

روشی نو در تحلیل غیرخطی بر اساس سختی و تری پیشرو

فریدون ایرانی و علی بیگلری فدافن

گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد
مشهد، ایران

چکیده: در این مقاله پس از آشکارسازی عدم تفاوت در به کارگیری مفهوم ماتریس سختی و تری و مماسی در تحلیل غیرخطی، روشی نو برپایه روش‌های نیوتن گونه ارائه می‌گردد، و به منظور بهبود بیشتر این روش تابع تصحیح کننده‌ای برای تصحیح تغییر شکل‌ها پیشنهاد می‌شود. روش پیشنهادی از الگوریتمی ساده برخوردار است و می‌تواند بهبود قابل توجهی در سرعت تحلیل نسبت به روش نموی تکراری به وجود آورد.

کلید واژه‌ها: تحلیل غیرخطی، سختی و تری، سختی و تری پیشرو

۱. مقدمه

در یک سازه واقعی محاسبه تغییر مکان‌ها و نیروها به صورت دقیق بر اساس روش تحلیل خطی امکان‌پذیر نیست چراکه عوامل گوناگونی نظیر رفتار غیرخطی مصالح و تغییرات هندسه سازه در طول زمان بارگذاری باعث غیرخطی شدن رابطه بین نیروها و تغییر مکان‌ها می‌گردد. به تحلیلی که دربرگیرنده این گونه رفتار باشد تحلیل غیرخطی^۱ گویند که از آن در دو مبحث تحلیل غیرخطی هندسی^۲ و تحلیل غیرخطی مصالح^۳ بحث می‌شود.

۲. تحلیل غیرخطی هندسی

شروع تحلیل غیرخطی ماتریسی را می‌توان از اوایل نیمه دوم قرن گذشته دانست. در این مبحث دو زمینه پژوهشی همواره مطرح بوده است که هر یک از این دو از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. گروهی از پژوهشگران به دنبال تعیین رابطه واقعی تغییر شکل‌ها و نیروها هستند و سعی در آرایه روابطی هرچه دقیق‌تر نموده‌اند که حجم قابل توجهی از تحقیقات انجام شده در فاصله سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۵ در این زمینه بوده است. در حالی که از سال ۱۹۷۵ تاکنون آنچه که بیشتر باعث تحقیقات در زمینه تحلیل غیرخطی گردیده است چگونگی حل رابطه بین تغییر شکل‌ها و نیروهاست. پژوهشگرانی که به حل معادله حاکم بر رفتار سازه‌ها پرداخته‌اند هر یک روشی را ارائه کرده‌اند که با بررسی این روش‌ها می‌توان گفت که روش مناسب جهت حل معادله حاکم روشی است که شروط زیر را تامین کند.

- ۱- توانایی رسیدن به پاسخ دقیق را داشته باشد.
- ۲- از همگرایی خوبی برخوردار باشد.
- ۳- امکان واگرایی پاسخ‌ها برای حالت‌های گوناگون کم باشد.
- ۴- توانایی گسترش را دارا باشد.

هد برای تحلیل ساختاری ساده داشته باشد. عدد توانایی گذر از نقاط حدی را که در آنها بار یا تغییر مکان به مقدار بیشینه یا کمینه خود می‌رسد را دارا باشد.

۳. روش نموی تکراری

این روش که به نام روش نیوتن رافسون اصلاح شده^۱ نیز شناخته می‌شود شالوده اصلی روش‌های تحلیل غیرخطی است و اکثر برنامه‌های تحلیل غیرخطی نیز از این الگو پیروی می‌کنند، این روش پنج شرط اول از شش شرط مناسب تحلیل غیرخطی را داراست و تنها شرط ششم را دارا نیست که آنهم با استفاده از روش‌های ترکیبی اصلاح‌پذیر است [۳، ۴ و ۵].

در این روش مشابه روش نموی بار کل به چند پاره تقسیم شده و در هر گام تنها قسمتی از آن بر سازه وارد می‌گردد. پس از اعمال هر پاره بارگذاری فرآیندی تکراری آغاز می‌گردد که سبب کاهش خطا خواهد شد، روند انجام محاسبات در این روش و در گام i ام به صورت زیر است.

بر اساس بردار تغییر مکان کل به دست آمده در شروع گام i ام $\{D_{tot,i}\}$ ماتریس سختی $[K_i^0]$ که با ماتریس سختی گام i ام تکرار صفر موسوم است تشکیل می‌گردد. اگر بردار بارگذاری این گام $\{P_i\}$ باشد می‌توان معادله حاکم گام i ام تکرار صفر را بر پاکرده و تغییر مکان گام i ام تکرار صفر $\{D_i^0\}$ را محاسبه نمود:

$$\{D_i^0\} = [K_i^0]^{-1} \{P_i\}$$

تغییر مکان کل گام i ام در تکرار j ام به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\{D_i\} = \sum_{k=1}^j \{D_i^k\}$$

که در تکرار صفر ($k=0$) مقدار آن برابر $\{D_i^0\}$ می‌باشد:

$$\{D_{i,0}\} = \{D_i^0\}$$

و تغییر مکان کل در تکرار j ام $\{D_{i,j}\}$ از مجموع تغییر مکان کل در شروع گام و تغییر مکان کل گام i ام در تکرار j ام حاصل خواهد شد:

$$\{D_{i,j}\} = \{D_i\} = \{D_{i,tot}\}$$

اینک بر اساس بردار تغییر مکان در تکرار j ام $\{D_{i,j}\}$ ماتریس سختی گام i ام تکرار j ام محاسبه می‌شود. بردار بار نامیزان برای تکرار j ام گام i ام به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\{Q_i^j\} = \{P_i\} - [K_i^j] \{D_{i,j-1}\}, \quad j \geq 1$$

بر اساس ماتریس سختی و بردار بار نامیزان تکرار i ام گام i ام معادله حاکم بر پاگردیده تغییر مکان گام i ام تکرار $j+1$ ، $\{D_i^{j+1}\}$ محاسبه می‌شود:

$$\{D_i^{j+1}\} = [K_i^j]^{-1} \{Q_i^j\}$$

روند تکرار به همین صورت ادامه پیدا می‌کند تا زمانی که بردار بار نامیزان قابل صرف‌نظر کردن باشد در این هنگام محاسبات گام i ام پایان می‌پذیرد و تغییر مکان کل در شروع گام $i+1$ ام و $\{D_{tot,i+1}\}$ بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\{D_{tot,i+1}\} = \{D_{tot,i}\} + \{D_{n_{tot}}\}$$

۴. اساس روش پیشنهادی

نکته مهم، چگونگی به کارگیری ماتریس سختی در روند تحلیل است. در روند تحلیل یکی از اولین مفاهیمی که مطرح می‌شود مفهوم تفاوت بین سختی مماسی و وتری می‌باشد که هر یک بطور مجزا مورد بحث قرار می‌گیرد. روابط ارائه شده در تحلیل غیرخطی نیز بر این پایه استوار است. به طوری که شکل عمومی ماتریس سختی به صورت زیر ارائه می‌شود. [۸ و ۷]

$$[K] = [K_0] + [K'_s] \quad (۱)$$

که تاکید بر متفاوت بودن ماتریس $[K_0]$ از ماتریس $[K'_s]$ دارد. در حالیکه از دیدگاه ریاضی می‌توان اثبات کرد که اگرچه مفهوم سختی مماسی و وتری قابل تعریف و تمایز است. اما اصرار بر اعمال تفاوت مفهوم سختی مماسی و وتری بر اساس روشهای موجود در روند محاسبات تحلیل غیرکشسان باعث کاهش کارایی الگوریتم‌های بهبود دهنده سرعت می‌شود. اگر رابطه بار تغییر مکان را به صورت زیر در نظر بگیریم:

$$P = f(D)$$

سختی مماسی در لحظه i بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$K_{Ti} = \left[\frac{dp}{dD} \right]_{D=D_i} = \left[-\frac{df(D)}{dD} \right]_{D=D_i}$$

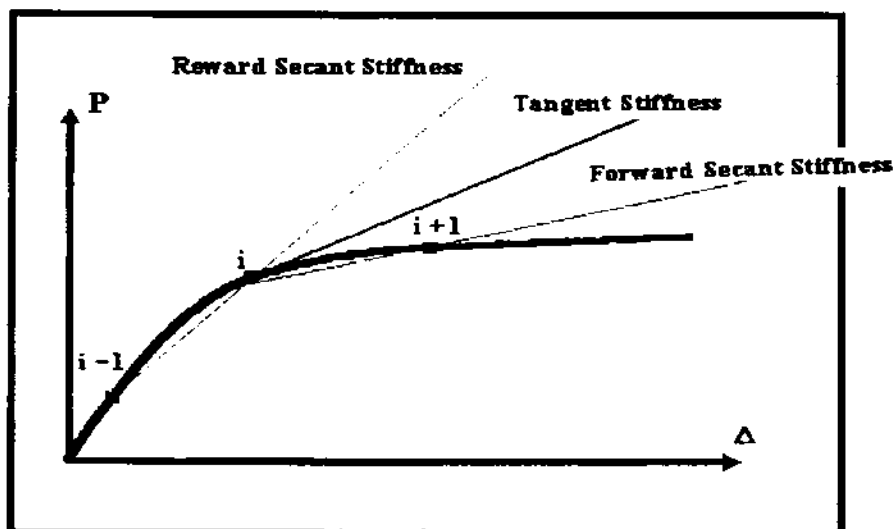
در حالی که مقدار سختی وتری در فاصله دو لحظه i و j به صورت زیر خواهد بود:

$$K_{ij} = \frac{P_j - P_i}{D_j - D_i}$$

با قبول اختلاف بین مفهوم ماتریس سختی مماسی و وتری در روند تحلیل غیرخطی، در شروع هر گام مقدار سختی مماسی مبنا قرار می‌گیرد و در تکرارهای هر گام بر اساس نوع روش بر اساس الگوریتم ویژه‌ای از ماتریس سختی وتری استفاده می‌شود. این

در حالی است که می‌توان بدون توجه به مفهوم سختی مماسی و تفاوت آن با سختی وتری در هر لحظه از هر گام از ترکیب کلی ماتریس سختی که با رابطه (۱) نشان داده شده است استفاده کرد.

در روند تحلیل غیرخطی در شروع گام i ام می‌توان سه نوع سختی تعریف کرد و از آن در محاسبات استفاده نمود. سختی وتری پسر^۱ که بر اساس تغییر مکانها در گام i ام و گام $i-1$ ام تعریف می‌شود سختی مماسی^۲ که بر اساس تغییر مکان در لحظه i ام تعریف می‌شود و سختی وتری پیشرو^۳ که بر اساس تغییر مکان‌های گام i ام، گام $i+1$ ام تعریف می‌شود. سه مفهوم سختی وتری پسر و سختی مماسی و سختی وتری پیشرو در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱. معرفی سه مفهوم سختی وتری پیشرو و سختی مماسی و سختی وتری پسر^۱ [۸]

تفاوت بین بکارگیری (مفهوم) سختی مماسی و وتری از آن روست که در روند تحلیل غیرخطی استفاده از سختی وتری پسر به دلیل سختی زیاد (شیب زیاد) روند همگرایی کند می‌گردد. تعیین سختی وتری پیشرو نیز در شروع گام i ام به دلیل مشخص نبودن تغییر مکانها در شروع گام $i+1$ ام مقدور نیست از این رو تنها می‌باید در لحظه i ام سختی مماسی معین شود. اما اگر به صورتی سختی وتری پیشرو تخمین زده شود به دلیل آن که سختی وتری پیشرو از سختی مماسی کوچکتر است (شیب آن کمتر است)، روند همگرایی سرعت می‌گیرد طوری که بدترین نوع تخمین برای آن در شروع گام $i+1$ ام روند همگرایی را نسبت به استفاده از سختی مماسی سرعت بیشتری می‌بخشد و هرچه به مقدار واقعی نزدیکتر باشد این افزایش سرعت بیشتر می‌گردد.

به نکته‌ای که در تخمین سختی وتری پیشرو باید توجه کرد این است که اگر سختی کمتر از مقدار واقعی تخمین زاده شود استفاده از سختی وتری پیشرو باعث عدم همگرایی یا طولانی شدن روند محاسبات می‌گردد. دلیل این امر تغییر علامت مقدار بار نامیزان است که باعث می‌شود نتایج در همسایگی مقادیر تغییر شکل‌های واقعی در گام $i+1$ ام نوسان کرده و روند همگرایی را کند کند. از این رو توصیه می‌شود همواره مقدار تغییر مکان‌ها به گونه‌ای تخمین زده شود که از مقدار واقعی بیشتر نباشد.

در به کارگیری سختی وتری پیشرو روش‌های گوناگونی توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است که با الگوریتم‌های مختلف تلاشهایی را برای رسیدن به پاسخ‌های دقیق با افزایش معیار سرعت انجام داده‌اند که در قالب روش‌های نیوتن گونه قرار

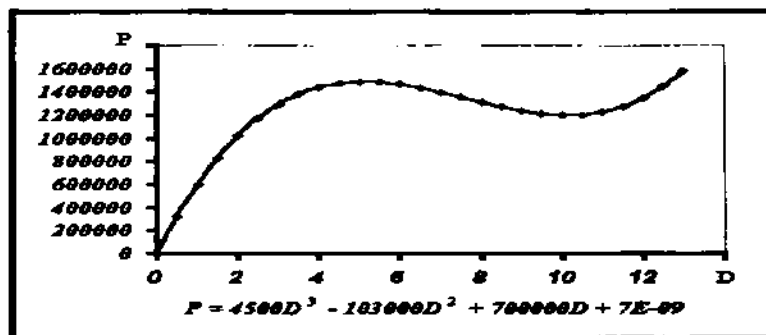
می‌گیرند. در روش‌های متعارف نیوتن گونه نظیر روش‌های (Powell's Symmetric of Broyden's) PSB و (Broyden, و BFGS) Fletcher, Goldfarb, Shanno) تلاش می‌شود ماتریس سختی و تری پیشرو سازه تخمین زده شود که عیب این روش‌ها ذخیره‌سازی حجم عظیمی از اطلاعات است و این امر در تحلیل سازه‌های بزرگ مشکل‌آفرین خواهد شد، لازم به ذکر است که در این حالت ماتریس تخمین زده شده از حالت نواری خارج شده و زمان لازم برای محاسبه وارون ماتریس سختی را دو چندان می‌کند [۹]. در روش (Davidon, Fletcher, Powell) DFP و وارون ماتریس سختی تخمین زده می‌شود اما پژوهشهای عددی نشان می‌دهد که کارایی روش‌های PSB و BFGS از روش DFP بیشتر است [۹].

در روش پیشنهادی سعی می‌گردد که، مقدار تغییر مکان‌ها تخمین زده شود و سپس ماتریس سختی سازه برپا گردد. در این روش با در نظر گرفتن تغییر مکان‌ها و مقدار بارگذاری متناظر با تغییر مکان‌ها در سه گام $i-1$ و $i-2$ و فرض منحنی درجه دوم برای رفتار بار تغییر مکان در حد فاصل این سه گام و ادامه همین رفتار برای گام بعد (گام $i+1$ ام) تغییر مکان‌های $i+1$ ام تخمین زده می‌شود. و به منظور بهبود بیشتر روند همگرایی با الهام از روند آموزشی شبکه‌های عصبی و با معرفی ضریب Φ بصورت نسبت مقدار تغییر مکان‌های واقعی به مقدار تغییر مکان‌های تخمین شده در گام i ام، تغییر مکان‌های تخمین زده شده برای گام $i+1$ ام تصحیح می‌شوند [۱ و ۲]. در تکرارهای هر گام نیز می‌توان از الگوریتم مشابهی جهت بهبود سرعت تحلیل سود برد.

در سازه‌هایی که دارای بیش از یک درجه آزادی هستند در هر درجه آزادی با توجه به تاریخچه تغییرات، تغییر مکان‌های متناظر با آن درجه آزادی و تغییرات ضریب Φ مربوط به آن درجه آزادی مقدار تغییر مکان تخمین زده می‌شود و پس از تصحیح با بکارگیری ضریب Φ در روند تحلیل اعمال می‌گردد.

۵. الگوریتم روش پیشنهادی

در صورتی که رابطه بار تغییر مکان در یک سیستم یک درجه آزادی به صورت شکل (۲) در نظر گرفته شود. روند معمول محاسبات تحلیل غیرخطی در جدول (۱ - الف) ذکر شده است.



شکل ۲. رابطه بار تغییر مکان در نظر گرفته شده در یک سیستم یک درجه آزادی

روند محاسبات در جدول (۱ - الف) را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد.

در شروع هر گام

D_{i+1} برابر است با مقدار D_i در انتهای گام قبل (در گام اول $D_i=0$)

$$D_{i+1} = 0$$

$$D_{i+1} = 2$$

۳- مقدار سختی بر اساس سختی مماسی محاسبه می‌شود.

$$K = K_T = \frac{dP}{dD} = 13500D^2 - 206000D + 700000$$

۴- ΔP توسط تحلیل گر انتخاب می‌شود.

$$Q = \Delta P \tag{۵}$$

$$\Delta D = \frac{Q}{K} \tag{۶}$$

$$D_{i+1} = \Delta D \tag{۷}$$

و در تکرارهای هر گام

۱- D_i برابر است با مقدار D_{i+1} در انتهای گام قبل (در گام اول $D_i=0$)

۲- D_{i+1} برابر است با مقدار D_{i+1} در انتهای تکرار قبل

۳- K مقدار سختی بر اساس سختی وترقی در حد فاصل D_i و D_{i+1} محاسبه می‌شود.

$$K = K_{i,i+1} + \frac{[4500(D_{i+1}^3 - D_i^3) - 103000(D_{i+1}^2 - D_i^2) + 700000(D_{i+1} - D_i)]}{(D_{i+1} - D_i)}$$

۴- ΔP برابر است با مقدار ΔP در شروع گام

$$Q = \Delta P - K(D_{i+1} - D_i) \tag{۵}$$

$$\Delta D = \frac{Q}{K} \tag{۶}$$

$$D_{i+1} = D_{i+1} + \Delta D \tag{۷}$$

در حالی که در روش پیشنهادی در شروع هر گام، مقدار D_{i+1} در انتهای گام تخمین زده شده و در محاسبات اعمال می‌شود. و سختی در شروع گام بر اساس سختی مماسی در حد فاصل تغییر مکان D_i و D_{i+1} تخمین زده شده، محاسبه می‌شود و مقدار Q نیز بر اساس رابطه زیر معین می‌شود.

$$Q = \Delta P - K(D_{i+1} - D_i)$$

در گام k ام در شرایطی که $k > 3$ می‌باشد بر اساس مقدار بار و تغییر مکان متناظر با مقدار بار در سه گام متوالی قبل و فرض رابطه درجه دوم به عنوان رابطه بار تغییر مکان ضرایب چند جمله‌ای درجه دوم زیر محاسبه می‌شود.

$$D = AP^2 + BP + C$$

و بر اساس رابطه فوق مقدار تغییر مکان تخمین زده می‌شود و به منظور تصحیح تغییر مکان D_{i+1} تخمینی مقدار آن در ضریب Φ که به صورت نسبت تغییر مکان تخمینی به تغییر مکان واقعی در گام قبل تعریف می‌شود ضرب می‌گردد. روند محاسبات در جدول (۱ - ب) نشان داده شده است.

به منظور بررسی روند پیشنهاد شده نرم‌افزاری نگارش یافته که تحلیل دقیق سازه‌های دو بعدی را به انجام می‌رساند در حالی که رابطه غیرخطی بین بار و تغییر مکان بر پایه ماتریس سختی ویژه‌ای که فرضیات تغییر شکل‌های بزرگ و کرنش‌های کوچک در آن لحاظ شده است این رابطه‌سازی در فضای لاگرانژین به هنگام شونده که فضایی مناسب برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها است به انجام رسیده و رابطه غیرخطی حاکم بر رفتار سازه بر اساس روش پیشنهادی که تلفیقی از روش‌های پیوسته^۱ و ناپیوسته^۲ است حل می‌شود و این در حالی است که اثرات رفتار غیرخطی مصالح در خمش، برش، کوتاه شدگی اعضاء در خمش و تغییرات سختی اتصال در حین بارگذاری نیز در روند محاسبات ملحوظ می‌گردد [۱]. چون روش‌های بسیاری جهت انجام تحلیل غیرخطی وجود دارد و مقایسه دقیق و جزء به جزء با تمامی روش‌ها ممکن نیست، جهت انجام مقایسه روش نیوتن رافسون اصلاح شده که کاملاً شناخته شده می‌باشد به عنوان روش پایه انتخاب گردید تا امکان مقایسه برای تمامی پژوهشگران بدون نیاز به بازنویسی برنامه رایانه‌ای بر اساس الگوریتم پیشنهادی وجود داشته باشد.

گرچه مثال های متعددی چه با سازه های بزرگ و چه با سازه های کوچک با روش پیشنهادی به انجام رسیده است [۱] در این مقاله به دلیل عدم امکان ارائه اکثر آنها تنها به ذکر چند مثال کوچک بسنده شده است. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل با اعمال مفهوم سختی مماسی (روش متداول) و بدون اعمال روش سختی مماسی (روش پیشنهادی) در تیر طرهای (نمونه شماره یک) در جدول (۲) مشاهده می شود.

جدول ۲. مقایسه الگوی پیشنهادی با روش معمول در نمونه شماره یک

تعداد گام بارگذاری	بدون اعمال مفهوم سختی مماسی					با اعمال مفهوم سختی مماسی						
	تیر شکل V	تیر شکل U	تیر شکل I	زمان تحلیل			تیر شکل V	تیر شکل U	تیر شکل I	زمان تحلیل		
				س	د	ب				س	د	ب
۱۰	۴	۶	۲/۳	۰	۰	۵	۱۱	۲/۳	۰	۰		
۱۰۰	۰/۸	۴	۳۲/۳	۰	۱	۱	۶	۴۲/۵	۱	۰		
۱۰۰۰	۰/۵	۱	۱/۳۲	۰	۳	۰/۵	۵	۳/۲۲	۳	۰		

همان گونه که مشاهده می شود عدم توجه به مفهوم ماتریس سختی مماسی در روند محاسبات و به کارگیری سختی وتري پیشرو باعث بهبود قابل توجه محاسبات می گردد به گونه ای که به منظور دسترسی به یک دقت مطلوب با اعمال مفهوم ماتریس سختی مماسی نیاز به حدود یک هزار گام بارگذاری می باشد در حالی که با صرف نظر کردن از مفهوم سختی مماسی و به کارگیری سختی وتري پیشرو می توان با یک صد گام بارگذاری به همان دقت در محاسبات دست یافت، با مقایسه زمان هر یک از این دو تحلیل بهبود تقریبی ۴۴ درصدی در زمان تحلیل مشاهده می شود. در جدول (۳) نتایج حاصل از روش متعارف (اعمال مفهوم سختی مماسی) و روش پیشنهادی (بر اساس ماتریس سختی وتري پیشرو) و با خطای تغییر مکان یکسان برابر با یک درصد ذکر شده است. با توجه به ویژگی های نمونه های ارائه شده مشاهده می شود که اگر دامنه افزایش بار و تغییر مکان در ناحیه خطی رابطه بار تغییر مکان تغییر کند زمان اجرا حداقل ده درصد بهبود می یابد و با تقلیل سختی سازه این بهبود افزایش پیدا می کند و بیشترین تاثیر زمانی است که سختی به سمت صفر میل کند.

جدول ۳. مقایسه الگوی پیشنهادی با روش معمول

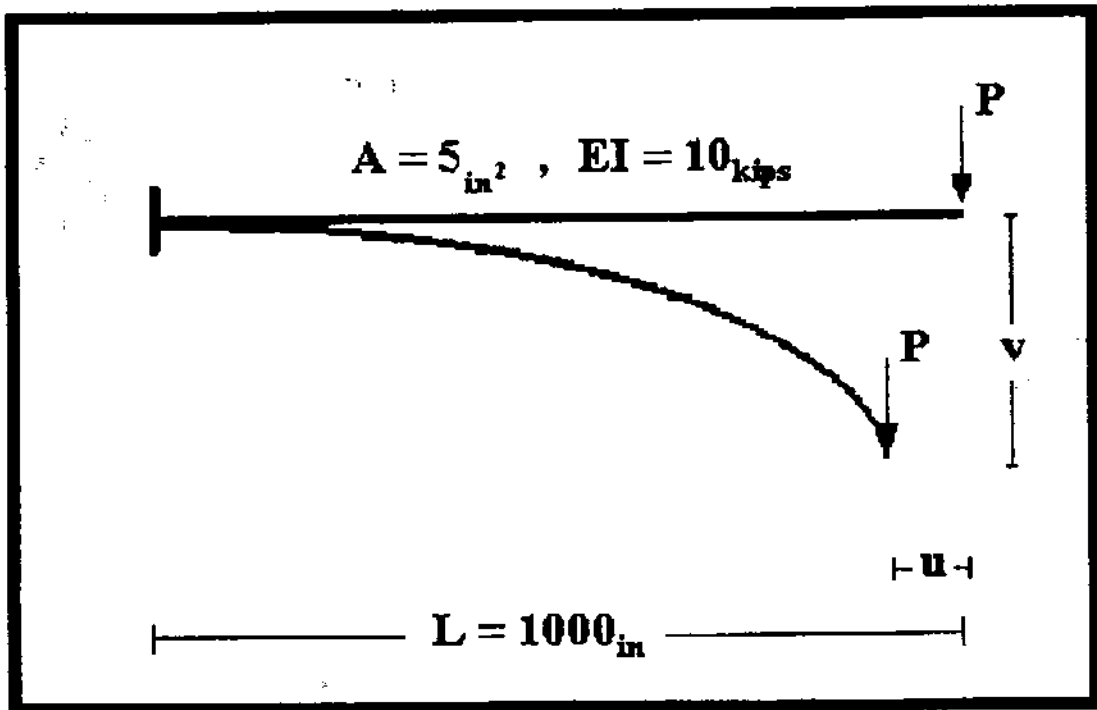
محدود بهبود زمان اجرا	زمان تحلیل بدون اعمال مفهوم سختی مماسی		زمان تحلیل با اعمال مفهوم سختی مماسی		تیر شکل
	تیر شکل	تیر شکل	تیر شکل	تیر شکل	
۵۱/۷	۳	۳۵/۳	۳	۳	تیر استوانه ای
۱۲/۳	-	۳/۲۹	-	۲/۹۲	تیر مهار بندی شده
۱۱/۹	-	۲/۸۳	-	۲/۵۷	A
۱۱/۷	-	۲/۶۸	-	۲/۶۱	B
۱۱/۶	-	۱/۷۷	-	۱/۵۳	C
۳۷/۷	-	۲/۳۵	-	۱/۵۹	D
۲۹/۸	-	۲/۱۸	-	۲/۲۲	A
۲۸/۳	-	۲/۳	-	۲/۷۵	B
۲۸/۷	-	۲/۲۲	-	۲/۲۸	C
۲۳/۶	-	۲/۳۵	-	۲/۳۳	D
۲۵/۹	-	۲/۳۵	-	۲/۷	A
۱۶/۶	-	۲/۱	-	۱/۸۰	۲/۲۷ = ۰.۰۴
۱۳/۲	-	۱/۳۵	-	۱/۷۷	۲/۲۷ = ۰.۰۴

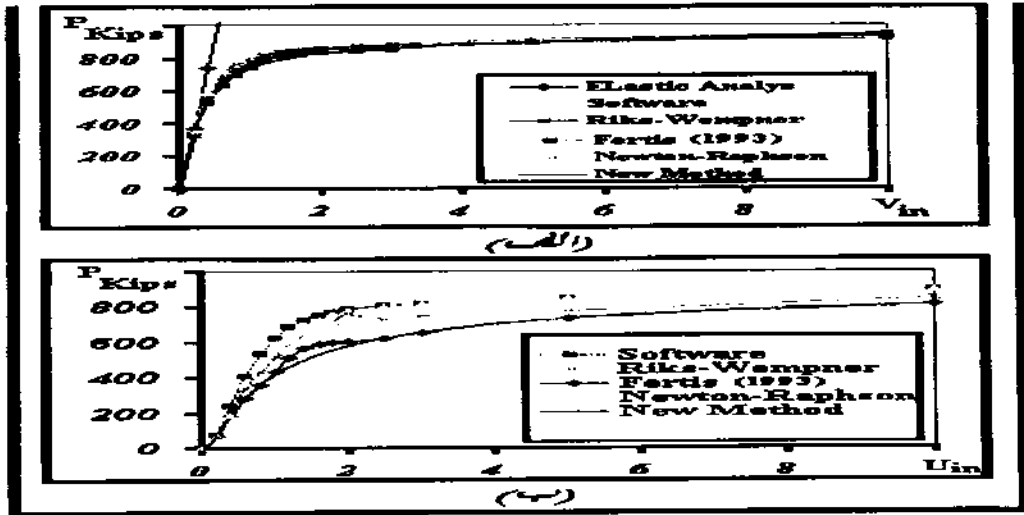
در سازه‌های بزرگ که تحلیل آنها بر اساس روش معمول امکان‌پذیر نیست توانایی روش پیشنهادی در تحلیل آنها و به ویژه در سازه‌های انعطاف‌پذیر به اثبات می‌رسد [۱].
لازم به ذکر است در محاسبه زمان‌ها از توابع جهش دهنده افزاینده دقت و سرعت در الگوریتم برنامه استفاده شده است. [۱]

۶. نمونه شماره یک: تیر انعطاف‌پذیر طره‌ای

در این مثال رفتار یک تیر طره‌ای انعطاف‌پذیر با مشخصات ارائه شده در شکل (۳) و با ده عضو شبیه‌سازی شده است. رابطه بار - تغییر مکان برای تغییر شکل شکل u , v بر اساس روش پیشنهادی^۱ در کنار نتایج ارائه شده توسط فرتیز^۲ و ریکس^۳، ویمپنر^۴ و روش نیوتن رافسون و یک برنامه رایانه‌ای دیگر در شکل (۴) نشان داده شده است. [۷]
همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج محاسبات دارای همخوانی لازم است و اختلاف اندک مشاهده شده بین روش‌های موجود را می‌توان به دلیل تفاوت روش‌ها و فرضیات گوناگون به کار گرفته دانست، که ناشی از اختلاف بین دیدگاه‌هاست. بررسی‌های انجام شده نشان داد که توانایی الگوریتم ارائه شده در تحلیل غیرخطی بویژه در سازه‌های انعطاف‌پذیر نظیر نمونه شماره یک، بسیار بیشتر از الگوریتم‌های ارائه شده در نرم‌افزارهای معتبری نظیر Drain, SAP, ANSYS می‌باشد، به گونه‌ای که هیچ یک از این نرم‌افزارها پاسخ‌های صحیح در تحلیل این نمونه به دست نمی‌دهند. [۱]

شکل ۳. تیر انعطاف‌پذیر طره‌ای





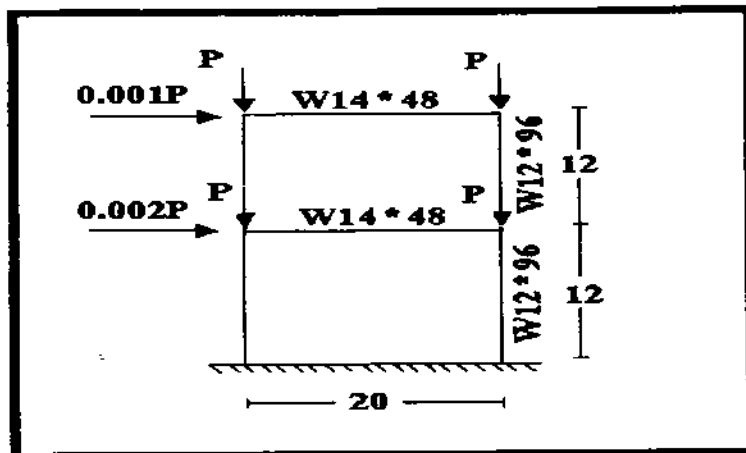
شکل ۴. نتایج مربوط به روشهای گوناگون تحلیل غیرخطی مثال تیر انعطافپذیر

۷. نمونه شماره دو: قاب نیمه صلب

این مثال که توسط AISC به منظور معرفی برنامه تحلیل غیرخطی سازه‌ها با اتصال نیمه صلب به کار گرفته شده است شامل دو بخش می‌باشد که در بخش نخست به بررسی رفتار یک قاب دو طبقه مهاربندی نشده با اتصالات نیمه صلب تیپ A, B, C, D و Rigidه پرداخته می‌شود. و در بخش دوم رفتار همان قاب به صورت مهاربندی شده مورد بررسی قرار می‌گیرد. [۶]

۸. قاب مهاربندی نشده

در این بخش چگونگی تغییرات، تغییر مکان بیشینه جانبی قاب دو طبقه با ابعاد و بارگذاری و مشخصات معرفی شده در شکل (۵) در برابر تغییرات مقدار بارگذاری به عنوان الگو در نظر گرفته شده است.

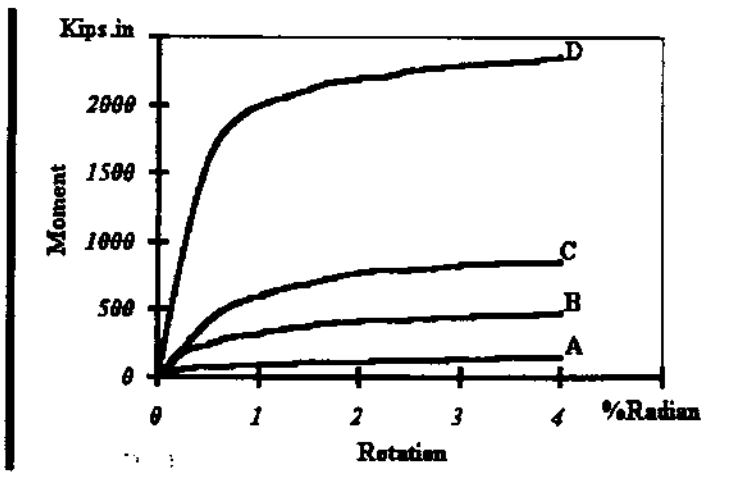


شکل ۵. مشخصات قاب مهاربندی شده

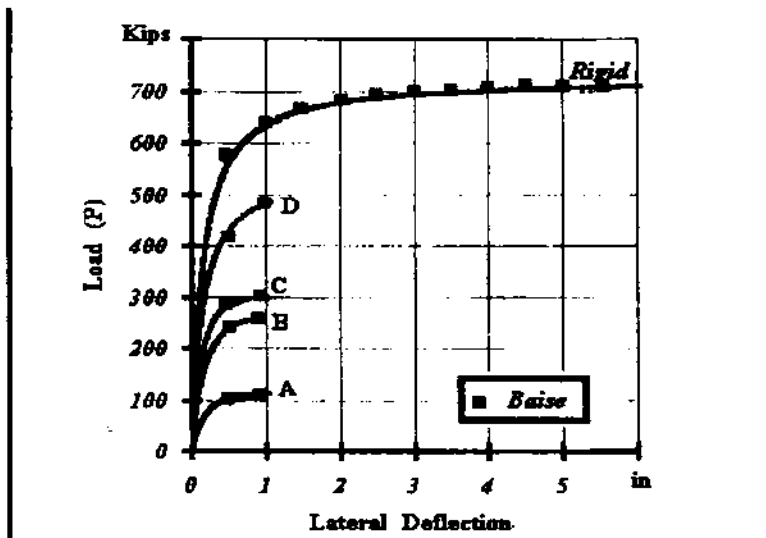
در قاب اشاره شده رفتار بار تغییر مکان برای چهارگونه اتصال نیمه‌صلب، با مشخصات رفتاری مشخص شده در شکل (۶) و همچنین در حالتی که اتصالات به صورت صلب کامل در نظر گرفته شوند در مرجع [۶] ارزیابی شده‌اند. نتایج محاسبات بر اساس برنامه نگارش یافته در کنار نتایج مندرج در مرجع اشاره شده در شکل (۷) ارزیابی شده‌اند، که نشان دهنده تطبیق کامل نتایج می‌باشد.

۹. قاب مهاربندی شده

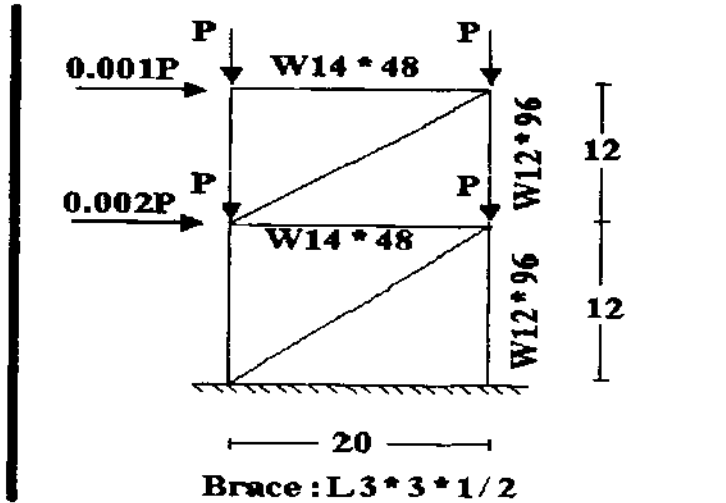
در این بخش رفتار قاب مهاربندی شده شکل (۸) برای پنج گونه اتصال معرفی شده مورد بازبینی قرار گرفته است. نتایج محاسبات انجام شده در کنار نتایج مرجع [۶] در شکل (۹) نشان دهنده تطبیق کامل نتایج می‌باشد.



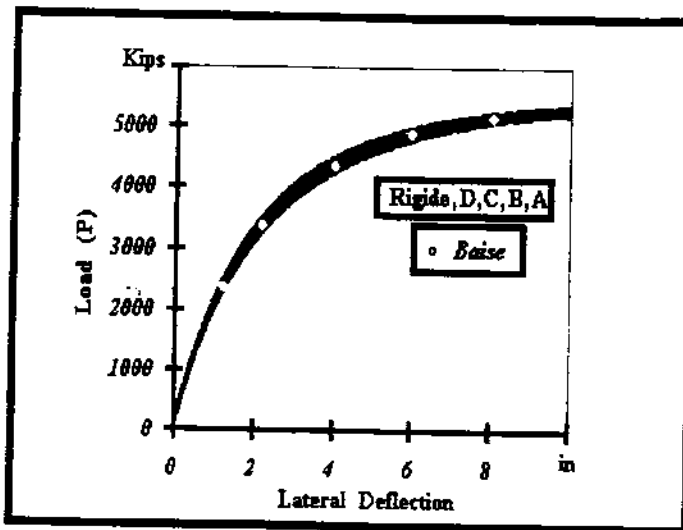
شکل ۶ رابطه لنگر دوران برای اتصالات معرفی شده



شکل ۷. مقایسه نتایج محاسبات با نتایج موجود



شکل ۸. مشخصات قاب مهاربندی شده

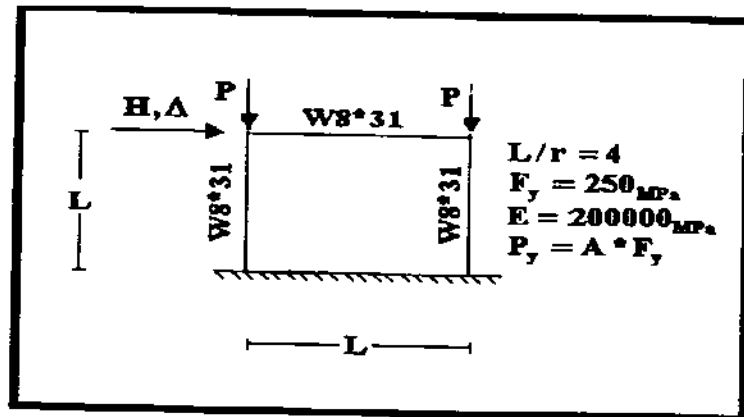


شکل ۹. مقایسه نتایج محاسبات با نتایج موجود

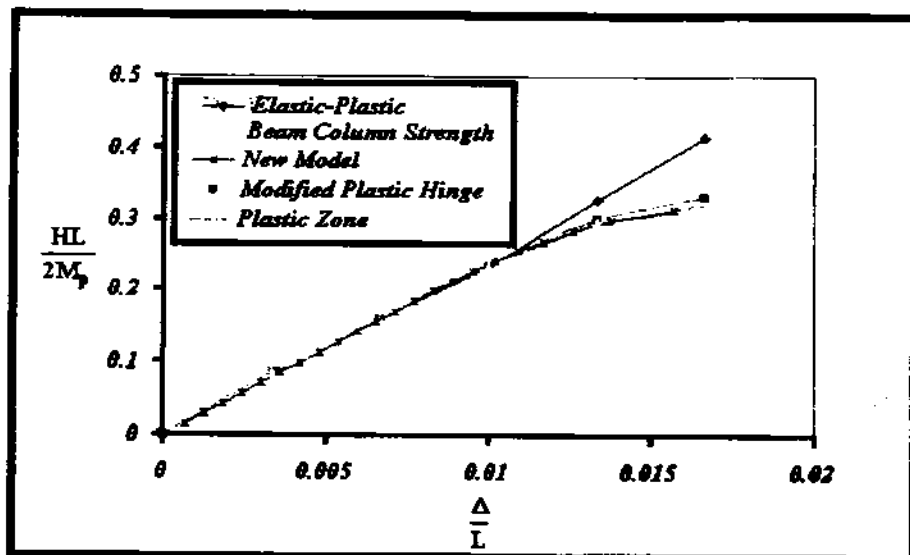
۱۰. نمونه شماره سه: قاب خمشی الزانتی^۱

در این مثال رفتار قاب یک طبقه و یک دهانه‌ای که مشخصات آن در شکل (۱۰) معرفی شده است و توسط الزانتی در سال ۱۹۸۰ و در سال ۱۹۸۵ توسط وایت^۲ تحلیل آن به روش ناحیه خمیری انجام گرفته، توسط برنامه شبیه‌سازی می‌شود. [۱۰]

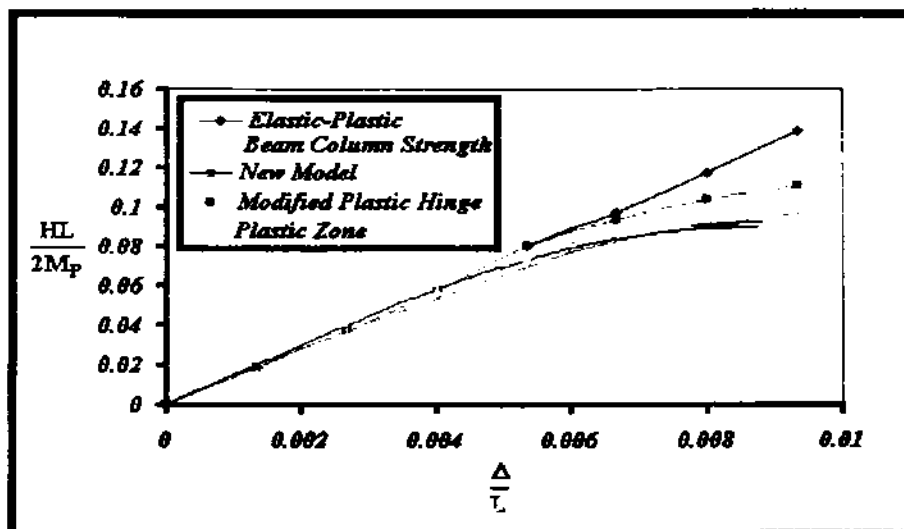
نتایج محاسبات در مقایسه با نتایج روشهای گوناگون در دو حالت $(\frac{P}{P_y} = 0.4)$ و $(\frac{P}{P_y} = 0.6)$ در شکل (۱۱) و شکل (۱۲) مشاهده می‌شود و تطابق عالی نتایج محاسبات و نتایج تحلیل ناحیه خمیری را نشان می‌دهد که بیانگر توانایی بسیار خوب برنامه تنظیمی است.



شکل ۱۰. مشخصات قاب الزامتی $(\frac{P_y}{P} = 0.4)$



شکل ۱۱. مقایسه نتایج محاسبات با نتایج موجود $(\frac{P_y}{P} = 0.4)$



شکل ۱۲. مقایسه نتایج محاسبات با نتایج موجود ($\frac{P_y}{P} = 0.6$)

۱۱. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج عددی حاصل از کاربرد و مقایسه انجام شده چون روش پیشنهادی از سرعت و دقت مناسبی در همگرایی نیروها و تغییر شکل برخوردار است و در عین حال بر اساس ساختاری ساده و مشابه با روش نیوتن رافسون اصلاح شده شکل گرفته است، می‌توان این روش را به عنوان یکی از روش‌های مناسب و قابل طرح در کنار سایر روش‌های به کار گرفته شده قبلی در محاسبات تحقیقاتی و حتی تجاری عنوان نمود.

مراجع

- [۱] بیگلری فناقن، علی، "شبیه‌سازی رفتار قابهای دوگانه با مهاریهای واگرا و تعیین سهم هر بخش از نیروی جانبی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۷۹.
- [۲] منهاج، محمدباقر، "هوش محاسباتی - مبانی شبکه‌های عصبی"، جلد اول، چاپ و نشر علامه طباطبائی، ۱۳۷۷.
- [3] "Nonlinear Structural Analysis", ANSYS 5.4 HELP, ANSYS Structural Analysis Guide, Ghatr8.
- [4] Galambos. T.V., "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", Fifth Edition, John Wiley & Sons, 1998.
- [5] Chan A. S. L., Lau T. B., "Further Development of the Reduced Basis Method for Geometric Nonlinear Analysis", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering Vol. 62, 1987, 127-144.

- [6] Chen W. F., Lui E. M., "Stability Design of Steel Frames", CRC Prees, Boca Raton Ann Arbor Boston, London, 1991.
- [7] Torkamani M. A. M., Sonmez M., Cao J., "Second-Order Elastic Plane Frame Analysis Using Finite-Elament Method", Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 9, 1997, 1225-1235.
- [8] Chajes A., Churchill E., "Nonlinear Frame Analysis by Finite Element Methods", Journal of structural Engineering, Vol. 113, No. 6, 1987, 1221-1234.
- [9] Lee S. H., "Rudimentary considerations for Effective Quasi-Newton Updates in Nonlinear Finite Element Analysis", Computer & Structures, Vol. 33, No. 2, 1989, 463-476.
- [10] King W. S., With D. W., Chen W. F., "Second-Order Inelastic Analysis Methods for Steel Frame Design Building", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 2, 1992, 408-428.