

تعیین ضریب رفتار سازه های ساختمان های فولادی با مهاربند همگرا با تکیه بر اثر اندرکنش خاک و سازه

کامران هنرمند^۱، محمد امامی کورنده^۲، مهدی جلالی نژاد^۳

^۱دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه موسسه آموزش عالی آبا آبیک

^۲استادیار موسسه عمران گرایش سازه موسسه آموزش عالی آبا آبیک

^۳مدرس موسسه عمران گرایش سازه موسسه آموزش عالی آبا آبیک

چکیده

در سال های اخیر، پژوهشگران اروپایی نیز همگام با محققان آمریکایی به تحقیق در مورد برآورد ضرایب رفتار سازه ها پرداخته اند. عمدتاً روش هایی که توسط اروپایی ها مورد استفاده قرار گرفته به دو گروه تقسیم می شود. روش های متکی بر تئوری ضریب شکل پذیری و روش های انرژی. موضوع این مطالعه درمورد رفتار دیافراگم کف ساختمانهای بتن آرمه و بررسی درصد خطا با فرض های ساده کننده در مدلسازی دیافراگم و تأثیر آن بر توزیع نیروی زلزله بین اعضای قائم باربر جانبی سازه و نیروهای درون صفحه ای دیافراگم کف می باشد. برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا از روی منحنی دوخطی پوش آور پارامترهای مورد نیاز را استخراج گردید و از آنها برای تعیین ضریب رفتار استفاده شد. ضریب رفتار در این تحقیق در جداول محاسبه شد. شایان ذکر است محاسبات ضریب رفتار از روی منحنی دوخطی برای تمامی مدل های Etabs انجام شده که به علت حجم بالای نمودارهای فقط به ارایه تعدادی از آنها به عنوان نمونه پسندیده شده است.

واژه های کلیدی: ضریب رفتار، سازه، ساختمان های فولادی، اندرکنش خاک و سازه

مقدمه

موضوع این مطالعه درمورد رفتار دیافراگم کف ساختمانهای بتن آرمه و بررسی درصد خطا با فرض های ساده کننده در مدلسازی دیافراگم و تأثیر آن بر توزیع نیروی زلزله بین اعضاء قائم باربر جانبی سازه و نیروهای درون صفحه ای دیافراگم کف می باشد. همچنین در نتایج آنالیز، مقدار نسبت $\frac{\Delta diaph}{\Delta story}$ مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. این تحقیق گامی است دیگر به سوی یک ایده بهتر جهت مدلسازی دیافراگم کف طبقات، تا علاوه بر اینکه ایمنی ساختمان رعایت شود، در مواردی با اطمینان خاطر بتوان فرضیات ساده کننده را در مدلسازی اعمال کرد و مواردی که فرضیات ساده کننده منجر به اشتباهات قابل توجهی در برآورد ظرفیت های مقاومتی برای دیافراگم و اعضای باربر جانبی می شود، مدلسازی را هر چه بیشتر به واقعیت نزدیک تر کرد. عوامل متعددی در میزان خطای فرضیات ساده کننده دخیل می باشند که این عوامل با جزئیات کامل همراه با تأثیر آن بر نتایج آنالیز به طور کامل شرح داده می شود. خلاصه مطلب این است که توزیع نیروهای افقی به اعضای باربر جانبی، که توسط دیافراگم افقی صورت می گیرد بستگی به نسبت سختی اعضای باربر جانبی به سختی دیافراگم و سختی اعضای باربر جانبی نسبت به یکدیگر دارد. جهت وضوح بیشتر مطلب خلاصه ای از پیوست ششم آئین نامه ۲۸۰۰ ایرن (ویرایش چهارم) در زیر آورده شده است.

روش های آمریکایی جهت محاسبه ضریب رفتار:

در این گروه، دو روش شاخص تر از سایرین بوده و روش های دیگر، با کمی تفاوت عمدتاً مشابه این روش ها هستند. یکی از این روش ها که به روش «طیف ظرفیت» معروف است حاصل تحقیقات فریمن^۱ می باشد. روش دوم نیز که به روش «ضریب شکل پذیری» مشهور است، دستاورد پژوهش یوانگ^۲ است. در ادامه روش اول، به اختصار و روش دوم، به شکل کامل تری معرفی می شود.

روش طیف ظرفیت فریمن:

فریمن یک روش تحلیلی برای بدست آوردن مقدار R (ضریب رفتار) که تحت تأثیر پارامترهای زیادی قرار دارد، به صورت رابطه (۱) ارائه نمود:

$$R = R_i \times R_j \times R_k \times \dots \times R_n \quad (1)$$

که هر یک از این پارامترها جانشین عواملی از قبیل آرایش قاب ها، سیستم سازه ای ، ترکیب بارها، درجه نامعینی، میرایی، ویژگی های رفتار غیر خطی سازه، خصوصیات مصالح، نسبت ابعاد ساختمان، مکانیزم خرابی و پارامترهای مؤثر دیگر می باشند. گستردگی عوامل مؤثر در تعیین R چنان است که به سختی می توان دو ساختمان با ضرایب رفتار یکسان یافت. به عبارت دیگر، هر ساختمان ویژگی های منحصر بفرد و مخصوص به خود را دارد. از این رو، به جای اینکه تمامی عوامل مؤثر یادشده در رابطه ضریب رفتار وارد گردند، شایسته تر است که تنها عواملی که نقش اساسی تری دارند دخالت داده شوند. در این روش، دو عامل اصلی ظرفیت سازه و نیروهای ناشی از زلزله، در نظر گرفته می شوند. سپس عواملی که ظرفیت را افزایش و نیروهای لرزه ای را کاهش می دهند، مشخص می گردند.

در این روش، ظرفیت افزایش یافته نامیده می شود. پاره ای از عوامل مؤثر در مقدار R عبارتند از: ضرایب بار و ضرایب کاهش مقاومت مصالح (مانند ϕ برای بتن)، طراحی دست بالای اعضا، سخت شدگی کرنشی، نامعینی سازه، شکل پذیری سازه و ظرفیت اضافه ای که از لحظه جاری شدن اولین تار کششی یا فشاری مقطع تا تشکیل لولای خمیری کامل در یک عضو قابل دست یابی است.

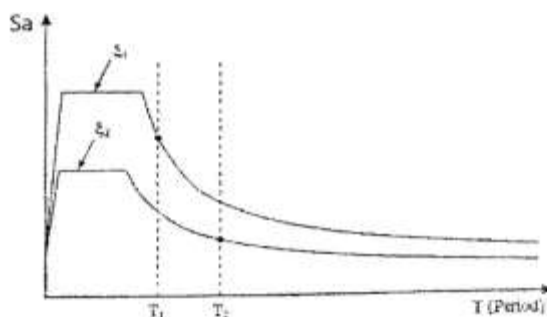
^۱ Friman

^۲ Uang

در هنگام وقوع زلزله، هر چه رفتار سازه از حد ارتجاعی فراتر رود، سختی آن کاهش یافته و میرایی افزایش می یابد. کاهش سختی باعث طولانی تر شدن زمان تناوب و افزایش میرایی باعث افزایش استهلاک انرژی می شود. با بلند تر شدن زمان تناوب و افزایش میرایی، نیروهای لرزه ای وارد به سازه (نیازهای لرزه ای) کاهش می یابند. (با توجه به طیف های پاسخ در شکل (۲)، سازه از مقدار متناظر با T_1 و ξ_1 به مقدار متناظر با T_2 و ξ_2 می رسد). در این حالت، نسبت نیروهای ارتجاعی به نیروهای غیر ارتجاعی (کاهش یافته بر اثر نرم تر شدن سازه و افزایش استهلاک انرژی)، به عنوان R_D تعریف می شود. حال با مشخص شدن R_c و R_D ، ضریب رفتار (R) از رابطه (۲) بدست می آید:

$$R = R_c \times R_D \quad (2)$$

از آنجا که R_D و R_c برای هر ساختمان مقادیر منحصر بفردی دارند، ضریب رفتار هر ساختمان نیز مقداری منحصر بفرد خواهد داشت.



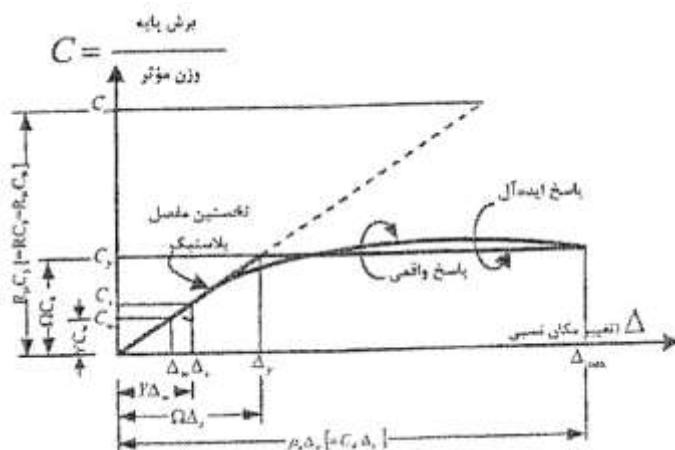
شکل (۱): طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی

روش ضریب شکل پذیری یوانگ:

با در نظر گرفتن رفتار کلی یک سازه متعارف شکل (۲-۳) مقدار مقاومت ارتجاعی مورد نیاز که بر حسب ضریب برش پایه (C_{eu}) تعریف شده، عبارت است از:

$$C_{eu} = \frac{V_g}{W} \quad (3)$$

در این رابطه، W وزن مؤثر سازه و V_g حداکثر برش پایه است. در صورتی که سازه کلاً در محدوده ارتجاعی باقی بماند.



شکل (۲): رفتار کلی یک سازه متعارف

معمولاً طراحی صحیح یک سازه تا حدود قابل قبول منجر به شکل پذیر شدن آن می شود. در این حالت سازه می تواند به حداکثر مقاومت خود ($W C_y$) برسد همانگونه که در شکل (۲) نشان داده شده است، حداکثر تغییر مکان جانبی ایجاد

شده در طبقه برابر با Δ_{max} است. از آنجا که محاسبه مقدار WC_y با مقاومت حد خمیری سازه یا مقاومت نهایی به هنگام ایجاد مکانیزم گسیختگی متناظر بوده و نیاز به تحلیل غیر خطی دارد، مقدار آن با رابطه مشخصی بیان نشده است. برای مقاصد طراحی، برخی آیین نامه ها مقدار C_y را به مقدار C_s که نمایانگر تشکیل اولین لولای خمیری در مجموعه سازه است، کاهش می دهند. این مقدار نیرو، تراز است که در آن پاسخ کلی سازه به گونه قابل توجهی از قلمرو ارتجاعی خارج می شود. این تراز نیرو به روش برخورد آیین نامه های با طراحی بر مبنای مقاومت، بستگی دارد. در طراحی مقاطع برای این مقدار نیروی وارد، می توان از روش هایی مانند روش بار نهایی در بتن (آیین نامه بتن ایران، آیین نامه ۳۱۸-ACI و آیین نامه CEB) و روش طراحی با ضرایب بار و مقاومت در فولاد (AISC - LRFD)، استفاده نمود. اختلاف مقدار نیروی وارد بین WC_y و $C_s W$ را اصطلاحاً مقاومت افزون می نامند.

مزیت استفاده از C_s یا C_w در این است که طراح، تنها یک تحلیل ارتجاعی انجام می دهد و سپس با استفاده از آیین نامه های جاری، ابعاد قطعات و جزئیات اجرایی را تعیین می نماید. اولین اشکال استفاده از تحلیل ارتجاعی برای نیرو در ترازهای C_s یا C_w در این است که محاسب قادر نخواهد بود مقاومت واقعی سازه را تعیین کند. اشکال دوم این است که مقادیر تغییر مکان های غیر ارتجاعی را نمی توان با تحلیل ارتجاعی خطی محاسبه نمود. برای محاسبه این تغییر مکان های غیر ارتجاعی آیین نامه ها معمولاً از ضرایب تشدید تغییر مکان های ارتجاعی (C_d) استفاده می نمایند. در آیین نامه های مختلف، مقدار این ضریب تشدید برای سیستم های سازه ای متفاوت معمولاً به صورت مضربی از R ارائه می گردد.

در روش یوانگ، برای تعیین ضریب رفتار R یا R_w ، عوامل مؤثر به شکل زیر تعریف می شوند:

ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s):

با ایده آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی ارتجاعی - خمیری (الاستیک - پلاستیک) کامل در شکل (۲)، ضریب شکل پذیری کلی سازه به صورت خارج قسمت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی (Δ_{max}) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y) تعریف می شود.

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \mu_s \quad (4)$$

ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ):

بر اثر شکل پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی (C_{eu}) را میتوان به تراز مقاومت تسلیم (C_y) کاهش داد.

$$R_\mu = C_{eu} / C_y \quad (5)$$

ضریب مقاومت افزون (Ω):

مقاومت ذخیره ای که بین تراز تسلیم کلی سازه (C_y) و تراز اولین تسلیم (C_s) وجود دارد، به عنوان مقاومت افزون شناخته می شود. از این رو، ضریب مقاوم افزون عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی سازه (C_y)، به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه (C_s).

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (6)$$

ضریب تنش مجاز (γ):

این ضریب، براساس نحوه برخورد آیین نامه های مصالح با تنش های طراحی (بار مجاز یا بار نهایی) تعیین می شود و مقدار آن عبارت است از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین لولای خمیری (C_s)، به نیرو در حد تنش های مجاز (C_w).

$$\gamma = \frac{C_s}{C_w} \quad (7)$$

فرمول بندی ضریب رفتار:

با توجه به تعریف های ارائه شده و شکل (۲) می توان رابطه های زیر را بدست آورد [۳] (برای حالت هایی مانند آیین نامه های ۱۹۹۷-UBC ، ۲۰۰۰-IBC و ۲۰۰۰-NEHRP):

$$\frac{C_{su}}{C_s} = \frac{C_{su}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_{\mu} \Omega = R \quad (۸)$$

برای حالت طراحی با تنش های مجاز (مانند آیین نامه های ۱۹۹۸-UBC ، ۱۹۹۴-UBC و استاندارد ۲۸۰۰ ایران):

$$\frac{C_{su}}{C_w} = \frac{C_{su}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} \times \frac{C_s}{C_w} = R_w \Omega \gamma \quad (۹)$$

با توجه به شکل (۲-۳):

$$\frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \frac{C_y}{C_s} = \quad (۱۰)$$

$$\frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \frac{C_s}{C_w} = \gamma \quad (۱۱)$$

و برای ضریب تشدید تغییر مکان جانبی (ضریبی که تغییر مکان جانبی را از تغییر مکان ارتجاعی برآورد می کند) :

$$C_d = \Delta_{Max} / \Delta_s = \mu_s \Omega \quad (۱۲)$$

در صورتی که ضریب افزایش تغییر مکان جانبی متناظر با واحد مجاز تنش ها مد نظر باشد (استاندارد ۲۸۰۰ ایران):

$$C_{dw} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \times \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu_s \Omega \gamma \quad (۱۳)$$

از رابطه های (۸-۳) تا (۱۳-۳) چنین بر می آید که:

مقادیر R_w ، C_{dw} و C_d ، همگی تابعی از شکل پذیری سازه (μ_s) ، ضریب مقاومت افزون (Ω) و نسبت میرایی (که اثر آن در R_{μ} منعکس است) می باشند.

بطور کلی نادرست است که ضرایب کاهش R یا R_w را ضرایب کاهش بر اثر شکل پذیری (یا ضرایب شکل پذیری) نامید زیرا آثار مقاومت افزون می تواند در حد ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_{μ}) عمل نماید.

با توجه به رابطه های (۸-۳) تا (۱۳-۳) برای تعیین مقادیر R_w ، C_d و C_{dw} ، لازم است موارد زیر برای سازه های با سیستم ها و شکل پذیری متفاوت تعیین شود:

الف) مقدار ضریب مقاومت افزون (Ω)

ب) مقدار ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s) یا ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_{μ})

ج) رابطه بین ضریب شکل پذیری (μ_s) و ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_{μ}) و زمان تناوب (T) سیستم.

روش های اروپایی جهت محاسبه ضریب رفتار:

در سال های اخیر، پژوهشگران اروپایی نیز همگام با محققان آمریکایی به تحقیق در مورد برآورد ضرایب رفتار سازه ها پرداخته اند. عمدتاً روش هایی که توسط اروپایی ها مورد استفاده قرار گرفته به دو گروه تقسیم می شود. روش های متکی بر تئوری ضریب شکل پذیری و روش های انرژی.

روش تئوری شکل پذیری:

این روش که بر مبنای تئوری شکل پذیری استوار است اولین بار توسط کاسنزا^۳ و همکاران در سال ۱۹۸۶ معرفی شده است در این روش ضریب رفتار (R) با توجه به شکل (۳-۳)، از رابطه (۱۴-۳) بدست می آید:

$$R = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \alpha_c \left[\frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (۱۴)$$

^۳ Kasenza

در این رابطه α_c ضریب ارتجاعی بحرانی برای بارهای قائم و β پارامتر وابسته به زمان تناوب ارتعاش سازه است و از رابطه (۱۵) بدست می آید:

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (15)$$

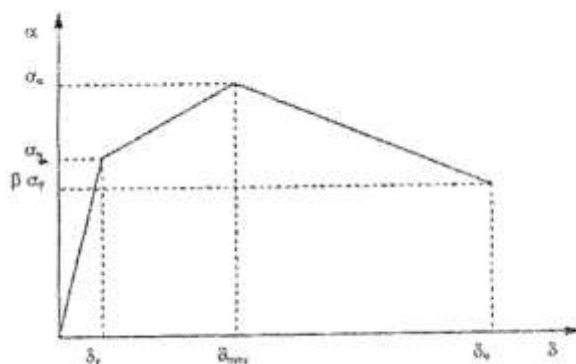
با توجه به دو رابطه اخیر می توان R را از رابطه (۳-۱۶) بدست آورد:

$$R = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (16)$$

جهت تکمیل روش فوق، در سال ۱۹۹۶، مازولانی^۴ با استفاده از نتایج حاصل از پاسخ سیستم های یک درجه آزاد، رابطه (۱۷) را برای β' پیشنهاد کرد

$$\beta' = 1 - T \quad \text{و} \quad T > 0.5 \text{ sec} \quad (17)$$

از این رو برای زمان های تناوب بزرگتر از ۰.۵ ثانیه، R دارای مقداری ثابت و برای $T < 0.5$ یک تابع خطی از زمان تناوب است.



شکل (۳): مدل رفتاری ساده شده برای سیستم یک درجه آزاد

در شکل فوق مقادیر δ_y ، δ_{max} و δ_u به ترتیب مقادیر تغییر مکان تسلیم، تغییر مکان حداکثر و تغییر مکان در حالت گسیختگی برای سیستم یک درجه آزاد می باشد.

روش انرژی:

روش انرژی بر این فرض استوار است که حداکثر انرژی جنبشی ناشی از یک زلزله شدید با حداکثر انرژی که یک سازه قادر است جذب نماید برابر است. معادله تعادل انرژی در یک سازه به صورت رابطه (۱۸) است:

$$E_{ku} = W + D_u - E_{ru} \quad (18)$$

در این رابطه، E_{ku} حداکثر انرژی جنبشی قابل جذب و استهلاک در سازه، W انرژی ذخیره شده در سازه در مرحله تغییر شکل ارتجاعی، D_u انرژی ذخیره شده طی تغییر شکل های غیر ارتجاعی سازه و E_{ru} کار انجام شده توسط نیروهای قائم در کل روند تغییر شکل سازه می باشد.

اگر طیف پاسخ شتاب زمین، در زلزله طراحی S و انرژی جنبشی از آن E_k نامیده شود، معمولاً می توان با اعمال یک ضریب m آنرا به شدیدترین زلزله طراحی، مرتبط کرد. با توجه به این موضوع، انرژی جنبشی ناشی از این زلزله مخرب (E_{km}) که با استفاده از حداکثر شبه سرعت برآورد شده از طیف ms مشخص می گردد، توسط رابطه (۱۹) مرتبط می شود:

$$E_{km} = m \cdot E_k \quad (19)$$

^۴ Mazolani

در نتیجه بنا بر اصل تعادل انرژی ها، لازم است رابطه (۲۰) برقرار باشد:

$$E_{km} = E_{ku} \quad (21)$$

روشهای تحلیلی مفصل و پیچیده ای برای حل معادله فوق و استخراج ضرایب رفتار از آن وجود دارد که معروفترین آنها توسط کومو^۵ و لانی^۶ ارائه شده است.

مقایسه روش های محاسبه ضریب رفتار:

با توجه به مطالب طرح شده در دو روش آمریکایی فریمن و یوانگ چنین به نظر می رسد که تعریف Ω در روش یوانگ، مانند تعریف R_c در روش فریمن است. اختلاف این دو روش در ماهیت ضرایب R_D و R_μ است. فریمن با قبول مقداری تقریب، R_D را برای سازه های با درجات آزادی مختلف مستقیماً از مقایسه طیف ارتجاعی و غیر ارتجاعی محاسبه می کند، در حالی که در روش یوانگ، R_s محاسبه شده و از رابطه هایی که R_μ را به R_μ (برای سازه های یک درجه آزادی) مرتبط می کند، R_μ سازه های چند درجه آزادی با مقداری تقریب، محاسبه می گردد.

همچنین با بررسی اجمالی کلیه روش های طرح شده برای محاسبه ضریب رفتار می توان دریافت که روش ضریب شکل پذیری یوانگ از روش های آمریکایی و روش تئوری شکل پذیری از روش های اروپایی، مشابهت زیادی به یکدیگر داشته و هر دو بر اساس نتایج تحقیقات نیومارک^۷ برای سیستم های یک درجه آزادی استوارند.

۳-۳- اجزای ضریب رفتار

نتیجه پژوهش های زیادی که در اوایل دهه ۱۹۸۰ انجام شد منجر به تجزیه R به عوامل تشکیل دهنده آن در همان اوایل گردید. از جمله این پژوهش ها می توان به کارهای فریمن و یوانگ در ATC-۱۹ و ATC-۳۴ اشاره کرد. پژوهشگران در ATC-۱۹ فرمولبندی جدیدی را برای R پیشنهاد کردند که به صورت حاصلضرب سه عامل است:

$$R = R_s R_\mu R_R \quad (22)$$

در این رابطه R_s ضریب مقاومت افزون وابسته به زمان تناوب، R_μ ضریب شکل پذیری وابسته به زمان تناوب و R_R ضریب درجه ی نامعینی است. ضریب چهارمی نیز برای به حساب آوردن اثر میزان لزج افزوده، مد نظر گرفته شده تا در فرمول بندی جدید گنجانده شود. این ضریب، کاهش پاسخ ناشی از ابزارهای میراگر لزج تکمیلی را وارد محاسبات می کند. چنین ضریب میرایی لزجی می تواند برای کاهش تغییر مکانها در یک قاب با رفتار ارتجاعی مورد استفاده قرار گیرد، اما نبایستی متناسب با آن، نیازهای نیرو کاهش داده شود. اگر ضریب رفتار با روش های رفتاری طراحی بر مبنای نیرو بکار رود، ضریب میرایی از فرمول بندی جدید حذف می گردد.

۱. پیشینه پژوهش

تامسون در سال ۲۰۱۲ در پژوهشی با عنوان بررسی ضریب رفتار قابهای ساختمانی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه پرداخته و اشاره کرده عموماً در تحلیل سازه ها فرض می شود که خاک واقع در زیر سازه صلب است و از اثر خاک - فونداسیون صرف نظر می گردد، این در حالی است که خاک در واقعیت صلب نیست، وجود خاک در زیر سازه باعث تغییر خصوصیات سازه و در نتیجه پاسخ آن می گردد. هر چند در مورد تأثیر خاک بر پاسخ ارتجاعی سازه ها مطالعات فراوانی صورت گرفته است،

^۵ komo

^۶ Iani

^۷ Newmark

تحقیقات انجام شده در ناحیه غیر ارتجاعی اندک و محدود به سال های اخیر می باشد. در این تحقیق اثر سیستم خاک - سازه - فوندانسیون بر ضریب رفتار سازه بررسی شده است. بدین منظور ضریب رفتار قاب های ساختمانی ۱، ۲، ۳ و ۴ طبقه با دو سیستم قاب خمشی و قاب ساده با بادبند ضربدری مورد مطالعه قرار گرفته است. مطالعه ضریب رفتار قاب های فوق الذکر به دو روش انجام پذیرفته است، یکی روش تحلیل پوش آور سازه با پایه ثابت و دیگری تحلیل پوش آور سیستم خاک - فوندانسیون - سازه، مقادیر به دست آمده از دو روش تحلیل فوق با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته و با این مقایسه تأثیر سیستم خاک - فوندانسیون - سازه بر ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری و ضریب کاهش نیرو ناشی از اضافه مقاومت موجود در سازه و ضریب رفتار سازه مورد سنجش قرار گرفته است و می توان گفت که سیستم خاک - فوندانسیون - سازه باعث کاهش ضریب رفتار سازه می شود.

پیمان مرادی در سال ۲۰۱۳ در پژوهشی تحت عنوان بررسی ضریب رفتار قاب های ساختمانی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه پرداخت و در آن با فرض خاک واقع در زیر سازه صلب، از اثر خاک - فوندانسیون صرف نظر کرده، این در حالی است که خاک در واقعیت صلب نیست، وجود خاک در زیر سازه باعث تغییر خصوصیات سازه و در نتیجه پاسخ آن می گردد. هر چند در مورد تأثیر خاک بر پاسخ ارتجاعی سازه ها مطالعات فراوانی صورت گرفت. تحقیقات انجام شده در ناحیه غیر ارتجاعی اندک و محدود به سال های اخیر می باشد. در این تحقیق اثر سیستم خاک - سازه - فوندانسیون بر ضریب رفتار سازه بررسی شده است. بدین منظور ضریب رفتار قاب های ساختمانی ۱، ۲، ۳ و ۴ طبقه با دو سیستم قاب خمشی فولادی و قاب ساده با بادبند ضربدری مورد مطالعه قرار گرفته است. مطالعه ضریب رفتار قاب های فوق الذکر به دو روش انجام پذیرفته است، یکی روش تحلیل پوش آور سازه با پایه ثابت و دیگری تحلیل پوش آور سیستم خاک - فوندانسیون - سازه، مقادیر به دست آمده از دو روش تحلیل فوق با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته و با این مقایسه تأثیر سیستم خاک - فوندانسیون - سازه بر ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری و ضریب کاهش نیرو ناشی از اضافه مقاومت موجود در سازه و ضریب رفتار سازه مورد سنجش قرار گرفته است و می توان گفت که سیستم خاک - فوندانسیون - سازه باعث کاهش ضریب رفتار سازه می شود.

پاندا در سال ۲۰۱۴ در پژوهشی با عنوان تأثیر اندرکنش خاک - سازه بر پاسخ دینامیکی سازه پرداخته که اشاره نمود که تحلیل سازه ها در برابر نیروهای دینامیکی و به خصوص زلزله از اهمیت فراوانی برخوردار بوده و از دیرباز مورد توجه محققان قرار گرفته است. در تحلیل و طراحی سازه ها در برابر زلزله معمولاً از اثرات اندرکنش خاک - سازه صرف نظر می شود. در این تحقیق تأثیر اندرکنش خاک - سازه بر پاسخ دینامیکی یک سازه نیمه مدفون بنا شده بر خاک های متفاوت مورد بررسی قرار می گیرد. به منظور تحلیل دینامیکی سیستم خاک - سازه با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش از روش های گوناگونی استفاده شده است. در این تحقیق با توجه به رویکرد روش مستقیم، از روش تفاضل محدود برای مدل سازی و تحلیل مسئله استفاده شده است. فرض شده است که رفتار سازه و خاک خطی بوده و گسیختگی در خاک و سازه رخ نمی دهد. تحلیل در حوزه زمان انجام می گیرد. به منظور تحلیل سیستم خاک - سازه از نرم افزار $Flac^2D$ که بر پایه روش تفاضل محدود است استفاده شده است. همچنین برای صحت اعتبار روند انجام شده نیز با تحقیقات پیشین به روش های مخروط و المان محدود مرز مقیاس، مقایسه ای انجام شده است. مقایسه ی نتایج با دو روش نشان دهنده اعتبار و صحت کار انجام شده می باشد.

سیوالک در سال ۲۰۱۴ در پژوهشی با عنوان توسعه روش های تحلیل لرزه ای عملکردی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه پرداخت و در بررسی خود عنوان کرد: وقوع زلزله های مخرب در دهه های گذشته، لزوم ارتقاء آیین نامه های موجود و ارائه روش های جدید طراحی، با هدف کسب ایمنی بیشتر و کنترل خسارت های سازه ای را مشخص ساخت و توسعه روش های طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد را سبب گردید. هرچند این روش ها نقش قابل توجهی در پیش بینی خسارت های متأثر از زلزله را ایفا نموده اند، لیکن در نظر گرفتن آثار انعطاف پذیری تکیه گاه در روش های تحلیل عملکردی و الگوهای بارگذاری مورد استفاده در این روش، مسئله ای است که بدان کمتر توجه شده است. بررسی آثار پدیده اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه ای سازه های متکی بر تکیه گاه انعطاف پذیر با استفاده از مدل های یک درجه آزادی، منتهی به ارائه روش های ساده شده ای گردیده است که در روش های مبتنی بر عملکرد بکار گرفته شده است. آثار این پدیده بر توزیع تقاضای شکل پذیری سازه های

واقعی متکی بر تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر و فرضیات ساده‌کننده روش‌های موجود، اهمیت توسعه روش‌های عملکردی به منظور ارزیابی پاسخ لرزه‌ای مدل‌های چند درجه آزادی که نماینده سازه‌های واقعی متأثر از این پدیده هستند را روشن می‌کند. روش مودال پوش‌آور، به عنوان یکی از روش‌های توسعه یافته و کاربردی در تحلیل عملکردی، به منظور ارزیابی عملکرد سازه‌های کلاسیک متکی بر تکیه‌گاه ثابت، مورد قبول واقع شده است؛ و در این تحقیق به عنوان یکی از روش‌های تحلیل عملکردی بکار گرفته شده است. وجود خاک نرم در زیر سازه، سبب اضافه شدن میرایی جدیدی به سازه می‌گردد؛ و سازه را در معرض سطوح مختلفی از میرایی، حین تحریکات لرزه‌ای قرار می‌دهد و سبب خدشه‌دار شدن فرضیه کلاسیک بودن سازه، که اساس روش مودال پوش‌آور می‌باشد، می‌شود. در این تحقیق با به خدمت گرفتن روش آنالیز مودال مختلط در سیستم‌های غیر کلاسیک، راه برای استفاده از روش مودال پوش‌آور در سیستم‌های مذکور، هموار شده است. و بدین ترتیب، ایده روش مودال پوش‌آور مختلط، با حفظ سادگی و جذاب بودن روش مودال پوش‌آور و با اصلاح الگوهای بارگذاری این روش، در این تحقیق مطرح گردیده و در سیستم‌های متأثر از پدیده اندرکنش خاک و سازه بکار گرفته شده است. ارزیابی تأثیر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قابی شکل بتن آرمه و با استفاده از روش توسعه داده شده در این تحقیق، هدفی است که در این تحقیق دنبال می‌گردد. برای دستیابی به این هدف، مجموعه‌ای از مدل‌های ژنریک ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه به منظور بررسی پاسخ قاب خمشی فولادی بسط داده شده‌اند. مدل‌های ژنریک مذکور، به صورت قاب‌های دو بعدی تک دهانه می‌باشند که با استفاده از المان‌های تیر و ستون مدل سازی گردیده‌اند. در این مدل‌ها، رفتار غیرخطی در عضو خمشی تیر با استفاده از تئوری لنگر-انحناء و در المان ستون توسط المان‌های الیافی، مدل سازی شده است. در مدل المان‌های الیافی از فنرهای محوری چندگانه که مبتنی بر منحنی تنش-کرنش پایه مصالح می‌باشند، استفاده می‌شود و بر این اساس، اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر گرفته می‌شود. هم چنین اثر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه با استفاده از روش زیر سازه و با محاسبه سختی‌های دینامیکی (توابع امپدانس)، در نظر گرفته شده که به صورت المان‌های فنر و میراگر در زیر سازه قابی مدل سازی شده است. نتایج حاصل از این تحقیق، تحت اثر رکوردهای عادی و نزدیک به گسل مورد استفاده در این تحقیق، نشان می‌دهد که تأثیر اندرکنش خاک و سازه بسته به شرایط خاک می‌تواند موجب کاهش یا افزایش تقاضا در سازه گردد. میزان این تغییرات بسته به سختی سازه، مقاومت در برابر بار جانبی و محتوای فرکانسی تحریک، متفاوت می‌باشد؛ به طوری که در برخی از موارد، صرف نظر از اثر اندرکنش می‌تواند طراحی سازه را نسبت به حالت تکیه‌گاه ثابت در جهت خلاف اطمینان قرار دهد.

۲. مواد و روش‌ها

بحث روند انجام تحلیل استاتیکی خطی

ابتدا با استفاده از آیین نامه‌ی زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، ضریب زلزله C و ضریب K را از روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (23)$$

$$T = 0.08 H^{0.75} \quad (24)$$

$$0.5 \leq T \leq 2.5K = 0.5T + 0.75 \quad (25)$$

C ضریب زلزله، A نسبت شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R ضریب رفتار ساختمان، T زمان تناوب ساختمان، H ارتفاع ساختمان از تراز پایه
با توجه به اینکه نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها متفاوت است شتاب مبنای طرح (A) را از جدول (۱)، ۰/۳۵ در نظر گرفته شده است.

جدول (۱) نسبت شتاب مبنای طرح

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ضریب بازتاب ساختمان (B) بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب از رابطه (۲۶) تعیین می شود.

$$B = B_1 \times N \quad (26)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف که از رابطه (۲۷) بدست آورده میشود، و N ضریب اصلاح طیف است که از رابطه (۲۸) برای پهنه های با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد بدست می آید.

$$\begin{cases} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & T > T_s \end{cases} \quad (27)$$

$$\begin{cases} N = 1 & T < T_s \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \\ N = 1.7 & T > 4 \end{cases} \quad (28)$$

$$\text{III خاک نوع } \begin{cases} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{cases} \quad (29)$$

ضریب اهمیت ساختمان (I) با توجه به اینکه سازه ها مسکونی میباشد یک در نظر گرفته شده است و ضریب رفتار ساختمان (R) که در بر گیرنده ی خصوصیات مانند شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. جدول (۲) پارامترهای مربوط به ضریب زلزله نشان داده شده است.

جدول (۲) پارامترهای مربوط به ضریب زلزله

طبقات	A	B	I	R	T	C
۴	۰,۳۵	۲,۷۵	۱	۵	۰,۶۴۵	۰,۱۳۷۵
۸	۰,۳۵	۱,۹۲۵	۱	۵	۱,۰۸۴۳	۰,۰۹۶
۱۲	۰,۳۵	۱,۵۲۴	۱	۵	۱,۴۶۹۶	۰,۰۷۶

کنترل دررفت سازه:

با استفاده از روابط موجود در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله دررفت سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با فرمول های زیر را کنترل شده اند:

$$\Delta_m = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (30)$$

$$\Delta_a = 0.025h \quad \text{در ساختمان های تا ۵ طبقه} \quad (31)$$

$$\Delta_a = 0.020h \quad \text{در سایر ساختمان ها} \quad (32)$$

در اینجا Δ_m تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، C_d ضریب بزرگنمایی و h ارتفاع طبقات است. بنابراین دریفت مجاز برای سازه ها به صورت زیر می شود:

$$\text{در ساختمان های تا ۵ طبقه} \quad Drift_{allowable} = \frac{0.025}{C_d} \quad (33)$$

$$\text{در سایر ساختمان ها} \quad Drift_{allowable} = \frac{0.020}{C_d} \quad (34)$$

مقادیر دریفت برای سازه های مورد بررسی محاسبه شده که به عنوان مثال برای سازه ۸ طبقه در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول (۳) مقادیر دریفت برای سازه ۸ طبقه

کنترل	حداکثر مقدار نسبت دریفت	نسبت دریفت مرکز جرم	دریفت مرکز جرم	جابه جایی	ارتفاع
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۱۹۷۷۶۶۷	۰,۵۹۳۳	۵,۰۶۳۴	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۲۶۷۶۶۷	۰,۶۸۰۳	۴,۴۷۰۱	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۴۷۸	۰,۷۴۳۴	۳,۷۸۹۸	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۵۴۲۶۶۷	۰,۷۶۲۸	۳,۰۴۶۴	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۳۲۳	۰,۶۹۶۹	۲,۲۸۳۶	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۱۹۹۶۶۷	۰,۶۵۹۹	۱,۵۸۶۷	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۱۹۵۴	۰,۵۸۶۲	۰,۹۲۶۸	۳۰۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۱۱۳۵۳۳۳	۰,۳۴۰۶	۰,۳۴۰۶	۳۰۰

تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

در این بخش ابتدا به نتایج تحلیل مدل های مورد بررسی تحقیق پرداخته شده است و در انتهای فصل به نتیجه گیری و مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) بر تخریب پیشرونده در حالت های با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام گردیده است.

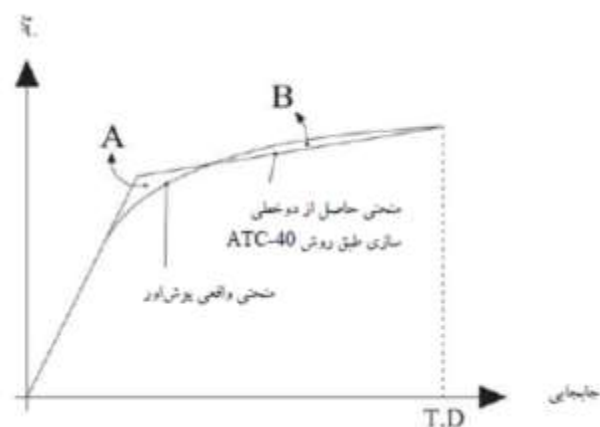
نحوه ی دو خطی کردن نمودار پوش آور:

برای بدست آوردن زمان تناوب اصلی موثر T_e بایستی منحنی پوش آور به صورت دو خطی مدل سازی گردد. طبق ضوابط موجود در ATC-40 (1996) این منحنی دوخطی بایستی طوری رسم گردد که سطح زیر منحنی واقعی پوش آور و منحنی دوخطی آن باهم برابر باشند و همچنین مختصات نقطه تقاطع خط مماس رسم شده در ناحیه الاستیک با شیب اولیه سختی الاستیک موثر k_e و منحنی پوش آور، بر روی محور مختصات عمودی (نیرو) برابر مقدار 0.6 نیروی برشی تسلیم مورد نظر باشد.

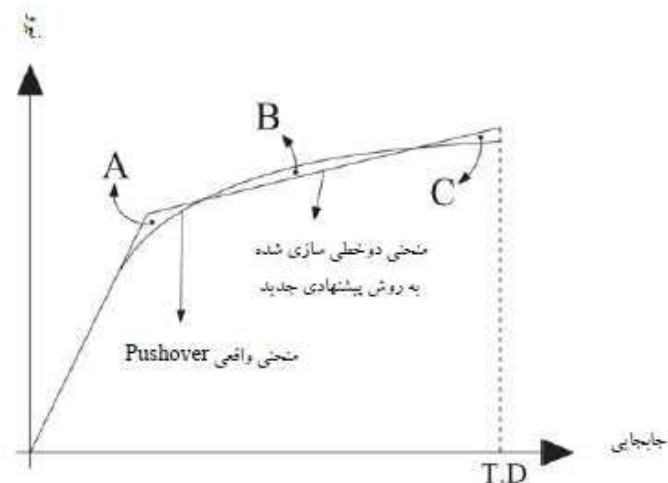
برای بدست آوردن مدل دوخطی منحنی طبق روش مذکور، در ناحیه الاستیک منحنی موجود، خطی مماس با مقدار شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک موثر سازه رسم می گردد. برای مشخص نمودن جابجایی تسلیم و شیب سختی تسلیم^۸ برای مقدار معلوم جابجایی هدف بایستی خط دوم طوری ترسیم گردد که مساحت نواحی A و B در نمودار شکل (۴) برابر

^۸Yield Stiffness Slope

گردند. جابجایی هدف^۹ بام با استفاده از روابط موجود در ATC-۴۰ (ATC-۴۰, ۱۹۹۶) محاسبه می گردد. در شکل (۵)، روش دو خطی سازی منحنی پوش آور بر اساس روش پیشنهادی ATC-۴۰ (ATC-۴۰, ۱۹۹۶) نشان داده شده است.



شکل (۳) منحنی های پوش آور و دو خطی آن طبق ATC-۴۰

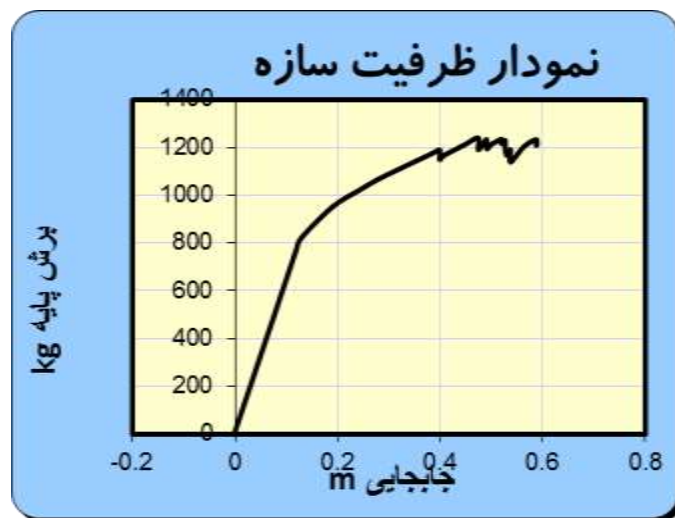


شکل (۵) روش پیشنهاد شده برای ایده آل سازی دو خطی منحنی پوش آور

طبق نمودار (۵) در روش پیشنهادی جدید، شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک مؤثر سازه و خط مماس طبق روش موجود در ATC-۴۰ (ATC-۴۰, ۱۹۹۶) رسم می گردد، ولی شیب خط سختی تسلیم با رعایت دو شرط مشخص می گردد. یک مساحت ناحیه B برابر مجموع مساحت دو ناحیه A و C گردد. دو مجموع مساحت سه ناحیه A, B و C به کمترین مقدار بین مقادیر مناسب برای شیب های تسلیم گوناگون منجر شود. از وضعیت هندسه منحنی ها، می توان اثبات نمود که با تغییر خط سختی تسلیم به طور عمودی، بدون هیچ گونه تغییر در شیب آن، فقط یک موقعیت وجود دارد که در آن شرط $A+C=B$ برقرار می گردد. بعد از برقراری این شرط، تا زمانی که مجموع مساحت سه ناحیه به حداقل مقدار آن برسد، این روند برای شیب های گوناگون تکرار خواهد شد و شیبی که کمترین مجموع را تولید نماید، شیب مطلوب خط تسلیم در منحنی دوخطی خواهد بود.

^۹Single Degree Of Freedom

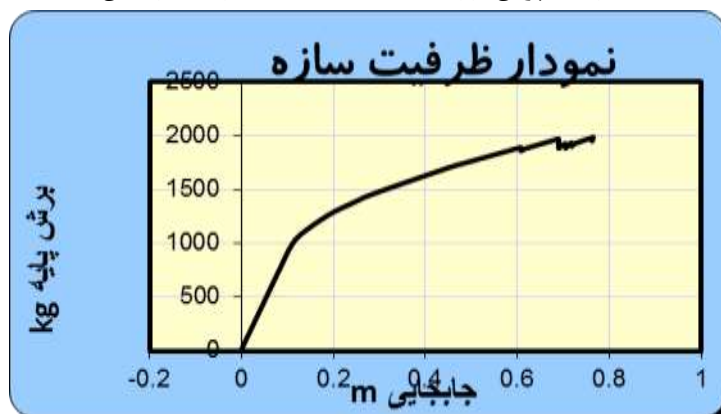
۳. بحث و نتیجه گیری



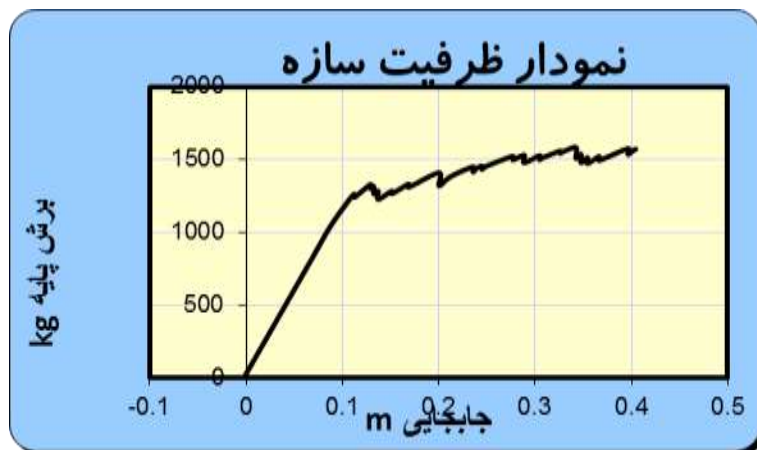
شکل (۶) پوش آور ۴ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش



شکل (۷) پوش آور ۴ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش



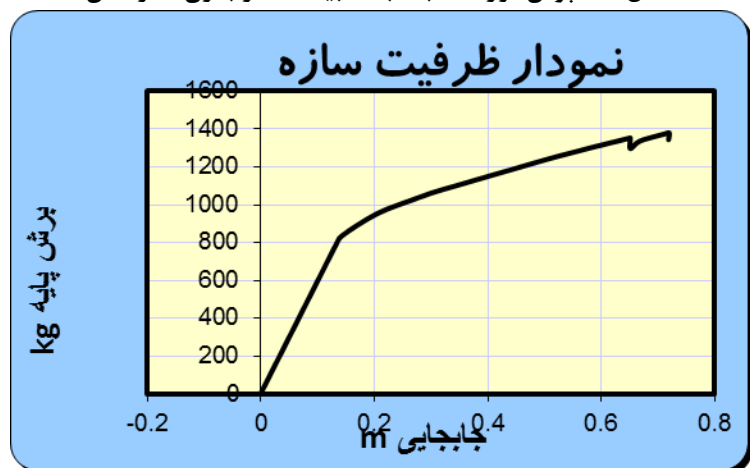
شکل (۸) پوش آور ۸ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش



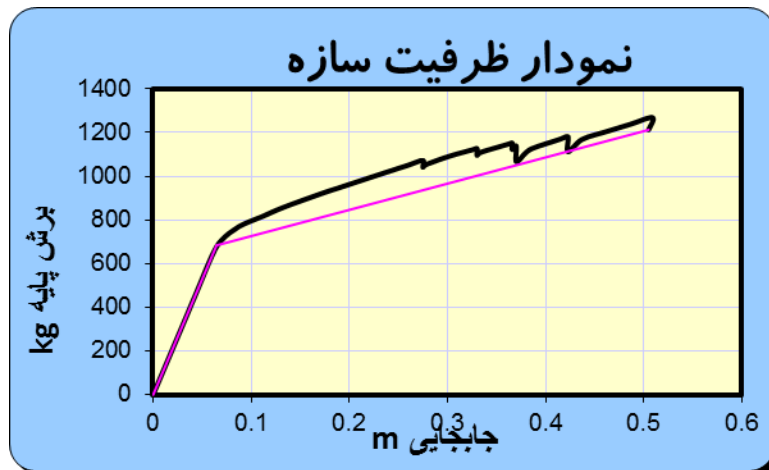
شکل (۹) پوش آور ۸ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش



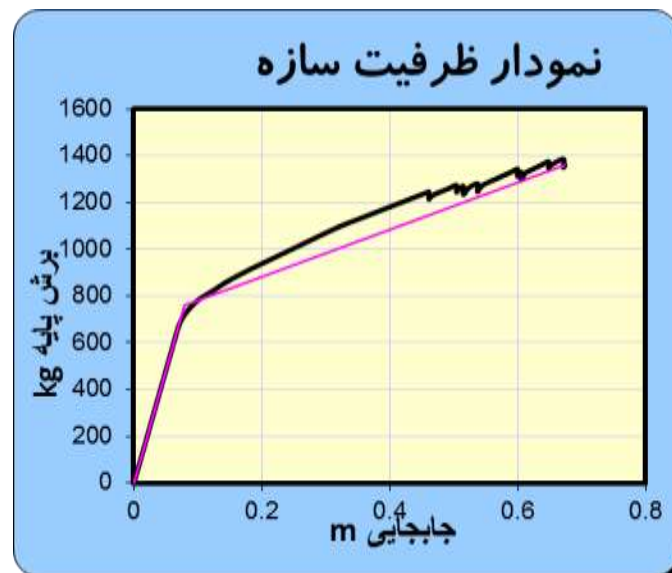
شکل (۱۰) پوش آور ۱۲ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش



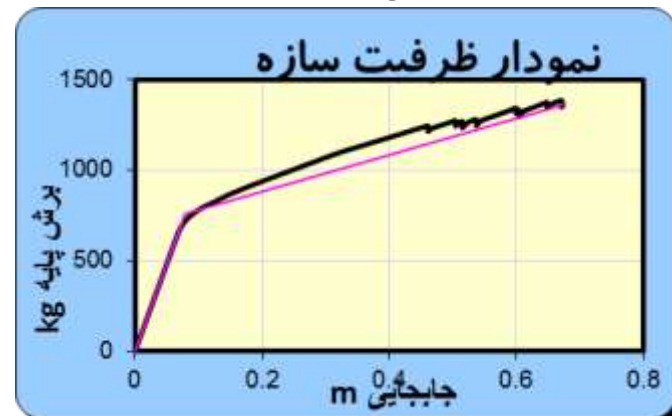
شکل (۱۱) پوش آور ۱۲ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش



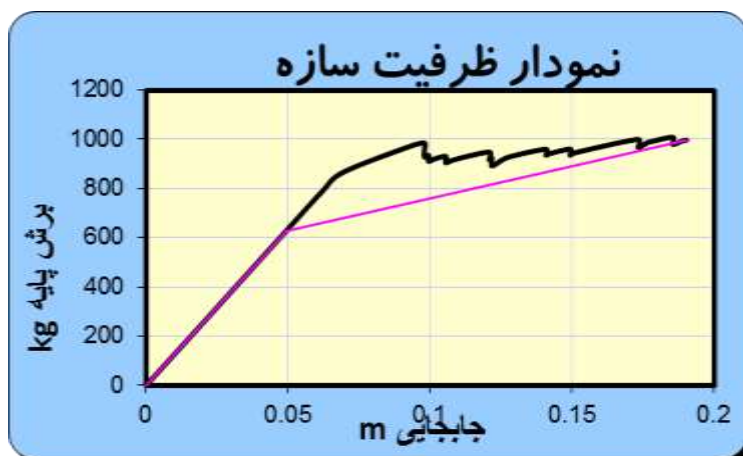
شکل (۱۲) پوش آور دو خطی ۴ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش



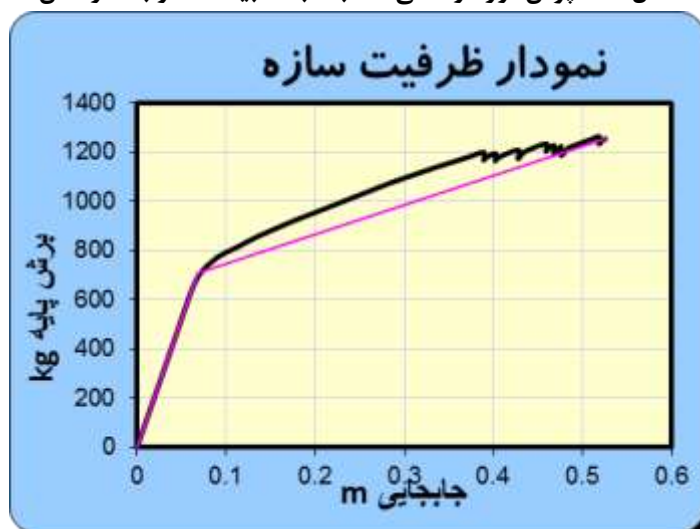
شکل (۱۳) پوش آور دو خطی ۴ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش



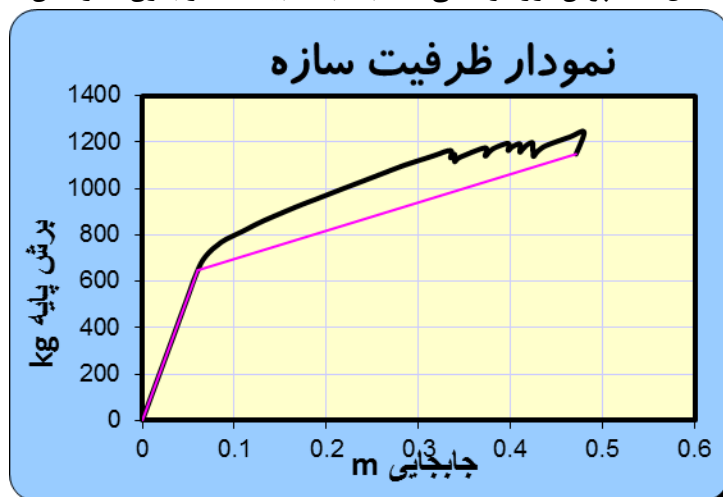
شکل (۱۴) پوش آور دو خطی ۸ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش



شکل (۱۵) پوش آور دو خطی ۸ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش



شکل (۱۶) پوش آور دو خطی ۱۲ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش



شکل (۱۷) پوش آور دو خطی ۱۲ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش

شایان ذکر است محاسبات منحنی پوش آور و دوخطی کردن آن برای تمامی مدلها انجام شده که به علت حجم بالای نمودارهای فقط به ارایه تعدادی از آنها به عنوان نمونه بسنده شده است. تعداد مدلهای مدلسازی شده شامل ۴ نوع با تعداد

طبقات ۱، ۴، ۸ و ۱۲ و ۳ متغیر صلبیت کف طبقات و برای دو نوع تکیه گاه صلب و انعطاف پذیر انجام شده است که در مجموع برابر ۲۴ مدلسازی صوت گرفته است.

بدست آوردن ضریب رفتار

ضریب رفتار از رابطه $R=Y \cdot R_{\mu} \cdot \Omega$ بدست می آید، همانطور که مشخص است، برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا می بایست از روی منحنی دوطولی پوش آور پارامترهای مورد نیاز را استخراج کرد و سپس از آنها برای تعیین ضریب رفتار استفاده کرد. نمونه ای از جداول محاسبه ضریب رفتار در ادامه ارائه شده است. شایان ذکر است محاسبات ضریب رفتار از روی منحنی دوطولی برای تمامی مدل های Etabs انجام شده که به علت حجم بالای نمودارهای فقط به ارائه تعدادی از آنها به عنوان نمونه بسنده شده است. که هر کدام از پارامترهای رابطه عبارتند از:

جدول (۴) پارامترهای بدست آمده از منحنی دو خطی برای سازه ۱۲ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش خاک و سازه

تحلیل خطی		اولین مفصل پلاستیک		تسلیم سازه		شکست سازه	
Vd	Δd	Vs	Δs	Vy	Δy	Vu	Δu
۲۸۰۰	۰,۱۰۰۰۰	۷۷۰,۴۰۰۵	۰,۱۱۹۵	۷۱۸,۸۸۵۵۹	۰,۱۰۷۹۹	۱۲۱۵,۱۳۰۴	۰,۵۸۹۴۰

جدول (۵) محاسبه ضریب رفتار پوش آور سازه ۱۲ طبقه با صلبیت کف و بدون اندرکنش خاک و سازه

سختی سازه	K	۶۶۵۶,۸۴
اضافه مقاومت	$\Omega = \Delta y / \Delta s$	۰,۹۰
تغییر شکل پلاستیک	$\Delta u - \Delta y =$	۰,۴۸
ضریب شکل پذیری	$\mu = \Delta u / \Delta y$	۵,۴۶
ضریب تنش مجاز	$Y = \Delta s / \Delta d$	۱,۲۰
ضریب کاهش	$R_{\mu} =$	۶,۳۳
سختی اولیه	$k_1 =$	۶۶۵۶,۸۴
سختی نهایی	$k_2 =$	۱۰۳۰,۸۲
ضریب تشدید تغییر مکان	$C_d =$	۵,۸۹
ضریب رفتار	$R = \Omega \cdot Y \cdot R_{\mu}$	۶,۸۴

جدول (۶) پارامترهای بدست آمده از منحنی دو خطی برای سازه ۱۲ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش خاک و سازه

تحلیل خطی		اولین مفصل پلاستیک		تسلیم سازه		شکست سازه	
Vd	Δd	Vs	Δs	Vy	Δy	Vu	Δu
۳۶۰۰	۰,۱۱۳۲۵	۹۲۵,۳۱	۰,۱۲۰۳	۷۳۵,۰۲۶۳	۰,۰۹۴۱۳	۱۳۶۰,۲۳	۰,۶۷۱۳

جدول (۷) محاسبه ضریب رفتار پوش آور سازه ۱۲ طبقه با صلبیت کف و با اندرکنش خاک و سازه

سختی سازه	K	۶۵۱۲,۱۳
اضافه مقاومت	$\Omega = \Delta y / \Delta s$	۰,۷۸
تغییر شکل پلاستیک	$\Delta u - \Delta y =$	۰,۵۲
ضریب شکل پذیری	$\mu = \Delta u / \Delta y$	۵,۶۳
ضریب تنش مجاز	$Y = \Delta s / \Delta d$	۱,۱۲
ضریب کاهش	$R_\mu =$	۶,۷۶
سختی اولیه	$k_1 =$	۶۵۱۲,۱۳
سختی نهایی	$k_2 =$	۱۰۰۹,۶
ضریب تشدید تغییر مکان	$C_d =$	۵,۱۳
ضریب رفتار	$R = \Omega \cdot Y \cdot R_\mu$	۷,۸۴

۴. نتایج

نتایج بررسی ها نشان دادند که در قاب های کوتاه تر تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) ظرفیت سازه را بیشتر از نتایج IDA تخمین می زند و با بلند شدن ارتفاع سازه نتایج روش استاتیکی غیرخطی به روش IDA نزدیک تر می شود. در سالهای اخیر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثر موده های بالاتر ارائه شده است که خود شامل روش پوش آور به هنگام شونده براساس نیرو (FAP) و جا به جایی (DAP) می باشد. در این روش ها الگوی بار ثابت نبوده و براساس شکل مودی و میزان ضریب مشارکت مودال، بهنگام می شود.

۵. منابع

- ۱- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، ویرایش چهارم، تهران، انتشارات توسعه ایران، ۱۳۹۲.
- ۲- شیبانی، عماد.، ۱۳۹۵، "مطالعه بر روی ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای ویژه ی قطری و مقاوم در برابر کمانش با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون و تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی"، کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، مؤسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی.
- ۳- Chao, S.H. and Goel, S.C., ۲۰۰۵. Performance-based criteria desing of EBF using target drift and yield mechanism as performance ceiteria . Ann Arbir, ۱۰۰۱, pp. ۴۸۱۰۹-۲۱۲۵.

- ۴- Richards,P.W.,and Uang,C.M.,(۲۰۰۵) ."Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames."
- ۵- Chao,S.,Khandelwal,K.and El-Tawil,S., (۲۰۰۶). "Ductile web fracture initiation in steel shear links."
- ۶- Mofid, M.and Lotfollahi. M . , ۲۰۰۶ . On the characteristics of new ductill knee bracing sistems. Journal of Constructional Steel Research ۶۲(۳), pp.۲۷۱-۲۸۱
- ۷- Berman,J.W.,Bruneau,M., (۲۰۰۷) "Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames."
- ۸- Okazaki,T.,Engelhardt,M.D.,(۲۰۰۷)."Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A۹۹۲ Steel"
- ۹- Maalek,Sharokh., Adibrad.,Moslehi.,(۲۰۰۸) "An experimental investigation of the behaviour of EBFs."
- ۱۰- Bosco,M.,Rossi,PR.,(۲۰۰۸)" Seismic Behavior of High Strength Steel Composite K-Type Ec
- ۱۱- Khandelwal, K., El-Tawil, S., "Pushdown Resistance as a Measure of Robustness in Progressive Collapse Analysis", Journal of Engineering Structures, ۲۰۱۱, ۳۳, ۲۶۵۳-۲۶۶۱.
- ۱۲- Liu, M., "A New Dynamic Increase Factor for Nonlinear Static Alternate Path Analysis of Building Frames Against Progressive Collapse", Engineering Structures, ۲۰۱۳, ۴۸, ۶۶۶-۶۷۳.
- ۱۳- Tavakoli, H. R., Rashidi A., "Evaluation of Progressive Collapse Potential of Multi-Story Moment Resisting Steel Frame Buildings Under Lateral Loading", Scientia Iranica, ۲۰۱۳, ۲۰ (۱), ۷۷-۸۶.
- ۱۴- Zahrai, S. M., Ezoddin, A. R., "Numerical Study of Progressive Collapse in Intermediate Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Due to Column Removal", Civil Engineering Infrastructures Journal, ۲۰۱۴, ۴۷ (۱),
- ۱۵- Osama A. M., "Calculation of Load Increase Factors for Assessmentof Progressive Collapse Potential in Framed Steel Structures", Case Studies in Structural Engineering, ۲۰۱۵, ۳, ۱۱-۱۸.