

مدل کردن رفتار غیرخطی وپس کمانشی اعضای سازه ای با مقطع لوله ای با استفاده از المان الیافی

بهرروز عسگریان

دانشجوی دکتری سازه - بخش مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تربیت مدرس

علی اکبر آقا کوچک

دانشیار بخش مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تربیت مدرس

(تاریخ دریافت ۸۰/۸/۵، تاریخ تصویب ۸۱/۲/۲۸)

چکیده

به منظور انجام تحلیل غیر خطی یک سازه می باید رفتار اعضا سازه در محدوده غیر خطی مشخص گردیده و در صورت عبور از محدوده خطی، پاسخ سازه با توجه به مدل رفتاری پیش بینی شده که می باید با واقعیت و نتایج آزمایشگاهی تطابق داشته باشد، بدست می آید. در اعضا لوله ای سازه هایی از قبیل سکوهای ثابت فلزی دریائی تحت اثر بارهای سطح غیر خطی، دو نوع رفتار مهار بندی وقاب وجود دارد. در این مقاله نحوه مدل کردن رفتار این اعضا با استفاده از المان پس کمانشی تیرستون الیافی که در این تحقیق در برنامه غیر خطی DRAIN-3DX وارد شده است، بیان گردیده و نتایج مدل المان مورد نظر در حالت های مختلف با نتایج آزمایشگاهی و نتایج دیگر روشها مقایسه شده است.

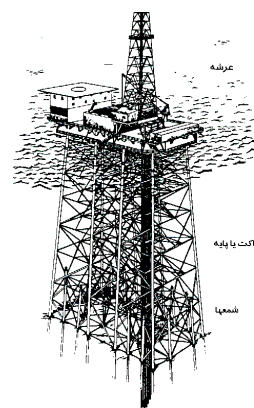
واژه های کلیدی: سکوهای ثابت فلزی دریائی، تحلیل غیر خطی، عضومهاربندی، عضو قاب، المان تیر ستون پس کمانشی الیافی

شکل ۱: نمای کلی یک سکوی ثابت فلزی دریائی.

مقدمه

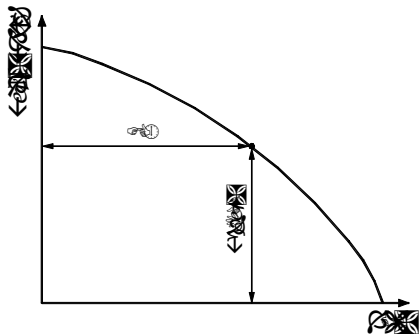
با توجه به اهمیت این نوع از سازه ها دو سطح از زلزله برای طراحی این سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد. سطح اول سطح مقاومت یا (Strength Level) و سطح دوم سطح شکل پذیری یا (Ductility Level) نامیده می شود. در سطح مقاومت، سازه در مقابل زلزله با دوره بازگشت کمتر و شدت کمتر بصورت الاستیک آنالیز و طراحی می گردد. ولیکن در سطح شکل پذیری، سازه در مقابل زلزله با شدت بیشتر و دوره بازگشت طولانی تر تحلیل می گردد. در این حالت با توجه به شدت زلزله، سازه وارد محدوده غیر خطی خواهد شد. به منظور انجام یک تحلیل خطی برای یک سازه قابی، عضو بصورت المان تیر ستون مدل میگیرد. در این المان باید سختی های محوری، خمشی، پیچشی و برشی مشخص و تحلیل با توجه به مقادیر سختی انجام شود. ولیکن، المانهای غیرخطی نسبت به المان های خطی دارای پیچیدگی خاص خود هستند. در یک آنالیز غیرخطی، انتخاب صحیح نوع المان و پارامترهای وابسته به آن از

سکوهای دریائی برای مقاصد مختلف نفتی مورد استفاده قرار می گیرد این نوع از سازه ها، دارای انواع مختلفی میباشد که با توجه به کاربرد سکو و عمق آب در محل نصب سکو مشخص می گردد. یکی از انواع متداول این سکوها، سکوهای ثابت فلزی می باشد. این نوع از سکوها (شکل ۱) از سه قسمت عمده عرشه (Deck)، جاکت یا پایه (Jacket) و شمعها (Piles) تشکیل شده است.



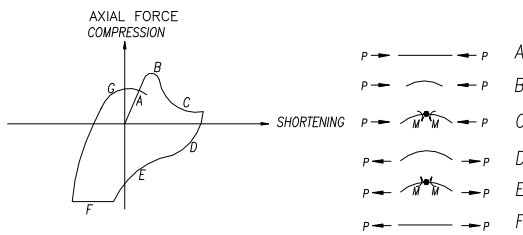
شکل ۲: شکل کلی یک سکوی دریائی تحت تاثیر بار جانبی در حین بارگذاری .

هر دو عضو مهاربندی وقاب در سازه شکل (۲) تحت نیروی محوری و لنگر خمشی متغیر قرار دارند. باتوجه به تغییرات نیروهای داخلی در اعضا جاکت، دو نوع رفتار متفاوت قاب و مهاربندی وجود دارد. بادر نظر گرفتن منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی شکل (۳) در یک عضو مهاربندی نیروی محوری متغیر و لنگر خمشی تقریباً ثابت میباشد [۳]. در مقابل در یک عضو قاب نیروی محوری تقریباً ثابت و لنگر خمشی دارای تغییرات شدید میباشد.



شکل ۳: منحنی اندر کنش نیروی محوری و لنگر خمشی در یک عضو لوله ای .

در شکل (۴) منحنی آزمایشگاهی رفتار یک مهاربندی [۴] نشان داده شده است .



شکل ۴: منحنی آزمایشگاهی رفتار یک عضو بادبندی.

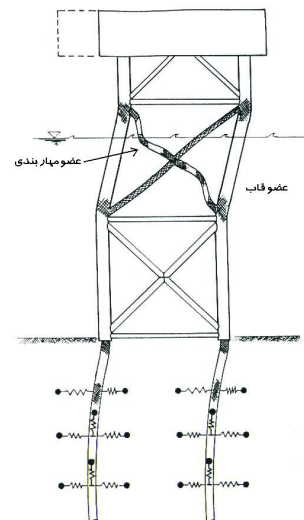
در حین بارگذاری تانقطه A رفتار نیرو تغییر مکان عضو بصورت ارتجاعی بوده و عضو مستقیم باقی میماند. در نقطه B عضو تحت بارکمانشی ارتجاعی یا غیر ارتجاعی، کمانش مینماید. پس از آن، افزایش تغییر مکان با کاهش بارمحوری همراه خواهد بود. در نقطه C اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از $P-\Delta$ باعث تشکیل مفصل پلاستیک میگردد. عضو مهاربندی پس از کمانش با افزایش تغییر مکان جانبی مقاومت خود را از دست

اهمیت خاصی برخوردار است. به منظور انجام تحلیل غیرخطی در سطح شکل پذیری، میبایست پاسخ و رفتار اعضا در محدوده غیر خطی در آنالیز پیش بینی گردد. بدیهی است نتایج آنالیز با توجه به رفتار معرفی شده برای اعضا و روش مورد استفاده در تحلیل غیر خطی بدست خواهد آمد.

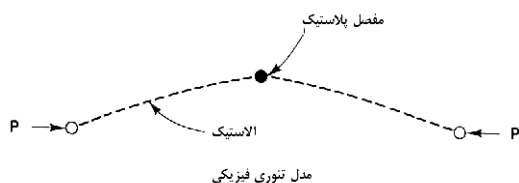
روشهای مختلفی برای بیان و معرفی رفتار غیرخطی اعضا جاکت ارائه گردیده است که این روشها عمدتاً مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی و بعضاً مدل‌های تحلیلی می باشند. بطور کلی اعضا جاکت دارای دو رفتار مختلف مهاربندی وقاب می باشند [۱]. در این مقاله یک مدل برای بیان رفتار غیرخطی اعضا مهاربندی وقاب جهت تحلیل‌های غیرخطی سکوه‌های ثابت فلزی دریائی ارائه شده و نتایج آن با نتایج موجود آزمایشگاهی و تحلیلی مقایسه می شود .

رفتار اعضا مهاربندی وقاب

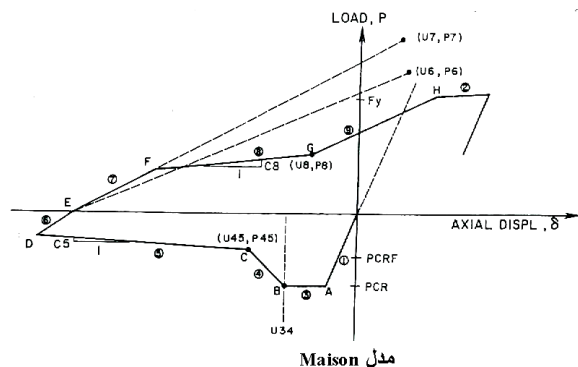
در تحلیل های غیر خطی ، نتایج تحلیل باتوجه به رفتار پیش بینی شده برای اعضا بدست می آید. در یک سکوی ثابت فلزی دریائی تحت اثر بارهای سطح غیر خطی، رفتار سازه به رفتار جاکت و اعضا آن وابسته می باشد [۲]. در یک جاکت در سطح بارگذاری غیرخطی، دو نوع رفتار متفاوت قاب و مهاربندی وجود دارد. در شکل (۲)، شکل کلی تغییر فرم یافته یک سکوی دریائی تحت تاثیر بار جانبی در حین بارگذاری نشان داده شده است



در این روش روابط تحلیلی براساس فرض منحنی های اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی و فرض رابطه ممان انحناء بصورت الاستوپلاستیک کامل در مفاصل پلاستیک تدوین شده است. در طی آنالیز سازه، وقتی ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی در مفصل پیش بینی شده بروی منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی قرار بگیرد، به مفصل اجازه دوران پلاستیک داده خواهد شد در شکل (۶) نمونه ای از مدل های تئوری فیزیکی نشان داده شده است. مبنای مدل های پدیده ای [۱۰ و ۱۱] در تعریف منحنی نیروی محوری تغییر مکان محوری المان خرابی است که مدل کننده رفتار عضو مهاربندی می باشد. در شکل (۷) یک نمونه از منحنی های رفتاری مدل های پدیده ای نشان داده شده است.



شکل ۶: نمونه ای از مدل تئوری فیزیکی.

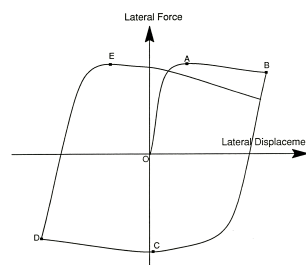


شکل ۷: نمونه ای از مدل تئوری پدیده ای.

در بیان رفتار غیر خطی اعضاء قاب، مدل های غیرخطی در یکی از سه حالت پلاستیسیته متمرکز (امکان پلاستیک شدن در مفصل پلاستیک)، پلاستیسیته گسترده (امکان پلاستیک شدن در سرتاسر طول عضو) [۱۲] و مدل های اعضاء محدود مورد استفاده قرار میگیرد.

میدهد. اگر بارگذاری در جهت عکس بروی عضو انجام گیرد عضو به یک وضعیت شبه ارتجاعی در منطقه D تا C وارد خواهد شد. ولیکن باتوجه به اینکه عضو دارای انحناء شده است، سختی محوری از مقدار اولیه به مراتب کمتر خواهد بود. در نقطه E مجدداً تسلیم در منطقه وسطی عضو مهاربندی اتفاق خواهد افتاد مقاومت تسلیم تا زمان حذف تغییر مکان عرضی عضو مهاربندی افزایش خواهد یافت (نقطه F). در سیکل های بعدی بارگذاری با کاهش مقاومت و سختی در عضو نسبت به حالت اولیه روبرو خواهیم بود (مقایسه نقاط B, G).

در شکل (۵) رفتار نیروتغییر مکان جانبی یک عضو قاب [۵] نشان داده شده است.



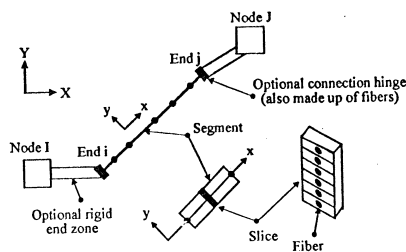
شکل ۵: منحنی رفتاری یک عضو قاب.

در قسمت OA در ابتدا رفتار بصورت خطی و پس از آن در قسمت انتهایی OA تسلیم و با توجه به اثرات $P-\Delta$ در نقطه A مفصل پلاستیک تشکیل میگردد. پس از تشکیل مفصل پلاستیک در A، افزایش تغییر مکان جانبی با کاهش نیروی جانبی به مقدار کمی همراه خواهد بود. همچنین در قسمت بار برداری BCD اثرات پوشینگر مشاهده می گردد و بارگذاری مجدد مطابق با قسمت DE خواهد بود.

مدل های اعضاء در تحلیل های غیر خطی

در بیان رفتار اعضاء مهاربندی سکوه ای دریایی تحت اثر بارهای سطح غیرخطی، روش های اجزاء محدود، مدل های تئوری فیزیکی و مدل های پدیده ای مورد استفاده قرار می گیرد. در روش اجزاء محدود [۷۶] عضو مهاربندی به تعدادی المان با طول مشخص تقسیم می گردد و یک آنالیز تغییر مکان بزرگ برای کل سیستم انجام می گیرد. مدل های تئوری فیزیکی [۹۸] جهت مدل کردن رفتار مهاربندی ها نسبت به روش اجزاء محدود، ساده تر و کاربردی تر میباشد

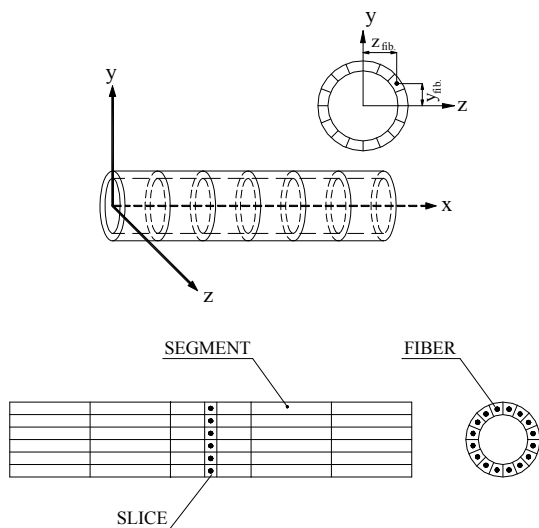
برنامه DRAIN-3DX (المان E16) مشابه المان E15 میباشد با این تفاوت که بار کمانشی و ناحیه پس از کمانشی را نیز در نظر می گیرد. در نظر گرفتن ناحیه پس کمانشی برای مدل کردن اعضا مهاربندی در سکوهاى ثابت فلزی که نیاز به آنالیز سطح شکل پذیری دارند، از اهمیت خاص خود برخوردار است. در شکل (۸) مشخصات المان (E16) نشان داده شده است.



شکل ۸: مشخصات المان پس کمانشی تیر ستون الیافی.

روابط حاکم بر المان

مدل استفاده شده در این تحقیق یک المان الیافی بر اساس روش انعطاف پذیری می باشد. در این روش المان در طول خود به تعدادی قطعه^۳ تقسیم می گردد (شکل ۹). در وسط هر قطعه، مقطع عرضی به تعدادی الیاف^۴ تقسیم بندی میگردد. مشخصه های هندسی الیاف، شامل سطح مقطع الیاف A_{fib} و مختصات Z_{fib} و Y_{fib} الیاف در دستگاه مختصات محلی می باشد. از دیگر پارامترهای مورد نیاز جهت مدل کردن اعضا به این روش تنها منحنی تنش- کرنش الیاف می باشد.



مشخصه های المان مورد استفاده

در تحقیق حاضر، المان پس کمانشی تیر ستون الیافی^۱ در برنامه کامپیوتری غیرخطی DRAIN-3DX [۱۳ و ۱۴ و ۱۵] با اعمال تغییرات در المان تیر ستون الیافی^۲ اضافه شده است. عموماً در تحلیل غیر خطی یک قاب سازه ای، المان تیر ستون بر اساس فرض تابع شکل درجه ۳ مورد استفاده قرار می گیرد. فرض تابع شکل درجه ۳، موجب تغییرات خطی انحناء در طول عضو خواهد شد که این حالت برای المان الاستیک با واقعیت رفتار تطابق دارد، ولیکن پس از وارد شدن عضو در محدوده غیر خطی، فرض استفاده شده دارای خطا خواهد بود، برای کاهش خطا در محدوده غیرخطی نیاز به تقسیم بندی عضو به اعضا با طول کمتر می باشد که افزایش تعداد المانها همراه با افزایش درجات آزادی خواهد بود و طولانی شدن حل مسئله را بدنبال خواهد داشت.

در روشی که در این مقاله برای بیان مدل رفتاری اعضا استفاده شده است، یک عضو مهاربندی و یا قاب در حالات خطی و غیرخطی با معرفی تنها یک المان و با دقت مناسب مدل میگردد. در این مدل، درجات آزادی به شدت کاهش یافته و مسئله سریعتر حل خواهد شد و در عین حال با توجه به عدم نیاز به پارامترهای مدل های تئوری فیزیکی و پدیده ای از سادگی خاص برخوردار است. در این روش با توجه به اینکه ماتریس های سختی مقطع و عضو با در نظر گرفتن وضعیت الیاف در هر لحظه تغییر می یابد، در نتیجه توابع شکل در حین آنالیزهای غیر خطی با توجه به رفتار و وضعیت در داخل المان مرتباً تغییر میکند و در عین حال هیچگونه گره اضافی که باعث افزایش درجات آزادی شود معرفی نمی گردد. با استفاده از این المان به همراه دیگر المان های موجود در برنامه، پاسخ هیستریزس یک سکوی ثابت فلزی تحت بارهای رفت و برگشتی و پادینامیکی می تواند محاسبه گردد.

برنامه DRAIN-3DX یک سری برنامه های مینا و یک سری زیر برنامه برای المانها دارد که قابلیت افزایش زیر برنامه برای المانهای مختلف در برنامه وجود دارد. در المانهای برنامه DRAIN-3DX المان تیر ستون الیافی (E15) وجود دارد که این المان قادر به پیش بینی کمانش و ناحیه پس کمانشی نمی باشد. المان جدید اضافه شده به

لنگرهای خمشی حول محورهای (y, z, My, Mz) می باشد.

در حالت کلی برای یک وضعیت کرنش در مقطع، به ازاء یک تغییر کرنش رابطه بین نیرو و تغییر شکل بصورت معادله (۴) میبایشد:

$$dS(x) = \left[\sum_{n_{fib}} a_s^T(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * E_{i_{fib}} * a_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * A_{i_{fib}} \right] \begin{bmatrix} d\varepsilon_a \\ d\rho_y \\ d\rho_z \end{bmatrix}$$

رابطه فوق رامیتوان بصورت رابطه (۵) نیز بازنویسی کرد:

$$dS(x) = k(x) * de(x) \tag{5}$$

که در آن $k(x)$ ماتریس سختی مقطع [۱۶] و $e(x)$ بردار تغییر شکل مقطع بقرار زیر می باشند:

$$k(x) = \sum_{n_{fib}} a_s^T(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * E_{i_{fib}} * a_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * A_{i_{fib}} = \sum_{n_{fib}} \begin{bmatrix} 1 \\ -y \\ z \end{bmatrix} * E_{i_{fib}} * [1 \quad -y \quad z] * A_{i_{fib}} \tag{6}$$

$$e(x) = \begin{bmatrix} \varepsilon_a \\ \rho_y \\ \rho_z \end{bmatrix} \tag{7}$$

$k(x)$ را میتوان بصورت رابطه (۸) نیز نوشت:

$$k(x) = \begin{bmatrix} \sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} & -\sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} & \sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} \\ -\sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} & \sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}}^2 & -\sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} \\ \sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} & -\sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} & \sum_{n_{fib}} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * y_{i_{fib}}^2 \end{bmatrix} \tag{8}$$

شکل ۹: تقسیم بندی المان E16.

برای این المان، ماتریس سختی عضو، مستقیماً محاسبه نمی گردد، بلکه با توجه به وضعیت الیاف و پاسخ آنها در سطح بارگذاری مورد نظر در طول المان بدست می آید. هر دو حالت غیر خطی مصالح و غیر خطی هندسی با در نظر گرفتن ماتریس سختی عادی و ماتریس سختی هندسی در نظر گرفته شده است. غیر خطی مصالح بخاطر عبور از محدوده خطی، ترکها یا لغزشهای احتمالی ممکن است بوجود آید، در حالیکه غیر خطی هندسی بدلیل تغییر شکل سازه و اجزای آن و به عبارتی تغییر شکل های بزرگ در سازه به وجود می آید. ماتریس سختی این المان بر اساس رابطه (۱) میبایشد:

$$K = K_U + K_G \tag{1}$$

برای محاسبه ماتریس سختی عادی K_U ، در ابتدا کرنش در هر الیاف با استفاده از کرنش در مرکز مقطع وانحناء حول دو محور Y و Z وبا استفاده از فرض برنولی مبنی بر اینکه مقاطع صفحه ای عمود بر محور طولی عضو پس از تغییر شکل بصورت عمودی باقی می مانند بدست می آید.

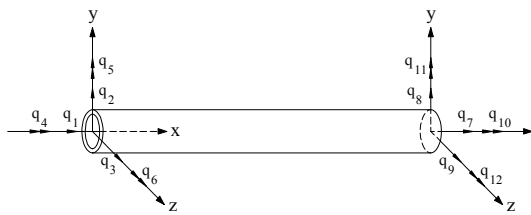
اگر انحناء حول محورهای Z, Y به ترتیب $\rho_z(x)$ و $\rho_y(x)$ و کرنش در مرکز مقطع $\varepsilon_a(x)$ باشد باتوجه به فرض برنولی کرنش در هر الیاف براساس رابطه (۲) بدست می آید

$$\varepsilon_{i_{fib}} = \left(1 \quad -z_{i_{fib}} \quad y_{i_{fib}} \right) * \begin{bmatrix} \varepsilon_a \\ \rho_y \\ \rho_z \end{bmatrix} \tag{2}$$

با استفاده از کرنش در هر الیاف و با موجود بودن رابطه تنش و کرنش، میتوان مدول مماسی ($E_{i_{fib}}$) الیاف را در سطح بارگذاری مربوطه بدست آورد. بردار نیروی داخلی مقطع، بر اساس رابطه (۳) بدست می آید:

$$\tag{3}$$

که در آن درایه اول S(X) بیانگر نیروی محوری مقطع و درایه های دوم و سوم بردار نیروی داخلی مقطع بیانگر



شکل ۱۱: درجات آزادی المان.

پس از آن ماتریس انعطاف پذیری عضو معکوس شده تاماتریس سختی عضو در دستگاه مختصات اولیه (شکل ۱۰) بدست می آید. این فرآیند جهت بدست آوردن ماتریس سختی عضو پس از هرگونه تغییر در وضعیت المان تکرار می گردد و ماتریس سختی عضو با آخرین وضعیت المان تطابق خواهد داشت.

$$K_1 = F^{-1} \quad (12)$$

ماتریس سختی بدست آمده در دستگاه اولیه سپس به دستگاه مختصات محلی (شکل ۱۱) مطابق با رابطه (۱۳) و سپس به دستگاه مختصات اصلی تبدیل می گردد.

$$K_{usull} = A^T \cdot K_1 \cdot A \quad (13)$$

که در آن A ماتریس تبدیل می باشد.

برای محاسبه ماتریس سختی هندسی روشهای مختلفی وجود دارد [۱۷]. برای سازه های قابی شکل روش ساده تر و کاربردی تر تئوری $P-\Delta$ به منظور در نظر گرفتن غیر خطی هندسی مورد استفاده قرار می گیرد. برای المان تغییر یافته در برنامه DRAIN-3DX روش ماتریس هندسی برای محاسبه ماتریس سختی هندسی مورد استفاده قرار گرفت.

برای درجات آزادی محلی مطابق شکل (۱۱) ماتریس سختی مطابق رابطه زیر در نظر گرفته شده است [۱۸]:

ماتریس $k(x)$ درحین بارگذاری با توجه به هرگونه تغییر

در وضعیت مدول مماسی E_i تغییر می یابد و مرتبا با آخرین وضعیت المان تطابق خواهد داشت.

$$S(x) = \begin{bmatrix} p(x) \\ M_y(x) \\ M_z(x) \end{bmatrix} = \sum_{n_{fib}} \begin{bmatrix} 1 \\ -z_{i_{fib}} \\ y_{i_{fib}} \end{bmatrix} * \sigma_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} = \sum_{n_{fib}} a_s^T (y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * \sigma_{i_{fib}} * A_{i_{fib}}$$

پس از آن ماتریس سختی معکوس گردیده و ماتریس انعطاف پذیری مقطع بدست خواهد آمد

$$f(x) = k^{-1}(x) \quad (9)$$

با استفاده از ماتریس انعطاف پذیری مقطع ماتریس انعطاف پذیری المان F بصورت رابطه (۱۰) بدست خواهد آمد.

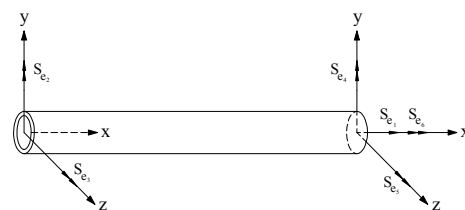
$$F = \int_0^L b'(x) \cdot f(x) \cdot b(x) \cdot d(x) \quad (10)$$

$$b(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & x/l - 1 & x/l & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & x/l - 1 & x/l & 0 \end{bmatrix}$$

که در آن $b(x)$ ماتریس تابع انتقال نیرو مطابق با رابطه (۱۱) میباشد:

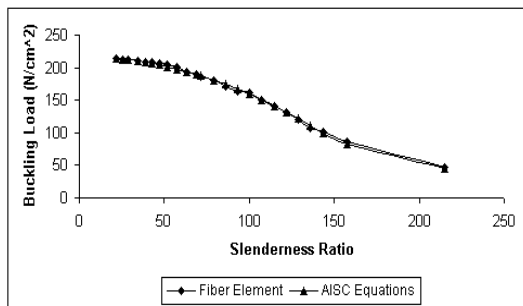
$$(11)$$

$b(x)$ رابطه بین نیروهای انتهایی درجات آزادی اولیه (شکل ۱۰) و مولفه های بردار نیروی داخلی مقطع $S(x)$ را برقرار میکند.



شکل ۱۰: درجات آزادی اولیه.

برای لاغری های موردنظر با استفاده از آئین نامه AISC(LRFD) [۱۹] بار کمانشی پیشنهادی آئین نامه محاسبه گردید. در این حالت عضو در طول خود به ۱۰ قطعه و مقطع عرضی به ۱۶ قطعه تقسیم بندی گردیده است. در شکل (۱۲) نتایج بار کمانشی المان مورد نظر در مقایسه با نتایج بدست آمده از آئین نامه فوق مقایسه گردیده است. همانطوریکه در شکل مشاهده می گردد مقادیر بار کمانشی با دقت خوبی با استفاده از این روش پیش بینی گردیده است.

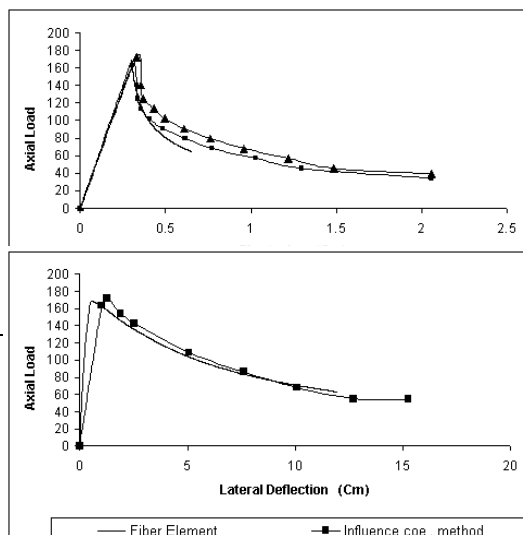


شکل ۱۲: مقایسه بار کمانشی المان .

رفتار پس کمانشی اعضاء دوسرمفصل

آنالیز پس کمانشی برای یک عضو دو سرمفصل بالاغری ۸۰ با استفاده از المان پس کمانشی تیر ستون الیافی با خیز اولیه ۱/۱۰۰۰ انجام گرفت . رابطه تنش کرنش فولاد بصورت دو خطی با سخت شدگی کرنش ۰.۱/ در تحلیل مورد نظر استفاده قرار گرفت .

در شکل (۱۳) نتایج بدست آمده از تحلیل به دو صورت رابطه نیرو تغییرمکان محوری و رابطه نیرو تغییر مکان جانبی با نتایج بدست آمده از روشهای ضرایب تاثیر [۲۰] و قطعات محدود [۲۱] مقایسه شده است . همانطوریکه ملاحظه می گردد نتایج بدست آمده در مقایسه با روشهایی که به مراتب پیچیده می باشند تطابق خوبی را دارد .



$$K_g = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6P}{5l} & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} & 0 & \frac{6P}{5l} & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} \\ \frac{6P}{5l} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6P}{5l} & 0 & \frac{P}{10} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6P}{5l} & 0 & \frac{P}{10} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} & \frac{P}{10} \\ \frac{2}{15}Pl & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} \\ \frac{2}{15}Pl & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{6}{5}Pl & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{P}{10} & \frac{P}{10} \\ sym & \frac{6P}{5l} & 0 & \frac{P}{10} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2}{15}Pl & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2}{15}Pl \end{bmatrix} \quad (14)$$

که در آن P نیروی محوری فشاری در طول المان و l طول المان می باشد. به ازاء هرگونه تغییر در نیروی محوری ، تغییرات ماتریس سختی در محاسبات مد نظر قرار می گیرد .

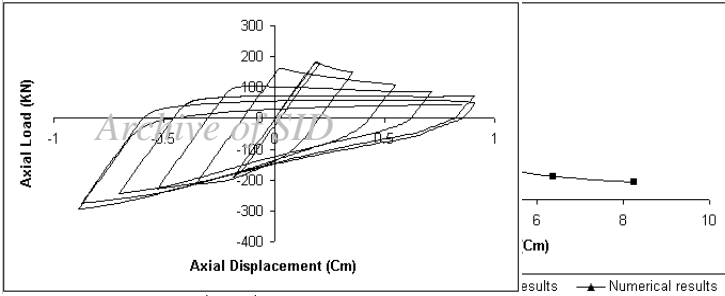
در این المان از تغییر شکلهای برشی صرفنظر گردیده است، در نتیجه استفاده از آن محدود به حالتی می گردد که بتوان از این تغییر شکلهای صرفنظر نمود. لذا این المان برای مدل سازی اعضایی که نسبت طول به قطر آنها کم است مناسب نمی باشد.

مقایسه و بررسی نتایج تحلیلی المان معرفی شده

در این قسمت المان تیرستون پس کمانشی الیافی جهت مقایسه نتایج آن با نتایج بدست آمده از آزمایش و روشهای تحلیلی دیگر مورد استفاده قرار گرفته و حالتیهای مختلف عضو مهاربندی بالاغری متفاوت تاحد پس کمانشی و تحت بار رفت و برگشتی و عضو قاب تحت بار گذاری افزایشی تغییر مکان و بصورت رفت و برگشتی با استفاده از المان معرفی شده تحلیل شده و نتایج آن مقایسه شده است .

پیش بینی کمانش

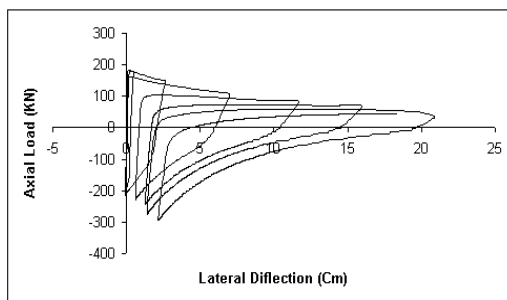
برای مقایسه نتایج مقاومت کمانشی المان مورد نظر با نتایج دیگر روشها ، برای تعدادی از اعضاء بالاغری های مختلف آنالیز پس کمانشی انجام گرفت و همچنین



شکل ۱۳: مقایسه منحنی پس کمانشی عضو دو سر مفصل .

تغییر مکان جانبی به منظور مقایسه با نتایج تحلیلی ترسیم شده است .

در شکل (۱۷) نتایج نیرو تغییر مکان محوری در دو حالت روش اجزاء محدود (شکل ۱-۱۷) [۲۶] و روش المان Maison (شکل ۲-۱۷) [۳۷] ترسیم شده است. به منظور مقایسه کاهش مقاومت در سیکل‌های مختلف نتایج تحلیلی بارهای کمانشی با نتایج بدست آمده از آزمایش و همچنین نتایج روشهای اجزاء محدود و المان Maison در شکل (۱۸) مقایسه شده است همانطوریکه ملاحظه می گردد المان مورد نظر بارکمانشی در سیکل‌های متفاوت را با دقت قابل قبولی نسبت به روشهای دیگر پیش بینی



می نماید.

شکل ۱۴: مقایسه منحنی پس کمانشی عضو دو سر مفصل .

عضو دو سر مفصل تحت بار رفت و برگشتی

در این بخش، رفتار غیرخطی یک عضو دو سر مفصل تحت بار رفت و برگشتی با استفاده از المان تیرستون پس کمانشی الیافی با نتایج بدست آمده توسط Zayas و دیگر همکارانش [۲۳، ۲۴ و ۲۵] در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مقایسه می‌گردد. در شکل (۱۵) منحنی نیرو تغییر مکان محوری و نیرو تغییر مکان جانبی برای عضو دو سر مفصل بالاگری ۵۴ (در سیکل‌های ۱ تا ۵) با استفاده از این المان ترسیم شده است. همانطوریکه ملاحظه می گردد در المان مورد استفاده در طی سیکل‌های متوالی کاهش مقاومت و کاهش سختی مشاهده می گردد. این کاهش مقاومت و کاهش سختی عمدتاً بخاطر بوجود آمدن تغییر مکان جانبی ماندگار پس از اولین کمانش است.

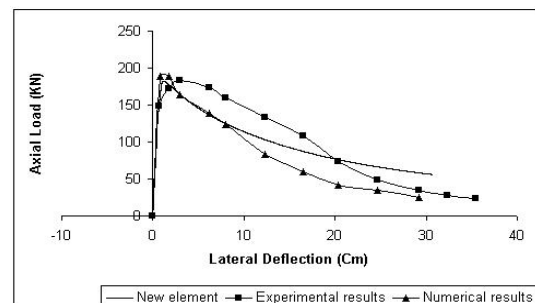
رفتار پس کمانشی عضو دو سر گیردار

در شکل (۱۴) نتایج تحلیلی بدست آمده از آنالیز پس کمانشی یک عضو دو سر گیردار بالاگری ۷۲ و خیز اولیه ۱/۱۰۰۰ با نتایج آزمایشگاهی بدست آمده توسط D.R.Sherman [۲۲] و نتایج تحلیلی بدست آمده توسط W.F.Chen با استفاده از روش قطعات محدود [۲۱] مقایسه شده است. همانطوریکه ملاحظه می گردد در این قسمت نیز روابط نیرو تغییر مکان محوری و نیرو تغییر مکان جانبی دارای بار کمانشی بسیار نزدیک رفتار پس کمانشی نسبتاً خوب می باشد .

شکل ۱۵: مقایسه منحنی پس کمانشی عضو دو سر مفصل .

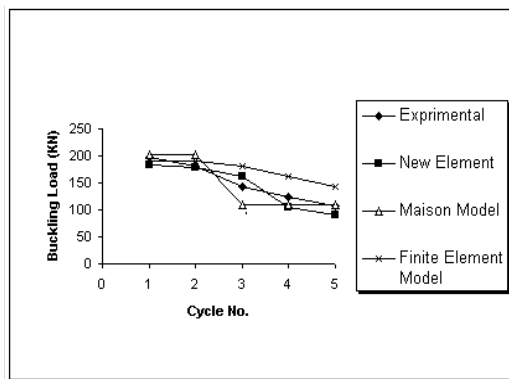
عضو دو سر مفصل تحت بار رفت و برگشتی

در این بخش، رفتار غیرخطی یک عضو دو سر مفصل تحت بار رفت و برگشتی با استفاده از المان تیرستون پس کمانشی الیافی با نتایج بدست آمده

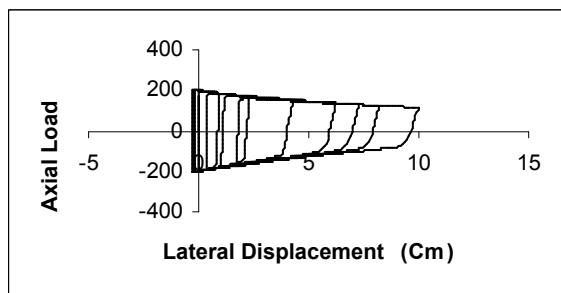
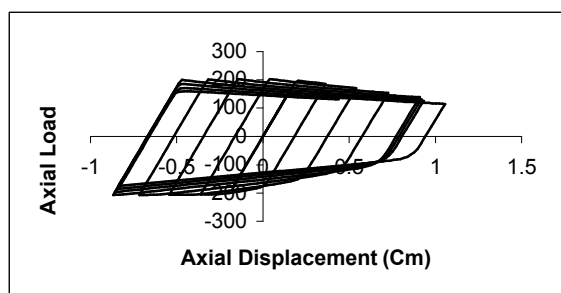


توسط Zayas و دیگر همکارانش [۲۳، ۲۴ و ۲۵] در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مقایسه می‌گردد. در شکل (۱۵) منحنی نیرو تغییر مکان محوری و نیرو تغییر مکان جانبی برای عضو دو سر مفصل بالاگری ۵۴ (در سیکل‌های ۱ تا ۵) با استفاده از این المان ترسیم شده است. همانطوریکه ملاحظه می گردد در المان مورد استفاده در طی سیکل‌های متوالی کاهش مقاومت و کاهش سختی مشاهده می گردد. این کاهش مقاومت و کاهش سختی عمدتاً بخاطر بوجود آمدن تغییر مکان جانبی ماندگار پس از اولین کمانش است.

در شکل (۱۶) رفتار نیرو تغییر مکان بدست آمده از آزمایش در دو حالت نیرو تغییر مکان محوری و نیرو



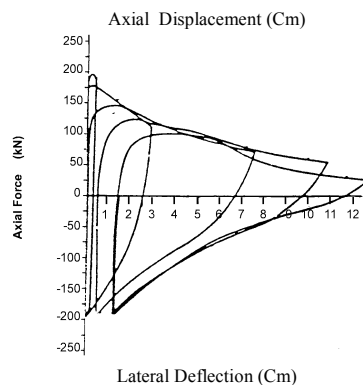
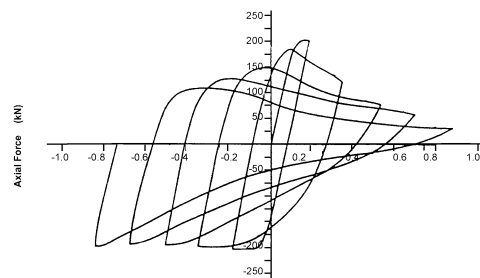
شکل ۱۸: مقایسه نیروی کمانشی در سیکل‌های مختلف.



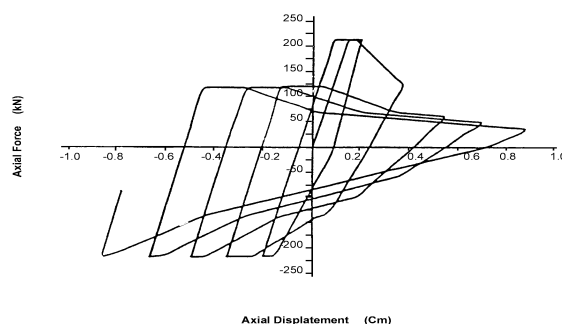
شکل ۱۹: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای عضو دو سر گیردار.

بررسی و مقایسه رفتار اعضاء قاب

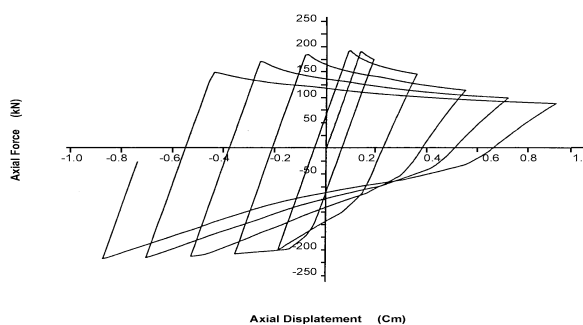
در شکل (۲۲) رفتار نیرو و تغییر مکان جانبی یک عضو قاب کنسول با استفاده از المان پس کمانشی تیر ستون الیافی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی بدست آمده توسط D.R.Sherman [۲۲] و نتایج بدست آمده توسط W.F.Chen [۲۱] با استفاده از روش قطعات محدود ترسیم شده است. در این منحنی نیروی محوری محدود $p_y/p_y=0.16$ می باشد که در آن نیروی محوری متناظر با تسلیم می باشد. در شکل (۲۳) رفتار نیرو تغییر مکان عضو را در



شکل ۱۶: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای (آزمایشگاهی).



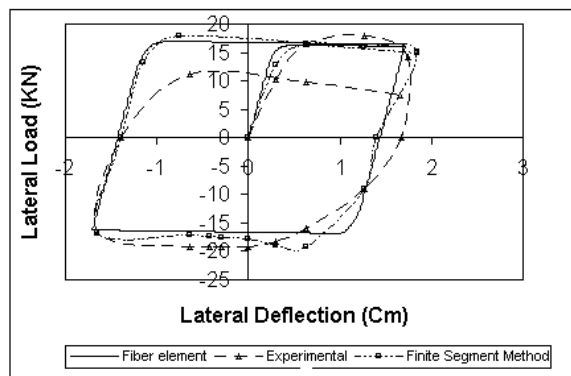
شکل ۱۷-۱: منحنی نیرو تغییر مکان محوری با استفاده از مدل Maison.



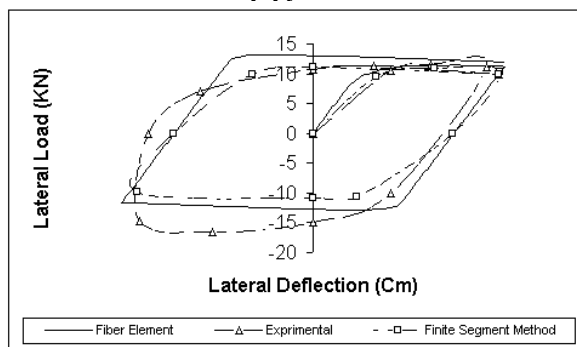
شکل ۱۷-۲: منحنی نیرو تغییر مکان محوری با استفاده از روش اجزاء محدود.

نتیجه گیری

به منظور انجام تحلیلهای غیرخطی سکوهایی دریایی باید مدل رفتاری اعضاء در قسمت غیرخطی به صورت مناسبی در تحلیل منظور گردد در این راستا مدل المان تیر ستون پس کما نشی الیافی جهت مدل کردن اعضاء معرفی گردید. این المان می تواند برای مدلسازی رفتار غیر خطی کلیه اعضاء بکار رود. تنها پارامتر مورد نیاز جهت این مدلسازی، منحنی تنش کرنش تک محوری مصالح می باشد. نتایج تحلیلی برای حالت های مختلف اعضاء مهار بندی وقاب تطابق خوبی با نتایج دیگر روشها و نتایج آزمایشگاهی دارد و می تواند برای بدست آوردن پاسخ دینامیکی و استاتیکی غیر خطی این سکوها مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۲۲: مقایسه منحنی رفتاری عضو قاب در حالت $p/py=0.16$.

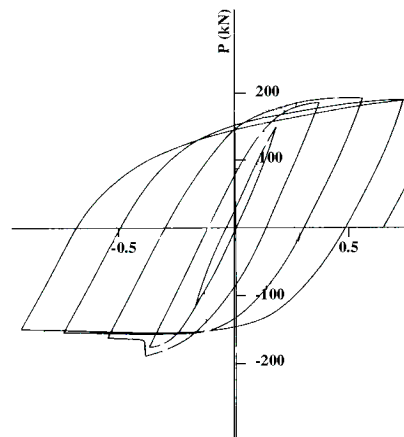


شکل ۲۳: مقایسه منحنی رفتاری عضو قاب در حالت $p/py=0.48$.

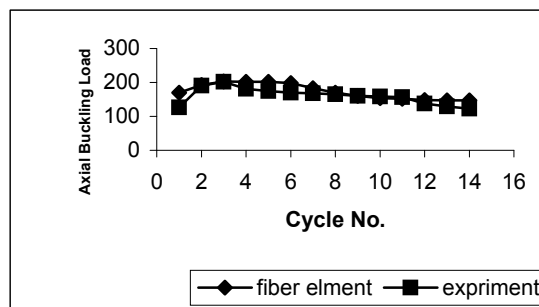
تشکر و قدردانی

نویسنده اول این مقاله مراتب تشکر و قدردانی خود را از Prof. F.C. Fillipou و Prof. R.G. Bea و

حالت نیروی محوری $p/py=0.48$ در مقایسه با منحنی آزمایشگاهی بدست آمده توسط D.R.Sherman [۲۲] و منحنی تحلیلی بدست آمده توسط W.F.Chen [۲۱] ترسیم شده است. همانطوریکه ملاحظه میگردد نتایج دارای تطابق خوبی نسبت به نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی میباشد.



شکل ۲۰: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای (آزمایشگاهی).



شکل ۲۱: مقایسه نیروی کماتشی در سیکلهای مختلف.

پروفسور ابولحسن آستانه اصل بدلیل راهنمایی های
برکلی کالیفرنیا از ایشان دریافت نموده است، ابراز می‌دارد.
ارزنده ای که در طی فرصت تحقیقاتی خود در دانشگاه

مراجع

- 1 - Bea, R. G. (1993). "Seismic response of offshore platforms." *X-National Conference on Earthquake Engineering*, Jalisco, Mexico.
- 2 - Bea, R. G. (1993). "Response of offshore structures subjected to earthquakes." *International Workshop on Wind and Earthquake Engineering For Offshore and Coastal Facilities*, Port and Harbor Research Institute, Yokosuka, Japan.
- 3 - Sherman, D. R. (1978). "Cyclic inelastic behavior of beam-columns and struts." *ASCE preprint 3302*, Chicago, OCT. 1978.
- 4 - Sherman, D. R. and Erzurumlu, H. (1976). "Ultimate capacity of tubular beam-columns." *ASCE National Structural Engineering Conference*, Madison, Wisconsin.
- 6 - Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A. and Saito, K. (1972). "Structural characteristics of eccentric K-braced frames." *Transactions AIJ*, No. 195.
- 7 - Sherman, D. R. and Erzurumlu, H. (1976). "Ultimate capacity of tubular beam-columns." *ASCE National Structural Engineering Conference*, Madison, Wisconsin.
- 8 - Sing, P. (1977). *Seismic Behavior of Braces and Braced Steel Frames*, Report No.UMEE77R1, University of Michigan, Ann Arbor.
- 9 - Ikeda, K. and Mahin, S. A. (1984). *A Refined Physical Theory Model for Predicting the Seismic Behavior of Braced Steel Frames*, Report No.UCB/EERC-84/12, University of California Berkeley.
- 10 - Marshal, P. W. (1978). "Design considerations for offshore structures having nonlinear response to earthquake." *preprint ASCE Annual convention and Exposition*, Chicago.
- 11 - Roeder, C. W. and Popov, E. P. (1977). *Inelastic behavior of eccentrically braced framed under cyclic loading*. Report No.UCB/EERC-77/18, Earthquake Engineering Research center, University of California Berkeley.
- 12 - Maison, B. and Popov, E. P. (1980). "Cyclic response prediction for braced steel frames." *Journal of the Structural Division, ASCE*.
- 13 - Prakash, V., Powell, G. H. and Campbell, S. (1994). *DRAIN-3DX base program description and user guide, version 1.10*, Report No.UCB/SEMM-94/07, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 14 - Powell, G. H. and Campbell, S. (1994). *DRAIN-3DX element description and user guide for element type 01, type 04 type 05, type 08 type 09 type 15, type 17, version 1.10*, Report No.UCB/SEMM-94/08, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.
- 15 - Prakash V. and Powell GH. (1993). *DRAIN-2DX, DRAIN-3DX and DRAIN-BUILDING: base program design documentation*, Report No.UCB/SEMM-93/16, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.

- 16 - Taucer, F., Spacone, E. and Fillipou, F. C. (1991). *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Report No.UCB/EERC-91/17, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.
- 17 - Kaba, S. A. and , Mahin, S. A. (1983). *Interactive Computer Analysis Methods for Predicting the Inelastic Cyclic Behavior of Structural Sections*, Report No.UCB/EERC-83/18, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.
- 18 - Yang, Y. B. and Kuo, S. R. (1994). *Theory and analysis of nonlinear framed structures*, Prentice Hall.
- 19 - ASCE, *Manual of Steel Construction, Load &Resistance Factor Design*, 1994, AISC.
- 20 - Han, D. J., Chen, W. F. (1983). "Buckling and cyclic inelastic analysis of steel tubular beam-columns." *Engineering Structures*, Vol. 5.
- 21 - Chen, W. F. and Han, D. J. (1985). *Tubular members in offshore structures*, Pitman Publishing Inc., Boston, Ma.
- 22 - Sherman, D. R. (1979). *Post Local Buckling Behavior of Tubular Strut type Beam-Columns: an Experimental Study*, Report to Shell Oil Co., University of Wisconsin-Milwaukee.
- 23 - Zayas, V. A., Popov, E. P. and Mahin, S. A. (1980). *Cyclic Inelastic Buckling of Tubular Steel Braces*, Report No.UCB/EERC-80/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 24 - Zayas, V. A., Mahin, S. A. and Popov, E. P. (1980). *Cyclic Inelastic Behavior of Steel Offshore Structures*, Report No. UCB/EERC-80/27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 25 - Zayas, V. A., Shing, P. B., Popov, E. P. and Mahin, S. A. (1981). *Inelastic Structural Modeling of Braced Offshore Platforms for Seismic Loading*, Report No.UCB/EERC-81/04, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.
- 26 - Kayvani, K., Barzegar, F. (1993). *Modeling of Tubular Members in Offshore Steel Jacket Under Severe Cyclic Loading*, Report No.R-324, the University of New South Wales, Australia.
- 27 - Maison, B. and Popov, E. P. (1980). "Cyclic response prediction for braced steel frames." *Journal of the Structural Division, ASCE*.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Fiber Beam Column Post Buckling Element
- 2 - Fiber Beam Column Element
- 3 - Segment
- 4 - Fiber