نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۱، شماره ۴، سال ۱۳۹۸، صفحات ۷۳۳ تا ۷۴۸
DOI: 10.22060/ceej.2018.14017.5536

ارائه روشی تحلیلی از ترکیب المان قابی بتن مسلح فیبری شبه‌تیموشنکو و تئوری میدان فشاری

بهروز یوسفی، محمدرضا اصفهانی*، محمدرضا توکلی‌زاده

دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده: ارزیابی دقیق رفتار یک سازه با روش تحلیلی، بایستی توانایی تخمین مناسبی از سختی اولیه سازه، بیشینه ظرفیت و شکل‌پذیری‌های محلی و کلی را داشته باشد. در این پژوهش به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌های بتنی مسلح تحت بارگذاری یکنوا، یک المان تیرستونی فیبری با روش کنترل جابه‌جایی مبتنی بر روش طول قوس خطی شده توسعه داده شده است. فرمول‌بندی این المان بر مبنای ترکیب تئوری تیر اویلر- برنولی و تیموشنکو به همراه اثرات اندرکنشی محوری، خمشی و برشی در دامنه هر المان پیاده‌سازی شده است. در جریان حل غیرخطی، سطح مقطع هر المان در نقاط گوسی، با مجموعه فیبرهای گسسته با رفتار تک‌محوری معادل می‌شود. همچنین به منظور در نظرگرفتن تغییر شکل برشی المان، رویکرد ترک پخشی چهارجهته و تئوری میدان فشاری اصلاح شده (MCFT) در قالب تحلیل غیرخطی برشی به روش الگوریتم کنترل تغییر مکان مستقیم در زیربرنامه اصلی مورد توجه قرار گرفته است. در این پژوهش مبنای فرمول‌بندی عددی پیکربندی مرجع، پیکربندی گام قبل و پیکربندی تغییرشکل نیافته اولیه به صورت همزمان در نظر گرفته شده است و رویکرد تحلیلی الگوریتم، توانایی تغییر فرمولاسیون لاگرانژی به روز شده به لاگرانژی کل منطبق با الگوریتم حاکم بر مسأله را نیز دارد. المان فیبری توسعه داده شده توسط آزمایش‌های تجربی متعددی مورد اعتبارسنجی شده و ارزیابی روش تحلیلی ارائه شده مورد آزمون قرار گرفته است. روش ارائه شده با فرض‌های صورت گرفته، در سازه‌های با مودهای ترکیبی حاکم خمشی- برشی تقریب نسبتاً مناسب و روند همگرایی قابل قبول با سرعت پردازش تحلیلی بالا را در مسائل را نتیجه می‌دهد.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۸ بهمن ۱۳۹۶
بازنگری: ۲۱ فروردین ۱۳۹۷
پذیرش: ۱۰ اردیبهشت ۱۳۹۷
ارائه آنلاین: ۱۷ اردیبهشت ۱۳۹۷

کلمات کلیدی:
المان تیرستونی فیبری
ترک پخشی چهارجهته
تیر تیموشنکو
روش طول قوس خطی‌شده
الگوریتم کنترل تغییرمکان مستقیم

۱- مقدمه

عناصر المانی تیرستونی به دلیل ترکیب دقت عددی و کارایی محاسباتی، به طور گسترده در تجزیه و تحلیل غیرخطی سازه‌های قابی و دیواری بتن مسلح (RC) استفاده میشود. در دو دهه گذشته، چندین المان قابل توجهی توسعه داده شده است که از آن میان المان‌های تیرستونی فیبری بیشتر کاربرد داشته و مورد توجه قرار گرفته است [۱-۳]. یک مقطع هر المان، به چندین سلول فیبری گسسته شده و به هر یک از فیبرها به صورت مجزا مدل‌های رفتاری تک‌محوری اختصاص داده می‌شود. قابل به ذکر است فیبرها شامل سه ناحیه سلول‌های بتنی ناحیه‌ی مسلح[۱]، سلول‌های بتنی پوششی با رفتار غیرمسلح مسطح[۲]، سلول‌های با رفتار فولادی (میلگردها) می‌باشد که با احتساب این تفکیک فیبری، رفتار بتن محصورشده با خاموت و یا FRP، از بتن پوششی روی میلگردها به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شود. همچنین از یک جنبه، بهره‌گیری از شبیه‌سازی با المان‌های تیرستونی فیبری، اثرات اندرکنشی کنش‌های محوری و خمشی را میسر می‌کند و از جنبه دیگر، اثرات تغییرشکل‌های برشی با رویکردهای دیگری بایستی در ساختار برنامه تحلیلی لحاظ گردد. علت این امر را بایستی در این دانست که اکثر المان‌های تیرستونی فیبری بر مبنای تئوری تیر اویلر- برنولی، جایی که تغییرشکلهای برشی مورد توجه قرار نگرفته است، فرمول‌بندی گردیده است. این ویژگی باعث می‌شود که به‌کارگیری مستقیم این تئوری برای مدلسازی اعضای RC با تغییرشکل برشی بالا، همانند ستونهایی با نسبت دهانه برشی پایینتر از دو، مناسب نباشد [۴]. به منظور لحاظ نمودن اثرات اندرکنشی خمشی برشی، رویکردهای متعددی در ادبیات پژوهشی پیشنهاد شده که جزییات این روش‌ها در [۵] مورد ارزیابی قرار گرفته است. یکی از روش‌ها استفاده از المان تیرستونی با رفتار الاستیک همراه با فنرهای چرخشی با رفتار غیرخطی در انتهای اعضا در نقاط بحرانی است. به عبارت دیگر المان در طول خود ارتجاعی فرض شده و از چندین فنر غیرخطی چرخشی و انتقالی در دو انتهای آن جهت در نظرگرفتن رفتار غیرخطی خمشی، برشی و لغزشی استفاده می‌شود [۶-۱۰]. روش دیگر استفاده از فرمول‌بندی تئوری تیر تیموشنکو با رفتار غیرخطی مواد به صورت چندبعدی است که اثرات ترکیبی برش و خمش در سطح المان و مواد به دست می‌آید که می‌توان به پژوهش‌های Petrangeli و همکاران [۱۱] با بهره‌گیری از الگوریتم کنترل نیرویی در مدل‌های رفتاری برشی مواد اشاره کرد. از تحقیق‌های دیگر نیز،

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: esfahani@um.ac.ir

1 Reinforcement concrete zone
2 Plain concrete zone

پیاده‌سازی فرمول‌بندی‌های مسأله بر مبنای الگوریتم‌های کنترل جابه‌جایی [۴،۱۲،۱۳] و کنترل نیرویی [۱۴-۱۶] به همراه رویکرد ترک‌پخشی است که پیچیدگی‌های بیشتری را وارد حل تحلیلی می‌نماید. با این حال، این پژوهش از نظر فیزیکی قابل تفسیر و دقیق بوده و می‌توان به طور کلی در علم مهندسی استفاده نمود. بنابراین، در ادبیات فنی پژوهشی به طور مشخص، تمایل به ارزیابی فرمول‌بندی‌های پیچیده با رفتارهای مواد متفاوت و توسعه روش‌های عددی دیده می‌شود.

پارامترهای ارزیابی برنامه تحلیلی، به طور نمونه شامل سختی اولیه سازه، بیشینه ظرفیت و شکل‌پذیری‌های محلی و کلی می‌باشد. ارزیابی دقیق رفتار لرزه‌ای یک سازه نیازمند استفاده از روش‌های دینامیکی غیرخطی می‌باشد ولی با توجه به اندرکنش پیچیده بین اجزای مختلف یک سازه واقعی، به ندرت قادر خواهیم بود خواص دینامیکی را از تست‌های آزمایشگاهی سازه مقیاس شده تعیین نماییم. با توجه به این موضوع، استفاده از تست‌های استاتیکی تا حدود زیادی این موضوع را حل نموده است. به‌گونه‌ای که از نتایج استاتیکی معمولاً در توسعه و کالیبره کردن مدل‌های چرخه‌ای استفاده می‌شود که قابل تعمیم برای تخمین رفتار دینامیکی سازه نیز می‌باشد. بنابراین در این پژوهش با توجه به مسائل مذکور، مدل‌ها و رویکردهای عددی مربوط به روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی انتخاب شده است.

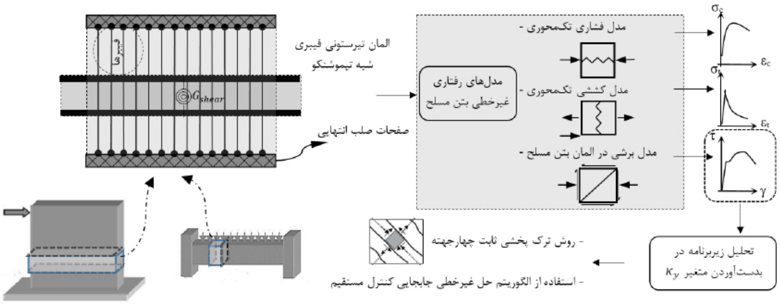
بر مبنای پیشینه تحقیق عنوان شده، هدف این پژوهش، توسعه فرمول‌بندی یک المان تیرستونی فیبری چندگانه خطی شبه تیموشنکو مطابق شکل ۱ با در نظرگیری اثرات اندرکنشی محوری، خمشی و برشی تواما (بخش ۲-۲) با پیاده‌سازی یک الگوریتم حل غیرخطی طول قوسی بر مبنای کنترل جابه‌جایی (بخش ۲-۵) و اعمال مدل‌های رفتاری مرتبط (بخش ۲-۳) می‌باشد. از ویژگی‌های روش تحلیلی ارائه شده می‌توان به سرعت بالای تحلیلی و قدرت همگرایی الگوریتم غیرخطی مبتنی بر طول قوس در مقایسه با روش‌های موجود و دقت نسبتاً مناسب در قیاس با مطالعه‌های آزمایشگاهی و تجربی اشاره نمود. همچنین برهم‌نهی کنش‌های محوری و خمشی با کنش‌های برشی بدون واردشدن مستقیم ترم‌های مربوطه در ماتریس سختی مقطع المان فیبری با استفاده از فاکتور اصلاح برشی مبتنی بر تئوری میدان کششی در توابع هرمیتی و حل غیرخطی مستقیم تکراری برای هر گام بارگذاری انجام می‌گیرد. در فرمول‌بندی پیشنهادی، پدیده قفل شدگی برشی در مدل‌سازی نیز منظور گردیده و برای غلبه بر این مشکل روشی ارائه شده که در آن ترم‌های مربوط به برش و خمش با ارائه یک تابع شکل هرمیتی فیبری و ترکیب آن با روش MCFT در فرمول‌بندی وارد می‌گردد. ارزیابی روش تحلیلی ارائه شده با آزمایش‌های تجربی متعددی در بخش ۳ این پژوهش، مورد آزمون قرار گرفته است. در انتها نیز در بخش ۴ نتایج حاصل از این پژوهش و پیشنهادات مربوطه تشریح می‌گردد.

۲- مبانی نظری فرمول‌بندی المان تیرستونی غیرخطی شبه تیموشنکو

۲- ۱- کلیات

تئوری حاکم بر این پژوهش، توسعه‌یافته تئوری مدل فیبری می‌باشد. در تئوری مدل فیبری از اثر لغزش بین بتن و میلگردهای بتن مسلح در شبیه‌سازی به صورت مستقیم صرف‌نظر می‌شود و یا به بیان دیگر پیوستگی بتن و میلگرد کامل فرض می‌شود. همچنین در المان‌های تیرستونی اجزا محدود قابی، مدل‌های رفتاری بتن و میلگردها با استفاده از روش ترک پخشی در نظر گرفته شده و با بهره‌گیری از مدل‌های متوسط بتن و فولاد، اثرات اندرکنش فولاد و بتن به صورت متوسط در مدل‌سازی منظور می‌شود. شبیه‌سازی دوبعدی در حقیقت به صورت صفحه مدل‌سازی شده و نیروهای وارده نیز در صفحه به آن وارد می‌شوند.

در تحلیل غیرخطی نموی[1] حرکت جسم، با جابه‌جایی پیکربندی مرجع در سیستم به دو فرمولاسیون لاگرانژی کل و به‌روز شده دست پیدا خواهیم کرد. در این پژوهش مبنای فرمول‌بندی عددی پیکربندی مرجع، پیکربندی گام قبل و پیکربندی تغییرشکل نیافته اولیه به صورت همزمان در نظر گرفته شده است و رویکرد تحلیلی الگوریتم، توانایی تغییر فرمولاسیون لاگرانژی به روز شده به لاگرانژی کل منطبق با الگوریتم حاکم بر مسأله را دارد. در ادامه جزییات شیوه عمل حل غیرخطی نموی تشریح می‌گردد.



شکل ۱. المان فیبری تیرستونی شبه تیموشنکو پیشنهادی

Fig. 1. Proposed semi-Timoshenko Planar Fiber Frame Element

1 Incremental Nonlinear Analysis

۲-۲- معادله‌های حاکم بر المان تیرستونی فیبری چندگانه خطی لاگرانژی بهروز شده

به منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی مواد المان‌های تیرستونی در جابه‌جایی‌های کوچک، آنها را به صورت دسته‌ای از رشته‌های طولی بتنی و فولادی در نظر گرفته و از جمع اثر رفتار رشته‌ها و یا به بیان دیگر فیبرهای بتنی و فولادی، رفتار المان تیرستونی تخمین زده می‌شود. جریان تحلیل غیرخطی به کمک توسعه فرمول‌بندی المان تیرستونی فیبری اویلر– برنولی Orakcal و همکاران [۱۷] با احتساب توزیع غیریکنواخت تنش برشی در مقطع و یک روش حل غیرخطی انتخابی انجام می‌گیرد. در فرمول‌بندی این بخش، مبنای پیکربندی مرجع، پیکربندی گام قبل و یا فرمولاسیون لاگرانژی به روز شده استفاده گردیده است. در این تئوری، تغییرشکل‌ها کوچک فرض شده و صفحه مقطع بعد از خمش به صورت صفحه در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس معادله‌های کار مجازی در تحلیل غیرخطی نموی به صورت معادله (۱) نوشته می‌شود:

$$\int E\varepsilon_{ij}\delta\varepsilon_{ij}\,{}^{1}dV+\int\tau_{ij}\delta\eta_{ij}\,{}^{1}dV+{}^{1}_{1}R={}^{1}_{2}R \qquad (۱)$$

که در این رابطه، ε_{ij} تانسور کرنش گرین–لاگرانژ در آخرین پیکربندی معلوم، $\delta\eta_{ij}$ تانسور کرنش دورانی در آخرین پیکربندی معلوم، τ_{ij} تانسور تنش کوشی در آخرین پیکربندی معلوم، ${}^{2}_{1}R$ کار مجازی انجام‌شده توسط بار خارجی در پیکربندی کنونی مجهول و ${}^{1}_{1}R$کار مجازی انجام‌شده توسط بار خارجی در آخرین پیکربندی معلوم می‌باشد.

پس از تقسیم‌بندی هر مقطع بتنی به چند فیبر، برای فیبر بتنی iام مشخصه‌هایی از قبیل سطح مقطع، موقعیت مرکز فیبر در مختصات مقطع محاسبه شده و به طور کلی هندسه سلولهای انتخابی در گروه‌های فیبری با خصوصیات معادله‌های (۲) و (۳) جمع می‌شود. در صورتی‌که مقدار کرنش موجود در فیبر iام و در مقطع با موقعیت x در راستای المان با نام d(x) نام‌گذاری گردد، مقطع برداری به نام e(x) برای فیبرهای بتنی می‌توان تعریف نمود. همچنین با حصول میدان‌های برداری جابه‌جایی و کرنش‌ها، بردار تنش (σ(x)) با در نظر گرفتن مدل‌های رفتاری اختصاصی مصالح به هر فیبر به دست می‌آید.

$$e(x)=I(x).d(x) \qquad (۲)$$

$$I(x)=\begin{bmatrix}-h_{1f} & 1\\ \vdots & \vdots\\ -h_{tf} & 1\\ \vdots & \vdots\\ -h_{nf} & 1\end{bmatrix}\therefore e(x)=\begin{Bmatrix}\varepsilon_{1f}\\ \vdots\\ \varepsilon_{tf}\\ \vdots\\ \varepsilon_{nf}\end{Bmatrix}\therefore \sigma(x)=\begin{Bmatrix}\sigma_{1f}\\ \vdots\\ \sigma_{tf}\\ \vdots\\ \sigma_{nf}\end{Bmatrix} \qquad (۳)$$

که در این روابط، h_{nf} فاصله فایبر nام از محور خنثی مقطع، ε_{nf} کرنش فایبر nام و σ_{nf} تنش فایبر nام می‌باشد. در ادامه با استفاده از توابع شکل المان مرجع، گسسته‌سازی متغیرها انجام شده است. روش‌های متعددی برای تعیین معادله‌های توابع شکل تاکنون معرفی گردیده است که از بارزترین آن‌ها می‌توان به روش مستقیم، چند جمله‌ای‌های لاگرانژ، روش آیرون، حاصل‌ضرب خطوط، توابع هرمیتی، برهم‌هی و ... اشاره نمود. در این پژوهش تابع‌های شکل جزء تیر دو گرهی با چهار درجه آزادی درجه سوم ارائه شده توسط Bazoune [۱۸] به صورت معادله (۵) و (۶) در نظر گرفته شده است. شایان ذکر است با توجه به محدود بودن گسترش این توابع و دشواری یافتن تابع‌های شکل اجزای هرمیتی به نسبت نوع هرمیتی آن، از توابعی استفاده شده است که کارایی و سازگاری در اجزای مستوی محوری–خمشی را داشته باشند. همچنین جابه‌جایی‌های متعامد و چرخش‌های گرهی بر مبنای درون‌یابی هرمیتی درجات آزادی هر المان مطابق معادله (۴) تعیین شده است.

$$\bar{d}(x)=\begin{Bmatrix}u(x)\\ v(x)\end{Bmatrix}=a_d(x).\bar{q} \qquad (۴)$$

که در این رابطه، x محور طولی المان، u(x) جابه‌جایی محوری در صفحه مورد نظر، v(x) جابه‌جایی جانبی در صفحه مورد نظر، a_d (x) ماتریس درون‌یاب هرمیتی و $\bar{q}$ بردار جابه‌جایی گرهی می‌باشد.

$$a_d(x)=\begin{bmatrix}\varphi_1(x) & 0 & 0 & \varphi_2(x) & 0 & 0\\ 0 & \varphi_3(x) & \varphi_4(x) & 0 & \varphi_5(x) & \varphi_6(x)\end{bmatrix} \qquad (۵)$$

$$\begin{aligned}
&\varphi_1(x)=1-\frac{x}{L}\quad\therefore\quad\varphi_2(x)=\frac{x}{L}\\
&\varphi_3(x)=\frac{1}{\Phi_z}\left(2\left(\frac{x}{L}\right)^3-3\left(\frac{x}{L}\right)^2+\Phi_z\right)\\
&\varphi_4(x)=\frac{1}{2\Phi_z}\left(2L\left(\frac{x}{L}\right)^3-(3+\Phi_z)L\left(\frac{x}{L}\right)^2+(1+\Phi_z)(x)\right)\\
&\varphi_5(x)=\frac{1}{\Phi_z}\left(-2\left(\frac{x}{L}\right)^3+3\left(\frac{x}{L}\right)^2+(\Phi_z-1)\left(\frac{x}{L}\right)\right)\\
&\varphi_6(x)=\frac{1}{2\Phi_z}\left(2L\left(\frac{x}{L}\right)^3+(\Phi_z-3)L\left(\frac{x}{L}\right)^2+(1-\Phi_z)(x)\right)
\end{aligned} \qquad (۶)$$

که در این روابط، متغیر Φ_z پارامتر تغییرشکل برشی و یا لاغری برشی[1] می‌باشد که به صورت رابطه (۷) تعریف می‌گردد:

$$\Phi_z=1+(12EI_z)/(\kappa_y\,GAL^2) \qquad (۷)$$

در رابطه فوق، متغیر L طول المان تیرستونی، پارامتر EI_z صلبیت المان فیبری تیرستونی می‌باشد که با توجه به تعداد فیبرها در هر المان (n_{tf})، مدول ارتجاعی فیبرها در گام تحلیل نسبت به گام پیشین (E_{nf}) و فاصله مرکز سطح هر فیبر تا تار خنثی مقطع (y_{nf}) مطابق رابطه (۸) در نظر گرفته شده است:

$$EI_z=\sum_{nf=1}^{ntf\,(x)} E_{nf}\,y^2_{nf} \qquad (۸)$$

1 shear slenderness

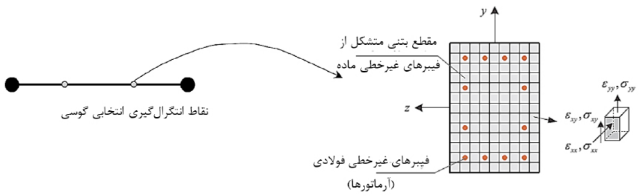
متغیر κ_y، ضریب اصلاح تنش برشی جهت احتساب توزیع غیریکنواخت این تنش در مقطع تعریف می‌گردد. بحث تفصیلی ارزیابی این ضریب در پژوهش‌های متعددی عنوان گردیده است (Puchegger و همکاران [۱۹]، Yu و Hodges [۲۰]، Hutchinson [۲۱]، Dong و همکاران [۲۲]، Chan و همکاران [۲۳]). فصل مشترک این پژوهش‌ها بر مبنای مطالعه‌های کلاسیک تیموشنکو [۲۴] برای مقاطع مستطیلی شکل با نسبت پواسون (υ) دلخواه، $\kappa_y=((5+5\upsilon))/((6+5\upsilon))$ بوده است که در این پژوهش با توجه به سازگاری نسبتاً مناسب با نتایج آزمایشگاهی [۲۱]، $\kappa_y=۰/۸۳۳$ در نظر گرفته شده است.

متغیر G مدول برشی مقطع نسبت به پیکربندی پیشین تغییر شکل می‌باشد که جهت محاسبه این پارامتر از روش تئوری میدان فشاری اصلاح شده (MCFT[1]) معرفی شده توسط Vecchio و Colins [۲۵] بهره گرفته شده است. مفاهیم اصلی فرمولاسیون این روش در ادامه در بخش ۲-۴ مورد توجه قرار می‌گیرد. در ادامه، بر مبنای معادله (۹) و (۱۰) تغییر شکل سطح هر المان به جابه‌جایی گرهی ارتباط داده شده است:

$$d(x)=\begin{Bmatrix}\varepsilon(x)\\ \chi(x)\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}u'(x)\\ v''(x)\end{Bmatrix}=\bar{a}(x).\bar{q} \qquad (۹)$$

$$\bar{a}(x)=\begin{bmatrix}\varphi_1'(x) & 0 & 0 & \varphi_2'(x) & 0 & 0\\ 0 & \varphi_3''(x) & \varphi_4''(x) & 0 & \varphi_5''(x) & \varphi_6''(x)\end{bmatrix} \qquad (۱۰)$$

جهت محاسبه ماتریس سختی المان تیرستونی فیبری و همچنین به منظور محاسبه صحیح بردار نیروهای داخلی بایستی حداقل دو نقطه گوسی جهت انتگرال‌گیری در طول المان اختیار شود.



شکل ۲. نقاط انتگرال‌گیری گوسی المان تیرستونی فیبری

Fig. 2. Integration points in fiber frame element

$$K_{elem}=\int_0^L B^T.K_s.B\,dx=\sum_{i=1}^{n_{GP}} w_i.B(x_i)^T.K_s(x_i).B(x_i) \qquad (۱۱)$$

$$K_s(x_i)=\begin{bmatrix}\sum_{n_f=1}^{n_{tf}(x)} E_{n_f}A_{n_f} & -\sum_{n_f=1}^{n_{tf}(x)} E_{n_f}A_{n_f}y_{n_f}\\ -\sum_{n_f=1}^{n_{tf}(x)} E_{n_f}A_{n_f}y_{n_f} & \sum_{n_f=1}^{n_{tf}(x)} E_{n_f}A_{n_f}y_{n_f}^{\,2}\end{bmatrix} \qquad (۱۲)$$

در هر سعی از هر گام بارگذاری لازم است براساس وضعیت تنش‌های موجود در فیبرهای بتنی، بردار نیروهای مقاوم مقطعی مربوط به المان محاسبه شود تا در مراحل بعد بتوان بر اساس آنها بردار نیروهای مقاوم المان را محاسبه نمود. بردار نیروهای مقاوم مقطعی مربوط به المان به صورت رابطه (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) محاسبه می‌شود.

$$F_{int}=\int_0^L B^T.F_s\,dx=\sum_{i=1}^{nGP} w_i.B(x_i)^T.F_s(x_i) \qquad (۱۳)$$

$$F_s=\begin{Bmatrix}\int\sigma\,ds\\ \int\sigma\,y\,ds\end{Bmatrix}=[N,\ M_z]^T \qquad (۱۴)$$

$$F_s=K_s.D_s \quad D_s=[u_s'(x),\theta_{sz}'(x)]^T \qquad (۱۵)$$

که در این رابطه، $u_s'(x)$ جابه‌جایی محوری المان در نقطه گوسی، $\theta_{sz}'(x)$ چرخش المان در نقطه گوسی می‌باشد. با توجه به این‌که محاسبات المان تیرستونی در مختصات محلی صورت می‌گیرد، ارتباط بین دو مختصات محلی و کلی کارتزین با ماتریس انتقال T مطابق روابط (۱۶) تا (۱۹) فراهم می‌شود.

$$U_{Global}=T.U_{local} \qquad K_{Global}=T^T.K_{local}.T \qquad (۱۶)$$

$$F_{Global}=T^T.F_{local} \qquad (۱۷)$$

$$T=\begin{bmatrix}T_1 & 0\\ 0 & T_1\end{bmatrix} \qquad (۱۸)$$

$$T_1=\begin{bmatrix}\cos(x,X) & \cos(x,Y) & \cos(x,Z)\\ \cos(y,X) & \cos(y,Y) & \cos(y,Z)\\ \cos(z,X) & \cos(z,Y) & \cos(z,Z)\end{bmatrix} \qquad (۱۹)$$

که در این روابط، T ماتریسی حاوی کسینوس‌های هادی محورهای محلی نسبت به محورهای مختصات کلی، U_{local} و F_{local} و K_{local} به ترتیب بردار جابه‌جایی، بردار نیروهای داخلی و ماتریس سختی المان در مختصات محلی و U_{Global} و F_{Global} و K_{Global} به ترتیب بردار جابه‌جایی، بردار نیروهای داخلی و ماتریس سختی المان در مختصات کلی می‌باشند.

1 Modified Compression Field Theory

۲- ۳- خواص مواد و مدل‌های رفتاری بتن مسلح

به دلیل مؤثر بودن رفتار مصالح در تحلیل غیرخطی در اعضای سازه‌ای شامل بتن و میلگرد و همچنین اندرکنش بین آنها، لازم است که رفتار هر یک از اجزا (فیبرها) متناسب با روش مورد استفاده برای حل غیرخطی به درستی مدلسازی گردند. با توجه به دشواری عددی مدلسازی بتن مبتنی بر پلاستیسیته، که در آن نرمشدگی و تغییرشکل‌های بزرگ در نظر گرفته می‌شود، در این مقاله مدل مبتنی بر کرنش لاگرانژی کل برای مدلسازی پاسخ مکانیکی بتن استفاده می شود. در این بخش مدل‌های رفتاری غیرخطی مواد مورد استفاده در این پژوهش به صورت خلاصه مورد توجه قرار می‌گیرد.

۲- ۳- ۱- مدل رفتاری المان بتن مسلح تحت تنش فشاری

مدل تحلیلی اتخاذ شده در اینجا برای بتن تحت تنش فشاری، بر اساس مدل الاستوپلاستیک و شکست (EPF) پیشنهاد شده توسط Maekawa و Okamura [۲۶] مطابق شکل ۳ است. قبل از ترکخوردگی، بتن به عنوان یک ماده الاستوپلاستیکی مدلسازی شده و رفتار مکانیکی آن به عنوان ترکیب پلاستیک و مکانیک شکست پیوسته شناخته شده است. نسبت سختی دو محوری و نسبت پواسون دو محوری یک المان بتن مسلح، بستگی زیادی به شرایط بارگذاری و مسیر رفتاری تنش-کرنش دارد [۲۷]. پس از ترکخوردگی بتن، سختی و مقاومت بتن در جهت تنش فشاری در مقایسه با بتن ترک‌نخورده کاهش مییابد و رفتار به سمت تک محوره سوق پیدا می‌کند. بنابراین برای حالت بارگذاری یکنوا[1] تنش فشاری تک محوری به صورت روابط (۲۰) تا (۲۳) تعریف می‌گردد.

$$\sigma_{cc}=\omega K_0\, E_{c0}\,(\varepsilon-\varepsilon_p) \qquad (۲۰)$$

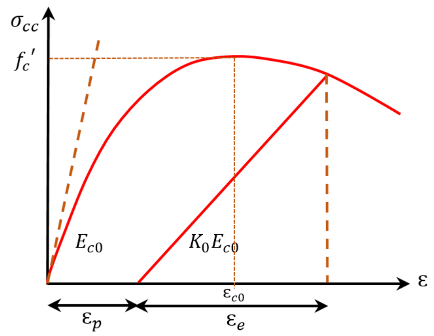
$$K_0=\exp(-0.73\,\varepsilon/\varepsilon_c\,(1-\exp(-1.25\,\varepsilon/\varepsilon_c)) \qquad (۲۱)$$

$$\varepsilon_p=\beta(\varepsilon/\varepsilon_c\,-20/7\,(1-\exp(-0.35\varepsilon/\varepsilon_c\,)))\,\varepsilon_c \qquad (۲۲)$$

$$E_{c0}=E_0\;\; f_c'/\varepsilon_c \qquad (۲۳)$$

که در این روابط، E_0 پارامتر مدل که برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود، متغیر β برای بارگذاری با نرخ کرنش کم برابر با یک اختیار می‌شود، ε_c کرنش متناظر با مقاومت نهایی بتن و ω ضریب نرمشدگی بتن ناشی از ترک‌خوردگی جانبی مطابق شکل ۴ است که در حالت فشار تک‌محوری برابر با یک می‌باشد.

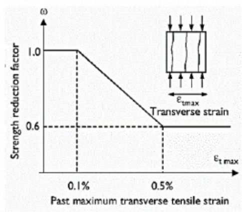
1 Monotonic



شکل ۳. مدل رفتاری فشاری بتن مسلح

Fig. 3. Compressive model of reinforced concrete

$$\beta=\begin{cases}1{,}0 & ; \quad \varepsilon_1\le 0{,}0012\\ 1-1{,}25(\varepsilon_1-0{,}002) & ; \quad 0{,}0012<\varepsilon_1<0{,}0014\\ 0{,}6 & ; \quad 0{,}0014\le\varepsilon_1\end{cases}$$

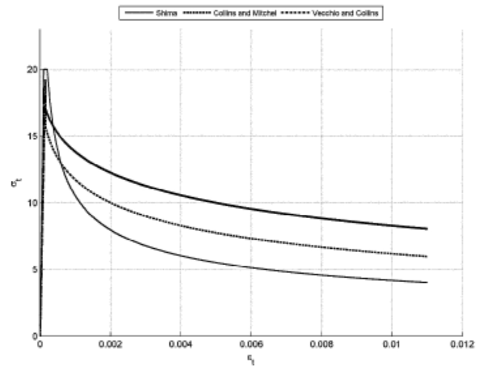


شکل ۴. متغیر نرم‌شدگی فشاری ناشی از ترک‌خوردگی جانبی [۲۶]

Fig. 4. Strength reduction factor

۲- ۳- ۲- مدل رفتاری المان بتن مسلح تحت تنش کششی

در این مدل برای اعضای بتن مسلح، تنش انتقال یافته در بتن ترک خورده همراه با مشارکت کامل تنش پیوستگی آرماتور با رویکرد ترک پخشی در نظر گرفته شده است. با توجه به تحمل نیروی کششی در فاصله‌ی میان ترک‌ها، همواره انتقال این نیرو به واسطه‌ی چسبندگی میان بتن و میلگردها وجود دارد. این امر سختی کششی بعد از ترک‌خوردگی را از سختی کششی میلگرد تنها بیشتر کرده و افزایش ظرفیت کششی بتن را حاصل می‌نماید. بر این اساس رابطه میان تنش متوسط و کرنش متوسط در حالت تک محوری و تست کشش در مطالعه‌های متعدد گذشته مورد توجه قرار گرفته است (Colins و Mitchel [۲۸]، Vecchio و Colins [۲۵] و Shima و همکاران [۲۹]). در ادامه سه مدل سخت‌شدگی کششی در زیربرنامه اصلی برنامه تحلیلی مطابق شکل ۵ پیاده‌سازی شده است که فرآیند حل روی یک مدل انتخابی انجام می‌پذیرد:



شکل ۵. مدل‌های رفتاری سخت‌شدگی کششی بتن مسلح

Fig. 5. Tension stiffening model

۲- ۳- ۳- مدل رفتاری المان بتن مسلح تحت تنش برشی

ساختار تحلیلی زیربرنامه مدل رفتاری برشی المان بر اساس تابع چگالی تماس ارائه شده توسط Li [۳۰] انجام می‌گیرد. این مدل توانایی شبیه‌سازی رفتاری مکانیزم انتقال تنش از جمله اصطکاک میکروسکوپی سنگدانه‌های بتن، رفتار الاستوپلاستیک سطوح تماس و شکست واحد تماس جهت کنترل مسیر انتقال تنش در طول ترک را دارد. این مدل به طور گسترده در مدل‌سازی رفتارهای برشی بتن مسلح مورد استفاده قرار می‌گیرد که جزییات آن در [۳۱] بیان گردیده است. برای بتن مسلح با نسبت آرماتور نرمال که ترک‌های بسیاری در حوزه المان بتن مسلح رخ دهد، مدل رفتاری برشی به صورت روابط (۲۴) تا (۲۶) تعریف می‌گردد:

$$\tau_{agg}=3.83\ f_c^{1/3}\ (\beta^2/(1+\beta^2)) \quad (۲۴)$$

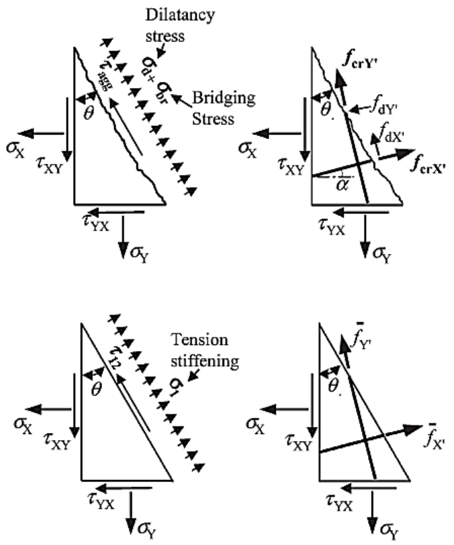
$$\beta=\gamma/\varepsilon_1 \quad (۲۵)$$

$$\sigma_d=3.83\ f_c^{1/3}\ (\pi/2-\cot^{-1}\beta-\beta^2/(1+_{\beta}{}^{2})) \quad (۲۶)$$

که در این روابط، γ کرنش برشی، ε_1 کرنش کششی عمود بر سطح ترک، f_c مقاومت فشاری استوانه‌ای، τ_{agg} مقاومت برشی و σ_d تنش نرمال عمود بر سطح ترک می‌باشد.

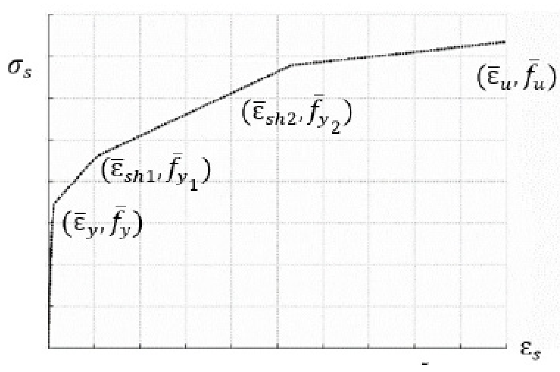
۲- ۳- ۴- مدل رفتاری میلگردهای مسلح‌کننده در بتن

با توجه به اثرات سخت‌شدگی کششی بتن، رفتار آرماتورهای هر فیبر در محل وقوع ترک تغییر کرده و رفتار غیرخطی تنش متوسط-کرنش متوسط فولاد تنها از بین رفته و جاری‌شدگی آرماتور مجاور ترک منجر به کمتر شدن مقاومت تسلیم نسبت به تنش متوسط فولاد می‌گردد. تسلیم‌شدن یک المان صفحه‌ای بتن مسلح، نقطه‌ای تعریف می‌شود که سختی کششی المان به طور کامل شروع به کاهش کرده و متناظر با آن تنش فولاد در صفحه ترک به مقاومت تسلیم برسد. مفاهیم اصلی این بخش در [۲۶] مورد توجه قرار گرفته است. در این پژوهش، مدل رفتاری مورد استفاده در تنش‌های کشش، از مدل متوسط تنش-کرنش متوسط چهار خطی ارائه شده توسط Salem [۳۲] (شکل ۷) و در تنش‌های فشاری از مدل سه خطی Shima [۳۳] (شکل ۸) بهره گرفته شده است که تفصیل روابط هر مدل در منابع ذکر شده تشریح گردیده است.



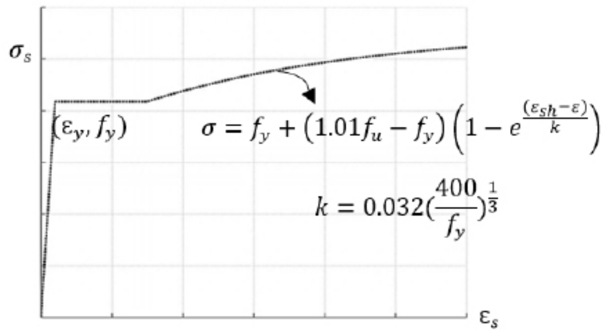
شکل ۶. دیاگرام تنش واقعی (پایین) و متوسط (بالا) المان بتن مسلح [۳۱]

Fig. 6. Stress diagram of (Left) real state, (Right) average state of RC element



شکل ۷. مدل متوسط آرماتور در بتن منحنی چهار خطی Salem

Fig. 7. Average steel bar model proposed by Salem



شکل ۸. مدل رفتاری فولاد تنها، منحنی سه خطی Shima

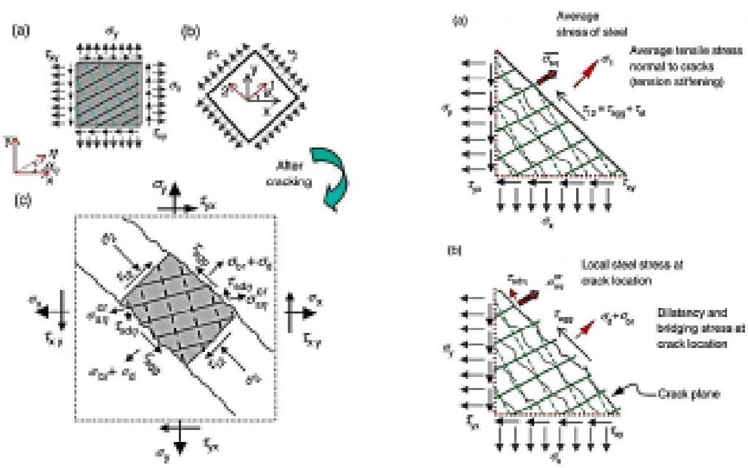
Fig. 8. Bare-bar model proposed by Shima

۲- ۴- تحلیل برشی المان بتن مسلح

همان‌طور که پیش از این بیان گردید در تحلیل زیربرنامه اصلی جهت محاسبه مدول برشی (G)، روش تئوری میدان فشاری اصلاح شده (MCFT[۱]) معرفی شده توسط Vecchio و Colins [۲۵] استفاده شده است. روش مذکور یک مدل تحلیلی برای نشان‌دادن رفتار سازه‌های بتنی دوبعدی است که توسط عناصر غشایی تحت تأثیر تنش‌های نرمال و برشی قرار می‌گیرد، همان‌طور که در شکل ۹ نشان داده شده است. بر مبنای این فرمولاسیون، با استفاده از تنش‌ها و کرنش‌های متوسط (در منطقه بین ترک‌ها) و تنش‌های محلی المان بتنی و میلگردها و همچنین عرض و جهت گسترش ترک در طول بارگذاری، حالت شکست این المان می‌تواند تعیین شود.

خاطر نشان می‌سازد، در این روش محل ترک‌خوردگی از قبل مشخص نیست و هدف یافتن مسیر رشد ترک است. لذا در این روش با این فرض که ترک‌ها در المان به طور یکسان توزیع شده است (روش ترک پخشی)، روابط ساختاری ماده بر اساس تنش متوسط-کرنش متوسط به کار گرفته می‌شود و تا پایان تحلیل، محیط پیوسته همچنان پیوسته باقی می‌ماند و اثرات ترک‌خوردگی در مدل رفتاری نمونه اعمال می‌شود. همچنین یکی از فرض‌های اساسی این روش بدین صورت تعریف می‌شود که بعد از ترک‌خوردگی، تأثیر کرنش عمود بر ترک بر رفتار راستاهای دیگر به صورت صریح وارد محاسبات نمی‌شود و اثرات آن با اصلاح مدل‌های رفتاری انجام می‌پذیرد. بنابراین لازم است ترک‌خوردگی با معیارهای مناسبی کنترل گردد. فرمول‌بندی کامل ترک پخشی ثابت توسط Maekawa و همکاران [۲۶] برای ترک پخشی دوجهته و چهارجهته ارائه شده است. تحلیل غیرخطی زیربرنامه نیز با استفاده از معادله‌های تعادل و سازگاری، آنالیز موضعی عضو بتن مسلح ترک‌خورده و سپس انتخاب روش کنترل تغییرمکان مستقیم[۲] Jirásek و Bazant [۳۴] و در نهایت استخراج مدول برشی المان (G) با استفاده از شیب نمودار تنش برشی- کرنش برشی متوسط مطابق فلوچارت شکل ۱۰ انجام می‌شود.

برای بررسی صحت زیربرنامه انجام شده در سطح المان، مجموعه‌ای از پانل‌های تست شده توسط Vecchio و Colins [۲۶] و Pang و Hsu [۳۵]، تحت تنش‌های یکنواخت داخل صفحه مورد آنالیز قرار گرفته است. تشریح مشخصات پانل‌های آزمایشگاهی به کارگرفته شده در تحلیل المان بتن مسلح در [۲۶] و [۳۵] آورده شده است. نتایج تحلیل سکانتی و انطباق با داده‌های آزمایشگاهی در شکل‌های ۱۱ تا ۱۴ بر مبنای واحد (kg-cm) نشان داده شده است.

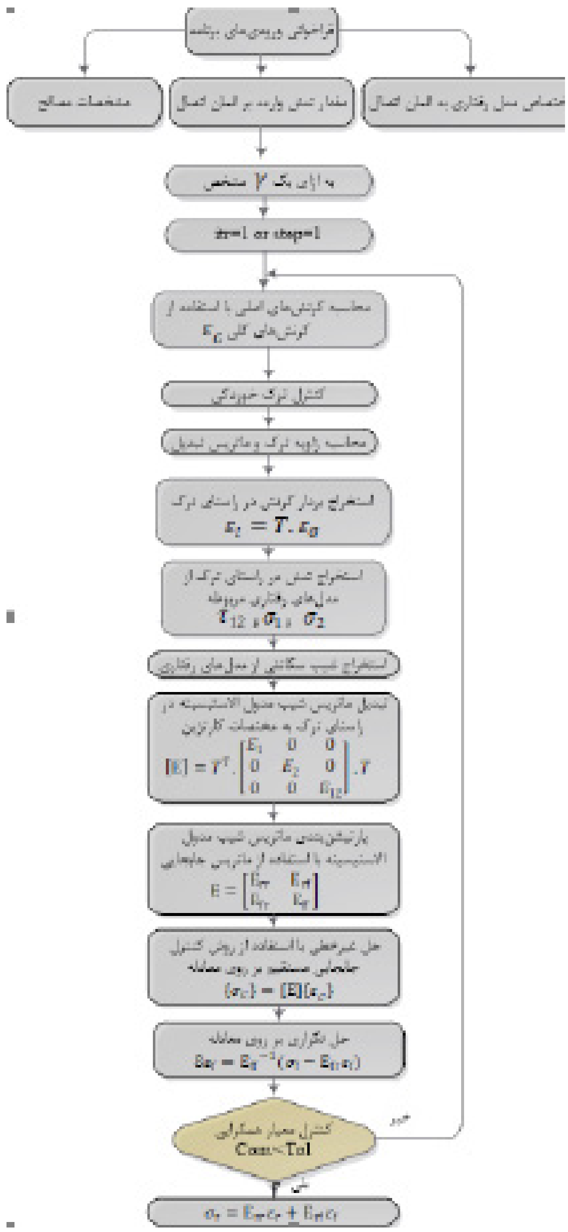


شکل ۹. المان بتن مسلح در روش ترک پخشی ثابت [۲۶]

Fig. 9. Fixed smeared crack approach in RC element

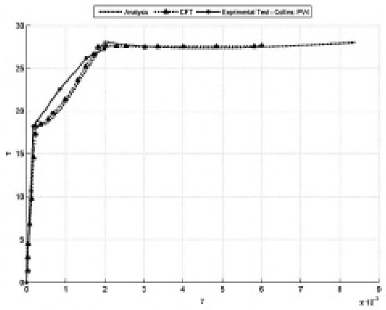
1 Modified Compression Field Theory

2 Direct displacement control



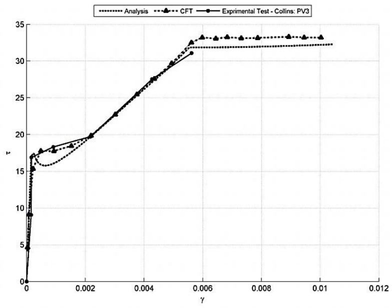
شکل ۱۰. فلوچارت تحلیل غیرخطی المان بتن مسلح بر مبنای رویکرد ترک پخشی ثابت

Fig. 10. Flowchart of nonlinear analysis in fixed smeared crack approach



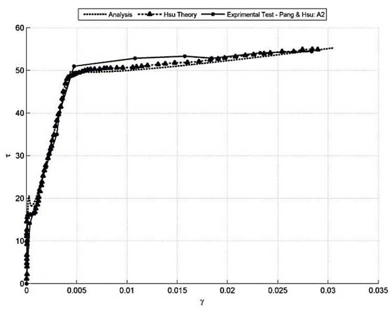
شکل ۱۱. مقایسه تحلیل پانل برشی و آزمایشگاهی PV4

Fig. 11. PV4 panel analysis



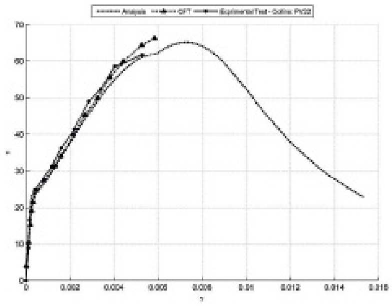
شکل ۱۲. مقایسه تحلیل پانل برشی و آزمایشگاهی PV3

Fig. 12. PV3 panel analysis



شکل ۱۳. مقایسه تحلیل پانل برشی و آزمایشگاهی A2

Fig. 13. A2 panel analysis



شکل ۱۴. مقایسه تحلیل پانل برشی و آزمایشگاهی PV22

Fig. 14. PV22 panel analysis

۲- ۵- الگوریتم حل غیرخطی

جهت انجام تحلیل غیرخطی اصلی برنامه به روشی نیاز است که علاوه بر دقت و سرعت بالا، با کمترین تعداد تکرار در هر گام تحلیلی، بهترین همگرایی را به دست آورد. لذا با توجه کلی بودن برنامه جهت هر نوع مدل‌سازی، باید روش انتخابی همگرایی تحلیل را با توجه به رواداری مجاز نتیجه دهد. یکی از فرآیندهای پرکاربرد برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها، فن طول قوس است. این روش نیز نظیر روش‌های تغییر مکانی به دو روش تانژانتی و سکانتی پیاده‌سازی شده است. در این شیوه، فاصله‌ی نقطه‌های به دست آمده از نتیجه‌ی تحلیل‌های تکراری تا نقطه‌ی ایستایی پیشین را در همه‌ی تکرارهای یک گام برابر مقدار ثابت در نظر می‌گیریم. روش حل طول قوس با استفاده افزودن یک معادله اضافی به مجموعه معادله‌های حاکم، یک قید اضافی مطابق رابطه‌های (۲۷) و (۲۸) ایجاد می‌نماید.

$$r(s)=q_i(d(s))-\lambda(s)\, q_e=0 \qquad (۲۷)$$

$$s=\int ds \;\ldots\; ds=\sqrt{dd^T\, dd+d\lambda^2\, \psi^2 q_e^T q_e} \qquad (۲۸)$$

که در این روابط، ds شعاع قوس، ψ پارامتر مقیاس‌کننده مشخصه میزان درصد مشارکت بار و جابه‌جایی بین صفر و یک می‌باشد که برای تحلیل بر مبنای کنترل جابه‌جایی این متغیر به سمت صفر میل می‌کند. با در نظر گرفتن فرم دیفرانسیلی کلی با استفاده از رابطه (۲۹) و در نظر گرفتن شعاع ثابت دلخواه برای تقاطع قوس و معادله تعادلی Δl خواهیم داشت:

$$a^i=(\Delta d^i)^T \Delta d^i+(\Delta\lambda^i)^2\, \psi^2 q_e^T q_e-\Delta l^2=0 \qquad (۲۹)$$

سپس همزمان دستگاه معادله‌ها به روش نیوتن رافسون به روش تکراری صورت می‌پذیرد. ایده حل ابتدا توسط Riks [۳۶] و سپس توسط Wempner [۳۶] با احتساب معادله اضافی متفاوتی ارائه گردید. با استفاده از بسط سری تیلور مطابق رابطه (۳۰) و ساختار ماتریسی نمایش داده شده توسط Fellipa [۳۷]، رابطه (۳۱) حاصل شده است.

$$a^{i+1}=a^i+\partial a/\partial d\,\delta d^i+\partial a/\partial\lambda\,\delta\lambda^i=a^i+2(\Delta d^i)^T\delta d^i+2\Delta\lambda^i\,\delta\lambda^i\,\psi^2 q_e^T q_e=0 \qquad (۳۰)$$

$$\begin{pmatrix}\delta d^i\\ \delta\lambda^i\end{pmatrix}=-\begin{bmatrix}K_t & -q_e\\ 2\left(\Delta d^i\right)^T & 2\Delta\lambda^i\delta\lambda^i\psi^2 q_e{}^T q_e\end{bmatrix}^{-1}\begin{pmatrix}r^i\\ a^i\end{pmatrix} \qquad (۳۱)$$

در ادبیات پژوهشی روش‌های متعددی جهت حل رابطه (۳۱) ارایه شده است که در این تحقیق، الگوریتم طول قوس خطی هم مرتبه ارائه شده توسط Schweizerhof و Wriggers [۳۸] مورد استفاده قرار می‌گیرد (روابط (۳۲) تا (۳۴)):

$$\delta d^i=-K_t^{-1}\, r^i+\delta\lambda^i\, \delta d_t^i \qquad (۳۲)$$

$$\delta d^i=\delta d^i+\delta\lambda^i\, \delta d_t^i \qquad (۳۳)$$

$$\delta\bar{d}^i=-K_t^{-1}\, r^i \;\ldots\; \delta d_t^i=K_t^{-1}\, q_e \qquad (۳۴)$$

با جایگزینی روابط ارائه شده در فوق در رابطه (۳۰)، میزان افزایش طول قوس هر گام در هر تکرار $\delta\lambda^i$ مطابق رابطه (۳۵) در نظر گرفته می‌شود.

$$\delta\lambda^i=(-(a^{i/2})-(\Delta d^i)^T(\delta\bar{d}^i))/((\Delta d^i)^T(\delta d_t)+\Delta\lambda^i\,\psi^2 q_e^T q_e) \qquad (۳۵)$$

سپس بردار تغییر مکان δd و سطح بار متناظر با آن δλ در گام iام مطابق رابطه (۳۶) و (۳۷) بروز می‌گردد:

$$\Delta d^{i+1}=\Delta d^i+\delta d^i \qquad (۳۶)$$

$$\Delta\lambda^{i+1}=\Delta\lambda^i+\delta\lambda^i \qquad (۳۷)$$

جهت حل رابطه (۲۷) استفاده از عامل پیش‌بینی‌کننده که نمایان‌گر جهت اولین تکرار برای یافتن معادله تعادل است، الزامی می‌باشد. با توجه به اهمیت این عامل در نقاط بحرانی تحلیل‌های غیرخطی، ابتدا بار خارجی به صورت نموی نوشته می‌شود (رابطه (۳۸)):

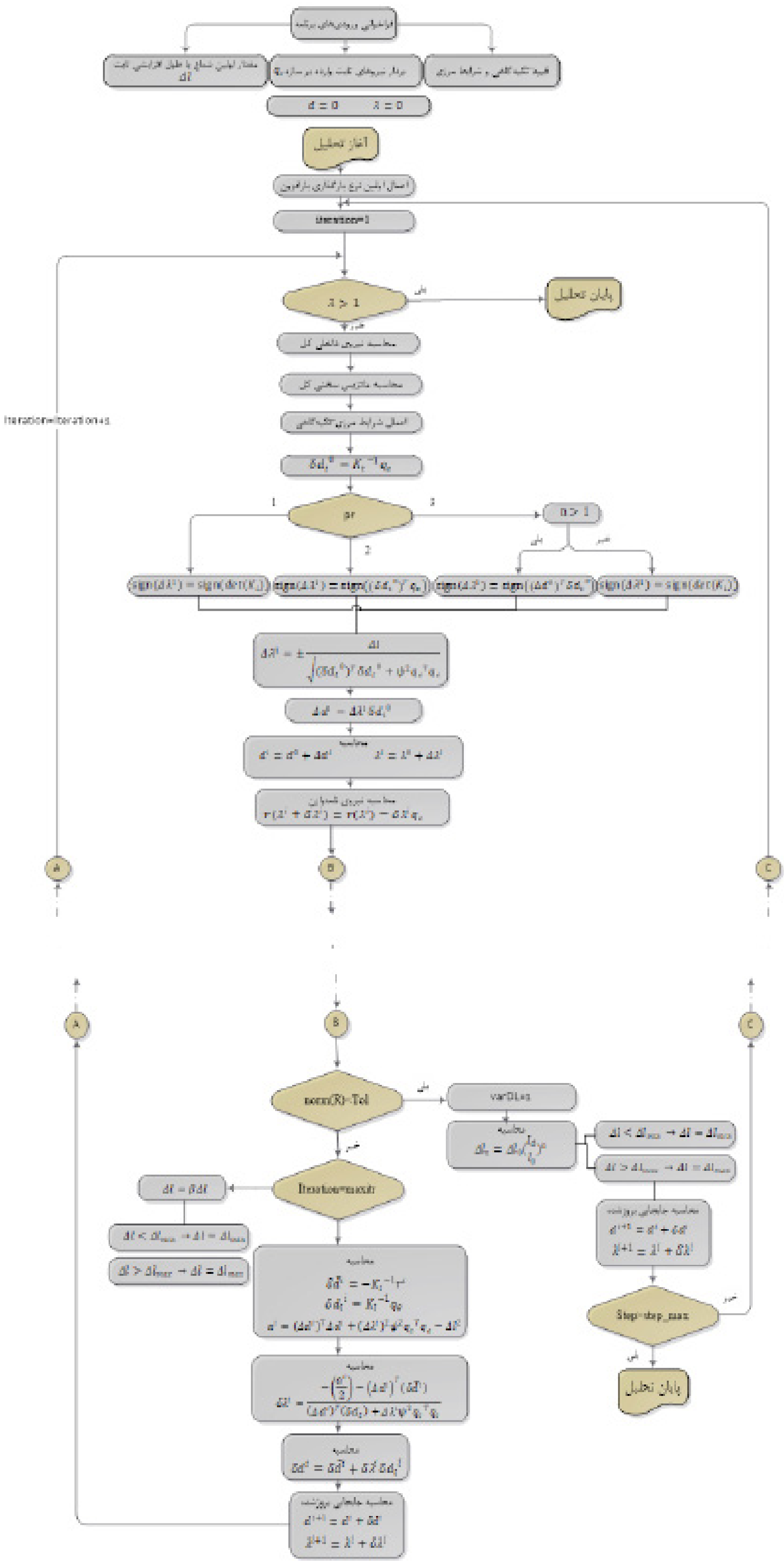
$$\Delta d^1=\Delta\lambda^1\, K_t^{-1}\, q_e=\Delta\lambda^1\, \delta d_t^0 \qquad (۳۸)$$

با جایگزینی رابطه (۳۸) در (۲۹)، رابطه (۳۹) حاصل شده و با استفاده از معیار Feng و همکاران [۳۹] که عملکرد مناسبی برای نقاط بحرانی حدی و شاخه‌ای دارد، پیش‌بینی جهت حرکت سیستم تعادلی در ابتدای هر گام پیش از آغاز تحلیل تکراری مطابق رابطه (۴۰) صورت می‌پذیرد:

$$\Delta\lambda^1=\pm\Delta l/\sqrt{(\delta d_t^0)^T\, \delta d_t^0+\psi^2\, q_e^T\, q_e} \qquad (۳۹)$$

$$\mathrm{sign}(\Delta\lambda^1)=\mathrm{sign}(\{\Delta d^0\}^T\, \delta d_t^0) \qquad (۴۰)$$

در ادامه فلوچارت تحلیلی برنامه تحلیلی به روش طول قوس خطی شده مطابق شکل ۱۵ آورده شده است.



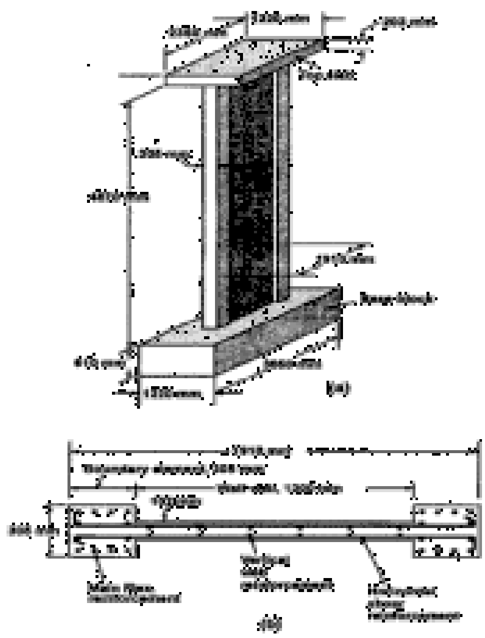
شکل ۱۵. فلوچارت تحلیل غیرخطی به روش طول قوس خطی شده

Fig. 15. Flowchart of linearized Arc-length method

۳- ارزیابی روش تحلیلی و اعتبارسنجی نتایج عددی

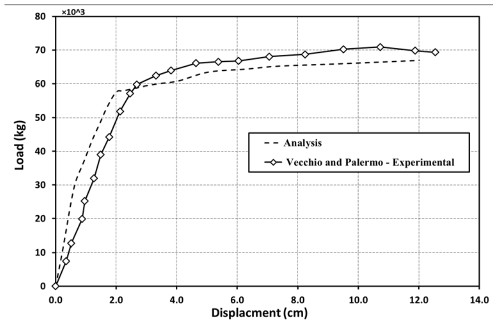
در این بخش براساس تئوری‌های حاکم بر مسائل و فرمول‌بندی‌های پیشنهادی در این پژوهش، نتایج عددی برنامه تحلیلی با نمونه‌های مختلف آزمایشگاهی تست شده موجود مورد آزمون و قیاس واقع شده است.در تمامی تحلیل‌ها از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی با استفاده از المان کامل تیرستونی فیبری شبه تیموشنکو بهره گرفته شده است. جهت تهیه برنامه کامپیوتری بر اساس روش پیشنهادی، زیربرنامه‌های مورد نیاز در قالب فضاهای اشاره شده در بخش‌های پیشین این پژوهش در محیط نرم افزار MATLAB تهیه شده است.

جهت صحت‌سنجی و راستی‌آزمایی روش پیشنهادی چندین دسته متفاوت از نمونه‌های آزمایشی تجربی جهت شبیه‌سازی انتخاب شده است. اولین مجموعه شامل آزمایش‌های مرتبط با دیوارهای برشی بتن مسلح با درصد آرماتورها و هندسه‌های متفاوت مورد نظر بوده که می‌توان به مطالعه‌های عددی–آزمایشگاهی انجام شده توسط Palermo و Vecchio [۴۰] مطابق شکل ۱۶، Mang و Lackner [۴۱] مطابق شکل ۱۸ و Shaingchin و همکاران [۴۲] مطابق شکل ۲۰ اشاره نمود. در این دیوارها با توجه به نسبت‌های مختلف ارتفاع به طول دهانه دیوارها و درصدهای مختلف تسلیح بتن، منحنی رفتاری به دست آمده از تحلیل با بهره‌گیری از المان تیرستونی فیبری، با نتایج آزمایشگاهی و روش عددی پیشنهاد شده در مراجع عنوان شده در شکل ۱۷، شکل ۱۹ و شکل ۲۱ مورد مقایسه قرار گرفته است.



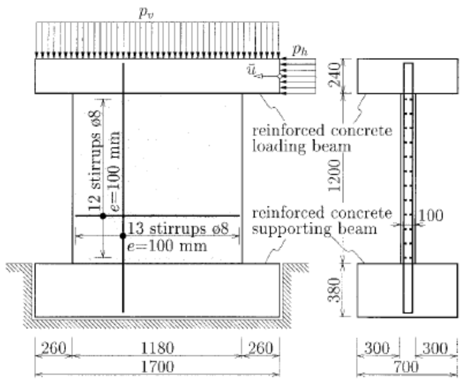
شکل ۱۶. دیوار برشی بتن مسلح نمونه Palermo و Vecchio

Fig. 16. Concrete shear wall tested by Palermo and Vecchio



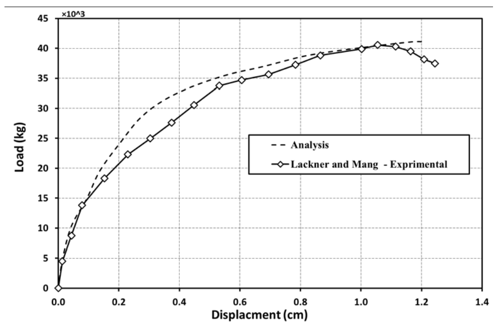
شکل ۱۷. منحنی رفتاری تحلیلی نمونه Palermo و Vecchio

Fig. 17. Load-displacement responses of tested specimen by Palermo and Vecchio



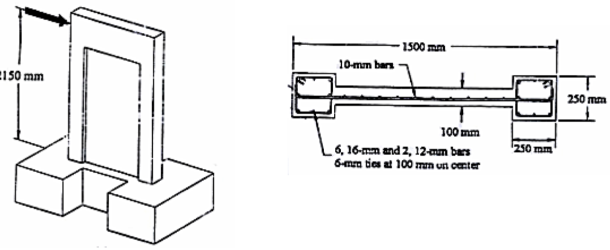
شکل ۱۸. منحنی رفتاری تحلیلی نمونه Mang و Lackner

Fig. 18. Concrete shear wall tested by Mang and Lackner



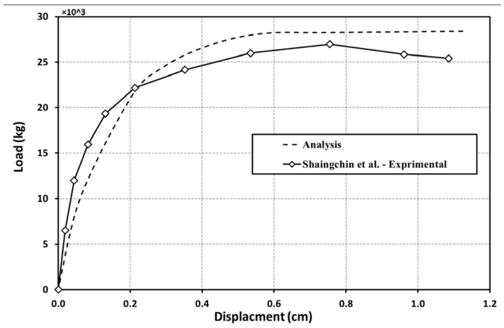
شکل ۱۹. دیوار برشی بتن مسلح نمونه Mang و Lackner

Fig. 19. . Load-displacement responses of tested specimen by Mang and Lackner



شکل ۲۰. منحنی رفتاری تحلیلی نمونه Shaingchin و همکاران

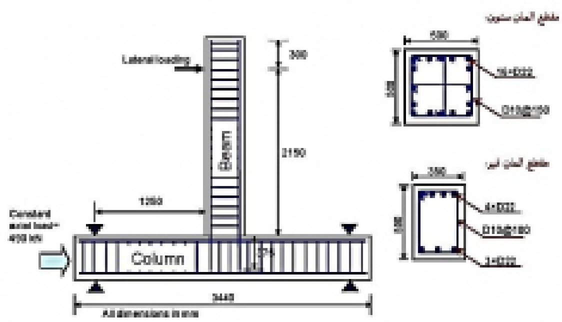
Fig. 20. Concrete shear wall tested by Shaingchin et al.



شکل ۲۱. دیوار برشی بتن مسلح نمونه Shaingchin و همکاران

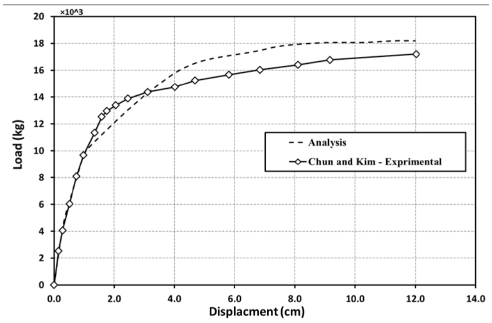
Fig. 21. Load-displacement responses of tested specimen by Shaingchin et al.

همچنین توانایی برنامه تحلیلی با تست‌های آزمایشگاهی قابی شکل مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این میان می‌توان به تحقیقات Chun و Kim [۴۳] مطابق شکل ۲۲، بر روی رفتار اتصالات المان قابی بتن مسلح و مطالعه‌های Vecchio و Emara [۴۴] مطابق شکل ۲۴ بر روی سازه تک دهانه دو طبقه‌ای بتن مسلح اشاره نمود که ارزیابی تحلیلی برنامه در شکل ۲۳ و شکل ۲۵ نشان داده شده است.



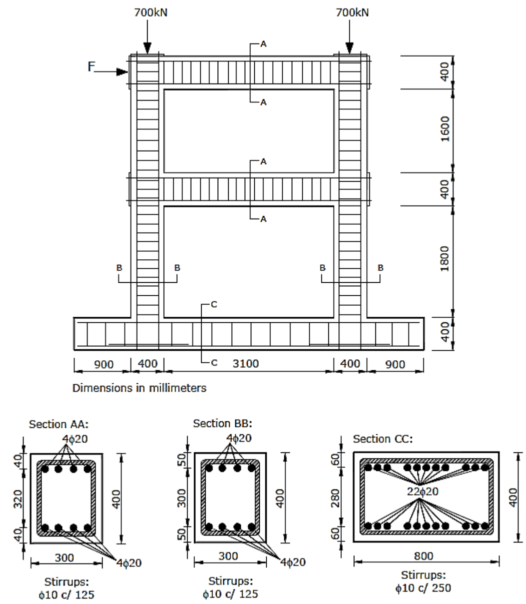
شکل ۲۲. منحنی رفتاری تحلیلی نمونه Chun و Kim

Fig. 22. Concrete joint connection tested by Chun and Kim



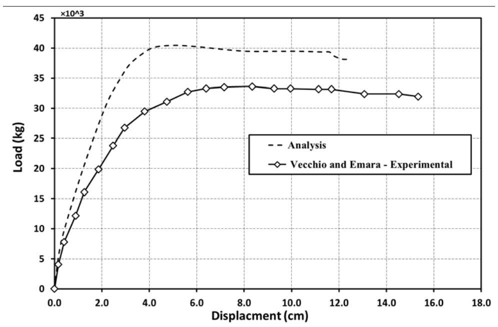
شکل ۲۳. دیوار برشی بتن مسلح نمونه Chun و Kim

Fig. 23. Load-displacement responses of tested specimen by Chun and Kim



شکل ۲۴. منحنی رفتاری تحلیلی نمونه Vecchio و Emara

Fig. 24. Concrete two storey frame tested by Vecchio and Emara



شکل ۲۵. دیوار برشی بتن مسلح نمونه Vecchio و Emara

Fig. 25. Load-displacement responses of tested specimen by Vecchio and Emara

۴- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر تمرکز بر روی روش فرمول‌بندی مدل‌های غیرخطی گسترده بوده و با استفاده از المان فیبری، رفتار غیرخطی عضو به صورت پلاستیسیته گسترده در طول عضو شبیه‌سازی شد. مدل مورد استفاده، مدل درشت مقیاس بر پایه مدل‌های همگن بوده و مدل‌های رفتاری مورد استفاده، مبتنی بر تنش‌ها و کرنش‌های متوسط در رویکرد ترک پخشی در نظر گرفته شده است.

در فرمول‌بندی این پژوهش، مبنای پیکربندی مرجع، پیکربندی گام قبل و یا فرمول‌بندی لاگرانژی به روز شده استفاده گردیده است. در این تئوری، تغییرشکل‌ها کوچک فرض شده و صفحه مقطع بعد از خمش به صورت صفحه در نظر گرفته می‌شود. در این پژوهش، معادله‌های حاکم بر المان تیرستونی فیبری چندگانه خطی لاگرانژی به‌روزشده ارائه شده توسط Orakcal و همکاران توسعه داده شده و جریان حل با استفاده از الگوریتم غیرخطی صورت پذیرفته است. جهت حل غیرخطی معادله‌های حاکم بر مسأله نیز، از دو الگوریتم در درون یکدیگر استفاده شده است. تحلیل غیرخطی برنامه اصلی مبتنی بر روش طول قوس خطی‌شده، ارائه شده توسط Schweizerhof و Wriggers و تحلیل زیربرنامه داخلی جهت تحلیل برشی المان، مبتنی بر روش تئوری میدان فشاری اصلاح شده (MCFT) با الگوریتم کنترل تغییرمکان مستقیم ارائه شده توسط Jirásek و Bazant پیاده‌سازی شده است.

صحت‌سنجی روش تحلیلی ارائه شده با مطالعه‌های آزمایشگاهی تست‌شده بر روی سازه‌های بتنی مسلح اعم از دیوارهای برشی، قاب‌ها و اتصالات بتنی مسلح مورد آزمون قرار داده شده است. روش مذکور در این پژوهش، در سازه‌های با مود حاکم برشی در نمونه‌های تحلیلی قابی با افزایش ظرفیت کمی و یا افزایش سختی اولیه روبرو خواهد بود. مطابق آزمایش‌های انجام شده توسط Vecchio و Emara، مقادیر این افزایش ظرفیت قابل توجه بوده که علل این امر را می‌توان در عدم مدل‌سازی محل اتصال، عدم اعمال مدل‌های تنش پیوستگی آرماتور و جداشدگی آرماتور دانست. روش ارائه شده با وجود ساده‌سازی‌ها و فرض‌های صورت گرفته، در سازه‌های با مودهای ترکیبی حاکم خمشی، برشی تقریب نسبتاً مناسب و همگرایی قابل قبولی را در مسائل را نتیجه می‌دهد.

مراجع

[1] F. Taucer, E. Spacone, F.C. Filippou, A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley, California, 1991.

[2] E. Spacone, F.C. Filippou, F.F. Taucer, Fibre Beam–Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part II. Applications, Earthquake engineering & structural dynamics, 25(7) (1996) 727-742.

[3] M.H. Scott, G.L. Fenves, Plastic hinge integration methods for force-based beam–column elements, Journal of Structural Engineering, 132(2) (2006) 244-252.

[4] Z.-X. Li, Y. Gao, Q. Zhao, A 3D flexure–shear fiber element for modeling the seismic behavior of reinforced concrete columns, Engineering Structures, 117(Supplement C) (2016) 372-383.

[5] P. Ceresa, L. Petrini, R. Pinho, Flexure-shear fiber beam-column elements for modeling frame structures under seismic loading—state of the art, Journal of Earthquake Engineering, 11(S1) (2007) 46-88.

[6] M. Lodhi, H. Sezen, Estimation of monotonic behavior of reinforced concrete columns considering shear-flexure-axial load interaction, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41(15) (2012) 2159-2175.

[7] A. Marini, E. Spacone, Analysis of reinforced concrete elements including shear effects, ACI Structural Journal, 103(5) (2006) 645.

[8] P. Mergos, A. Kappos, A distributed shear and flexural flexibility model with shear–flexure interaction for R/C members subjected to seismic loading, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 37(12) (2008) 1349-1370.

[9] S.Y. Xu, J. Zhang, Hysteretic shear–flexure interaction model of reinforced concrete columns for seismic response assessment of bridges, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 40(3) (2011) 315-337.

[10] S.-Y. Xu, J. Zhang, Axial–shear–flexure interaction hysteretic model for RC columns under combined actions, Engineering Structures, 34 (2012) 548-563.

[11] M. Petrangeli, P.E. Pinto, V. Ciampi, Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: Theory, Journal of Engineering Mechanics, 125(9) (1999) 994-1001.

[12] P. Ceresa, L. Petrini, R. Pinho, R. Sousa, A fibre flexure–shear model for seismic analysis of RC-framed structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 38(5) (2009) 565-586.

[13] R.S. Stramandinoli, H.L. La Rovere, FE model for nonlinear analysis of reinforced concrete beams considering shear deformation, Engineering structures, 35 (2012) 244-253.

[14] T. Mullapudi, A. Ayoub, Analysis of reinforced concrete columns subjected to combined axial, flexure, shear, and torsional loads, Journal of Structural Engineering, 139(4) (2012) 561-573.

[15] M. Sasani, A. Werner, A. Kazemi, Bar fracture modeling in progressive collapse analysis of reinforced concrete structures, Engineering Structures, 33(2) (2011) 401-409.

[16] H.R. Valipour, S.J. Foster, Finite element modelling of reinforced concrete framed structures including catenary action, Computers & structures, 88(9) (2010) 529-538.

[17] K. Orakcal, L.M.M. Sanchez, J.W. Wallace, Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2006.

[18] A. Bazoune, Y. Khulief, N. Stephen, Shape functions of three-dimensional Timoshenko beam element, Journal of Sound and Vibration, 259(2) (2003) 473-480.

[19] S. Puchegger, S. Bauer, D. Loidl, K. Kromp, H. Peterlik, Experimental validation of the shear correction factor, Journal of sound and vibration, 261(1) (2003) 177-184.

[20] W. Yu, D.H. Hodges, Elasticity solutions versus asymptotic sectional analysis of homogeneous, isotropic, prismatic beams, Journal of Applied Mechanics, 71(1) (2004) 15-23.

[21] J. Hutchinson, Shear coefficients for Timoshenko beam theory, TRANSACTIONS-AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS JOURNAL OF APPLIED MECHANICS, 68(1) (2001) 87-92.

[22] S. Dong, C. Alpdogan, E. Taciroglu, Much ado about shear correction factors in Timoshenko beam theory, International Journal of Solids and Structures, 47(13) (2010) 1651-1665.

[23] K. Chan, K. Lai, N. Stephen, K. Young, A new method to determine the shear coefficient of Timoshenko beam theory, Journal of Sound and Vibration, 330(14) (2011) 3488-3497.

[24] S.P. Timoshenko, X. On the transverse vibrations of bars of uniform cross-section, The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, 43(253) (1922) 125-131.

[25] F.J. Vecchio, M.P. Collins, The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, Journal of the American Concrete Institute, 83(2) (1986) 219-231.

[26] K. Maekawa, H. Okamura, A. Pimanmas, Non-linear mechanics of reinforced concrete, Spon Press, 2003.

[27] B. Bujadham, K. MAEKAWA, The universal model for stress transfer across cracks in concrete, Doboku Gakkai Ronbunshu, 1992(451) (1992) 277-287.

[28] H. Okamura, K. Maekawa, Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete, Gihodo-Shuppan Co, Tokyo, 1991.

[29] H. Shima, L.-L. Chou, H. Okamura, Micro and macro models for bond in reinforced concrete, Journal of the Faculty of Engineering, 39(2) (1987) 133-194.

[30] B. Li, Contact density model for stress transfer across cracks in concrete, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo, (1) (1989) 9-52.

[31] M. Soltani, X. An, K. Maekawa, Computational model for post cracking analysis of RC membrane elements based on local stress–strain characteristics, Engineering structures, 25(8) (2003) 993-1007.

[32] H.M.M. Salem, Enhanced tension stiffening model and application to nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete, (1998).

[33] C. Jin, M. Soltani, X. An, Experimental and numerical study of cracking behavior of openings in concrete dams, Computers & structures, 83(8) (2005) 525-535.

[34] M. Jirásek, Z.P. Bazant, Inelastic analysis of structures, John Wiley & Sons, (2002).

[35] X.-B.D. Pang, T.T. Hsu, Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear, Structural Journal, 92(6) (1995) 665-679.

[36] E. Ramm, The Riks/Wempner approach-An extension of the displacement control method in nonlinear analysis, nonlinear computational mechanics, (1982) pp. 63-86.

[37] C.A. Felippa, Nonlinear finite element methods, Department of Aerospace Engineering Sciences and Center for Space Structures and Controls, 2001.

[38] K. Schweizerhof, P. Wriggers, Consistent linearization for path following methods in nonlinear FE analysis, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 59(3) (1986) 261-279.

[39] Y. Feng, D. Perić, D. Owen, Determination of travel directions in path-following methods, Mathematical and computer modelling, 21(7) (1995) 43-59.

[40] D. Palermo, F.J. Vecchio, Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: formulation, ACI Structural Journal, 100(5) (2003) 616-625.

[41] R. Lackner, H.A. Mang, Adaptive FE analysis of RC shells. I: Theory, Journal of engineering mechanics, 127(12) (2001) 1203-1212.

[42] S. Shaingchin, P. Lukkunaprasit, S.L. Wood, Influence of diagonal web reinforcement on cyclic behavior of structural walls, Engineering Structures, 29(4) (2007) 498-510.

[43] S.-C. Chun, D.-Y. Kim, Evaluation of mechanical anchorage of reinforcement by exterior beam-column joint experiments, in: Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, (2004).

[44] F.J. Vecchio, M.B. Emara, Shear deformations in reinforced concrete frames, ACI Structural Journal, 89(1) (1992) 46-56.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

B. Yousefi, M. R. Esfahani, M. R. Tavakkolizadeh, A Mixed Analytical Approach based on Semi-Timoshenko Planar Fiber Frame Element and Modified Compression Field Theory in RC Structures, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(4) (2019) 733-748.

DOI: 10.22060/ceej.2018.14017.5536