

تحلیل غیر خطی قاب های دو بعدی بتن مسلح با در نظر گرفتن اثر دور گیری فولادهای عرضی

محمد رضا اصفهانی

استاد یار گروه عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

محمود رضا حسینی طباطبایی

عضو هیئت علمی دانشگاه زابل

(تاریخ دریافت ۸۰/۳/۲۲، تاریخ تصویب ۸۰/۱۰/۱۵)

چکیده

در این مقاله با استفاده از یک الگوی جزء درشت اجزاء محدود (Mac. FEM)، تحلیل غیر خطی (هندسی و مصالح) قاب های دو بعدی بتن آرمه مورد بحث و بررسی قرار می گیرد. در مبحث مقاومت مصالح، برای محاسبه سفتی خمشی (EI) هر مقطع بایستی محوری بعنوان محور مبنا در نظر گرفت. در تحلیل های کشسانی خطی، محور مبنای محاسبه سفتی خمشی، مرکز هندسی مقطع می باشد. در تحلیل های غیر خطی با در نظر گرفتن تغییر رفتار مصالح در طی بارگذاری، دیگر مرکز هندسی، محور مبنا نخواهد بود. در این مقاله به منظور محاسبه سفتی خمشی، از محور مبنای جدیدی به نام مرکز سفتی که بر پایه روابط مقاومت مصالح و اجزای محدود بدست می آید، استفاده شده که در طی تحلیل جابجا می گردد. این در حالی است که پژوهشگران تا کنون در تحلیل ها محور ثابتی را بکار برده اند. در بحث رفتار فشاری بتن، تأثیر فولادهای عرضی در افزایش مقاومت مقاطع بتن مسلح در نظر گرفته شده است. تأثیر این نوع فولادها حتی در رفتار تیرهای طرح شده با فولاد زیاد نیز قابل توجه می باشد. مقایسه نتایج تحلیل به کمک الگوی یاد شده با نتایج آزمایش و دیگر تحلیل ها نشان می دهد که الگوی بکار رفته با تکیه بر مرکز سفتی پیشنهادی و عامل دور گیری بخوبی رفتار و مقاومت نهایی سازه را پیش بینی می کند.

واژه های کلیدی : تحلیل غیر خطی، روش اجزای محدود، دور گیری، سفتی خمشی، فولاد عرضی

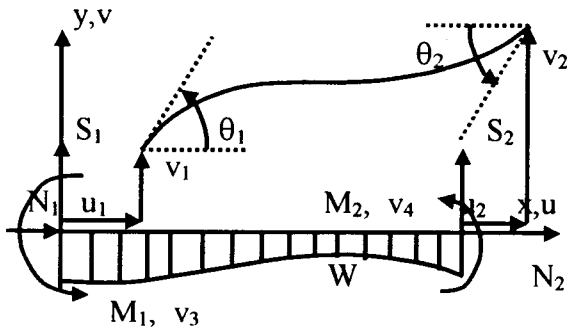
مقدمه

می گردد. در الگوی دوم، از اجزای بتنی که فولاد از درون آن می گذرد استفاده شده و اثرات آن در تحلیل وارد می گردد [۳ و ۴]. در الگوی سوم، اثرات غیر خطی به صورت فنرهای غیر خطی در دوسر عضو در نظر گرفته شده و رفتار مصالح در دیگر نقاط عضو کشسانی خطی پنداشته می شود [۶ و ۵]. در این تحقیق، با استفاده از روش نمودی خطی (با بکار گیری سختی مماسی)، الگوی جزء درشت اجزای محدود و تعریف پیشنهادی مرکز سفتی، یک برنامه رایانه ای جهت تحلیل قاب های بتن آرمه تهیه گردید. در این برنامه اثر دور گیری فولادهای عرضی در تحلیل به حساب آورده شد.

تحلیل غیر خطی هندسی و مصالح

تحلیل خطی سازه به حل دستگاه معادلات

ایجاد تغییر شکل های بزرگ در سازه و تغییر رفتار مصالح آن در مراحل گوناگون بارگذاری، سبب غیر خطی شدن رفتار سازه می گردد. در این حالت نیاز به بکارگیری روشهای غیر خطی تحلیل سازه ها می باشد. در تحلیل غیر خطی سازه ها به روش سختی می توان از سه گونه ماتریس سختی، نمودی، مماسی و تری استفاده نمود [۱]. برای انجام تحلیل غیر خطی مصالح، می توان سه الگوی جزء درشت اجزای محدود (Macroscopic FEM)، الگوی جزء ریز اجزای محدود (Microscopic FEM) و الگوی فنر غیر خطی متمرکز (Lumped Plasticity Model) را بکار برد [۲]. در الگوی نخست، اثر رفتار غیر خطی مصالح در یک جزء تیر - ستون بتن مسلح در مقاطعی در طول عضو به نام نقاط گوس در نظر گرفته می شود و ماتریس سختی به صورت عددی محاسبه



شکل ۱: جزء تیر ستون [۷].

عبارت سوم در سمت راست رابطه بالا بخش غیرخطی هندسی ماتریس سختی را فراهم می‌سازد. در رابطه ۱ داریم:

$$u_0 = [N_u] \{d\} \quad v_0 = [N_v] \{d\} \quad (2)$$

$$[N_u] = \left[1 - \frac{x}{L}, 0, 0, \frac{x}{L}, 0, 0 \right] \quad (3)$$

$$[N_v] = \left[0, 1 - \frac{x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3}, x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}, 0, \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3}, -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \right] \quad (4)$$

$$\{d\} = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2\} \quad (5)$$

در روابط فوق، $[N_u]$ و $[N_v]$ ماتریسهای توابع شکل و بردار تغییرمکان دو سر عضو می‌باشد (شکل ۱). بنابراین رابطه (۱) را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$e_{xx} = [N_u'] \{d\} - y [N_v''] \{d\} + \frac{1}{2} \{d\}^T [N_v']^T [N_v'] \{d\} \quad (6)$$

با نوشتن کارمایه نهفته درونی و کار برونی و مشتق‌گیری و سپس کمینه‌کردن آن، رابطه تغییرمکان و سختی با نیرو به صورت زیر بیان می‌شود. برای جزئیات بیشتر به مرجع [۱] مراجعه شود.

$$\begin{aligned} & ([k_0] + [k_p] + [k_1] + [k_2]) \{d\} \\ & = \int_L \omega [N_v']^T dx + \{q\} \end{aligned} \quad (7)$$

$\{q\}$ بردار نیروی متمرکز بر روی دو سر عضو و ω بساز

$\{D\} = [K] \{D\} = \{F\}$ منجر شده و از آنجا تغییرمکانها $\{D\}$ محاسبه می‌گردد (روش سختی). در تحلیل غیرخطی، ماتریس سخت $[K]$ ، افزون بر ویژگی‌های هندسی و مصالح اعضای سازه، به تغییر شکل‌ها یا نیروهای داخلی (و یا هردو) وابسته است. بنابراین در تحلیل غیرخطی سازه‌ها ماتریس سختی به یکی از گونه‌های نمودی، مماسی یا وتری محاسبه شده و از آنجا معادلات با توجه به وابستگی آنها به عوامل یاد شده قابل دستیابی و حل می‌باشد.

سه روش کلی تحلیل برای این منظور وجود دارد [۱] که عبارتند از: روش نمودی (با بکارگیری سختی مماسی)، روش نمودی غیرخطی (با بکارگیری سختی نمودی) و روش مستقیم (با بکارگیری سختی وتری). شایان ذکر است که روش دوم، روش نیوتن رافسون بهبود یافته نیز نامیده می‌شود [۷].

در ادامه پیش از ارائه روند دستیابی به ماتریس سختی در تحلیل غیرخطی هندسی و مصالح، فرض‌هایی که در تحلیل و رابطه سازی بکار رفته بیان می‌گردد:

- بارگذارها به صورت ایستایی و گام به گام است.
- مصالح مصرفی رفتار غیرخطی دارند.
- چسبندگی کامل بین بتن و فولاد وجود دارد.
- از تغییر شکلها و تنش‌های برشی چشم‌پوشی می‌شود.
- اثرهای افت و خزش در نظر گرفته نشده و سازه در آغاز تحلیل، فاقد هر گونه بارگذاری است.
- کرنش طولی ایجاد شده در یک نقطه از عضو تیر-ستون در اثر اعمال یک جزء بار را می‌توان به صورت زیر نوشت [۱ و ۷]:

$$e_{xx} = \frac{du_0}{dx} - y \frac{d^2 v_0}{dx^2} + \frac{1}{2} \left[\frac{dv_0}{dx} \right]^2 \quad (1)$$

که v_0 تغییرمکان قائم محور مینای مقطع و u_0 تغییر مکان محوری و y فاصله تار مورد نظر تا محور مینا می‌باشد که در تحلیل‌های کشسانی خطی، محور مینا همان مرکز هندسی مقطع می‌باشد (شکل ۱).

$$k_1(1,r) = \frac{-1}{2L}$$

$$\sum_{j=1}^n [N'_{vr} (N'_{v2}v_1 + N'_{v3}\theta_1 + N'_{v5}v_2 + N'_{v6}\theta_2) \Delta x EA] \quad (14)$$

$$k_1(r,s) = \left(\frac{u_2 - u_1}{2L}\right) \sum_{j=1}^n [N'_{vr} N'_{vs} \Delta x EA] \quad (15)$$

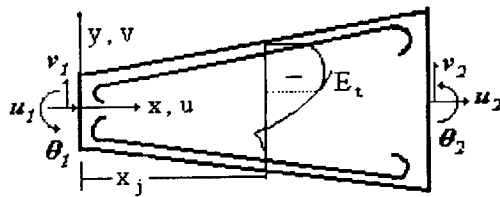
$r \neq 1$

$$k_2(r,s) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n [N'_{vr} N'_{vs} (N'_{v2}v_1 + N'_{v3}\theta_1 + N'_{v5}v_2 + N'_{v6}\theta_2)^2 \Delta x EA] \quad (16)$$

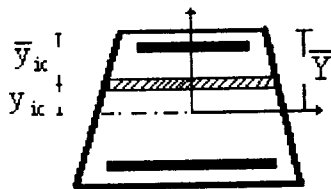
$$EA = \int_A E' dA = \sum_{i=1}^m E'_{ic} A_{ic} + \sum_{l=1}^q E'_{ls} A_{ls} \quad (17)$$

$$EI = \int_A E' y^2 dA = \sum_{i=1}^m E'_{ic} y_{ic}^2 A_{ic} + \sum_{l=1}^q E'_{ls} y_{ls}^2 A_{ls} \quad (18)$$

در روابط بالا E'_{ic} و E'_{ls} ضریب کشسانی مماسی بتن و فولاد، y فاصله لایه بتنی یا فولادی تا محور مبنای مقطع و A سطح آن می باشد. e_0 سابقه کرنش (تا پیش از اعمال جزء بار جدید) m ، تعداد لایه های بتنی و q تعداد ردیف فولاد در مقطع است. استفاده از ضریب کشسانی مماسی



(الف)



(ب)

شکل ۲: جزء تیر- ستون نامنشوری بتن مسلح.

گسترده بر روی عضو می باشد. ماتریس های سختی در معادله ۷ عبارتند از:

$$[k_0] = \int_L \int_A E [N'_u]^T [N'_u] dA dx + \int_L \int_A E [N'_v]^T [N'_v] v^2 dA dx \quad (8)$$

$$[k_p] = \int_L \int_A E e_0 [N'_v]^T [N'_v] dA dx \quad (9)$$

$$[k_1] = \frac{1}{2} \int_L \int_A E [N'_u]^T \{d\}^T [N'_v]^T [N'_v] dA dx + \int_L \int_A E [N'_v]^T [N'_v] \{d\} [N'_u] dA dx + \frac{1}{2} \int_L \int_A E [N'_v]^T [N'_v] \{d\} [N'_v] dA dx \quad (10)$$

$$[k_2] = \int_L \int_A E [N'_v]^T [N'_v] \{d\} \{d\}^T [N'_v]^T [N'_v] dA dx \quad (11)$$

در رابطه ۷ ماتریس سختی عضو دارای چهار بخش است و بسته به اینکه از کدام تعریف سختی (نموی، مماسی یا تیری) استفاده شود، ترکیب های گوناگونی از بکارگیری آنها وجود دارد که در مرجع [۱] شرح کاملی از آنها بیان شده است. از دو ماتریس سختی $[k_p]$ و $[k_0]$ در سختی مماسی، از ماتریس های سختی $[k_1]$ و $[k_0]$ و $[k_2]$ در سختی تیری و از ماتریس های سختی $[k_0]$ و $[k_1]$ و $[k_2]$ در سختی نموی استفاده می شود.

چنانچه برای محاسبه ماتریس سختی جزء تیر-ستون (نا منشوری) همانند شکل (۲ - ب) تابع اولیه گیری عددی بکار رود، ماتریس سختی به شکل زیر قابل ارائه است
($r,s=1,2,\dots,6$)

$$k_0(r,s) = \sum_{j=1}^n [N''_{vr} N''_{vs} \Delta x EI] + \sum_{j=1}^n [N'_{vr} N'_{vs} \Delta x EA] \quad (12)$$

$$k_p(r,s) = \sum_{j=1}^n \left[N'_{vr} N'_{vs} \Delta x \left(\sum_{i=1}^m E'_{ic} e_{0ic} A_{ic} + \sum_{l=1}^q E'_{ls} e_{0ls} A_{ls} \right) \right] \quad (13)$$

با جایگذاری رابطه (۲۰) در رابطه (۱۹) و ساده کردن آن می‌توان رابطه \bar{Y} را بصورت زیر نوشت:

$$\bar{Y} = \frac{\int_A \bar{y} E' dA}{\int_A E' dA} \quad (21)$$

صورت عددی رابطه اخیر عبارتست از:

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{y}_{ic} E'_{ic} A_{ic} + \sum \bar{y}_{ls} E'_{ls} A_{ls}}{\sum E'_{ic} A_{ic} + \sum E'_{ls} A_{ls}} \quad (22)$$

یادآوری می‌گردد، رابطه بالا با این فرض که بارگذاری بصورت گام به گام انجام می‌گیرد، بدست آمده است و درون هرگام بارگذاری، رفتار کشسانی خطی بوده و قانون هوک برقرار است. در رابطه‌های یادشده، γ فاصله تار مورد نظر (یا ردیف فولاد) تا مرکز سفتی می‌باشد. مرکز سفتی مقطع که با رابطه (۲۱) تعریف می‌شود، مکانی است که سفتی خمشی مقطع (رابطه ۱۸) بر پایه آن محاسبه می‌شود و سفتی خمشی تار که روی آن قرار می‌گیرد صفر می‌باشد. باید افزود وقتی رفتار مصالح کشسانی خطی است E^t از صورت و مخرج رابطه (۲۱) حذف می‌گردد و این رابطه به رابطه مرکز هندسی تبدیل می‌شود.

شایان ذکر است که استفاده از رابطه مرکز سفتی در تحلیل، این امکان را فراهم می‌سازد که با تغییر رفتار مصالح مرکز سفتی مقطع جابجا شود. نکته مهم تر اینکه چون این رابطه از تعادل نیروی محوری مقطع بدست آمده، بکارگیری آن در تحلیل ضروری بنظر می‌رسد.

رابطه تنش- کرنش بتن دور گیرشده

وجود فولادهای عرضی در مقاطع بتن مسلح بویژه در مقاطع فشاری سبب افزایش مقاومت و شکل پذیری مقطع می‌گردد. در این مقاله برای در نظر گرفتن اثر فولادهای عرضی از رابطه تنش-کرنش ساچگلو و رضوی [۸] که دارای دو بخش سربالایی و سرازیری می‌باشد (شکل ۳) استفاده شده است.

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_l} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_l} \right)^2 \right]^{1/(1+2K)} \quad (23)$$

امکان تحلیل غیرخطی مصالح را فراهم می‌سازد. E^t از مشتق نمودارهای تنش-کرنش نسبت به کرنش بدست می‌آید. بنابراین با داشتن کرنش تار مورد نظر که از تحلیل بدست می‌آید، ضریب کشسانی نظیر آن قابل محاسبه می‌باشد. در ادامه نخست محور مبنای پیشنهادی به نام مرکز سفتی مقطع و پس از آن رابطه تنش-کرنش بتن دورگیر شده ساچگلو و رضوی [۸] ارائه می‌شود.

محور مبنای پیشنهادی (مرکز سفتی)

در تحلیل‌های کشسانی خطی محور مبنای محاسبه سفتی خمشی (EI) مرکز هندسی سطح مقطع می‌باشد ($\int y dA = 0$). در صورت تغییر رفتار مصالح (ترک در کشش و رفتار غیرخطی در فشار برای بتن و جاری شدن فولادها) دیگر مرکز هندسی، محور مینا نخواهد بود. در تحلیل غیرخطی مصالح، گیلبرت [نقل از مرجع ۹] محور مینا را تار بالای مقطع، شریم [۹] محور مینا را سطح مقطع تبدیل یافته اولیه و سکیولویچ و همکارانش [۱۰] و کنگ و اسکوردلیس [۱۱]، محور مینا را محوری دلخواه در نظر گرفته‌اند. در صورت تغییر رفتار مصالح، بدون شک محور مینا برای محاسبه سفتی خمشی محور ثابتی نبوده و در طی تحلیل با افزایش بار جابجا می‌شود. بر پایه رابطه تعادل نیروی محوری مقطع و به کمک روابط مقاومت مصالح و اجزای محدود محور مینا را می‌توان در مراحل مختلف بدست آورد که جزئیات کامل روند دستیابی به آن در مرجع [۱۲] آمده است. رابطه نهایی در روند یاد شده به صورت زیر است:

$$\int y E' dA = 0 \quad (19)$$

در رابطه بالا E^t در ارتفاع مقطع متغیر است (شکل ۲-ب) بنابراین نمی‌توان آنرا از انتگرال خارج ساخت. در صورت ثابت بودن E^t ، رابطه بالا به رابطه مرکز هندسی مقطع تبدیل می‌گردد. با توجه به شکل (۲-ا) اگر \bar{Y} فاصله محور مینا و \bar{y} فاصله هر تار بتنی یا فولادی تا بالای مقطع باشد داریم:

$$y = \bar{Y} - \bar{y} \quad (20)$$

نسبت به کرنش استفاده شده است :

$$f_{ct} = a_0 + a_1 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \right) + a_2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cr}} \right)^3$$

$$\epsilon_c > \epsilon_{cr}$$

(۲۵)

$$a_0 = 1.28, \quad a_1 = -0.311$$

$$a_2 = 0.0324, \quad a_3 = -0.0014$$

$$f_{ct} = E_c \epsilon_c \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{cr}$$

(۲۶)

ϵ_{cr} ، کرنش ترک خوردگی و E_c ضریب کشسانی اولیه بتن است واز رابطه زیر محاسبه می شود :

$$E_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900 \quad (MPa)$$

(۲۷)

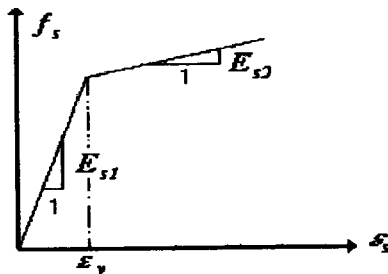
نمودار تنش-کرنش فولاد نیز دو خطی در نظر گرفته شده است که شیب خط دوم (ناحیه سخت شدگی) درصدی از ضریب کشسانی اولیه فولاد می باشد (شکل ۴):

$$E_{s2} = (0.0 \approx 0.02) E_{s1}$$

(۲۸)

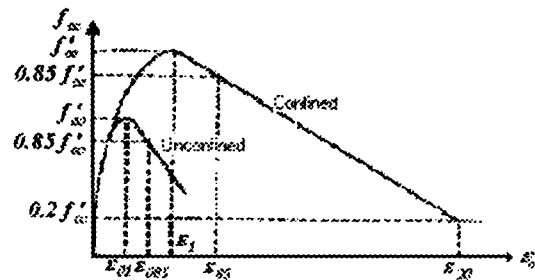
گامهای تحلیل غیر خطی هندسی ومصالح

در این تحقیق، با استفاده از روش نمودی خطی، الگوی جزء درشت اجزای محدود و تعریف پیشنهادی مرکز سفتی، یک برنامه رایانه ای جهت تحلیل قاب های بتن آرمه تهیه گردید. در این برنامه اثر دورگیری فولادهای عرضی در تحلیل به حساب آورده شد. مراحل تحلیل در برنامه به شرح زیر است:



شکل ۴ : نمودار تنش - کرنش فولاد.

$$f_c = f'_{cc} \left[1 - (\epsilon_1 - \epsilon_c) \left(\frac{0.15}{\epsilon_1 - \epsilon_{85}} \right) \right] \quad (24)$$



شکل ۳: نمودار تنش-کرنش بتن دورگیرشده و دورگیر نشده [۸].

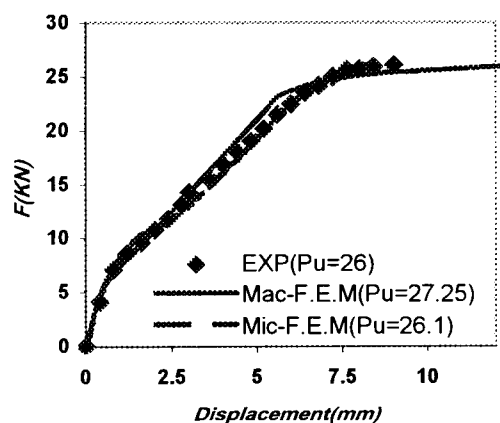
در رابطه یاد شده f'_{cc} مقاومت فشاری بتن دورگیر شده و ϵ_1 کرنش نظیر آن و K نیز عامل دورگیری می باشد. شکل (۳) عبارتهای بکار رفته را نشان می دهد. وقتی در عضو بتن مسلح، فولاد عرضی بکار نرفته باشد، دو رابطه بالا به رابطه بتن دورگیر نشده تبدیل خواهد شد. روابط مورد نیاز برای محاسبه f'_{cc} و ϵ_1 و ϵ_{85} در مرجع [۸] آمده است. دو رابطه (۲۳) و (۲۴) برای حالتی بکار می رود که مقطع تحت نیروی محوری بدون برون محوری است. در این مقاله برای حالت ترکیب خمش و نیروی محوری از روش ساجفلو و همکاران [۱۳] استفاده شده است. در این روش هر مقطع به چند نوار تقسیم شده و برای هر نوار بتنی، نمودار تنش-کرنش جدایی بکار می رود. دلیل این امر، نبود عامل دورگیری در بخش کششی مقطع (تا محور خنثی) می باشد، همچنین در ناحیه فشاری بسته به مقدار کرنش محوری، عامل دورگیری در هر نوار از مقطع، متغیر خواهد بود.

در تحلیل انجام شده از مشتق دو رابطه بالا نسبت به ϵ_c به عنوان ضریب کشسانی مماسی E^t استفاده شده است. یادآوری می گردد که ضریب کشسانی در محاسبه سفتی محوری و سفتی خمشی و مرکز سفتی بکار می رود.

نمودار تنش-کرنش بتن در کشش

برای محاسبه ضریب کشسانی مماسی بتن در نواحی کششی مقطع، از مشتق رابطه زیر [نقل از مرجع ۱۴]

شکل (۶) نمودارهای جابجایی-نیروی قاب یادشده را که از تحلیل به کمک دو الگوی Mac-FEM و Mic-FEM بدست آمده به همراه نتایج آزمایش، نشان می‌دهد. شایان ذکر است که در تحلیل با الگوی Mic-FEM سازه به ۱۱۲ جزء و در تحلیل با الگوی Mac-FEM به چهار جزء تقسیم شده است. در نمونه مورد بررسی، مقاومت تسلیم فولادهای طولی ۴۵۰ و مقاومت بتن ۲۶/۵ مگاپاسکال بوده است.



شکل ۶: نمودار نیرو-جابجایی قاب A7.

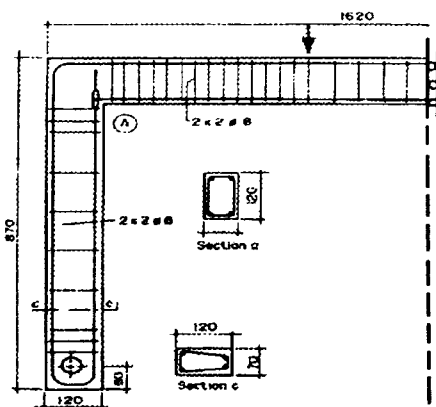
مقایسه روش های تحلیلی نشان می‌دهد که، علی‌رغم تفاوت زیاد در تعداد جزءهای بکار رفته در دو الگو و بنابراین تفاوت در حجم عملیات محاسباتی رایانه‌ای آنها، اختلاف قابل توجهی در پاسخها وجود ندارد. اهمیت این موضوع هنگامی روشن می‌گردد که هدف تحلیل یک قاب چندین طبقه و چندین دهانه باشد. همچنین شکل (۶) نشان می‌دهد که نتایج تحلیلی هر دو الگو بخوبی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارند. نتایج تحلیل نمونه‌هایی دیگر در مرجع [۱۲] آورده شده است.

ساجفلو و همکاران [۱۳] برای بررسی اثر دورگیری در حالت ترکیب نیروی محوری و خمش، نمونه‌هایی را آزمایش نموده‌اند. در اینجا نمونه C2-1 انتخاب و تحلیل شده است. شکل (۷)، اندازه‌های ستون و آرایش فولادهای طولی و عرضی را نشان می‌دهد. دیگر ویژگی‌های این نمونه عبارتند از: خروج از محوری بار در بالا و پایین مقطع ستون ۶۰ میلیمتر، فاصله فولادهای عرضی از یکدیگر ۵۰ میلیمتر و قطرشان ۶/۵ میلیمتر، مقاومت بتن

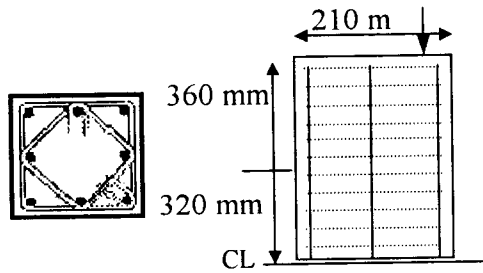
- ۱ - محاسبه سختی مماسی اعضای سازه با توجه به تغییر شکل‌های دو سر عضو و مرکز سفتی مقطع آنها
- ۲ - تحلیل سازه برای اعمال جزء بارها پس از برپایی ماتریس سختی سازه
- ۳ - محاسبه تغییر مکان های محلی اعضا
- ۴ - محاسبه (اصلاح) مرکز سفتی مقاطع اعضا
- ۵ - بازگشت به گام (۱) تا آنجا که تغییر ایجاد شده در تغییر شکل های سازه ناچیز گردد
- ۶ - محاسبه نیروهای داخلی اعضا
- ۷ - اصلاح مختصات گره های سازه با توجه به تغییر شکل های سازه
- ۸ - بازگشت به گام (۱) به منظور اعمال جزء بار جدید، تا اینکه بارگذاری کامل شود (یا ماتریس سختی سازه ویژه گردد)
- ۹ - محاسبه تغییر مکان هایی سازه و نیروهای اعضای آن از مجموع تغییر مکان ها و نیروها

مقایسه نتایج تحلیل انجام شده با نتایج آزمایش و دیگر تحلیل ها

در سال ۱۹۸۳، استروبانند و کلیا [۱۵]، به منظور بررسی رفتار اتصال های تیر به ستون، قاب هایی را آزمایش نموده‌اند. شکل (۵) شیوه آرماتورگذاری قاب های سری A را نشان می‌دهد. قاب A7 به کمک جزء ریز اجزای محدود توسط رنجبران [۴] تحلیل شده که جزء بکاررفته، جزء هم عامل هشت گرهی بوده است.

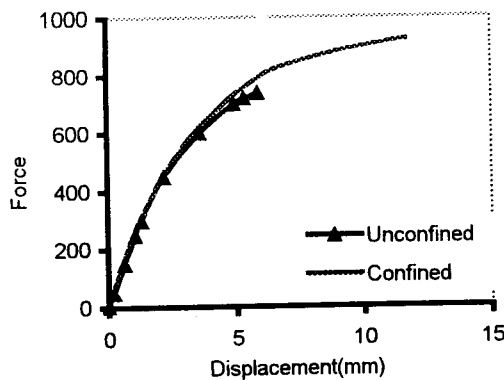
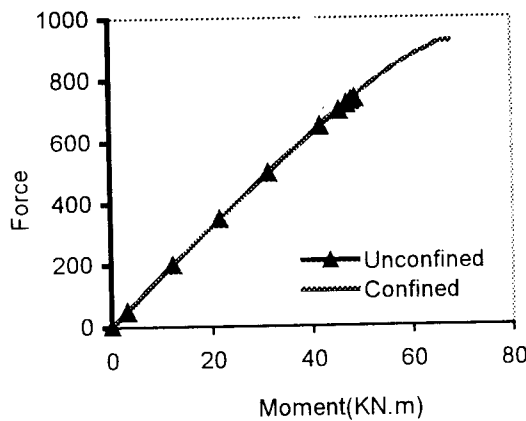


شکل ۵: قاب A7 [۱۵].



شکل ۷: ستون C2-1 و فولادگذاری آن .

دورگیرشده) و T3.2 (دورگیرنشده) تحلیل شده است. مقاومت فشاری بتن دو نمونه ۱۹/۶ و مقاومت تسلیم فولاد ۵۲۶ مگاپاسکال بوده است. شکل (۹) دیگر ویژگی های نمونه های یادشده و شکل (۱۰) نمودار نیرو-تغییر مکان (میانه تیر) را نشان می دهند. لازم به ذکر است که هم آزمایش وهم تحلیل نشان داده است که فولادهای کششی نمونه C 3.2 جاری شده اند.



شکل ۸: نمودار های تحلیلی ستون C2-1 .

۳۴/۶ مگاپاسکال، مقاومت تسلیم فولادهای عرضی ۴۱۰ و مقاومت تسلیم فولادهای طولی با قطر ۱۱/۳ میلیمتر، ۵۱۳ مگاپاسکال بوده است. شکل (۸) نمودارهای تحلیلی نیرو-جابجایی و لنگر-نیرو را (برای مقطع میانی ستون C2-1) نشان می دهد. باید افزود که کاهش شیب نمودار لنگر-نیرو نشاندهنده افزایش خروج از محوری در مقطع یا ستون می باشد. این افزایش به دو عامل $P - \Delta$ و تغییر مرکز سفتی باز می گردد (عامل های برونی و درونی). بعبارت دیگر اگر رفتار مصالح کشسانی خطی باشد، خروج از محوری بار (بدون توجه به اثر $P - \Delta$) برابر است با فاصله نقطه اعمال بار تا مرکز هندسی و در طول تحلیل ثابت می باشد. در حالت رفتار غیرخطی مصالح چون مرکز سفتی جابجا می شود، بنابراین خروج از محوری که عبارتست از فاصله نیرو تا مرکز سفتی، ثابت نخواهد بود. دیگر نتیجه های بدست آمده از تحلیل و مقایسه آن با نتایج تحلیل عبارتند از :

$$\frac{P_{u(ana)}^{Con}}{P_{u(exp)}} = 0.974 \quad \frac{M_{u(ana)}^{Con}}{M_{u(exp)}} = 0.996$$

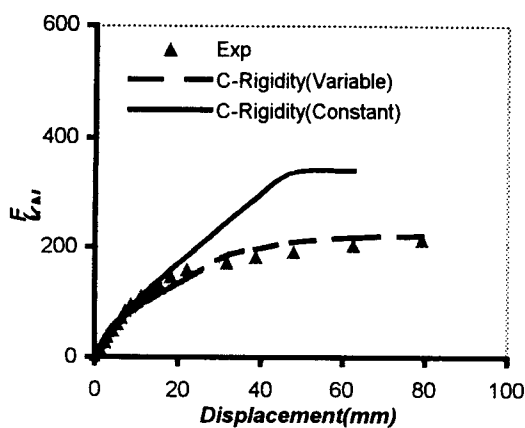
$$\left(\frac{P_{u(Con)}}{P_{u(Thcon)}} \right)_{ana} = 1.249 \quad \left(\frac{M_{u(Con)}}{M_{u(Thcon)}} \right)_{ana} = 1.39$$

$$\left(\frac{\Delta_{u(Con)}}{\Delta_{u(Thcon)}} \right)_{ana} = 1.987$$

مقادیر بالا نسبت های تغییر مکان، لنگر و نیروی نهایی را برای حالت های دورگیرشده، دورگیرنشده که از تحلیل آزمایش بدست آمده را نشان می دهد. نتایج بدست آمده از تحلیل گویای نقش فولادهای عرضی در افزایش مقاومت و شکل پذیری نمونه می باشد. بعنوان نمونه نسبت تغییر شکل نهایی در حالت دورگیر شده به حالت دورگیر نشده دو برابر است این در حالی است که نسبت مقاومتها در دو حالت یادشده ۲۵ درصد می باشد. این نکته در طرح انعطاف پذیر سازه ها بسیار اهمیت دارد. نتایج تحلیل تعداد دیگری از نمونه ها، در مرجع [۱۲] آورده شده است.

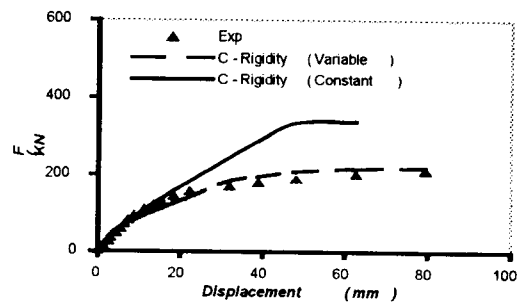
زیارا و همکاران [۱۶] برای بررسی تأثیر دورگیری در رفتار تیرها، چهار نمونه تیر آزمایش نموده اند. در این نمونه ها درصد فولادهای طولی ۲/۴ تا ۳/۲ برابر حالت متوازن (ρ_b) بوده است. در اینجا دو نمونه C3.2

شماره ۴ با تکیه‌گاه های گیردار را نشان می‌دهد. مقاومت فشاری بتن ۵۰/۶۵ و مقاومت فولادهای طولی آن ۲۴۰ مگاپاسکال بوده است. شکل (۱۲) نمودار نیرو-جابجایی (محور تقارن) این قاب را نشان می‌دهد. تحلیل در دو حالت انجام شده، حالت نخست با در نظر گرفتن تعریف مرکز سفتی مقاطع و حالت دوم، با فرض ثابت بودن آن می‌باشد. در حالت دوم مرکز سفتی، مرکز هندسی مقطع تبدیل یافته ترک نخورده بوده و در طی تحلیل ثابت فرض شده است. شکل (۱۲)، بیانگر اهمیت بکارگیری رابطه مرکز سفتی در تحلیل است و نشان می‌دهد که با ثابت فرض کردن مرکز سفتی مقطع، نمودار تحلیلی از نتایج آزمایش دور می‌گردد (بویژه در حالت های نهایی رفتار سازه).

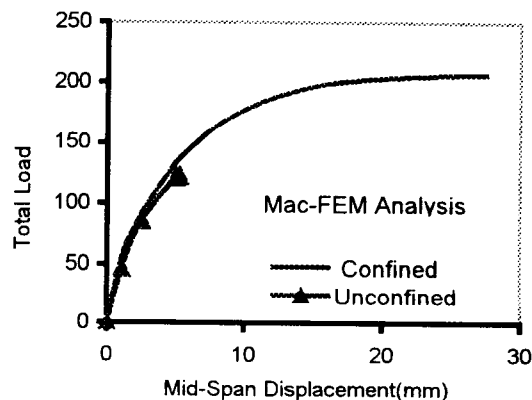


شکل ۱۲ : نمودار نیرو-جابجایی قاب پرتال ۴.

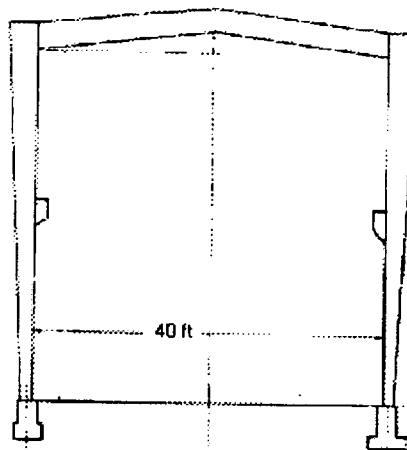
همچنین شکل (۱۳) نمودار نیرو-جابجایی قاب یاد شده را نشان میدهد، که شامل نتیجه‌های آزمایش، تحلیل انجام شده به روش لولای مومسان^۱ و تحلیل با الگوی Mac-FEM می‌باشد. در تحلیل به روش لولای مومسان از مقاومت کششی بتن چشم پوشی شده است. باید افزود روش لولای مومسان را می‌توان حالتی از روش LPM دانست، چرا که در این روش نیز اثر غیر خطی مصالح به صورت لولای مومسان متمرکز در نظر گرفته می‌شود. شکل یاد شده برتری روش بکاررفته در این مقاله را نسبت به روش PHM نشان می‌دهد. نتایج تحلیل چند قاب دیگر در مرجع [۱۲] بیان شده است.



شکل ۹: نمونه‌های آزمایشی T3.2 و C3.2 [۱۶].



شکل ۱۰ : نمودارهای تحلیلی T3.2 و C3.2.



شکل ۱۱ : قاب پرتال شماره ۴.

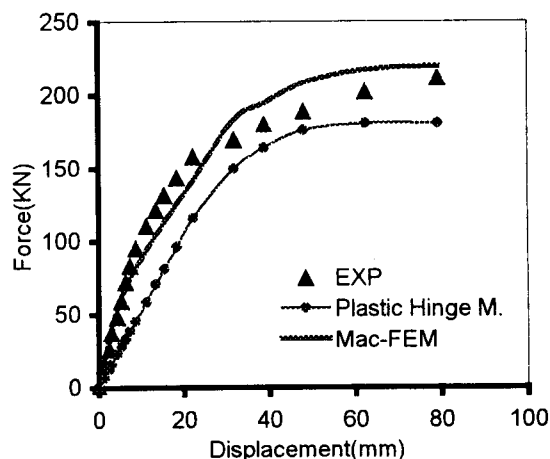
در ادامه نتایج تحلیل قاب پرتال با اعضای نامنشوری که با نتایج آزمایش و تحلیل انجام شده توسط رید [۱۷] مقایسه شده است، ارائه می‌گردد. شکل (۱۱) قاب پرتال

تحلیل مورد استفاده قرار گرفته و با در نظر گرفتن محور پیشنهادی جدیدی بنام مرکزسفتی نتایج تحلیل با نتایج آزمایش مقایسه شده است. نتایج مطالعه عبارتند از:

۱ - مقایسه نتایج تحلیل های دو الگوی Mic-FEM و Mac-FEM با نتایج آزمایشی نشان می دهد که هر دو الگو با دقت خوبی رفتار و مقاومت سازه بتن آرمه را پیش بینی می کنند. استفاده از الگوی Mac-FEM برای تحلیل سازه نیاز به زمان و حافظه بسیار کمتری از رایانه دارد. این صرفه جویی در تحلیل، برتری الگوی Mac-FEM نسبت به الگوی Mic-FEM را نشان می دهد.

۲ - استفاده از مرکز سفتی پیشنهادی این امکان را فراهم می سازد که با تغییر رفتار مصالح (ترک در کشش و رفتار غیرخطی در فشار برای بتن یا جاری شدن فولادها) سختی اعضای سازه منطقی تر محاسبه شود. بنابراین از آنجایی که رابطه مرکز سفتی از تعادل ایستایی مقطع بدست آمده و همچنین با توجه به نتایج تحلیل در دو حالت مرکز سفتی متغیر (پیشنهادی) و مرکز سفتی ثابت که توسط دیگر پژوهشگران بکار رفته، استفاده از آن در تحلیل ضروری به نظر می رسد.

۳ - چنانکه نتایج آزمایش ها و تحلیل ها نشان می دهند، بکارگیری فولادهای عرضی در مقاطع بتن مسلح سبب افزایش مقاومت و شکل پذیری می گردد. بطوری که در تیری با فولاد طولی زیاد (بیش از سه برابر فولاد متوازن یا $\rho_b \geq 0.23$) و وجود فولاد عرضی، فولادهای طولی در موقع شکست به تنش تسلیم رسیده و رفتار تیر کاملاً انعطاف پذیر بوده است. این در حالی است که شرط انعطاف پذیری خمشی تیرها در بسیاری از آیین نامه ها، از جمله آیین نامه ACI شرط $\rho \leq 0.75 \rho_b$ می باشد.



شکل ۱۳: نمودار نیرو-جابجایی قاب پرتال ۴ (انتر مرکز سفتی).

نتایج

در این مقاله سه الگوی Mac-FEM، Lumped-PM، و Mic-FEM معرفی شد. اجزای بکار رفته در دو الگوی Mac-FEM و LPM بصورت تیر-ستون و اجزای بکار رفته در الگوی Mic-FEM اجزای بتنی دو بعدی یا سه بعدی هستند که از درون آن فولاد می گذرد. در الگوی LPM، اثرات رفتار غیرخطی مصالح به صورت فنرهای غیرخطی متمرکز در دو سر عضو وارد تحلیل شده و برای دیگر نقاط عضو (در امتداد آن) رفتار مصالح کشسانی خطی در نظر گرفته می شود. این در حالی است که در الگوی Mac-FEM، اثرات رفتار غیرخطی مصالح در طول عضو منظور می گردد. بنابراین از جمله برتریهای الگوی بکار رفته در این مقاله نسبت به الگوی LPM این است که به جای مفصل پلاستیک نقطه ای، در ابتدا و انتهای عضو، امکان ایجاد ناحیه مومسان در تمام طول عضو وجود دارد. در این پژوهش الگوی Mac-FEM برای

مراجع

- 1 - Chajes, A. and Churchill, J. E. (1987). "Nonlinear frame analysis by finite element method." *J. Structs. Eng.* ASCE, Vol. 113, No. 6, PP. 1221-1232.
- 2 - Riva, P. and Chon, M. Z. (1990). "Engineering approach to nonlinear analysis of concrete structures." *J. Structs. Eng. ASCE*, Vol. 116, No. 8, PP. 2162-2186.
- 3 - Kwak, H. G. and Filippou, F. C. (1997). "nonlinear FE analysis of R/C structures under monotonic loads." *Comp & Struct.*, Vol. 65, No. 1, PP. 1-16.

- 4 – Ranjbaran, A. (1991). "Embedding of reinforcements in reinforced concrete elements implemented in DENA." *Comp & Struct.*, Vol. 40, No. 4, PP. 925-930
- 5 – Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K. L. C. and Madan, A. "IDARC2D version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of building." *Technical Report National Center for Earthquake Research (NCEER-96-0010)*.
- 6 – Chen, W. F. and Chans, S. L. (1995). "Second-order inelastic analysis of steel frames using element with Midspan and End Spring." *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 121, No. 3, PP.530-541.
- 7 – Torkamani, M. A. M., Sonmes, M. and Cao, J. (1997). "Second –Order inelastic analysis of steel frames using element with Midspan and Spring." *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 123, No. 9. PP. 1225-1235.
- 8 - Saatcioglu, M. and Razvi, S. (1992). "Strength and ductility of confinedconcrete." *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 21, No. 3, PP. 468-447.
- 9 - Shuraim, A. B. (1997). "Lateral Stiffness of Plane Reinforced concreteframes." *Comp & Struct.*, Vol. 64, No. 4. PP. 771-782.
- 10 - Sekulovic, M., Milasinovic, D. and Kovacevic, D. (1998). *Modeling of deterioration in dynamic analysis of reinforced concrete frames*. Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 9467.
- 11 - Kang, Y. J. and Scordelis, A. C. (1980). "Nonlinear amalysis forprestressed concrete frame." *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 106, PP. 445-462.
- 12 - Hoseini-Tabatabaai, M. R. (2000). Nonlinear analysis of 2-D reinforcedconcrete frames considering the confining effect of transverse reinforcement. MS Thesis, Ferdowsi University, Mashhad-Iran.
- 13 - Saatcioglu, M., Salamat, M. and Razvi, S. (1995). "Confined columnsunder eccentric loading." *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 121, No. 11, PP.1547-1556.
- 14 - Sun, C. H., Bradford, M. A. and Gilbert, R. I. (1993). "Nonlinear analysisfor concrete frame structures using the finite element method." *Comp &struct.*, Vol. 48, No. 1, PP. 73-79.
- 15 - Strobant, J. and Colpa, J. J. The behavior of reinforced concrete beamcolumn joints. part 1: Corner joints subjected to negative moments. ReportNo. 5-83, Delft University of Technology.
- 16 - Ziara, M., Haldane, D. and Kuttub, A. (1995). "Flexural behavior of beamswith confinement." *ACI Struct. J.*, Vol. 92, No. 1, PP. 103-114.
- 17 - Read, J. B. (1965). Tests to destruction of full-size portal frames. technicalreport TRA/390, Cement and Concrete Association, London.

واژه های کلیدی به ترتیب استفاده در متن

1 – Method Plastic Hinge