



اثر نقص انحنای نخستین بر رفتار کشسان مرتبه دوم قاب‌های دو بعدی

محمد رضایی پژند^۱، احسان محتشمی^۲

چکیده

به طور معمول، نقص‌های هندسی در فرآیند ساخت و نصب عضوهای سازه به وجود می‌آیند. نقص انحنای نخستین یا شکم‌دادگی عضو یکی از رایج‌ترین آنهاست. در این مقاله، ماتریس سختی مماسی کشسان جزء تیر-ستون دارای نقص انحنای نخستین، زیر اثر نیروهای گرهی و بارهای میانی گسترده و متمرکز رابطه‌سازی می‌شود و در تحلیل مرتبه دوم قاب‌ها به کار می‌رود. شیوه پیشنهادی، تابع جدیدی برای نقص انحنای نخستین پیشنهاد می‌کند و اثر آن را به طور مستقیم در ماتریس سختی جزء وارد می‌سازد. همچنین، برای الگوسازی هر عضو سازه، تنها یک جزء را به کار می‌برد و رابطه‌های آن برای عضوهای فشاری و کششی، یکسان است. نمودار بار-تغییر مکان روش پیشنهادی با پاسخ‌های سایر پژوهشگران مقایسه می‌شود و اثر نقص انحنای نخستین بر مسیر ایستایی مرتبه دوم قاب‌ها بررسی می‌گردد. نتیجه‌ها نشان می‌دهند، اگر اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ در پایداری قاب تعیین کننده باشد، اهمیت نقص شکم‌دادگی عضو کمتر می‌شود. از سوی دیگر، هنگامی که اثر مرتبه دوم $P-\delta$ نقش بیشتری در پایداری سازه دارد، این نقص می‌تواند اثر قابل توجهی بر رفتار سازه بگذارد.

کلمات کلیدی:

قاب دو بعدی، تحلیل غیرخطی، نقص انحنای نخستین (شکم‌دادگی)، اثرهای مرتبه دوم، بارهای میانی

Effect of Initial Out-of-Straightness Imperfection on Second-Order Elastic Behavior of Planar Frames

Mohammad Rezaiee-Pajand, Ehsan Mohtashami

ABSTRACT

Geometrical imperfections usually occur during fabrication and erection. Initial out-of-straightness is one of the most common types of these flaws. In this paper, the elastic tangent stiffness matrix of an initially curved beam-column element subjected to nodal forces and transverse member loads is derived. Second-order analysis of planar frames is carried out afterwards. The proposed method introduces a new function for explicit modeling of out-of-straightness imperfection and incorporates it directly into the element's stiffness matrix. In addition, the proposed technique uses only one element for each member and presents a single formulation for both tensile and compressive members. The obtained load-deflection curve is compared with those predicted by other methods and the effect of initial out-of-straightness imperfection is also discussed. Results of numerical examples indicate that initial out-of-straightness imperfection is less important if the stability of frame is controlled by second-order $P-\Delta$ effect. On the other hand, it can have a considerable effect on the behavior of structure when second-order $P-\delta$ effect is dominant.

Key words:

Planar Frame, Nonlinear Analysis, Initial Out-of-Straightness Imperfection, Second-Order Effects, Transverse Member Loads

۱. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد mrpajand@yahoo.com

۲. کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد eh_mo876@stu-mail.um.ac.ir

۱- مقدمه

هنگامی که هدف، بررسی مسیر بار- تغییرمکان با وارد کردن تغییر هندسه سازه در طول بارگذاری باشد، باید اثر تغییر شکل های بزرگ یا به سخن دیگر، اثرهای مرتبه دوم را وارد تحلیل کرد. نتیجه این کار، یافتن تابعهای پایداری است و چنین تحلیلی را تحلیل مرتبه دوم می نامند. از نخستین کارهایی که برای وارد کردن اثر تغییر شکل های بزرگ در تحلیل کشسان انجام شد، می توان به پژوهش های ویلیامز در سال ۱۹۶۴، جنینگز در سال ۱۹۶۸ و پاول در سال ۱۹۶۹ اشاره کرد. در سال ۱۹۹۴، چن و ژو یک جزء خودایستا برای تحلیل مرتبه دوم قابها پیشنهاد کردند که شرط ایستایی را در وسط دهانه جزء برقرار می نمود [۱]. آن دو، نقص انحنای نخستین با شکل سهمی درجه دو را در سال ۱۹۹۵ به جزء پیشنهادی خود افزودند [۲]. سپس، در سالهای ۱۹۹۶ و ۱۹۹۷، اثر بارهای میانی جانبی و محوری را به طور مستقیم در رابطه سازی سختی جزء وارد نمودند [۳، ۴]. همچنین، آنها روشی به نام NIDA را برای تحلیل کشسان مرتبه دوم قابها در سال ۲۰۰۰ ارائه کردند [۵]. با وجود این، در هیچ یک از پژوهش های خود، اثر همزمان نقص انحنای نخستین و بارهای میانی را بررسی نکردند.

در تحلیل کشسان مرتبه دوم، از دو شیوه برای رابطه سازی ماتریس سختی جزء بهره می گیرند. یکی، روش تیر- ستون و دیگری، روش اجزای محدود نام دارد. در شیوه تیر- ستون، معادله دیفرانسیل ایستایی تیر- ستون را برای یافتن رابطه ای میان نیروها و تغییرمکان های گرهی حل می کنند. در این راهکار، از تابعهای پایداری برای وارد کردن اثرهای غیرخطی بهره می جویند. برتری این شیوه، در دقت تابعهای پایداری زیر اثر نیروی محوری زیاد است. با وجود این، برای نیروی محوری کششی و فشاری باید رابطه سازی جداگانه ای انجام داد؛ زیرا، معادله دیفرانسیل تیر- ستون در نیروی محوری مثبت و منفی متفاوت است. همچنین، هنگام گسترش رابطه ها برای در بر گرفتن

بارگذاری های گوناگون، ماتریس سختی جزء بسیار پیچیده می گردد [۶].

در روش اجزای محدود، تابع تغییرمکان جزء فرض می شود و ادامه کار با شیوه هایی مانند رابطه های ایستایی، کار مجازی یا کارمایه نهفته کل به انجام می رسد. برتری راهکار اجزای محدود در سر راست بودن آن می باشد. با این حال، هنوز رابطه سازی های کارآمدی برای وارد کردن اثرهای مرتبه دوم، به ویژه در نیروهای محوری زیاد، ارائه نشده است. بر پایه پژوهش های چن و ژو در سال ۱۹۹۵ و چن و چوی در سال ۱۹۹۶، هنگامی که نیروی محوری عضوهای سازه بیش از مقدار مشخصی - برای نمونه، نیمی از بار کمانشی - باشد، دقت روش اجزای محدود مناسب نیست و بهتر است روش تیر- ستون به کار رود [۲، ۶].

یک راه دیگر برای انجام تحلیل غیرخطی هندسی که به صورت گسترده ای رواج دارد، بهره گیری از تحلیل مرتبه دوم ساده تر به همراه محاسبه طول موثر است. روش طول موثر، برای وارد کردن اثر اندرکنش مقاومت عضو با سایر بخش های سازه به وجود آمده است. به سخن دیگر، میزان مشارکت هر عضو در مقاومت قاب با طول موثر آن نشان داده می شود. این روش، پاسخ های خوبی برای طراحی سازه های قابی به دست می دهد. هنگامی که طول موثر به درستی برآورد گردد، مقاومت کمانشی عضو به آسانی از روی نمودارهای آیین نامه ها حساب می شود. با این حال، این شیوه نمی تواند اندرکنش رفتار سازه و عضوهای را به دقت رابطه سازی کند؛ زیرا اندرکنش ها در یک سازه بزرگ بسیار پیچیده است و نمی توان اثر آنها را تنها با یک مقدار به نام ضریب طول موثر وارد نمود. همچنین، این روش برای طراحی با رایانه مناسب نیست. زیرا، فرآیند آن چندان نظام دار نمی باشد. افزون بر این، برای واری و ظرفیت یکایک اعضا، به ویژه در سازه های با درجه آزادی زیاد، به زمان قابل توجهی نیاز دارد [۷، ۸].

۲- روش پیشنهادی

هر الگوی تحلیلی، نیاز به ساده‌سازی دارد. فرض‌های زیر در این مقاله به کار می‌رود:

۱. از نگره تیر-ستون تیموشنکو بهره‌جویی خواهد شد و تنها اثرهای مرتبه دوم ناشی از نیروی محوری به کار می‌رود. به سخن دیگر، اثرهای مرتبه دوم سایر نیروها در مقایسه با نیروی محوری، ناچیز است و از آنها چشم‌پوشی می‌شود.
۲. رفتار مصالح، کشسان است.
۳. قاب‌های دو بعدی با عضوهای منشوری تحلیل می‌شوند.
۴. کرنش‌ها کوچکند اما تغییر مکان‌ها می‌توانند بزرگ باشند.
۵. از تغییر شکل‌های برشی و پیچشی مقطع چشم‌پوشی می‌گردد.
۶. از کمانش موضعی و پیچشی - جانبی جلوگیری می‌شود.

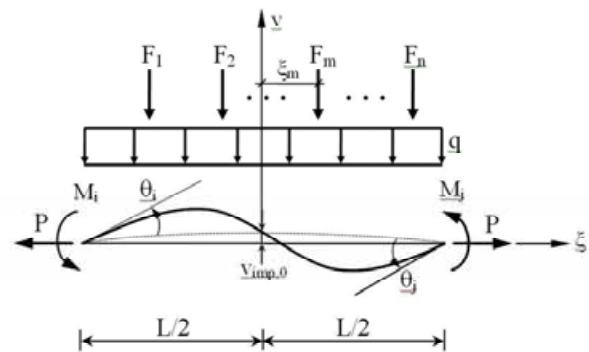
۲-۱- تابع تغییر مکان

شکل (۱)، جزء تیر - ستون پیشنهادی و بارهای وارد به آن را نشان می‌دهد. تابع تغییر مکان جزء، چند جمله‌ای درجه پنج به صورت زیر فرض می‌شود. چنین تابعی پیش از این توسط چن و ژو به کار رفته است [۱، ۲]:

$$v(x) = c_0 + c_1\xi + c_2\xi^2 + c_3\xi^3 + c_4\xi^4 + c_5\xi^5 \quad (1)$$

$$\xi = \frac{2x}{L}$$

$$-L/2 \leq x \leq L/2$$



شکل (۱): جزء پیشنهادی و نیروهای وارد به آن

در رابطه کنونی، ξ فاصله بی بعد شده و L طول جزء می‌باشد. در حالت کلی، انتخاب شکل تابع نقص

شکم‌دادگی عضو اختیاری است. برای نمونه، چن و ژو در سال ۱۹۹۵، تابع سهمی درجه دو را با الهام گرفتن از کمان دایره و چن و گو در سال ۲۰۰۰، تابع نیم سینوسی را بر پایه شکل کمانشی کشسان پیشنهاد کردند [۶]. در اینجا، با الهام گرفتن از تغییر شکل ناشی از وزن عضو، تابع چند جمله‌ای درجه چهار به صورت زیر پیشنهاد می‌شود:

$$v_{imp}(\xi) = \frac{v_{imp,0}}{8} (\xi^2 - 1)(\xi^2 - 8) \quad -1 \leq \xi \leq 1 \quad (2)$$

در این رابطه، $v_{imp,0}$ مقدار نقص در وسط دهانه است و در آغاز تحلیل به برنامه رایانه‌ای داده می‌شود. یادآوری می‌کند، نقص هندسی جزء پیش از وارد شدن هر گونه بار به وجود آمده است.

در دستگاه محورهای عضوی پایه، تغییر مکان‌های جانبی نسبت به وتر گذرنده از دو سر جزء سنجیده می‌شوند. از این رو، شرط‌های مرزی به صورت زیر می‌باشند:

$$v|_{\xi=-1} = 0 \quad (3)$$

$$v|_{\xi=1} = 0 \quad (4)$$

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{\xi=-1} = \theta_i \quad (5)$$

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{\xi=1} = \theta_j \quad (6)$$

در ادامه، شرط ایستایی نیرو و لنگر در مقطع وسط جزء برقرار می‌گردد. باید آگاه بود، این کار دقت تحلیل را بدون افزایش درجه‌های آزادی بالا می‌برد؛ زیرا، هر جزء افزون بر داشتن تعادل و سازگاری با دیگر جزءها در گره‌ها، در میانه خود نیز تعادل دارد ولی خیز و شیب آن مقطع به مجهول‌های تحلیل افزوده نمی‌گردد. شرط ایستایی لنگر در مقطع وسط جزء به صورت زیر می‌باشد:

$$EI \left(\frac{d^2 v}{dx^2} \right)_0 = \frac{1}{2} (M_j - M_i) + P(v + v_{imp})_0 + \quad (7)$$

$$\frac{qL^2}{8} + \frac{1}{4} L \sum_{m=1}^n F_m \xi_m^*$$

شرط تعادل برش در این مقطع نیز به قرار زیر نوشته می‌شود:

$$c_5 = \frac{1}{A_1} \left[\frac{\rho L}{\lambda} (\theta_i + \theta_j) - \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\lambda}}{4EI} \right] \quad (16)$$

در این رابطه‌ها، عامل‌های زیر به کار رفته‌اند:

$$A_1 = \rho + \lambda_0 \quad (17)$$

$$A_7 = \rho + \lambda_8 \quad (18)$$

$$\rho = \frac{PL^{\lambda}}{EI} \quad (19)$$

۲-۲- رابطه‌های سختی و تری

برای دستیابی به رابطه‌های سختی و تری، از روش کارمایه استفاده می‌شود. نخست، کارمایه نهفته کل سازه برپا و سپس کمینه می‌گردد:

$$\Pi = U - W_E \quad (20)$$

$$D\Pi = \frac{\partial \Pi}{\partial \delta_k} + \frac{\partial \Pi}{\partial \rho} \frac{\partial \rho}{\partial \delta_k} = 0 \quad (21)$$

$$\delta_k = \{e \ \theta_i \ \theta_j\}^T$$

در این رابطه‌ها، Π کارمایه نهفته کل، U کارمایه کرنشی، W_E کار بارهای خارجی، e تغییرشکل محوری و D عمل گر دیفرانسیلی می‌باشد. با فرض کشسان بودن مصالح، می‌توان نوشت:

$$U = \frac{EA}{\lambda} \int_L \left(\frac{du}{dx} \right)^{\lambda} dx + \frac{EI}{\lambda} \int_L \left(\frac{d^{\lambda} v}{dx^{\lambda}} \right)^{\lambda} dx + \frac{P}{\lambda} \int_L \left(\frac{dv}{dx} \right)^{\lambda} dx \quad (22)$$

در این رابطه، u تابع تغییرشکل محوری است و به دلیل ثابت بودن نیروی محوری در طول جزء، خطی می‌باشد. به سبب وجود نقص انحنای نخستین و کار نیروی محوری بر روی آن، تابع v در جمله سوم رابطه (۲۲) با $v + v_{imp}$ جایگزین می‌گردد. با چشم‌پوشی از توان دوم dv_{imp}/dx در برابر دیگر جمله‌ها، تابع کارمایه کرنشی جزء پیشنهادی به صورت زیر در می‌آید:

$$U = \frac{EA}{\lambda} \int_L \left(\frac{du}{dx} \right)^{\lambda} dx + \frac{EI}{\lambda} \int_L \left(\frac{d^{\lambda} v}{dx^{\lambda}} \right)^{\lambda} dx + \frac{P}{\lambda} \int_L \left[\left(\frac{dv}{dx} \right)^{\lambda} + \lambda \left(\frac{dv}{dx} \right) \left(\frac{dv_{imp}}{dx} \right) \right] dx \quad (23)$$

$$EI \left(\frac{d^{\lambda} v}{dx^{\lambda}} \right) = \frac{1}{\lambda} (M_i + M_j) + P \left(\frac{dv}{dx} \right)_0 + \frac{1}{\lambda} \sum_{m=1}^n F_m \xi_m^{**} \quad (8)$$

در رابطه‌های کنونی، M_i و M_j لنگر در گره‌های i و j می‌باشند. P نیروی محوری و q شدت بار گسترده در یکه طول جزء است. E ، I و L ، به ترتیب، ضریب کشسانی، لنگر لختی و طول جزء می‌باشند. m ، F_m ، ξ_m و ξ_m^{**} میان‌ی وارد بر جزء است و عامل‌های بدون بعد ξ_m^* و ξ_m^{**} به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\begin{cases} \xi_m^* = 1 + \xi_m & \xi_m < 0 \\ \xi_m^* = 1 - \xi_m & \xi_m \geq 0 \end{cases} \quad (9)$$

$$\begin{cases} \xi_m^{**} = -(1 + \xi_m) & \xi_m < 0 \\ \xi_m^{**} = 1 - \xi_m & \xi_m \geq 0 \end{cases} \quad (10)$$

در رابطه‌های کنونی، ξ_m^* فاصله بی بعد شده بار متمرکز میان‌ی F_m از وسط جزء می‌باشد. مقدارهای c_0 تا c_5 در رابطه (۱) با وارد کردن شرط‌های مرزی (۳) تا (۶) و رابطه‌های ایستایی (۷) و (۸) به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$c_0 = \frac{-1}{A_7} \left[\rho L (\theta_j - \theta_i) + \rho v_{imp,0} + \frac{qL^{\lambda}}{\lambda EI} + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\lambda}}{4EI} \right] \quad (11)$$

$$c_1 = \frac{-1}{A_1} \left[\lambda_0 L (\theta_i + \theta_j) + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\lambda}}{4EI} \right] \quad (12)$$

$$c_7 = \frac{1}{A_7} \left[\frac{(\lambda_8 - \rho)L}{\lambda} (\theta_j - \theta_i) + \lambda_8 \rho v_{imp,0} + \frac{qL^{\lambda}}{4EI} + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\lambda}}{4EI} \right] \quad (13)$$

$$c_7 = \frac{1}{A_1} \left[\frac{(\lambda_0 - \rho)L}{\lambda} (\theta_i + \theta_j) + \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\lambda}}{4EI} \right] \quad (14)$$

$$c_7 = \frac{1}{A_7} \left[\frac{\rho L}{\lambda} (\theta_j - \theta_i) - \rho v_{imp,0} - \frac{qL^{\lambda}}{\lambda EI} - \sum_{m=1}^n \frac{F_m \xi_m^{**} L^{\lambda}}{4EI} \right] \quad (15)$$

$$R_r = \frac{2(4\lambda)^2 + (9\lambda/25)(4\lambda)\rho + (19\lambda/105)\rho^2 + (23/252)\rho^3}{B_r^2} \quad (29)$$

$$R_{r_1} = \frac{-11 \left[392099 + (23/7)(4\lambda)^2 \rho + 144\rho^2 + \rho^3 \right]}{60B_r^2} \quad (30)$$

$$R_{r_2} = \frac{16[\gamma(4\lambda) + 5\rho]}{35B_r^2} \quad (31)$$

$$R_{\delta} = \frac{1}{B_1^2} \left[\frac{64}{63} \rho \xi_m^{**} + 10(\lambda_0 + \rho) \xi_m (1 - \xi_m^2)^2 \right] \quad (32)$$

$$R_{\epsilon} = \frac{1}{B_r^2} \left[-\frac{12\lambda}{\gamma_0} \rho \xi_m^* + 6(4\lambda + \rho)(1 - \xi_m^2)^2 \right] \quad (33)$$

$$R_{\gamma} = \frac{-[19(4\lambda)^2 + 656\rho]}{35B_r^2} \quad (34)$$

$$R_{\lambda} = \frac{1}{B_r^2} \left[\frac{96}{35} (\delta\rho - 16) \xi_m^* - 4\lambda(4\lambda + \rho)(1 - \xi_m^2)^2 \right] \quad (35)$$

$$R_{\lambda_1} = \frac{1}{B_1^2} \left[\frac{2}{105} (4\lambda - \rho) \xi_m^* + \frac{1}{\lambda} (4\lambda + \rho)(1 - \xi_m^2)^2 \right] \quad (36)$$

$$R_{\lambda_2} = \frac{-200\rho[(5\lambda/25)(4\lambda)^2 + 144\rho + \rho^3]}{105B_r^2} \quad (37)$$

$$R_{\lambda_3} = \frac{64 + \rho}{35B_r^2} \quad (38)$$

$$R_{12} = \frac{1}{\lambda B_1^2} \left[\xi_m^* \xi_k (1 - \xi_k^2)^2 + \xi_k^* \xi_m (1 - \xi_m^2)^2 \right] - \frac{1}{315B_r^2} [16(100 + \rho) \xi_m^* \xi_k^{**}] + \frac{1}{\lambda B_r^2} [\xi_m^* (1 - \xi_k^2)^2 + \xi_k^* (1 - \xi_m^2)^2] - \frac{1}{105B_r^2} [16(36 + \rho) \xi_m^* \xi_k^*] \quad (39)$$

$$S_1 = \frac{1}{B_1^2 B_r^2} \left[4(\lambda_0)^2 (4\lambda)^2 + 22(\lambda_0)(4\lambda)^2 \rho + (137\lambda/112)(\lambda_0 + 4\lambda)^2 \rho^2 + (1256/420)(\lambda_0 - 4\lambda)^2 \rho^2 + (214\lambda/105)\rho^3 + (2\lambda/630)\rho^5 \right] \quad (40)$$

$$S_r = \frac{1}{B_1^2 B_r^2} \left[2(\lambda_0)^2 (4\lambda)^2 + \lambda(\lambda_0)(4\lambda)^2 \rho + (209/112)(\lambda_0 + 4\lambda)^2 \rho^2 + (121/420)(\lambda_0 - 4\lambda)^2 \rho^2 + (50/105)\rho^3 - (5/630)\rho^5 \right] \quad (41)$$

با جایگذاری رابطه‌های (۱۱) تا (۱۶) در رابطه (۲۳)، تابع کارمایه کرنشی بر حسب تغییر مکان‌های گرهی قابل دستیابی است. کار بارهای خارجی، بر پایه شکل (۱)، به قرار زیر است:

$$W_E = Pe + M_i \theta_i + M_j \theta_j + \int_L -q v(\xi) dx + \sum_{m=1}^n -F_m v(\xi_m) \quad (24)$$

علامت منفی q و F_m به سبب وارد شدن بارهای گسترده و متمرکز میانی در جهت منفی محور تغییر مکان جانبی است. با کمینه کردن تابع کارمایه نهفته کل سازه، رابطه‌های سختی وتری جزء پیشنهادی به صورت زیر در می‌آید:

$$P = EA \left\{ \frac{e}{L} + R_1(\theta_i + \theta_j)^2 + R_r(\theta_j - \theta_i)^2 + R_{r_1} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) (\theta_j - \theta_i) + R_{\epsilon} \left(\frac{qL^2}{EI} \right) (\theta_j - \theta_i) + \sum_{m=1}^n \left[\frac{F_m L^2}{EI} [R_{\delta}(\theta_i + \theta_j) + R_{\epsilon}(\theta_j - \theta_i)] \right] + R_{\gamma} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{qL^2}{EI} \right) + \sum_{m=1}^n \left[R_{\lambda} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{F_m L^2}{EI} \right) \right] + \sum_{m=1}^n \left[R_{\lambda_1} \left(\frac{qL^2}{EI} \right) \left(\frac{F_m L^2}{EI} \right) \right] + R_{\lambda_2} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right)^2 + R_{\lambda_3} \left(\frac{qL^2}{EI} \right)^2 + \sum_{m=1}^n \sum_{k=1}^n \left[R_{12} \left(\frac{F_m L^2}{EI} \right) \left(\frac{F_k L^2}{EI} \right) \right] \right\} \quad (25)$$

$$M_i = \frac{EI}{L} (S_1 \theta_i + S_r \theta_j) + S_{r_1} \left(\frac{EI v_{imp,0}}{L^2} \right) + S_{\epsilon} (qL^2) + \sum_{m=1}^n [(S_{\delta} + S_{\epsilon})(F_m L)] \quad (26)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} (S_r \theta_i + S_1 \theta_j) - S_{r_1} \left(\frac{EI v_{imp,0}}{L^2} \right) - S_{\epsilon} (qL^2) + \sum_{m=1}^n [(S_{\delta} - S_{\epsilon})(F_m L)] \quad (27)$$

در رابطه‌های کنونی، عامل‌های R_1 تا R_{12} ، تابع‌های انحنا و S_1 تا S_6 ، تابع‌های پایداری نام دارند و همگی، فقط تابعی از نیروی محوری می‌باشند. مقدار آنها به قرار زیر است:

$$R_1 = \frac{2(\lambda_0)^2 + (13/25)(\lambda_0)\rho + (23/105)\rho^2 + (23/252)\rho^3}{B_r^2} \quad (28)$$

تغییر نیروی محوری نشان می‌دهد. می‌توان دید به جز هنگامی که نیروی محوری فشاری بزرگ به جزء وارد می‌شود، دقت رابطه‌های (۴۰) و (۴۱) بسیار خوب است. برای تابع پایداری S_4 ، کیم و همکاران در سال ۲۰۰۴، سری توانی زیر را پیشنهاد دادند [۹]:

$$S_4 = \frac{2520 - 42\rho + \rho^2}{30240} \quad (46)$$

نمودار تغییر رابطه کنونی در برابر نیروی محوری، به همراه رابطه (۴۳) و مقادیر دقیق، در شکل (۳) می‌آید دیده می‌شود، رابطه به دست آمده در این مقاله در مقایسه با رابطه کیم و همکاران، همخوانی بهتری با مقدار دقیق آن دارد. اثر نقص انحنا نخستین در رابطه‌های سختی و تری، با تابع پایداری S_3 و تابع‌های انحنا R_3 ، R_7 ، R_8 و R_{10} وارد می‌گردد. شکل‌های (۴) و (۵)، این کمیت‌ها را نمایش می‌دهند. با تغییر نیروی محوری، مقدار تابع S_3 به سرعت تغییر می‌کند و نقش انحنا نخستین را در کاهش سختی آشکار می‌سازد. همچنین تابع‌های R_3 و R_{10} زیر اثر نیروی فشاری زیاد به طور چشم‌گیری تغییر می‌کنند و روی سختی جزء اثر می‌گذارند. در برابر آن، تابع‌های R_7 و R_8 تغییرات اندکی دارند و تاثیر ناچیزی بر سختی عضو می‌گذارند. تابع R_8 در شکل (۵)، به ازای یک بار متمرکز در میانه جزء رسم شده است. باید آگاه بود اگر چه تابع‌های انحنا و پایداری جزء پیشنهادی زیر اثر نیروی فشاری زیاد با خطا همراه هستند، نسبت به مقادیر دقیق که از حل معادله دیفرانسیل تعادل تیر-ستون به دست می‌آیند، شکل بسیار ساده‌تری دارند و برای نیروی محوری فشاری و کششی، رابطه‌ای یکسان را در دسترس قرار می‌دهند.

$$S_7 = \frac{\rho[91(48)^2 + 106(48)\rho + (77/3)\rho^2]}{140B_7^2} \quad (42)$$

$$S_7 = \frac{5(48)^2 + 6(48)\rho + (11/7)\rho^2}{60B_7^2} \quad (43)$$

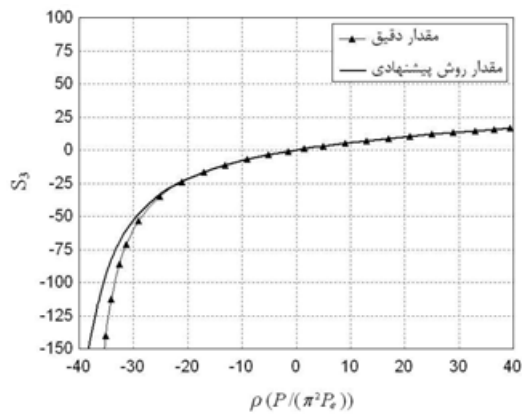
$$S_8 = \frac{(80 + \rho\xi_m^2)\xi_m(1 - \xi_m^2)}{8B_8} + \frac{2\rho^2\xi_m^{**}}{315B_8^2} \quad (44)$$

$$S_8 = \frac{(48 + \rho\xi_m^2)(1 - \xi_m^2)}{8B_8} + \frac{2\rho^2\xi_m^*}{105B_8^2} \quad (45)$$

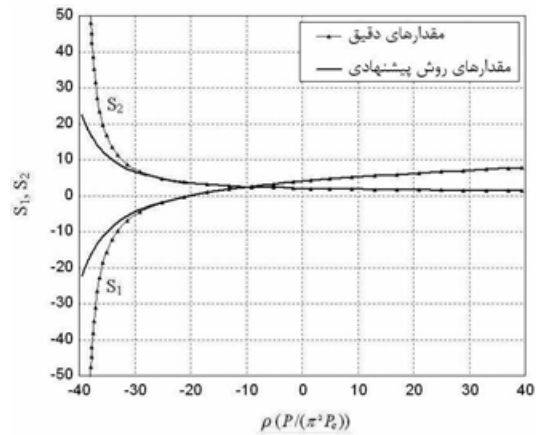
تابع‌های R_1 و R_2 ، در اثر اندرکنش دوران‌های گرهی و نیروی محوری به وجود می‌آیند. ضریب‌های R_3 و R_4 ، اندرکنش دوران‌های گرهی و نیروی محوری را به ترتیب با نقص انحنا نخستین و بار گسترده میانی نشان می‌دهند. عامل‌های R_5 و R_6 اندرکنش مرتبه دوم نیروی محوری و دوران‌های گرهی با بارهای متمرکز میانی را در بر دارند. ضریب‌های R_7 و R_8 ، اندرکنش نقص انحنا نخستین را، به ترتیب، با بارهای گسترده و متمرکز میانی نشان می‌دهند. تابع R_9 ، در اثر اندرکنش بار گسترده میانی و بارهای متمرکز میانی به وجود می‌آید. اندرکنش مرتبه دوم نیروی محوری با نقص انحنا نخستین، بار گسترده میانی و بارهای متمرکز میانی به ترتیب در تابع‌های R_{10} ، R_{11} و R_{12} دیده می‌شود.

ضریب‌های S_1 و S_2 ، همان تابع‌های پایداری رایج هستند که مقدار دقیق آنها از حل معادله دیفرانسیل تعادل تیر-ستون به دست می‌آید. تابع S_3 اثر نقص هندسی انحنا نخستین را در رابطه تعادل لنگرها وارد می‌سازد. به سخن دیگر، این ضریب همانند یک بار میانی، لنگرهای گیرداری در دو سر جزء به وجود می‌آورد. عامل S_4 ، چگونگی تغییر لنگر گیرداری بارهای گسترده میانی را با تغییر نیروی محوری نشان می‌دهد. اثر لنگر گیرداری ناشی از بارهای متمرکز میانی در تابع‌های S_5 و S_6 دیده می‌شود. از آنجا که این بارها در حالت کلی نامتقارن هستند، رابطه لنگر گیرداری آنها برای گره‌های I و J متفاوت می‌باشد.

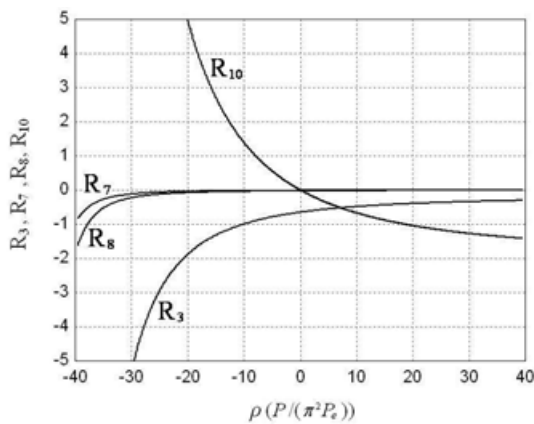
اینک دقت تابع‌های پایداری جزء پیشنهادی بررسی می‌گردد. شکل (۲)، چگونگی تغییر تابع‌های S_1 و S_2 را با



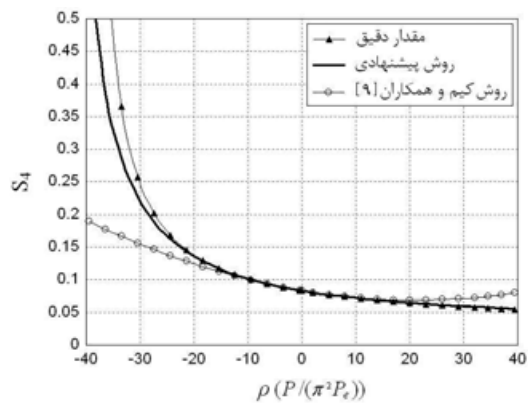
شکل (۴): چگونگی تغییر تابع پایداری S_3 با تغییر نیروی محوری



شکل (۲): چگونگی تغییر تابع‌های پایداری S_1 و S_2 با تغییر نیروی محوری



شکل (۵): چگونگی تغییر تابع‌های انحنای R_3 , R_7 , R_8 و R_{10} با تغییر نیروی محوری



شکل (۳): چگونگی تغییر تابع پایداری S_4 با تغییر نیروی محوری

$$[K_t]_{EB} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{1}{B_r L^3} & \frac{B_1}{B_r L} & \frac{B_r}{B_r L} \\ \frac{B_1}{B_r L} & \left(S_1 + \frac{B_1^2}{B_r} \right) & \left(S_r + \frac{B_1 B_r}{B_r} \right) \\ \frac{B_r}{B_r L} & \left(S_r + \frac{B_1 B_r}{B_r} \right) & \left(S_1 + \frac{B_r^2}{B_r} \right) \end{bmatrix} \quad (49)$$

در رابطه‌های کنونی، L طول جزء است. عامل‌های B_1 ، B_2 و B_3 ، به صورت زیر می‌باشند:

$$B_1 = 2R_1(\theta_i + \theta_j) - 2R_r(\theta_j - \theta_i) - R_r \left(\frac{qL^3}{EI} \right) - R_r \left(\frac{V_{imp,0}}{L} \right) + \sum_{m=1}^n [(R_\delta - R_\epsilon)(F_m L)] \quad (50)$$

۲-۳- ماتریس سختی مماسی

در ادامه، ماتریس سختی مماسی جزء پیشنهادی برپا می‌شود. درایه‌های این ماتریس با مشتق‌گیری از رابطه‌های سختی وتری (۳۵) تا (۳۷) به دست می‌آیند و شکل کلی زیر را دارند:

$$k_{pq} = \frac{\partial^2 \Pi}{\partial \delta_p \partial \delta_q} = \frac{\partial F_p}{\partial \delta_q} + \frac{\partial F_p}{\partial \rho} \frac{\partial \rho}{\partial \delta_q} \quad (47)$$

$p, q = 1, 2, 3$

$$F_p = \{ P \quad M_i \quad M_j \}^T \quad (48)$$

$$\delta_q = \{ e \quad \theta_i \quad \theta_j \}^T$$

به این ترتیب، ماتریس سختی مماسی جزء پیشنهادی در محورهای عضوی پایه به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$B_v = \sum_{m=1}^n [(R_{\delta} + R_{\phi})(F_m L)] + R_v \left(\frac{qL^x}{EI} \right) + R_{\phi} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \quad (51)$$

$$B_v = \frac{I}{AL^x} \left\{ RR_1(\theta_i + \theta_j)^2 + RR_2(\theta_j - \theta_i)^2 + RR_3 \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) (\theta_j - \theta_i) + RR_4 \left(\frac{qL^x}{EI} \right) (\theta_j - \theta_i) \right. \\ \left. + \sum_{m=1}^n \left[\frac{F_m L}{EI} [RR_5(\theta_i + \theta_j) + RR_6(\theta_j - \theta_i)] \right] + RR_7 \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{qL^x}{EI} \right) + \sum_{m=1}^n \left[RR_8 \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right) \left(\frac{F_m L}{EI} \right) \right] \right. \\ \left. + \sum_{m=1}^n \left[RR_9 \left(\frac{qL^x}{EI} \right) \left(\frac{F_m L}{EI} \right) \right] + RR_{10} \left(\frac{v_{imp,0}}{L} \right)^2 + RR_{11} \left(\frac{qL^x}{EI} \right)^2 + \sum_{m=1}^n \sum_{k=1}^n \left[RR_{12} \left(\frac{F_m L}{EI} \right) \left(\frac{F_k L}{EI} \right) \right] \right\} \quad (52)$$

همچنین در رابطه (56)، θ زاویه وتر گذرنده از دو سر جزء با جهت مثبت محور افقی است و L طول تغییر یافته جزء در پایان گام پیشین بارگذاری می باشد.

۳- روش عددی تحلیل غیرخطی

از روش نموی- تکراری طول قوس استوانه‌ای، برای حل معادله‌های غیرخطی حاکم بر رفتار سازه بهره‌گیری می‌شود. به طور معمول، پژوهشگران طول قوس یا ضریب بار را در تکرارهای درون یک گام بارگذاری، ثابت انتخاب می‌کنند. در این صورت، برای گذر از نقطه‌های حدی نیاز به گام‌های بارگذاری زیادی می‌باشد. اگر این دو کمیت در هر تکرار درون یک گام تحلیل به‌هنگام شوند، سرعت همگرایی بیشتر می‌گردد. از این رو در این مقاله روش طول قوس استوانه‌ای با شعاع قوس متغیر به کار می‌رود. در برنامه رایانه‌ای نویسندگان اندازه شعاع قوس در هر تکرار درون یک گام بارگذاری به‌هنگام می‌گردد. با این کار شمار تکرارها در هر گام کاهش می‌یابد. باید آگاه بود رابطه نزدیکی میان شمار تحلیل‌های تکراری در یک گام و اندازه نموی بار در گام بعدی وجود دارد. این شیوه افزون بر دارا بودن همه خوبی‌های راهکار طول قوس استوانه‌ای، سرعت بیشتری در گذر از نقطه‌های حدی به ویژه نقطه‌های حدی تغییر مکان دارد.

۴- نمونه‌های عددی

برای نشان دادن توانایی‌های روش پیشنهادی، چند نمونه عددی در این بخش حل می‌شود.

ضریب‌های RR_1 تا RR_{12} در رابطه (52)، مشتق ضریب‌های R_1 تا R_{12} نسبت به ρ می‌باشند. اینک ماتریس سختی مماسی جزء در دستگاه محورهای کلی سازه به صورت زیر قابل دستیابی است:

$$[K_t]_{EG} = [R]^T [K_t]_{EL} [R] = [R]^T ([T]^T [K_t]_{EB} [T] + [M]) [R] \quad (53)$$

در این رابطه، $[K_t]_{EG}$ و $[K_t]_{EL}$ ، به ترتیب ماتریس سختی مماسی در دستگاه محورهای محلی و کلی سازه می‌باشند. $[T]$ و $[M]$ ماتریس‌های مبدل از محورهای عضوی پایه به محورهای محلی و $[R]$ ماتریس انتقال از محورهای محلی به محورهای کلی سازه هستند. این ماتریس‌ها به صورت زیر تعریف می‌شوند [10,4]:

$$[T] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -L & 0 & 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 1 & L & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & L \end{bmatrix} \quad (54)$$

$$[M] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} M_1 & -M_1 \\ -M_1 & M_1 \end{bmatrix}, \quad [M_1] = \begin{bmatrix} 0 & Q & 0 \\ Q & P & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (55)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} R_1 & 0 \\ 0 & R_1 \end{bmatrix}, \quad [R_1] = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (56)$$

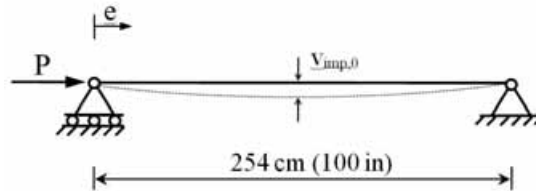
در رابطه (55)، P نیروی محوری جزء است و در حالت کششی مثبت فرض می‌شود. مقدار Q به قرار زیر می‌باشد:

$$Q = \frac{M_i + M_j}{L} \quad (57)$$

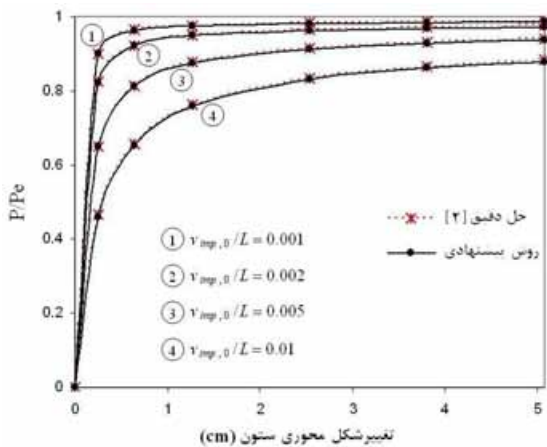
۴-۱- ستون لاغر دو سر مفصل

ضریب کشسانی، ۶۹ GPa (۱۰۰۰۰ksi) می باشد. پاسخ تحلیلی تغییر مکان محوری، بر پایه رابطه های پیوست ۱ به صورت زیر است:

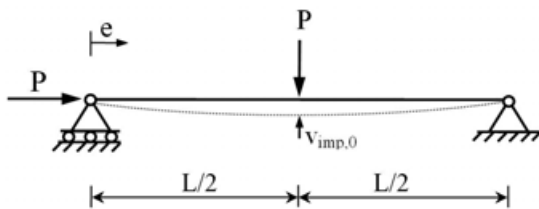
$$e = \frac{PL}{AE} + \frac{v_{imp,0}^2}{L} \left\{ \frac{3}{4\rho^2 \cos^2(\sqrt{\rho}/2)} \left[\rho(2304 + 256\rho + 3\rho^2) + 32\rho \cos\sqrt{\rho}(48 + 5\rho) - 3\sqrt{\rho} \sin\sqrt{\rho}(1280 + 96\rho + \rho^2) \right] - \frac{713}{280} \right\} \quad (58)$$



شکل (۶): ستون لاغر دو سر مفصل با نقص انحنای نخستین



شکل (۷): نمودار بار- تغییر مکان محوری ستون لاغر دو سر مفصل



شکل (۸): ستون لاغر دو سر مفصل با نقص انحنای نخستین و بار متمرکز جانبی در وسط دهانه

ستون دو سر مفصل شکل (۶) که نقص انحنای نخستین دارد، تحلیل می گردد. سطح مقطع ستون، $6/4516 \text{ cm}^2$ و لنگر لختی آن، $3/4672 \text{ cm}^4$ ($0/0833 \text{ in}^4$) و

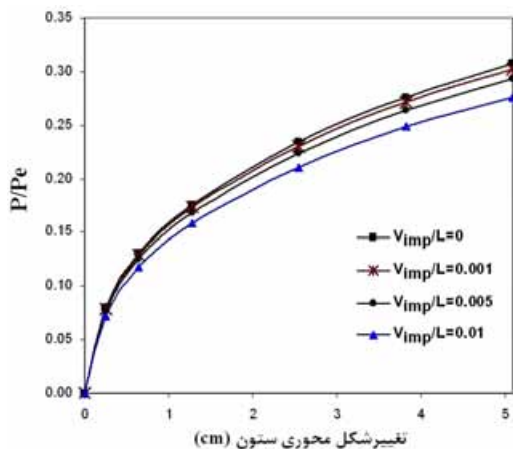
در رابطه کنونی، $\rho = PL^2/EI$ و e کوتاه شدگی محوری می باشد. جمله دوم طرف راست این تساوی، ناشی از نقص انحنای نخستین است. در اینجا، سازه با یک جزء پیشنهادی و به ازای مقادیر مختلف این نقص، تحلیل می گردد. مقدار $v_{imp,0}/L$ برابر با $0/002$ ، $0/001$ ، $0/005$ و $0/01$ انتخاب می شود. پیش از این، چن و ژو در سال ۱۹۹۵، تابع نقص هندسی پیشنهادی خود را در تحلیل این ستون به کار بردند [۲].

نمودار بار- تغییر شکل محوری ستون در شکل (۷) آمده است. پاسخ های روش پیشنهادی، در مقایسه با رابطه دقیق (۵۸)، دقتی عالی دارند. باید آگاه بود این پاسخ ها تنها با به کار بردن یک جزء در عضو به دست آمده اند و روش پیشنهادی از این دیدگاه، کارآمد به شمار می آید.

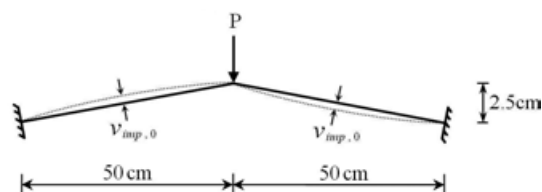
اینک همانند شکل (۸)، یک بار متمرکز جانبی نیز به وسط دهانه ستون وارد می شود. پاسخ تحلیلی تغییر مکان محوری سازه در نبود نقص انحنای نخستین به صورت زیر است [۳]:

$$e = \frac{PL}{AE} + \frac{L}{16} \left[3 - \frac{3 \tan(\sqrt{\rho} \frac{L}{4})}{(\sqrt{\rho} \frac{L}{4})} + \tan^2(\sqrt{\rho} \frac{L}{4}) \right] \quad (59)$$

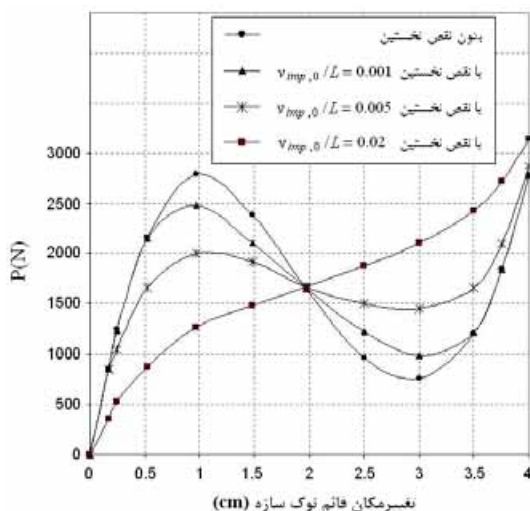
میان رفته‌اند و سازه بدون رویارویی با پدیده برگشت بار، در مسیر ایستایی پیش می‌رود.



شکل (۹): نمودار بار - تغییر مکان تیر - ستون لاغر دو سر مفصل با بار متمرکز جانبی در وسط دهانه



شکل (۱۰): قاب دو عضوی با ارتفاع کم و الگوی نقص شکم‌دادگی آن



شکل (۱۱): نمودار بار - تغییر مکان قاب دو عضوی با ارتفاع کم

در رابطه کنونی، $\rho = PL^2/EI$ و e کوتاه شدگی محوری می‌باشد. جمله دوم طرف راست این تساوی، ناشی از نقص انحنای نخستین است. در اینجا سازه با یک جزء پیشنهادی و به ازای مقادیر مختلف این نقص تحلیل می‌گردد. مقدار $V_{imp,0}/L$ برابر با ۰/۰۰۱، ۰/۰۰۵ و ۰/۰۱ و در راستای نشان داده شده انتخاب می‌گردد.

شکل (۹)، نمودار بار- تغییر مکان روش پیشنهادی را نشان می‌دهد. آشکار است، اثر نقص انحنای نخستین بر تغییر شکل محوری سازه قابل چشم‌پوشی نیست. همچنین با افزایش مقدار نقص، آهنگ کاهش سختی افزایش می‌یابد. باید آگاه بود پاسخ شیوه پیشنهادی در نبود نقص شکم‌دادگی، به مقدار دقیق رابطه (۵۹) بسیار نزدیک است و خطایی در حدود ۱٪ دارد که دقتی بسیار خوب به شمار می‌آید.

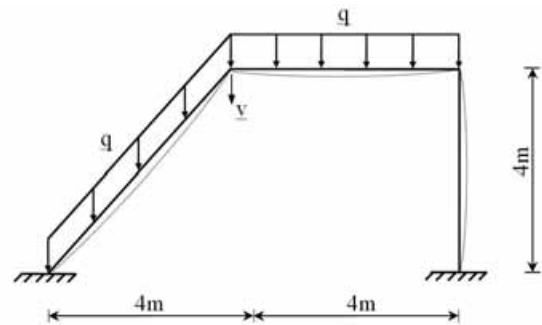
۲-۴- قاب دو عضوی با ارتفاع کم

نخستین بار، ویلیام در سال ۱۹۶۴ قاب دو عضوی با ارتفاع کم را آزمایش کرد و آن را به عنوان معیاری برای واریاسیون دقت تحلیل‌های کشسان مرتبه دوم قاب‌های دو بعدی به کار برد. پس از آن چن و ژو در سال ۱۹۹۵ ابعاد این قاب را به گونه‌ای تغییر دادند که نیروی محوری در اعضا بیشتر گردد. سپس شکل نقص شکم‌دادگی اعضا را سهمی درجه دو پنداشتند و از آن در تحلیل کشسان مرتبه دوم بهره گرفتند.

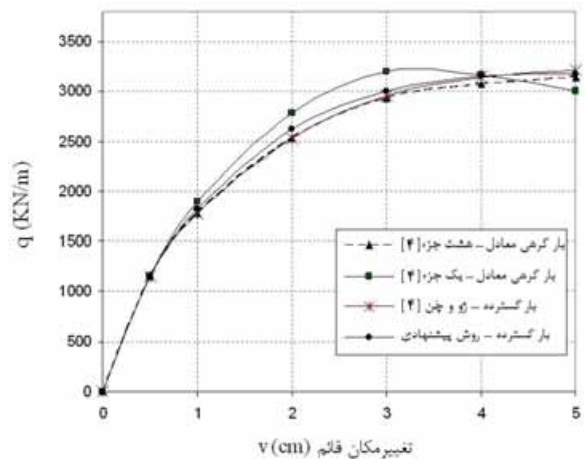
هندس و بارگذاری قاب دو عضوی در شکل (۱۰) می‌آید. مقطع‌های سازه، 1×1 cm می‌باشند و ضریب کشسانی 210 GPa است [۲، ۱۱]. روش پیشنهادی، به ازای مقادیر مختلف نقص انحنای نخستین، در تحلیل کشسان این سازه به کار می‌رود. نمودار بار- تغییر شکل محوری ستون در شکل (۱۱) آمده است. دیده می‌شود کاهش سختی سازه با افزایش مقدار نقص روندی سریع دارد. همچنین با تغییر مقدار نقص شکم‌دادگی نقطه‌های حدی به طور چشم‌گیری جابه‌جا می‌شوند؛ به گونه‌ای که در بیشینه نقص ۰/۰۲ طول عضو، نقطه‌های حدی بار از

۳-۴- قاب یک طبقه با عضو مایل

شکل (۱۲)، قاب یک طبقه با عضو مایل و بارگذاری آن را نشان می‌دهد. ژو و چن در سال ۱۹۹۷ این قاب را در دو حالت تحلیل کردند. نخست بارهای گسترده میانی را به کار بردند و هر عضو را با یک جزء الگوسازی کردند. سپس بارهای گسترده میانی را با بارهای معادل گرهی جایگزین کردند و در هر عضو یک بار هشت جزء و بار دیگر یک جزء به کار بردند. مقطع‌های سازه از نیمرخ IPE360 هستند و ضریب کشسانی 205 GPa می‌باشد [۴].



شکل (۱۲): قاب یک طبقه با عضو مایل و الگوی نقص انحنای نخستین آن



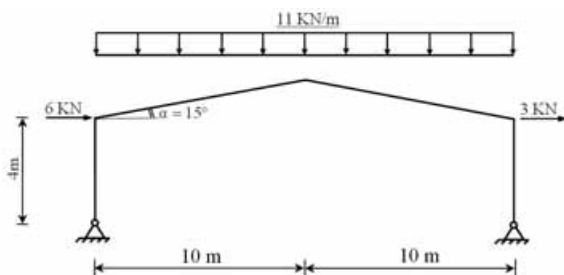
شکل (۱۳): نمودار بار-تغییر مکان قاب یک طبقه با عضو مایل

در اینجا، نقص شکم‌دادگی $L/1000$ همانند شکل (۱۲) به قاب افزوده می‌شود و تحلیل کشسان مرتبه دوم به انجام می‌رسد. نمودار بار-تغییر مکان روش پیشنهادی به همراه

تحلیل‌های ژو و چن در شکل (۱۳) آمده است. چون جزء پیشنهادی ژو و چن بارهای گسترده طولی را نیز الگوسازی می‌کند، نسبت به جزء پیشنهادی هم‌خوانی بهتری با الگوی هشت جزء در هر عضو دارد. با وجود این، پاسخ روش پیشنهادی به تدریج به دو تحلیل دیگر نزدیک می‌شود. بیشینه خطای شیوه پیشنهادی، $3/5$ درصد می‌باشد.

۴-۴- قاب شیب‌دار

هندسه سازه و بارهای وارد بر آن در شکل (۱۴) آمده است. در سال ۱۹۹۷، ژو و چن این قاب را تحلیل کشسان مرتبه دوم نمودند. ویژگی روش پیشنهادی آنها به کار بردن بارهای گسترده میانی بدون نیاز به متمرکز کردن در گره‌ها بود. با وجود این از نقص هندسی اعضا چشم‌پوشی کردند. همه مقطع‌های سازه از نیمرخ IPE360 هستند و ضریب کشسانی 205 GPa می‌باشد [۴].

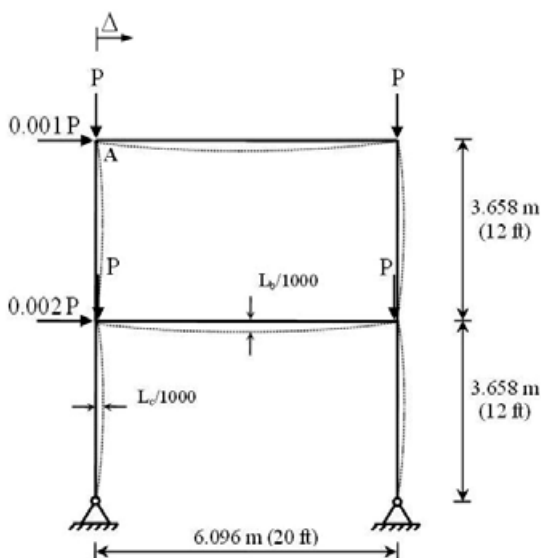


شکل (۱۴): قاب شیب‌دار

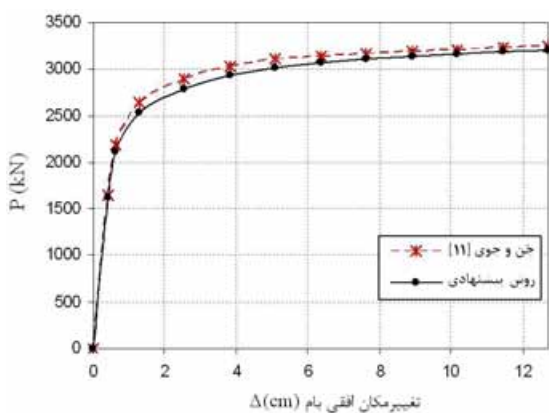
در روش پیشنهادی هر عضو فقط با یک جزء الگوسازی می‌شود. این کار حجم داده‌دهی به رایانه و زمان تحلیل را کاهش می‌دهد. شکل (۱۵) الگوی نقص هندسی شکم‌دادگی به کار رفته را نشان می‌دهد. نمودار بار-تغییر مکان روش پیشنهادی به همراه راهکار ژو و چن در شکل (۱۶) آمده است. می‌توان دید اثر نقص یک هزارم طول عضو در کاهش باربری سازه ناچیز می‌باشد. با وجود این بیشینه خطای متمرکز کردن بارهای گسترده در گره‌ها، حدود ۷ درصد است. بنابراین الگوسازی صریح بارهای گسترده افزون بر کاهش شمار جزءها دقت پیمایش مسیر ایستایی این سازه را به طور چشم‌گیری افزایش می‌دهد.

بررسی مقدار خطای این جایگزینی بارهای متمرکز وارد بر قاب شکل (۱۷) همانند شکل (۱۹)، با بارهای گسترده یکنواخت جایگزین کردند [۳].

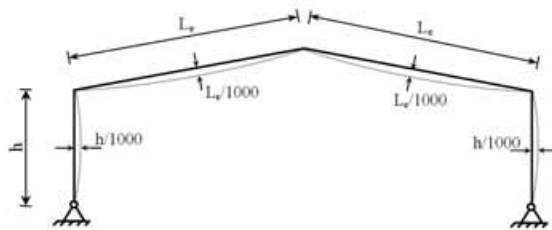
شدت بارهای گسترده یکنواخت به گونه‌ای انتخاب شده است که مقدار نیروهای وارد به قاب تغییر نکند. بنابراین اگر طول تیرها L_b باشد، رابطه $w = 2P/L_b$ برقرار است. در اینجا نمودار بار-تغییرمکان جانبی قاب در روش پیشنهادی زیر اثر بارهای گسترده یکنواخت و بارهای گرهی معادل در شکل (۲۰) مقایسه شده است. دیده می‌شود، کاهش سختی زیر اثر بارهای گسترده شیب ملایم‌تری دارد. همچنین بیشینه خطای متمرکز کردن بارهای گسترده میانی در گره‌ها ۴ درصد می‌باشد.



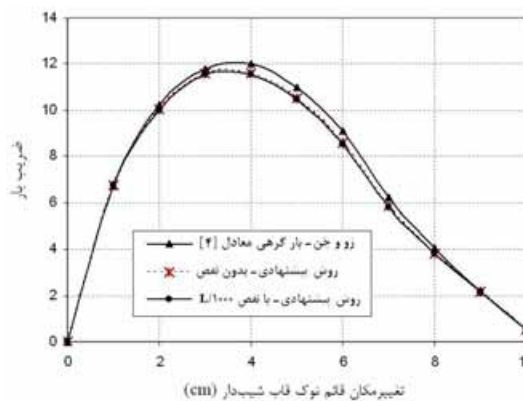
شکل (۱۷): قاب دو طبقه یک دهانه



شکل (۱۸): نمودار بار-تغییرمکان قاب دو طبقه یک دهانه



شکل (۱۵): الگوی نقص شکم‌دادگی در قاب شیب‌دار

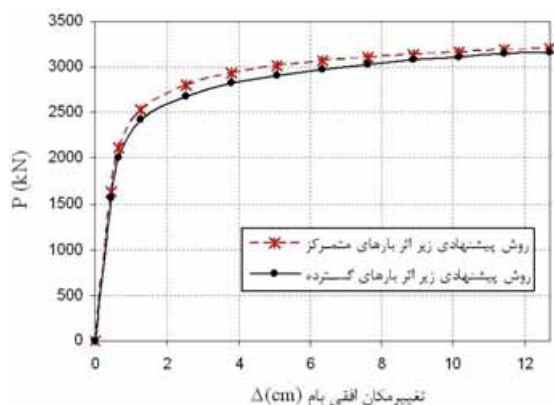


شکل (۱۶): نمودار بار-تغییرمکان قائم نوک قاب شیب‌دار

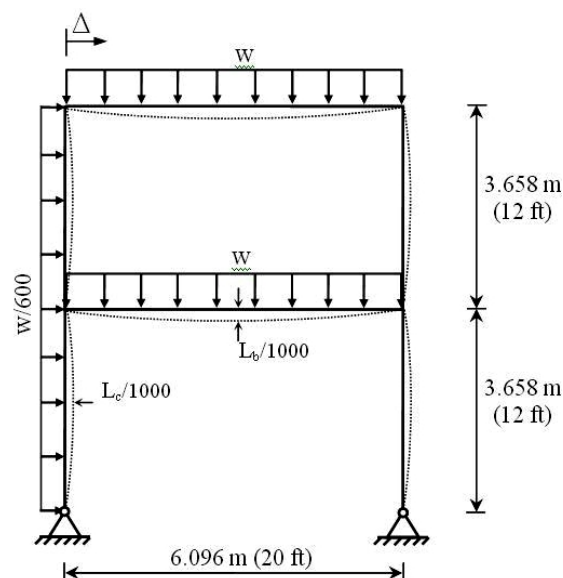
۴-۵- قاب دو طبقه یک دهانه

نخستین بار لوی و چن در سال ۱۹۸۸، این سازه را تحلیل کشسان مرتبه دوم کردند. آنها در الگوسازی ستون‌ها یک جزء و در الگوسازی تیرها دو جزء به کار بردند. در تحلیل آنها نقص انحنای نخستین وجود نداشت. پس از آن، چن و جوی این قاب را در سال ۲۰۰۰ تحلیل نمودند. شکل (۱۷)، قاب دو طبقه یک دهانه و بارگذاری آن را نشان می‌دهد. مقطع ستون‌ها نیمرخ $W12 \times 96$ و مقطع تیرها نیمرخ $W14 \times 48$ می‌باشد. ضریب کشسانی 207 GPa (30000 ksi) است [۱۱].

در روش پیشنهادی نقص انحنای نخستین همانند شکل (۱۷) به قاب افزوده می‌شود. نمودار بار-تغییرمکان شیوه پیشنهادی و راهکار چن و جوی در شکل (۱۸) آمده است. پاسخ‌ها نشان می‌دهند، نقص انحنای نخستین با وجود کوچکی مقدار آن باربری قاب را تا ۳ درصد کاهش می‌دهد. دلیل اصلی آن پر اهمیت بودن اثر $P-\delta$ در رفتار سازه است. در حقیقت سازه‌ها زیر اثر بارهای گسترده قرار دارند. ولی در بسیاری از تحلیل‌ها آنها را با بارهای گرهی جایگزین می‌کنند. در سال ۱۹۹۶، ژو و چن برای



شکل (۲۰): نمودار بار- تغییر مکان قاب دو طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گسترده



شکل (۱۹): قاب دو طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گسترده

۵- نتیجه گیری

اثر مرتبه دوم $P-\delta$ بر رفتار سازه حاکم است، نقشی تاثیرگذار پیدا می کند. بنابراین پیشنهاد می شود اثر این نقص همواره در تحلیل های مرتبه دوم وارد گردد، زیرا قضاوت درباره میزان اهمیت اثرهای $P-\Delta$ و $P-\delta$ در بسیاری از سازه ها دشوار است. نقص انحنای نخستین عضوها در بیشتر سازه های تحلیل شده در این مقاله $0/001$ طول آنها انتخاب شد. این مقدار حد مجاز توصیه شده بسیاری از آیین نامه های معتبر طراحی (برای نمونه آیین نامه AISC-LRFD آمریکا و آیین نامه AS4100 استرالیا) می باشد. با وجود این خطای پیمایش مسیر ایستایی در برخی از نمونه های حل شده قابل توجه بود. از این رو برای وارد کردن اثرهای غیرخطی در تحلیل گاه نمی توان به رابطه های پیشنهادی آیین نامه های طراحی بسنده کرد و باید الگوهایی دقیق تر را به کار گرفت.

رابطه سازی جدیدی برای تحلیل کشسان مرتبه دوم قاب های دو بعدی در این مقاله ارائه شد. جزء پیشنهادی دارای نقص انحنای نخستین است و زیر اثر بارهای گرهی و نیز بارهای گسترده و متمرکز میانی قرار دارد. ماتریس سختی مماسی نویسندگان دقت خوبی دارد و می تواند هر عضو را فقط با یک جزء الگوسازی کند. همچنین برای عضوهای فشاری و کششی رابطه ای یکسان را به کار می برد. بنابراین راهکار پیشنهادی توانمند و کاربردی به شمار می آید.

بدون شک نقص انحنای نخستین اثری منفی بر ظرفیت باربری یک سازه می گذارد. از پاسخ های به دست آمده در نمونه های عددی می توان نتیجه گرفت اگر در پایداری سازه اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ تعیین کننده باشد اهمیت نقص شکم دادگی عضوها کمتر می شود. از سوی دیگر هنگامی که

تغییر مکان محوری یک ستون که نقص انحنای نخستین با تابع پیشنهادی رابطه (۲) دارد در زیر حساب می‌شود. رابطه (۲) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$v_{imp}(\xi) = \frac{v_{imp,0}}{\rho} (\xi) (4\xi^3 - 8\xi^2 - 3\xi + 7) \quad (60)$$

$$\xi = \frac{x}{L}, \quad 0 \leq x \leq L$$

در این رابطه، v_{imp} تابع نقص انحنای نخستین است و $v_{imp,0}$ مقدار آن در وسط دهانه می‌باشد. ξ فاصله بی بعد و L طول جزء است. معادله دیفرانسیل حاکم بر رفتار این سازه به صورت زیر می‌باشد:

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + P(v + v_{imp}) = 0 \quad (61)$$

در رابطه کنونی، v تابع تغییر مکان جانبی ناشی از نیروی محوری است. با وارد کردن شرط‌های مرزی $v=0$ در $x=0$ و $x=L$ ، تابع تغییر مکان جانبی ستون به قرار زیر به دست می‌آید:

$$v_{tot} = v + v_{imp} = \frac{v_{imp}}{\rho^2} \left[(4\lambda + 3\rho) \left(\tan\left(\frac{\sqrt{\rho}}{\rho}\right) \sin\left(\sqrt{\rho} \frac{x}{L}\right) + \cos\left(\sqrt{\rho} \frac{x}{L}\right) - 1 \right) - 2\rho \left(\frac{x}{L}\right) \left(1 - \frac{x}{L}\right) \right] \quad (62)$$

در این رابطه ρ همانند رابطه (۱۹) تعریف می‌شود و v_{tot} تابع تغییر مکان کل ستون با در نظر گرفتن تغییر مکان ناشی از نقص انحنای نخستین می‌باشد. تغییر مکان محوری جزء را می‌توان به صورت جمع جبری تغییر طول در اثر نیروی محوری و نیز کوتاه شدگی ناشی از خمش و نقص انحنای نخستین، همانند زیر نوشت:

$$e = \delta_L + \delta_{b,b} - \delta_{b,imp} \quad (63)$$

در این رابطه δ_L تغییر مکان کشسان خطی است و برابر با PL/AE می‌باشد. $\delta_{b,b}$ و $\delta_{b,imp}$ به ترتیب کوتاه‌شدگی ناشی از خمش و نقص انحنای نخستین هستند و به صورت زیر حساب می‌شوند:

$$\delta_{b,b} = \frac{1}{\rho} \int_0^L \left(\frac{dv_{tot}}{dx} \right)^2 dx \quad (64)$$

$$\delta_{b,imp} = \frac{1}{\rho} \int_0^L \left(\frac{dv_{imp}}{dx} \right)^2 dx \quad (65)$$

با جایگذاری رابطه‌های (۶۰) و (۶۲) در رابطه‌های کنونی و بهره‌گیری از رابطه (۶۳)، تغییر مکان محوری ستون همانند رابطه (۵۸) قابل دست‌یابی است.

- 11- Chan, S.L. and Zhou, Z.H. (1994), "Pointwise equilibrating polynomial element for nonlinear analysis of frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 6, PP. 1703-1717.
- 2- Chan, S.L. and Zhou, Z.H. (1995), "Second-order elastic analysis of frames using single imperfect element per member", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 6, PP. 939-945.
- 3- Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1996), "Refined second-order analysis of frames under lateral and axial loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 5, PP. 548-554.
- 4- Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1997), "Second-order analysis of slender steel frames under distributed axial and member loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, PP. 1187-1193.
- 5- Chan, S.L. and Zhou, Z.H. (2000), "Nonlinear integrated design and analysis of skeletal structures by 1 element per member", Engineering Structures, Vol. 22, PP. 246-257.
- 6- Chan, S.L. and Gu, J.X. (2000), "Exact tangent stiffness for imperfect beam-column members", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 9, PP. 1094-1102.
- 7- Chan, S.L. (2001), "Review: nonlinear behaviour and design of steel structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, PP. 1217-1231.
- 8- Kim, S.E. and Chen, W.F. (1996), "Practical advanced analysis for unbraced steel frame design", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 11, PP. 1259-1265.
- 9- Kim, S.E., Lee, J.S., Choi, S.H. and Kim, C.S. (2004), "Practical second-order inelastic analysis for steel frames subjected to distributed load", Engineering Structures, Vol. 26, PP. 51-61.
- 10- Chen, W.F. and Kim, S.E. (1997), LRF design using advanced analysis, CRC Press, Boca Raton, New York.
- 11- Chan, S.L. and Chui, P.P.T. (2000), Nonlinear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections, Elsevier Science, Amsterdam.