

اثر تابعهای کاهش سختی در تحلیل قابها با مفصل خمیری

محمد رضایی پژند

استاد گروه عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

وحید رسول زاده باغمیشه

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد سازه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

(تاریخ دریافت ۷۸/۷/۱۲، تاریخ تصویب ۸۰/۱۰/۲۹)

چکیده

از سه نوع تابع کاهش سختی استفاده می‌شود. فرآیند تشکیل مفصلهای خمیری در حالت نهایی وارد تحلیل سازه خواهد شد. سختی عضو در اثر تسلیم مقطع، با وارد کردن تابعهای مزبور، کاهش می‌یابد. در حالت نهایی، با تشکیل کامل دو مفصل خمیری در دو سر عضو تیر - ستون، درایه‌های ماتریس سختی عضو صفر می‌گردند. برای در نظر گرفتن اثرهای مرتبه دوم $P-\Delta$ و $P-\delta$ ، از تابعهای پایداری دقیق استفاده می‌شود. تحلیل سازه با برنامه رایانه‌ای که نویسندگان آماده کرده‌اند، انجام می‌پذیرد. در این تحلیل، از روش نمودی - تکراری با نمود متغیر و تکرارهای نیوتون - رفسون برای تحلیل غیرخطی استفاده خواهد شد. همچنین، اثر پخش دوباره نیروها بخوبی در برنامه رایانه‌ای گنجانده می‌شود. پاسخهای به دست آمده با روش دقیق ناحیه خمیری و آزمایشهای سنگین سازه‌ای مقایسه می‌گردند. نتایج به دست آمده گواه آن می‌باشد که تابعهای پیشنهادی، در مقایسه با روشهای مشابه، شایستگی بهتری دارند.

واژه‌های کلیدی: تحلیل مومسان مرتبه دوم، غیرخطی هندسی و مواد، نقص هندسی اولیه، تنش پس ماند، مفصل خمیری

مقدمه

رشته‌های محدود، تحلیل انجام می‌گیرد. برای این منظور از روشهای پیشرفته تحلیل عددی، مانند اجزای محدود، استفاده می‌گردد [۱].

روش مفصل خمیری، تنها اثر خمیری شدن را در نقاطی از عضو به طول صفر در نظر می‌گیرد. به سخن دیگر، در این تحلیل، تسلیم سطح مقطع در یک ناحیه بسیار کوچکی از عضو صورت می‌گیرد. به این ناحیه، مفصل خمیری گفته می‌شود. اثر مفصل خمیری در عضو به صورت مفصل واقعی الگوسازی می‌گردد. با وجود این، تفاوت مفصل خمیری با مفصل واقعی در این است که مفصل خمیری دارای یک لنگر ثابت M_p می‌باشد و این لنگر را در خود نگه می‌دارد. برخلاف آن، مفصل واقعی، هرگز نمی‌تواند لنگر تحمل کند. باید افزود، تشکیل یکایک مفصلها، سازه را به سمت سازوکار (مکانیزم) پیش می‌برد. همچنین، احتمال رخداد ناپایداری در سازه با افزایش مفصلهای خمیری، زیادتر می‌گردد [۲].

روش ناحیه خمیری توانایی بیشتری نسبت به روش مفصل خمیری دارد. به دلیل تقسیم‌بندی عضو و سطح مقطع، روش

یکی از شیوه‌های تحلیل پیشرفته قابها، تحلیل مومسان مرتبه دوم می‌باشد. تحلیل پیشرفته سازه‌ها به گونه‌ای است که رفتار حادی قاب را به همراه واریسی توانایی تحمل بار یکایک عضوها، پیش‌بینی می‌کند. به سخن دیگر، فن تحلیل پیشرفته برای برآورد مقاومت و پایداری کل سازه و عضوهای آن کافی می‌باشد. در روش پیشنهادی، واریسی عضوها و افزایش نیروهای به دست آمده از تحلیل برای طراحی عضوها، لازم نیست و اثر همه عاملهای افزایشنده نیروهای عضوی، در تحلیل وارد می‌گردد. از دیدگاه تحلیلی، دو شیوه اصلی در گروه تحلیلهای پیشرفته قرار می‌گیرند.

۱- روش ناحیه خمیری.
۲- روش مفصل خمیری یا خمیری شدن متمرکز.
شیوه ناحیه خمیری بطور روشن، گسترش تدریجی خمیری شدن در سراسر حجم سازه را دنبال می‌کند. این فن با بررسی اثر خمیری شدن سازه از اثرهای تنش پس ماند، نقص هندسی عضوها، کماتش عضوها و نیروهای مرتبه دوم چشم‌پوشی نمی‌کند. در واقع، با تقسیم عضو به اجزای تیر - ستون و تقسیم سطح مقطع عضو به

در این رابطه‌ها، P بار محوری موجود، P_y بار تسلیم مقطع، E ضریب کشسان مماسی اولیه عضو و E_t ضریب کشسان مماسی عضو است که در اثر وجود نیروی محوری P ، کاهش می‌یابد. باید افزود، ضریب کشسان به دست آمده از این رابطه‌ها، بطور ضمنی شامل اثر تنش‌های پس‌ماند و خمیدگی عضو می‌باشد و با افزایش بار محوری از حد $0.39P_y$ ، شروع به کاهش می‌کند. یکی دیگر از رابطه‌های ارایه شده برای ضریب کشسان مماسی، رابطه مؤسسه پژوهش‌های ستون CRC می‌باشد. این رابطه به صورت زیر است:

$$\begin{cases} \frac{E_t}{E} = 1/0 & \text{اگر } P \leq 0.5P_y \\ \frac{E_t}{E} = \frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) & \text{اگر } P > 0.5P_y \end{cases} \quad (3)$$

اختلاف عمده بین ضریب کشسان مماسی CRC و LFRD این است که اولی فقط اثر تنش پس‌ماند را در شبیه‌سازی سختی مؤثر ستون در نظر می‌گیرد، در حالی که دومی اثر نقص هندسی و همچنین تنش‌های پس‌ماند را در شبیه‌سازی سختی مؤثر ستون مورد توجه قرار می‌دهد. خاطر نشان می‌کند، هر دو رابطه ارایه شده برای ضریب کشسان مماسی، از پاسخ آزمایش‌های تجربی به دست آمده و درستی آنها برای مقاطع‌های I شکل بال پهن و ساده واریسی گردیده است.

سطح تسلیم مقطع

هرگاه یک نیروی محوری به یک ستون کوتاه وارد گردد، در سراسر مقطع، تنش فشاری یکنواخت ایجاد می‌شود. با افزودن یک لنگر خمشی کوچک، می‌توان شاهد ایجاد تنش کشسان با تغییرات خطی در ارتفاع مقطع شد. با اثر دادن نیروی محوری بر مقطع، لنگر خمیری نهایی مقطع کاهش می‌یابد. به سخن دیگر، تاب تحمل مقطع در اثر وجود نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت همزمان، کاهش پیدا می‌کند. چگونگی کاهش به شکل مقطع بستگی دارد. تاکنون رابطه‌ای که برای همه مقاطع یکسان باشد ارایه نگردیده است. باید دانست، آیین‌نامه LFRD، در سال ۱۹۸۶، رابطه زیر را برای مقاطع I شکل پیشنهاد کرده است:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{\lambda}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1/0 \quad \text{اگر } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad (5)$$

ناحیه خمیری پاسخ مومسان سازه را به دقت ارایه می‌دهد. با وجود چشم‌پوشی از اثرهای کماتش موضعی و جانبی - پیچشی، که به ندرت در سازه سبب فرو ریختگی می‌گردد، می‌توان این شیوه را برای تحلیل دقیق سازه‌ها به کار برد. با وجود این، به دلیل حجم عملیات رایانه‌ای زیاد و پیچیدگی تحلیل، کارایی آن برای طرح‌های عملی، کاهش یافته است.

روش مفصل خمیری ساده‌تر از شیوه ناحیه خمیری است و حجم تحلیل کمتری دارد. به دلیل استفاده از یک یا دو جز برای هر عضو در این روش، مقدار عملیات ریاضی کاهش می‌یابد. با وجود این، دقت این روش با شیوه ناحیه خمیری برابری می‌کند. هر کدام از شیوه‌های مفصل خمیری که با ناحیه خمیری یا آزمایش‌ها، همخوانی خوبی داشته باشد، به تحلیل پیشرفته سازه‌ها نزدیکتر است. از سوی دیگر، آسانی کار با روش‌های مفصل خمیری، بیشتر از فن ناحیه خمیری است [۳].

در ادامه این مقاله، نخست چند مفهوم کلیدی تشریح می‌شود. سپس، پاره‌ای از روش‌های گذشته بررسی می‌شوند و بدنبال اینها، شیوه پیشنهادی نویسندگان مقاله ارایه می‌گردد. سرانجام، نمونه‌های عددی که نشانگر دقت و کارایی روش پیشنهادی هستند، به نظر خوانندگان می‌رسد.

ضریب کشسان مماسی

ضریب کشسان یک ماده، نسبت تنش به کرنش آن در یک نقطه و یا به سخن آسانتر شیب تنش - کرنش آن می‌باشد. این شیب در اثر عامل‌های گوناگون تغییر می‌کند. یکی از این عامل‌ها، اثر بار محوری است. باید آگاه بود، در بارهای محوری کم، تغییر شیب نمودار تنش - کرنش ناچیزی می‌باشد. با افزایش بار محوری، به دلیل اثر تنش‌های پس‌ماند و نقص اولیه عضو، تغییرشکل‌های عضو افزایش می‌یابد و شیب تنش - کرنش کاهش چشمگیری پیدا می‌کند. در تحلیل مومسان مرتبه دوم قابها، برای در نظر گرفتن اثر کاهش شیب، دو رابطه متفاوت وجود دارد. یکی رابطه ارایه شده توسط آئین‌نامه ساختمان‌های فولادی آمریکا (AISC-LFRD) می‌باشد و به صورت زیر است:

$$\frac{E_t}{E} = 1/0 \quad \text{اگر } P \leq 0.39P_y \quad (1)$$

$$\frac{E_t}{E} = -2/7243 \frac{P}{P_y} \ln\left(\frac{P}{P_y}\right) \quad \text{اگر } P > 0.39P_y \quad (2)$$

عامل λ_x در رابطه‌های (۸) و (۱۱) ضریب لاغری عضو در صفحه خمش است. یادآوری می‌کند، این ضریب لاغری با استفاده از ضریب طول مؤثر عضو در قاب به دست می‌آید. عامل λ_m در رابطه (۱۲) از رابطه زیر پیدا می‌شود:

$$\lambda_m = \frac{KL}{r_x} \left(\frac{M_1}{M_2} - 1 \right) \quad (13)$$

ضریب طول مؤثر عضو در قاب با K مشخص است. باید دانست، M_1 و M_2 لنگرهای انتهایی عضو هستند به شرطی که $|M_1| < |M_2|$ باشد. برای انحنای دو طرفه عضو، $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت و برای انحنای یکطرفه، این نسبت منفی در نظر گرفته می‌شود. یادآوری می‌کند، برای به دست آوردن M_{ux} و M_{uy} در این رابطه‌ها، باید از تحلیل مرتبه دوم استفاده کرد. از سوی دیگر، آیین‌نامه LRFD روش ضرایب B_1 و B_2 را پیشنهاد می‌کند. در این روش، لنگر مرتبه دوم در عضو را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$M_{u1} = B_1 M_{m1} + B_2 M_{l1} \quad (14)$$

در این رابطه، M_{m1} لنگر بیشینه عضوهای قاب بدون حرکت جانبی و M_{l1} لنگر بیشینه عضوهای قاب در اثر حرکت جانبی می‌باشند. این لنگرها از تحلیل مرتبه اول به دست می‌آیند. عامل B_1 در رابطه (۱۴) اثر $(P-\delta)$ و عامل B_2 اثر $P-\Delta$ را در طراحی وارد می‌کنند [۴،۳].

درستی رابطه‌های دوآن و چن با نمونه‌های آزمایشی گالامبوس و کتر در سال ۱۹۶۱، تبگ و چن در سال ۱۹۷۴، چن و زو در سال ۱۹۸۷ و وانسلین در سال ۱۹۸۳ مقایسه شده‌است. این مقایسه دقت رابطه‌های دوآن و چن را بیشتر از رابطه‌های آیین‌نامه فولاد آمریکا و همچنین، روشهای دیگر دانشمندان نشان می‌دهد. با این وجود، رابطه‌های دوآن و چن تنها برای مقاطع I شکل قابل کاربرد هستند و برای مقاطع قوطی شکل و یا سپری و... دانشمندان رابطه‌های گوناگون دیگری را پیشنهاد کرده‌اند [۵].

در نظر گرفتن اثر نیروی محوری با استفاده از رابطه‌های درج شده، امکان‌پذیر است. گزینش رابطه اندرکنش نیروی محوری و لنگر، با توجه به شیوه تحلیل و حالت‌های ویژه مثالها، انجام می‌پذیرد. با این حال، پژوهشگران نشان داده‌اند که بار نهایی سازه به رابطه کلی مقاومت خمیری مقطع در اثر اندرکنش لنگر و نیروی محوری، حساسیت زیادی ندارد.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{M_{uy} \phi_b} \leq 1.0 \quad \text{اگر } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad (6)$$

در این رابطه‌ها، P_{u1} مقاومت محوری کاهش یافته، P_n مقاومت محوری عضو بدون در نظر گرفتن خمش، M_{nx} و M_{ny} مقاومت خمشی عضو گرد محورهای x و y بدون در نظر گرفتن نیروی محوری هستند. همچنین M_{ux} و M_{uy} لنگرهای مرتبه دوم در عضو گرد محورهای x و y ، ϕ_c ضریب کاهش مقاومت برای نیروی محوری و ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برای خمش می‌باشند. آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC-LRFD)، ϕ_c و ϕ_b را به ترتیب ۰/۸۵ و ۰/۹ پیشنهاد می‌کند. رابطه‌های ارایه شده توسط آیین‌نامه LRFD برای هر دو خمش گرد محور قوی و ضعیف مقطع یکسان است. همچنین، این رابطه‌ها مقاومت نهایی مقطع را بدون در نظر گرفتن طول عضو به دست می‌دهند. به سخن دیگر، اثر ناپایداری طول عضو در این رابطه‌ها وارد نمی‌شود.

در سال ۱۹۸۹، دو آن و چن، با استفاده از روش برازش نمودارها، رابطه زیر را برای طراحی تیر-ستونهای قابهای بدون حرکت جانبی پیشنهاد نمودند [۵]:

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}^*} \right)^2 + \left(\frac{M_{uy}}{M_{ny}^*} \right)^2 \leq 1.0 \quad (7)$$

$$\alpha = 1/2 + 2 \frac{P_u}{P_y} + 0.3 \lambda_x \geq 1.0 \quad (8)$$

در این رابطه‌ها، عاملهای M_{nx}^* و M_{ny}^* به صورت زیر هستند:

$$M_{nx}^* = M_{nx} \left[1 - \left(\frac{P_u}{P_n} \right)^\beta \right] \quad (9)$$

$$M_{ny}^* = M_{ny} \left[1 - \left(\frac{P_u}{P_n} \right)^\xi \right] \quad (10)$$

عاملهای M_{nx} و M_{ny} در این رابطه‌ها، مقاومت خمشی عضو گرد محور x و y بدون در نظر گرفتن نیروی محوری هستند. همچنین، P_n و P_u مقاومت محوری کاهش یافته و مقاومت محوری عضو می‌باشند. ضریب‌های بدون بعد β و ξ از رابطه‌های زیر به دست می‌آیند:

$$\beta = 1/3 + 0.002 \lambda_x \quad (11)$$

$$\xi = 3 + 0.35 \lambda_m \geq 1 \quad (12)$$

روشهای پیشین

در ادامه، شیوه‌هایی که در گروه تحلیل با مفصل خمیری قرار می‌گیرند، بررسی می‌شوند. در این روشها، فرض تسلیم در یک نقطه از عضو به کار می‌رود و گسترش تسلیم در حجم سازه را تحلیلگر در نظر نمی‌گیرد. گذشته از اینها، فرضهای اصلی زیر هم در همه روشهای مفصل خمیری به کار می‌روند:

۱- کرنش خطی مقطع: مقطعه‌ها پیش و پس از خمش مسطح باقی می‌مانند.

۲- چشم‌پوشی از تغییرشکل‌های برشی: این فرض برای اعضای که یک بعدی هستند، فرضی منطقی و بدون خطای قابل توجه است.

۳- داشتن مهار جانبی خارج از صفحه: این فرض از تغییرشکل‌های خارج از صفحه قاب صرف‌نظر می‌کند.

۴- فرض فشرده بودن مقطع: این فرض سبب جلوگیری از کمانش موضعی اعضا می‌گردد. شرطهای تعیین‌کننده فشرده‌گی همان ضوابطی هستند که آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC-LRFD) یا آیین‌نامه‌های دیگر بر آن تکیه دارند.

از مهمترین روشهای تحلیل سازه‌ها با مفصل خمیری، شیوه مفصل کشسان - مومسان کامل و مفصل خمیری اصلاح شده است. در روش مفصل کشسان - مومسان کامل، فرض می‌گردد که لنگر در مقطع تا رسیدن به لنگر نهایی خمیری مقطع به صورت خطی افزایش می‌یابد و پس از رسیدن به مقاومت نهایی M_p ثابت باقی می‌ماند.

در این روش تمام مقطعه‌های دارای لنگر کمتر از M_p ، کشسان باقی می‌مانند؛ ولی هنگام رسیدن به لنگر M_p انحنای آنها می‌تواند افزایش چشمگیر داشته باشد. باید افزود، با افزایش بار در حالت مومسان کامل لنگر هیچ افزایش نمی‌یابد و باربری سازه به مقطعه‌های دیگر سپرده می‌شود. اساسی‌ترین فرض این روش، دو خطی بودن رفتار لنگر - انحناست. این فرض در مقاطعی که دارای ضریب شکل نزدیک به ۱ هستند، خطای کمتری در تحلیل وارد می‌کند [۶]. همچنین، هنگامی که تنش پس‌ماند و نقص هندسی در عضو و مقطع وجود دارد، رفتار لنگر - انحنای مقطع از نمودار دو خطی فاصله می‌گیرد و سبب خطا می‌شود. برای جبران این خطا، پژوهشگرانی همچون اربیسون و چن، استفاده از ضریب کشسان مماسی E_1 را به جای E در تحلیل، پیشنهاد کرده‌اند [۸،۷].

دانشمندانی همچون پاول، چن، اربیسون، چاندر، کینگ و... رابطه‌های شیوه مفصل کشسان - مومسان کامل را ارائه داده‌اند. از این میان، چاندر را تشکیل مفصل خمیری در عضو را به صورت

افزایش درجه‌آزادی در سازه، الگوسازی می‌کند و تحلیل را با این شیوه ادامه می‌دهد. بقیه پژوهشگران، اثر مفصل خمیری را به طور مستقیم در رابطه ماتریس سختی وارد می‌کنند. روش کار به این صورت است که به هنگام تشکیل مفصل خمیری، همه درایه‌های موجود در سطر و ستون مربوط به درجه‌آزادی آن مفصل را صفر می‌پندارند. در این صورت، لنگر خمشی مقطع هیچ افزایشی نمی‌یابد و روند تحلیل ادامه می‌یابد. در صورت تشکیل مفصل در دو سر عضو، ماتریس سختی مماسی عضو در حالت فشاری بودن بار محوری، منفی بدست می‌آید. این یک نقطه پایان برای عضو است. زیرا، از نظر فیزیکی، طول مؤثر عضو دو سر مفصل با انتقال جانبی، نامحدود است و با یک نمو کوچک بار، تغییر مکانهای زیاد در آن ایجاد می‌شود. یادآوری می‌کند، ماتریس سختی مماسی این روشها، تابعی از نیروی محوری عضو می‌باشند و برای حل آنها باید از روشهای تحلیل غیرخطی استفاده کرد. همچنین، در ماتریس سختی یاد شده، می‌توان از تابعهای پایداری دقیق مرتبه دوم استفاده کرد. این تابعهای پایداری در پیوست مقاله آمده‌اند.

شیوه مفصل کشسان مومسان کامل دارای این خوبی است که برای کاربرد در طراحی و دوری از محاسبات پیچیده، مناسب می‌باشد. با وجود این، در سازه‌هایی که به مقدار زیاد تسلیم شدن در عضوهای آن گسترش می‌یابد و همچنین، دارای نیروهای محوری زیادی هستند، این شیوه رفتار واقعی سازه را با دقت پیش‌بینی نمی‌کند [۲].

برای در نظر گرفتن گسترش تدریجی تسلیم در سازه، روش مفصل خمیری اصلاح شده مناسب‌تر است. در این فن، فرض می‌گردد با آغاز تسلیم تارهای انتهایی مقطع، سختی عضو کاهش می‌یابد و تا هنگامی که لنگر در مقطع به لنگر خمیری کاهش یافته برسد، کاهش ماتریس سختی ادامه خواهد داشت. همچنین، ضریب کشسان مماسی ستون برای برآورد سختی مؤثر عضو زیر اثر بار محوری موجود، به کار گرفته می‌شود.

برای در نظر گرفتن اثر تدریجی کاهش سختی با تشکیل مفصل خمیری، پژوهشگران رابطه‌های گوناگونی را پیشنهاد کرده‌اند. از میان آنها، روش کینگ، در سال ۱۹۹۱، فن لیو، در سال ۱۹۹۲ و شیوه وایت، در سال ۱۹۹۳، می‌باشد. در این مقاله تنها به روش کینگ و لیو اشاره می‌شود.

روش کینگ و همکارانش

کینگ، وایت و چن در سال ۱۹۹۱، این شیوه را پیشنهاد دادند.

$$S'_{ij} = (S_{ij} - \frac{S_{ij}^2}{S_{ii}} \rho_i)(1 - \rho_j) \quad (21)$$

در این رابطه‌ها، δM_i و δM_j نمو لنگر در گره‌ها و $\delta \theta_i$ و $\delta \theta_j$ نمو دوران گره‌ها می‌باشند. S_{ij} و S_{ji} و S_{ii} تابعهای پایداری هستند و شکل دقیق آنها در پیوست آمده است. درایه‌های S'_{ij} ، S'_{ji} و S'_{ii} تابعهای پایداری کاهش یافته هستند که با تشکیل مفصل خمیری در گره‌های i و j کاهش می‌یابند. در این روش، از مقاومت خمیری سطح مقطع استفاده می‌شود و تحلیل آسانتر انجام می‌پذیرد. یک شیوه دیگر، کاربرد طول مؤثر عضو در رابطه‌ها است. کینگ و همکارانش برای این منظور، از رابطه دوآن و چن به شکل زیر استفاده کردند:

$$\gamma = \left(\frac{P_u}{P_n}\right)^\beta + \frac{M_u}{M_p} \quad (22)$$

$$\beta = 1/3 + 0.102\lambda_x \quad (23)$$

γ در رابطه (۲۲) حالت نیرو نام دارد و λ_x از رابطه (۲۳) با قرار دادن $K = 1$ به دست می‌آید. نمودار تسلیم اولیه عضو دارای همان شکل نمودار مقاومت عضو است و مقدار آن ۷۰ درصد حالت نهایی، در نظر گرفته می‌شود. یادآوری می‌کند فرض ۷۰ درصد یا عدد دیگر، در پاسخهای به دست آمده تأثیر چندانی ندارد. با این حال، هنگامی که γ به ۰/۷ می‌رسد، سختی خمشی شروع به کاهش می‌کند. ضریب کاهش به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\begin{cases} \rho = 0 & ; & \gamma \leq 0.7 \\ \rho = \frac{\gamma - 0.7}{0.3} \leq 1 & ; & \gamma > 0.7 \end{cases} \quad (24)$$

با تعریف ρ به صورت رابطه (۲۴)، درایه‌های ماتریس سختی رابطه (۱۸) به شکل زیر به دست می‌آیند:

$$S'_{ii} = S'_{jj} = (S_{ii} - \frac{S_{ij}^2}{S_{ii}} \rho)(1 - \rho) \quad (25)$$

$$S'_{ij} = S'_{ji} = S_{ij}(1 - \rho)(1 - \rho) \quad (26)$$

دلیل قرار دادن $K = 1$ در ضریب β به رفتار کلی سازه‌ها بر می‌گردد. پاسخهای تحلیل نشان داده است که استفاده از ضریب طول مؤثر کشسان یا مومسان، در پیش‌بینی رفتار خمیری سازه، تأثیر کمی دارد. ضریب طول مؤثر دقیق برای اعضا، ضریب طولی

آنها از سطح مقاومت خمیری دوآن و چن در دو حالت استفاده کردند [۹]. حالت نخست، استفاده از مقاومت خمیری سطح مقطع بدون در نظر گرفتن اثر لاغری عضو است. در این فرآیند، اثر خمیری شدن سطح مقطع، با طول صفر در محاسبات وارد می‌گردد و هنگامی که یک مقطع بحرانی از طول عضو به تسلیم می‌رسد، کاهش سختی عضو آغاز می‌گردد. حالت دوم وابسته به مقاومت کل عضو با در نظر گرفتن لاغری عضو است. باید آگاه بود، تحلیل در حالت دوم پیچیده‌تر از حالت نخست می‌باشد. اکنون به بررسی حالت اول پرداخته می‌شود.

رابطه مقاومت خمیری دوآن و چن با فرض خمش گرد محوری قوی و لاغری صفر، به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1/3} + \frac{M}{M_p} = 1/0 \quad (15)$$

بار تسلیم عضو با P_y مشخص شده است و برای در نظر گرفتن اولین تسلیم در مقطع، کینگ و همکارانش، رابطه خطی زیر را پیشنهاد کردند:

$$\frac{P}{0.8P_y} + \frac{fM}{0.9M_p} = 1/0 \quad (16)$$

در این رابطه، f ضریب شکل مقطع است و عددهای ۰/۸ و ۰/۹ اثر تقریبی تنش پس‌ماند را در رابطه وارد می‌کنند. برای نشان دادن اثر کاهش تدریجی سختی، کینگ و همکارانش از ضریب ρ_i استفاده کردند:

$$\rho_i = \frac{M_i - M_{yc}}{M_{pc} - M_{yc}} \leq 1 \quad (17)$$

در اینجا، M_i لنگر موجود در گره i و M_{yc} لنگر اولین تسلیم عضو است که با جانشینی P موجود عضو در رابطه (۱۶) حساب می‌شود. لنگر خمیری نهایی، M_{pc} می‌باشد که با رابطه (۱۵) کاهش می‌یابد. عامل ρ_i به صورت زیر در رابطه سختی عضو وارد می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} \delta M_i \\ \delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S'_{ii} & S'_{ij} \\ S'_{ji} & S'_{jj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \theta_i \\ \delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (18)$$

$$S'_{ii} = (S_{ii} - \frac{S_{ij}^2}{S_{jj}} \rho_j)(1 - \rho_i) \quad (19)$$

$$S'_{ij} = S'_{ji} = S_{ij}(1 - \rho_i)(1 - \rho_j) \quad (20)$$

عامل α حالت نیرو نام دارد و به مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی موجود در گره بستگی دارد و همان ضریب مقاومتی عضو است. لیو و سایرین نمودار تسلیم اولیه را موازی نمودار مقاومت خمیری نهایی فرض نمودند و به نسبت مقدار تنش پس ماند، برای این نمودار α را ۰/۵ و ۰/۷ در نظر گرفتند. در روش لیو، سه رابطه متفاوت برای ϕ پیشنهاد شده است. این سه رابطه به قرار زیر هستند:

۱- رابطه کاهش سختی سهمی باتسلیم نخستین در $\alpha = 0.5$:

$$\phi = 4\alpha(1 - \alpha) \quad (29)$$

۲- رابطه کاهش سختی سهمی باتسلیم نخستین در $\alpha = 0.7$:

$$\phi = \frac{-\alpha^2 + 1/4\alpha - 0/4}{0.09} \quad (30)$$

۳- رابطه کاهش سختی سهمی باتسلیم نخستین در $\alpha = 0.7$:

$$\phi = \frac{(1 - \alpha)}{0.3} \quad (31)$$

خاطر نشان می‌کند، لیو و سایرین، برای حل رابطه‌های غیرخطی روش، از روند نمو بار خودکار استفاده کردند. از این رو، در شیوه آنها، تشکیل مفصل خمیری تنها در انتهای گامها صورت می‌گیرد. این ویژگی سبب جلوگیری از گسترش خطای زیاد می‌شود. آشکار است، اگر در این روشها از مقدار نمو کوچک برای تحلیل استفاده گردد، خطا به مقدار زیادی کاهش می‌یابد. همچنین، پاسخهای به دست آمده نشان داد که تابع کاهش سختی (۲۹) خطای کمتری دارد. این تابع دارای تغییرات ملایمتری است [۱۱،۲].

روش پیشنهادی

به منظور رفع کاستیهای شیوه‌های پیشین در تحلیل مومسان مرتبه دوم قابها، روشی پیشنهاد می‌شود و پاسخ به دست آمده از این روش، با کارهای گذشتگان مقایسه خواهد شد. روش پیشنهادی در گروه شیوه‌های مفصل خمیری قرار می‌گیرد و از این رو، حجم تحلیل رایانه‌ای کمی دارد. در اینجا، از دو تابع ضریب کشسان مماسی استفاده می‌گردد. یکی ضریب کشسان مماسی پیشنهادی CRC است و اثر تنش پس ماند را وارد تحلیل می‌کند. دیگری ضریب کشسان مماسی LFRD می‌باشد که هم اثر تنش پس ماند و هم اثر نقص هندسی اولیه را در نظر می‌گیرد. شیوه

است که اثر تغییر گیرداری گره‌های تیر-ستون را به سبب شکل‌گیری مفصل خمیری در تیرهای وصل شده به گره منظور کند. محاسبه این ضریب طول مؤثر کاری بس پیچیده است و سبب دوری از روشهای عملی می‌گردد.

خوشبختانه، پژوهشگران با حل مثالهای متفاوت به این نتیجه رسیده‌اند که رفتار سازه، به مقدار طول مؤثری که در حالت‌های خمیری سازه رخ می‌دهد، چندان حساس نیست. این ویژگی برای دامنه وسیعی از لاغری‌های تیر-ستون و قیده‌های انتهایی آنها درست و قابل کاربرد است.

کینگ و همکارانش در روش پیشنهادی، هر دو شیوه مقاومت خمیری سطح مقطع و مقاومت تیر-ستون را بر روی قابهای مستطیلی دوبعدی آزمودند. آنها در یک سازه قابی شکل برای تیرها از فن مقاومت خمیری سطح مقطع و برای تیر-ستونها از شیوه مقاومت کل تیر-ستون استفاده کردند [۱۰،۹].

روش لیو و سایرین

لیو، وایت و چن، در سال ۱۹۹۲، نمودار مقاومت خمیری آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC - LFRD) را در تحلیل به روش مفصل کشسان - مومسان و مفصل خمیری اصلاح شده به کار بردند. این رابطه برای سطح مقطع فشرده و طول صفر به کار می‌رود. لیو و همکارانش، کاهش سختی عضو را به صورت عاملهای ϕ_B و ϕ_A در ماتریس سختی وارد نمودند که تفاوتی با روش کینگ نداشت. از سوی دیگر آنها تابع کاهش سختی را به صورت‌های مختلفی در نظر گرفتند. در روش لیو، رابطه سختی نمودی عضو تیر-ستون به شکل زیر است:

$$\begin{pmatrix} \delta M_A \\ \delta M_B \end{pmatrix} = \frac{E_t I}{L} \begin{bmatrix} \phi_A [S_{ii} - \frac{S_{ij}^2}{S_{jj}} (1 - \phi_B)] & \phi_A \phi_B S_{ij} \\ \phi_A \phi_B S_{ij} & \phi_B [S_{ii} - \frac{S_{ij}^2}{S_{jj}} (1 - \phi_A)] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \delta \theta_A \\ \delta \theta_B \end{pmatrix} \quad (27)$$

در این رابطه، E_t ضریب کشسان مماسی است که به دو شکل متفاوت وارد تحلیل می‌گردد. عاملهای ϕ_B و ϕ_A برای حالت کشسان کامل، یک و برای حالت خمیری کامل صفر هستند. در حالت‌های میانی، ϕ تابعی از α و به صورت زیر است:

$$\phi = f(\alpha) = f(M, P) \quad (28)$$

جایگزینی اعدادی ساده همچون ۰، ۱ و ۱- بجای m به تابعهای مورد نظر نگارنده تبدیل می شود. این تابعها که جوابهای بهتری به دست داده اند چنین هستند:

$$\rho = 1 - \alpha \left[1 - \frac{P}{P_y} \right] \quad (36)$$

$$\rho = 1 - \alpha \quad (37)$$

$$\rho = 1 - \alpha \left[\frac{P}{P_y} \right] \quad (38)$$

در اینجا، P نیروی محوری موجود و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو است. عامل α به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\begin{cases} \alpha = 0 & \text{اگر } M \leq M_{yc} \\ \alpha = \frac{M - M_{yc}}{M_{pc} - M_{yc}} & \text{اگر } M > M_{yc} \end{cases} \quad (39)$$

در این رابطه، M_{yc} لنگر تسلیم مقطع است و با رابطه (۳۴) کاهش می یابد. لنگر خمیری نهایی مقطع M_{pc} می باشد و از رابطه (۳۲) یا (۳۳) به دست می آید. اگر در آینده نشان داده شود که تابعی دیگر ویژگیهای بهتری دارد، می توان شکل عمومی رابطه (۳۵) را با انتخاب مقدار مورد نظر برای m ، به تابع دلخواه تبدیل کرد. گفتنی است رابطه های (۳۶) تا (۳۸) دارای شیب ملایمتری هستند و با استفاده از آنها پاسخهای بهتری به دست آمده است.

ماتریس سختی مماسی

به دلیل نمودن ساختار روشهای تحلیل غیرخطی، محاسبه ماتریس سختی نمودی در هر گام تحلیل، لازم خواهد بود. برای دوری از محاسبات زیاد، شکل صریح این ماتریس سختی برای عضو تیر - ستون در محورهای کلی، توسط نگارنده به صورت رابطه (۴۰) به دست آمده است.

در این رابطه، C و S ، کسینوس و سینوس زاویه محور عضو با محور افقی دستگاه کلی است. در گامهای نمودی، این زاویه برای آخرین تغییر مکان عضو به دست می آید. عاملهای M ، B ، N و O در رابطه (۴۰) چنین هستند:

تحلیل پیشنهادی، برای وارد نمودن اثر نیروی محوری در کاهش مقاومت خمیری عضو، رابطه دو آن و چن را به کار می برد. افزون بر اینها، خمش گرد محور قوی و ضعیف با دو رابطه جداگانه الگوسازی می گردد. رابطه دو آن و چن دارای همخوانی خوبی با آزمایشهای انجام یافته توسط انسلین در سال ۱۹۸۳ می باشد. همچنین، شکل ساده آن و انتقال تدریجی بین دو حالت خمش تنها و نیروی محوری تنها، این رابطه را از رابطه های LRFD متمایز می سازد [۵].

با در نظر گرفتن طول صفر برای عضو، رابطه های دو آن و چن به صورت زیر ساده می شوند:

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^{1/3} + \frac{M_x}{M_{px}} \leq 1/0 \quad (32)$$

برای خمش گرد محور ضعیف:

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^3 + \frac{M_y}{M_{py}} \leq 1/0 \quad (33)$$

همچنین، برای در نظر گرفتن اثر تسلیم اولیه، از رابطه زیر استفاده می شود. یادآوری می کند، این رابطه توسط کینگ و همکارانش هم به کار رفته است.

$$\frac{P}{0.18P_y} + \frac{fM}{0.9M_p} = 1/0 \quad (34)$$

در اینجا، f ضریب شکل مقطع است و برای حالت های خمش گرد محور قوی و ضعیف، جداگانه محاسبه می شود.

تابع کاهش سختی

آنگونه که به آگاهی رسید، تابعهای کاهش سختی تاکنون توسط پژوهشگران، بررسی گردیده اند. از این میان، تابعهایی که تغییرات ملایمتری دارند، پاسخهای بهتری داده اند. در شیوه پیشنهادی، کاهش سختی، یک تابع نمایی از نیروی محوری مقطع است. این تابع، نمودار ملایمی دارد و پس از شروع تسلیم در مقطع، از یک تا صفر تغییر می کند. شکل کلی تابع کاهش سختی پیشنهادی چنین است:

$$\rho = 1 - \alpha \left[(m-1) \left(\frac{m^2}{P} - 1 \right) + m \frac{P}{P_y} \right] \quad (35)$$

m در این رابطه، عدد ثابت است و به وسیله تحلیلگر انتخاب می شود. دلیل انتخاب تابع یاد شده این است که این تابع با

$$[S_T^*]_{EG} = \begin{bmatrix} C^2 B + S^2 O & CS(B-O) & SM & -C^2 B - S^2 O & CS(-B+O) & SN \\ CS(B-O) & S^2 B + C^2 O & -CM & CS(-B+O) & -S^2 B - C^2 O & -CN \\ SM & -CM & S_{ii}^* & -SM & CM & S_{ij}^* \\ -C^2 B - S^2 O & CS(-B+O) & -SM & C^2 B + S^2 O & CS(B-O) & -SN \\ CS(-B+O) & -S^2 B - C^2 O & CM & CS(B-O) & S^2 B + C^2 O & CN \\ SN & -CN & S_{ij}^* & -SN & CN & S_{jj}^* \end{bmatrix}$$

(۴۰)

الگوسازی تشکیل مفصل خمیری در سازه است. در برنامه رایانه‌ای برای هرگام نموی، نیروهای به دست آمده در گره‌ها با مقاومت نهایی مقطع مقایسه می‌گردند. در صورت زیاد بودن نیروها از مقاومت مقطع، بیشینه اختلاف به دست می‌آید و براساس این مقدار بیشینه، ضریب نمو بار کاهش می‌یابد. پس از کاهش ضریب نمو بار، تحلیل دوباره در همان گام صورت می‌گیرد و تغییر مکانهای به دست آمده جایگزین مقدارهای پیشین می‌گردند.

$$B = \frac{E_t I}{L}$$

(۴۱)

$$M = -\left(\frac{S_{ii}^* + S_{jj}^*}{L}\right)$$

(۴۲)

$$N = -\left(\frac{S_{ij}^* + S_{ji}^*}{L}\right)$$

(۴۳)

$$O = \frac{S_{ii}^* + \gamma S_{jj}^* + S_{ij}^*}{L^2} - \frac{P}{L}$$

(۴۴)

در این رابطه‌ها، E_t ضریب کشسان مماسی عضو است که با انتخاب تحلیلگر، از دو روش CRC یا LRFD به دست می‌آید. لنگر لختی مقطع عضو گرد محور خمش I می‌باشد و L طول تغییر یافته عضو در انتهای گام پیشین است. همچنین، P نیروی محوری موجود در عضو می‌باشد که در فشار مثبت و در کشش منفی به کار می‌رود. همچنین، S_{ii}^* ، S_{jj}^* و S_{ij}^* تابعهای پایداری کاهش یافته هستند و از رابطه‌های زیر به دست می‌آیند:

$$S_{ii}^* = \rho_i [S_{ii} - S_{ij} \frac{S_{ij}}{S_{ii}} (1 - \rho_j)]$$

(۴۵)

$$S_{ij}^* = S_{ji}^* = \rho_i \rho_j S_{ij}$$

(۴۶)

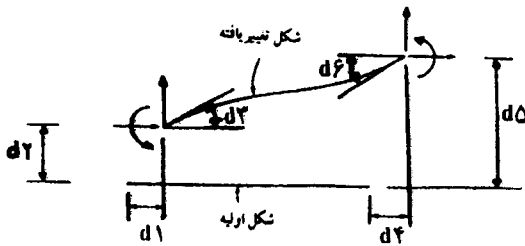
$$S_{jj}^* = \rho_j [S_{jj} - S_{ij} \frac{S_{ij}}{S_{jj}} (1 - \rho_i)]$$

(۴۷)

در این رابطه‌ها، ρ_i و ρ_j برای هر گره در شکل (۱)، از رابطه‌های (۳۶) یا (۳۷) یا (۳۸) به دست می‌آید. S_{ii} ، S_{jj} و S_{ij} تابعهای پایداری عضو هستند و اثر مرتبه دوم را در تحلیل وارد می‌کنند [۸].

روش تحلیل غیرخطی

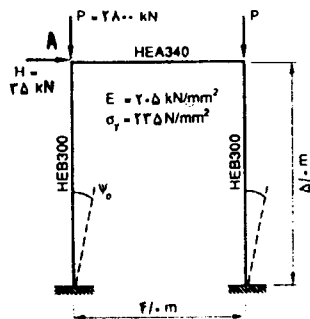
برای حل معادله‌های غیرخطی به دست آمده، از روش نموی - تکراری با نمودم‌تغییر استفاده شده است. دلیل استفاده از نمودم‌تغییر،



شکل ۱: عضو تیر - ستون در دستگاه کلی.

در هرگام تحلیل، شیوه تکراری نیوتون - رفسون به کار می‌رود. در بارهای نهایی، تکرارهای نیوتون - رافسون، به هم خوردن تعادل نیروها در گره‌ها را جبران می‌کنند. زیرا، پس از تشکیل مفصل خمیری در گره، لنگر خمیری گره ثابت باقی نمی‌ماند. این لنگر با تغییر نیروی محوری در عضو، بر روی نمودار اندرکنش لنگر و نیروی محوری دو آن و چن حرکت می‌کند. این حرکت، سبب برهم زدن تعادل نیروها در سازه خواهد شد. با انجام تکرارهای نیوتون - رفسون تعادل به سازه بر می‌گردد و گام بعدی با سازه متعادل دنبال می‌شود. این پدیده همان، فرآیند پخش دوباره نیروها در سازه است که در برنامه رایانه‌ای پیشنهادی بخوبی وارد شده است.

نشانه C و LRFD با نشانه L به کار رفته است. برای نمونه، روش C۲، شیوه‌ای است که از تابع کاهش $\alpha = 1 - \rho$ استفاده می‌کند و ضریب کشسان مماسی CRC را به کار می‌برد.



شکل ۲: قاب یک طبقه یک دهانه با پای گیردار.

پاسخها به صورت نمودار بار - تغییرمکان، در شکل (۳) با روش ناحیه خمیری و گل مقایسه شده‌اند. یادآوری می‌کند، نقص هندسی اولیه در این قاب به صورت زاویه میل ستون وارد تحلیل می‌شود. مقدار این زاویه $\frac{1}{4}$ در نظر گرفته شده است. با بررسی نمودارهای شکل (۳)، نتایج زیر به دست می‌آیند:

- ۱- در بارهای کم، پاسخهای به دست آمده از روشها، یکسان می‌باشند. تا ضریب بار 0.4 ، رفتار واقعی و رفتار به دست آمده از روشهای پیشنهادی بر هم منطبقند. از ضریب بار 0.4 به بعد خطا رفته رفته زیادتر می‌شود و تا ضریب بار 0.95 ادامه می‌یابد. از ضریب بار 0.95 به بعد، خطا در روشهای L۱ و L۲ کاهش می‌یابد. به گونه‌ای که ضریب بار نهایی به دست آمده تا حدودی دقیق می‌باشد. دلیل این امر پدیدهٔ پخش لنگر می‌باشد.
- ۲- روشهای L۱ و L۲ خطای کمتری نسبت به C۱ و C۲ دارند. و در بین دو شیوهٔ L۱ و L۲، روش L۱ دارای بیشینه خطای $7/13$ درصد است. این خطا، تنها در یک نقطه رخ می‌دهد و در بقیه حالتها، خطای موجود بیشتر از ۵ درصد نیست.
- ۳- ضریب بار نهایی پیش بینی شده با روشهای L۱ و L۲، $1/0.1$ است که با نتیجهٔ وگل، ۱ درصد اختلاف دارد. تغییر مکان به دست آمده در این ضریب هم دارای 0.42 درصد خطا در روش L۱ و $1/0.7$ درصد خطا در شیوه L۲ است. این خطا بسیار ناچیز می‌باشد و نشان می‌دهد که شیوه پیشنهادی بخوبی توانسته است اثر کاهش سختی را در سازه الگوسازی کند. یادآوری می‌کند، شیوه‌های مفصل

پایان تحلیل در صورت رخداد ناپایداری کل سازه انجام می‌پذیرد. در صورت صفر و یا منفی شدن ماتریس سختی ناویژه کل سازه، این پدیده رخ می‌دهد. در پاره‌ای از حالتها، ممکن است به هنگام تشکیل درایه‌های ماتریس سختی عضو در محورهای محلی، ماتریس سختی نموی عضو، معین منفی گردد. این ویژگی نشانگر رخداد ناپایداری در آن عضو است. در این حالت، به دلیل پدیدهٔ پخش دوباره نیروها، امکان مقاومت پس از ناپایداری در عضو وجود دارد. از این رو، عامل ایجاد کننده ناپایداری در ماتریس سختی عضو حذف می‌گردد و ماتریس سختی کاهش یافته عضو جایگزین می‌شود. اگر در گام یا تکرار بعدی، پخش دوباره نیروها بخوبی صورت بگیرد و عضو ناپایدار بتواند به مقاومت خود ادامه دهد، روند پیشین برنامه دنبال می‌گردد. در غیر این صورت، ماتریس سختی کل عضو از ماتریس سختی کل سازه پاک می‌شود و رفتار سازه بدون عضو ناپایدار دنبال می‌گردد. در پایان، تحلیلگر با استفاده از فهرست عضوهای ناپایدار در خروجی برنامه دید صحیح از رفتار سازه به دست می‌آورد. همچنین، تحلیلگر می‌تواند درصد خمیری شدن گره‌ها را در نتیجه برنامه ببیند. با این یافته‌ها، می‌توان ناپایداری کشسان یا مومسان عضو را پیش‌بینی کرد.

نمونه‌های عددی

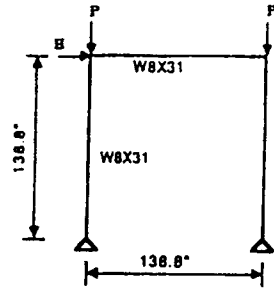
در اینجا برای نشان دادن تواناییهای روش پیشنهادی، چند مثال عددی ارائه می‌گردد:

قاب یک طبقه یک دهانه

قاب مورد بحث در شکل (۲) نشان داده شده است. مقطعهای قاب، از نیمرخهای اروپایی، انتخاب شده‌اند و لاغری ستونها 40 می‌باشد. نخستین بار این قاب توسط وگل، در سال 1985 ، به روش ناحیهٔ خمیری تحلیل گردید [۲]. لیو و سایرین، همین قاب را با تابعهای کاهش سختی (۲۹) تا (۳۱) تحلیل کردند. آنها، از سطح مقاومت خمیری LRFD در تحلیل خود استفاده کردند و پخش دوبارهٔ نیروها را در سازه در نظر نگرفتند. لیو و همکارانش با تابع کاهش سختی (۳۰) و تسلیم نخستین $\alpha = 0.5$ به خطای بیشینهٔ 7 درصد رسیدند [۱۱].

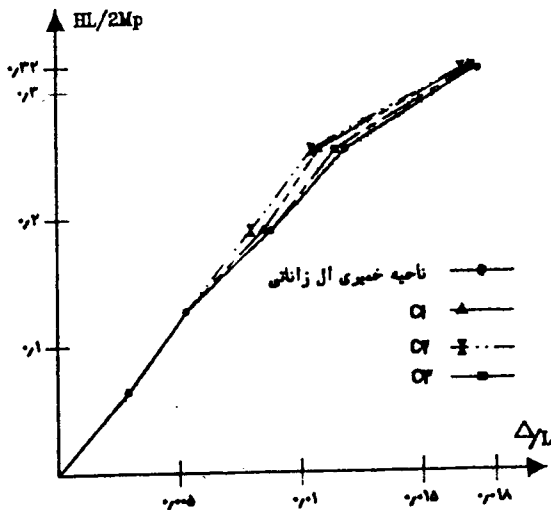
همین قاب با روش پیشنهادی تحلیل گردید و نمودارهای بار - تغییرمکان برای گره A تا واژگونی سازه به دست آمد. در شیوهٔ پیشنهادی از تابعهای کاهش سختی (۳۶) با نشانه ۱ و (۳۷) با نشانه ۲ استفاده شده است. همچنین، ضریب کشسان مماسی CRC با

همین قاب، یکبار دیگر با پاهای مفصلی تحلیل شده و با پاسخهای به دست آمده توسط روش ناحیه خمیری ال زاناتی مقایسه گردید. قاب ال زاناتی در شکل (۵) نشان داده شده است [۱۱].



شکل ۵: قاب ال زاناتی.

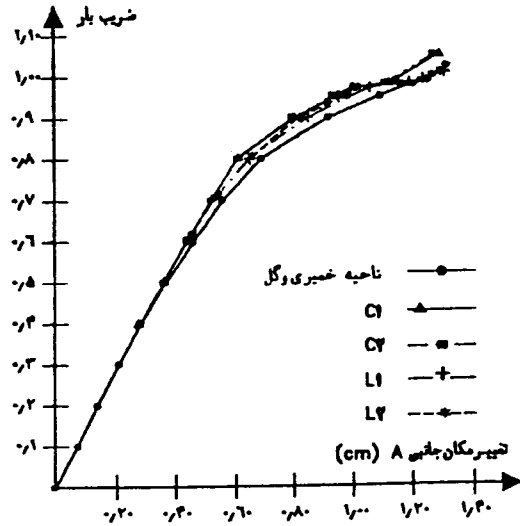
این قاب بدون نقص هندسی اولیه است. برای تحلیل قاب مزبور، از روشهای C کمک گرفته شده است. زیرا، نقص هندسی اولیه در تحلیل ناحیه خمیری، در نظر گرفته نشده است. نمودار بار- تغییر مکان سازه، در شکل (۶) به نمایش درمی آید. یادآوری می کند در نمودار شکل (۶)، روش C۳ نشانه تحلیل با تابع کاهش سختی رابطه (۳۸) می باشد. این تابع، خطای کمتری ایجاد می کند و بیشینه خطای آن ۴/۳ درصد است. پاسخها نشان می دهند که خطای روش C۳ حدود ۱/۵ درصد از روشهای مقاومت خمیری سطح مقطع کینگ و شیوه های پیشنهادی لیو و... کمتر است.



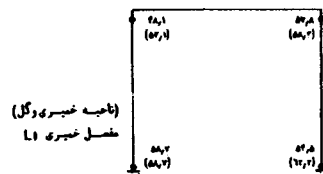
شکل ۶: نمودار بار-تغییر مکان روش پیشنهادی و ناحیه خمیری

$$\frac{P}{P_y} = 0.4$$

خمیری لیو و سایرین، دارای خطای زیادتری هستند [۱۱].



شکل ۳: نمودارهای بار-تغییر مکان جانبی قاب یک طبقه یک دهانه.

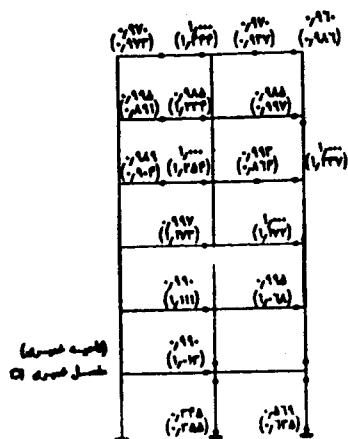


شکل ۴: محل مفصلهای خمیری قاب.

۴- با استفاده از پاسخهای به دست آمده از روش پیشنهادی، انهدام این قاب بر اساس ترکیبی از ناپایداری و سازوکار صورت می گیرد. ستون سمت راست سازه در اثر بار فشاری زیاد به مرز تعادل ناپایدار می رسد و کل سازه به دلیل تشکیل چهار مفصل خمیری نیمه تمام، در آستانه سازوکار و ناپایداری جانبی قرار می گیرد. شکل (۴) محل مفصلها و درصد خمیری شدن آنها را که از روش L۱ به دست آمده اند، نشان می دهد. در همین شکل پاسخهای به دست آمده از تحلیل ناحیه خمیری و گل نیز مشاهده می شود.

قاب ۶ طبقه وگل

شکل هندسی قاب در شکل (۷) نشان داده شده است.

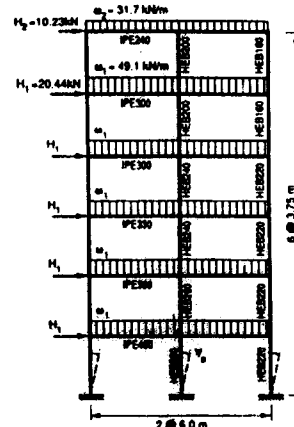


شکل ۹: محل مفصلهای خمیری و درصد تسلیم در مفصلها.

در شکل (۹) محل مفصلهای خمیری قاب ۶ طبقه، به همراه لنگرهای موجود در گره‌ها مقایسه گردیده است. باید افزود خطای موجود در روش پیشنهادی C1 در پاره‌ای موارد کمتر از روشهای مفصل خمیری پیشین است. یادآوری می‌کند، برای تحلیل قاب ۶ طبقه وگل در روش پیشنهادی از ۴ جز برای تیرها و ۱ جز برای ستونها استفاده گردیده است.

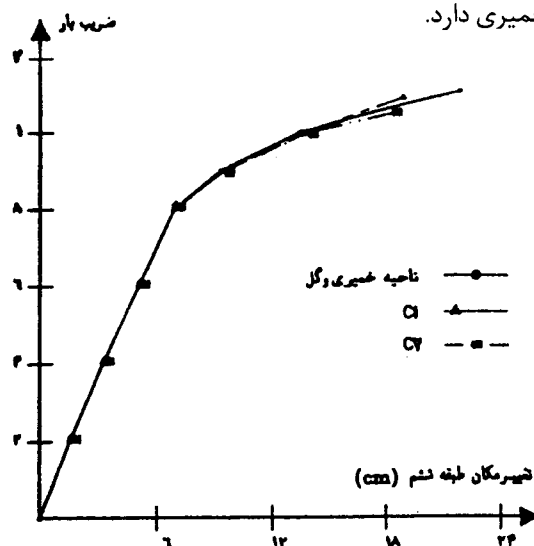
نتیجه گیری

سه نوع تابع کاهش سختی برای الگوسازی کاهش سختی در اثر تشکیل مفصل خمیری در قاب، پیشنهاد شد. همچنین، از رابطه اندرکنش لنگر و نیروی محوری دو آن و چن استفاده گردید و رابطه‌های CRC و LRFD برای ضریب کشسان مماسی عضو مقایسه شدند. نتایج عددی به دست آمده از برنامه رایانه‌ای نویسندگان، نشانگر آن است که تابعهای کاهش سختی شیوه پیشنهادی، دقیقتر از روشهای پیشین می‌باشند. باید آگاه بود، در سازه‌های با درجه نامعینی زیاد، شیوه‌های مفصل خمیری در پیش‌بینی بارنهایی، یکسان عمل می‌کنند. از سوی دیگر، اگر بتوان نقص هندسی را در شکل اولیه سازه الگوسازی نمود، جوابها به پاسخ واقعی سازه نزدیکتر خواهند بود. تابعهای کاهش سختی پیشنهادی، برای سازه‌های گوناگون، دقت خوبی دارند. یکی از این تابعها برای قاب باپای مفصلی، بیشینه خطای کمتر از ۵ درصد دارد. از سوی دیگر، تابعهای پیشنهادی دیگران دارای بیشینه خطای ۷ درصد می‌باشند. باید افزود، به دلیل حجم کم محاسبات رایانه‌ای شیوه‌های مفصل خمیری، می‌توان از این روشها در تحلیل پیشرفته سازه‌ها استفاده کرد و از تحلیلهای پیچیده و یا



شکل ۷: قاب ۶ طبقه وگل.

برای ستونهای قاب، زاویه میل $\psi = \frac{1}{45.0}$ به کار رفته است. این فرض با پیشنهادهای آئین نامه ECCS همخوانی دارد و وگل هم در تحلیل ناحیه خمیری همان فرض را به کار برده است [۹]. در شکل (۸)، نمودار بار - تغییر مکان به دست آمده برای طبقه ششم قاب با روش ناحیه خمیری وگل مقایسه گردیده است. با بررسی نمودار به دست آمده می‌توان دریافت که روش پیشنهادی C1 همانند دیگر روشهای مفصل خمیری، پاسخ خوبی می‌دهد. دلیل این ویژگی، افزایش درجه نامعینی سازه است. به سخن دیگر، رفتار سازه‌های نامعین در بارهای نهایی با روشهای مفصل خمیری بخوبی قابل پیش‌بینی است و خطای کمی نسبت به شیوه ناحیه خمیری دارد.



شکل ۸: نمودار بار - تغییر مکان روش پیشنهادی و ناحیه خمیری وگل برای قاب ۶ طبقه.

آزمایشهای سنگین سازه‌های دوری جست. یادآوری می‌کند، داشته‌اند. به دلیل حجم محدود مقاله نمی‌توان همه آنها را در اینجا نمونه‌های عددی فراوانی تحلیل شده‌اند که نتیجه‌های درج شده را آورد.

مراجع

- 1 - White, D. W., Liew, J. Y. R. and Chen, W. F. (1992). *Toward Advanced Analysis in LRFD*, SSRC Purdue University Inc.
- 2 - Richard Liew, J. Y., White, D. W. and Chen, W. F. (1993). "Second-order refined plastic-hinge analysis for frame design, Part I." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 11, PP. 3196-3216.
- 3 - White, D. W. and Clarke, M. J. (1997). "Design of beam-columns in steel frames. I: Philosophies And Procedures." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 12, PP. 1556-1564.
- 4 - White, D. W. and Clark, M. J. (1997). "Design of beam. columns in steel frames. II: Comparison of Standards." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 12, PP. 1565-1575.
- 5 - Lian Duan, and Wai. Fah Chen. (1989). "Design interaction equation for steel beam - columns." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 5, PP. 1225-1243.
- 6 - Faisal Abdull Al-Mashary. (1989). *Simplified Nonlinear Analysis for Steel Frames*. PhD Dissertation, Purdue University.
- 7 - Orbison, J. G. (1982). "Non-linear static analysis of three-dimensional steel frames." *Report No. 82-6*, Department of Structural Engineering, Cornell University, P. 243.
- 8 - Chen, W. F. and Lui, E. M. (1989). *Stability Design of Steel Frames*, CRC Inc.
- 9 - King, W. S., White, D. W. and Chen, W. F. (1992). "Second order inelastic Analysis Methods for Steel-Frame Design." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 2, PP. 408-428.
- 10 - Atalla, M. R., Dierlein, G. G. and McGuire. (1994). "Spread of plasticity, quasi-plastic - hinge approach." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 8, PP. 2451-2473.
- 11 - Richard Liew, J. Y., White, D. W. and Chen, W. F. (1993). "Second-order refined plastic-hinge analysis for frame design, Part II." *ASCE, J. of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 11, PP. 3217-3237.

پیوست

تابعهای پایداری تیر - ستون در ادامه درج می‌گردند. این تابعها شامل اثر نیروی محوری بر سختی خمشی اعضا می‌باشند که همان اثر مرتبه دوم است.
برای P فشاری

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{EI}{L} \left[\frac{KL \sin(KL) - (KL)^2 \cos KL}{\gamma^2 - \gamma \cos(KL) - KL \sin(KL)} \right]$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{EI}{L} \left[\frac{(KL)^2 - KL \sin(KL)}{\gamma^2 - \gamma \cos(KL) - KL \sin(KL)} \right]$$

$$KL = \pi \sqrt{|P|/P_e} = L \sqrt{|P|/EI}$$

برای P کششی :

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{EI}{L} \left[\frac{(KL)^2 \cosh KL - KL \sinh KL}{2 - 2 \cosh KL + KL \sinh KL} \right]$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{EI}{L} \left[\frac{KL \sinh KL - (KL)^2}{2 - 2 \cosh KL + KL \sinh KL} \right]$$

در این رابطه‌ها، L طول عضو، E ضریب کشسان اولیه یا مماسی عضو و I لنگر لختی گرد محور خمش عضو می‌باشند. همچنین، P نیروی محوری موجود در عضو و P_e بارکمانش اولر هستند.