP در دو جهت

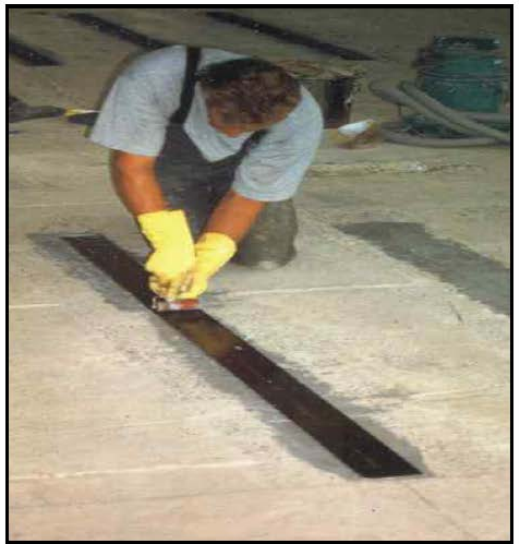
در صورت وجود تکیه گاه گیردار در لبه های دال و ایجاد لنگر منفی در مقطع آن، می توان از نوارهای FRP در وجه فوقانی دال استفاده نمود.



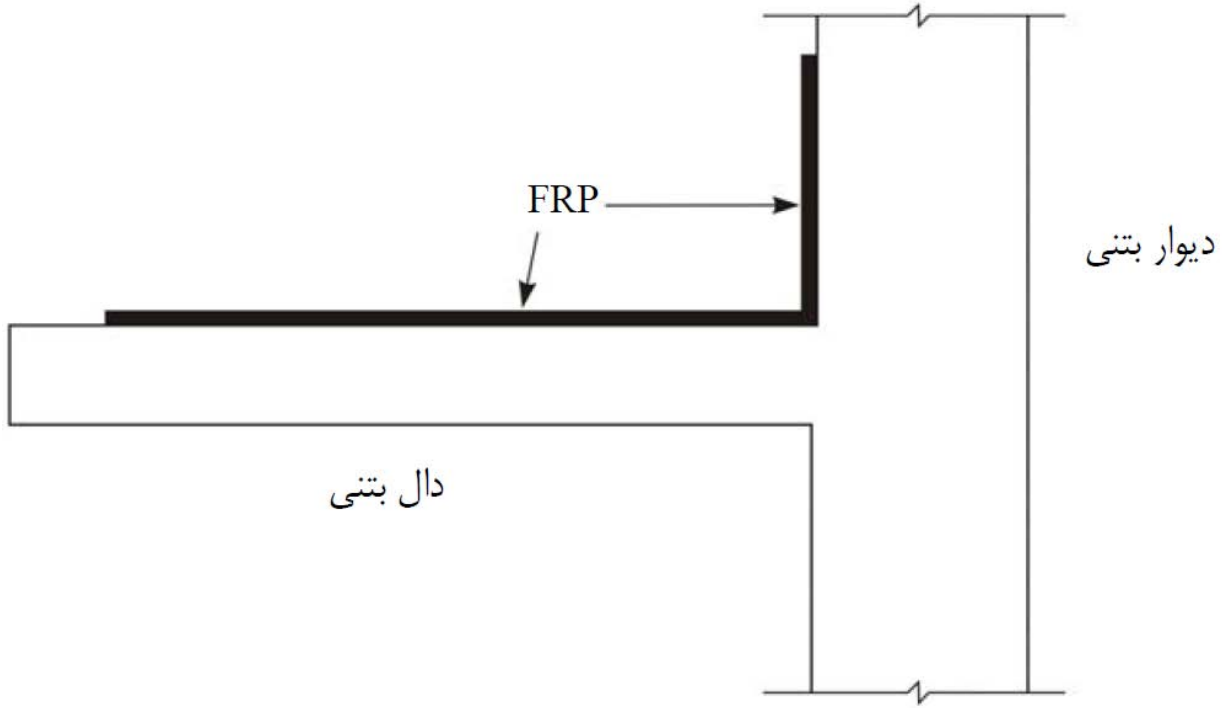
تقویت دال با استفاده از نوارهای FRP در نواحی لنگر منفی



## مقاوم‌سازی دال در لنگرهای منفی بوسیله FRP

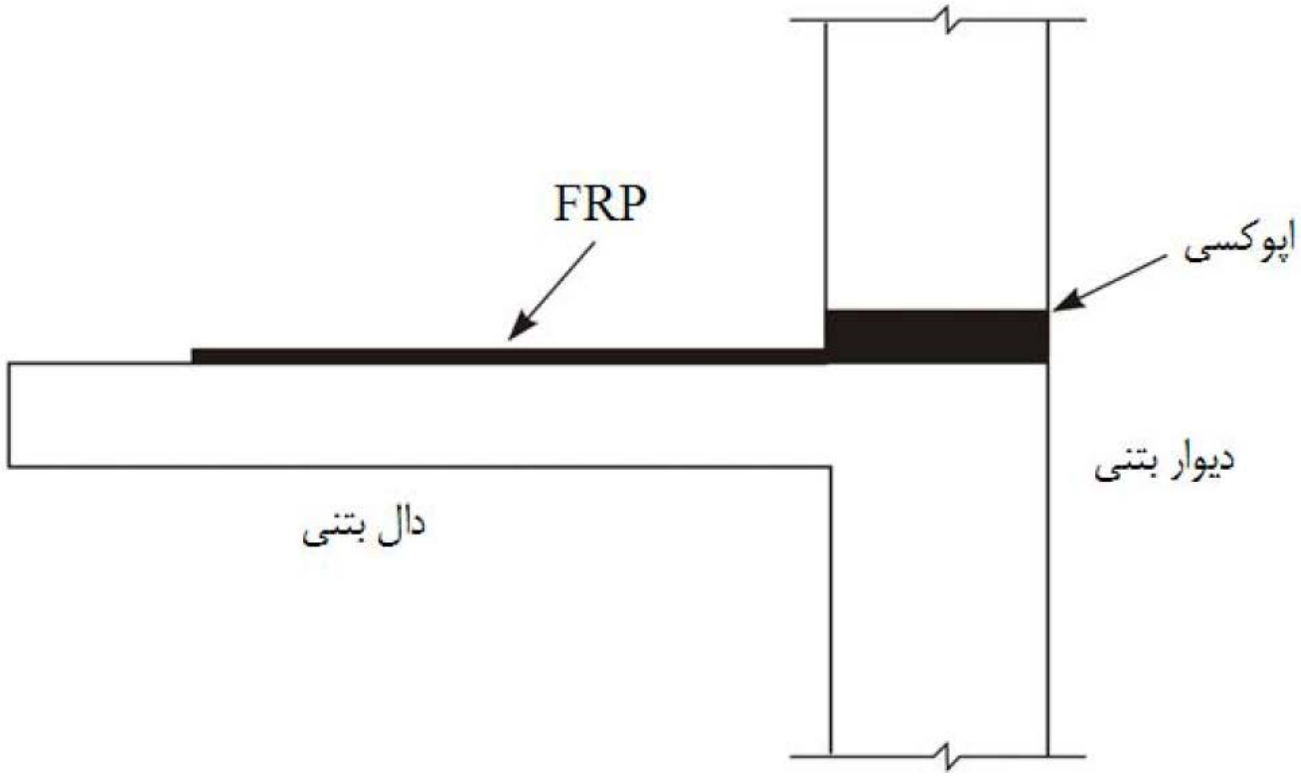


در دال‌هایی که بصورت طره‌ای به دیوار برشی متصل شده باشند، برای مهاربندی و مقاوم‌سازی اتصال دال بـه دیـوار برشـی می توان نوار یا صفحه FRP را تا قسمتی از سطح دیوار بالا برده تا به آن چسبانده شود

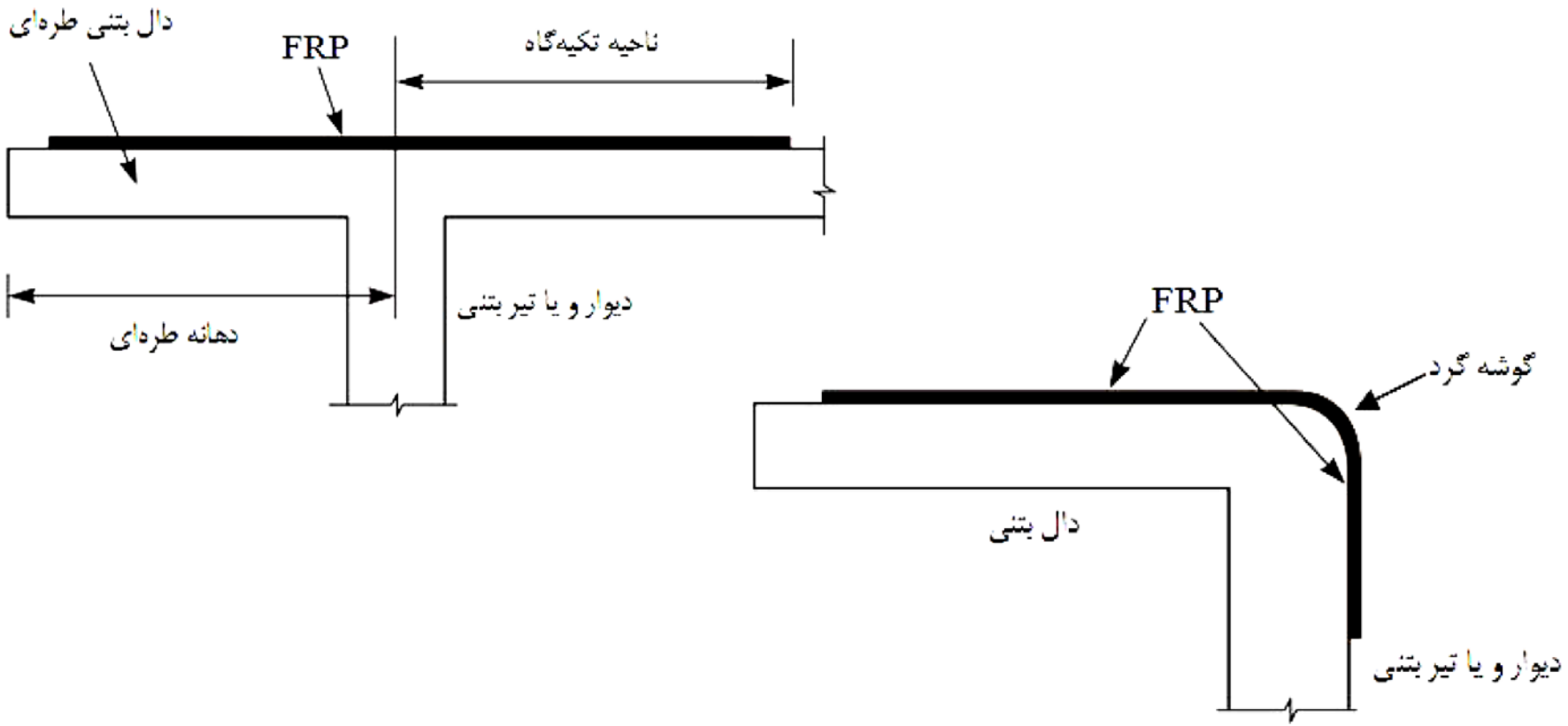



**تأمین طول مهاری با امتداد FRP به روی دیوار**

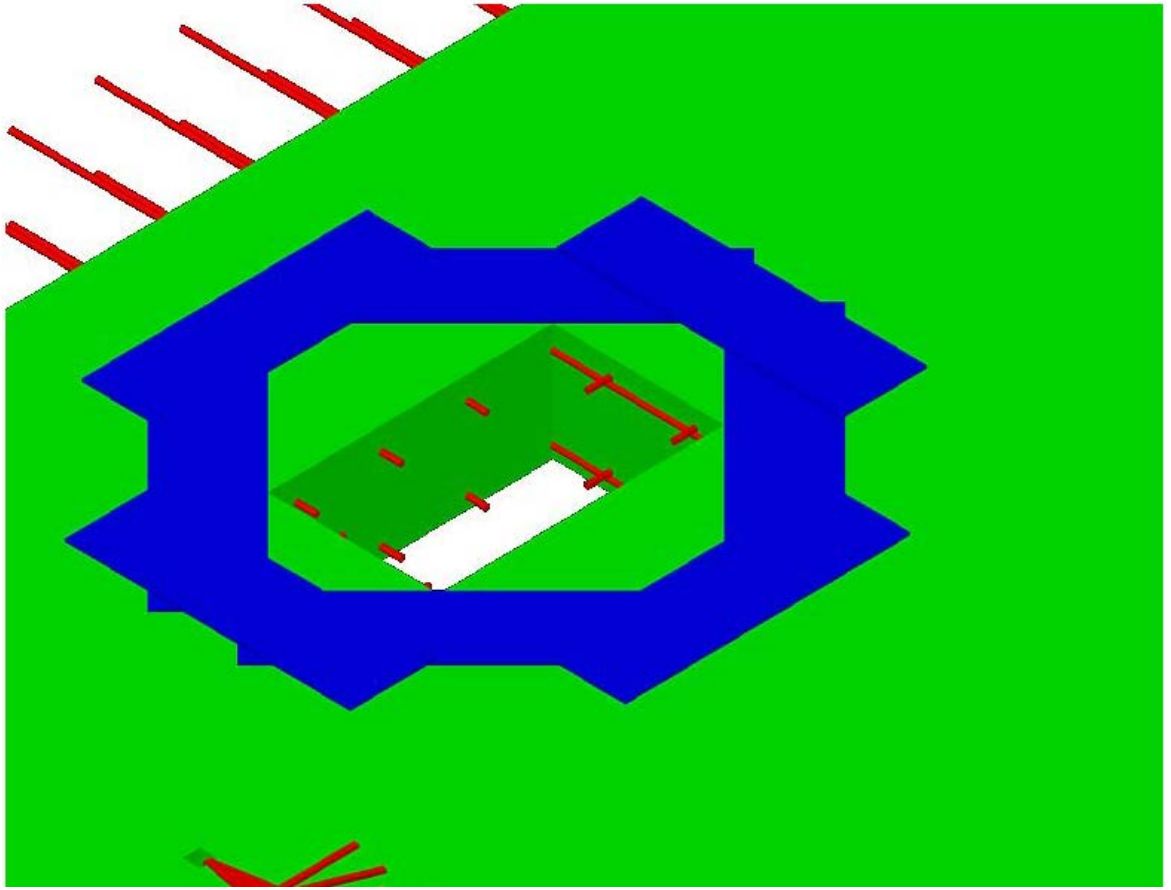
**راه موثرتر برای مهاربندی قسمت های طره ای، هدایت نوارهای FRP به درون سوراخ هایی است که از قبل در دیوار تعبیه شده باشد**



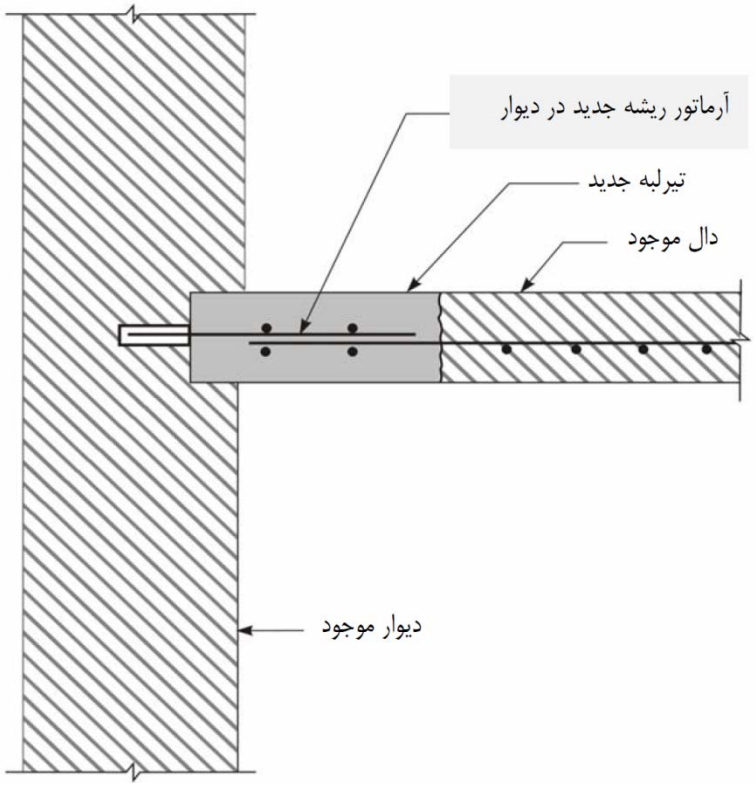
# سایر روش‌های تأمین طول مهاری با امتداد FRP روی دال‌ها



## تقویت اطراف بازشوهای دال با FRP



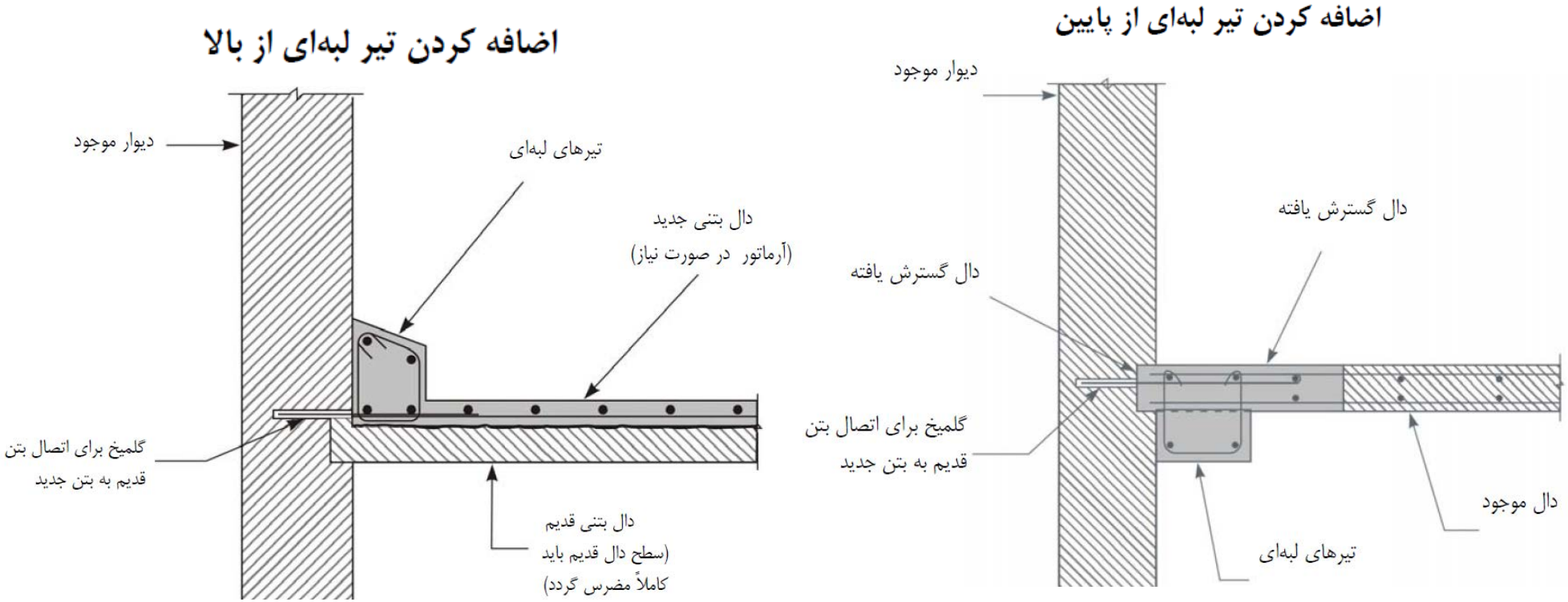
آسیب های دال بیشتر در قسمت های نامنظم آن، مانند محل اتصال دال به دیوار برشی مشاهده می شوند. از سویی بدلیل اینکه دال ها باید به عنوان دیافراگم افقی با تمام المان های مقاوم جانبی نیز اتصال داشته باشند، لذا وجود اتصالی قوی بین دال و دیوار برشی ضروری است. بهسازی اتصال دال به دیوار را می توان به کمک میلگردهای اتصال (میلگرد ریشه) انجام داد.




پس از ایجاد شکاف در دال و قسمت هایی از دیوار، سوراخ هایی در دیوار تعبیه می گردند به گونه ای که بتوان میلگردهای ریشه را از طریق این سوراخ ها توسط چسب اپوکسی به دیوار متصل نمود. سپس شکاف موجود با بتن قوی منبسط شونده‌ای پر می گردد تا از عملکرد صحیح اتصال اطمینان حاصل گردد.

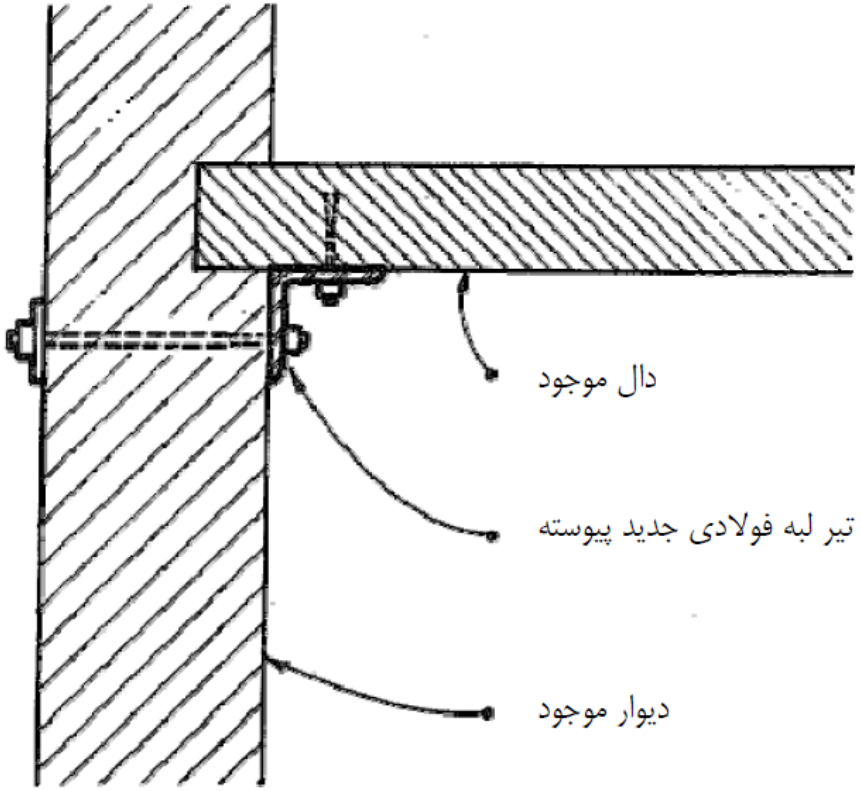
# مقاوم سازي اتصال دال به ديوار برشي

**يکی ديگر از روشهای تقويت اتصال دال به ديوار برشی اضافه کردن تيرهای لبه ای و تقويت در نواحی مرزی می باشد . در اين روش می توان قسمت مرزی دال و ديوار را تخريب و با کاشت آرماتور، تيرهای لبه ای ايجاد نمود . تير لبه ای را می توان در قسمت فوقانی دال و يا تحتانی آن اجرا نمود.**



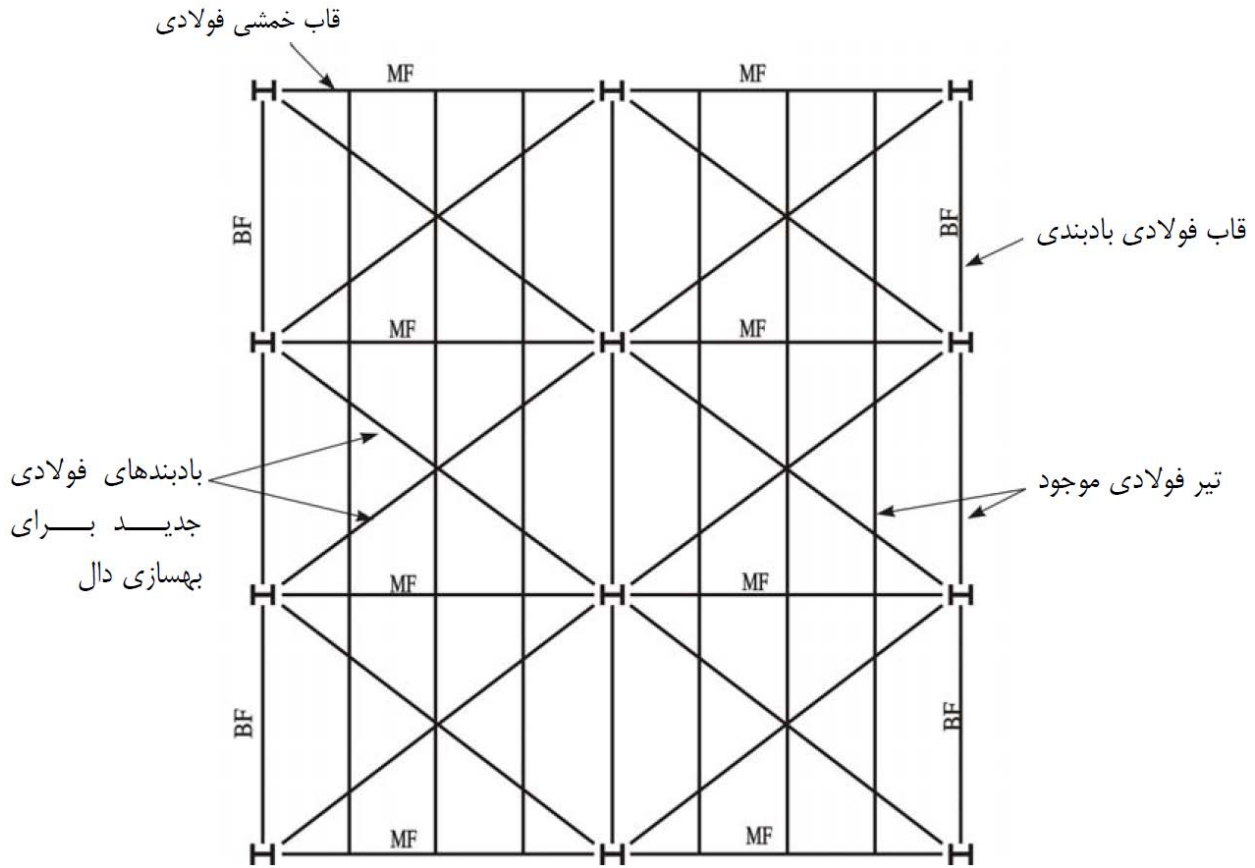
# مقاوم سازي اتصال دال به ديوار برشي

روش دیگر برای مقاوم سازی اتصال دال به دیوار برشی، پیچ نمودن نبشی در محل تماس دال با دیوار می باشد . این روش برای سیست مهای پیش ساخته نیز بسیار مناسب می باشد



# بهبود عملکرد دیافراگمي دال

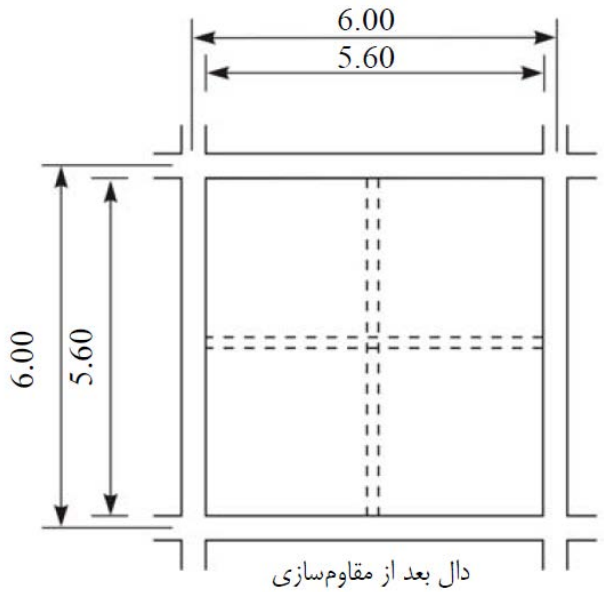
**دال ها علاوه بر تحمل بار قائم، وظیفه انتقال بارهای جانبی را نیز بر عهده دارند. بدین منظور می توان راهکارهایی مانند اضافه نمودن مهاربند افقی برای اصلاح سختی دیافراگم و یا بهسازی بازشوهای موجود در دال را بکار گرفت.**



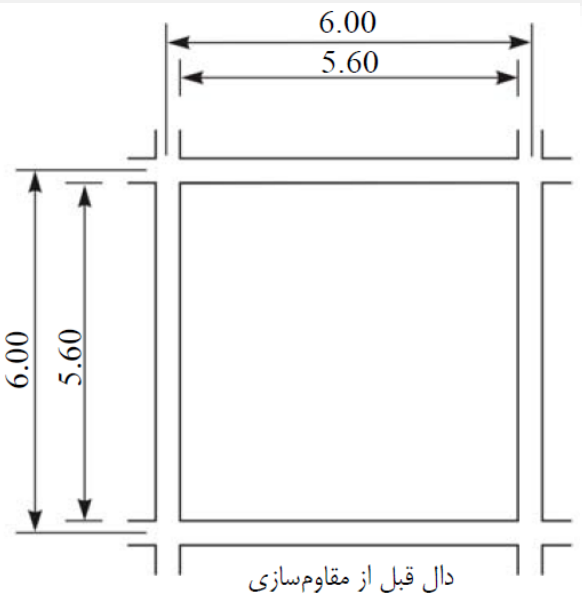
# مثال:

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

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



دال بعد از مقاوم‌سازی



دال قبل از مقاوم‌سازی

## کنترل ضخامت:

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

$$h = 150mm$$

## تعیین بارگذاری:

بار مرده $= 1.25 \times 600 = 750\, kg / m^2$

بار زنده $= 1.50 \times 200 = 300\, kg / m^2$

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

## تعیین لنگرهای طراحی:

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

**لنگر منفی در لبه ممتد دال:**

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

**لنگر مثبت:**

$$M_D{}^+ = 0.018 \times 750 \times 5.60^2 = 423\, kg - m / m$$

$$M_L{}^+ = 0.027 \times 300 \times 5.60^2 = 254\, kg - m / m$$

$$M_u^+ = 680 kg - m / m$$

**طراحی میلگردها:**

ظرفیت خمشی حداکثر دال با ضخامت ۱۵۰ میلیمتر:

$$d = 150 - 30 = 120mm$$

$$b = 1000mm$$

$$\rho_{\max} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{20}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0.0153 \Rightarrow M_{r_{\max}} = 5560\,kg - m/m$$

به فولاد فشاری احتیاج نیست.

**محاسبه فولاد حداقل:**

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

**سطح مقطع فولاد مورد نیاز**

$$M^- = 1480\,kg - m/m \Rightarrow A_S = 386\,mm$$

$$USE\ \Phi 10@200 = 392\,mm^2/m$$

$$M^+ = 680kg - m/m \rightarrow A_s = 171 < A_{s\ \min}$$

$$USE\Phi 10@300 = 261\,mm^2/m$$

**تقویت دال برای افزایش بار زنده:**

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

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

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

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

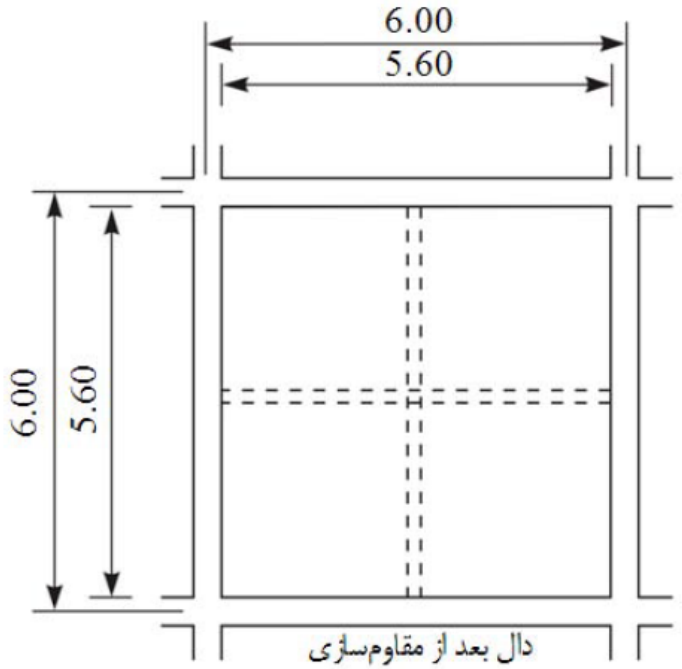
بار وارد بر تیر فلزی:

$M_{\max} = 3.50 ton - m$ (با استفاده از نتایج مدل کامپیوتری)

$F_b = 1440 kg / cm^2$

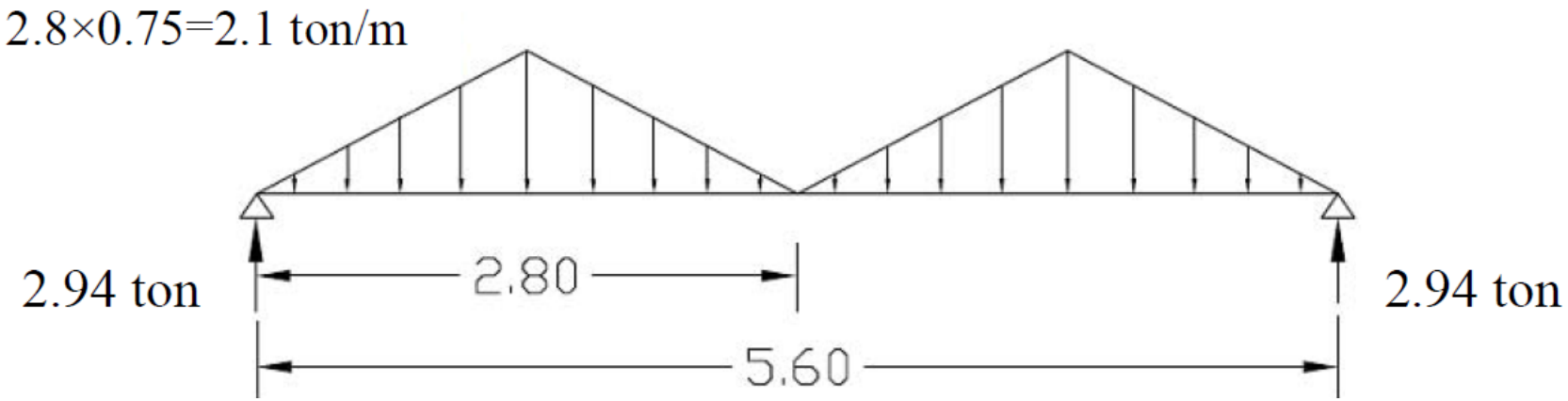
$S = 3.50 \times 10^5 / 1440 = 243 cm^3$

$IPE\ 220 : S = 252 cm^3$



## ب : روش دستی : (بصورت غیرمرکب)

فرض می‌شود تمام بار زنده به تیرک فولادی اعمال گردد.




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

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

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

# دال های بتنی

# تقویت دال

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

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

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

# تقویت تیرهای بتنی

- تقویت با زره فولادی
- تقویت با زره بتن مسلح
- استفاده از مصالح FRP
- پیش تنیدگی خارجی برای تقویت تیرها

# تقویت تیر

**تیرها عموماً بصورت افقی و یا شیبدار در سازه قرار می گیرند و بارهای قائم وارده بر محور خود را به ستون ها منتقل می نمایند. در سازه های با قاب خمشی، تیرها علاوه بر تحمل بارهای ثقلی باید بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند.**

**در زلزله های شدید ستو ن ها نباید آسیبی ببینند و مفصل های خمیری خمشی و برشی باید به تیرها و یا بادبندها منتقل شوند. بدین منظور به هنگام مقاوم سازی، همواره تیر مقاوم سازی شده نباید قویتر از ستون متصل به آن باشد.**

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

عوامل مؤثر در انتخاب طرح مقاوم‌سازی تیر

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

# تیرهای بتن مسلح

شکست های برشی و خمشی، دو حالت عمده شکست در تیرهای بتن مسلح می باشند. شکست خمشی عموماً نسبت به شکست برشی، ارجح است زیرا رفتار شکل پذیرتری از خود نشان می دهد. شکست نرم امکان پخش مجدد تنش را فراهم می آورد و به کاربران و حاضران در محل نیز فرصت بیشتری برای پی بردن به وضعیت بحرانی تیر می دهد.

همچنین خرابی تیر بتن مسلح می تواند به علت تهاجم یون های شیمیایی صورت بگیرد .

خرابی تیرها در اثر تهاجم یون های شیمیایی و تأثیر نیروهای لرزه ای

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

۱- روکش بتن مسلح

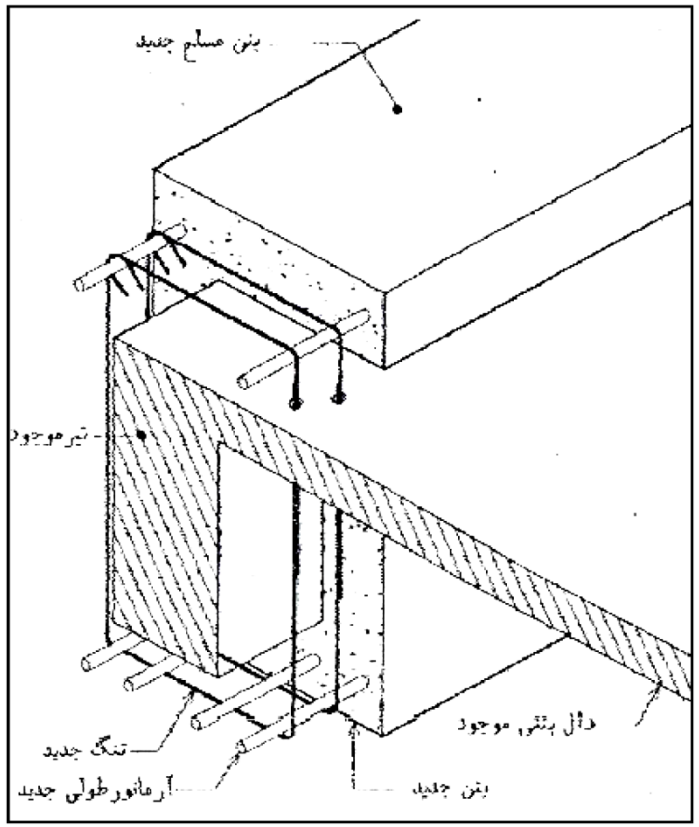
۲- روکش فولادی

۳- روکش FRP

۴- پیش‌تنیدگی خارجی

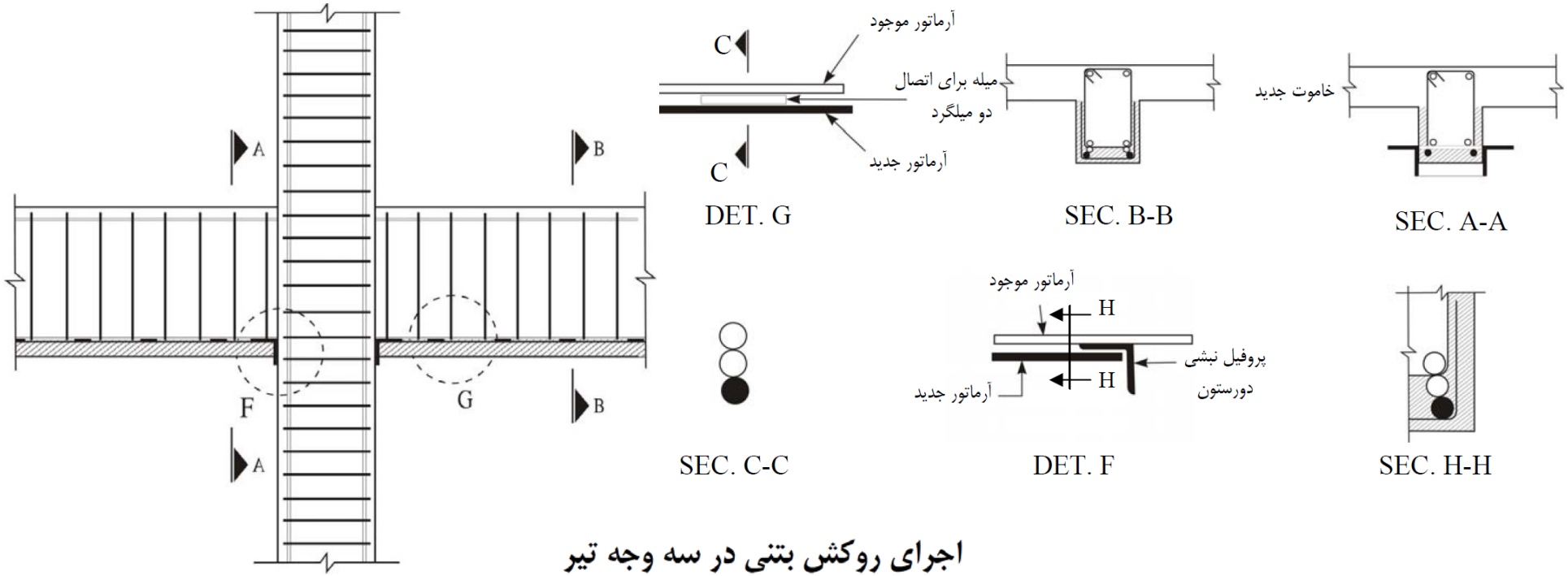
# روکش بتن مسلح

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

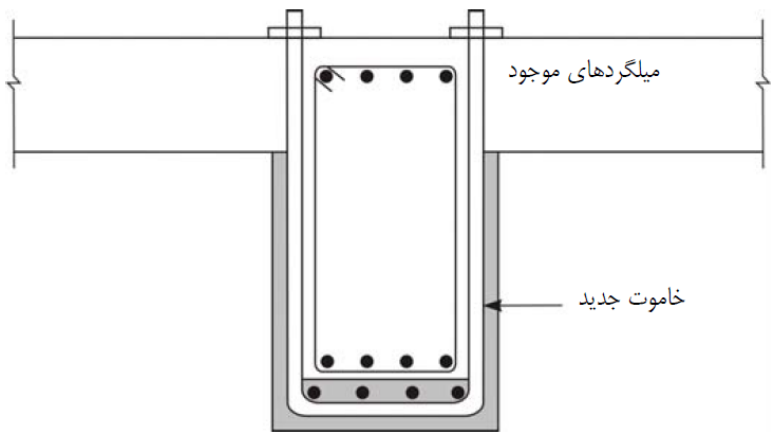


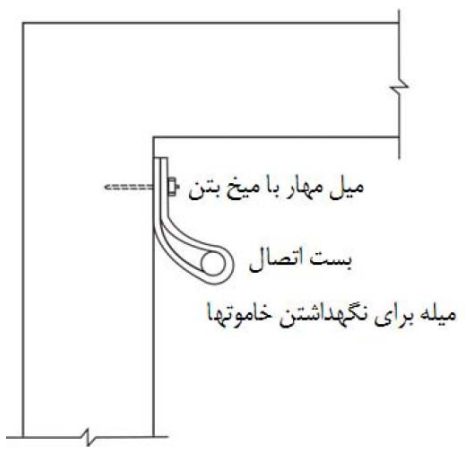

برای تکمیل مکانیسم انتقال نیرو بین مصالح قدیم و جدید، زبر نمودن سطح بتن قدیمی و جوش دادن میلگردهای اتصال با آرماتورهای جدید و قدیم ضروری می باشد. اجرای روکش بتنی در هر چهار وجه تیر موثرترین روش برای مقاومسازی تیرهای بتنی می باشد. در این شیوه ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر افزوده می گردد باید در ضخامت سقف گم شود . اجرای تنگ ها نیز از طریق سوراخهایی که در فواصل نزدیک به هم در دال سقف ایجاد می شود امکان پذیر می باشد.

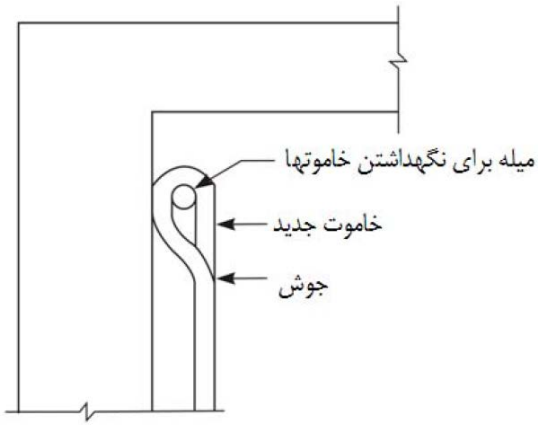
اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر برای افزایش ظرفیت خمشی و برشی تیر در برابر بارهای قائم انجام می شود، اما به دلیل آنکه در این حالت، افزایش ظرفیت باربری مقاطعی از تیر که در نزدیکی تکیه گاه ها قرار دارند امکان پذیر نیست، تیر را نمی توان در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت نمود. موفقیت این روش مستلزم مهار مناسب خاموت ها از ضلع های بالایی روکش است. به دلیل آنکه استفاده از قالب و ریختن بتن از بالای تیر امکان پذیر نیست تنها راه ممکن استفاده از بتن پاشی می باشد.




اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر

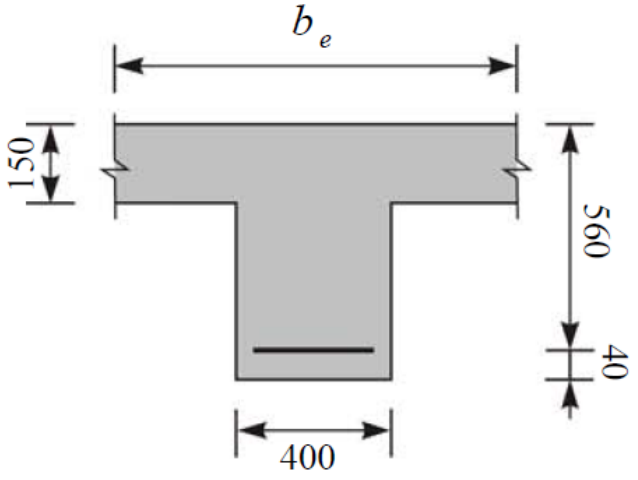

میلگردهای موجود
خاموت جدید

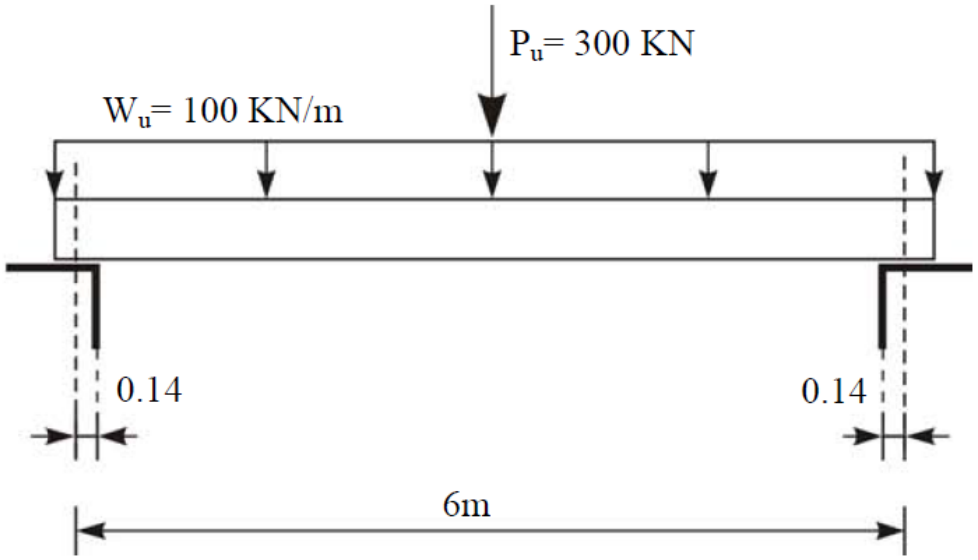

میل مهار با میخ بتن
بست اتصال
میله برای نگهداشتن خاموتها


میله برای نگهداشتن خاموتها
خاموت جدید
جوش

## مثال:

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



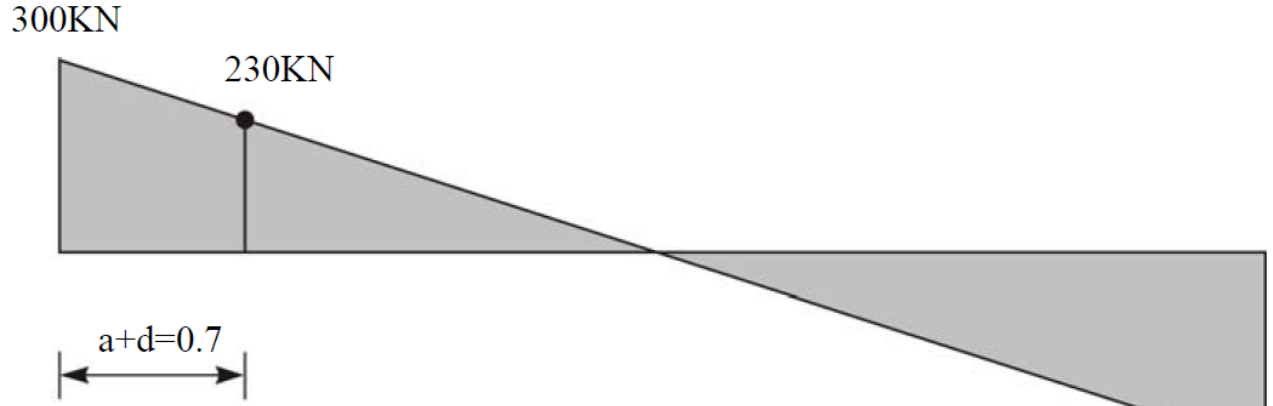



## عرض مؤثر دال:

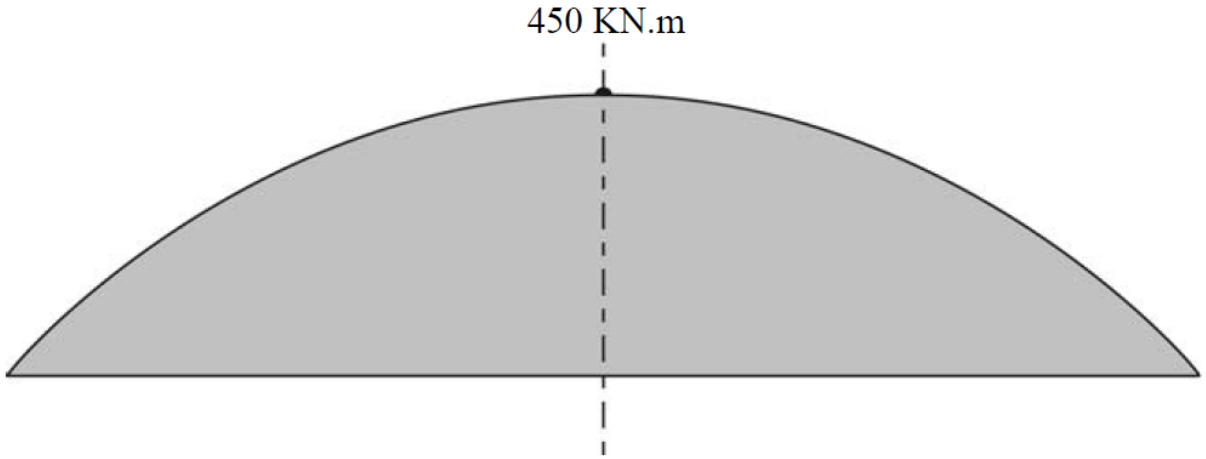
عرض مؤثر دال برابر با کوچکترین مقدار از مقادیر زیر است :

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

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




**نمودار نیروی برشی**




**نمودار لنگر خمشی**

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

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

آرماتور کششی در مقاطع وسط دهانه:

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

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

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

**تعیین تقریبی آرماتورها:**

$$USE 4\Phi 30, A_s = 4 \times 707 = 2828\, mm^2$$

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

$$a = 41 < 150\, mm$$

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

$$USE 4\Phi 30, A_s = 4 \times 707 = 2828 > 2453\, mm^2$$

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

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

## طراحی برای برش:

$$V_u = 230\,KN$$

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

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

$$V_s = 230 - 121 = 109\,KN$$

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

اگر از خاموت $\Phi 10$ استفاده شود:

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

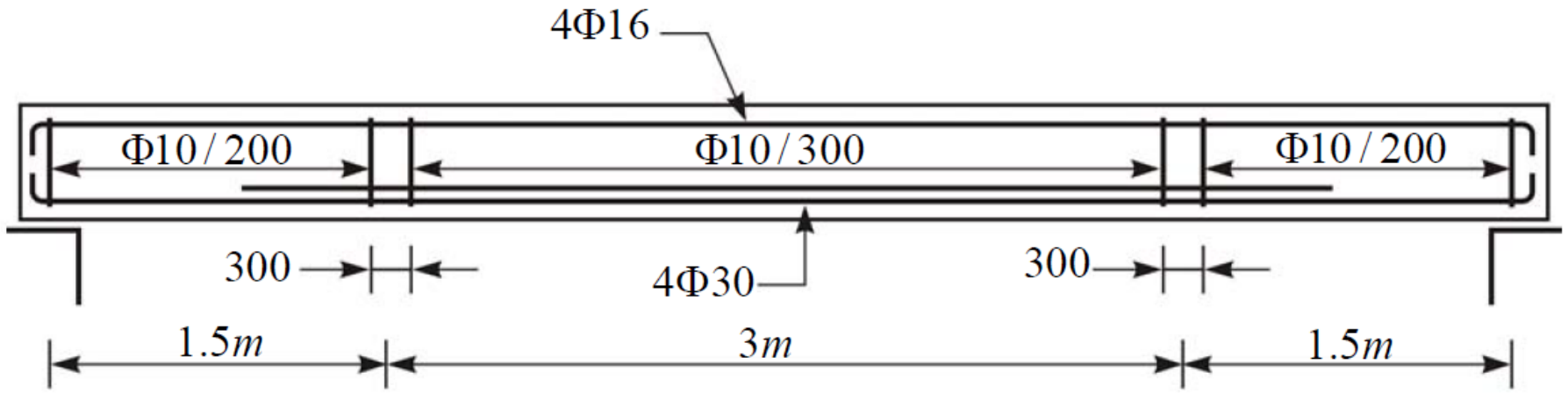
$$s = \frac{157}{0.572} = 274.5\,mm$$

از خاموت $\Phi 10/200$ تا ۱/۵ متر از بر تکیه‌گاه و از آنجا تا وسط دهانه از خاموت $\Phi 10/300$ استفاده می‌کنیم.

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

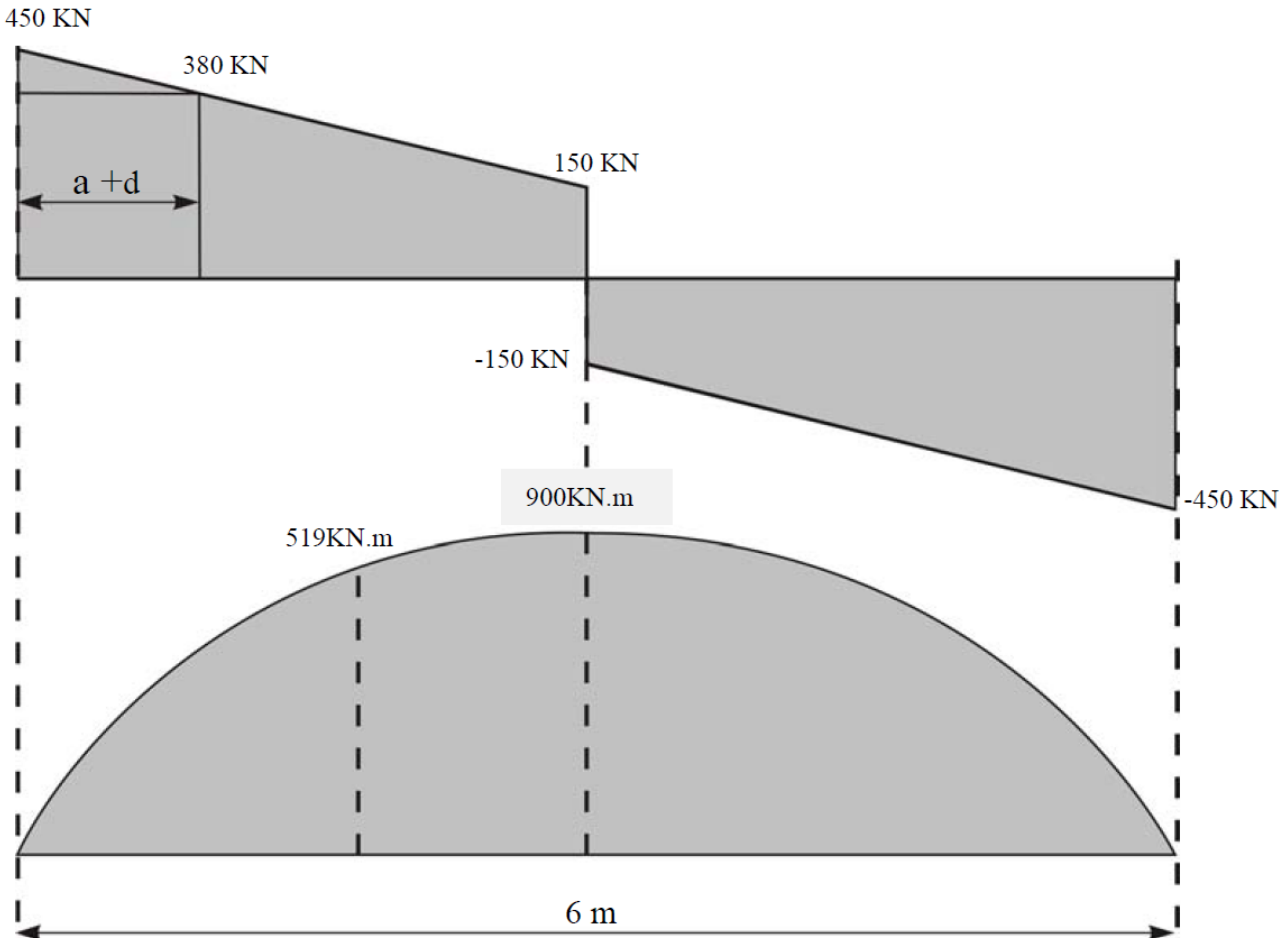
$$V_c + V_s = 121 + 149.5 = 270.5\,KN$$

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



**گام ۳- تقویت تیر برای بار جدید**

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



## تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی برمبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

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

$$a = 40\, mm$$

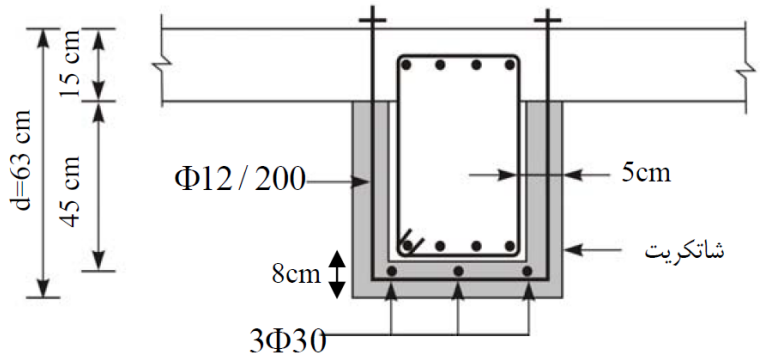
$$M_u = 2828(0.85 \times 400)(560 - \frac{40}{2}) \times 10^{-6} = 519\, KN.m$$

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

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

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

کل $M_u = 381 + 12.15 = 393.15 KN.m$



**تعیین تقریبی آرماتورها:**

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - t/2)} = \frac{393.15\times10^6}{340(630-75)} = 2083.5mm^2$$

$$3\Phi30 = 3\times707 = 2121mm^2$$

$$USE \quad 3\Phi30 = 2121mm^2 > 1881.3mm^2$$

این تقویت در طول تیر قرار داده می‌شود.

## تقویت برای برش

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

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

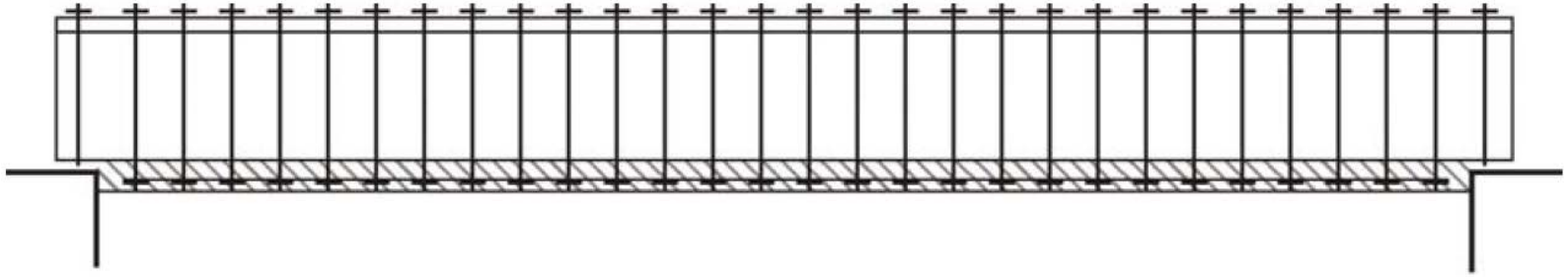
$$V_s = 230.5 + \frac{2.7 \times 6}{2} = 238.6 KN$$

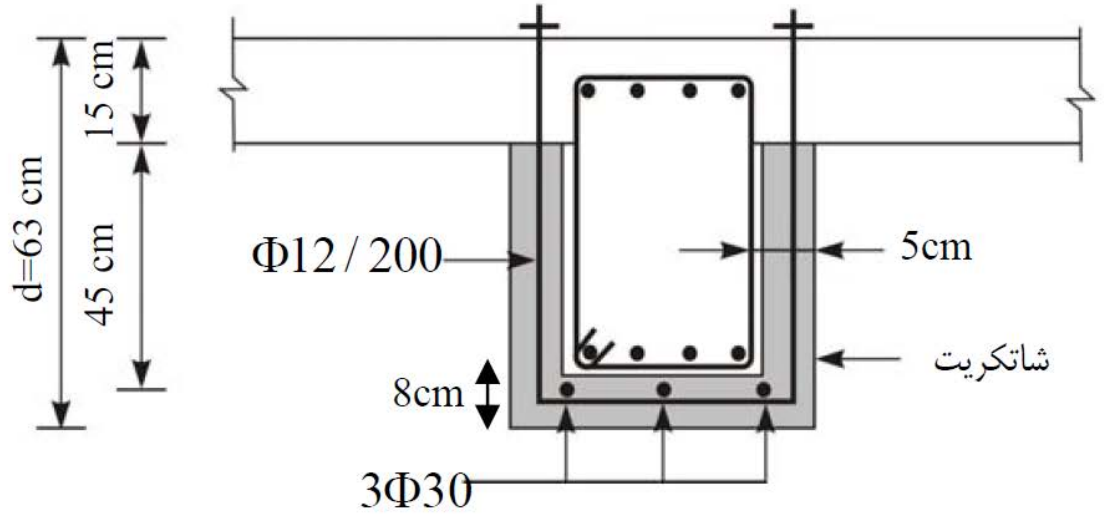
$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{0.85 f_y d} = \frac{238.6 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 630} = 1.114$$

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

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

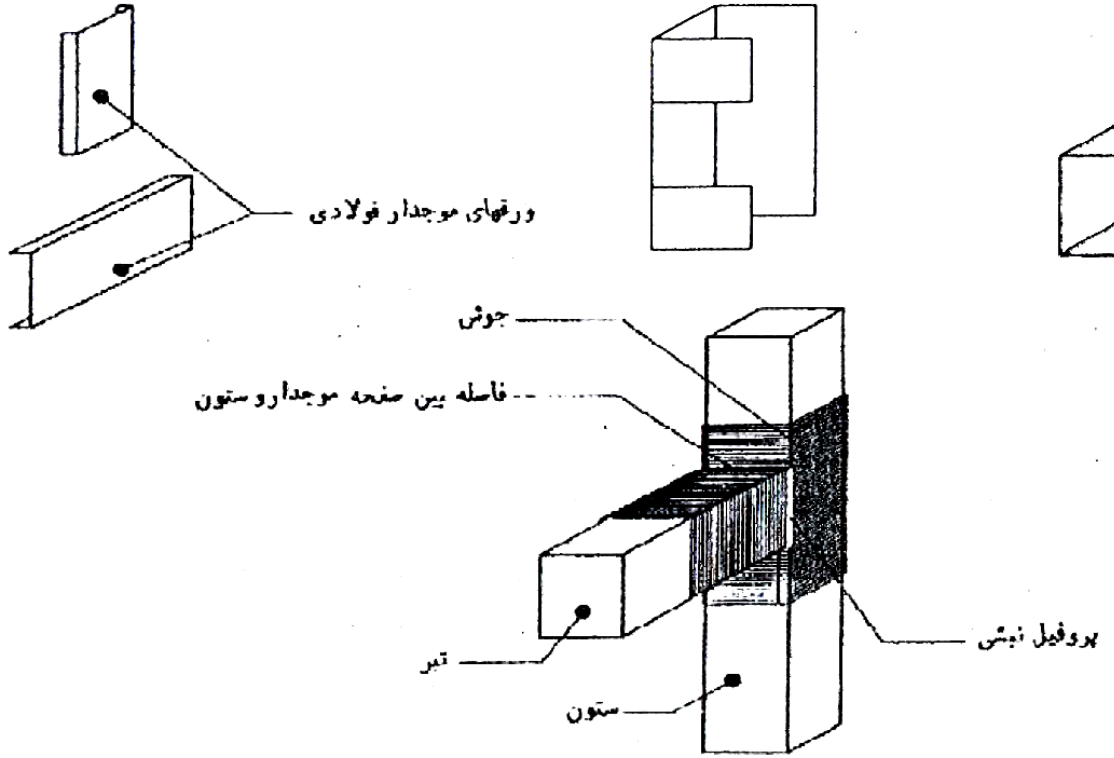
# جزئیات تقویت





# روکش فولادی

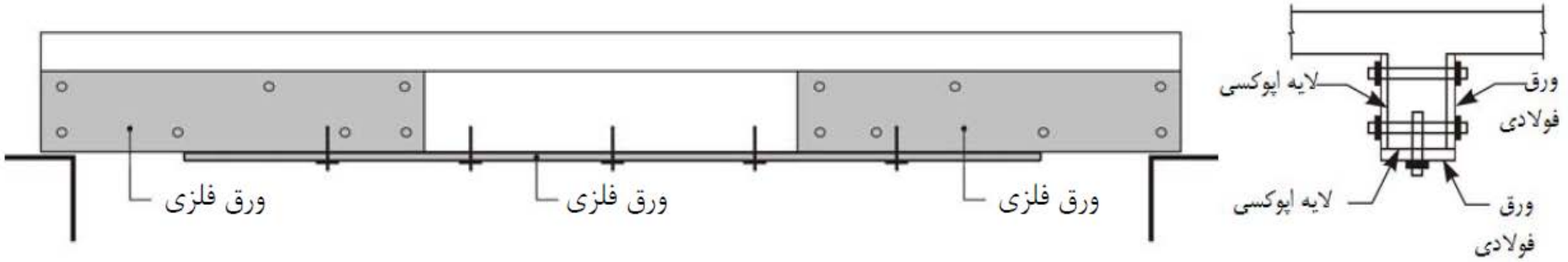
برای تقویت خمشی تیرها می توان ورق هایی به ضخامت کم را با رزین اپوکسی به وجه کششی تیر چسباند. چسباندن ورق به وجه قائم تیرها در نزدیکی تکیه گاه ها موجب افزایش ظرفیت برشی و چسباندن ورق




تقویت خمشی و برشی تیرها با چسباندن ورق‌های فولادی با ضخامت کم با چسب اپوکسی

# روکش فولادی

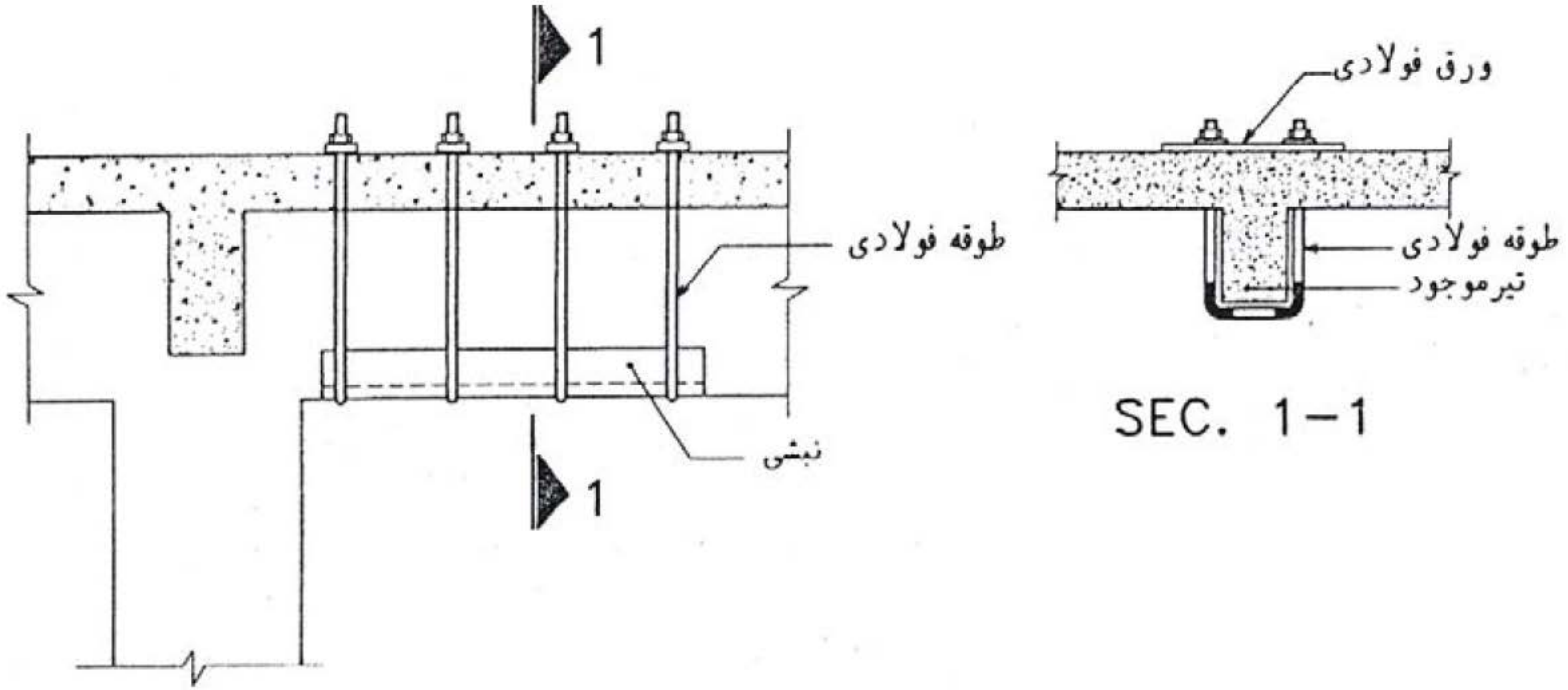
**در صورت نیاز به استفاده از ورقه هایی با ضخامت بیشتر باید از پیچ ها و بولت های مهاری برای انتقال برش استفاده نمود. در این حالت نیز توصیه می شود ابتدا ورق فولادی با چسب اپوکسی چسبانده شده و بعد پیچ ها به صورت میانگذار یا کاشته شده مورد استفاده قرار گیرد .**




**تقویت خمشی و برشی تیرها با ورق فولادی**

# روکش فولادی

**می توان بجای استفاده از ورق های فولادی که در وجوه تیر نصب می شوند از قفس های فولادی بصورت نبشی و رکابی استفاده نمود.**




**تقویت خمشی و برشی تیرها با قفس فولادی شامل نبشی و رکابی**

## مثال: مطلوب است طرح تقویت تیر بتن آرمه مثال قبل با روکش فولادی:

### الف: تقویت با روکش فولادی

- **کنترل برش**

ابتدا ظرفیت برشی موجود تعیین می‌گردد:

$$V_c = 121 KN$$

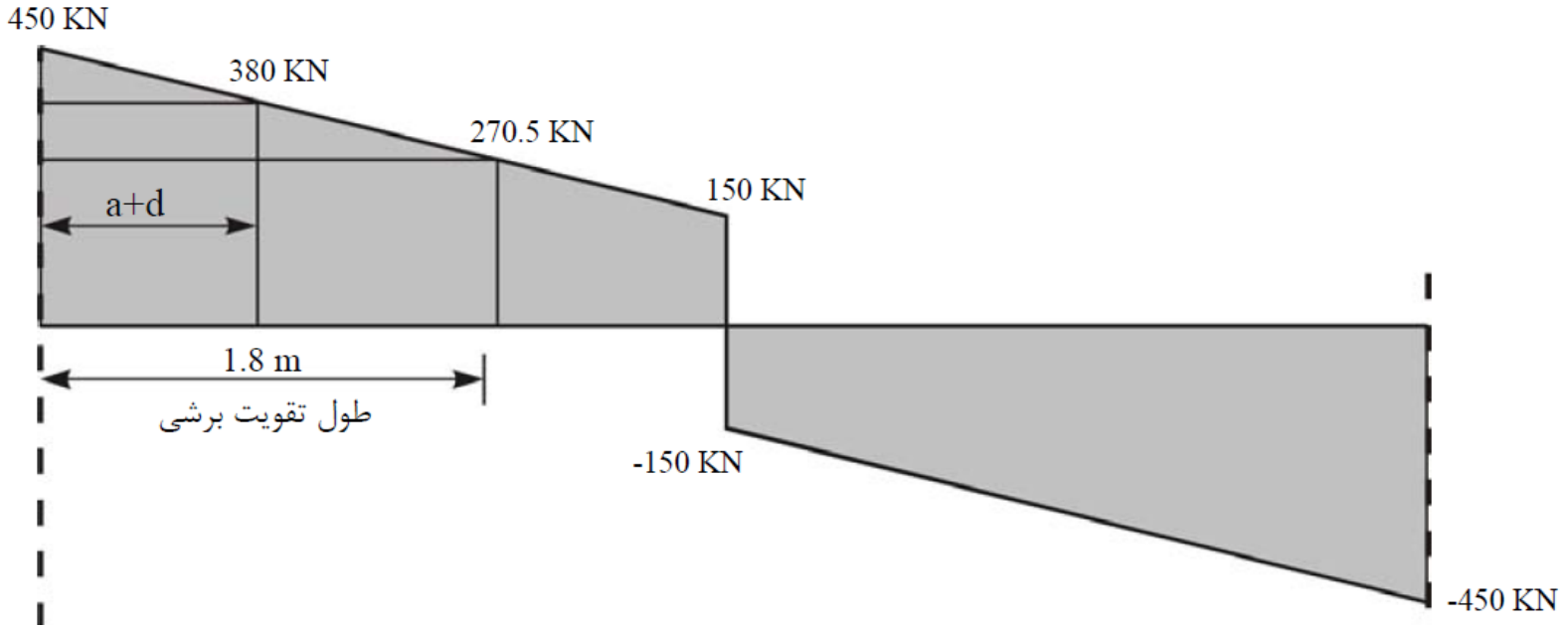
$$V_s = \frac{A_v}{s}(\varphi_s f_y)d = \frac{157}{200}(0.85\times 400)\times 560\times 10^{-3} = 149.5 KN$$

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

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

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

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



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

$$t = \frac{V_u}{\varphi_v .0.6.F_y .d} = \frac{230.5\times10^3}{0.9\times0.6\times240\times450} = 4\,mm$$

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

$$A_v = 2\times4 = 8\,mm$$

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

## تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی برمبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

$$A_s = 4\times707 = 2828\,mm^2$$

$$a = 40\,mm$$

$$M_u = 2828(0.85\times400)(560-\frac{40}{2})\times10^{-6} = 519\,KN.m$$

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

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

$$x = 1.36$$

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

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

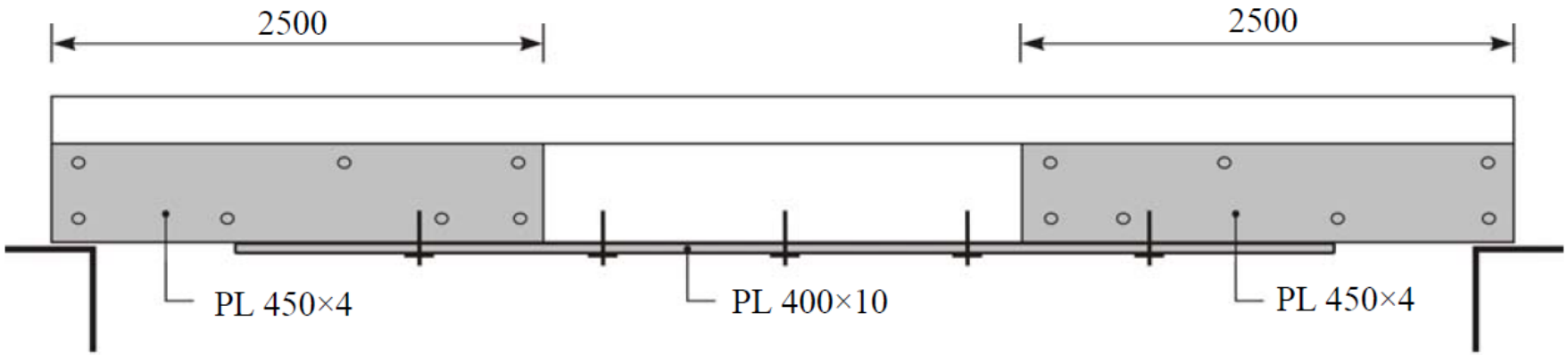
$$A_s = \frac{\Delta M_u}{f_{yd}(d - t/2)} = \frac{381 \times 10^6}{0.85 \times 240(600 - 75)} = 3557\,mm^2$$

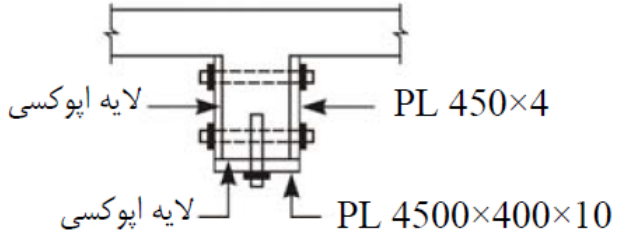
از ورق ۱۰×۴۰۰ میلیمتر در زیر سطح تحتانی تیر استفاده می‌شود.

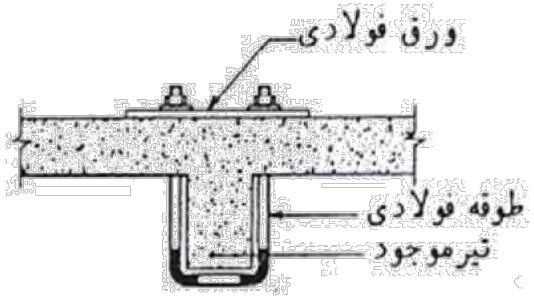
$$3557mm^2 < 400 \times 10 = 4000mm^2 \quad O.K.$$

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

طرح نهایی تقویت به شکل زیر خواهد بود.


2500
2500
PL 450×4
PL 400×10
PL 450×4


لایه اپوکسی
PL 450×4
لایه اپوکسی
PL 4500×400×10




## ب: استفاده از نبشی و رکابی

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

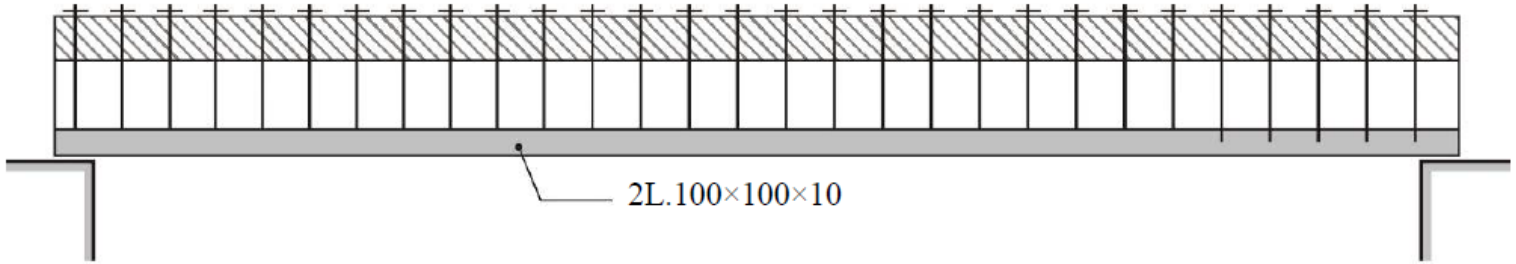
این نبشی‌ها در کنج تیر قرار می‌گیرند و در این حالت رکابی‌ها از پایین به نبشی جوش می‌شوند و از بالا به روی بتن سقف کاملاً پیچ و مهار می‌شوند و محاسبات آن شبیه به تسمه‌های فولادی است. فقط به جای تسمه فولادی معادل نبشی قرار داده می‌شود. در پیچ‌ها کشش اولیه‌ای ایجاد می‌گردد که باعث کیپ شدن نبشی‌ها به تیر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

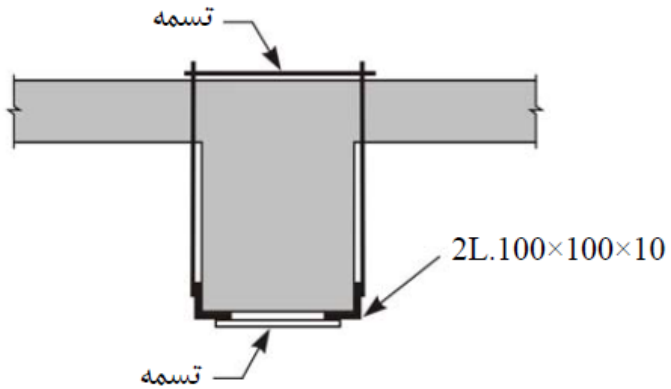
**طراحی برای تقویت خمشی:**

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

از دو نبشی 2L100x100x10 استفاده می‌شود.

$$A_s = 2 \times A(L100 \times 100 \times 10) = 2 \times 1920 mm^2 = 3840 mm^2 > 3557 mm^2 \quad O.K$$




**تقویت برشی:**

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

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

$$\Phi 20/200 \qquad A_v = 628mm^2 > 592\,mm^2$$

# استفاده از مصالح FRP

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

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

## آماده کردن سطح بتن

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

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

## چسب

در حال حاضر چسب‌های بسیار قدرتمندی در دسترس می‌باشد که می‌توانند در چسباندن و استفاده از نوارها و الیـاف FRP مـورد استفاده قرار گیرند به گونه‌ای که مقاومت آنها از مقاومت بتن بیشتر است و به همین دلیل در اغلب حالات شکست در بتن رخ می‌دهد وشکست در لایه چسب به ندرت رخ می‌دهد. تنها در صورت استفاده از چسب نامناسب و یـا اجـرای غلـط و نـامطلوب، امکـان بـروز مشکل در لایه چسب وجود دارد. این مشکل در سطح مشترک چسب و FRP و یا در سطح مشترک بتن و چسب رخ می‌دهد.

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

اتصال مصالح FRP به ناحیه کششی بتن به طوری که راستای الیاف آن در جهت طولی یک عضو خمشی باشد، باعث افزایش مقاومت خمشی آن عضو می‌گردد. مباحث این بخش افزایش مقاومت خمشی اعضای قاب خمشی شکل‌پذیر مقاوم در برابر زلزله را که انتظار تشکیل مفصل پلاستیک در آن باشد، در بر نمی‌گیرد. در طراحی این حالات باید رفتار قاب تقویت شده با در نظر گرفتن کاهش قابل توجه چرخش و انحنا در قسمت‌های تقویت شده مورد بررسی قرار گیرد. همچنین در این وضعیت تاثیر بارهای متناوب بر مصالح FRP نیز باید بررسی شود.

کاربرد مصالح FRP در مقاوم‌سازی

# فرضیات:

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

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

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

## مقاومت برشی مقطع

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

## کرنش لایه زیرین بتن موجود

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

# ضرایب جزئی ایمنی

ضرایب جزئی ایمنی مصالح فولاد و بتن براساس ضوابط مندرج در آیین نامه بتن ایران "آبا" در نظر گرفته می‌شوند. ضریب جزئی ایمنی مصالح FRP، $\phi_{frp}$، صرفنظر از نوع بارگذاری، به نوع آن و شرایط محیطی کار بستگی دارد. این مقدار از ضرب عدد ۰/۸۵ در مقادیر متناسب با جدول

| شرایط محیطی | نوع الیاف و رزین | ضریب کاهش محیطی |
|---|---|---|
| شرایط محیطی ملایم | کربن–اپوکسی | ۰/۹۵ |
| | شیشه–اپوکسی | ۰/۷۵ |
| | آرامید–اپوکسی | ۰/۸۵ |
| شرایط محیطی متوسط و شدید | کربن–اپوکسی | ۰/۸۵ |
| | شیشه–اپوکسی | ۰/۶۵ |
| | آرامید–اپوکسی | ۰/۷۵ |
| شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید | کربن–اپوکسی | ۰/۸۵ |
| | شیشه–اپوکسی | ۰/۵ |
| | آرامید–اپوکسی | ۰/۷ |

که ضرایب کاهش محیطی نامیده می شود، به دست می‌آید.

# کرنش در مصالح FRP

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

$$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{cu}\left(\frac{h-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi}$$

$\varepsilon_{bi}$ = کرنش اولیه در سطح کششی بتن

$\varepsilon_{cu}$ = کرنش نهایی بتن

$\varepsilon_{frp}$ = کرنش مصالح FRP

$h$ = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

$c$ = ارتفاع قسمت فشاری مقطع، میلیمتر

# تنش در مصالح FRP

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

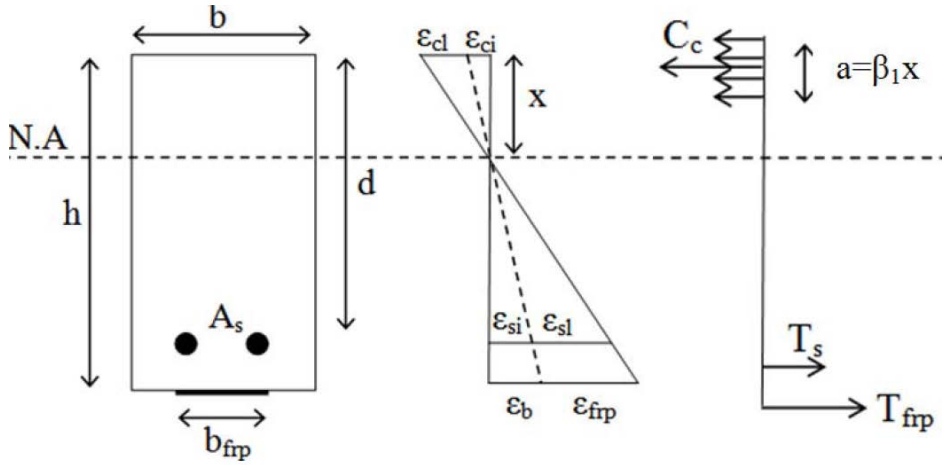
$$f_{frp} = E_{frp} . \varepsilon_{frp}$$

$\varepsilon_{frp}$ = کرنش مصالح FRP

$E_{frp}$ = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

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

# مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی



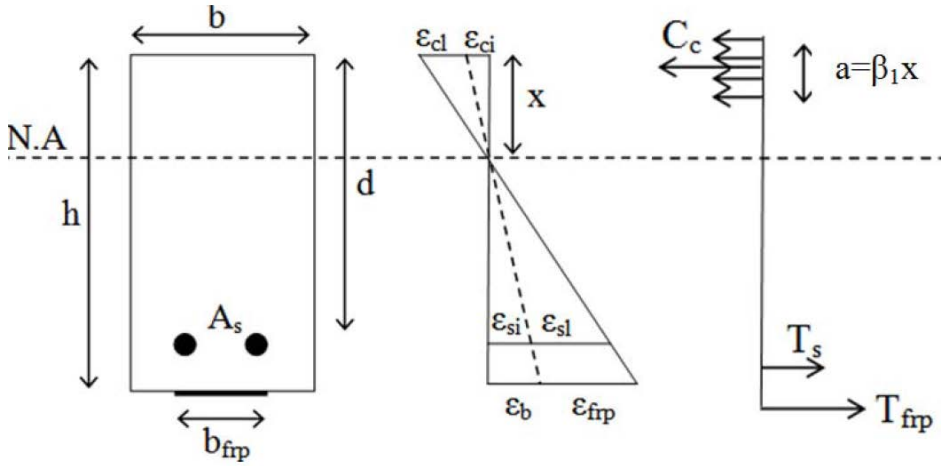

**نمودار تنش– تغییر طول نسبی داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش**

**نمودار تنش فشاری بتن را می‌توان با قبول حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۰۰۳ به وسیله توزیع تنش مستطیلی معادل با مشخصات زیر تامین کرد:**

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

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

# مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی




**نمودار تنش– تغییر طول نسبی داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش**

**نمـودار تـنش فشاری بتن را می‌توان با قبول حداکثر تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۰۰۳ به وسیله توزیـع تـنش مـستطیلی معادل با مشخصات زیر تامین کرد:**

پ – ضریب $\beta_1$ برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ مگاپاسکال ، برابر با ۰/۸۵ است. برای مقاومتهای بیشتر بـه ازای هـر مگاپاسکال افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقدار $\beta_1$ به صورت خطی به اندازه ۰/۰۰۸ کاهش می‌یابد. حـداقل مقـدار $\beta_1$ به ۰/۶۵ محدود می شود. رابطه ۲–۴–۳ عبارت فوق را توصیف می‌کند.

$$0.65 \le \beta_1 = 1.09 - 0.008 f_c \le 0.85$$

با حل معادلات تعادل مقطع، مقاومت حدی مقطع مستطیلی تقویت شده FRP

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

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی فولاد

$A_s$ = سطح مقطع آرماتور کششی، میلیمترمربع

$f_s$ = تنش کششی در فولاد کششی، مگاپاسکال

$h$ = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

$a$ = ارتفاع بلوک فشاری بتن، میلیمتر

$\varepsilon_{frp}$ = کرنش مصالح FRP

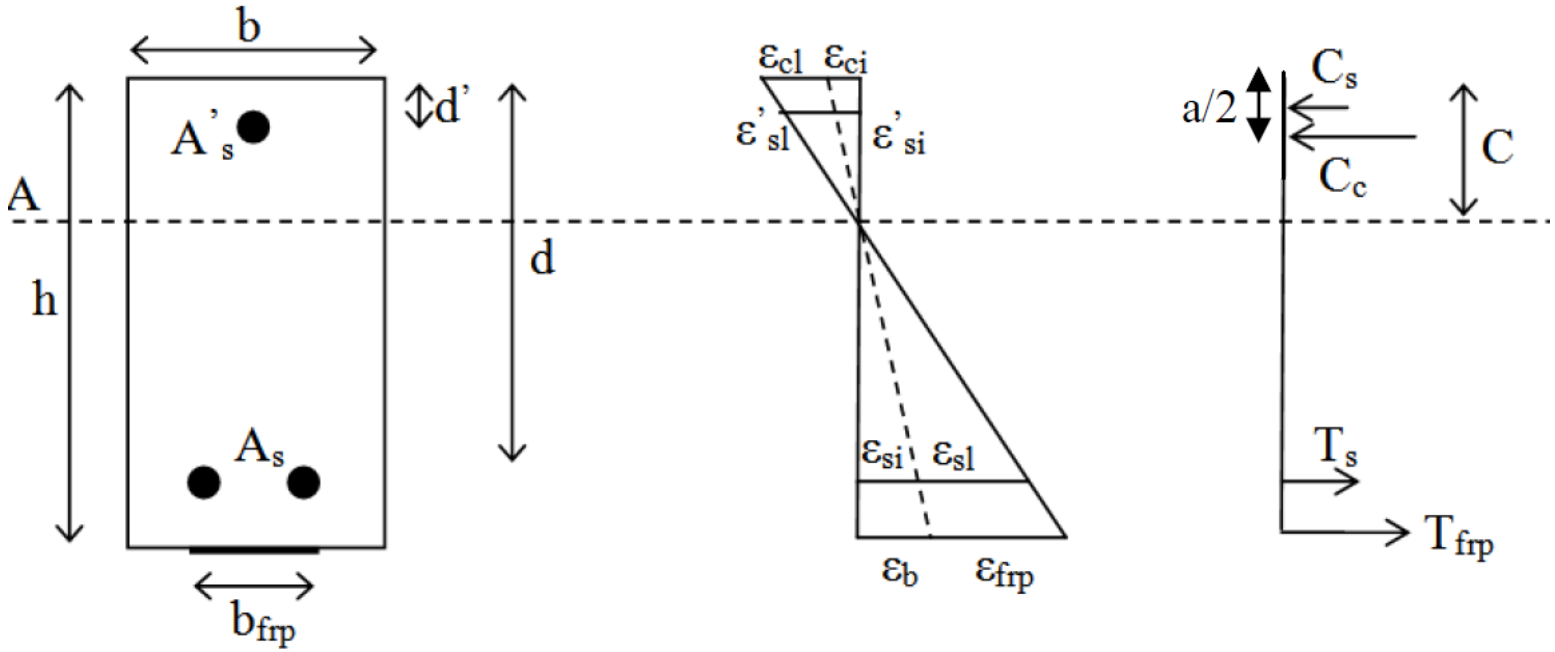
$\phi_{frp}$ = ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

$E_{frp}$ = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

$A_{frp}$ = سطح مقطع مصالح FRP ، میلیمترمربع

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

# مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی دارای فولاد فشاری

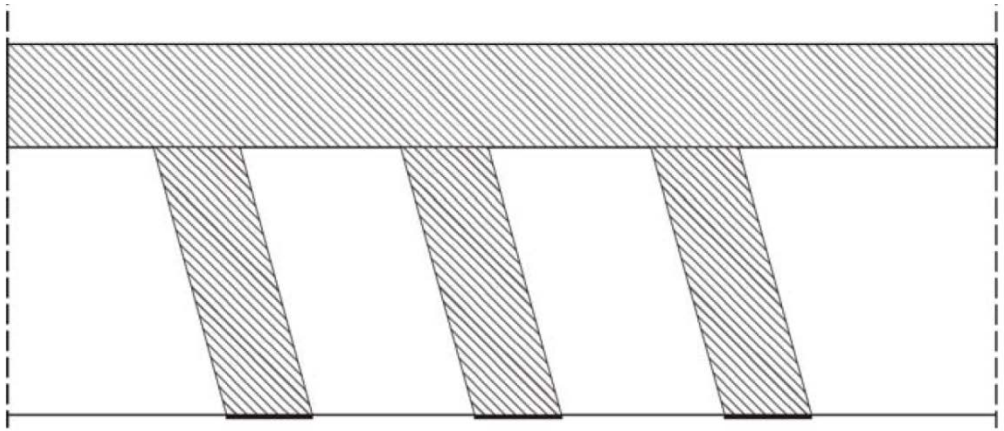



$$M_r = \phi_s f_s A_s (d - \frac{a}{2}) - \phi_s f_s^{'} A_s^{'} (d^{'} - \frac{a}{2}) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} (h - \frac{a}{2})$$

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

# تقویت برشی تیر با مصالح FRP

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



**نمایی از تقویت برشی**

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

روش مطرح شده در این بند بر پایه آیین نامه بتن ایران می باشد و مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن ، $V_c$، و مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی، $V_s$، از آن آیین‌نامه بدست می‌آیند که مقاومت برشی تامین شده توسط مصالح FRP، $V_{frp}$، برای لحاظ کردن سهم تقویت برشی FRP به آن اضافه شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع ، $V_r$، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp}$$

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s}$$

سهم مصالح FRP از برش به صورت زیر تعیین می‌شود:

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

که در رابطه بالا:

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

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

$\beta$ = زاویه نوار تقویتی برشی FRP با محور طولی عضو، درجه

$\varepsilon_{frp}$ = کرنش مصالح FRP

$E_{frp}$ = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

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

$\phi_{frp}$ = ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

$d_{frp}$ = عمق موثر رکابی‌های FRP، میلیمتر

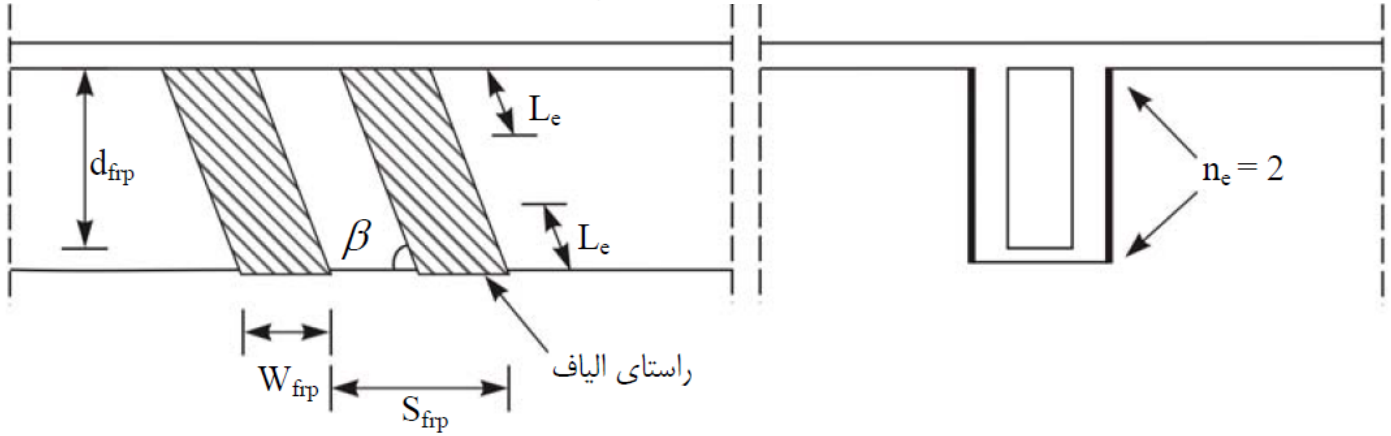
$V_{frp}$ = مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن

$$A_{frp} = 2t_{frp} w_{frp}$$

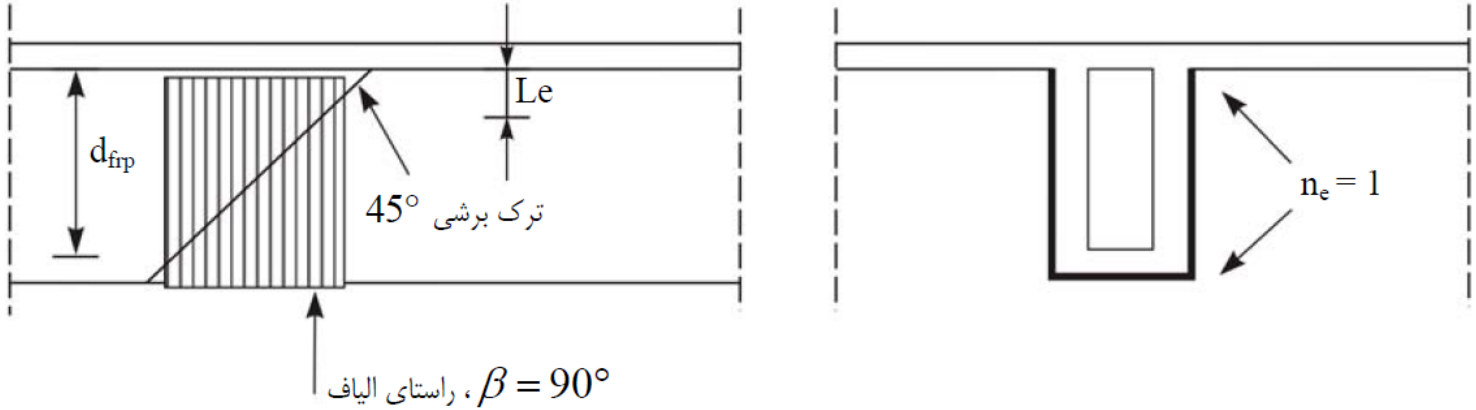
$w_{frp}$ = عرض موثر نوار تقویتی برشی FRP (در راستای طولی تیر)، میلیمتر

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

# تقویت برشی تیر با رکابی‌های FRP

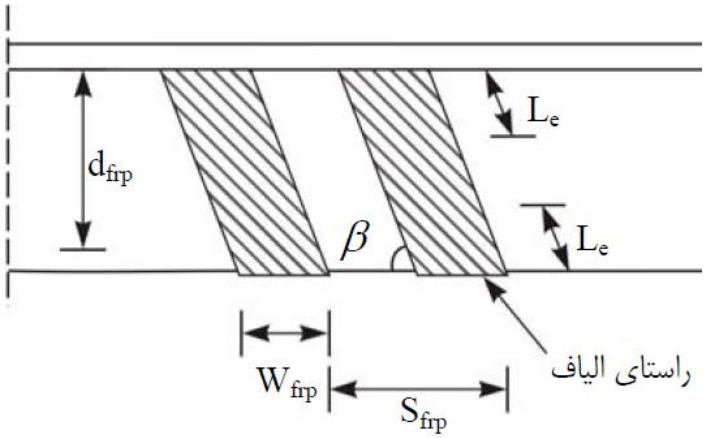



الف- تقویتی‌های برشی FRP بر وجوه جانبی




ب- رکابی‌های U شکل FRP

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




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

$$\varepsilon_{frp} = R\varepsilon_{frpu} \qquad (1)$$

$$\varepsilon_{frp} = R\varepsilon_{frpu} \qquad \textbf{(1)}$$

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

$$R = 0.8\lambda_1 \left[ \frac{f_c^{\,2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2}$$

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

– الیاف کربن

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

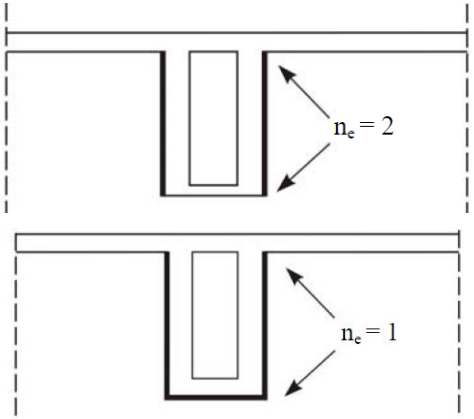
– الیاف آرامید و شیشه

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

$$\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8\phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525} \qquad \textbf{(2)}$$

**شاخصی از مقاومت برشی بتن** $k_1 = \left[\frac{f_c}{27.65}\right]^{2/3}$

شاخصی برای نحوه قرارگیری و آرایش مصالح FRP $k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}}$




$n_e$ تعداد انتهای آزاد رکابی‌های FRP در یک سمت تیر

طول مهارهای موثر $L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}}$

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

# محدودیت‌های تقویت برشی

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

$$s_{frp} \le w_{frp} + \frac{d}{4}$$

- **مقاومت برشی نهایی مقطع (حداکثر تقویت برشی ) به مقدار زیر محدود می شود.**

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

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

حداقل تقویت عرضی $A_{vfrp,\min} = \frac{A_{frp,cut} f_{frpu}}{0.08 E_{frp}}$

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

## مثال:

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

ابعاد هندسی

$b = 400$ mm

$h = 600$ mm

فولاد :

$A_S = 1200$ mm$^2$

$f_y = 300$ MPa

$d = 546$ mm

بتن :

$f_c = 25$ MPa

FRP :

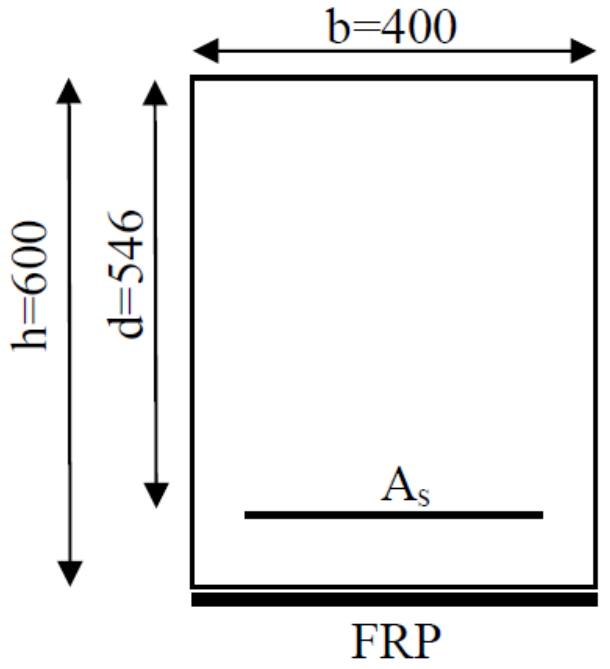
$A_{frp} = 48$ mm$^2$

$E_{frp} = 220$ GPa

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.95 = 0.807$

$\varepsilon_{frpu} = 0.015$

الیاف CFRP: شرایط محیطی ملایم (کربن- اپوکسی)



| محاسبات | روش |
| --- | --- |
| محاسبه ضریب<br>$\beta_1$ | $f_c' = 25\,MPa < 30\,MPa \Rightarrow \beta_1 = 0.85$ |
| محاسبه ارتفاع ناحیه فشاری<br>(تار خنثی) | $x = \dfrac{\phi_s f_y A_s + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp}}{0.85 f_c \phi_c \beta_1 b}$<br>$x = \dfrac{0.85\times300\times1200 + 0.807\times220000\times0.015\times48}{0.85\times0.6\times25\times0.85\times400}$<br>$x = 100\,mm$<br>$a = \beta_1 x = 0.85\times100 = 85\,mm$ |

| | |
|---|---|
| $\varepsilon_s = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi})(\frac{d-x}{h-x}) = (0.015+0.0)(\frac{546-100}{600-100})$<br>$\varepsilon_s = 0.0134 > \varepsilon_y (= 0.0015)$<br>$\varepsilon_s = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi})(\frac{x}{h-x}) = (0.015+0.0)(\frac{100}{600-100})$<br>$\varepsilon_s = 0.003 < 0.0035$<br>$\varepsilon_s = 0.003 < \varepsilon_{cu}$ و $\varepsilon_s > \varepsilon_y (= 0.002)$<br>لذا حالت تسلیم کششی اتفاق می‌افتد و داریم: | محاسبه میزان کرنش در مصالح به منظور شکست حالت مورد نظر |

| | |
|---|---|
| محاسبه ظرفیت خمشی | $M_r = \phi_s f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp} \left( h - \frac{a}{2} \right)$<br>$0.85 \times 300 \times 1200 \left( 546 - \frac{85}{2} \right) + (0.85 \times 0.95) \times 220000 \times 0.015 \times$<br>$48 \left( 600 - \frac{85}{2} \right)$<br>$M_r = 225.3 \times 10^6 \, N.mm = 225.3 \, KN.m$ |

مشاهده می شود ظرفیت خمشی تیر بدون FRP، 158 KN.m بوده و در حالت تقویت با FRP ظرفیت خمشی آن به 225.3 KN.m افزایش می یابد که 43% افزایش را نشان می‌دهد.

## مثال:

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

ابعاد هندسی

$b = 400$ mm

$h = 600$ mm

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

فولاد

$A_{St} = 300$ mm$^2$

$A_v = 157$ mm$^2$

$S = 150$ mm

$f_y = 400$ MPa

بتن

$f_c = 20$ MPa

CFRP

$t_{frp} = 0.12$ mm

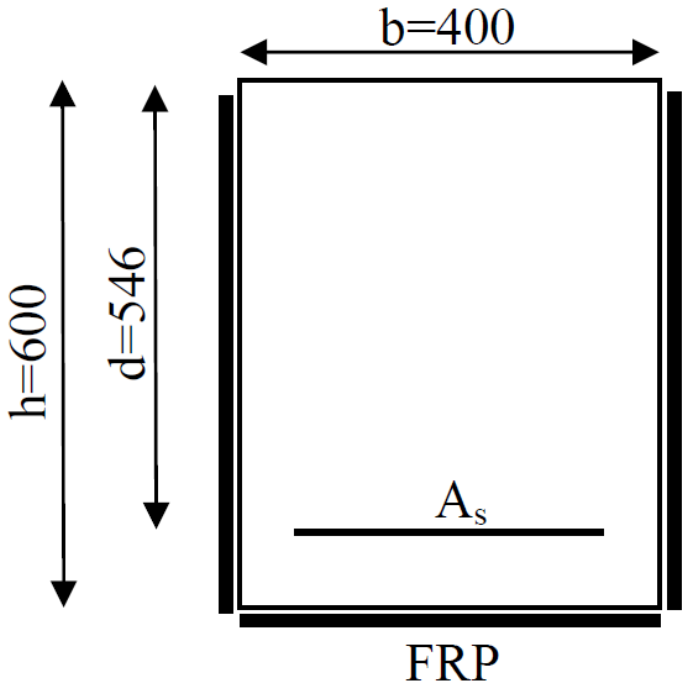
$w_{trp} = 500$ mm

$s_{frp} = 500$ mm

$E_{frp} = 220$ GPa

$\varepsilon_{frpu} = 0.015$

$n_e = 1$



## سهم بتن و فولاد از مقاومت برشی

$$V_C = 0.2\varphi_C \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_C = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{20} \times 400 \times 546 = 117.2kN$$

$$V_S = \phi_S A_v f_y \frac{d}{S}$$

$$V_S = 0.85 \times 157 \times 400 \times \frac{546}{150} \times 10^{-3} = 194.3kN$$

$$V_C + V_S = 311.5KN$$

# سهم مصالح FRP از مقاومت برشی

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

$$\rho_{frp} = \frac{2\times 0.12\times 500}{400\times 500} = 0.0006$$

$$A_{frp} = 2w_{frp}\times t_{frp}$$

$$A_{frp} = 2\times 500\times 0.12 = 120mm^2$$

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

$$L_e = \frac{25350}{(0.12\times 220000)^{0.58}} = 69.1mm$$

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

$$k_1 = \left[\frac{20}{27.65}\right]^{2/3} = 0.806$$

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

$$k_2 = \frac{546 - 1\times 69.1}{546} = 0.87 \geq 0 \quad O.K$$

$$\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8\times \phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525}$$

$$\varphi_{frp} = 0.85\times 0.95 = 0.807$$

الیاف CFRP : شرایط محیطی ملایم (کربن- اپوکسی)

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

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

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

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

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

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

$$\beta = 90$$

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

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

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

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

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

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

$$388.3 \le 586$$

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

# آثار و مزایای FRP

۱- افزایش شکل‌پذیری

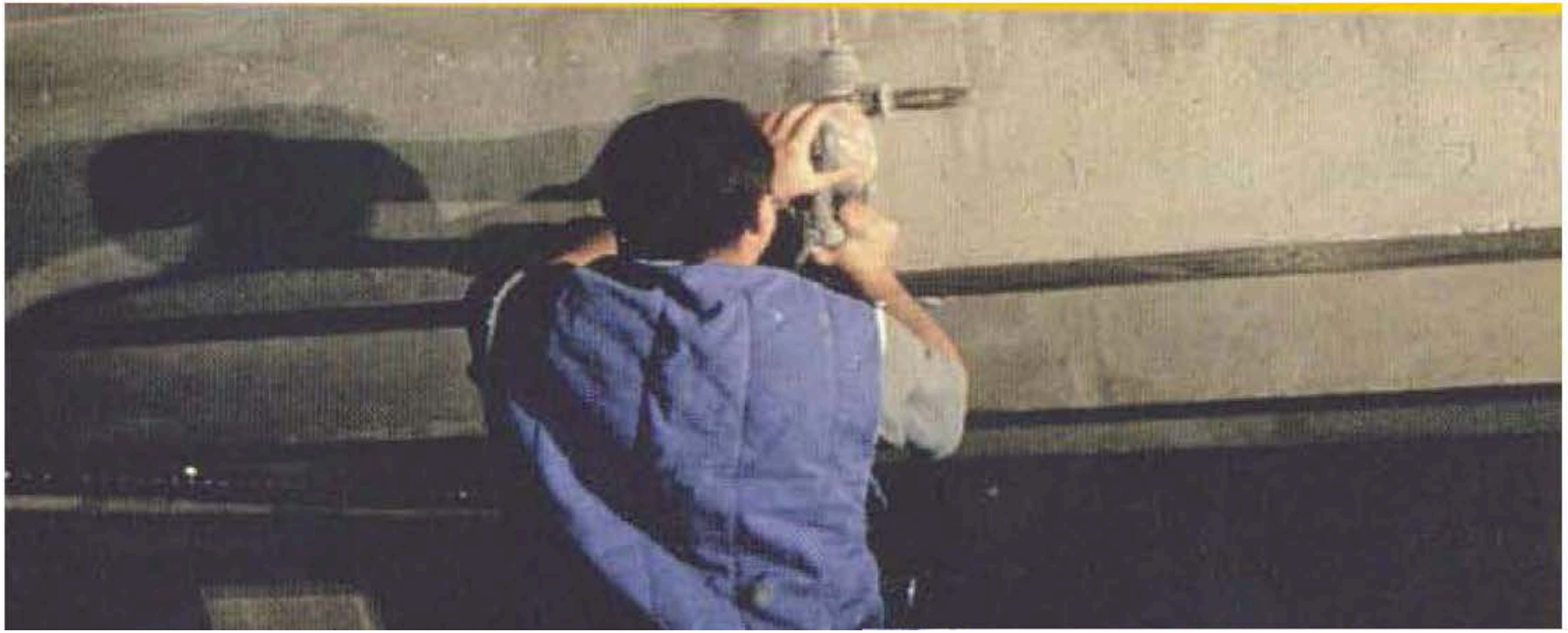
۲- بهبود همپوشانی میلگردها

۳- بهبود ظرفیت خمشی (نوار FRP طولی)

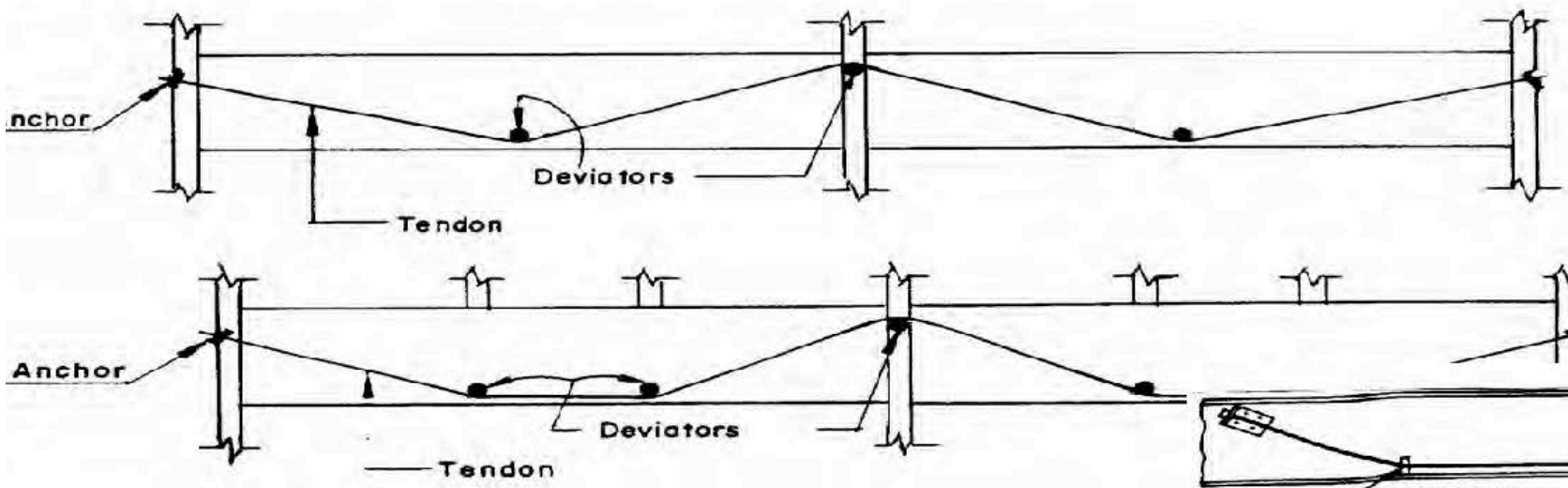
٤- بهبود ظرفیت محوری (نوار FRP دورپیچ)

با توأم کردن FRP طولی و دورپیچ آثار ۳ و ٤ هر دو بهبود می‌یابد.

# تقویت خمشی با استفاده از الیاف پلیمری FRP



# پیش تنیدگی خارجی برای تقویت تیرها




ig. 8.1 Basic arrangements of external tendons

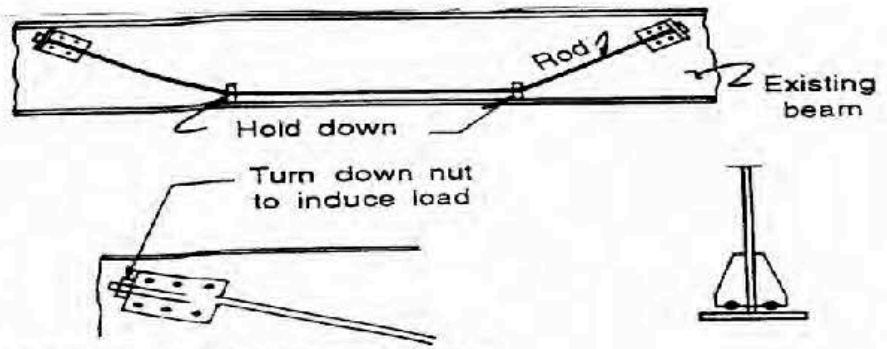
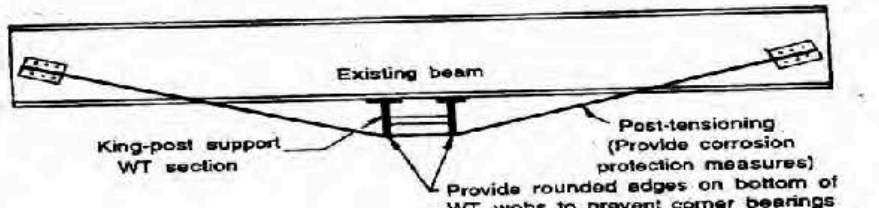



Fig. 7.21 Prestressing a steel beam

مقاوم سازی به این روش میتواند موضعی یا کلی باشد، در حالت کلی نیروهای پیش تنیدگی که به سازه مقاوم شده القا میگردد منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنشها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها میشوند.

**البته پیش تنیدگی نیروهای متمرکز جدیدی شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا به وجود می آورد.**



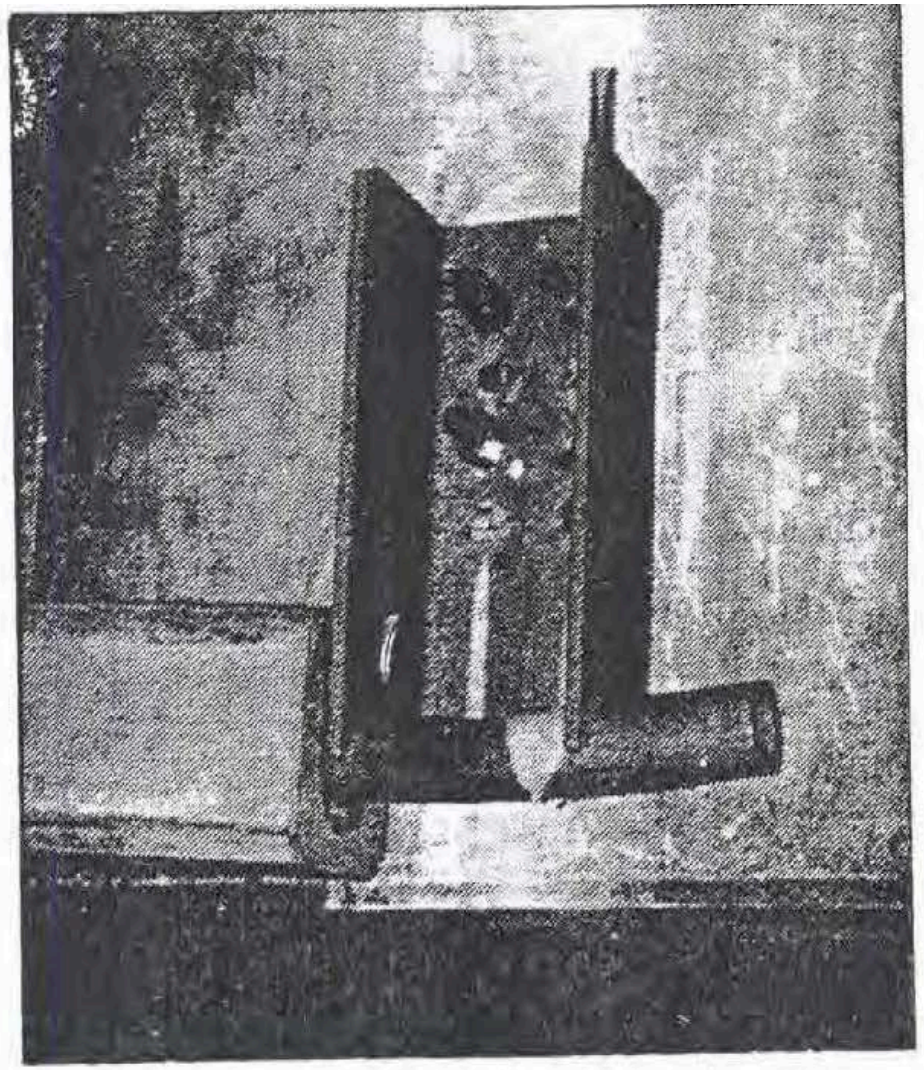


Fig. 8.2 Structural steel bracket bolted to the side of a beam at a low point; The PT is encased in concrete for protection

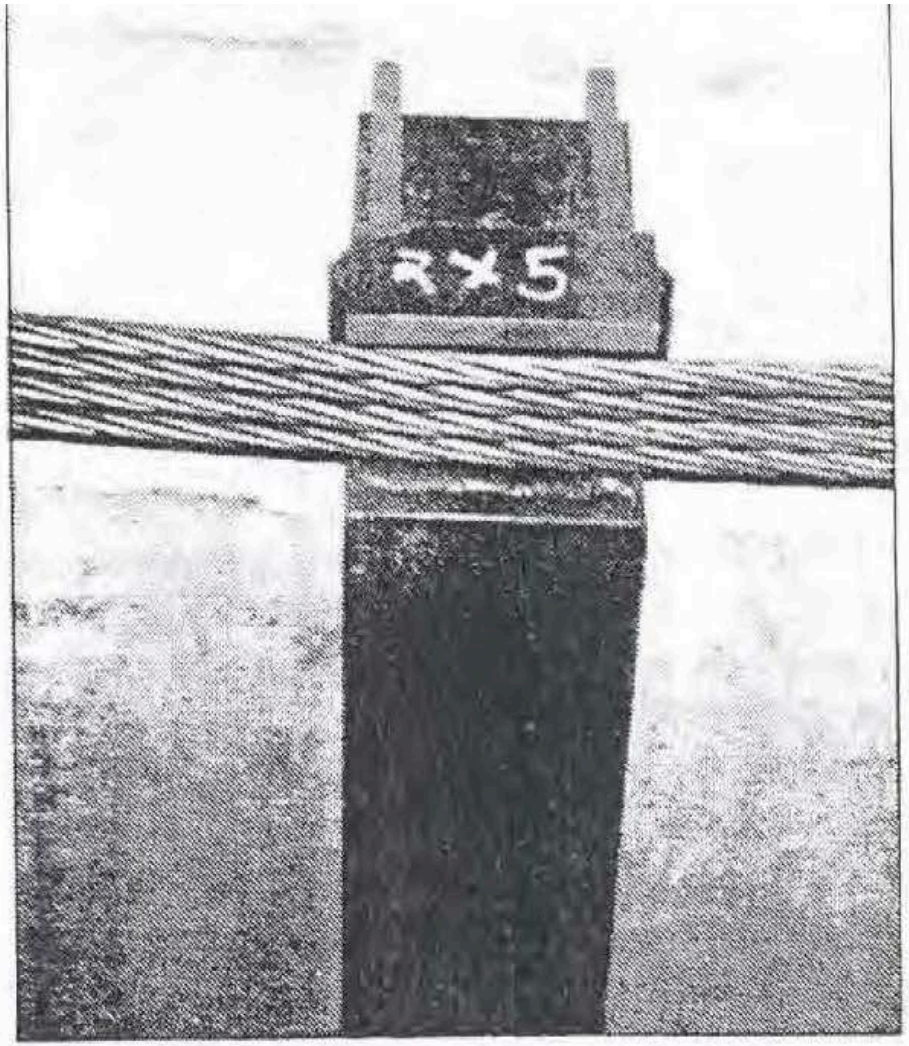
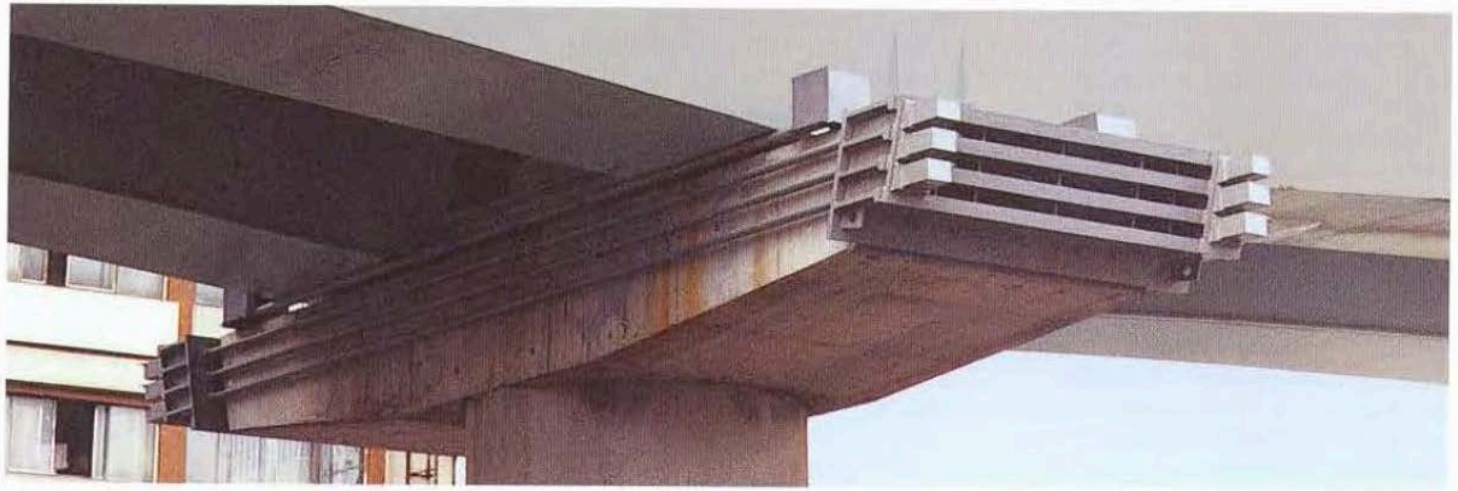



Fig. 8.3 Structural steel saddle is attached to the bottom of a beam, serving as a low point deflector or deviator



Pier head beam with strengthening by DYWIDAG bar tendons.

# مثال های طراحی از
# مقاوم سازی سازه های فلزی

# تیرهای فولادی

**عمده خرابی موجود در تیر های فلزی شامل کمانش کلی و موضعی بال و جان و گسیختگی در محل درزها و وصله ها می باشد. از آنجایی که قسمتی از مقطع تحت فشار است، خطر کمانش در این ناحیه وجود دارد. این کمانش به دو صورت ممکن است رخ دهد:**

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

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

**دلایل اصلی این خرابی ها عبارتند از:**

۱- سطح مقطع کم تیر،

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز،

۳- عدم فشردگی مقطع،

۴- ضعف درجوش‌ها،

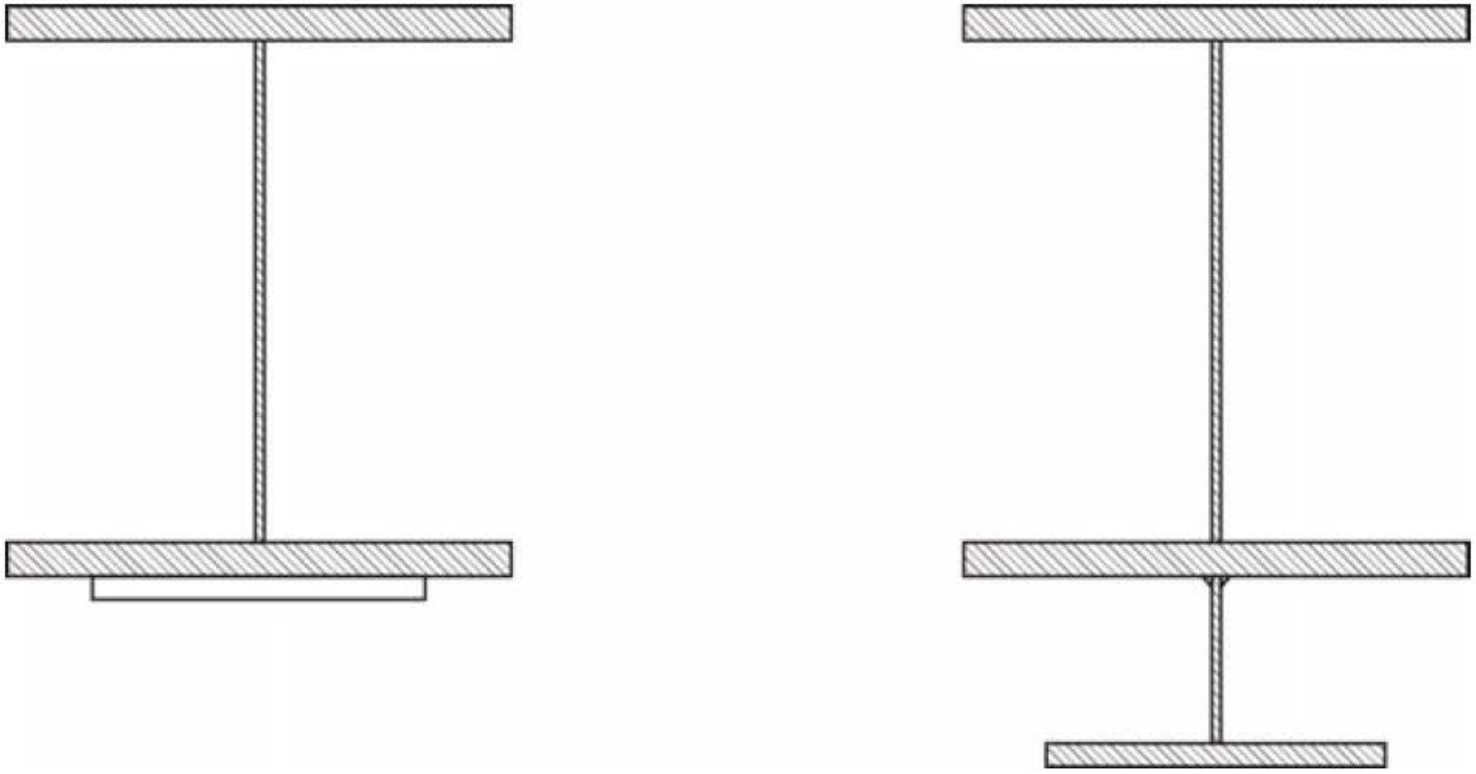
۵- زنگ زدگی و خوردگی تیر،

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

۷- خستگی.

## تقویت با روکش فولادی

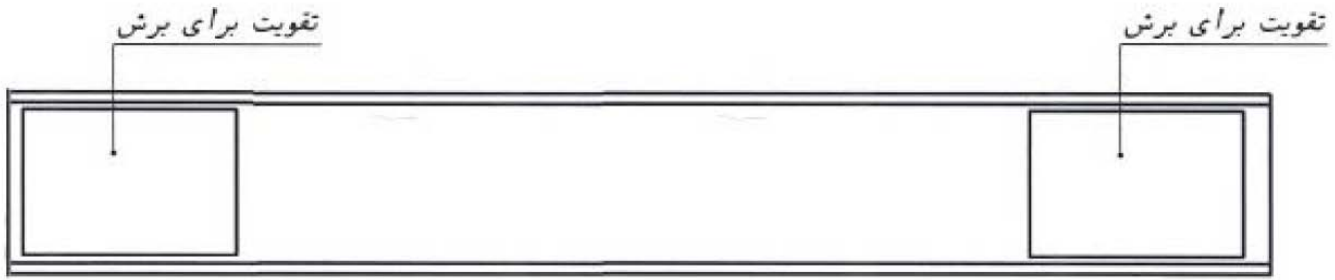
**از جمله را ه های افزایش ظرفیت خمشی و محوری تیرهای فولادی، تقویت با روکش فولادی می باشد.**



تقویت با روکش فولادی

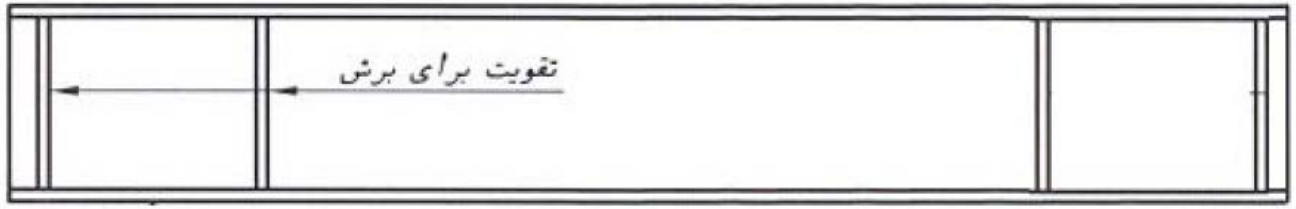
برای تقویت برشی جان تیر میتوان از دو روش استفاده نمود:

## ۱- اضافه نمودن ورقهای موازی با جان تیر



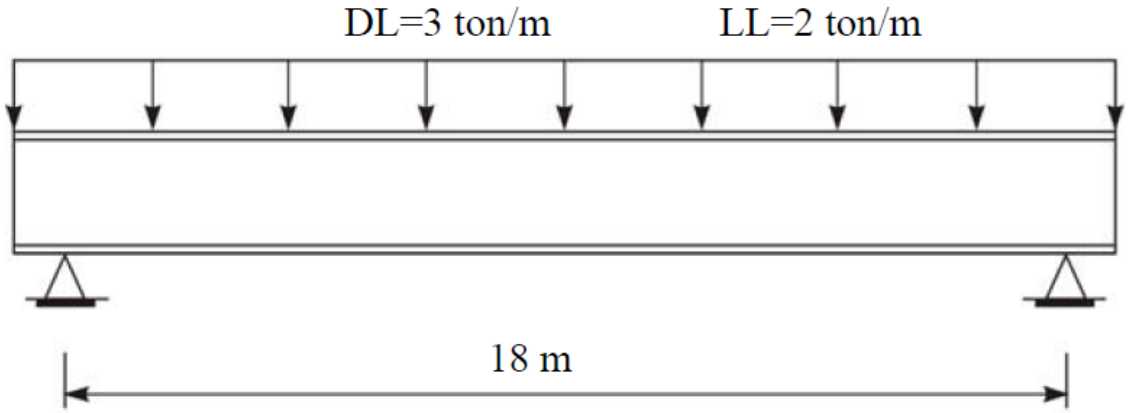

## ۲- اضافه نمودن سخت کننده های جان

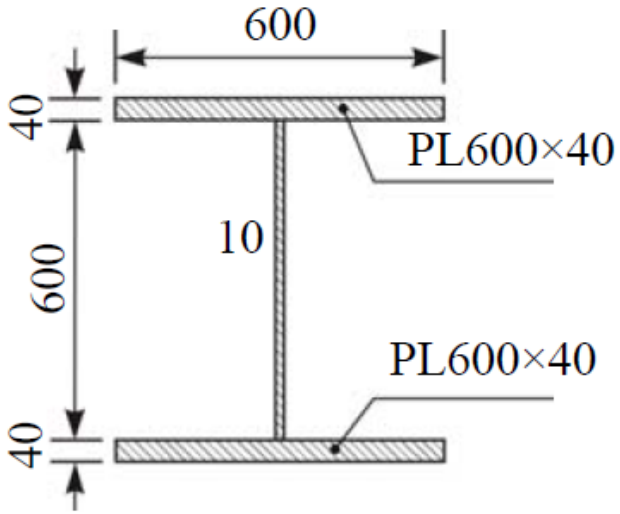
استفاده از سخت کننده های جان یکی از مؤثرین رو شهای افزایش مقاومت برشی تیر می باشد. سخت کننده های عرضی ورق هایی هستند که به صورت تیغ ههای قائم و در فواصل معینی از یکدیگر قرار داده می شوند و به جان و بال فشاری جوش می شوند



## مثال:

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




(ابعاد به میلیمتر)

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

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

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

$$C_t = C_b = 34cm$$

$$A = 540cm^2$$

$$I = 510160cm^4$$

$$r = 30.74cm$$

$$S_t = S_b = 15004cm^3 \Rightarrow f_b = f_t = \frac{M}{S} = 1349.6\,kg/cm^2 < F_b = 0.6F_y = 1440\,kg/cm^2$$

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

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

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

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

$$q=6t/m$$

$$f_b=f_t=\frac{6}{5}\times1349.6=1620kg/cm^2>F_b=0.6F_y=1440kg/cm^2$$

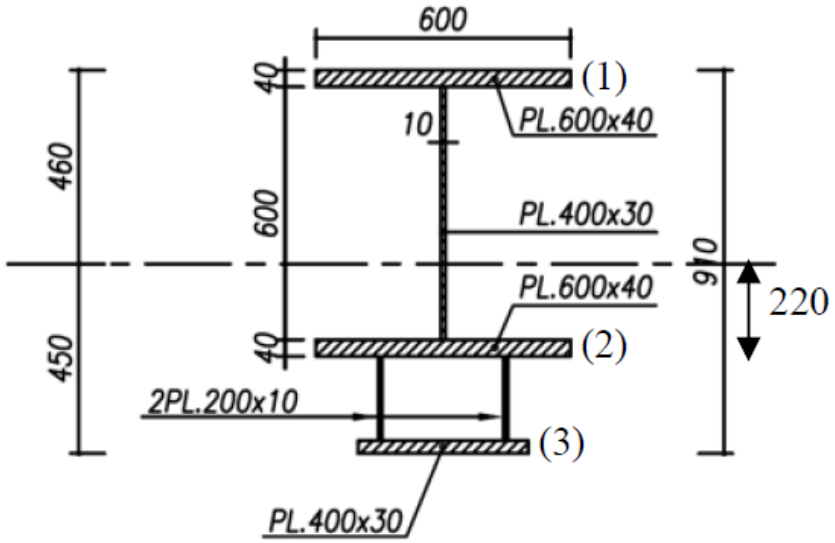
$$\Delta_T=\frac{6}{5}\times6.4=7.68cm$$

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

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

**تقویت با ورق:**

برای تقویت با ورق سعی می‌کنیم ارتفاع تیر را به $\frac{۱}{۲۰}$ دهانه برسانیم تا کنترل ارتعاش تیر نیز انجام شود.




$$A = 700cm^2$$

$$I = 857373cm^4$$

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

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

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

بار مرده را به مقطع قبلی و بار زنده را به مقطع کل می‌دهیم.

$$W_d = 3ton/m \rightarrow M = 3\times 18^2/8 = 121.5ton.m$$

$$W_L = \Delta W = 2+1 = 3ton/m \rightarrow M = 3\times 18^2/8 = 121.5ton.m$$

**بار مرده:**

$$f_1' = f_2' = 121.5 \times 10^5 / 15004 = 810\, kg / cm^2$$

**بار زنده + بار جدید:**

$$f_1'' = 121.5 \times 10^5 / 18627 = 652\, kg / cm^2$$
$$f_2'' = 121.5 \times 10^5 / 39025 = 311\, kg / cm^2$$
$$f_3'' = 121.5 \times 10^5 / 19066 = 637\, kg / cm^2$$

**تنش کل:**

$f_1 = 810 + 652 = 1462$ قدری زیاد است

$f_2 = 810 + 311 = 1121$ $O.K.$

$f_3 = 637$ $O.K.$

$\Delta_T = \Delta_d + \Delta_l + \Delta$ اضافه بار

$$\Delta_d = \frac{3}{5} \times 6.4 = 3.84\, cm$$

$$\Delta_L + \Delta \text{ اضافه بار} = \frac{5}{384} \times \frac{30 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 857373} = 2.28cm$$

$$\Delta_T = 3.84 + 2.28 = 6.12cm$$

$$\frac{6.12}{1800} = \frac{1}{294} \approx \frac{1}{240} \text{ خوبست}$$

اگر بتوانیم با جک زدن تمام بار را برداریم، از مقطع کل می‌توانیم برای محاسبه تنش و تغییرشکل بارهای مرده + زنده استفاده کنیم.

# استفاده از روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

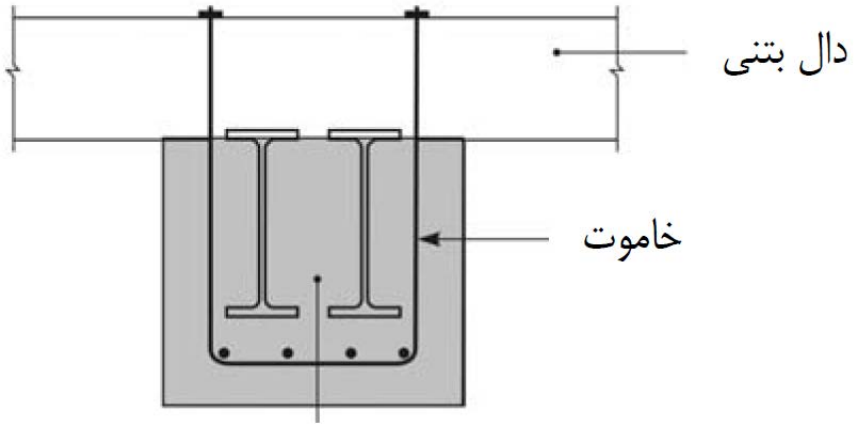
**با محصور نمودن تیر فلزی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی و خمشی می گردد. در صورتیکه تیر فلزی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی مؤ ثر توصیه می گردد. تیر های فلزی پس از مقاوم سازی با روکش بتنی در برابر آتش سوزی نیز مقاومت خوبی دارند**

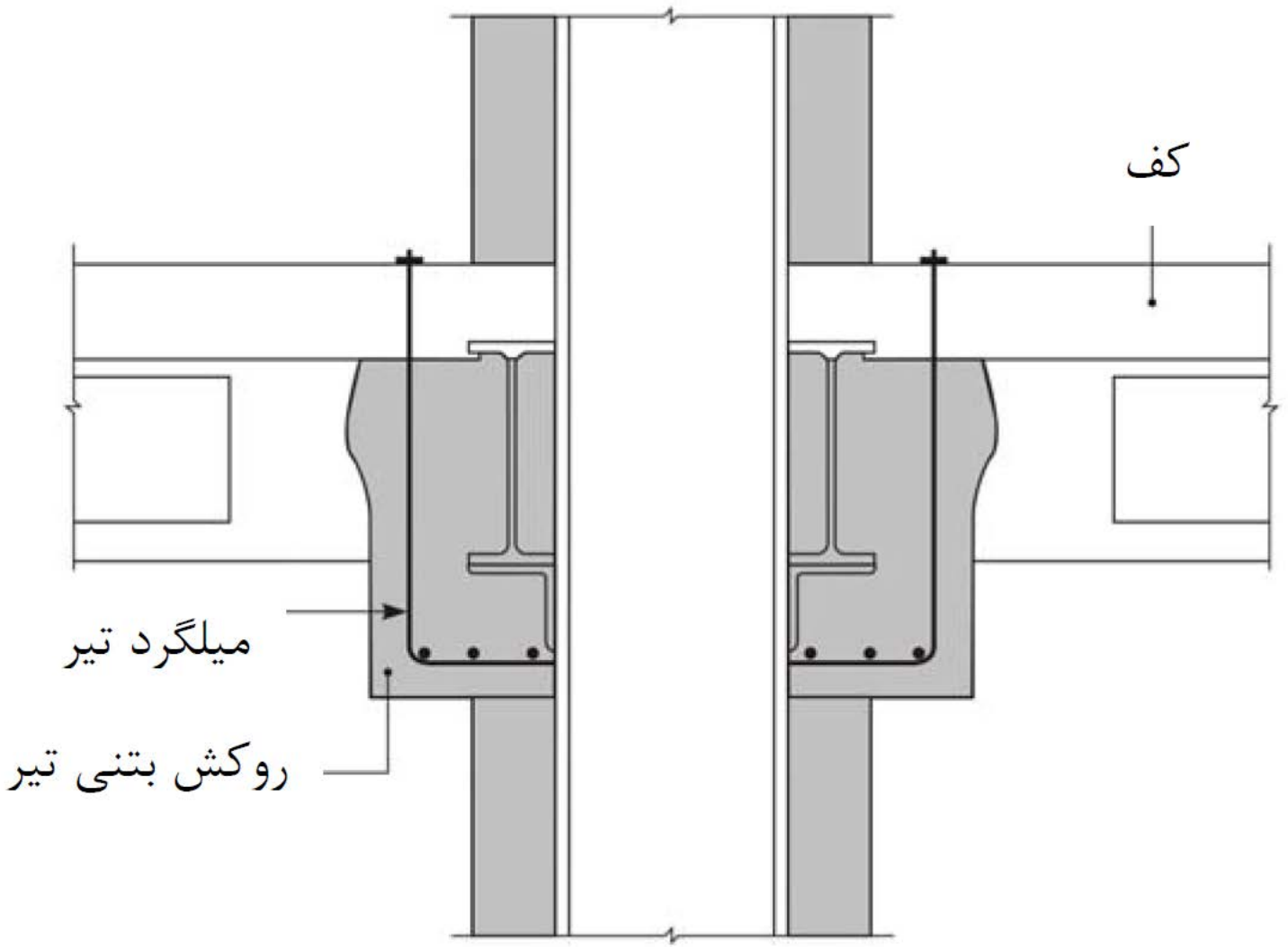
**درحالت حدی نهایی مقاومت خمشی اسمی تیرهای فلزی تقویت شده محاط دربتن برمبنای یکی ازحالات حدی زیرتعیین می شود.**

۱. بر اساس رویهم گذاری توزیع تنش خطی با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت و حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی با لنگر تسلیم $M_y$ $(\phi_b = ۰/۹)$

۲. بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع فولادی تنها $(\phi_b = ۰/۹)$

۳. چنانچه در این نوع اعضا برشگیرهای لازم تعبیه شده باشد، مقاومت اسمی آنهامی تواند بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود و یا می توان از روش سازگای کرنش‌ها برای محاسبه $M_n$ استفاده نمود. $(\phi_b = ۰/۸۵)$


دال بتنی
خاموت
بتن

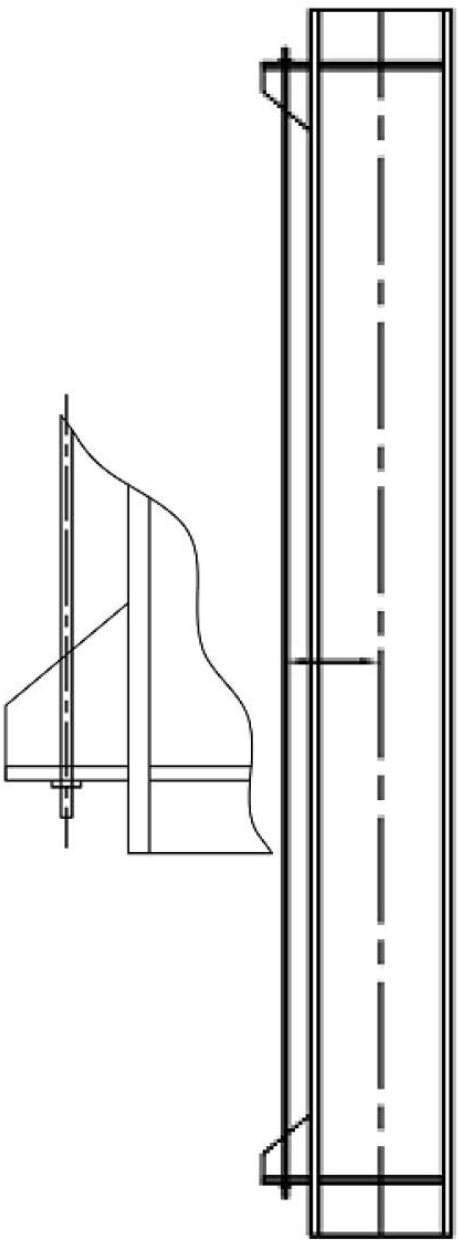

کف
میلگرد تیر
روکش بتنی تیر

## استفاده از پيش تنيدگي خارجي براي مقاوم سازي تير فولادي

پیش تنیدگی خارجی جزء روش های نوین مقاو م سازی می باشد. کابل های پیش تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل ها و مفتولهای متداول در کارهای پیش تنیدگی هستند.

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

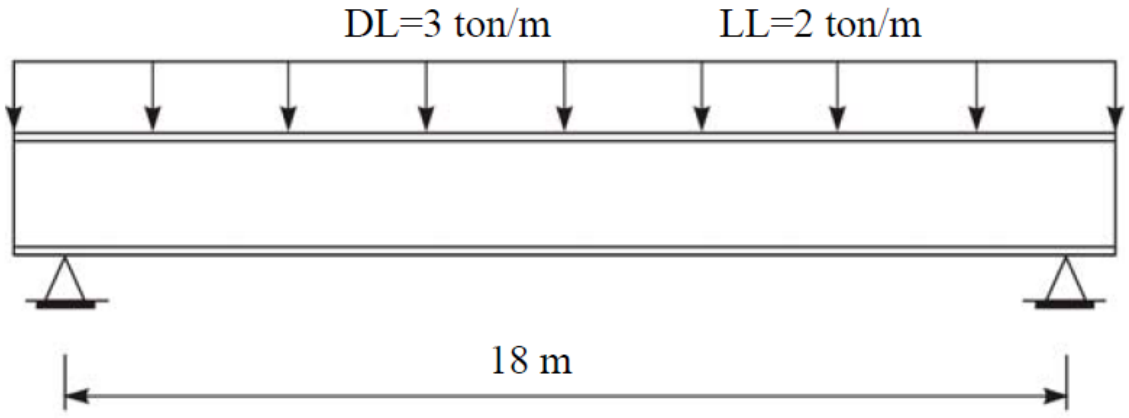
جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل های پیش تنیدگی یک سری المانهای اضافی که اکثرا شامل انواع مختلفی از سخت کننده هاست، مورد نیاز است. این امر بویژه در پیش تنیدگی موضعی دیده می شود زیرا پیش تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می آورد، بنابراین اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند .

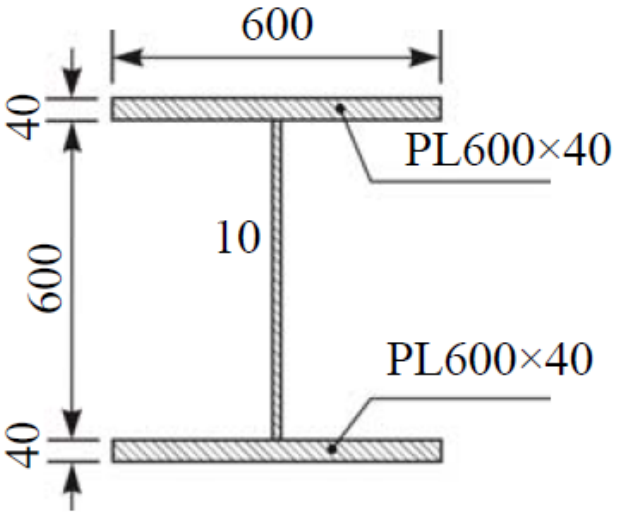


**استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی**

## مثال:

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




(ابعاد به میلیمتر)

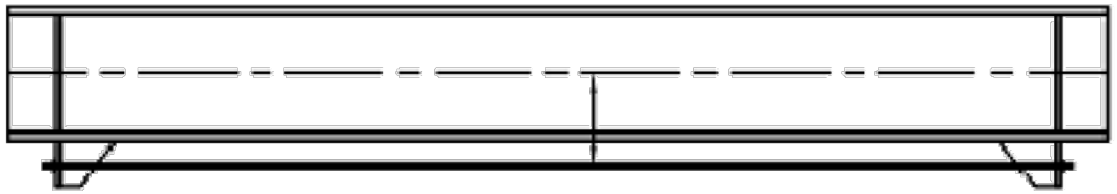
**حل:**

با پیش‌تنیدگی خارجی می‌توان تنش‌ها را به مقدار مجاز کاهش داد و تغییرشکل را بهبود بخشید:

$M$ موجود $= 202.5\,ton.m$

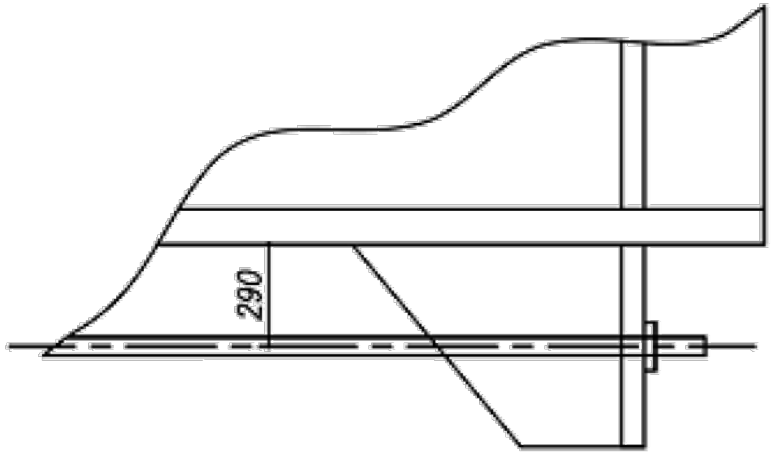
$\Delta M_L = 1\times 18^2 / 8 = 40.5\,ton.m$

$e = 30 + 4 + 29 = 63\,cm$




نیروی نهایی تک کابل 0.6 اینچ دیویداگ $= 24.8\,ton$

نیروی کابل پس از اتلاف $= 0.6P_u = 0.6\times 24.8 = 14.88\,ton$



لازم $P = 40.5 / 0.63 = 64.29\,ton$

$P_P = 5 \times 14.88 = 74.4\,ton > 64.29 ton$

پیش‌تنیدگی $M_P = 74.4 \times 0.63 = 46.87\,ton.m$

$$f_{bot} = \frac{(202.5 + 40.5) \times 10^5}{15004} - \frac{74.4 \times 10^3}{540} - \frac{64.87 \times 10^5}{15004}$$

$$= 1620 - 138 - 312 = 1170\,kg/cm^2$$

$f_{top} = -1620 - 138 + 312 = -1446\,kg/cm^2$ قابل قبول است.

پیش‌تنیدگی $\Delta = \Delta_T - \Delta$

**کنترل تغییرشکل**

پیش‌تنیدگی $\Delta = \frac{L^2}{8EI}(M_1) \uparrow$

پیش‌تنیدگی $\Delta = \frac{1800^2}{8 \times 2.1 \times 10^6 \times 510160} \times 46.87 \times 10^5 = 1.77cm \uparrow$

$$\Delta_T = \frac{5}{384} \times \frac{60 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 7.66cm \downarrow$$

$$\Delta = 7.66 - 1.77 = 5.90cm$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5.9}{1800} = \frac{1}{305}$$

**هر چند که بار افزایش داده شده است و تغییرشکل از مقدار اولیه کمتر است، ولی هنوز به مقدار مجاز نرسیده است.**

# تقویت با زره فولادی

علت مقاوم سازی نشست سقف طبقات و وجود ترکهای زیاد در دیوار ها و سقفها ، بدلیل ضعف شدید بتن جهت مقاوم سازی آپارتمان مذکورنمی توان از الیاف کربن FRPاستفاده نمود.
لذا روش پیشنهادی جهت طرح تقویت و مقاوم سازی اسکلت ،استیل جکت STEEL JACKETبوده وکلیه ستونها با ورقهای فولادی به ضخامت ۱۰ میلیمتر مقاومسازی گردیدند. جهت مقاومسازی تیرها بدلیل مردود بودن بتن تیرها با استفاده از کلاف مستقل تیر فولادی پانلهای سقف مقاومسازی گردیدند.

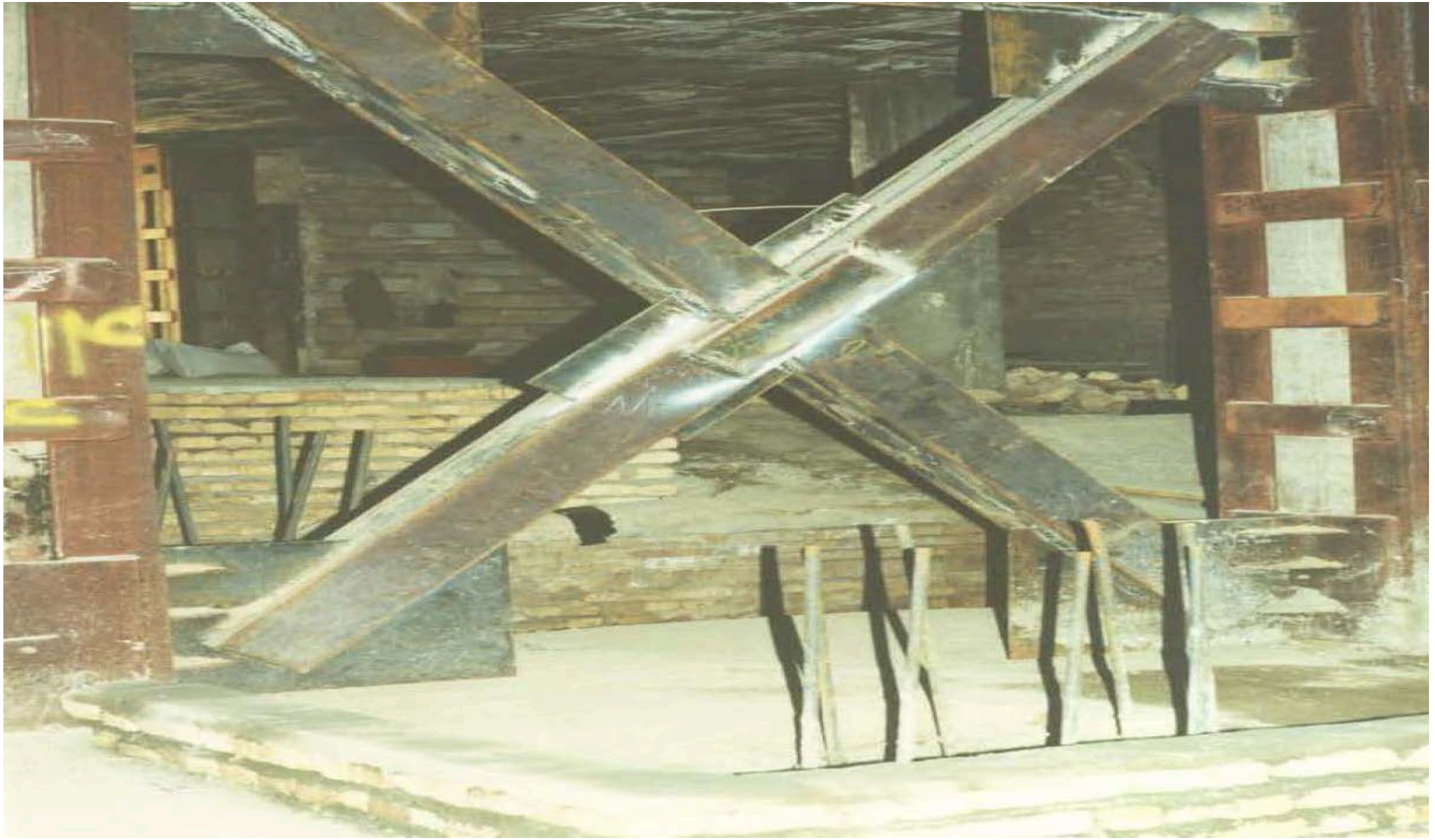
# استفاده از مهار بند

- افزایش سختی ومقاومت و شکل پذیری سازه
- اعمال وزن کمتر نسبت به سایر سیستم ها
- امکان استفاده از بازشو و پنجره در قاب مهار بندی شده
- امکان استفاده موثر در طراحی معماری در صورت استفاده در نما
- اجرای نسبتا آسان

بهسازی به وسیله مهار بند همگرا

استفاده از مهاربند نباید باعث نامنظمی پیچشی گردد

استفاده از مهار بند در طبقه اول باعث بلند شدگی میگردد که با تقویت فونداسیون مرتفع



## نقاط قوت دستوراالعمل:

مرحله بندی مناسب کار

سادگی گامها

سادگی معیارهای پذیرش

# نقاط ضعف دستوراالعمل

خالی بودن جای نماسازی های داخلی و خارجی ویژه ایران

ابهام در بخش مربوط به راه پله‌ها

عدم تطابق با برخی تاسیسات مکانیکی و برقی رایج در کشور

# دستورالعمل بهسازی نیاز به بهسازی دارد.

جهت بهسازی دستورالعمل کارهای تحقیقاتی به ویژه تحقیقات آزمایشگاهی ضروری است.