

بررسی پایداری سازه‌های چلیکی تک لایه فضاکار

محمد محمدی^۱، ناصر تقی‌زادیه^{۲*}، کریم عابدی^۳ و ارژنگ صادقی^۴

^۱ دانشجوی دکترای عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۲ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۳ استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

^۴ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

چکیده

ناپایداری یکی از مهم‌ترین عواملی است که میزان بارگذاری و تغییر شکل سازه‌ها را محدود می‌کند و نقش بنیادی در طراحی سازه‌هایی دارد که بارگذاری آن‌ها عمدتاً به صورت فشاری می‌باشد. سازه‌های چلیکی تک لایه معمولاً تحت شرایط بارگذاری و تکیه‌گاهی متفاوت، موده‌های ناپایداری گوناگونی شامل ناپایداری عضوی، ناپایداری گرهی، ناپایداری در امتداد محور و ناپایداری عمومی را به نمایش می‌گذارند. در مطالعه حاضر پایداری سازه‌های چلیکی تک لایه با تاشه مثلثی سه طرفه با انجام تحلیل‌های خرابی با استفاده از روش عناصر محدود مورد بررسی قرار گرفته است. اثرات عوامل گوناگونی همچون ناکاملی هندسی اولیه، بار واقع در یک گره، بارهای واقع در چندین گره، توزیع نامتقارن بار با شدت‌های متفاوت، نسبت طول به دهانه، نسبت ارتفاع به دهانه، شرایط تکیه‌گاهی و تنش تسلیم مصالح در رفتار پایداری سازه‌های چلیکی تک لایه لحاظ گردیده است. **واژگان کلیدی:** سازه‌های فضاکار، سازه‌های چلیکی تک لایه، پایداری، تاشه مثلثی سه طرفه.

۱- مقدمه

سازه‌های چلیکی برای پوشش انواع سازه‌های صنعتی، سالن‌های ورزشی، تالارهای اجتماعات، نمایشگاه‌های چند منظوره، آشیانه‌های هواپیما، انبارهای ذخیره مواد، مراکز فرهنگی و هنری و انواع پایانه‌های مسافربری و پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. تا دهانه حدود ۲۰ متر سازه‌های چلیکی تک لایه دارای توجیه اقتصادی بوده ولی برای دهانه‌های وسیع استفاده از چلیک‌های دو لایه انتخابی مناسب و دارای صرفه اقتصادی است.

از دیدگاه هندسی، چلیک‌های مهاربندی شده سطوح قابل گسترش با انحنای گوسی صفر هستند که با حرکت یک منحنی به نام منحنی هادی بر روی یک خط مستقیم مولد ایجاد می‌شوند. در حالت کلی یک چلیک تک لایه از تبدیل یک شبکه تک لایه، به فرم قوسی در یک جهت ایجاد می‌گردد. مقطع عمومی یک سازه چلیکی ممکن است بخشی از دایره، بیضی، سهمی و یا شکل‌های دیگر باشد. بیشتر چلیک‌ها در عمل به صورت بخشی از یک استوانه دایره‌ای مستقیم ساخته می‌شوند.

مطالعات زیادی در باره جنبه‌های مختلف سازه‌های فضاکار انجام شده است. Abedi ماهیت دینامیکی پدیده فروجهش گرهی و انتشار خرابی موضعی را در گنبد‌های تک لایه مشبک به طریق تجربی و نظری مورد مطالعه قرار داده است [۱]. تحقیقات انجام

شده توسط Makowski بر روی مدل‌های با مقیاس کوچک سازه‌های چلیکی تک لایه نشان می‌دهد که تاشه مثلثی سه طرفه تحت بار گسترده یک نواخت، توزیع تنش نسبتاً یک نواختی را ایجاد می‌کند. علاوه بر آن، سازه چلیکی تک لایه با تاشه مثلثی سه طرفه، تحت بارهای متقارن، نسبت به انواع دیگر آن خیز کمتری می‌دهد [۲].

مطالعات انجام شده توسط Parke نشان می‌دهد که اقتصادی‌ترین نسبت ارتفاع به دهانه، برای سازه‌های چلیکی تک لایه ۰/۱۷ می‌باشد [۳]. Gioncu و همکارانش، رفتار ناپایداری سازه‌های چلیکی تک لایه را بررسی و انواع مختلف مود کمانشی شامل کمانش عضوی، ناپایداری گرهی، ناپایداری در امتداد محور، ناپایداری عمومی و ناپایداری ترکیبی را به تفصیل تشریح نموده‌اند [۴]. Gioncu و Lenza یک مدل سازه چلیکی مشبک تک لایه را به صورت نظری با استفاده از روش مبتنی بر مفهوم ناپایداری دینامیکی و همچنین به صورت آزمایشگاهی، ابتدا تحت اثر بارهای قائم در کلیه گره‌ها و مجدداً تحت اثر بارهای قائم در گره‌های مولد فوقانی مطالعه و با ثابت نگه داشتن بار وارده، امکان انتشار فروجهش موضعی را بررسی نمودند [۵]. Gioncu با تشریح پدیده ناپایداری، نقاط حدی و دوشاخگی، عوامل مؤثر بر بارهای کمانشی و انجام انواع تحلیل‌های غیرخطی، تأکید کرده است که تحلیل واقعی یک پوسته مشبک تک لایه،

سازه‌های با رفتار غیر خطی سخت شونده دارای یک مسیر تعادل بوده و با افزایش بارگذاری، سختی آن‌ها افزایش می‌یابد. در این سازه‌ها ناپایداری اتفاق نمی‌افتد. گسیختگی این سازه‌ها به صورت پلاستیک رخ می‌دهد. سازه‌های با رفتار غیر خطی نرم شونده ممکن است دارای یک یا بیش از یک مسیر تعادل بوده و در آن‌ها ناپایداری اتفاق می‌افتد. یک سازه با مشخصه نرم شوندگی غیر خطی، ممکن است پایداری خود را به یکی از دو طریق از دست بدهد. در حالت اول، رفتار غیر خطی نرم شونده که متناسب با مود اولیه تغییر شکل می‌باشد، با کاهش تدریجی سختی به مرحله‌ای می‌رسد که سازه کاملاً سختی خود را از دست می‌دهد. در این صورت، مسیر تعادل بار-تغییر مکان سازه، به نقطه حدی رسیده است و یک پرش دینامیکی به تاشه بسیار تغییر شکل یافته‌ای رخ می‌دهد که مطابق با مود اولیه تغییر شکل می‌باشد. این رفتار پدیده فروجهش یا کمانش فروجهشی نامیده می‌شود. شدت پدیده فروجهش تحت بارگذاری کنترل شده نیرویی به درجه غیر خطی بودن مسیر تعادل در فضای بار-تغییر مکان بستگی دارد. در حالت دوم ناپایداری، یک سازه با مشخصه نرم شوندگی غیر خطی، پایداری خود را از طریق کمانش ناگهانی به یک مود تغییر شکل که کاملاً با مود اولیه تغییر شکل متفاوت می‌باشد، از دست می‌دهد. این پدیده، ناپایداری نقطه دو شاخگی نامیده می‌شود. ناپایداری نقطه دو شاخگی (انشعاب) شامل دو شاخگی متقارن پایدار، دوشاخگی متقارن ناپایدار و دوشاخگی نامتقارن بوده که سازه‌های فضاکار معمولاً ناپایداری نقطه دوشاخگی متقارن ناپایدار را از خود نشان می‌دهند [۱۱].

در سازه‌های چلیکی، با توجه به زوایای کوچک بین اعضای سازه‌ای، کوتاه‌شدگی محوری در این سازه‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای بزرگ می‌باشند و بر اثر این کوتاه‌شدگی‌ها، تعبیرات مهمی در هندسه اولیه رخ می‌دهد. نکته مهم دیگر آن است که در حین پدیده فروجهش گرهی، هندسه اولیه سازه طوری تغییر می‌یابد که بعضی از اعضای سازه وارد ناحیه پلاستیک می‌شوند. بنابر این برای تحلیل واقعی یک سازه چلیکی تک لایه، هر دو حالت غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح بایستی لحاظ گردند. روش‌های تکراری نیوتن-رافسون در همسایگی نقاط بحرانی فاقد کارایی و توانایی لازم می‌باشند. با نزدیک شدن به نقطه بحرانی که ماتریس سختی به حالت تکین نزدیک می‌شود، تعداد زیادی تکرار باید مورد استفاده قرار گیرند و نیز نمونه‌های بار کوچک‌تر و کوچک‌تری مورد نیاز می‌باشند و سرانجام راه حل واگرا می‌شود. برای غلبه بر این مشکل و دنبال

مستلزم در نظر گرفتن هر دو حالت غیر خطی هندسی و مصالح است [۶]. El-Sheikh ناکاملی ناشی از عدم انطباق اعضای چلیک‌های تک لایه فضاکار را برای تاشه‌های متفاوت و شرایط مرزی گوناگون بررسی و نشان داده که سازه‌های چلیکی تک لایه به ناکاملی‌های عدم انطباق حساس می‌باشند [۷]. Cao و همکارانش، با بررسی پایداری الاستو پلاستیک سازه‌های چلیکی تک لایه، از طریق انجام تحلیل غیر خطی هندسی و مصالح و با تعقیب گسترش فرآیند پلاستیسیته، ضریبی به نام ضریب کاهش پلاستیسیته معرفی نمودند که بیانگر کاهش ظرفیت باربری به جهت اعمال غیر خطی کامل می‌باشد [۸]. Toy و Wong تأثیر نیروی باد بر انواع سازه‌های چلیکی را از طریق تونل باد مطالعه نمودند [۹]. Yin و Zhang با استفاده از روش دینامیک سیالات محاسباتی (CFD)، تأثیر نیروی باد بر سازه‌های چلیکی را مطالعه نمودند [۱۰]. عابدی و شکسته‌بند به روش استاتیکی غیر خطی تحلیل پایداری سازه‌های فضاکار را بررسی، نحوه کشف نقاط دو شاخگی و تعویض مسیر تعادل و تبدیل نقطه دو شاخگی به نقطه حدی را تبیین و با تشریح انواع مکانیزم‌های خرابی در سازه‌های فضاکار، بر لزوم استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی در حالت مکانیزم خرابی موضعی همراه با فرو جهش دینامیکی تأکید نمودند [۱۱].

در این مقاله رفتار پایداری سازه‌های چلیکی تک لایه فضاکار با تاشه مثلی سه طرفه مورد بررسی قرار گرفته است. اهداف مطالعه حاضر عبارتند از:

- مدل‌سازی عناصر محدود و تحلیل ناپایداری سازه‌های چلیکی تک لایه؛

- ارزیابی اثر پارامترهای مختلف در رفتار ناپایداری این سازه‌ها؛

- تعیین مکانیزم‌های خرابی سازه‌های چلیکی تک لایه.

۲- مدل‌سازی عناصر محدود

به منظور مطالعه رفتار ناپایداری سازه‌های چلیکی تک لایه، انجام تحلیل‌های غیر خطی کامل (غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح) با استفاده از روش عناصر محدود اجتناب ناپذیر است. در این مطالعه، تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS, V6 انجام شده است. مشخصات مدل‌سازی عناصر محدود به شرح ذیل می‌باشند.

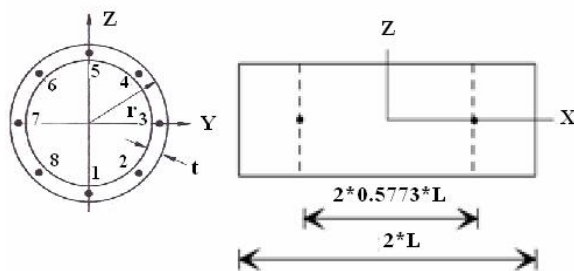
۲-۱- نوع تحلیل

سازه‌ها معمولاً بر اساس رفتار غیر خطی آن‌ها، دارای رفتار غیر خطی سخت شونده و رفتار غیر خطی نرم‌شونده هستند.

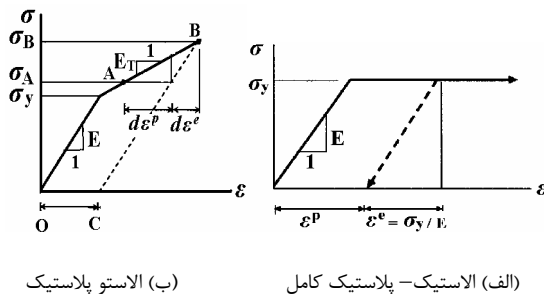
این، رفتار دوشاخگی به رفتار نقطه حدی تبدیل می‌گردد. ترکیب مسیرهای تعادل بنیادی و ثانویه، ناپایداری دوشاخگی متقارن را نشان خواهد داد. این روش تحلیل، تحلیل کامل-اختلال یافته نامیده شده و در تحلیل‌های آتی مورد استفاده قرار گرفته است. در نرم‌افزار برای اعمال ناکاملی هندسی از دستور Imperfection استفاده شده است [۱۱-۱۴].

۲-۴- مدل سازی عناصر تیری در اتصالات گیردار

در صورت استفاده از اتصالات جوشی، مدل اتصال گیردار مناسب است [۱۵]. اتصالات این سیستم‌ها به صورت صلب می‌باشند که قابلیت انتقال نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی و پیچشی را دارند [۱۱]. برای نمایش رفتار هر عنصر از عنصر تیری تیموشنکو (Beam 32) استفاده شده است. عنصر تیری تیموشنکو تغییرشکل‌های برشی را لحاظ نموده و با انتخاب این عنصر، توسط نرم‌افزار در وسط هر عضو گره اضافی ایجاد دقت محاسبات عددی افزایش می‌یابد. در محاسبه ماتریس سختی عناصر از انتگرال‌گیری عددی در نقاط گوسی استفاده می‌شود. تعداد این نقاط در جهت محیطی ۸ نقطه و در امتداد طول نیم‌رخ ۲ نقطه می‌باشند. مطابق شکل (۱) برای عنصر با طول $2*L$ ، انتگرال‌گیری عددی در دو نقطه در طرفین گره مرکزی و به فاصله $0.5773*L$ از گره مرکزی انجام می‌گیرد. نمودار تنش-کرنش مصالح در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۱- عنصر محدود و نقاط انتگرال‌گیری گوسی



(ب) الاستو پلاستیک

(الف) الاستیک- پلاستیک کامل

شکل ۲- نمودار تنش-کرنش مصالح

نمودن مسیرهای تعادل و گذر از نقطه بحرانی به محدوده پس بحرانی از روش طول-کمان استفاده شده است.

۲-۲- مودهای کمانشی سازه‌های چلیکی تک لایه

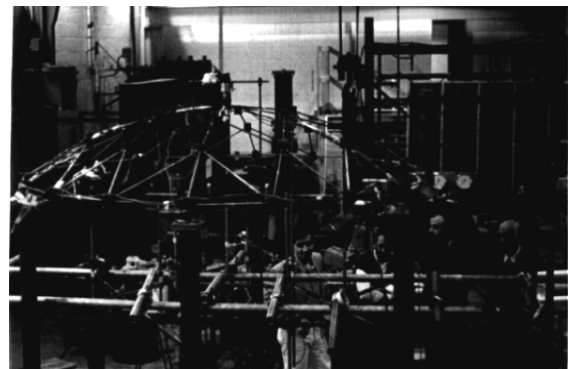
مود کمانشی بیانگر گرایش سازه به تغییر مکان یا مود نمو تغییر مکان سازه در نقطه بحرانی می‌باشد. از طریق تحلیل مودهای کمانشی، نقاط ضعف سازه‌ها مشخص و مودهای خرابی ممکن به دقت تعیین می‌گردند. مود کمانشی متناظر با اولین نقطه بحرانی، پایین‌ترین مود کمانشی نامیده می‌شود. انرژی پتانسیل در هنگام تغییر مکان در امتداد پایین‌ترین مود کمانشی، دارای حداقل مقدار بوده و سازه‌های واقعی تحت فرایند بارگذاری تمایل به تغییر مکان در این جهت دارند. به دلیل عوامل غیر خطی شدید در این سازه‌ها، تحلیل خطی ظرفیت پایداری بالایی را تخمین می‌زند، علاوه بر آن این سازه‌ها تحت بعضی شرایط بارگذاری، تکیه‌گاهی و هندسی به ناکاملی بسیار حساس می‌باشند. برای تعیین رابطه دقیق بار و تغییر مکان، ادامه تحلیل در مرحله پس کمانشی، یعنی تحلیل پاسخ کامل بار-تغییر مکان ضروری است [۱۲].

۲-۳- کشف نقطه دوشاخگی و تعویض مسیر تعادل

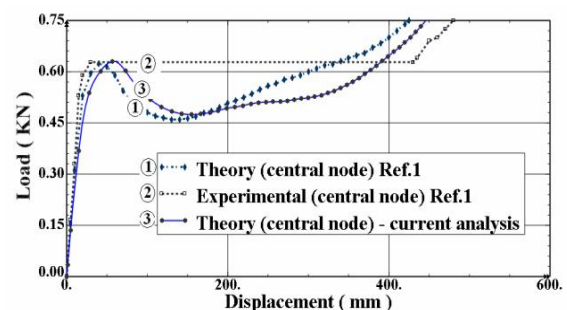
علی‌رغم این‌که روش‌های عددی طول-کمان بر مبنای فرمول بندی غیر خطی در انجام تحلیل در نقطه حدی و ترسیم مسیر تعادل فراتر از نقطه حدی کارایی خوبی دارند، این روش‌ها، قابلیت ترسیم مسیر ثانویه تعادل را در یک نقطه دو شاخگی ندارند. در حالت کلی، تحلیل ناپایداری دوشاخگی شامل دو فرآیند کشف نقطه دوشاخگی و تعویض مسیر تعادل در آن نقطه می‌باشد. در عمل ابتدا یک تحلیل غیر خطی ایستایی برای سازه کامل انجام می‌گیرد تا این که مسیر بنیادی تعادل آن مشخص شود. وجود ویژه‌مقادیر منفی از طریق ویژه‌مقادیر ماتریس سختی ارزیابی می‌شود. وجود یک ویژه‌مقدار منفی قبل از بار نقطه حدی دلالت بر وجود یک نقطه دوشاخگی دارد. با انجام یک تحلیل کمانش ویژه‌مقدار برای سازه کامل، پایین‌ترین مود کمانش به دست می‌آید که نشانگر یک شکل کمانش نامتقارن است. سپس از نخستین مود کمانش به عنوان شکل ناکاملی اولیه استفاده شده و با معرفی ناکاملی‌هایی در هندسه اولیه سازه، دوباره تحلیل غیر خطی برای سازه ناکامل انجام می‌گردد. بدین طریق می‌توان سازه را تحت اختلال قرار داد تا از مسیر تعادل اصلی وارد مسیر تعادل ثانویه گردد. بنابر

۲-۵- بررسی و ارزیابی صحت مدل سازی عناصر محدود

به منظور بررسی و ارزیابی صحت مدل سازی عناصر محدود، نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی فوق الذکر، با نتایج حاصل از تحلیل نظری و هم چنین تحقیق آزمایشگاهی انجام شده توسط Abedi مقایسه شده است [۱]. در این مرحله مدلی بر اساس کار آزمایشگاهی مذکور، با نرم افزار ABAQUS, V6 ساخته شده است. مدل مذکور شبکه تک لایه گنبدی از نوع Lamella با دهانه ۲۴۰۰ و ارتفاع ۴۰۰ میلی متر بوده که در دانشگاه Surrey آزمایش شده است. گنبد مورد آزمایش در شکل (۳) نشان داده شده است. در تحلیل نظری، جهت دقت عمل بیشتر، هر عنصر به دو عنصر تقسیم شده و در نرم افزار ABAQUS, V5 از عنصر تیری اویلر-رنولی از نوع (Beam 33) استفاده گردیده است. در تحلیل حاضر از عنصر تیری تیموشنکو (Beam 32) استفاده شده است. اعضای مورد استفاده در این مدل، لوله های با شعاع خارجی ۴/۷۶ میلی متر و ضخامت ۰/۹۱ میلی متر بوده و دارای مدول الاستیسیته ۲۰۸ GPa می باشند. برای انجام آزمایش گسیختگی، این سازه در گره مرکزی تحت بارگذاری منفرد ثقلی قرار گرفته و منحنی بار-تغییر مکان گره مرکزی ترسیم شده است.



شکل ۳- گنبد تک لایه Lamella مورد آزمایش [۱]



شکل ۴- نمودار بار- تغییر مکان گنبد Lamella

در نمودار شکل (۴)، مقایسه ای مابین نتایج نظری و آزمایشگاهی و همچنین نتایج تحلیل های حاضر با نرم افزار ABAQUS انجام شده است. از روی نمودار مقایسه ای فوق مشاهده می شود که تطابق قابل قبولی مابین نتایج نرم افزار ABAQUS و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد که این مسأله صحت مدل سازی عناصر محدود را تأیید می کند. بنابر این با انجام صحت سنجی فوق می توان با اطمینان هرچه بیشتر، از مدل سازی عناصر محدود معرفی شده برای مدل کردن چلیک های مورد مطالعه استفاده نمود.

۳- مشخصات سازه های چلیکی تک لایه

۳-۱- ابعاد هندسی و مشخصات مصالح

در مطالعه حاضر، مدل های مختلفی تحلیل گردیده اند که ویژگی های هر یک از نظر ابعاد و شرایط تکیه گاهی، تنش های تسلیم و نیمرخ های لوله ای مورد استفاده در تحلیل در ادامه توضیح داده شده اند. ابعاد اولیه نیمرخ های لوله ای مورد استفاده در مدل ها از طریق تحلیل استاتیکی تعدادی مدل تحت بار مرده معادل ۵۰۰ نیوتن برای هر متر مربع و بار زنده معادل ۱۵۰۰ نیوتن برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن انجام و تحت ترکیبات بار به صورت متقارن و نامتقارن طراحی شده اند. تنش تسلیم مصالح $F_y = 235 \text{ MPa}$ و مقدار مدول الاستیسیته ۲۰۸ GPa فرض شده، اعضای میانی از لوله های به قطر خارجی ۱۷۷/۸ میلی متر و ضخامت جدار ۴ میلی متر و اعضای واقع بر روی دو قوس انتهایی از لوله های به قطر خارجی ۱۷۷/۸ میلی متر و ضخامت جدار ۵/۶ میلی متر انتخاب و در شکل (۵)- الف) با خطوط مضاعف مشخص شده اند.

در این تحقیق، چلیک های تک لایه با تاشه مثلثی سه طرفه و با اتصالات گرهی گیردار با مدل های به دهانه ۲۰ متر و طول ۲۰ متر با ابعاد شبکه $2/5 \times 2/5$ متر و با نسبت های مختلف ارتفاع به دهانه با نماد (2-3-4-5-6-8) SLBV 20 20 M مورد مطالعه قرار گرفته اند که در آن حروف SLBV علامت اختصاری SINGLE LAYER BARREL VAULT به معنی سازه چلیکی تک لایه، عدد اول معرف طول دهانه و عدد بعدی معرف طول چلیک و حرف M بیانگر مدل بوده و اعداد بعد از آن معکوس نسبت ارتفاع سازه به دهانه آن می باشد. به عنوان مثال نماد SLBV 20 20 M 5 به معنی سازه چلیکی تک لایه با دهانه ۲۰ متر، طول ۲۰ متر و با نسبت ارتفاع به دهانه معادل ۵:۱ می باشد. تعداد کل گره های مدل های انتخاب شده برابر ۱۲۳ عدد و تعداد کل اعضا برابر ۳۲۶ عضو می باشد. در شکل (۵)،

ب) تکیه‌گاه مرزی که از نوع تکیه‌گاه‌های مفصلی واقع در امتداد گرته‌های دو لبه طولی در محورهای (A6) به انضمام تکیه‌گاه‌های واقع در امتداد دو قوس انتهایی می‌باشند و در شکل (۵-ب) نشان داده شده است. به منظور مقایسه تأثیر شرایط تکیه‌گاهی، سازه‌های چلیکی با این دو نوع شرایط تکیه‌گاهی تحلیل و نتایج حاصله مقایسه شده‌اند. همچنین جهت بررسی تأثیر توأم شرایط تکیه‌گاهی و طول سازه، انواع مدل‌های SLBV 20 (20 ~ 80) M 5 با دهانه‌های یکسان ۲۰ متر و طول‌های متفاوت ۲۰ الی ۸۰ متر تحلیل و نتایج حاصله مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

۳-۳- انواع بارگذاری سازه‌های چلیکی تک لایه

- ۱- بارگذاری متقارن در کلیه سطح سازه جمعاً ۲۰۰۰ نیوتن بر متر مربع با بار گرهی معادل ۶۵۰۰ نیوتن.
- ۲- بارگذاری نامتقارن و بارگذاری متقارن جمعاً ۲۰۰۰ نیوتن بر متر مربع که در بخش ۳-۴ تشریح شده است.
- ۳- بار منفرد قائم برابر ۱۰۰۰۰۰ نیوتن در گره مرکزی.
- ۴- بارهای منفرد قائم در هفت گره رینگ مرکزی برابر ۱۰۰۰۰ نیوتن در هر گره.
- ۵- بارهای منفرد قائم در کل گرته‌های محور مرکزی (گرته‌های واقع در محور A0) برابر ۱۰۰۰۰ نیوتن در هر گره.

۴- تحلیل خرابی سازه‌های چلیکی تک لایه

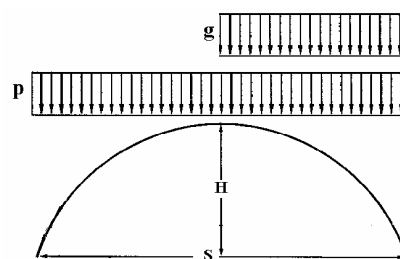
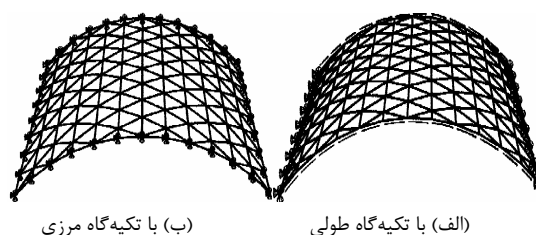
در تحلیل خرابی سازه‌های چلیکی تک لایه مورد مطالعه در تحقیق حاضر، تأثیر پارامترهای گوناگونی از قبیل: نسبت‌های متفاوت ارتفاع به دهانه، تنش تسلیم مصالح، بارگذاری متقارن و نامتقارن، سخت‌شدگی کرنشی مصالح، بارهای منفرد قائم در گرته‌های محور مرکزی، بارهای منفرد قائم در گره مرکزی، نسبت طول به دهانه در مدل‌های با تکیه‌گاه‌های طولی و نیز در مدل‌های با تکیه‌گاه‌های مرزی مورد مطالعه قرار گرفته است.

۴-۱- بارگذاری متقارن در کل گرته‌های چلیک‌های

SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) GLES – F 235

در مدل‌های مورد مطالعه علامت GL علامت اختصاری GLOBAL LOADING به مفهوم بارگذاری متقارن در کل گرته‌ها و ES علامت اختصاری EDGE SUPPORTS به مفهوم تکیه‌گاه‌های واقع در امتداد گرته‌های دو لبه طولی است. علامت F 235 بیانگر آن است که تنش تسلیم مصالح معادل با

شمای کلی یک چلیک و در شکل (۶)، شماره‌گذاری گرته‌ها نشان داده شده‌اند. گره مرکزی مدل با شماره ۵۳، گره مرکزی به انضمام شش گره مجاور گره مرکزی جمعاً شامل هفت گره موسوم به رینگ مرکزی با شماره‌های ۶۷-۶۶-۶۵-۵۴-۵۳-۵۲-۴۰، و همچنین محور مرکزی (A0) شامل گرته‌های ۹۲-۷۹-۶۶-۵۳-۴۰-۲۷-۱۱-۱۰ می‌باشد.

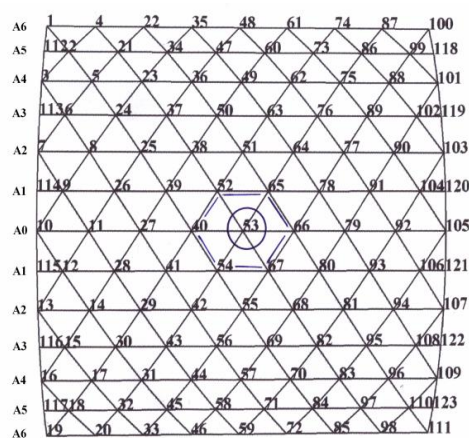


(ج) بارگذاری متقارن و نامتقارن

شکل ۵- شمای کلی یک چلیک تک لایه

۳-۲- شرایط تکیه‌گاهی

برای مقایسه اثر شرایط تکیه‌گاهی در سازه‌های مورد مطالعه، دو نوع شرایط تکیه‌گاهی در نظر گرفته شده‌اند: الف) تکیه‌گاه طولی که از نوع تکیه‌گاه‌های مفصلی واقع در امتداد گرته‌های دو لبه طولی در محورهای (A6) بوده و در شکل (۵-الف) نشان داده شده است.



شکل ۶- شماره‌گذاری گرته‌ها

در این مدل در تحلیل کمانش ویژه مقدار برای سازه کامل، حداکثر تغییر مکان برابر یک واحد (بدون بعد) در امتداد محور A3 بوده، که با اعمال ضریب ناکاملی $I=S/2000$ ، حداکثر تغییر مکان در امتداد این محور برابر 0.1 متر و در سایر نقاط نیز متناسب با مود کمانش نخستین (با مقادیر مثبت و منفی) بوده و با جمع جبری مختصات گره‌های سازه کامل با این تغییر مکان‌ها، مختصات گره‌های سازه ناکامل حاصل می‌شود.

در شکل (۸) پاسخ بار-تغییر مکان چلیک کامل و چلیک ناکامل SLBV 20 20 M 5 با ناکاملی‌های متفاوت تحت بارگذاری متقارن مقایسه و خلاصه نتایج به شرح زیر می‌باشد:

● حداکثر ظرفیت باربری سازه کامل دارای ضریب بار $LF=5.09$ (Load Factor) می‌باشد و میزان تقلیل ظرفیت

سازه ناکامل به سازه کامل به شرح زیر است:

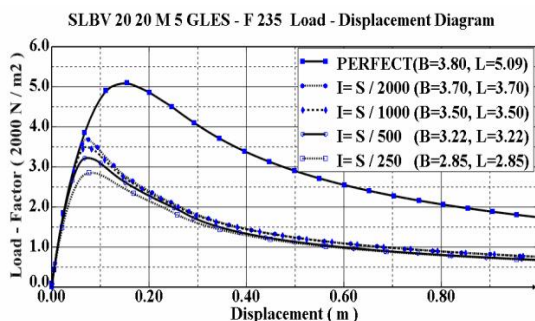
● با ضریب ناکاملی $I=S/2000$ ، ضریب بار $LF=3.70$ بوده و میزان تقلیل ظرفیت نسبت به سازه کامل ۲۷٪ می‌باشد؛

● با ضریب ناکاملی $I=S/1000$ ، ضریب بار $LF=3.50$ بوده و میزان تقلیل ظرفیت نسبت به سازه کامل ۳۱٪ می‌باشد؛

● با ضریب ناکاملی $I=S/500$ ، ضریب بار $LF=3.22$ بوده و میزان تقلیل ظرفیت نسبت به سازه کامل ۳۷٪ می‌باشد؛

● با ضریب ناکاملی $I=S/250$ ، ضریب بار $LF=2.85$ بوده و میزان تقلیل ظرفیت نسبت به سازه کامل ۴۴٪ می‌باشد.

گرچه ظرفیت باربری سازه به تناسب افزایش ناکاملی، به تدریج کاهش می‌یابد ولی رفتار پس‌کمانشی آن‌ها مشابه بوده و به سرعت متقارب می‌گردند. همچنین تغییر شکل‌های منطقه پس‌کمانشی در تمامی مدل‌های ناکامل نسبت به مدل کامل کاهش یافته است.

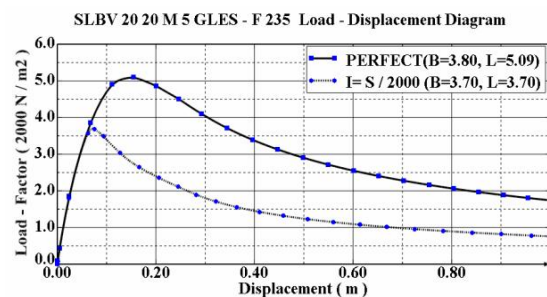


شکل ۸- پاسخ بار- تغییر مکان چلیک با ناکاملی‌های متفاوت
SLBV 20 20 M 5 GLES - F 235

$F_y = 235 \text{ MPa}$ فرض شده است. برای بیان موضوع، نخست مدل SLBV 20 20 M 5 GLES تحلیل و در شکل (۷) پاسخ بار- تغییر مکان چلیک کامل و چلیک ناکامل با ضریب ناکاملی $I=S/2000$ ، نشان داده شده‌اند (I ضریب ناکاملی مرتبط با مود کمانشی اعمال شده و S طول دهانه سازه است).

حروف B و L مندرج در نمودارها به ترتیب ترازهای بار نقاط دوشاخگی و حدی را نشان می‌دهند. مسیرهای بار-تغییر مکان چلیک‌های کامل و ناکامل تا حد ضریب بار $3/70$ (نقطه دو شاخگی) یکسان بوده و پس از آن به سرعت از همدیگر دور شده و مسیرهای کاملاً جداگانه‌ای را طی می‌نمایند. تغییر مکان‌های مدل کامل تحت بارگذاری متقارن، تا مراحل نهایی بارگذاری کاملاً متقارن بوده ولی تغییر مکان‌های مدل ناکامل تحت بارگذاری متقارن، متقارن نمی‌باشند. پس از نقطه بحرانی، همزمان با کاهش بار، تغییر مکان سازه به سرعت افزایش می‌یابد تا این‌که سازه کاملاً وارونه گشته و خرابی کلی اتفاق می‌افتد. در این تحلیل‌ها، مصالح الاستیک-پلاستیک کامل فرض شده و $E_T = 0$.

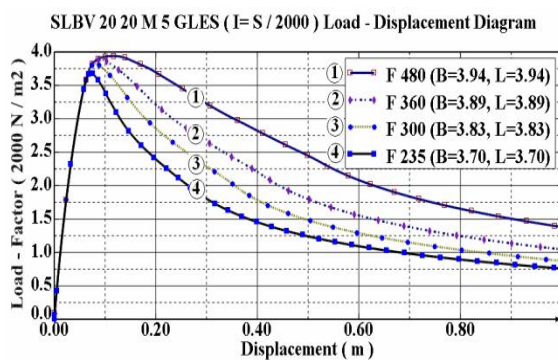
در تحلیل چلیک کامل مشاهده می‌شود که ضریب بار حدی $LF=5.09$ بوده ولی قبل از آن اختطاری مبنی بر وجود نقطه دو شاخگی در ضریب بار $LF=3.80$ وجود دارد. مطابق مطالب مندرج در بخش ۲-۳، ابتدا از طریق یک تحلیل کمانش ویژه مقدار برای سازه کامل، کوچک‌ترین ویژه‌مقدار متناظر با یک شکل کمانش نامتقارن ($\text{Mode 1 : EigenValue} = 4.155$) تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از تحلیل کامل-اختلال یافته رفتار دوشاخگی به رفتار نقطه حدی تبدیل و مسیر پس‌کمانشی دقیق برای سازه اختلال یافته ترسیم می‌شود.



شکل ۷- پاسخ بار- تغییر مکان چلیک
SLBV 20 20 M 5 GLES - F 235

۲۳۵-۳۰۰-۳۶۰-۴۸۰ مگانیوتن بر متر مربع تحلیل و نتایج حاصله مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

در شکل (۱۰) تأثیر تغییرات تنش تسلیم مصالح بر ظرفیت باربری چلیک‌های ناکامل SLBV 20 20 M 5 GLES نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که وقتی تنش تسلیم از ۲۳۵ مگاپاسکال به ۴۸۰ مگاپاسکال می‌رسد (تقریباً دو برابر)، ظرفیت باربری سازه فقط حدود ۶٪ افزایش می‌یابد. بنابر این افزایش تنش تسلیم در افزایش ظرفیت باربری سازه‌های چلیکی تک لایه ناکامل تأثیر محسوسی ندارد.



شکل ۱۰- پاسخ بار- تغییر مکان با تنش‌های تسلیم متفاوت

۴-۳- تأثیر بار نامتقارن بر رفتار چلیک

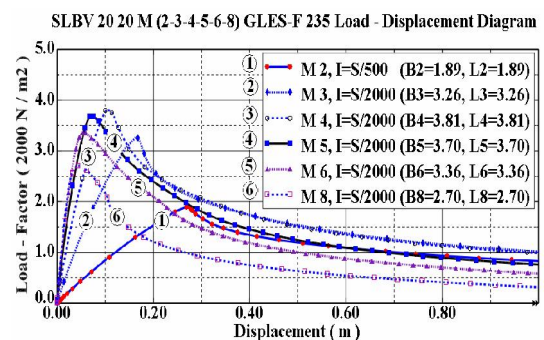
SLBV 20 20 M 5 GLES - F 235

برای بررسی تأثیر بارگذاری نامتقارن، انواع بارگذاری‌ها با نسبت‌های متفاوت بار نامتقارن به بار متقارن (g/p)، مورد مطالعه قرار گرفته و در شکل (۱۱) نتایج حاصله با پاسخ SLBV 20 20 M 5 GLES - F 235 مقایسه شده است.

1. Drift 1, $g/p=1$, $g=1000$, $p=1000$
 $g+p=2000 \text{ N/m}^2 \sim 6500 \text{ N/node}$
2. Drift 2, $g/p=2$, $g=1333$, $p=667$
 $g+p=2000 \text{ N/m}^2 \sim 6500 \text{ N/node}$
3. Drift 3, $g/p=3$, $g=1500$, $p=500$
 $g+p=2000 \text{ N/m}^2 \sim 6500 \text{ N/node}$
4. Drift 7, $g/p=7$, $g=1750$, $p=250$
 $g+p=2000 \text{ N/m}^2 \sim 6500 \text{ N/node}$

که در آن p شدت بار متقارن (نظیر بار مرده) در کل سطح سازه بوده و g شدت بار نامتقارن (نظیر بار برف) بوده که فقط بر نصف سطح سازه اعمال می‌گردد. در تحلیل‌های انجام شده، مقدار بار متقارن ثابت و مقدار بار نامتقارن فزاینده فرض شده و به منظور امکان مقایسه نتایج، ضرایب بار حاصله بر اساس مجموع بار (2000 N/m^2)، تعدیل شده‌اند.

به منظور تعیین میزان ناکاملی متناسب با مدل مورد مطالعه، انواع مختلف مدل‌ها با ناکاملی‌های مختلف مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. شکل (۹) پاسخ بار- تغییر مکان چلیک‌های ناکامل با ناکاملی‌های متفاوت SLBV 20 20 M(2-3-4-5-6-8) GLES را نشان می‌دهد. در این بررسی انواع مدل‌ها با ناکاملی‌های مختلف تحلیل گشته و فقط نتایج مدل‌های با رفتار نقاط دو شاخگی و حدی یکسان (با اعمال حداقل ناکاملی متناسب با نوع مدل مورد مطالعه)، مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. میزان ناکاملی متناسب با هر مدل به نحوی انتخاب شده که اولاً رفتار دو شاخگی قبل از نقطه حدی بروز ننماید و ثانیاً نقطه حدی سازه ناکامل قرین به نقطه دو شاخگی سازه کامل باشد. مشاهده می‌شود که ضریب ناکاملی مدل M 2 بیش از سایر مدل‌ها بوده، بنابر این بر اساس رواداری‌های مجاز ساخت، ضریب ناکاملی $I=S/500$ ، مقدار مناسبی برای چلیک‌های تک لایه است. ظرفیت باربری سازه چلیکی تک لایه ناکامل در محدوده نسبت ارتفاع به دهانه حدود ۰/۲۰ الی ۰/۲۵ به حداکثر مقدار خود می‌رسد ولی پس از آن همزمان با افزایش و یا کاهش نسبت ارتفاع به دهانه، ظرفیت باربری سازه کاهش می‌یابد. مکانیزم خرابی کلیه مدل‌ها از نوع خرابی کلی می‌باشد. در خرابی کلی مشخصه فروریزی بار بسیار ناگهانی است و به هنگام فرآیند باز توزیع بار، سایر اعضا نمی‌توانند بارکاهش یافته در نخستین عضو (یا در نخستین مجموعه اعضا) خراب شده را تحمل نمایند و در خودشان نیز خرابی رخ می‌دهد. به عبارت دیگر یک مکانیزم کلی ایجاد می‌گردد.



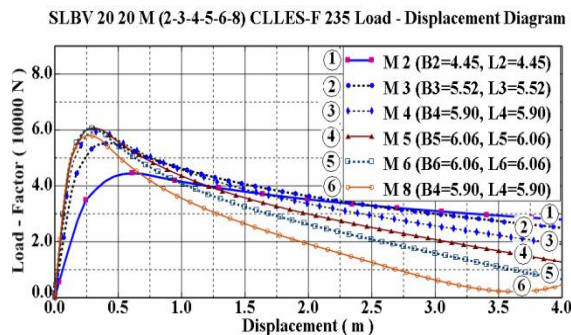
شکل ۹- پاسخ بار- تغییر مکان چلیک‌های ناکامل SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) GLES - F 235

۴-۲- تأثیر تغییرات تنش تسلیم بر رفتار مدل‌های

SLBV 20 20 M 5 GLES - F (235-300-360-480)

به منظور بررسی تأثیر تغییرات تنش تسلیم مصالح بر رفتار سازه، چلیک‌های SLBV 20 20 M 5 با تنش‌های تسلیم

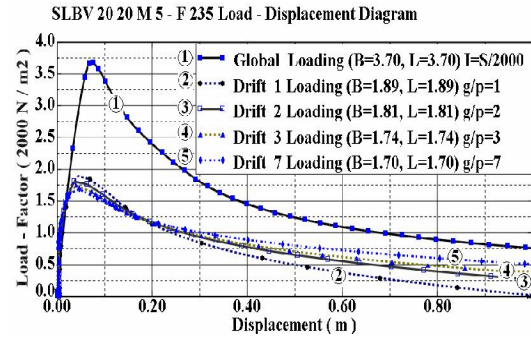
۴-۵- تأثیر بار در کل گره‌های محور مرکزی بر رفتار SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) CLLES-F 235 در این مدل‌ها نماد CLL^1 به مفهوم بارگذاری در کل گره‌های محور مرکزی است. شکل (۱۳) پاسخ بار-تغییر مکان را برای انواع چلیک‌های SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) CLLES نشان می‌دهد. رابطه بار-تغییر مکان کل مدل‌ها در ابتدا تقریباً خطی بوده و پس از آن شیب منحنی بار-تغییر مکان کمتر شده تا سازه به ظرفیت نهایی خود می‌رسد. مکانیزم خرابی تمامی مدل‌ها از نوع خرابی کلی بوده ولی شیب منحنی پس‌کمانشی آن‌ها به تناسب کاهش نسبت ارتفاع به دهانه افزایش می‌یابد.



شکل ۱۳- پاسخ بار-تغییر مکان تحت بار محور مرکزی SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) CLLES-F 235

۴-۶- تأثیر بارهای متمرکز قائم در رینگ مرکزی بر رفتار SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) FRLES-F 235 در این مدل‌ها نماد FRL^2 به مفهوم بارگذاری در هفت گره مرکزی موسوم به رینگ مرکزی است. شکل (۱۴) پاسخ بار-تغییر مکان SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) FRLES را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که تحت بارهای وارده بر رینگ مرکزی بعضی از انواع چلیک‌های تک لایه رفتار فروجهشی دارند.

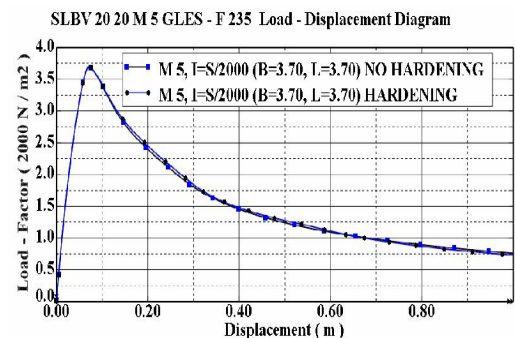
شکل (۱۵) پاسخ بار-تغییر مکان SLBV 20 20M3 FRLES با تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال را نشان می‌دهد. به منظور بررسی تأثیر نوع نیم‌رخ مورد استفاده در رفتار این مدل‌ها، ضخامت جداره مقاطع لوله‌ای دو قوس انتهایی متغیر فرض شده و ضخامت جداره‌ها به ترتیب ۴ و ۴/۵ و ۵ و ۵/۶ میلی‌متر منظور و پاسخ آن‌ها باهم مقایسه شده‌اند.



شکل ۱۱- پاسخ بار-تغییر مکان SLBV 20 20 M 5-F 235 تحت بار متقارن و نامتقارن

۴-۴- تأثیر سخت‌شدگی کرنشی مصالح بر رفتار SLBV 20 20 M 5 GLES

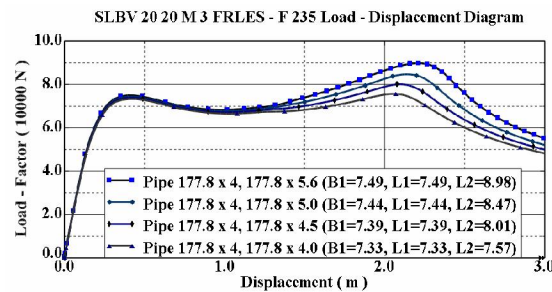
در شکل (۱۲) پاسخ بار-تغییر مکان برای دو حالت متفاوت مشخصه مصالح، بدون اعمال سخت‌شدگی و با اعمال سخت‌شدگی ایزوتروپیک مقایسه شده است. در این تحلیل‌ها از اثر Bauschinger صرف نظر شده است. مدل بدون سخت‌شدگی متناظر با حالت الاستیک-پلاستیک کامل بوده و با $E_T = 0$ مدل سازی شده و به این ترتیب از افزایش اندک ظرفیت عضو پس از رسیدن به حد تنش تسلیم، صرف نظر شده است. مدل با سخت‌شدگی ایزوتروپیک متناظر با حالت الاستوپلاستیک بوده و با $E_T = E/100$ مدل‌سازی شده و به این ترتیب افزایش ظرفیت عضو پس از گذر از حد تنش تسلیم ($F_y = 235 \text{ MPa}$) تا حد تنش گسیختگی ($F_u = 363 \text{ MPa}$) در تحلیل لحاظ شده است.



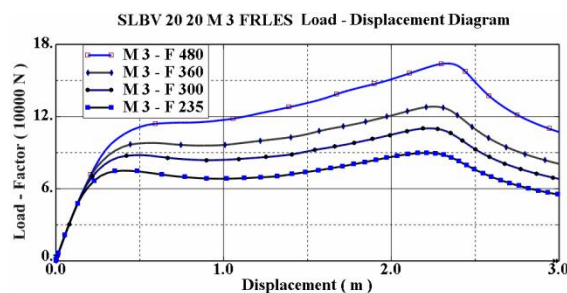
شکل ۱۲- پاسخ بار-تغییر مکان SLBV 20 20 M 5 GLES با سخت‌شدگی و بدون سخت‌شدگی کرنشی

نمودارهای بار-تغییر مکان نشان می‌دهند که اعمال سخت‌شدگی در پاسخ سازه تأثیر محسوسی نداشته، فقط در منطقه پس‌کمانشی، تغییر مکان سازه به میزان خیلی کم تغییر یافته است.

1- Central Line Loading
2- First Ring Loading



شکل ۱۵- پاسخ بار-تغییر مکان SLBV 20 20 M 3 FRLES با نیمرخ‌های متفاوت



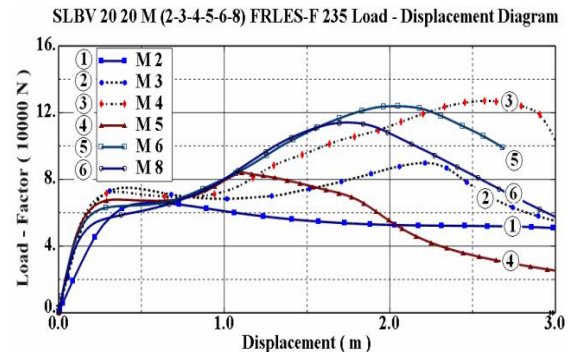
شکل ۱۶- پاسخ بار-تغییر مکان SLBV 20 20 M 3 FRLES با تنش‌های تسلیم مختلف

بنابراین افزایش تنش تسلیم مصالح به عنوان یکی از روش‌های مؤثر برای جلوگیری از وقوع فروجهش دینامیکی در برخی از انواع چلیک‌های تک لایه است.

۴-۷- تأثیر بار قائم وارد بر گره مرکزی بر رفتار مدل‌های SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) CNLES

در این مدل‌ها نماد ¹CNL به مفهوم بارگذاری قائم منفرد در گره مرکزی می‌باشد. شکل (۱۷) پاسخ بار-تغییر مکان انواع چلیک‌های تک‌لایه SLBV 2020M (2-3-4-5-6-8) CNLES با تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال را نشان می‌دهد. در این مدل‌ها، در اثنای فرایند تحلیل اخطارهای مکرر مبین بروز نقاط دو شاخگی به طور متناوب مشاهده می‌گردد.

بنابر این مدل‌ها، دارای نقطه حدی مشخصی نبوده و همزمان با افزایش بار وارده، خرابی‌های مکرر از نوع خرابی موضعی بدون فروجهش اتفاق می‌افتد. در خرابی موضعی بدون فروجهش، مشخصه فروریزی بار اعضا ناگهانی نبوده و به هنگام فرآیند بازتوزیع بار، سایر اعضا قادر به جذب و تحمل بارهای باز توزیع شده هستند و در این مرحله تعادل سازه پایدار است.



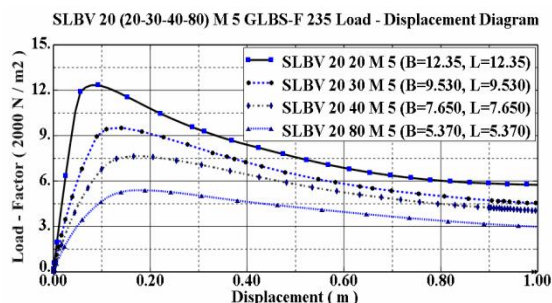
شکل ۱۴- پاسخ بار-تغییر مکان چلیک‌های SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) FRLES - F 235

در این مدل‌ها نقاط حدی و دوشاخگی برهم منطبق بوده و افزایش ضخامت نیم‌رخ در دو قوس انتهایی، نقطه حدی اول را خیلی جزئی افزایش داده ولی نقطه حدی دوم را به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش داده است. مکانیزم خرابی تمامی این مدل‌ها، از نوع خرابی موضعی همراه با فروجهش دینامیکی بوده، در این مدل‌ها ناپایداری موقتی رخ داده و در نتیجه سازه یک ناپایداری دینامیکی را تجربه می‌نماید. بررسی موده‌های کمانشی حاکی از آن است که برای سازه‌های چلیکی تک لایه، فروجهش در امتداد مسیر (محور مرکزی سازه) اتفاق می‌افتد. در خرابی موضعی همراه با فروجهش دینامیکی، مشخصه فروریزی بار به گونه‌ای ناگهانی است که به هنگام فرآیند بازتوزیع بار، سایر اعضا نمی‌توانند بارهای توزیع شده را با سرعت کافی جذب کنند و ناپایداری موقتی در سازه رخ می‌دهد. در این مرحله سازه به دنبال حالت تعادل پایدار جدیدی بوده و حرکت به سمت چنین حالت تعادلی، با تغییرات بزرگی در تغییر شکل همراه بوده، در نتیجه یک پدیده فروجهش دینامیکی گرهی اتفاق می‌افتد. در این حال، حالت تعادل سازه، دوباره پایدار می‌شود و سایر اعضا می‌توانند بار اضافی را تحمل نمایند این فرآیند ادامه می‌یابد تا این‌که اعضای اضافی دیگری از سازه به ظرفیت بحرانی خود برسند و در نهایت خرابی کلی رخ می‌دهد.

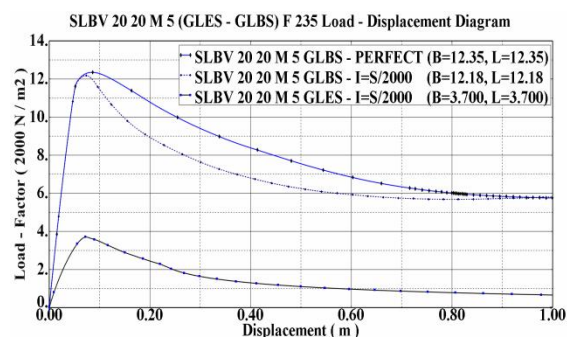
شکل (۱۶) پاسخ بار-تغییر مکان چلیک‌های با تنش‌های تسلیم مختلف مدل SLBV 20 20 M 3 FRLES را نشان می‌دهد. متناسب با افزایش تنش تسلیم از شدت پدیده فروجهش در این مدل‌ها کاسته شده، به نحوی که در تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال، خرابی موضعی همراه با فروجهش دینامیکی بوده ولی در تنش تسلیم ۴۸۰ مگاپاسکال، خرابی موضعی بدون پدیده فروجهش دینامیکی می‌باشد.

مرزی تحت بار متقارن قائم نشان داده شده است. ظرفیت باربری چلیک در حالت با تکیه‌گاه‌های مرزی متناسب با افزایش نسبت L/S به سرعت کاهش می‌یابد. مقایسه شکل‌های (۱۸) و (۱۹) نشان می‌دهد که افزایش طول چلیک در حالت تکیه‌گاهی طولی بر ظرفیت باربری آن تأثیر قابل ملاحظه‌ای نداشته ولی افزایش طول چلیک در حالت تکیه‌گاهی مرزی، به سرعت موجب تقلیل ظرفیت باربری می‌گردد و به تناسب افزایش نسبت L/S میزان کاهش ظرفیت فزونی می‌یابد.

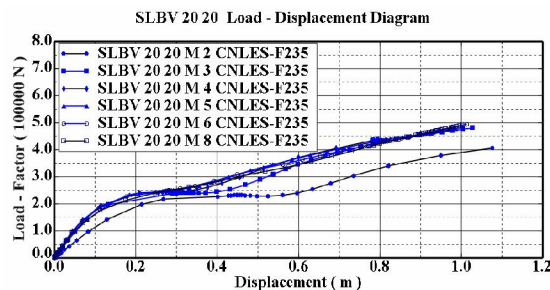
در شکل (۲۰) پاسخ بار- تغییر مکان مدل‌های با شرایط تکیه‌گاهی طولی و مرزی مقایسه شده‌اند. ظرفیت باربری در حالت با تکیه‌گاه‌های طولی در حدود ۳۰٪ ظرفیت باربری چلیک با تکیه‌گاه‌های مرزی می‌باشد. علاوه بر آن چلیک‌های تک لایه با شرایط تکیه‌گاهی مرزی در مقایسه با چلیک‌های تک لایه با شرایط تکیه‌گاهی طولی، به ناکاملی‌های سازه‌ای حساسیت کمتری دارند. میزان کاهش ظرفیت باربری چلیک با شرایط تکیه‌گاهی طولی SLBV 20 20 M 5 GLBS به ازای ناکاملی $I = S/2000$ ، کمتر از ۲٪ بوده، بنابر این در صورت عدم وجود منعی برای تعبیه تکیه‌گاه‌های واقع در گره‌های دو قوس کناری، استفاده از این نوع تکیه‌گاه‌ها امری حیاتی است.



شکل ۱۹- پاسخ بار-تغییر مکان چلیک‌های
SLBV 20 (20-30-40-80) M 5 GLBS



شکل ۲۰- پاسخ بار - تغییر مکان
SLBV 20 20 M 5 (GLBS و GLES)

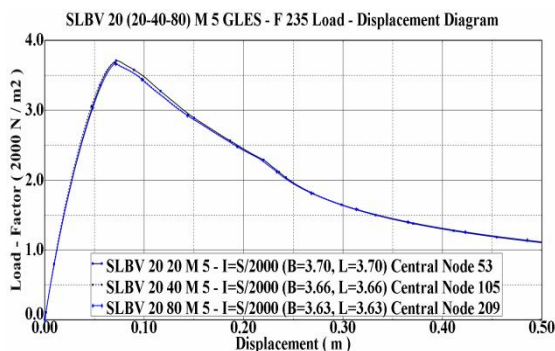


شکل ۱۷- پاسخ بار-تغییر مکان انواع چلیک‌های تک لایه
SLBV 20 20 M (2-3-4-5-6-8) CNLES

سازه می‌تواند بار اضافی دیگری را تحمل نماید تا این که در نهایت مرحله‌ای فرا می‌رسد که خرابی مجموعه‌ای دیگری از اعضا منجر به خرابی کلی سازه می‌شود.

۴-۸- تأثیر افزایش طول سازه چلیکی در حالت شرایط تکیه‌گاهی طولی SLBV 20 (20-40-80) M 5 GLES

در شکل (۱۸) پاسخ بار-تغییر مکان انواع چلیک‌های تک لایه SLBV 20 (20-40-80) M 5 GLES با تکیه‌گاه‌های طولی تحت بار متقارن قائم نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که افزایش طول، تأثیر محسوسی در پاسخ این مدل‌ها ندارد.

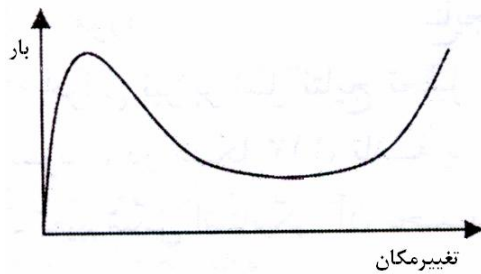


شکل ۱۸- پاسخ بار-تغییر مکان
SLBV 20 (20-40-80) M 5 GLES

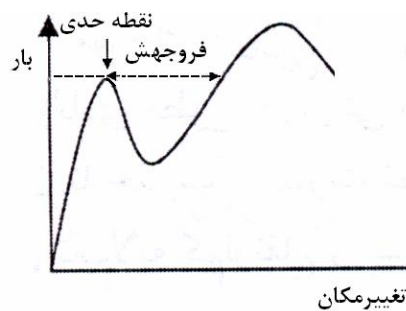
۴-۹- تأثیر افزایش طول سازه با شرایط تکیه‌گاهی مرزی SLBV 20 (20-30-40-80) M 5 GLBS

در این مدل‌ها نماد BS^۱ به مفهوم تکیه‌گاه‌های مرزی است. در شکل (۱۹) پاسخ بار-تغییر مکان انواع چلیک‌های تک لایه SLBV 20 (20-30-40-80) M 5 GLBS با تکیه‌گاه‌های

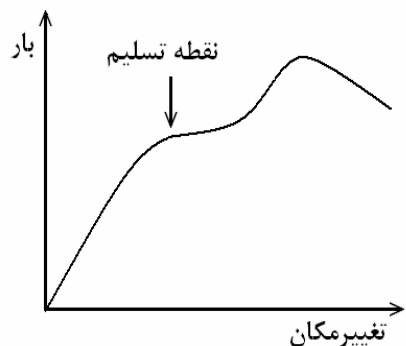
1- Boundary Supports



شکل ۲۳- مکانیزم خرابی کلی



شکل ۲۴- مکانیزم خرابی موضعی سازه همراه با فروجهش دینامیکی



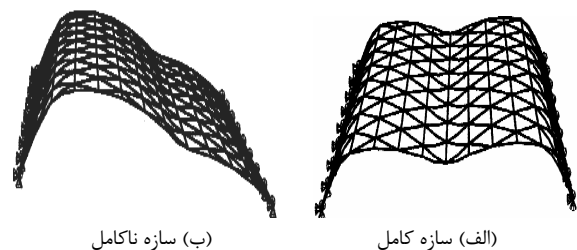
شکل ۲۵- مکانیزم خرابی موضعی سازه بدون فروجهش دینامیکی

۶- نتیجه گیری

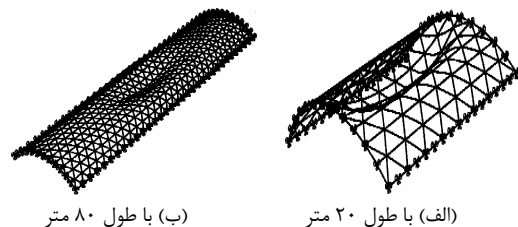
در مطالعه حاضر رفتار ناپایداری سازه‌های چلیکی تک لایه متشکل از تاشه‌های مثلثی سه طرفه با استفاده از روش عناصر محدود مورد بررسی قرار گرفته است. اگرچه افق و حوزه نتایج محدود به حالات در نظر گرفته شده برای تحلیل‌ها می‌باشد ولی احتمال می‌رود که این نتایج دارای حوزه تأثیر و کاربرد جامع‌تری از موارد در نظر گرفته شده در تحلیل‌ها باشند. با انجام تحلیل استاتیکی خرابی بر روی مدل‌های مورد نظر، سه نوع مکانیزم خرابی شامل مکانیزم خرابی کلی، مکانیزم

در شکل (۲۱) موده‌های کمانشی SLBV 20 20 M5 برای دو حالت سازه کامل و سازه ناکامل نشان داده شده‌اند.

در شکل (۲۲) موده‌های کمانشی SLBV 20(20-80)M5 برای دو طول مختلف ۲۰ و ۸۰ متر نشان داده شده‌اند. در سازه‌های تغییر شکل یافته، مناطق با تنش زیاد قابل تشخیص بوده، بدین طریق می‌توان گسترش پلاستیسیته را در اثنای بارگذاری و در گام‌های مختلف تحلیل بررسی و مناطق ضعیف سازه‌ای را تعیین و در جهت رفع آن تلاش نمود.



شکل ۲۱- موده‌های کمانشی SLBV 20 20 M 5 GLES



شکل ۲۲- موده‌های کمانشی SLBV 20 (20-80) M 5 GLBS

۵- انواع مکانیزم‌های خرابی در سازه‌های چلیکی تک

لایه

با انجام تحلیل‌های استاتیکی خرابی بر روی انواع مدل‌های مختلف سازه‌های چلیکی تک لایه با لحاظ اثرات پارامترهای مختلفی از قبیل شرایط تکیه‌گاهی، بارگذاری‌ها، تنش تسلیم مصالح و تناسب ابعاد هندسی مدل‌ها، سه نوع مکانیزم خرابی در این مدل‌ها مشاهده گردید که این مکانیزم‌ها در شکل‌های (۲۳-۲۵) نشان داده شده‌اند. در حالت مکانیزم خرابی موضعی همراه با فروجهش، به دلیل اثر دینامیکی حاصل از فروجهش، امکان دارد که خرابی موضعی انتشار یافته و خرابی منجر به خرابی کلی گردد. در این حالت، برای ارزیابی رفتار واقعی سازه در طی پدیده فروجهش لازم است اثرات دینامیکی در تحلیل خرابی سازه مورد توجه قرار گیرد.

۸- تفاوت ترازهای بار نقاط حدی و دوشاخگی، معیاری برای تخمین میزان اولیه ضریب ناکاملی هندسی برای دستیابی به پایین‌ترین مسیر دوشاخگی بوده و بر اساس رواداری‌های مجاز ساخت، ضریب ناکاملی $I=S/500$ ، مقدار مناسبی برای چلیک‌های تک لایه است.

۹- پیشنهاد می‌شود در آیین‌نامه سازه‌های فضاکار، تحلیل غیر خطی ایستایی الزامی گشته و ترکیب بارگذاری نامتقارن و حداقل ضریب ناکاملی $I=S/500$ ، در آن‌ها لحاظ گردد.

۷- نمادها

چلیک تک لایه	SLBV
ارتفاع چلیک تک لایه	H
دهانه چلیک تک لایه	S
طول چلیک تک لایه	L
ضریب ناکاملی	I
تنش تسلیم مصالح	F_y
تنش نهایی مصالح (تنش گسیختگی)	F_u
مدول الاستیسیته	E
مدول الاستیسیته مماسی (منطقه سخت‌شدگی)	E_T
شدت بار متقارن وارده بر کل سطح سازه	P
شدت بار نامتقارن وارده بر نصف سطح سازه	G
ضریب بار در تحلیل‌های غیر خطی	LF

۸- مراجع

- [1] Abedi, K., "Propagation of Local Instabilities in Braced Domes", PhD Thesis, University of Surrey, 1997.
- [2] Makowski, Z. S., "History and Development of Various Types of Braced Barrel Vaults and Review of Recent Achievements all over the World", Analysis, Design and Construction of Braced Barrel Vaults, Makowski. Z.S. (Editor), Granada Publishing Ltd., London and New York, 1985, pp 1-35.
- [3] Parke, G. A. R., "Comparison of the Structural Behavior of Various Types of Braced Barrel Vaults", Analysis, Design and Construction of Braced Barrel Vaults, Z.S. Makowski. (Editor), Granada Publishing Ltd., London and New York, 1985, pp 90-120.
- [4] Gioncu, V., Bault, N., Porumb, D., Pennon, N., "Instability Behavior of Triangulated Barrel Vaults", Analysis, Design and

خرابی موضعی همراه با فروجهش دینامیکی و مکانیزم خرابی موضعی بدون فروجهش دینامیکی در این مدل‌ها مشاهده گردید. برخی نتایج مهم حاصل از تحلیل‌ها عبارتند از:

۱- سازه‌های چلیکی تک لایه دارای رفتار غیر خطی نرم شونده بوده، بنابر این تحلیل غیر خطی هندسی و مصالح برای آن‌ها الزامی بوده و برای تحلیل دقیق و ارائه پاسخ واقعی سازه، توصیه می‌شود از عنصر تیری تیموشنکو (Beam 32) برای مدل‌سازی اعضای سازه‌ای استفاده گردد.

۲- سازه‌های چلیکی تک لایه به بارگذاری نامتقارن شدیداً حساس بوده و بارگذاری‌های نامتقارن، ظرفیت باربری سازه را تا حدود نصف حالت بارگذاری متقارن تقلیل می‌دهند. بنابراین ترکیبات مختلف بارگذاری‌های متقارن و نامتقارن در تحلیل‌های غیر خطی ضروری است.

۳- بعضی از سازه‌های چلیکی تک لایه با ابعاد هندسی و مصالح و بارگذاری خاص، مکانیزم خرابی موضعی همراه با فروجهش دینامیکی را به نمایش می‌گذارند. برای ارزیابی رفتار واقعی این سازه‌ها، تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت بار استاتیکی و به علت پدیده فروجهش ضروری بوده و با استفاده از مفهوم ناپایداری دینامیکی، بایستی رفتار این سازه‌ها بعد از نقطه بحرانی مورد بررسی قرار گیرند.

۴- تغییرات نسبت ارتفاع به دهانه H/S ، تأثیر بسزایی در ظرفیت باربری و رفتار این سازه‌ها دارد، حداکثر ظرفیت باربری در محدوده $H/S=0.20\sim0.25$ ، حاصل می‌گردد، در ضمن فقط برای بعضی از مقادیر H/S ، رفتار فروجهشی مشاهده می‌گردد.

۵- تغییرات تنش تسلیم مصالح تأثیر بسزایی در پاسخ این سازه‌ها دارد، گرچه افزایش تنش تسلیم مصالح از ۲۳۵ مگاپاسکال به ۴۸۰ مگاپاسکال موجب افزایش جزئی در ظرفیت باربری می‌گردد ولی در بعضی از مدل‌ها موجب حذف رفتار فروجهشی می‌گردد.

۶- شرایط تکیه‌گاهی تأثیر قابل ملاحظه‌ای در ظرفیت باربری و رفتار این سازه‌ها دارد، به گونه‌ای که ظرفیت باربری چلیک‌های تک لایه با تکیه‌گاه‌های طولی در حدود ۳۰٪ ظرفیت باربری چلیک‌های تک لایه با تکیه‌گاه‌های مرزی می‌باشد.

۷- در چلیک‌های تک لایه با تکیه‌گاه‌های طولی، افزایش نسبت طول به دهانه آن، تأثیر محسوسی بر ظرفیت باربری سازه نداشته ولی در چلیک‌های تک لایه با تکیه‌گاه‌های مرزی، متناسب با افزایش نسبت طول به دهانه، ظرفیت باربری به سرعت کاهش می‌یابد.

- Vaults, Makowski. Z. S. (Editor), Granada Publishing Ltd., London and New York, 1985, pp 121-146.
- [10] Zhang, T. S., Yin, Y., "Study on Numerical Wind Tunnel Method for Wind Load Determination of Spatial Structures", International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium, Beijing, China, 2006, WL06.
- [۱۱] عابدی، ک.، شکسته‌بند، ب.، "تحلیل پایداری سازه‌های فضاکار"، انتشارات دانشگاه صنعتی سهند، ۱۳۸۸.
- [12] Chen, X., Shen, S. Z. "Complete Load-Deflection Response and Initial Imperfection Analysis of Single-Layer Lattice Dome", International Journal of Space Structures, 1993, 8 (4), 271-278.
- [13] Lazarevic, D., Uros, M., Gila, P., "Post-Buckling Behavior of Shallow Lattice Dome", International Association for shell and Spatial Structures (IASS) Symposium, Shanghai, China, 2010.
- [14] Abaqus-Help, Version 6.8.
- [15] Qing-hua, H., Xi-liang, L., "Numerical Model, Buckling Analysis and Ultimate Load Capacity of the Single-Double-Layer Reticulated Dome", International Journal of Space Structures, 2003, 18(4), 257-267.
- Construction of Braced Barrel Vaults, Z. S. Makowski. (Editor), Granada Publishing Ltd., London and New York, 1985, pp 159-182.
- [5] Gioncu, V., Lenza, P., "Propagation of Local Buckling in Reticulated Shells", International Conference on Space Structures, Parke, G. A. R., and Howard, C.M. (Editors), Thomas Telford Service Ltd., 1993, pp 147-155.
- [6] Gioncu, V., "Buckling of Reticulated Shells: State-of-the-Art", International journal of Space Structures, 1995, 10 (1), 1-46.
- [7] EL-Sheikh, A., "Effect of Geometric Imperfections on Single-Layer Barrel Vaults", International Journal of Space Structures, 2002, 17 (4), 271-283.
- [8] Cao, Z. G., Fan, F., Sun, Y., Ma, H. H., "Elasto-plastic Stability of Single-Layer Cylindrical Reticulated Shells", International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium, Domingo, A., and Lasaro, C. (Editors), Valencia, Spain., 2009, pp 1832-1840.
- [9] Toy, N., Wong, C.W., "Determination of Wind Loads on Barrel Vaults", Analysis, Design and Construction of Braced Barrel