

تحلیل تقریبی خرابی پیشرونده سازه‌های فولاد

آرش نجی^۱ و فریدون ایرانی^{۲*}

^۱ دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه فردوسی مشهد و عضو هیئت علمی موسسه آموزش عالی سجاد مشهد

^۲ استاد گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

چکیده

خرابی پیشرونده پدیده‌ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می‌شود به گونه‌ای که خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. برای بررسی خرابی پیشرونده سازه‌ها روش دینامیکی غیرخطی پاسخ‌های دقیق‌تری را نسبت به روش‌های استاتیکی به دست می‌دهد. به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل دینامیکی غیرخطی، استفاده از مدل‌های ساده‌تر و روش‌های تقریبی اهمیت زیادی یافته است. در این مقاله به رابطه‌سازی یک مدل ساده و تقریبی برای محاسبه تغییر مکان نقطه بالای ستون حذف شده در تحلیل خرابی پیشرونده پرداخته شده است. سعی شده است مدل پیشنهادی در عین دقت مناسب، ساده‌نویس باشد به طوری که به کمک محاسبات دستی نیز در زمانی اندک به پاسخ برسد. همچنین با رسم منحنی ظرفیت سازه و مقایسه آن با نیروی محوری ستون حذف شده به بررسی مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده پرداخته شده است.

واژگان کلیدی: خرابی پیشرونده، سازه‌های فولادی، تحلیل تقریبی، منحنی ظرفیت، رفتار کابلی.

۱- مقدمه

خرابی پیشرونده پدیده‌ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می‌شود. یکی از ویژگی‌های اصلی این پدیده این است که خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. هرچند احتمال واژگونی یک سازه اندک است اما در صورت رخداد، باعث زیان‌های اقتصادی و اجتماعی زیادی می‌شود. در چند دهه گذشته، موارد بسیاری از واژگونی کلی یا موضعی سازه‌ها بر اثر پدیده‌هایی چون آتش‌سوزی، ضربه و انفجار دیده شده است.

پدیده خرابی پیشرونده ابتدا پس از واژگونی ساختمان ۲۲ طبقه در رونان پوینت (Ronan point) لندن در سال ۱۹۶۸ بر اثر انفجار گاز در یکی از طبقات بالایی، توجه مهندسان را به خود جلب کرد [۱، ۲]. پس از حمله تروریستی به ساختمان آلفرد پی موراه (Alfred P. Murrah) در شهر اوکلاهما در سال ۱۹۹۵ [۳] و واژگونی ساختمان تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ [۴-۷] پژوهش‌ها در این زمینه سرعت بیشتری به خود گرفت.

در ایالات متحده، وزارت دفاع (Department of Defense) و اداره خدمات عمومی (General Service Administration) به ارائه دستورالعمل برای مقابله با این پدیده پرداخته‌اند [۸، ۹]. در این دستورالعمل‌ها، روش مسیر بار جایگزین (ALP) برای اطمینان از مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده انتخاب پیشنهاد شده است. ALP یک روش مستقل از رخداد است

یعنی علت خرابی اولیه را در نظر نمی‌گیرد بلکه پاسخ سیستم پس از حذف یکی از عضوهای اصلی باربر را در نظر می‌گیرد. این روش بیشتر با حذف یک ستون میانی یا گوشه از سازه انجام می‌شود. از این روش برای طراحی سازه‌های جدید یا بررسی ظرفیت سازه‌های موجود استفاده می‌شود.

این پدیده در واقع دینامیکی است که در بیشتر موارد با تغییر شکل‌های بزرگ همراه است به نوعی که سازه خسارت دیده برای بقا به دنبال مسیره‌های پخش بار جایگزین است.

در GSA و DOD سه روش استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیرخطی (NLS) و دینامیکی غیرخطی (NLD) برای تحلیل خرابی پیشرونده ارائه شده است.

۲- روش‌های تحلیل

در روش استاتیکی خطی به تیرهای قاب باید بار گسترده مطابق رابطه (۱) یا (۲) وارد شود:

$$\alpha \times (DL + 0.25 LL) \quad (\text{GSA load combination}) \quad (1)$$

$$\alpha \times (1.2DL + 0.5LL) + 0.2WL \quad (\text{DOD load combination}) \quad (2)$$

که DL ، LL و WL به ترتیب بار مرده، زنده و باد هستند و α ضریب بار برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است که برای تیرهای موجود در دهانه شامل ستون

پاسخگو نبودن سازه، از تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان دقیق‌ترین روش استفاده می‌شود [۲۰].

در این میان می‌توان از مدل‌های تقریبی نیز استفاده نمود [۲۱-۲۴]. در حقیقت، روش‌های تقریبی، محدوده پاسخ سازه را با دقت مناسبی تخمین می‌زنند. اگر پاسخ با اختلاف مناسبی کمتر از معیارهای مجاز آیین‌نامه بود، می‌توان از انجام روش‌های دقیق‌تر اجتناب نمود.

در این مقاله به رابطه‌سازی یک مدل ساده و تقریبی برای محاسبه تغییر مکان نقطه بالای ستون حذف شده در تحلیل خرابی پیشرونده پرداخته شده است.

۳- مرور پژوهش‌های گذشته

Marjanishvili و Agnew [۱۰] به تشریح تحلیل خرابی پیشرونده قاب سه‌بعدی به چهار روش LD، NLS، LS و NLD با نرم‌افزار SAP2000 پرداختند.

Fu [۱۱] با تحلیل غیرخطی دینامیکی یک قاب ۲۰ طبقه فولادی سه‌بعدی دریافت که ستون‌های مجاور ستون حذف شده باید برای بار محوری معادل دو برابر بار طراحی خود طرح شوند. حذف ستون در طبقات بالاتر منجر به تغییر مکان بیشتری می‌شود زیرا تعداد طبقات کمتری در استهلاک انرژی مشارکت می‌کنند.

محمد [۱۲] با تحلیل قاب سه‌بعدی بتنی، به بررسی تنش‌های برشی ناشی از پیچش در تیرهای متصل به ستون کناری حذف شده پرداخت. این تنش‌ها باعث شکست ترد تیر می‌شوند. کاستی مدل‌های دوبعدی این است که این تنش‌ها در مدل‌های دوبعدی وارد محاسبات نمی‌شود.

Ruth و همکاران [۱۳] با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی با اعمال ضریب بارهای دینامیکی مختلف بین یک و دو بر روی قاب‌های ۲ و ۳ بعدی و مقایسه مجموع چرخش مفصل‌های خمیری، ماکزیمم چرخش مفصل‌های خمیری و حداکثر خیز نقطه بالای ستون حذف شده دریافتند که استفاده از ضریب بار دینامیکی ۱/۵ در تحلیل استاتیکی غیرخطی، پاسخ‌هایی مشابه تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌دهد.

Powel [۱۴] به مقایسه روش‌های LS، NLS و NLD پرداخت و به این نتیجه رسید که ضریب بار ۲ در تحلیل‌های استاتیکی باعث پاسخ‌های بسیار محافظه کارانه‌ای نسبت به تحلیل دینامیکی می‌شود.

Lin و Tsai [۱۵] با بررسی قاب‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله دریافتند که تحلیل غیرخطی استاتیکی، ظرفیت سازه را

حذف شده، برابر ۲ و برای بقیه تیرهای قاب، برابر ۱ است. دستورالعمل GSA معیار خرابی را DCR (نسبت نیروی داخلی موجود به مقاومت عضو) دانسته است:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CF}} \quad (۳)$$

که در آن Q_{UD} نیرویی است (لنگر، نیروی محوری، برش، ...) که از تحلیل استاتیکی خطی در عضو تحت بار با رابطه (۱) یا (۲) ایجاد می‌شود و Q_{CF} ظرفیت نهایی مورد انتظار عضو است. برای تمامی اعضا باید $DCR \leq 3$ باشد. با کمی توجه در می‌یابیم که به عضو اجازه تغییر شکل‌های غیرارتجاعی داده شده است.

براساس دستورالعمل DOD مقاومت طراحی عضو ضربه‌پذیر افزایش مقاومت ۱/۱ باید از نیروی داخلی عضو تحت بار رابطه (۲) بیشتر باشد.

در روش استاتیکی غیرخطی بار وارده بر سازه مشابه روش استاتیکی خطی است اما در روش دینامیکی غیرخطی ضریب α برای تمام تیرهای قاب ۱ است. معیار خرابی عضو در روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، براساس میزان چرخش محور تیر ($\theta \leq 12^\circ$) و شکل‌پذیری عضو ($\mu \leq 20$) است. چرخش محور تیر، نسبت تغییرمکان قائم نهایی نقطه بالای ستون حذف شده به طول تیر است. شکل‌پذیری، نسبت تغییرمکان قائم نهایی نقطه بالای ستون حذف شده به تغییرمکان قائم حد ارتجاعی همان نقطه است. بنابراین در تحلیل‌های غیرخطی هدف محاسبه تغییر مکان سازه در محل حذف ستون است.

از میان ۳ روش معرفی شده، روش دینامیکی غیرخطی منجر به پاسخ‌های دقیق‌تری می‌شود [۱۵-۱۰]. به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل دینامیکی غیرخطی یک قاب ۳ بعدی، بیشتر پژوهش‌ها بر روی قاب‌های دوبعدی انجام شده است [۱۹-۱۶]. با وجودی که در حال حاضر با توجه به پیشرفت نرم افزارهای تجاری و غیرتجاری، تا حدودی مشکل زمان‌بر بودن تحلیل دینامیکی غیرخطی برطرف شده است، اما باز هم انجام درست و دقیق این گونه تحلیل‌ها، علاوه بر مهارت محاسب، نیاز به اطلاعاتی دارد که ممکن است در دسترس نباشد. به همین دلیل توصیه شده است که برای بررسی مقاومت یک سازه در برابر خرابی پیشرونده از تحلیل پیشرونده استفاده شود. در این راهکار ابتدا از تحلیل‌های استاتیکی استفاده می‌شود و در صورت

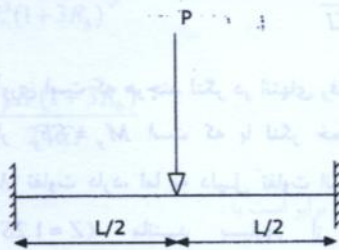
استفاده شود. هرچند دقت پاسخها مناسب است اما دلیل منطقی برای استفاده از درونیایی خطی ارائه نشده است. همچنین اثر دوران تیرها و ستون‌های مجاور که باعث نرم‌تر شدن سازه می‌شوند وارد مدل‌سازی نشده است.

در این مقاله به رابطه‌سازی یک مدل ساده و تقریبی برای محاسبه تغییر مکان نقطه بالای ستون حذف شده در تحلیل خرابی پیشرونده پرداخته شده است. سعی شده است تا مدل پیشنهادی در عین دقت مناسب، ساده نیز باشد به طوریکه به کمک محاسبات دستی نیز در زمانی اندک به پاسخ برسد. در این روش سعی شده است که برخی از کاستی‌های روش‌های دیگران برطرف شود. به عنوان نمونه، برای رسیدن به پاسخ مناسب، برخلاف روش Izzuddin و همکاران [۲۲، ۲۳]، نیازی به حالت‌های مختلف ساده‌سازی و استفاده از ضریب سازگاری تغییر شکل‌ها بین مدل ساده شده و سازه اصلی نیست. همچنین برخلاف مدل Lee و همکاران [۲۴]، اثر دوران تیرها و ستون‌های مجاور وارد رابطه‌سازی شده است.

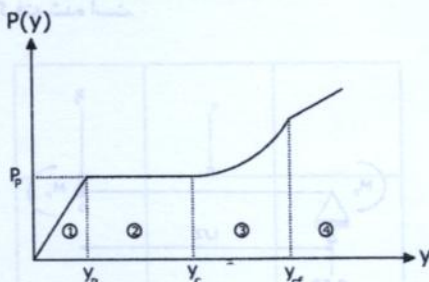
۴- رابطه‌سازی اولیه

الف- حذف ستون میانی

تیر دو سر گیردار شکل (۱) را در نظر بگیرید که یک بار متمرکز در وسط آن قرار دارد. منحنی بار - تغییر مکان این تیر تحت بار وارده مطابق شکل (۲) دارای ۴ ناحیه است.



شکل ۱- تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز



شکل ۲- منحنی بار - تغییر مکان تیر دوسر گیردار زیر بار متمرکز

بیشتر از تحلیل دینامیکی غیرخطی محاسبه می‌کند. همچنین ضریب بار دینامیکی با افزایش تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده، کاهش می‌یابد.

Sücuoglu و همکاران [۱۶] دریافتند که قاب‌های در برگیرنده ستون حذف شده بیشتر بار ناشی از حذف ستون را جذب می‌کنند. در نتیجه برای محاسبه خیز، نحوه توزیع مفصل‌های خمیری و بررسی DCR اعضا در یک سازه ۳ بعدی، کافی است قاب‌های دو بعدی شامل ستون حذف شده بررسی شوند.

Kim و Kim [۱۷] با تحلیل قاب‌های دو بعدی مختلف به دو روش استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی دریافتند که هرچند تحلیل استاتیکی، تغییر مکان‌های کمتری نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست می‌دهد اما مقاومت سازه را بسیار کمتر محاسبه می‌کند.

Khandelwal و همکاران [۱۸] با بررسی قاب‌های طراحی شده با مهاربند دریافتند که قاب‌های با مهاربند واگرا نسبت به قاب‌های با مهاربند همگرا در مقابل خرابی پیشرونده مقاوم‌تر هستند.

Kim و Dawoon [۱۹] به بررسی اثر کابلی (catenary action) در قاب‌های فولادی پرداختند. با افزایش تعداد دهانه‌ها، پاسخ‌ها با وارد کردن اثر کابلی، تفاوت زیادی با پاسخ‌های بدون در نظر گرفتن این اثر می‌کند. افزایش تعداد طبقات اثری بر روی پاسخ‌ها ندارد.

Grierson و همکاران [۲۱] به ارائه یک روش ساده برای تحلیل استاتیکی خطی پرداختند. در این روش سختی کاهش یافته بر اثر خرابی پیشرونده با فتر معادل مدل شد.

Izzuddin و همکاران [۲۲، ۲۳] با استفاده از یک مدل ساده شونده به تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان‌های چند طبقه پرداختند. در این پژوهش، چهار حالت ساده‌سازی قاب، معرفی شده است. از ضریب سازگاری تغییر شکل‌ها برای ارتباط بین تغییر مکان مدل ساده شونده و سازه اصلی استفاده شده است. کاستی این روش در این است که این ضریب سازگاری را نمی‌توان به سادگی و با دقت مناسب محاسبه نمود.

Lee و همکاران [۲۴] با ساده‌سازی منحنی بار - تغییر مکان تیر متصل به ستون حذف شده با یک مدل سه خطی به محاسبه دوران تیر پرداختند. پاسخ‌ها به طور مستقیم به نسبت طول تیر (l) به ارتفاع مقطع تیر (D) بستگی دارند. رابطه بار - تغییر مکان برای سه نسبت l/D مساوی با ۱۰، ۱۵ و ۲۰ محاسبه شده است و پیشنهاد شده است که برای سایر نسبت‌ها از درونیایی خطی

ناحیه ۲: در این حالت تیر وارد رفتار خمیری شده و مطابق شکل (۲) رابطه بار - تغییر مکان به صورت یک خط افقی است. در این حالت می توان نوشت:

$$P(y) = \frac{8M_p}{L} \quad (۹)$$

این رفتار تا تغییر مکان y_c ادامه می یابد به طوری که [۲۵]:

$$y_c = \max(y_p, r_p) \quad (۱۰)$$

که در آن r_p شعاع اندرکنش خمیری است که برای تیرهای I شکل تقریباً برابر نصف ارتفاع مقطع ($r_p = \frac{D}{2}$) است.

با رسیدن به تغییر مکان y_c رفتار تیر وارد ناحیه ۳ می شود. ناحیه ۳: در این ناحیه رفتار کابلی فعال می شود. رابطه بار - تغییر مکان به صورت زیر است [۲۵]:

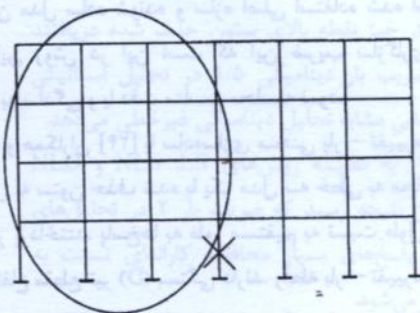
$$P(y) = \frac{8}{L} [M_p + K_c \frac{2(y - y_c)(y + y_c - 2r_p)(y - y_p)}{L}] \quad (۱۱)$$

که در آن K_c از رابطه $\frac{1}{K_c} = \frac{1}{K_{hr}} + \frac{L}{EA} + \frac{1}{K_M}$ بدست می آید

که Δ سطح مقطع تیر است. $\frac{L}{EA}$ سختی محوری تیر متصل به

ستون حذف شده و K_{hr} و K_M به ترتیب سختی قابهای سمت راست و سمت چپ دهانه مورد نظر است. به عنوان مثال شکل (۴) را در نظر بگیرید. برای محاسبه سختی قاب سمت چپ (شکل ۴)، داخل منحنی) در حقیقت باید سختی قاب شکل (۵) را محاسبه نمود.

برای محاسبه سختی این قاب می توان قاب شکل (۶) را در نظر گرفت:



شکل ۴- قاب سمت چپ دهانه با ستون حذف شده

ناحیه ۱: تیر دارای رفتار ارتجاعی است و مطابق شکل (۲) رابطه بار - تغییر مکان بصورت خطی است. در این حالت می توان نوشت:

$$P(y) = Ky \quad (۴)$$

$$K = \frac{192EI}{L^3} \quad (۵)$$

در این رابطه K ، E ، I ، L و y به ترتیب سختی خمشی، ضریب ارتجاعی، لنگر لختی، طول دهانه تیر و تغییر مکان وسط تیر Lee است.

با افزایش بار P ، لنگر خمشی وارد بر تیر افزایش می یابد تا جایی که در بار P_p تیر به حداکثر مقاومت خمشی خود رسیده و مفصل خمیری شکل می گیرد. در این حالت مطابق شکل (۳) و با نوشتن رابطه تعادل داریم:

$$\sum M_o = 0 \rightarrow \frac{P_p}{2} \times \frac{L}{2} = 2M_p \rightarrow P_p = \frac{8M_p}{L} \quad (۶)$$

به طوری که M_p لنگر خمیری تیر است.

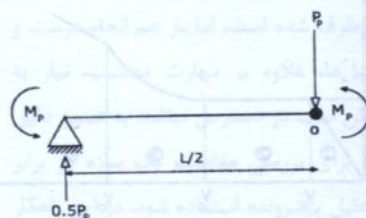
با توجه به رابطه (۱) و شکل (۲) داریم:

$$P(y_p) = Ky_p \quad (۷)$$

که در نهایت تغییر مکان تیر در انتهای این ناحیه از رابطه زیر به دست می آید:

$$y_p = \frac{M_p L^2}{24EI} \quad (۸)$$

لازم به یادآوری است که هرچند لنگر در انتهای رفتار ارتجاعی دارای مقدار $M_p = SF_y$ است که با لنگر خمیری کامل $M_p = ZF_y$ تفاوت دارد، اما به دلیل تفاوت اندک این دو مقدار ($Z \approx 1.2S$)، مانند بسیاری از پژوهش ها [۱۰، ۱۳، ۱۷، ۲۲، ۲۴، ۲۶] از سختی دورانی مفصل های خمیری صرف نظر شده و لنگر در انتهای رفتار ارتجاعی M_p در نظر گرفته شده است.



شکل ۳- تشکیل مفصل خمیری در اثر افزایش بار

که در آن نیروی محوری کششی خمیری مقطع است که با فرض اندرکنش خطی بین لنگر و نیروی محوری از رابطه $F_p = \frac{M_p}{r_p}$ به دست می‌آید.

ناحیه ۴: پس از تغییر مکان y_{cf} تیر به حداکثر مقاومت محوری خود می‌رسد و رفتار تیر مستقل از ظرفیت خمشی آن است. رابطه بار- تغییر مکان به صورت زیر است [۲۵]:

$$P(y) = \frac{8F_p y}{L} \quad (14)$$

با استفاده از رفتار تیر به صورت منفرد، مطابق آنچه در بالا آمد می‌توان به رابطه‌سازی رفتار تیر در یک قاب پرداخت. قاب شکل (۸) را تحت بارگذاری نشان داده شده در نظر بگیرید.

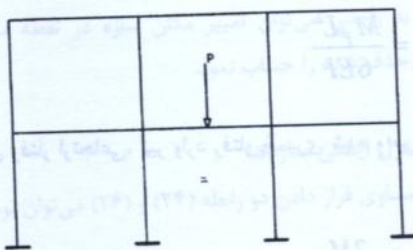
اگر اثر تغییرشکل تیرها و ستون‌های مجاور تیر را در نظر نگیریم (مطابق شکل (۱)) می‌توان برای بررسی رفتار تیر از رابطه‌های ارائه شده بالا استفاده نمود. هرچند باید توجه داشت که ساده کردن قاب به صورت تیر شکل (۱) رفتار سازه را سخت‌تر از رفتار واقعی آن در نظر می‌گیرد. اگر ستون‌های قاب دارای نقطه عطف در وسط باشند (فقط ستون‌های طبقه اول و آخر دارای این شرط نیستند) می‌توان رابطه بار- تغییر مکان تیر در ناحیه اول (رفتار ارتجاعی) را به صورت زیر اصلاح نمود [۲۶]:

$$P(y) = \frac{192EI}{L^2(1+3R_b)} y \quad (15)$$

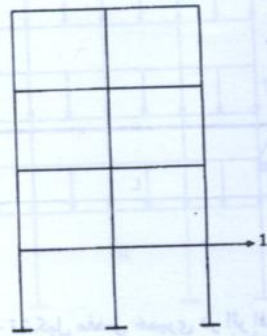
$$y_p = \frac{M_p L^2 (1+3R_b)}{24EI} \quad (16)$$

که در آن R_b برابر است با:

$$R_b = \frac{I}{I + 4I_{ob} + 6I_c} \frac{L}{H} \quad (17)$$



شکل ۸- قاب زیر بار متمرکز

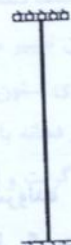


شکل ۵- محاسبه سختی قاب سمت چپ



شکل ۶- مدل ساده تر برای محاسبه سختی

شرایط تکیه گاهی هر یک از ستون‌ها به مانند شکل (۷) است:



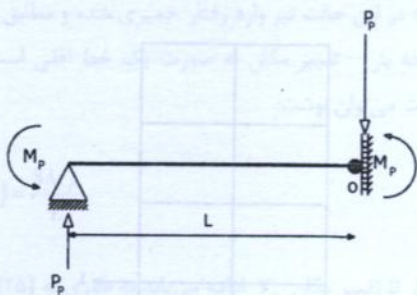
شکل ۷- ساده کردن مدل به چند تیر گیردار

با توجه به اینکه سختی این ستون $\frac{12EI}{L^3}$ است، برای حالت کلی که در هر طرف n ستون وجود داشته باشد، سختی از رابطه زیر حساب می‌شود:

$$K_{hr,l} = \frac{24nEI}{L^3} \quad (12)$$

این رفتار تا تغییر مکان y_{cf} ادامه می‌یابد به طوری که [۲۵]:

$$y_{cf} = y_c + \sqrt{(y_c - r_p)^2 + \frac{F_p L}{2K_c}} \quad (13)$$



شکل ۱۰- تشکیل مفصل خمیری در اثر افزایش بار

تغییر مکان تا مقدار y_c در رابطه (۱۰) ادامه می‌یابد و با توجه به اینکه برای این تیر رفتار کابلی فعال نمی‌شود y_c تغییر مکان نهایی این تیر است. با توجه به دوران تکیه‌گاهی، رابطه بار- تغییر مکان در ناحیه رفتار ارتجاعی را می‌توان به صورت زیر اصلاح نمود:

$$P(y) = \frac{24EI}{L^3(2+3R_b)} y \quad (21)$$

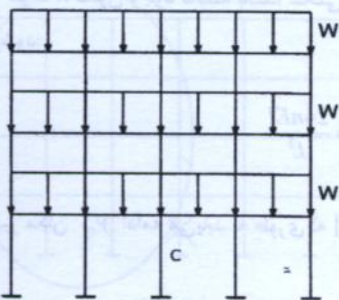
$$y_p = \frac{M_p L^2 (2+3R_b)}{12EI} \quad (22)$$

که در آن R_b برابر است با:

$$R_b = \frac{I}{I + 4I_{ob} + 12I_c} \frac{L}{H} \quad (23)$$

۵- رابطه‌سازی خرابی پیشرونده

قاب شکل (۱۱) را در نظر بگیرید. در ستون C این قاب در اثر بارهای وارده نیروی محوری R ایجاد می‌شود. بنابراین رفتار این قاب مشابه قاب شکل (۱۲) است. حذف ستون C را می‌توان با وارد کردن یک بار R مطابق شکل (۱۳) مدل نمود.

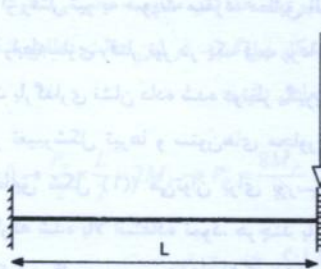


شکل ۱۱- قاب زیر بار گسترده

به طوری که I_{ob} لنگر لختی تیر مجاور و I_c و H به ترتیب لنگر لختی و ارتفاع ستون مجاور هستند. در این پژوهش فرض بر این است که اتصالات به اندازه‌ای قوی هستند که گسیختگی اتصال باعث واژگونی تیر نمی‌شود. همچنین ماکزیمم جابجایی نقطه میانی تیر نیز به اندازه y_{cr} در نظر گرفته شده است بنابراین فرض شده که تیر وارد ناحیه رفتاری ۴ نمی‌شود.

ب- حذف ستون گوشه

تیر با شرایط تکیه گاهی و تحت بار زیر را در نظر بگیرید:



شکل ۹- تیر با یک تکیه‌گاه گیردار و یک تکیه‌گاه گیردار غلتکی زیر بار متمرکز

تفاوت منحنی بار- تغییر مکان این تیر با شکل (۲) در این است که این تیر فقط مقاومت خمشی داشته و وارد رفتار کابلی نمی‌شود. با افزایش بار P و تشکیل مفصل‌های خمیری در دو انتهای تیر، با توجه به شکل (۱۰) می‌توان نوشت:

$$\sum M_o = 0 \rightarrow P_p \times L = 2M_p \rightarrow P_p = \frac{2M_p}{L} \quad (18)$$

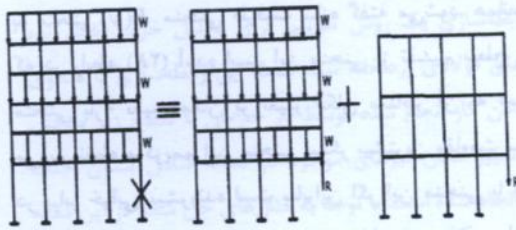
به طوری که M_p لنگر خمیری تیر است.

با توجه به اینکه سختی این تیر در مرحله ارتجاعی $K = \frac{12EI}{L^3}$ است، تغییر مکان در انتهای رفتار ارتجاعی از رابطه زیر حساب می‌شود:

$$y_p = \frac{M_p L^2}{6EI} \quad (19)$$

در انتهای رفتار ارتجاعی، تیر وارد رفتار خمیری شده و می‌توان نوشت:

$$P(y) = \frac{2M_p}{L} \quad (20)$$



شکل ۱۵- مدل سازی حذف ستون گوشه در قاب با وارد کردن یک نیروی محوری در جهت خلاف

اگر تغییر مکان تیر متصل به ستون حذف شده y باشد، کار خارجی انجام شده توسط بار R برابر است با:

$$W_E = R \cdot y \quad (24)$$

کار داخلی انجام شده روی تیرهای هر طبقه برابر است با سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان (منحنی شکل (۲)) تا تغییر مکان y ، به طوری که می توان نوشت:

$$w_i = \int_0^y P dy \quad (25)$$

با توجه به اینکه سیستم سازه‌ای شکل (۱۴) یک سیستم موازی است کل کار داخلی از جمع کار داخلی انجام شده توسط هر تیر به دست می آید:

$$W_{I_i} = \sum_N \int_0^y P dy \quad (26)$$

در این رابطه N تعداد طبقات بالای ستون حذف شده است. با مساوی قرار دادن دو رابطه (۲۴) و (۲۶) می توان نوشت:

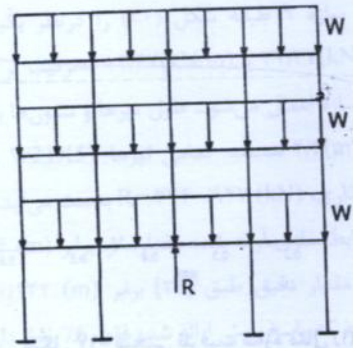
$$y = \frac{1}{R} \sum_n \int_0^y P dy \quad (27)$$

به جای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، با استفاده از رابطه (۲۷) به راحتی می توان تغییر مکان سازه در نقطه متصل به ستون حذف شده را حساب نمود.

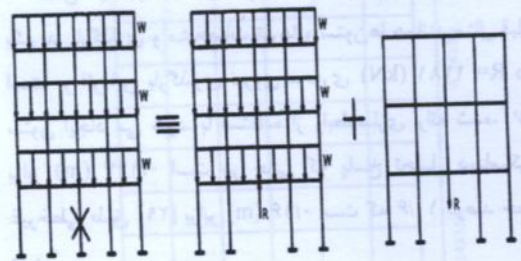
۶- کنترل ایمنی سازه‌ها

با مساوی قرار دادن دو رابطه (۲۴) و (۲۶) می توان نوشت:

$$R = \frac{1}{y} \sum_n \int_0^y P dy \quad (28)$$

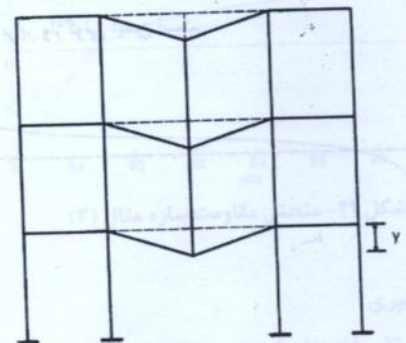


شکل ۱۲- ایجاد نیروی محوری در ستون در اثر بار وارد شده

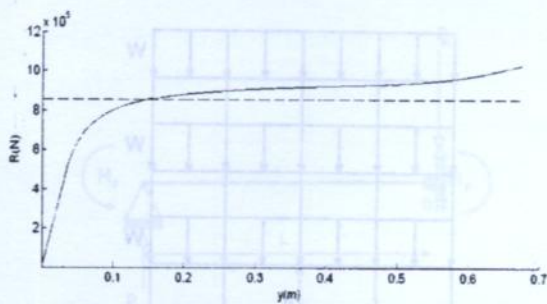


شکل ۱۳- مدل سازی حذف ستون میانی در قاب با وارد کردن یک نیروی محوری در جهت خلاف

اکنون پس از حذف ستون مطابق شکل (۱۴) در تیرهای موجود در دهانه با ستون حذف شده تغییر مکان رو به پایین رخ می دهد. اگر فرض کنیم این تغییر مکان در تمام طبقات یکسان است (از تغییر شکل محوری ستون ها صرف نظر کنیم) می توان رفتار تیرها در هر طبقه در دهانه با ستون حذف شده را مشابه رفتار تیر شکل (۸) در نظر گرفت و از رابطه های بدست آمده در قسمت قبل استفاده نمود.
به طور مشابه حذف ستون گوشه را می توان به صورت شکل (۱۵) مدل نمود:

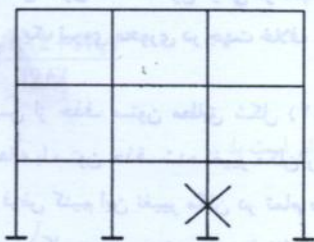


شکل ۱۴- تغییر مکان رو به پایین در قاب در اثر حذف ستون



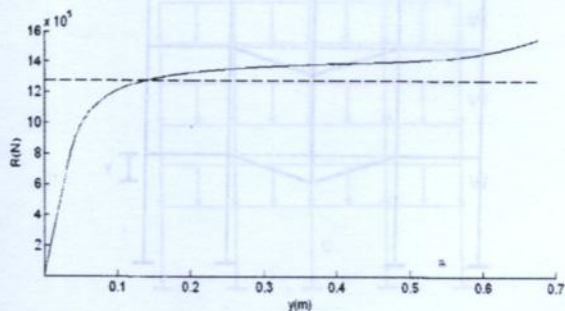
شکل ۱۷- منحنی ظرفیت سازه مثال (۱)

مثال (۲) قاب سه طبقه و سه دهانه شکل (۱۸) را در نظر بگیرید. بارگذاری و مشخصات تیرها و ستون‌ها همانند مثال قبل است. بر اثر این بارگذاری نیروی محوری $R = 1281$ (kN) در ستون ایجاد می‌شود. با استفاده از رابطه‌سازی ارائه شده، l برابر $(m) 0.143$ است در حالی که پاسخ تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق [۲۹] برابر $(m) 0.16$ است که $10/6$ درصد خطا دارد.



شکل ۱۸- قاب مثال (۲)

در شکل (۱۹) منحنی ظرفیت این سازه به همراه خط مربوط به مقدار نیروی محوری ستون حذف شده (خط نقطه چین) رسم شده است. همانطور که دیده می‌شود این دو منحنی دارای نقطه تلاقی هستند بنابراین می‌توان پیش‌بینی کرد که سازه در برابر واژگونی ایمن است.



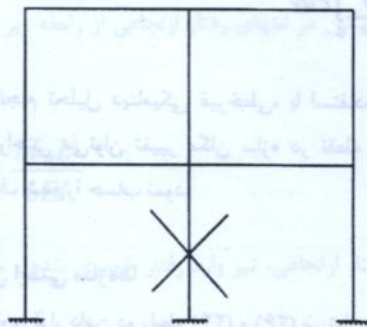
شکل ۱۹- منحنی مقاومت سازه مثال (۲)

به منحنی $R(y)$ منحنی ظرفیت سازه گفته می‌شود. همانطور که در رابطه (۲۸) آمده است این منحنی از تقسیم سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان بر تغییر مکان متناظر آن به دست می‌آید. نقطه ماکزیمم این منحنی بیانگر بیشترین مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده است بنابراین اگر این منحنی با خط مربوط به مقدار نیروی محوری ستون حذف شده تلاقی داشته باشد سازه در مقابل واژگونی ایمن است و در غیر این صورت احتمال واژگونی سازه زیاد است [۲۷].

مثال (۱) قاب دو طبقه با دو دهانه شکل (۱۶) را در نظر بگیرید که تحت بار 70 (kN/m) قرار گرفته است. تیرها به طول $(m) 6$ دارای سطح مقطع $(m^2) 7/742 \times 10^{-2}$ و لنگر لختی $(m^4) 8/325 \times 10^{-4}$ هستند. همچنین $F_p = 2001690$ (N) و $M_p = 734/4$ (kN.m) است. ستون‌ها به طول $(m) 3/66$ و دارای لنگر لختی $(m^4) 4/995 \times 10^{-4}$ هستند. بر اثر این بار، نیروی محوری $R = 427$ (kN) در ستون سمت راست و نیروی محوری $R = 854$ (kN) در ستون میانی ایجاد می‌شود. با استفاده از رابطه‌سازی ارائه شده، l برای ستون سمت راست و میانی به ترتیب برابر $(m) 0.13$ و $(m) 0.15$ خواهد شد در حالی که پاسخ تحلیل دینامیکی غیرخطی طبق [۲۸] و [۲۹] به ترتیب برابر $(m) 0.14$ و $(m) 0.17$ است که $7/11$ و $11/7$ درصد خطا دارد.

در شکل (۱۷) منحنی ظرفیت این سازه برای حذف ستون میانی به همراه خط مربوط به مقدار نیروی محوری ستون حذف شده (خط نقطه چین) رسم شده است.

همانطور که دیده می‌شود این دو منحنی دارای نقطه تلاقی هستند بنابراین می‌توان پیش‌بینی کرد که سازه در برابر واژگونی ایمن است.



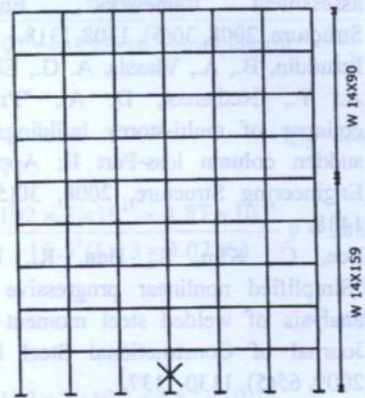
شکل ۱۶- قاب مثال (۱)

به رابطه‌سازی یک روش تقریبی برای تحلیل خرابی پیشرونده قاب‌های فولادی پرداخته شده است. این رابطه‌سازی با مساوی قراردادن کار انجام شده توسط بار خارجی با سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان تیرهای موجود در دهانه شامل ستون حذف شده انجام شده است. با توجه به مثال‌های حل شده در این مقاله و مقایسه پاسخ‌های به دست آمده از این روش با پاسخ‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی (که دقیق‌ترین روش تحلیل است) می‌توان گفت که روش ارائه شده دارای دقت قابل قبولی است به طوری که به عنوان مثال برای یک قاب با دو طبقه و دو دهانه خطای این روش حدود ۱۲ درصد و برای یک قاب با ۹ طبقه و ۶ دهانه مقدار خطا به ۶ درصد کاهش می‌یابد. این در حالی است که تحلیل دینامیکی غیرخطی یک قاب با این تعداد دهانه و طبقه بسیار زمان بر و دشوار است.

۹- مراجع

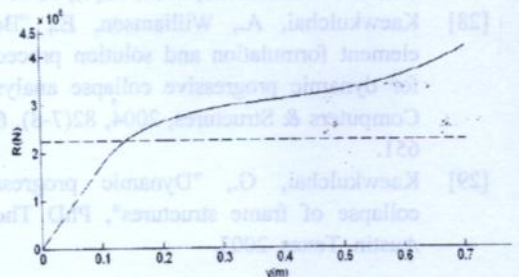
- [1] McGuire, W., "Prevention of progressive collapse", Regional Conference on Tall Buildings, Bangkok, Thailand, 1974.
- [2] Leyendecker, E.V., Ellingwood, B. R., "Design Methods for reducing the risk of progressive collapse in buildings, National Bureau of Standards, Washington", D.C., 1977.
- [3] Corley, W. G., Mlakar, P. F., Sozen, M. A., Thornton, C. H., "The Oklahoma City bombing: Summary and recommendations for multi hazard mitigation", Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(3), 100-112.
- [4] Bazant, Z. P., Zhou, Y., "Why did the world trade center collapse?-simple analysis", Journal of Engineering Mechanics, 2002, 128(1), 2-6.
- [5] Bazant, Z. P., Verdure, M., "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions", Journal of Engineering Mechanics, 2007, 133(3), 308-319.
- [6] Bazant, Z. P., Le, J., Greening, F. R., Benson, D. B., "What did and did not cause collapse of world trade center twin towers in Newyork?", Journal of Engineering Mechanics, 2008, 134(10), 892-906.
- [7] Seffen, K. A., "Progressive collapse of the world trade center: simple analysis", Journal of Engineering Mechanics, 2008, 134(2), 125-132.
- [8] Department of Defense (DOD), Unified Facilities Criteria (UFC): "Design of

مثال (۳) سازه ۹ طبقه شکل (۲۰) را در نظر بگیرید. بار گسترده و بام سازه اعتمالی می‌شود. طول تیرها و ستون‌ها به ترتیب $۱۲/۶۷(kN/m)$ و $۳۲/۳۷(kN/m)$ به ترتیب طبقات و بام سازه اعتمالی می‌شود. طول تیرها و ستون‌ها به ترتیب $۸/۲۵(m)$ و $۴/۳(m)$ هستند. تمامی تیرها $W21X57$ هستند. تحت این بارگذاری، $R=۲۲۴۰/۹۴۷(kN)$ بدست می‌آید. با استفاده از رابطه‌سازی ارائه شده مقدار l برابر $۰/۱۴(m)$ به دست می‌آید. مقدار دقیق طبق [۲۴] برابر $۰/۱۳۲(m)$ است. ملاحظه می‌شود که پاسخ روش ارائه شده فقط $۱/۶$ خطا دارد.



شکل ۲۰- قاب مثال (۳)

در شکل (۲۱) منحنی مقاومت این سازه به همراه خط مربوط به مقدار نیروی محوری ستون حذف شده (خط نقطه چین) رسم شده است. همانطور که دیده می‌شود این دو منحنی دارای نقطه تلاقی هستند بنابراین می‌توان پیش‌بینی کرد که سازه در برابر واژگونی ایمن است.



شکل ۲۱- منحنی مقاومت سازه مثال (۳)

۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله با استفاده از منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار و تیر با یک تکیه‌گاه گیردار و یک تکیه‌گاه گیردار غلتکی

- [20] Marjanishvili, S., "Progressive analysis procedure for progressive collapse", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2004, 18(2), 79-86.
- [21] Grierson, D., Safi, M., Xu, L., Liu, Y., "Simplified methods for progressive-collapse analysis of buildings", *Proceedings of metropolis and beyond – structures congress*, Reston (VA), 2005.
- [22] Izzuddin, B. A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-Part I: Simplified assessment framework", *Engineering Structure*, 2008, 30(5), 1308-1318.
- [23] Izzuddin, B. A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-Part II: Application", *Engineering Structure*, 2008, 30(5), 1424-1438.
- [24] Lee, C., Kim, S., Han, K., Lee, K., "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(5), 1130-1137.
- [25] Izzuddin, B. A., "A Simplified model for axially restrained beams subject to extreme loading", *Steel Structure*, 2005, 5, 421-429.
- [26] Dussenberry, D. O., Hamburger, R. O., "Practical means for energy-based analysis of disproportional collapse potential", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(4), 336-348.
- [27] Abruzzo, J., Matta, A., Panariello, G., "Study of mitigation strategies for progressive collapse of a reinforced concrete commercial building", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(4), 384-90.
- [28] Kaewkulchai, A., Williamson, E., "Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis", *Computers & Structures*, 2004, 82(7-8), 639-651.
- [29] Kaewkulchai, G., "Dynamic progressive collapse of frame structures", PhD Thesis, Austin, Texas, 2003.
- buildings to resist progressive collapse. Washington", 2005.
- [9] General Service Administration (GSA), "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, Washington", 2003.
- [10] Marjanishvili, S., Agnew, E., "Comparison of various procedures for progressive collapse analysis", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(4), 365-374.
- [11] Fu, F., "Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(6), 1269-1278.
- [12] Mohamed, O. A., "Assessment of progressive collapse potential in corner floor panels of reinforced concrete buildings", *Engineering Structure*, 2009, 31(3), 749-757.
- [13] Ruth, P., Marchand, K. A., Williamson, E. B., "Static Equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, 20(4), 349-364.
- [14] Powel, G., "Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis", *Proceedings of metropolis and beyond-structures congress*, Reston (VA): ASCE, 2005.
- [15] Tsai, M., Lin, B., "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure", *Engineering Structure*, 2008, 30(12), 3619-28.
- [16] Sucuoglu, H., Citipitioglu, E., Altin, S., "Resistance mechanisms in RC building frames subjected to column failure", *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(3), 765-82.
- [17] Kim, J., Kim, T., "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(1), 169-179.
- [18] Khandelwal, K., El-Tawil, S., Sadek, F., "Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(3), 699-708.
- [19] Kim, J., Dawoon, A., "Evaluation of progressive collapse of steel moment frames considering catenary action", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2008, 18(4), 455-465.

$$y_p = \frac{M_p L^2 (1 + 3R_b)}{24EI} = \frac{813255 \times 16.5^2 \times (1 + 3 \times 0.0406)}{24 \times 2 \times 10^{11} \times 4.84 \times 10^{-4}} = 0.107(m)$$

با فرض رفتار ارتجاعی و با استفاده از رابطه (۲۷) داریم:

$$y = \frac{1}{R} \sum_{N=0}^y P dy = \frac{1}{2240947} (5 \times 3887764 \times 0.5 \times y^2 + 4 \times 3711016 \times 0.5 \times y^2) \Rightarrow y = 0.13(m)$$

با توجه به اینکه $y > y_p$ است، فرض بالا صحیح نیست و تیر وارد رفتار خمیری شده است. (برای تمام طبقات)

$$P(y) = \frac{8M_p}{L} = \frac{8 \times 813255}{16.5} = 394305.94$$

$$\delta_c = \max(\delta_p, r_p) = \max(0.107, \frac{0.5359}{2}) = 0.268$$

با فرض اینکه رفتار تیر در مرحله خمیری باشد با استفاده از رابطه (۲۷) داریم:

$$y = \frac{1}{2240947} (5 \times 3887764 \times 0.5 \times 0.107^2 + 4 \times 3711016 \times 0.5 \times 0.107^2 + 9 \times 394305.94 \times (y - 0.107)) \Rightarrow y = 0.14(m)$$

با توجه به اینکه $y < y_c$ است رفتار تیر وارد مرحله ۳ نمی‌شود و پاسخ مسأله $y = 0.14(m)$ است.

پیوست

در ادامه ریز محاسبات مربوط به مثال (۳) ذکر می‌شود. (برای ۵ طبقه اول)

$$R_b = \frac{4.87 \times 10^{-4}}{4.87 \times 10^{-4} + 4 \times 4.87 \times 10^{-4} + 6 \times 7.908 \times 10^{-4} \times \frac{16.5}{4.3}} = 0.0236$$

(برای ۴ طبقه آخر)

$$R_b = \frac{4.87 \times 10^{-4}}{4.87 \times 10^{-4} + 4 \times 4.87 \times 10^{-4} + 6 \times 4.158 \times 10^{-4} \times \frac{16.5}{4.3}} = 0.0406$$

(برای ۵ طبقه اول)

$$P_1(\delta) = \frac{192 \times 2 \times 10^{11} \times 4.87 \times 10^{-4}}{16.5^3 (1 + 3 \times 0.0236)} y = 3887764 \delta$$

(برای ۴ طبقه آخر)

$$P_1(\delta) = \frac{192 \times 2 \times 10^{11} \times 4.87 \times 10^{-4}}{16.5^3 (1 + 3 \times 0.0406)} y = 3711016 \delta$$

$$M_p = Z.F_y = 2.114 \times 10^{-3} \times 384.7 \times 10^6 = 813255.8$$