



تحلیل حساسیت خرابی پیشرونده قاب های خمشی فولادی

آرش نجی^۱، فریدون ایرانی^۲

(دریافت ۸۹/۱۱/۱۷، پذیرش ۹۱/۶/۲۹)

چکیده

خرابی پیشرونده پدیده ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی ناشی از بارهای غیرعادی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. بارهای غیرعادی بارهایی هستند که در طراحی سازه ها به طور معمول در نظر گرفته نمی شوند اما در صورت وارد آمدن به سازه، باعث ایجاد خسارت زیادی می شوند به طوریکه خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. با وجودی که بیشتر پژوهش های انجام گرفته در زمینه خرابی پیشرونده سازه ها بر پایه تحلیل های قطعی و با استفاده از مقدارهای میانگین یا اسمی پارامترهای طراحی انجام شده است، اما، برای تحلیل واقع بینانه تر، بهتر است ماهیت غیرقطعی بودن مشخصات مواد و بارهای وارده نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور ابتدا باید حساسیت پاسخ به پارامترهای طراحی و بارهای وارده مشخص گردد. در این مقاله تحلیل حساسیت برای بررسی اثر غیرقطعی بودن پارامترهای بار زنده، بار مرده، ضریب ارتجاعی و تنش تسلیم فولاد بر روی تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده انجام شده است. برای تحلیل حساسیت از سه روش شبیه سازی مونت کارلو، منحنی های تورنادو و روش لنگر دوم مرتبه اول استفاده شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده بیشتر به تغییرات بار مرده و تنش تسلیم فولاد حساس است.

کلمات کلیدی

خرابی پیشرونده، قاب خمشی فولادی، تحلیل حساسیت، منحنی تورنادو، مونت کارلو، روش لنگر دوم مرتبه اول

Sensitivity analysis of steel frames subjected to progressive collapse

Arash Naji, Fereidoon Irani

ABSTRACT

Progressive collapse refers to a phenomenon in which a local damage of a primary structural element due to abnormal loads, leads to the failure of partial or whole structural system. Abnormal loads are those loads which are not considered in normal analysis of structures but if applied to the structure, the final damage is not proportional to initial damage. Although most researches in this field are based on deterministic analysis and by using median or nominal values of analysis parameters, for more realistic results, it would be better to consider uncertainty in material specifications and loads. In this regard sensitivity of the response to analysis parameters and loads should be specified. In this paper sensitivity analysis is performed to investigate the uncertainty effects of live load, dead load, modulus of elasticity and steel yield stress on the column removed point displacement. For sensitivity analysis, three methods, Monte Carlo simulation, tornado diagrams and First Order Second Moment (FOSM) method, are used. According to the results, the displacement of the structure is more sensitive to variation of dead load and steel yield stress.

Key words

Progressive Collapse, Steel Moment Frames, Sensitivity Analysis, Tornado Diagram, First Order Second Moment Method

۱. دانشجوی دکتری سازه دانشگاه فردوسی مشهد، عضو هیئت علمی موسسه آموزش عالی سجاد مشهد، arash_naji@yahoo.com

(نویسنده مسئول)

۲. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، irani@um.ac.ir



بیشتر موارد با تغییر شکل های بزرگ همراه است به نوعی که سازه خسارت دیده برای بقا به دنبال مسیرهای پخش بار جایگزین است.

در دستورالعمل های DOD و GSA سه روش برای تحلیل خرابی پیشرونده ارائه شده است: استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیر خطی (NLS) و دینامیکی غیر خطی (NLD). در روش استاتیکی غیرخطی به تیرهای قاب باید بار گسترده مطابق رابطه (۱) یا (۲) وارد شود:

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

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

که DL ، LL و WL به ترتیب بار مرده، زنده و باد هستند و γ ضریب افزایش بار برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است که برای تیرهای موجود در دهانه شامل ستون حذف شده برابر ۲ و برای بقیه تیرهای قاب برابر ۱ است. در روش دینامیکی غیرخطی ضریب γ برای تمام تیرهای قاب ۱ است.

معیار خرابی عضو در روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی بر اساس میزان چرخش محور تیر ($\theta \leq 12^\circ$) و شکل پذیری عضو ($\mu \leq 20$) است. چرخش محور تیر، نسبت تغییر مکان قائم نهایی نقطه بالای ستون حذف شده به طول تیر است. شکل پذیری نسبت تغییر مکان قائم نهایی نقطه بالای ستون حذف شده به تغییر مکان قائم حد ارتجاعی همان نقطه است. بنابراین در تحلیل های غیرخطی هدف محاسبه تغییر مکان سازه در محل حذف ستون است. (در مورد نحوه انجام تحلیل های استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، در پیوست توضیحات کامل تری آمده است).

با وجودی که بیشتر پژوهش های انجام گرفته در زمینه خرابی پیشرونده سازه ها بر پایه تحلیل های قطعی و با استفاده از مقدار های میانگین یا اسمی پارامتر های طراحی انجام شده است [۱۰-۱۳]، اما، برای تحلیل واقع بینانه تر، بهتر است تا ماهیت غیرقطعی بودن مشخصات مواد نیز در نظر گرفته شود. از طرف دیگر خرابی پیشرونده یک سازه و میزان مقاومت آن از مشخصات غیرقطعی پارامتر های

خرابی پیشرونده پدیده ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی ناشی از بارهای غیرعادی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. بار های غیرعادی بارهایی هستند که در طراحی سازه ها به طور معمول در نظر گرفته نمی شوند اما در صورت وارد آمدن به سازه، باعث ایجاد خسارت زیادی می شوند به طوریکه خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. در چند دهه گذشته موارد بسیاری از خرابی کلی یا موضعی سازه ها بر اثر بارهای غیر عادی چون آتش سوزی، ضربه و انفجار دیده شده است.

پدیده خرابی پیشرونده ابتدا پس از خرابی ساختمان ۲۲ طبقه در رونان پوینت^۱ 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 موره^۲ در شهر اوکلاهما در سال ۱۹۹۵ [۳] و خرابی ساختمان تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ [۴-۷] پژوهش ها در این زمینه سرعت بیشتری به خود گرفت.

در ایالات متحده، وزارت دفاع^۳ [۸] و اداره خدمات عمومی^۴ [۹] به ارائه دستورالعمل برای مقابله با این پدیده پرداخته اند. هر دو این دستورالعمل ها روش مسیر بار جایگزین^۵ را برای اطمینان از مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده انتخاب کرده اند. روش مسیر بار جایگزین یک روش مستقل از رخداد است یعنی علت خرابی اولیه را در نظر نمی گیرد بلکه پاسخ سازه پس از حذف یکی از عضوهای اصلی باربر را در نظر می گیرد. این روش بیشتر با حذف یک ستون میانی یا گوشه از سازه انجام می شود. از این روش برای طراحی سازه های جدید یا بررسی ظرفیت سازه های موجود استفاده می شود.

پدیده خرابی پیشرونده در واقع دینامیکی است که در

¹ Ronan Point

² Alfred P Murrah

³ Department of Defense

⁴ General Service Administration

⁵ Alternate Load Path (ALP)



طراحی و بارهای وارده تاثیر می پذیرد. استفاده از نظریه احتمال در تحلیل سازه ها، یکی از راه های وارد کردن مشخصات غیرقطعی مواد است که در قالب متغیرهای تصادفی تعریف می شوند. روش های مختلفی چون روش مونت کارلو^۱ و روش لنگر دوم مرتبه اول^۲ (FOSM) برای تحلیل احتمالاتی سازه ها استفاده می شود.

روش مونت کارلو علاوه بر تخمین میانگین^۳ و انحراف استاندارد^۴، می تواند تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را نیز مشخص کند. اما این روش به خصوص در تحلیل های غیرخطی و سازه های دارای درجه آزادی زیاد بسیار زمان بر است. از طرف دیگر FOSM روش تقریبی مناسبی برای تخمین میانگین و انحراف استاندارد پاسخ است. برتری ویژه این روش، مدت زمان بسیار کم انجام تحلیل است، هرچند، تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را مشخص نمی کند. در این مقاله اثر غیر قطعی بودن پارامترهای مواد و بارهای وارد بر سازه بر تغییر مکان آن پس از حذف ستون بررسی شده است. پارامترهای تنش تسلیم فولاد، ضریب ارتجاعی، بار مرده و بار زنده وارده بر سازه به عنوان متغیرهای غیر قطعی انتخاب شده اند. اطلاعات مربوط به تابع توزیع و ضریب تغییرات^۵ این متغیرها در جدول زیر آمده است [۱۴-۱۸].

جدول (۱) - مشخصات متغیرهای تصادفی

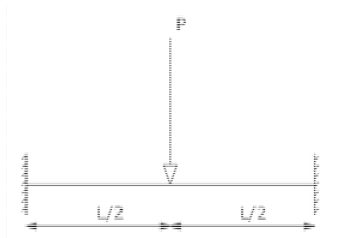
متغیر تصادفی	تابع توزیع احتمال	ضریب تغییرات
E	نرمال	٪ ۳/۳
F _y	لوگ نرمال	٪ ۱۰
Live	لوگ نرمال	٪ ۱۸
Dead	نرمال	٪ ۱۰

در بررسی لرزه ای سازه ها، معیار محاسبات تغییر مکان بام سازه می باشد. در این پژوهش تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده به عنوان معیار در نظر گرفته شده است.

برای محاسبه این تغییر مکان از مدل سه خطی که توسط لی و همکاران [۱۹] ارائه شده، استفاده شده است. پاسخ های به دست آمده از این مدل با پاسخ های تحلیل غیرخطی دینامیکی مشابهت خوبی دارد.

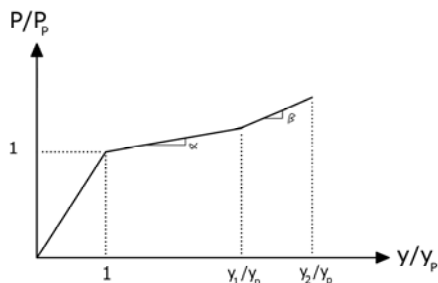
۲- مدل سازی پدیده خرابی پیشرونده

تیر دو سر گیردار شکل (۱) که یک بار متمرکز در وسط آن قرار دارد در نظر گرفته می شود.



شکل (۱). تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز

لی و همکاران [۱۹] با رسم منحنی بار- تغییر مکان برای ۹ تیر فشرده فولادی با طول دهانه های مختلف دریافتند که این منحنی برای تیرهای با I/D یکسان بسیار مشابه است ($l = \frac{L}{2}$ مطابق شکل (۱) و D ارتفاع مقطع تیر). در نتیجه به ارائه یک رابطه سه خطی مطابق شکل (۲) پرداختند.



شکل (۲). منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار به

صورت سه خطه [۱۹]

در شکل (۲)، y ، y_1 ، y_2 ، y_p و P_p به ترتیب تغییر مکان وسط تیر، تغییر مکان وسط تیر در انتهای رفتار خمیری، تغییر مکان وسط تیر در انتهای رفتار کابلی، تغییر مکان وسط تیر در ابتدای رفتار خمیری و بار متناظر با تغییر مکان ابتدای رفتار خمیری است.

مطابق تحلیل انجام شده پارامترهای موجود در شکل (۲) به صورت زیر به دست آمده است [۱۹]:

¹ Monte Carlo

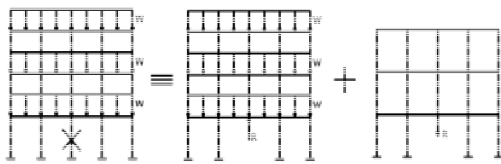
² First Order Second Moment

³ Mean

⁴ Standard Deviation

⁵ Coefficient of Variation

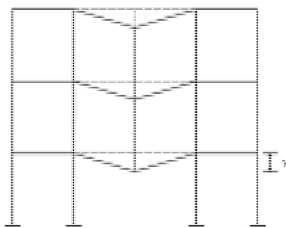




شکل (۵). مدل سازی حذف ستون میانی در قاب با وارد

کردن یک نیروی محوری در جهت خلاف

اکنون پس از حذف ستون مطابق شکل (۶) در تیرهای موجود در دهانه با ستون حذف شده تغییر مکان رو به پایین رخ می دهد. اگر فرض شود این تغییر مکان در تمام طبقات یکسان است (از تغییر شکل محوری ستون ها صرف نظر شود) می توان سازه را یک درجه آزادی فرض نمود.



شکل (۶). تغییر مکان رو به پایین در قاب در اثر حذف ستون اگر تغییر مکان تیر متصل به ستون حذف شده y باشد کار خارجی انجام شده توسط بار R برابر است با:

$$W_E = R \cdot y \quad (10)$$

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 طوریکه می توان نوشت:

$$w_i = \int_0^y P dy \quad (11)$$

با توجه به اینکه سیستم سازه ای شکل (۶) یک سیستم موازی است کل کار داخلی از جمع کار داخلی انجام شده توسط هر تیر به دست می آید:

$$W_I = \sum_N \int_0^y P dy \quad (12)$$

در این رابطه N تعداد طبقات بالای ستون حذف شده است.

با مساوی قرار دادن دو رابطه (۱۰) و (۱۲) می توان نوشت:

(۳) برای $l/D = 10$: $\alpha = 0.033$ ، $\beta = 0.085$ ،

$$y_2/l = 0.172 ، y_1/l = 0.110$$

(۴) برای $l/D = 15$: $\alpha = 0.071$ ، $\beta = 0.179$ ،

$$y_2/l = 0.132 ، y_1/l = 0.073$$

(۵) برای $l/D = 20$: $\alpha = 0.135$ ، $\beta = 0.335$ ،

$$y_2/l = 0.116 ، y_1/l = 0.060$$

برای سایر مقادیر $10 \leq l/D \leq 15$ یا $15 \leq l/D \leq 20$ می توان از درونیابی خطی استفاده نمود. بنابراین می توان به رابطه های زیر دست یافت:

$$\alpha = \begin{cases} (1/131.58)(l/D - 5.66) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/78.125)(l/D - 9.453) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (6)$$

$$\beta = \begin{cases} (1/53.19)(l/D - 5.479) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/32.05)(l/D - 9.263) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (7)$$

$$y_1/l = \begin{cases} (-1/135.135)(l/D - 24.865) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/384.615)(l/D - 43.077) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (8)$$

$$y_2/l = \begin{cases} (-1/125)(l/D - 31.5) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/312.5)(l/D - 56.25) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (9)$$

در شکل (۲)، y_p تغییر مکان حد ارتجاعی تیر است و از

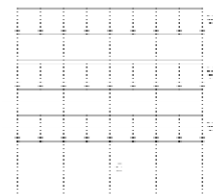
$$\text{رابطه } y_p = \frac{M_p L^2}{24EI} \text{ حساب می شود که در آن } E, I,$$

L و M_p به ترتیب ضریب ارتجاعی، لنگر لختی، طول تیر و لنگر خمیری تیر می باشند.

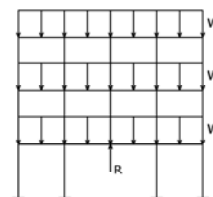
قاب شکل (۳) در نظر گرفته می شود. در ستون C این

قاب در اثر بار های وارده نیروی محوری R ایجاد می شود. بنابراین رفتار این قاب مشابه قاب شکل (۴)

است. حذف ستون C را می توان با وارد کردن یک بار R مطابق شکل (۵) مدل نمود.



شکل (۳). قاب زیر بار گسترده



شکل (۴). ایجاد نیروی محوری در ستون در اثر بار وارده شده



$$Y \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0) \quad (14)$$

که در آن $()_0$ مقدار تابع در نقطه x_0 است. لنگر اول Y یعنی μ_Y را می توان با استفاده از رابطه (14) به صورت زیر به دست آورد:

$$\begin{aligned} \mu_Y &= E[g(X)] \quad (15) \\ &\approx E\left[g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0)\right] \\ &\approx E[g_0] + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 E[(X - x_0)] \\ &\approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (\mu_X - x_0) \end{aligned}$$

اگر $x_0 = \mu_X$ انتخاب شود (در روش FOSM همواره چنین است)، μ_Y از رابطه زیر حساب می شود:

$$\mu_Y \approx g(\mu_X) \quad (16)$$

لنگر دوم Y یعنی σ_Y^2 را می توان با استفاده از رابطه (14) به صورت زیر به دست آورد:

$$\begin{aligned} \sigma_Y^2 &= E[g^2(X)] - \mu_Y^2 \quad (17) \\ &\approx E\left[g_0^2 + \left\{\left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0)\right\}^2 + 2g_0\left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0)\right] - \mu_Y^2 \\ &\approx g_0^2 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_X^2 + 2g_0\left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (\mu_X - x_0) - \mu_Y^2 \end{aligned}$$

اگر $x_0 = \mu_X$ انتخاب شود، در نهایت می توان نوشت:

$$\sigma_Y^2 \approx \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_X^2 \quad (18)$$

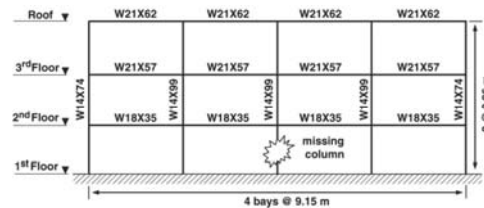
محاسبه میانگین و انحراف استاندارد با استفاده از رابطه های تقریبی (16) و (18) را به نام روش لنگر دوم مرتبه اول می نامند. عبارت $\left|\left(\frac{dg}{dx}\right)_0\right|$ نمایانگر حساسیت تابع به تغییرات X است. در این مقاله برای محاسبه تغییرات تابع g از روش تفاوت محدود طبق رابطه زیر استفاده شده است:

$$\frac{dg}{dx_i} = \frac{g(\mu_i + \sigma_{x_i}) - g(\mu_i - \sigma_{x_i})}{2\sigma_{x_i}} \quad (19)$$

باید توجه داشت که علامت مثبت برای dg/dx_i بیانگر این است که افزایش متغیر x_i باعث افزایش پاسخ خواهد شد و برعکس.

$$y = \frac{1}{R} \sum_N \int_0^y P dy \quad (13)$$

با استفاده از رابطه (13) به راحتی می توان تغییر مکان سازه در نقطه متصل به ستون حذف شده را حساب نمود. تغییر مکان به دست آمده از رابطه (13) با تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مشابهت خوبی دارد. به عنوان مثال سازه سه طبقه شکل زیر در نظر گرفته می شود. تنش تسلیم تیرها و ستون ها (Mpa) $384/7$ است. ضریب ارتجاعی (Mpa) 210×10^5 است. بار زنده و $10/98$ (kN/m) به تمام طبقات و بار مرده $25/39$ (kN/m) و $21/05$ (kN/m) به ترتیب به تیرهای بام و طبقات وارد می شود.



شکل (۷). سازه سه طبقه با چهار دهانه [۱۹]

پس از حذف ستون میانی تغییر مکان تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و مدل سه خطی به ترتیب $18/3$ [۱۹] و $17/4$ سانتیمتر است که دقت خوبی دارد. در پژوهش حاضر برای محاسبه تغییر مکان ها از رابطه (13) استفاده شده است.

۳- روش های مختلف تحلیل حساسیت

سه روش مختلف برای انجام تحلیل حساسیت در این پژوهش استفاده شده است. در ادامه پس از معرفی هر روش [۱۷]، تحلیل حساسیت برای سازه شکل (۷) و با متغیرهای موجود در جدول (۱) انجام شده است.

۳-۱- روش لنگر دوم مرتبه اول

تابع $Y = g(X)$ بر حسب متغیر تصادفی X با میانگین μ_X و واریانس σ_X^2 مفروض است. اگر تغییرات $g(X)$ نسبت به x معلوم باشد، تقریب مرتبه اول $g(X)$ در نقطه x_0 با استفاده از بسط سری تیلور به صورت زیر است:



با توجه به رابطه (۱۹) برای بررسی حساسیت، لازم است سازه به ازای هر متغیر تصادفی دو بار تحلیل شود. به عنوان مثال برای سازه شکل (۷) ضریب ارتجاعی به صورت متغیر تصادفی انتخاب می شود. اگر میانگین (Mpa) $2/05 \times 10^5$ و ضریب تغییرات با توجه به جدول (۱) برابر $3/3\%$ انتخاب شود، مقدار انحراف استاندارد (انحراف استاندارد مساوی حاصل ضرب میانگین در ضریب تغییرات است) (Mpa) 6765 به دست می آید. بنابراین کافی است سازه شکل (۷) دو بار برای $E = 2.05 \times 10^5 \pm 6765$ تحلیل شود و تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده به دست آید. با توجه به رابطه (۱۹) می توان تغییرات تابع تغییر مکان نسبت به تغییرات ضریب ارتجاعی را یافت و در نهایت به کمک رابطه (۱۸) انحراف استاندارد پاسخ را محاسبه نمود. لازم به یادآوری است که بقیه متغیرهای تصادفی باید به صورت قطعی تعریف شوند.

جدول (۲) نتیجه تحلیل سازه شکل (۷) را برای هر متغیر تصادفی نشان می دهد.

جدول (۲). مقدار انحراف استاندارد به دست آمده برای

تغییر مکان به ازاء هر متغیر تصادفی با روش FOSM

متغیر تصادفی	$y(\mu + \sigma)$	$y(\mu - \sigma)$	$\partial y / \partial x$	σ_y
E	۰/۱۷۳۲	۰/۱۸۵	-۸۷۲e-۱۳	۰/۰۰۵۹
Fy	۰/۱۶۵۳	۰/۲۰۴۲	-۵/۰۵۶e-۱۰	۰/۰۱۹۵
Live	۰/۱۸۶۲	۰/۱۷۲	۵/۴۸e-۶	۰/۰۰۷۱
Dead	۰/۲۱۶	۰/۱۵۰۷	۲/۲۱e-۵	۰/۰۳۲۷

با توجه به نتایج به دست آمده می توان گفت که حساسیت تغییر مکان تحت خرابی پیشرونده به ترتیب به بار مرده، تنش تسلیم فولاد، بار زنده و ضریب ارتجاعی است. باید توجه داشت که این روش نوع توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی را در محاسبات وارد نمی کند و همچنین نوع توزیع احتمالاتی پاسخ را نیز مشخص نمی کند اما با استفاده از رابطه های (۱۶) و (۱۸) به راحتی می توان میانگین و انحراف استاندارد تغییر مکان را یافت.

۳-۲- روش مونت کارلو

تحلیل احتمالاتی سازه ها را می توان با روش های شبیه سازی، مانند روش شبیه سازی مونت کارلو (MCS) و یا روش های تقریبی انجام داد [۲۰]. روش های تقریب مرتبه اول (FORM) و دوم (SORM) منجر به رابطه سازی می شود که تنها نیاز به دانش اولیه نسبت به میانگین و واریانس متغیرهای تصادفی است. از طرف دیگر در روش شبیه سازی مونت کارلو لازم است که تابع چگالی احتمال تمام متغیرهای تصادفی از ابتدا مشخص باشد. هنگامی که تعداد متغیرهای تصادفی زیاد باشد و یا مساله سازه ای پیچیده باشد، روش مونت کارلو مناسب تر است [۲۱].

در این روش، ابتدا متغیرهای تصادفی با میانگین برابر با مقدار قطعی و ضریب تغییرات مطابق جدول (۱) تولید می شوند.

روند تولید یک متغیر تصادفی با میانگین μ_x و ضریب تغییرات V_x (ضریب تغییرات از تقسیم انحراف استاندارد (σ_x) بر میانگین به دست می آید). عبارتست از:

۱- عدد تصادفی u_i بین صفر و یک تولید می شود. (در نرم افزار MATLAB [۲۲] این کار به کمک دستور $u_i = \text{rand}(1,1)$ انجام می شود).

۲- عدد تصادفی نرمال استاندارد z_i با استفاده از رابطه $z_i = \Phi^{-1}(u_i)$ تولید می شود که در آن Φ^{-1} معکوس تابع توزیع تجمعی چگالی احتمال است. (در نرم افزار MATLAB این کار به کمک دستور $z_i = \text{norminv}(u_i)$ انجام می شود).

۳- اگر متغیر تصادفی x_i دارای توزیع نرمال باشد می توان مقدار آن را از رابطه زیر حساب نمود:

$$x_i = \mu_{x_i} + z_i \sigma_{x_i} \quad (20)$$

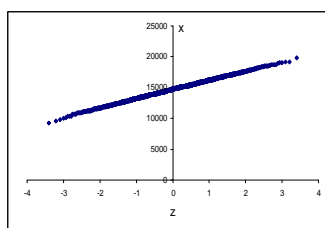
اگر متغیر تصادفی x_i دارای توزیع لوگ نرمال باشد از رابطه زیر حساب می شود:

$$x_i = \exp(\mu_{\ln x} + z_i \sigma_{\ln x}) \quad (21)$$

که در آن:

$$\sigma_{\ln x}^2 = \ln(V_x^2 + 1) \quad (22)$$





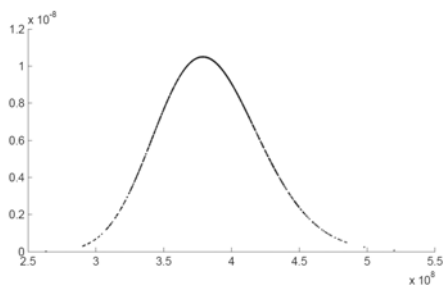
شکل (۱۱). اعداد تولید شده برای متغیر بار مرده

پس از تولید متغیر تصادفی x_i تابع چگالی احتمال از رابطه زیر حساب می شود:

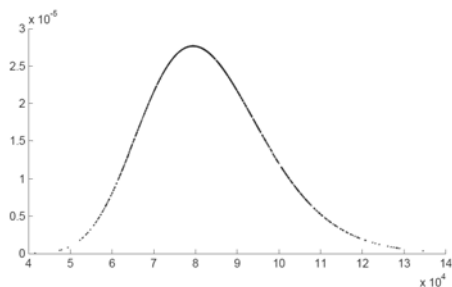
$$PDF = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{\sigma_x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \quad (۲۴) \text{ (نرمال)}$$

$$PDF = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\sigma_{\ln x}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}\right)^2\right] \quad (۲۵) \text{ (لوگ نرمال)}$$

در شکل های (۱۲) و (۱۳)، PDF (تابع چگالی احتمال) متغیرهای تصادفی تنش تسلیم و بار زنده به عنوان نمونه رسم شده است.



شکل (۱۲). تابع چگالی احتمال تنش تسلیم



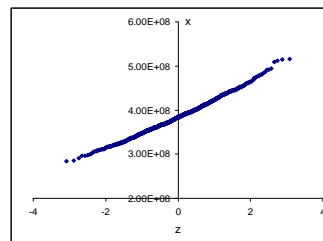
شکل (۱۳). تابع چگالی احتمال بار زنده

یکی از مسائل مهم در استفاده از روش مونت کارلو تعیین تعداد شبیه سازی های مورد نیاز است. هرچه تعداد تحلیل های انجام شده بیشتر باشد می توان به پاسخ دقیق تری دست یافت. در شکل (۱۴) ضریب تغییرات برای اندازه نمونه های مختلف نسبت به نمونه ۵۰۰۰ تایی برای متغیرهای تصادفی مختلف آمده است. نحوه رسم این منحنی ها به این گونه است که به ازای هر متغیر تصادفی

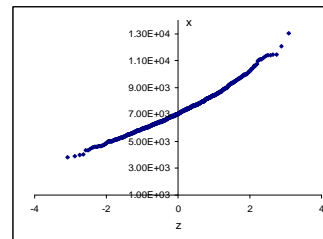
$$\mu_{\ln x} = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln x}^2 \quad (۲۳)$$

برای اطمینان از درستی نقاط تولید شده می توان این نقاط را بر روی کاغذ احتمال رسم نمود. برای این کار ابتدا اعداد تولید شده x_i به ترتیب صعودی مرتب شده و به هر یک احتمال تجمعی p_i اختصاص داده می شود به طوری که $p_i = \frac{i}{N+1}$ و N تعداد اعداد تولید شده است.

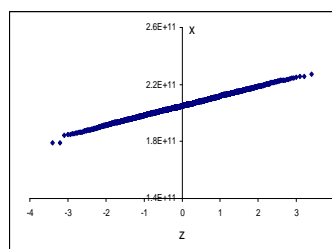
برای هر p_i مقدار $z_i = \Phi^{-1}(p_i)$ حساب می شود. در نهایت نقاط (z_i, x_i) رسم می شود. اگر نقاط تولید شده تولید یک خط راست کنند نشان می دهد این نقاط از توزیع مورد نظر تبعیت می کنند. شیب این خط برابر σ_x و محل برخورد این خط با محور قائم همان میانگین نقاط تولید شده است. در شکل های (۸-۱۱)، نقاط تولید شده برای سازه شکل (۷) با فرض متغیرهای تصادفی به ترتیب تنش تسلیم، بار زنده، ضریب ارتجاعی و بار مرده با توزیع احتمالاتی و ضریب تغییرات مطابق جدول (۱) و با میانگین برابر مقدارهای قطعی رسم شده است.



شکل (۸). اعداد تولید شده برای متغیر تنش تسلیم



شکل (۹). اعداد تولید شده برای متغیر بار زنده

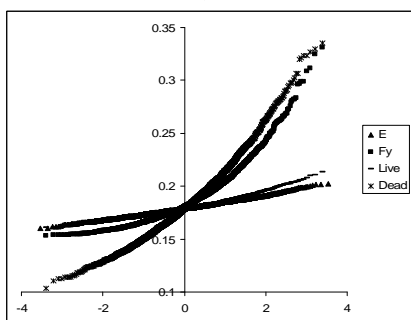


شکل (۱۰). اعداد تولید شده برای متغیر ضریب ارتجاعی

جدول (۳). مقدار انحراف استاندارد به دست آمده برای تغییر مکان به ازاء هر متغیر تصادفی با روش مونت کارلو

متغیر تصادفی	σ_y
E	۰/۰۰۵۹
Fy	۰/۰۲۱۶
Live	۰/۰۰۷۲
Dead	۰/۰۳۳۳

دقت شود که پاسخ ها مشابهت خوبی با نتایج روش FOSM دارد. با استفاده از این روش می توان به ازاء هر متغیر تصادفی، توزیع احتمالاتی تغییر مکان را یافت. برای این منظور کافی است پاسخ را در کاغذ احتمال رسم نمود. در شکل (۱۵) پاسخ های به دست آمده به ازاء هر متغیر تصادفی، در کاغذ احتمال رسم شده است.



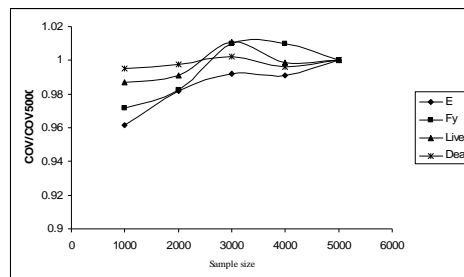
شکل (۱۵). رسم نقاط تولید شده برای تغییر مکان بر روی کاغذ احتمال نرمال

با توجه به شکل می توان نتیجه گرفت که پاسخ به ازاء تمام متغیرها از توزیع نرمال تبعیت می کند، هر چند برای بار مرده و تنش تسلیم فولاد، به دلیل کجی منحنی، توزیع تا حدودی به سمت لوگ نرمال متمایل است.

۳-۳ روش منحنی های تورنادو

در این روش برای هر متغیر تصادفی یک میله افقی در نظر گرفته می شود. طول هر میله نمایانگر میزان تغییرات در پاسخ بر اثر تغییرات مشخص در میزان متغیر تصادفی است. بنابراین متغیر با اثرات بیشتر دارای طول میله بزرگتری نیز است. برای رسم، این میله ها از طول میله بیشتر به کمتر و از بالا به پایین رسم می شوند. این

نمونه های ۱۰۰۰، ۲۰۰۰، ۳۰۰۰، ۴۰۰۰ و ۵۰۰۰ تایی مطابق گام های شرح داده شده در قبل تولید می شود. سپس میانگین و انحراف استاندارد هر نمونه محاسبه می شود. در نهایت نسبت ضریب تغییرات هر نمونه به نمونه ۵۰۰۰ تایی رسم می شود.



شکل (۱۴). منحنی نسبت ضریب تغییرات به ضریب تغییرات نمونه ۵۰۰۰ تایی برای اندازه نمونه های مختلف

هر چند در تمامی حالت ها نسبت ضریب تغییرات نمونه ۱۰۰۰ تایی به نمونه ۵۰۰۰ تایی بیشتر از ۰/۹۶ است، اما می توان برای دقت بیشتر برای ضریب ارتجاعی و تنش تسلیم فولاد از نمونه ۳۰۰۰ تایی و برای بقیه متغیرهای تصادفی از نمونه ۱۰۰۰ تایی استفاده نمود.

پس از تولید متغیر تصادفی x_i ، سازه تحلیل می شود و تغییر مکان y_i محاسبه می شود. در این مقاله برای محاسبه تغییر مکان از رابطه (۱۳) استفاده شده است. دقت شود که این تحلیل بسیار زمان بر است. زیرا به عنوان مثال اگر هدف تولید نمونه ۳۰۰۰ تایی از تنش تسلیم فولاد باشد، باید پس از تولید مقادیر، سازه به ازاء هریک از مقادیر تولید شده، تحلیل شود. بنابراین ۳۰۰۰ بار سازه تحلیل می شود و ۳۰۰۰ پاسخ برای تغییر مکان به دست می آید. در نهایت میانگین و انحراف استاندارد پاسخ با استفاده از رابطه های زیر حساب می شود:

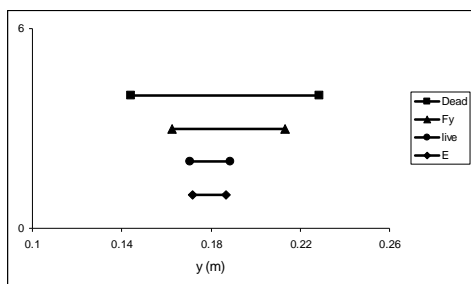
$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (26)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \mu_y)^2}{n-1}} \quad (27)$$

که در آن n تعداد اعداد تولید شده است.

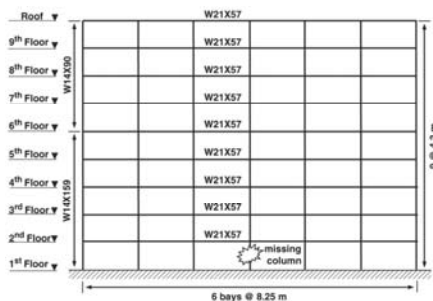
جدول (۳) نتیجه تحلیل سازه را برای هر متغیر نشان می دهد.





شکل (۱۷). نتایج به دست آمده از روش تورنادو

همانطور که ملاحظه می شود ترتیب حساسیت مانند دو روش دیگر است. باید توجه داشت که این روش تنها حساسیت پاسخ را نشان می دهد و اطلاعاتی از میانگین و انحراف استاندارد پاسخ و توزیع احتمالاتی آن را مشخص نمی کند. به عنوان مثالی دیگر سازه ۹ طبقه شکل (۱۸) در نظر گرفته می شود.



شکل (۱۸). سازه ۹ طبقه با ۶ دهانه [۱۹]

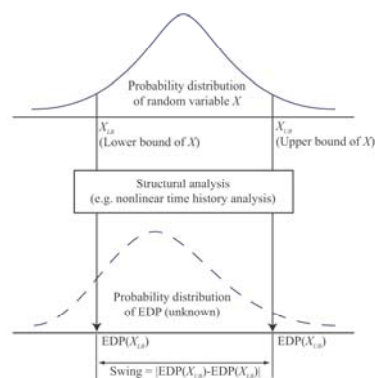
تنش تسلیم تیرها و ستون ها (MPa) $384/7$ است. بار زنده $9/26$ (kN/m) به تمام طبقات و بار مرده $10/35$ (kN/m) و $30/05$ (kN/m) به ترتیب به تیرهای بام و طبقات وارد می شود. ضریب ارتجاعی (Mpa) $2/05 \times 10^5$ است. نتایج به دست آمده از روش لنگر دوم مرتبه اول، مونت کارلو و تورنادو به ترتیب در جدول های (۴) و (۵) و شکل (۱۹) آمده است.

ملاحظه می شود که باز هم حساسیت پاسخ به بار مرده و تنش تسلیم فولاد بیشتر است. هرچند برعکس مثال قبل حساسیت به بار زنده کمتر از ضریب ارتجاعی است و این شاید به این دلیل باشد که سهم بار زنده در بارهای ثقلی کاهش یافته است. به گونه ای که در سازه ۳ طبقه بار زنده

تغییرات از زیاد به کم و از بالا به پایین مشابه شکل گردباد (تورنادو) است.

در این روش برای هر متغیر تصادفی دو مقدار حدی بالا و پایین (۱۰٪ و ۹۰٪) از تابع توزیع احتمال آن انتخاب می شود.

روند تولید اعداد، مشابه روش مونت کارلو است فقط مرحله اول حذف شده و در مرحله دوم $z_1 = \Phi^{-1}(0.1)$ و $z_2 = \Phi^{-1}(0.9)$ محاسبه می شود. در مرحله سوم دو مقدار x به عنوان حدهای بالا و پایین متغیر تصادفی محاسبه می شود. به ازای هریک از حد های بالا و پایین سازه تحلیل می شود به گونه ای که بقیه متغیر های تصادفی، قطعی در نظر گرفته شده اند. شکل (۱۶) به صورت شماتیک نحوه محاسبه طول هریک از میله ها را نشان می دهد.



شکل (۱۶). روند محاسبه پاسخ با استفاده

از روش تورنادو [۱۷]

این روند، دو مقدار حدی برای پاسخ به دست می دهد. تفاوت این دو مقدار حدی، طول میله را برای هر متغیر به دست می دهد. این روند برای هریک از متغیر های تصادفی جداگانه انجام می شود. در نهایت منحنی های تورنادو با مرتب کردن میله ها از صعودی به نزولی به دست می آید. شکل (۱۷) نتایج تحلیل به روش تورنادو را نشان می دهد.

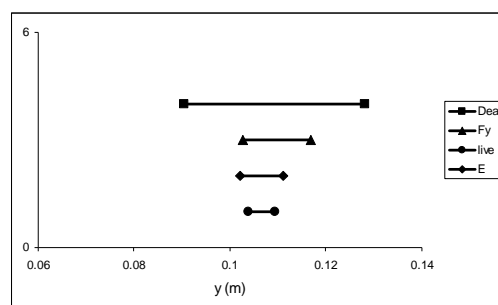
نصف بار مرده طبقات بود، در حالی که در سازه ۹ طبقه بار زنده سی درصد بار مرده طبقات است.

جدول (۴). نتایج به دست آمده از روش FOSM

متغیر تصادفی	$y(\mu + \sigma)$	$y(\mu - \sigma)$	$\partial y / \partial x$	σ_y
E	۰/۱۰۳	۰/۱۱	-۵/۱۷e-۱۳	۰/۰۰۳۵
Fy	۰/۱۰۳۲	۰/۱۱۳۹	-۱/۳۹۱e-۱۰	۰/۰۰۵۴
Live	۰/۱۰۸۶	۰/۱۰۴۳	۱/۴۳e-۷	۰/۰۰۲۲
Dead	۰/۱۲۲۷	۰/۰۹۳۶	۵/۸e-۷	۰/۰۱۴۶

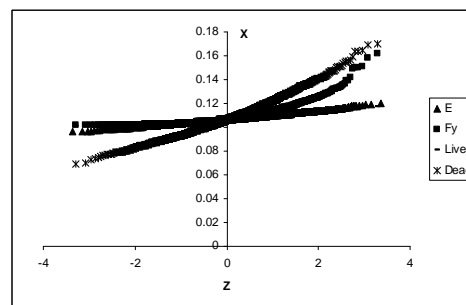
جدول (۵). نتایج به دست آمده از روش مونت کارلو

متغیر تصادفی	σ_y
E	۰/۰۰۳۴
Fy	۰/۰۰۶۳
Live	۰/۰۰۲۲
Dead	۰/۰۱۴۷



شکل (۱۹). منحنی های تورنادو برای سازه شکل (۱۸)

در شکل (۲۰) نقاط تولید شده برای تغییر مکان بر روی کاغذ احتمال نرمال رسم شده است.



شکل (۲۰). رسم نقاط تولید شده برای تغییر مکان سازه ۹ طبقه بر روی کاغذ احتمال نرمال

همانطور که ملاحظه می شود باز هم پاسخ ها از توزیع احتمال نرمال تبعیت می کنند هر چند برای بار مرده و تنش تسلیم فولاد پاسخ متمایل به توزیع لوگ نرمال است.

نتیجه گیری

خرابی پیشرونده یک سازه و میزان مقاومت آن از مشخصات غیرقطعی پارامترهای طراحی و بارهای وارده تاثیر می پذیرد. استفاده از نظریه احتمال در تحلیل سازه ها، یکی از راه های وارد کردن مشخصات غیرقطعی مواد است که در قالب متغیرهای تصادفی تعریف می شوند. برای این منظور بهتر است ابتدا حساسیت پاسخ به پارامترهای طراحی و بارهای وارده مشخص گردد. برای تحلیل حساسیت از سه روش شبیه سازی مونت کارلو، منحنی های تورنادو و روش لنگر دوم مرتبه اول (FOSM) استفاده شده است. روش مونت کارلو علاوه بر تخمین میانگین و انحراف استاندارد، می تواند تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را نیز مشخص کند. اما این روش به خصوص در تحلیل های غیرخطی و سازه های دارای درجه آزادی زیاد بسیار زمان بر است. از طرف دیگر روش FOSM تقریبی مناسبی برای تخمین میانگین و انحراف استاندارد پاسخ است. برتری ویژه این روش، مدت زمان بسیار کم انجام تحلیل است، هرچند تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را مشخص نمی کند. روش تورنادو تنها حساسیت پاسخ را نشان می دهد و اطلاعاتی از میانگین و انحراف استاندارد پاسخ و توزیع احتمالاتی آن را مشخص نمی کند.

در این مقاله اثر غیر قطعی بودن پارامترهای مواد و بار های وارد بر سازه بر تغییر مکان آن پس از حذف ستون بررسی شده است. پارامترهای تنش تسلیم فولاد، ضریب ارتجاعی، بار مرده و بار زنده وارده بر سازه به عنوان متغیرهای غیر قطعی انتخاب شده اند.

طبق نتایج به دست آمده از روش تورنادو، حساسیت تغییر مکان به بار مرده و تنش تسلیم فولاد به ترتیب حدود ۳ و ۲ برابر حساسیت تغییر مکان به بار زنده و ضریب



major modernization projects. Washington, D.C., 2003

10- Ruth, P., Marchand, K. A., Williamson, E. B., "Static Equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity" J. Perform. Constr. Facil., 20(4), 349-364, 2006.

11- Tsai, M., Lin, B., "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure." Eng. Struc. 30, 3619-28, 2008.

12- 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." Eng. Struc., 2007.

13- 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." Eng. Struc., 2007.

14- Kim, JR., Kim, SB., Park, YH., Chung, WG., "Statistical investigation on material properties of steel." Conf Arch Inst Korea 2000;20(1):229-32.

15- Melchers, RE., "Structural reliability analysis and prediction." Chichester: John Wiley and Sons; 1999.

16- Harris, ME., Corotis, RB., Bova, CJ., "Area-dependent processes for structural live loads." J. Struct. Div., ASCE 1981; 107(ST5).

17- Lee, TH., Mosalam, KM., *Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems*. PEER Technical Report 2006/04. Berkeley: University of California; 2006.

18- Li, Q., Ellingwood, BR., "Damage inspection and vulnerability analysis of existing buildings with steel moment-resisting frames." Eng. Struc., 2007.

19- Lee, C., Kim, S., Han, K., Lee, K., "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames." J. Const. Steel Res., (2008).

20- G.I.Schudler, "Structural Reliability- Recent Advances", 7th International Conferences on Structural Safety and Reliability, Kyoto, Japan (1997)

21- C.G. Bucher, "Adaptive Sampling – An Iterative Fast Monte- Carlo Procedure", Struc. Safety, 5 (1988) 119-126

22- MathWorks. (2006). *MATLAB-The language of technical computing version-7.0.4*, MathWorks, Natick, Mass.

ارتجاعی فولاد است. حساسیت تغییرمکان به بار زنده و ضریب ارتجاعی فولاد مشابه است.

روش مونت کارلو و FOSM نیز انحراف استاندارد تغییرمکان سازه بر اثر تغییرات بار مرده و تنش تسلیم فولاد را به ترتیب حدود ۴ و ۳ برابر انحراف استاندارد به دست آمده بر اثر تغییرات بار زنده و ضریب ارتجاعی فولاد نشان می دهد.

بنابراین می توان نتیجه گرفت که حساسیت تغییرمکان تحت خرابی پیشرونده بیشتر به بار مرده و تنش تسلیم فولاد و سپس به بار زنده و ضریب ارتجاعی است.

مراجع

1- McGuire, W., "Prevention of progressive collapse" Proc., Regional Conf. 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 multihazard mitigation." J. Perform. Constr. Facil., 12(3), 100-112, 1998.

4- Bazant, Z. P., Zhou, Y. "Why did the world trade center collapse?-simple analysis." J. Engineering Mechanics, 128(1), 2-6, 2002.

5- Bazant, Z. P., Verdure, M. "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions." J. Engineering Mechanics, 133(3), 308-319, 2007.

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 New York?" J. Engineering Mechanics, 134(10), 892-906, 2008.

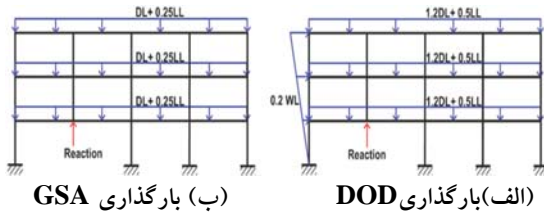
7- Seffen, K. A., "Progressive collapse of the world trade center: simple analysis." J. Engineering Mechanics, 134(2), 125-132, (2008).

8- Department of Defense (DOD); *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of buildings to resist progressive collapse*. Washington, D.C., 2005.

9- General Service Administration (GSA); *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and*

DCR عضوی از مقدار مجاز بیشتر بود، سازه در مقابل واژگونی پیشرونده آسیب پذیر تلقی می شود. دستورالعمل DOD، معیاری مشابه DCR تعریف نمی کند اما مقاومت طراحی عضو ضربدر ضریب افزایش مقاومت ۱/۱ باید از نیروی داخلی عضو تحت بار رابطه (۲) بیشتر باشد.

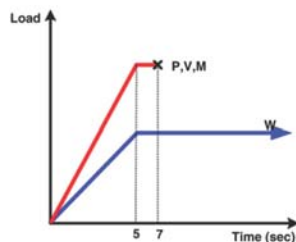
در روش استاتیکی غیر خطی بار وارد به سازه مشابه روش استاتیکی خطی است اما در روش دینامیکی غیر خطی ضریب α برای تمام تیرهای قاب ۱ است. شکل (۲۳) نحوه بارگذاری قاب در تحلیل دینامیکی غیرخطی را نشان می دهد.



شکل (ب) بارگذاری GSA

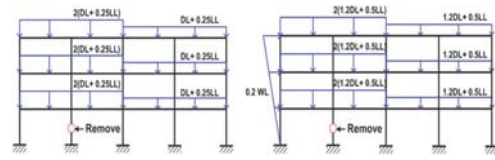
شکل (الف) بارگذاری DOD

شکل (۲۳). بارگذاری قاب برای تحلیل دینامیکی غیرخطی برای انجام تحلیل دینامیکی ابتدا قاب مطابق رابطه (۱) یا (۲) بارگذاری شده و نیروهای داخلی (برش، لنگر و نیروی محوری) ستون قبل از حذف شدن برداشت می شود. سپس این نیروهای داخلی مطابق شکل (۲۳) جایگزین ستون می شوند. برای شبیه سازی حذف ناگهانی ستون، نیروهای داخلی قرار داده شده، مطابق شکل (۲۴)، پس از چند ثانیه حذف می شوند. در این شکل P، V و M به ترتیب نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی ستون حذف شده و W بار ثقلی مطابق رابطه های (۱) یا (۲) است.



شکل (۲۴). نحوه بارگذاری برای انجام تحلیل دینامیکی

شکل (۲۱) نحوه بارگذاری قاب در تحلیل استاتیکی را نشان می دهد.



شکل (ب) بارگذاری GSA

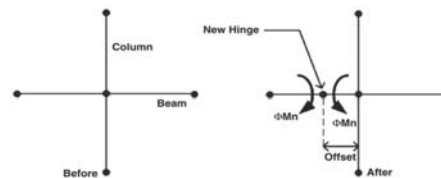
شکل (الف) بارگذاری DOD

شکل (۲۱). بارگذاری قاب برای تحلیل استاتیکی

دستورالعمل GSA در تحلیل استاتیکی خطی، معیار خرابی را DCR (نسبت نیروی داخلی موجود به مقاومت عضو) دانسته است:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (28)$$

که در آن Q_{UD} نیرویی است (لنگر، برش، نیروی محوری، برش، ...) که از تحلیل استاتیکی خطی در عضو تحت بار با رابطه (۱) یا (۲) ایجاد می شود و Q_{CE} ظرفیت نهایی مورد انتظار عضو است. مقدار مجاز DCR بر حسب ابعاد مقطع بین ۱/۲۵ تا ۳ تعیین شده است. به بیان دیگر به عضو اجازه تغییرشکلهای غیر ارتجاعی داده شده است. برای تحلیل طبق GSA، ابتدا باید ستون مورد نظر را حذف کرده و به قاب بار مطابق با شکل (۲۱-ب) را وارد نمود. سپس مقدار DCR برای هر عضو برداشت می شود. اگر DCR عضوی از مقدار مجاز بیشتر بود، مفصلی مطابق شکل (۲۲) در انتهای عضو قرار داده می شود. در محل هر مفصل، لنگرهای خمشی مساوی ولی در خلاف جهت وارد می گردد. مقدار این لنگرها برابر مقاومت اسمی ضربدر ضریب افزایش مقاومت ۱/۱ است.



شکل (۲۲). ایجاد مفصل جدید پس از حذف ستون

پس از هر سری ایجاد مفصل جدید، سازه مجدد تحلیل می شود. اگر پس از باز پخش لنگر در تمام قاب، باز هم