بررسی رفتار خرابی گنبد کابلی با فرم ترکیبی و بهبود رفتار با ابزارهای محدودگر نیرو

رسول اصغری[۱]، کریم عابدی*[۲]، محمدرضا چناقلو[۳]، بهزاد شکسته‌بند[۴]

[۱] دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز
[۲] استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز
[۳] استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز
[۴] دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

دریافت: ۱۴۰۰/۸/۲۶، بازنگری: ۱۴۰۰/۱۰/۲۷، پذیرش: ۱۴۰۰/۱۱/۳، نشر آنلاین: ۱۴۰۰/۱۱/۳

چکیده

گنبدهای کابلی یکی از انواع بسیار کارا و مؤثر سازه‌های کش‌بستی می‌باشند. پایداری گنبدهای کابلی مرسوم از طریق یک رینگ فشاری صلب بتنی در پیرامون تأمین می‌شود که با اصل خود ایستایی سازه‌های کش‌بستی در تعارض است. در این پژوهش، ترکیب یک رینگ کش‌بستی به‌جای رینگ بتنی با گنبد کابلی از نوع Levy به‌عنوان یک سیستم کابل- دستکی (Cable-strut) ترکیبی جدید موردمطالعه قرار می‌گیرد. پس از معرفی هندسه سازه ترکیبی، فرم‌یابی آن از طریق روش چگالی نیرو به‌همراه برنامه‌نویسی خطی انجام شده و پس از بارگذاری و طراحی سازه موردنظر با استفاده از آیین‌نامه‌های موجود، رفتار خرابی اولیه آن از طریق مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS موردمطالعه قرار می‌گیرد. بر روی این سازه، تأثیر تغییر تراز نیروهای پیش‌تنش نیز بررسی می‌شود. همچنین رفتار خرابی سازه گنبدی بدون حضور رینگ کش‌بستی نیز انجام گردیده و پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی روی دو سازه گنبد کابلی مرسوم و سازه ترکیبی، تأثیر وجود رینگ کش‌بستی و عملکرد ترکیبی آن با سازه گنبدی و نیز کفایت تحلیل‌های استاتیکی بررسی می‌گردند. در نهایت با استفاده از چند نمونه از ابزارهای محدودگر نیرو، رفتار خرابی سازه‌های موردمطالعه به‌صورت سه مرحله‌ای بهبود داده می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که استفاده از رینگ کش‌بستی باعث افزایش ظرفیت باربری به‌اندازه ۳/۷٪ و ۳۴٪ تحت دو حالت بارگذاری متقارن و نامتقارن می‌گردد. همچنین به‌کارگیری ابزارهای محدودگر نیرو طی سه مرحله مقاوم‌سازی، باعث افزایش ظرفیت باربری سازه به مقدار ۲۱٪ تا ۳۴٪ می‌گردد که این درصد افزایش، مستقل از نوع ابزار به‌کار گرفته‌شده می‌باشد.

کلیدواژه‌ها: گنبد کابلی، رینگ کش‌بستی، سیستم کابل- دستکی ترکیبی، روش چگالی نیرو، مقاوم‌سازی، ابزار محدودگر نیرو.

۱- مقدمه

سازه‌های کش‌بستی به‌عنوان رده‌ای از سازه‌های فضاکار خودایستا شامل مجموعه‌ای از دستک‌ها در داخل محیط پیوسته‌ای از عناصر کابلی می‌باشند که این عناصر کابلی برای پایدارسازی دستک‌ها مورداستفاده قرار می‌گیرند. گنبدهای کابلی مرسوم از طریق یک رینگ فشاری بتنی در پیرامون سازه، پایداری سازه‌ای خود را به‌دست می‌آورند که با ویژگی خودایستایی سازه‌های کش‌بستی در تناقض است. اما به‌نظر می‌رسد که به‌جای رینگ فشاری بتنی، وجود یک سیستم سازه‌ای که به‌لحاظ نوع مصالح و اعضای به‌کار رفته مشابه سیستم گنبد کابلی باشد، در بحث اندرکنش سازه‌ای بین دو قسمت مؤثر باشد. از طرفی تجربیات گذشته نشان می‌دهند وجود یک سیستم تکیه‌گاهی صلب نظیر رینگ بتنی در اطراف سازه‌های فضاکار، به‌خصوص در هنگام وارد شدن بارهای لرزه‌ای به سازه، باعث تمرکز بیشتر نیروها در اجزای سازه‌ای مجاور تکیه‌گاه شده و خرابی‌های سازه‌ای زیادی را به بار می‌آورد (Saka و Tanighuchi، ۱۹۹۷).

تلفیق سازه گنبد کابلی با یک رینگ کش‌بستی ایده جدیدی است که به یک سیستم کابل- دستکی ترکیبی جدید می‌انجامد. در سازه‌های کابل- دستکی فرآیند فرم‌یابی اولین گام برای طراحی و مطالعه رفتار این سازه‌ها می‌باشد که یک حالت پیش‌تنش سازگار با هندسه سازه را ارائه می‌کند. روش‌های فرم‌یابی به دو دسته کلی

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۹۱۴۱۱۲۱۲۱۰

آدرس ایمیل: ra_asghari@sut.ac.ir (ر. اصغری)، k_abedi@sut.ac.ir (ک. عابدی)، mrchenaghlou@sut.ac.ir (م. ر. چناقلو)، b_shekastehband@uut.ac.ir (ب. شکسته‌بند).

استاتیکی و سینماتیکی[1] تقسیم می‌شوند. در بین روش‌های استاتیکی، روش چگالی نیرو با انواع اصلاحات به‌همراه روش‌های بهینه‌سازی در مطالعات پیشین مورداستفاده قرار گرفته است (Yuan و Dong، ۲۰۰۳؛ Yuan و همکاران، ۲۰۰۷؛ Tran و همکاران، ۲۰۱۲).

در خصوص رفتار خرابی سازه‌های کابل- دستکی نیز مطالعاتی صورت گرفته است. Abedi و Shekastehband (۲۰۰۴ و ۲۰۰۸) تأثیر رفتار پس‌کمانشی دستک‌ها و رفتار پس‌تسلیم کابل‌ها را بر روی رفتار شبکه‌های تخت کش‌بستی موردمطالعه قرار دادند و انواع مکانیزم‌های خرابی این سازه‌ها را به‌دست آوردند.

Shekastehband و Abedi (۲۰۱۲) رفتار خرابی شبکه‌های تخت کش‌بستی را در اثر گسیختگی عناصر کابلی و کمانش عناصر دستک با در نظر گرفتن پدیده فروجهش به‌صورت عددی و آزمایشگاهی موردمطالعه قرار دادند.

Zhu و همکاران (۲۰۱۳) اثر شل‌شدگی و گسیختگی عناصر کابلی را در رفتار خرابی گنبدهای کابلی با روش عناصر محدود به فرم‌برداری و نیز به‌صورت عددی موردمطالعه قرار دادند. Mirzaaghazadeh و همکاران (۲۰۲۰) رفتار خرابی چلیک‌های[2] کابل- دستکی متشکل از مدول‌های کابل - دستکی DP[3] را موردمطالعه قرار دادند. تأثیر متغیرهای هندسی، مشخصات پیش‌تنیدگی، نوع بارگذاری و شرایط تکیه‌گاهی با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی توسط آنان موردبررسی قرار گرفت.

در سازه‌های فضاکار کابل- دستکی، مکانیزم خرابی سازه به‌صورت «خرابی کلی» و یا «خرابی موضعی با و بدون فروجهش» می‌باشد. همواره می‌توان رفتار خرابی این سازه‌ها را به لحاظ اصلاح یا بهبود رفتار اولیه، تغییر داد. ابزارهای محدودگر نیرو[4] به‌عنوان یکی از روش‌های فعال مدیریت شکل‌پذیری در اصلاح رفتار سازه‌های فضاکار مطرح هستند که نخستین بار توسط Schmidt و Hanaor (۱۹۷۹) در این سازه‌ها به‌کار گرفته شدند. آنان دو نوع ابزار محدودگر نیروی هیدرولیکی و اصطکاکی را معرفی کردند که نوع اصطکاکی رفتار نیرو- تغییرمکان مناسب‌تری داشت. ابزار محدودگر نیروی چندلوله‌ای توسط Park (۱۹۸۸) معرفی شد. این ابزار از دو لوله مربعی متداخل و چهار نوار مستطیلی تشکیل شده بود. مشخصات رفتاری این ابزار محدودگر نیرو تابعی از طول و سطح مقطع این چهار نوار است.

Chenaghlou و همکاران (۲۰۲۰) ابزار محدودگر نیروی جدیدی موسوم به عضو کمانش- کنترل[5] را معرفی نمودند که به‌اختصار BCM نامیده شد و از یک لوله توخالی به‌عنوان غلاف و یک هسته فولادی توپر تشکیل شده است. مهره‌های قابل تنظیم بر روی هسته نیز در این ابزار تعبیه شده و هسته فولادی از دو انتهای ابزار به‌اندازه مشخصی دارای بیرون‌زدگی از غلاف[6] می‌باشد. فواصل و آرایش مهره‌ها و نیز میزان بیرون‌زدگی هسته از عوامل تأثیرگذار در رفتار این ابزار محدودگر نیرو می‌باشند. آنان ضمن انجام مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی رفتار این ابزار، تأثیر جایگزینی چندمرحله‌ای آن را به‌جای اعضای بحرانی در سازه فضاکار تخت دولایه موردبررسی قرار دادند و دریافتند که به‌کارگیری آن در اعضای بحرانی شبکه‌های تخت دولایه تأثیر بسزایی در شکل‌پذیری، جذب انرژی، سختی اولیه و افزایش ظرفیت باربری این سازه‌ها دارد.

عابدی و همکاران (۱۴۰۰) ابزار محدودگر نیروی آکاردئونی[7] را معرفی نمودند. این ابزار با الهام از بادبندهای کمانش تاب معرفی شد که از مزایای آن شکل‌پذیری و رفتار نیرو- تغییرمکان مناسب‌تر و سازگاری با اتصالات متداول سازه‌های فضاکار است. مطالعات آنان شامل کار آزمایشگاهی و عددی بر روی این ابزار با در نظر گرفتن متغیرهای هندسی مختلف بود. آنان تأثیر جایگزینی این ابزار محدودگر نیرو را به‌جای اعضای بحرانی در یک شبکه چلیکی دولایه مورد نیز بررسی قرار دادند. نتایج آنان نشان داد که صرف‌نظر از مشخصات هندسی ابزار محدودگر نیروی آکاردئونی، به‌کارگیری آن، منجربه افزایش در ظرفیت باربری و نیز افزایش در سختی اولیه سازه چلیکی دولایه می‌شود.

مطالعات مربوط به استفاده از ابزارهای محدودگر نیرو در سازه‌های کابل- دستکی محدود بوده است. بااین‌حال، Shekastehband (۲۰۱۸) تأثیر به‌کارگیری کابل‌های با سختی بالا و نیز ابزار محدودگر نیرو با مشخصه رفتاری دوخطی را در شبکه‌های کش‌بستی تخت موردمطالعه قرار داد. نتایج وی نشان داد استفاده از ابزار محدودگر نیرو در تعدادی از بحرانی‌ترین دستک‌ها می‌تواند تا ۵۲٪ منجربه افزایش در ظرفیت باربری سازه کش‌بستی گردد. همچنین استفاده از ابزار محدودگر نیرو، روش مؤثرتری در تغییر مکانیزم خرابی این سازه‌ها در مقایسه با به‌کارگیری کابل‌های با سختی بالا می‌باشد.

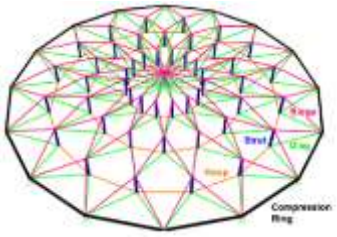
با توجه به مطالعات صورت گرفته قبلی، در این پژوهش یک سازه ترکیبی متشکل از گنبد کابلی Levy به‌همراه رینگ کش‌بستی مدولار[8] موردمطالعه قرار گرفته است. در ساخت رینگ کش‌بستی از آرایش یکنواخت برای مدول‌ها در کنار هم استفاده شده و فرم‌یابی آن برای حصول حالت پیش‌تنش سازگار با استفاده از روش چگالی نیرو و بهینه‌سازی خطی در نرم‌افزار MATLAB انجام گرفته است. پس از حصول پیش‌تنیدگی، سازه موردنظر،

1. Kinematical
2. Barrel-Vault
3. Di-Payramid
4. Force Limiting Devices
5. Buckling-Control Member
6. Gap
7. Accordion Force Limiting Device
8. Modular

طراحی شده و رفتار خرابی اولیه آن با روش عددی عناصر محدود مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این خصوص تحلیل‌های خرابی استاتیکی و دینامیکی بر روی سازه ترکیبی و نیز سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی انجام می‌گیرد تا ضمن ارزیابی تأثیر وجود رینگ کش‌بستی بر روی سازه گنبدی، کفایت تحلیل‌های خرابی استاتیکی نیز موردبررسی قرار گیرد. پس از برآورد رفتار اولیه و نوع مکانیزم خرابی سازه کابل- دستکی ترکیبی، با استفاده از تعدادی از ابزارهای محدودگر نیرو، رفتار خرابی سازه بهبود داده می‌شود.

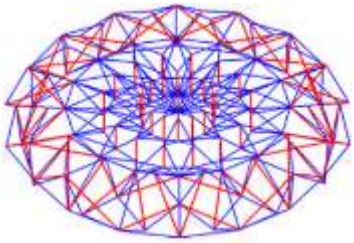
۲- تاشه[9] سازه ترکیبی موردمطالعه

متداول‌ترین نوع گنبدهای کابلی دارای فرم‌هایی با آرایش شعاعی (مانند گنبد Geiger) و آرایش مثلثی (مانند گنبد Levy) می‌باشند. در یک گنبد کابلی دو قسمت سازه‌ای با ویژگی‌های ساختاری متفاوت وجود دارد: قسمت کابل- دستکی مرکزی و قسمت رینگ فشاری بتنی در اطراف که نسبت به قسمت مرکزی بسیار صلب‌تر می‌باشد. جایگزینی یک رینگ کش‌بستی انعطاف-پذیر به‌جای این رینگ بتنی، منتج به یک سازه ترکیبی جدید می‌گردد که طبیعت رفتاری دو قسمت را به هم نزدیک‌تر می‌سازد. در شکل (۱)، یک گنبد کابلی با فرم Levy به‌همراه رینگ بتنی و نیز نمایی از سازه ترکیبی متشکل از گنبد Levy و رینگ کش-بستی قابل‌مشاهده است. مدول کش‌بستی مورداستفاده برای ساخت رینگ، از تبدیل یک مدول کش‌بستی هشت‌وجهی منتظم به فرم ذوزنقه به‌دست می‌آید (شکل (۲)). این مدول‌ها به‌صورت یکنواخت با زاویه مشخصی نسبت به افق در کنار هم قرار می‌گیرند تا رینگ کش‌بستی به‌دست آید. نوع آرایش مدول‌ها در کنار هم، نحوه اتصال بخش گنبد و رینگ به یکدیگر و تعداد تقسیمات دو بخش از عواملی هستند که بر توزیع پیش‌تنش تأثیر می‌گذارند. در شکل (۱- الف)، یک نمونه از رینگ کش‌بستی با تعداد ۱۶ مدول در دو نمای مختلف به همراه متغیرهای طول دهانه R و زاویه θ نشان داده شده است. با توجه به تحقیقات گذشته (Asghari و همکاران، ۲۰۲۰) در این پژوهش برای ساخت سازه ترکیبی، از تعداد ۳۲ مدول در رینگ کش‌بستی استفاده می‌شود که دو برابر تعداد تقسیمات گنبد در جهت پیرامونی است. در شکل (۳- ب) سازه ترکیبی موردمطالعه به‌همراه تمام متغیرهای هندسی و نیز کابل‌های اضافی نشان داده شده‌اند. این گروه از کابل‌ها بین بخش گنبدی و بخش رینگ کش‌بستی به سازه ترکیبی اضافه شده‌اند که در سازه اولیه و مرحله فرم‌یابی وجود ندارند و در بخش طراحی در مورد این اعضاء توضیحات بیشتری داده می‌شود.



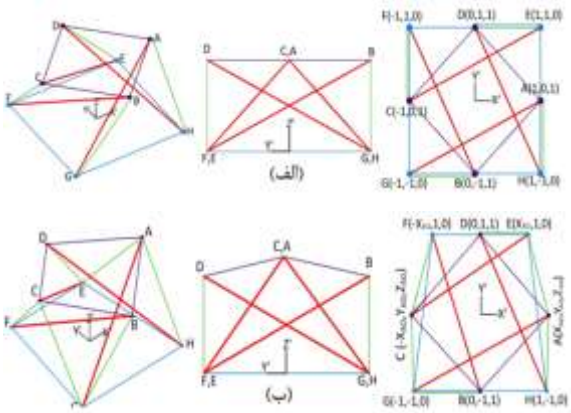
(الف)

(ب)



(ج)

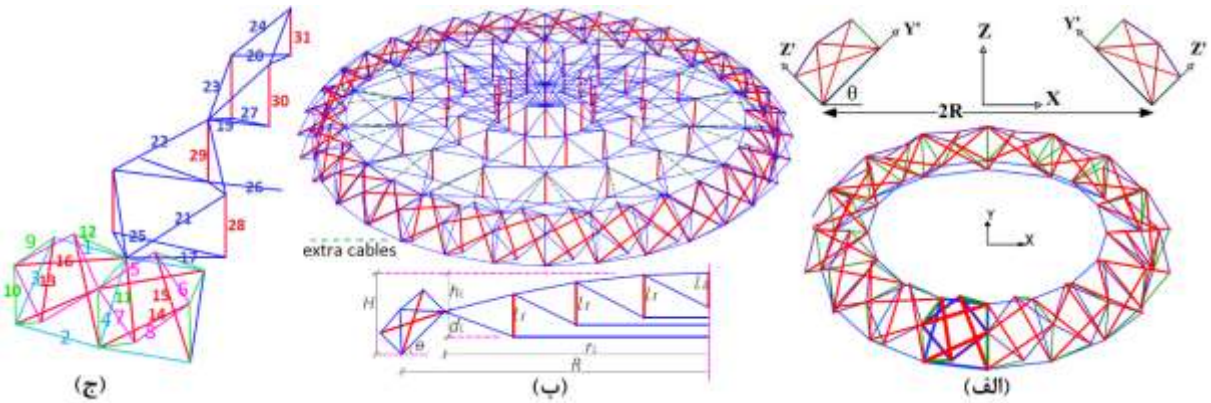
شکل ۱- نمای شماتیک از: الف)گنبد Levy و اجزای آن، ب) رینگ بتنی فشاری، ج) سازه ترکیبی



شکل ۲- الف) مدول منتظم، ب) مدول اعوجاج یافته جهت ساخت رینگ

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد به جهت تقارن ذاتی در یک سازه گنبدی می‌توان از این ویژگی در بحث فرم‌یابی نیز استفاده کرد که برای این منظور، اجزای سازه ترکیبی طبق شکل (۳- ج) به ۳۱ گروه اعضاء تقسیم‌بندی می‌شوند. مقادیر متغیرهای هندسی سازه ترکیبی در جدول (۱) و نام‌گذاری گروه‌های اعضاء براساس نوع و محل آن‌ها در سازه ترکیبی در جدول (۲) معرفی شده‌اند.

9. Configuration



شکل ۱- الف) نمونه ۱۶ مدولی رینگ کش‌بستی، ب) سازه ترکیبی موردمطالعه و متغیرهای هندسی آن، ج) گروه‌بندی اعضاء

جدول ۱- مقادیر متغیرهای هندسی سازه ترکیبی

متغیر هندسی	θ	H (m)	R (m)	r_L (m)	h_L (m)	d_L (m)	l_1 (m)	l_2 (m)
مقدار	۴۵ درجه	۱۰/۵۴	۴۰	۳۴/۴۳	۵	۳/۲۸	۵/۵	۴/۵

جدول ۲- نام‌گذاری گروه اعضاء در سازه ترکیبی

شماره	۱	۲	۳	۴	۵	..	۸	۹	..	۱۲	۱۳	..	۱۶	۱۷	..	۲۰	۲۱	..	۲۴	۲۵	..	۲۷	۲۸	..	۳۱	۳۲
محل	کابل‌های تحتانی مدول‌های رینگ				کابل‌های فوقانی مدول‌های رینگ			کابل‌های مورب مدول‌های رینگ			دستک‌های مدول‌های رینگ			کابل‌های قطری مورب گنبد			کابل‌های فوقانی گنبد			کابل‌های حلقوی تحتانی گنبد			دستک‌های گنبد		
نام گروه	G01-bot1	G02-bot2	G03-bot3-1	G04-bot3-2	G05-top1	..	G08-top4	G09-inc1	..	G12-inc4	G13-strR1	..	G16-strR4	G17-D4L	..	G20-D1L	G21R4L	..	G24-R1L	G25-H3L	..	G27-H1L	G28-strL4	..	G31-strL1	Extra cables

۳- تحلیل فرم‌یابی سازه ترکیبی

به‌دلیل ماهیت سازه‌های کابل- دستکی، اعمال پیش‌تنش برای تأمین سختی آن‌ها ضروری است که فرم‌یابی، پاسخی بر این نیاز است. برای به‌دست آوردن حالت پیش‌تنش (حالت خودتنش در سازه‌های کابل- دستکی) از روش چگالی نیرو به‌همراه روش تجزیه تکین دوگانه[1] و برنامه‌نویسی خطی استفاده می‌شود. برای یک سازه کابل- دستکی گنبدی، سه شرط اساسی خودمتعادلی، تقارن و سازگاری باید در پیش‌تنش نهایی ارضاء گردند. قدم اول در فرمول‌بندی، تعیین ماتریس تعادل است. برای سازه‌ای با تعداد m عضو و n گره آزاد و n_f گره مقید، ماتریس الحاق Cs به‌صورت $\left[C_{(m\times n)}, C_{f(m\times n_f)}\right]$ قابل افراز است. معادلات تعادل نیرویی گرهی در غیاب بارهای خارجی، به‌صورت زیر می‌باشند:

$$A\,d = 0\,,\; A_{3n\times m} = \begin{pmatrix} C^T diag(Cx + C_f x_f) \\ C^T diag(Cy + C_f y_f) \\ C^T diag(Cz + C_f z_f) \end{pmatrix}$$
$$d = \{d_1, d_2, \dots, d_b\}^T \;,\; d_i = t_i / l_i \qquad (۱)$$

که در آن A و d، به‌ترتیب برابر با ماتریس تعادل و بردار چگالی‌های نیرو، x, y, z و x_f, y_f, z_f به‌ترتیب برابر با مختصات گرهی در نقاط آزاد و مقید و d_i، t_i و l_i به‌ترتیب برابر با چگالی نیرو، نیروی محوری و طول عضو i می‌باشند. تجزیه مقدار تکین ماتریس تعادل A به‌صورت زیر می‌باشد:

$$A = U_{3n\times 3n} V_{3n\times m} W^T_{m\times m} \qquad (۲)$$

که در آن U و W، ماتریس‌های متعامد بوده و V شامل مقادیر تکین E می‌باشد. ماتریس W به‌صورت $\left[W_{r_E}, W_{m-r_E}\right]$ قابل افراز است که در آن W_{m-r_E} شامل حالات خودتنش مستقل s_i می‌باشند که تعداد آن‌ها برابر $s = m - r_E$ بوده و تنها شرط خودمتعادلی را ارضاء می‌کنند. اکنون با اعمال شرط تقارن هندسی، حالت خودتنش کامل حاصل می‌گردد که ترکیب خطی از s_iها بوده و X نامیده می‌شود:

$$X_{m\times 1} = s_1\alpha_1 + s_2\alpha_2 + \cdots + s_s\alpha_s \qquad (۳)$$

که در آن، α_iها ضرایب مشارکت s_iها هستند. اعمال شرط تقارن

1. Double singular value decomposition

در سازه‌ای با h گروه عضو، به ماتریس جدیدی بنام $\hat{S}$ می‌انجامد:

$$\hat{S}_{m\times(s+h)} = \left[\begin{array}{c|c} \vdots\ \vdots\ \vdots & \vdots\ \ \vdots\ \ \vdots \\ s_1 \cdots s_s & -e_1 \cdots -e_h \\ \vdots\ \vdots\ \vdots & \vdots\ \ \vdots\ \ \vdots \end{array}\right] \quad (۴)$$

بردار ستونی e_i مربوط به گروه iام است که در آن مقادیر متناظر با اعضای آن گروه برای کابل‌ها و دستک‌ها به‌ترتیب برابر ۱+ و ۱- بوده و در باقی درایه‌ها برابر صفر می‌باشد. اکنون تجزیه مقدار تکین (دومین مرتبه در طول فرمول‌بندی) بر روی ماتریس $\hat{S}$ اعمال می‌گردد:

$$\hat{S} = \hat{U}\hat{V}\hat{W}^T \quad (۵)$$

چنانچه رتبه ماتریس $\hat{S}$ برابر با $\acute{r}$ فرض گردد، تعداد حالات خودتنش کامل برابر با $\acute{s} = (s+h) - \acute{r}$ می‌باشد. بردارهایی از ماتریس $\hat{W}$ واقع در سطرهای $s+1$ تا $s+h$ و ستون‌های $\acute{r}+1$ تا $\acute{r}+\acute{s}$، موقعیت این حالات خودتنش را نشان می‌دهد. اگر $\acute{s} > 1$ باشد، بیش از یک حالت خودتنش کامل وجود دارد که در حالت کلی هیچ‌کدام از شرایط سازگاری را ارضاء نمی‌کنند. در این شرایط باید یک ترکیب خطی از حالات پیش‌تنش کامل به‌صورت زیر برای رسیدن به حالت پیش‌تنش اولیه، که شرط امکان‌پذیری را نیز ارضاء می‌کند، استفاده گردد:

$$\hat{X} = g_1\beta_1 + g_2\beta_2 + \cdots + g_{s'}\beta_{s'} \quad (۶)$$

پیدا کردن مجموعه‌ای از ضرایب مشارکت β_i، به‌طوری‌که شرط سازگاری نیز در حالت پیش‌تنش $\hat{\mathbf{X}}$ ارضا شود، مسئله را به یک مسئله بهینه‌سازی تبدیل می‌کند که در این پژوهش از بهینه‌سازی خطی استفاده گردیده است (Asghari و همکاران، ۲۰۲۰). پس از انجام فرم‌یابی، نیروهای خودتنش برای ۳۱ گروه اعضاء به‌دست می‌آیند که مقادیر این نیروها به‌صورت نرمال شده در شکل (۴) برای گروه‌های مختلف اعضاء آورده شده‌اند. در بخش طراحی سازه‌ای، ضریب مقیاس مناسب برای این نیروهای پیش‌تنش معرفی می‌شود.

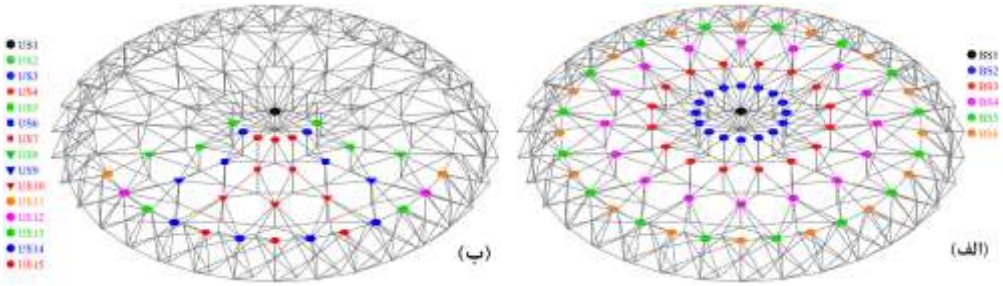
شکل ۲- حالت خودتنش نرمال شده برای تاشه موردمطالعه

۴- بارگذاری و طراحی تاشه موردمطالعه

سازه‌های فضاکار و به‌خصوص سازه‌های کابل- دستکی به دلیل نوع اعضای به‌کار رفته (کابل‌ها و دستک‌ها) و پوشانه‌های بسیار سبک، وزن بسیار کم و مطلوبی دارند. به‌همین دلیل، بارگذاری حاکم بر آن‌ها بار برف می‌باشد. مطابق با مبحث ششم مقررات ملّی، بار برف به دو شکل متقارن (یکنواخت در تمام سطح) و نامتقارن (به‌صورت یک قطاع ۱۳۵ درجه پشت به باد) در نظر گرفته می‌شوند. الگوی این دو حالت بار، در شکل (۵) و مقادیر آن‌ها برای دو حالت متقارن و نامتقارن به‌ترتیب در جداول (۳) و (۴) نشان داده شده‌اند. بار مرده نیز برای پوشانه و اتصالات مجموعاً برابر ۱۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده و طراحی سازه براساس روش تنش مجاز (ASCE/SEI 19-10) انجام شده است که در آن، تنش مجاز کابل‌ها، ۴۵٪ حد گسیختگی کابل‌ها در نظر گرفته می‌شود. منحنی تنش- کرنش کششی مصالح اعضای کابل و دستک براساس نتایج آزمایشات Shekastehband و همکاران (۲۰۱۲) به‌صورت شکل (۶) می‌باشد.

سختی سازه‌های کابل- دستکی ناشی از دو عامل نیروهای پیش‌تنش و مشخصات هندسی اعضای آن می‌باشد. بنابراین تعیین این دو باید هم‌زمان موردتوجه قرار گیرد. این امر مستلزم چندین مرحله سعی و خطا جهت تعیین هم‌زمان ضریب مقیاس برای نیروهای خودتنش و سطح مقطع مناسب برای اعضای سازه است. درنهایت در سازه ترکیبی موردمطالعه، نیروهای پیش‌تنش به‌گونه‌ای مقیاس شدند که پیش‌تنش در بیرونی‌ترین دستک گنبد (G28-str4L) به ۷۵٪ تنش مجاز آن برسد.

در طراحی باید دو معیار تنش مجاز و تغییر مکان مجاز ارضاء گردند. تنش‌ها برای سه حالت بارگذاری شامل پیش‌تنیدگی، بار مرده به همراه برف متقارن و بار مرده به همراه برف نامتقارن باید از تنش مجاز اعضاء کم‌تر باشند. طبق بررسی‌ها در مرحله طراحی، کابل‌های اضافی (شکل (۳- ب)) تأثیر محسوسی در کنترل تغییرمکان سازه دارند؛ بنابراین با پیش‌تنشی در حدود ۳۰٪ تنش نهایی کابل، به تاشه اصلی اضافه شدند. از موارد مهم دیگری که بر تغییرمکان سازه تأثیر می‌گذارد، توزیع تکیه‌گاه‌ها در پیرامون سازه است.



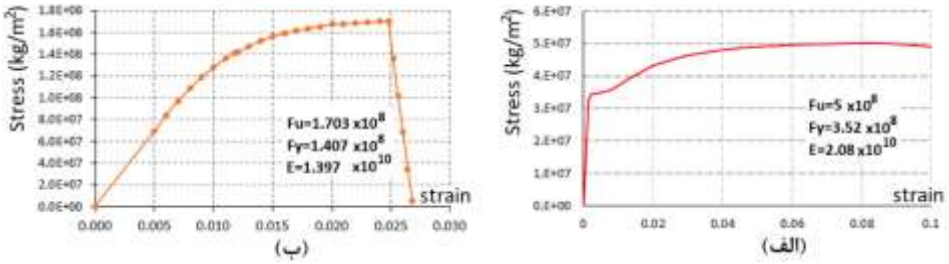
شکل ۳- الگوی بارگذاری برف در حالت: الف) متقارن، ب) نامتقارن

جدول ۳- مقادیر بارگذاری برف متقارن (واحد: kg)

محل بار	BS1	BS2	BS3	BS4	BS5	BS6
مقدار بار	۷۹۱۴	۳۳۲۸	۶۳۴۵	۸۹۳۱	۳۴۹۵	۲۱۶۸

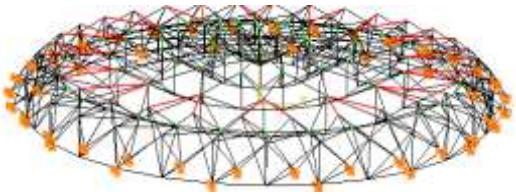
جدول ۴- مقادیر بارگذاری برف نامتقارن (واحد: kg)

محل بار	US1	US2	US3	US4	US5	US6	US7	US8	US9	US10	US11	US12	US13	US14	US15
مقدار بار	۱۷۱۳	۶۴۹	۲۸۱۷	۲۸۷۵	۳۴۰۱	۷۱۶۰	۷۷۱۰	۳۱۸۵	۱۱۹۱۱	۱۴۵۲۷	۷۱۵	۳۲۶۴	۳۳۸۲	۶۳۲۶	۳۹۲۴



شکل ۴- نمودار تنش- کرنش کششی مصالح برای: الف) دستک‌ها، ب) کابل‌ها (Shekastehband و همکاران، ۲۰۱۲)

پس از بررسی چندین گزینه، درنهایت شرایط تکیه‌گاهی به‌صورت شکل (۷) انتخاب شدند که در آن، گره‌های بیرونی از لایه تحتانی رینگ به‌صورت یک در میان و گره‌های بیرونی از لایه فوقانی رینگ به‌صورت کامل مقید شدند که به لحاظ اجرایی نیز قابل تأمین می‌باشد. تغییرمکان مجاز برای مجموع بار مرده و برف برابر با ۱/۱۸۰ طول دهانه سازه می‌باشد (Krishnan، ۲۰۱۵).



شکل ۵- شرایط تکیه‌گاهی مورداستفاده

جدول ۵- سطح مقطع نهایی اعضای سازه

نام گروه	المان	سطح مقطع (m^2)	نام گروه	المان	سطح مقطع (m^2)	نام گروه	المان	سطح مقطع (m^2)
G01-Bot1	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G12-inc4	۱۲ رشته	۰/۰۰۱۶۸	G23-R2L	۶ رشته	۰/۰۰۰۸۴
G02-Bot2	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G13-strR1	لوله ۸/۸ × ۳۲۳/۹	۰/۰۰۸۷۱	G24-R1L	۶ رشته	۰/۰۰۰۸۴
G03-Bot3-1	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G14-strR2	لوله ۱۱ × ۴۰۶/۴	۰/۰۱۳۶۶	G25-H3L	۲۰ رشته	۰/۰۰۲۸
G04-Bot3-2	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G15-strR3	لوله ۱۱ × ۴۰۶/۴	۰/۰۱۳۶۶	G26-H2L	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴
G05-Top1	۱۲ رشته	۰/۰۰۱۶۸	G16-strR4	لوله ۸/۸ × ۳۲۳/۹	۰/۰۰۸۷۱	G27-H1L	۴ رشته	۰/۰۰۰۵۶
G06-Top2	۱۲ رشته	۰/۰۰۱۶۸	G17-D4L	۸ رشته	۰/۰۰۱۱۲	G28-strL4	لوله ۵/۴ × ۱۹۳/۷	۰/۰۰۳۱۹
G07-Top3	۱۲ رشته	۰/۰۰۱۶۸	G18-D3L	۴ رشته	۰/۰۰۰۵۶	G29-strL3	لوله ۵/۶ × ۱۳۹/۷	۰/۰۰۲۳۶
G08-Top4	۲۰ رشته	۰/۰۰۲۸	G19-D2L	۴ رشته	۰/۰۰۰۵۶	G30-strL2	لوله ۴/۵ × ۱۱۴/۳	۰/۰۰۱۵۵
G09-inc1	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G20-D1L	۴ رشته	۰/۰۰۰۵۶	G31-strL1	لوله ۶/۳ × ۱۳۹/۷	۰/۰۰۲۶۴
G10-inc2	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G21-R4L	۸ رشته	۰/۰۰۱۱۲	G32-ExCabs	۴ رشته	۰/۰۰۰۵۶
G11-inc3	۱۰ رشته	۰/۰۰۱۴	G22-R3L	۶ رشته	۰/۰۰۰۸۴			

شکل ۶- نسبت تنش اعضای سازه تحت سه حالت بارگذاری

پس از چندین مرحله طراحی، مقاطع سازه به‌صورت نشان داده‌شده در جدول (۵) می‌باشند. برای گروه‌های کابلی از تعداد کافی رشته‌های استاندارد ۰/۶ اینچی استفاده شده است که مساحت هر رشته برابر با $140\ mm^2$ می‌باشد. همچنین نتایج طراحی نیز به‌صورت نسبت تنش تحت سه حالت بارگذاری مذکور به تنش مجاز طراحی در شکل (۸) نشان داده شده‌اند. لازم به‌ذکر است که تغییرمکان حداکثر سازه برای حالت بار متقارن و نامتقارن به‌ترتیب برابر با ۰/۴۳۸ متر و ۰/۴۲ متر می‌باشند که حد مجاز ۰/۴۴ متر را ارضاء نموده‌اند. با توجه به مقاطع نهایی، وزن کلی اعضای کابل و دستک برابر با ۳۲ کیلوگرم بر مترمربع بوده و با احتساب وزن تقریبی پوشانه‌ها و اتصالات، وزن کلی سازه به ۴۲ کیلوگرم بر مترمربع می‌رسد.

۵- مدل‌سازی عناصر محدود

در این بخش، روش عددی مورداستفاده برای تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی و مدل رفتاری اعضاء و صحت‌سنجی روش عددی توضیح داده می‌شود. تحلیل‌های صورت‌گرفته در این پژوهش، با استفاده از نرم‌افزار عناصر محدود ABAQUS انجام شده است. با توجه به ماهیت سازه، تحلیل باید به‌صورت غیرخطی هندسی و مصالح صورت گیرد. برای این منظور در تحلیل‌های استاتیکی از روش طول- کمان و تحلیل Riks استفاده می‌شود. در این نوع تحلیل، مقادیر بار برف اعمالی بر سازه (جداول (۳) و (۴)) به‌صورت گام‌به‌گام با ضریب تناسب بار[1] تا لحظه وقوع نخستین خرابی در سازه افزوده می‌شوند. رفتار سازه پس از وقوع خرابی که یک نقطه حدی در رفتار محسوب می‌شود، با استفاده از روش طول- کمان به‌دست می‌آید. برای اعمال پیش‌تنش اعضاء، از گزینه Stress در بخش Initial Condition نرم‌افزار استفاده شده است. با توجه به رفتار یک سویه اعضای کابلی، از اعضای خرپایی با رفتار منحصراً کششی برای مدل‌سازی آن‌ها استفاده می‌شود. به این منظور از حالت No Compression در هنگام تعریف مصالح در نرم‌افزار استفاده می‌شود. در این صورت، پس از رسیدن نیروی این اعضاء در طول تحلیل به‌مقدار صفر، تأثیری در ماتریس سختی سازه ندارند. برای دستک‌ها نیز از اعضای خرپایی با منحنی تنش- کرنش فشاری آن عضو که روش استخراج آن در ادامه توضیح داده می‌شود، استفاده شد. در شکل (۴) منحنی تنش- کرنش کششی مصالح کابل و دستک نشان داده شده‌اند. بررسی نقطه دوشاخگی با کنترل مقادیر ویژه منفی تا رسیدن سازه به تراز بار حدی انجام می‌شود. چنانچه تا تراز بار حدی متناظر با نخستین کمانش، مقادیر ویژه منفی تنها متناظر با شل‌شدگی عناصر کابلی باشند، نقطه دوشاخگی در رفتار سازه وجود نداشته؛ در غیر این صورت باید با اعمال ناکاملی مناسب به سازه، رفتار دوشاخگی را در آن تراز بار به رفتار نقطه حدی تبدیل نمود.

تحلیل‌های دینامیکی نیز به‌صورت غیرخطی هندسی و مصالح انجام می‌شوند. در این تحلیل‌ها، از روش انتگرال‌گیری ضمنی و میرایی رایلی[2] استفاده می‌شود. پیش از انجام تحلیل دینامیکی، یک تحلیل فرکانسی در تراز بار حدی روی سازه انجام می‌گیرد. از این تحلیل، زمان تناوب اصلی سازه و مودهای موردنیاز جهت محاسبه ضرایب میرایی رایلی به‌دست می‌آیند. جرم متناظر با کل بار در تراز بار حدی، به‌عنوان جرم مرتعش شونده در تحلیل فرکانسی و تحلیل دینامیکی به سازه اعمال می‌گردد. گام زمانی مناسب جهت تحلیل دینامیکی بین ۱/۱۰۰ تا ۱/۲۰ زمان تناوب اصلی انتخاب می‌شود (عابدی و شکسته‌بند، ۱۳۸۷). ماتریس میرایی رایلی به‌صورت ترکیب خطی از ماتریس‌های جرم و سختی سازه طبق روابط (۷) و (۸) به‌دست می‌آید:

$$C = \alpha M + \beta K \qquad (۷)$$

$$\alpha = \frac{2f_i f_j(\xi_i f_j - \xi_j f_i)}{{f_j}^2 - {f_i}^2}, \beta = \frac{2(\xi_j f_j - \xi_i f_i)}{{f_j}^2 - {f_i}^2} \qquad (۸)$$

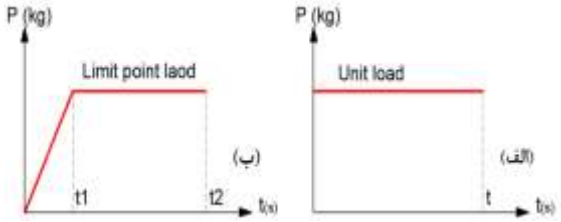
که در این روابط، C، M و K به‌ترتیب برابر با ماتریس‌های میرایی، جرم و سختی سازه، α و β به‌ترتیب ضرایب متناظر با ماتریس جرم و ماتریس سختی سازه، f_i و f_j، فرکانس‌های مودهای iام و jام و ξ_i و ξ_j درصد میرایی متناظر با مودهای iام و jام می‌باشد که برای سازه‌های کش‌بستی مقادیر ۱٪ تا ۱/۵٪ مناسب می‌باشد. در مورد مودهای i و j در بخش مربوطه توضیح داده می‌شود.

تحلیل دینامیکی به دو صورت قابل انجام است؛ در روش اول ابتدا یک تحلیل استاتیکی غیرخطی با کل بار واردشده در تراز بار حدی بر روی سازه انجام شده و سپس یک تحلیل دینامیکی با الگوی بار پله‌ای واحد (شکل (۷- الف)) صورت می‌گیرد؛ در روش دوم سازه از ابتدا تحت یک تحلیل دینامیکی قرار می‌گیرد با این تفاوت که الگوی بار به‌صورت رمپی (شکل (۷- ب)) بوده و مقدار

1. LPF: Load Proportionality Factor

2. Rayleigh

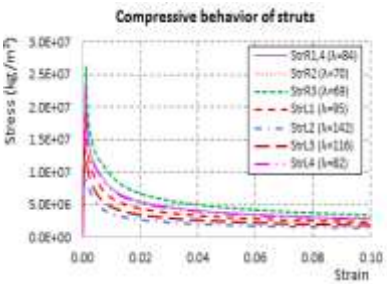
بار طی یک زمان خیز اولیه t_1، به مقدار بار در تراز بار حدی رسانده شده و پس از آن ثابت می‌ماند. برای این‌که تا زمان t_1، اثر بار به‌صورت استاتیکی باشد، زمان خیز بار حداقل ۱۰ برابر زمان تناوب اصلی سازه انتخاب می‌شود (عابدی و شکسته‌بند، ۱۳۸۷).



شکل ۷- الگوی بار: الف) پله‌ای، ب) رمپی

۵-۱- استخراج رفتار دستک‌ها

دستک‌ها تحت اثر بارهای فشاری دچار کمانش می‌شوند؛ بنابراین به‌دست آوردن رفتار تنش- کرنش فشاری آن‌ها در محدوده پس‌کمانشی امری ضروری است که از روش طول- کمان در این مورداستفاده می‌شود. برای این منظور، دستک مربوطه به تعداد کافی از عناصر تیر تقسیم شده و از مصالح با رفتار تنش- کرنش آزمایش کششی (شکل (۴- الف)) برای آن استفاده می‌شود. ناکاملی هندسی در طول عضو با استفاده از مود اول کمانشی و به میزان ۰/۰۰۱ برابر طول عضو اعمال می‌شود. براساس میزان لاغری دستک، میزان تردی رفتار در ناحیه پس‌کمانشی و بار کمانش عضو متغیر می‌باشد. در شکل (۸)، رفتار تنش- کرنش فشاری دستک‌ها و تنش کمانشی آن‌ها نشان داده شده است. رفتار هر دستک در قالب عضو خرپایی به آن در سازه اعمال می‌شود.

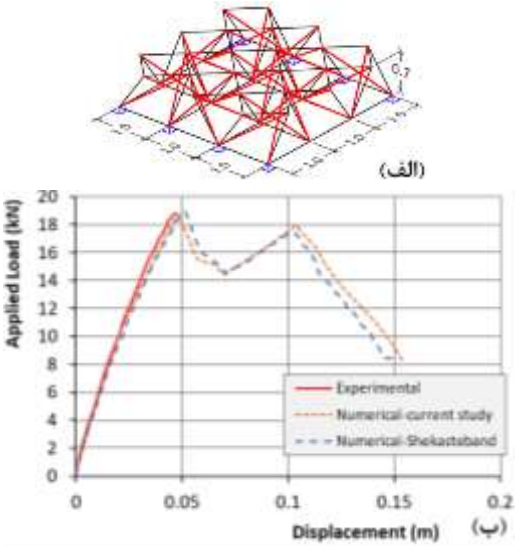


Strut	Buckling Stress (kg/m²)
StrR1,4 (λ=84)	2.3019E+07
StrR2 (λ=70)	2.6097E+07
StrR3 (λ=69)	2.6242E+07
StrL1 (λ=95)	1.8954E+07
StrL2 (λ=142)	9.5662E+06
StrL3 (λ=116)	1.3741E+07
StrL4 (λ=82)	2.2921E+07

شکل ۸- رفتار تنش- کرنش اعضای فشاری

۵-۲- صحت‌سنجی روش عددی

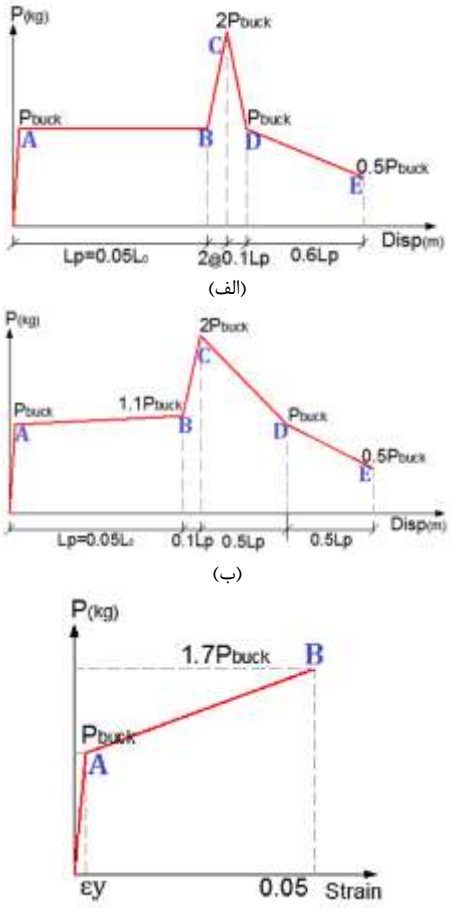
به‌منظور بررسی دقت مدل عناصر محدود مورداستفاده در این پژوهش، نتایج کار عددی- آزمایشگاهی Shekastehband و همکاران (۲۰۱۲) صحت‌سنجی گردید. آنان یک شبکه کش‌بستی تخت متشکل از ۹ مدول منتظم (شکل (۹شکل - الف)) را در آزمایشگاه تحت اثر بارگذاری کنترل نیرو موردمطالعه قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی به‌همراه نتایج عددی آنان و نتایج عددی مطالعه کنونی در شکل (۹شکل - ب) نشان داده شده‌اند. تطابق بسیار خوبی بین مدل عناصر محدود مورداستفاده با نتایج مقاله موردنظر وجود دارد و ازاین‌رو می‌توان از آن برای بررسی رفتار خرابی سازه موردمطالعه استفاده نمود.



شکل ۹- صحت سنجی مدل عناصر محدود: الف) مدل هندسی (ابعاد به متر)، ب) مقایسه رفتار عددی و آزمایشگاهی

۵-۳- ابزار محدودگر نیرو

یکی از روش‌های کنترل شکل‌پذیری و بهبود یا تغییر رفتار در سازه‌های فضاکار، استفاده از ابزارهای محدودگر نیرو است. ابزارهای محدودگر نیرو با مکانیزم‌های عمل مختلفی تاکنون معرفی شده‌اند که هدف همه آن‌ها تغییر رفتار ترد پس‌کمانشی عضو فشاری به رفتار شکل‌پذیر و مطلوب می‌باشد. در این پژوهش، سه نوع ابزار محدودگر نیرو شامل مدل PARK (Park، ۱۹۸۸)، مدل BCM (Chenaghlou و همکاران، ۲۰۲۰) و مدل آکاردئونی AFLD (عابدی و همکاران، ۱۴۰۰) انتخاب شده‌اند. هدف در این پژوهش وارد شدن به جزئیات طراحی این ابزارها به‌صورت مدل‌سازی عددی نیست؛ بلکه صرفاً با توجه به نتایج مراجع مربوطه و الگوریتم طراحی این اعضاء، رفتار ترد اعضای دستک، براساس هر مدل ابزار محدودگر نیرو به رفتار شکل‌پذیر تبدیل شده و تأثیر جایگزینی اعضای کمانش‌یافته در سازه اصلی با هر یک از این ابزارها طی سه مرحله جایگزینی، بررسی می‌شود. در شکل (۱۰- ج)، رفتار شماتیک این سه ابزار محدودگر نیرو، که رفتار دستک‌ها براساس نسبت‌های موجود در این شکل جایگزین می‌شوند، نشان داده شده است. طول پله تسلیم و وجود سخت شدگی در این ناحیه و میزان خیز بار پس‌ازآن و نیز شیب ناحیه پس‌کمانشی همگی وابسته به جزئیات ابعادی و طراحی این ابزارها هستند.



شکل ۱- رفتار شماتیک ابزار محدودگر نیرو: الف) مدل PARK، ب) مدل BCM، ج) مدل AFLD

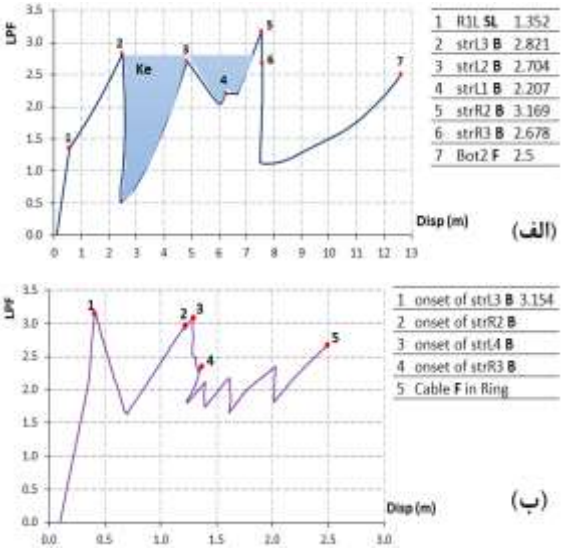
۶- نتایج مطالعات عددی

نتایج تحلیل‌های عددی در سه بخش ارائه می‌شوند. ابتدا نتایج تحلیل‌های خرابی استاتیکی در دو حالت بارگذاری و سپس نتایج تحلیل‌های دینامیکی ارائه شده و در بخش پایانی، با استفاده از سه مدل ابزار محدودگر نیرو، بهبود رفتار خرابی سازه ترکیبی و سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی بررسی می‌گردد.

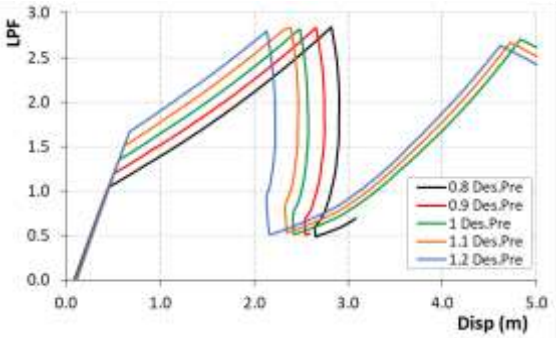
۶-۱- نتایج تحلیل‌های استاتیکی اولیه

در شکل (۱۱)، منحنی‌های پاسخ ضریب بار- تغییرمکان برای سازه ترکیبی تحت دو حالت بار متقارن و نامتقارن نشان داده شده‌اند. تحت بار متقارن، ابتدا شل‌شدگی در ضریب بار ۱/۳۵۲ در قسمت مرکزی گنبد و در اعضای کابلی R1L رخ می‌دهد (نماد SL در شکل (۱۱)، که به میزان قابل‌توجهی سختی سازه کاهش می‌یابد. سپس در ضریب بار ۲/۸۲۱ اولین مجموعه دستک‌ها واقع بر حلقه دوم از گنبد (دستک‌های strL3) دچار کمانش می‌شوند (نماد B در شکل (۱۱)) و سازه یک فروجهش دینامیکی را تجربه می‌کند که انرژی جنبشی قابل‌توجهی نیز آزاد می‌شود (Ke در شکل (۱۱- الف)). در طی این فروجهش دو مجموعه اعضای دیگر نیز کمانش می‌کنند. سپس سازه به باربری خود ادامه داده و در ضریب بار ۳/۱۶۹ کمانش در دومین و سپس سومین گروه از دستک‌های بخش رینگ رخ داده و درنهایت کابل‌ها در بخش رینگ به گسیختگی می‌رسند. بنابراین مکانیزم خرابی سازه ترکیبی تحت بار متقارن، «خرابی موضعی با فروجهش» می‌باشد. تحت بار نامتقارن، نخستین کمانش در تعدادی از دستک‌های strL3 در ضریب بار ۳/۱۵۴ رخ داده و سپس کمانش‌ها به‌صورت متوالی در داخل رینگ (شروع از نقطه ۲ در نمودار) و نیز در حلقه سوم (شروع از نقطه ۳ در نمودار) از گنبد رخ داده و درنهایت کابل‌هایی در رینگ به حد گسیختگی می‌رسند. طبق نمودار، تحت بار نامتقارن، مکانیزم خرابی در سازه ترکیبی، «خرابی کلی» می‌باشد. در طی تحلیل خرابی استاتیکی، مقادیر ویژه منفی در تراز بار متناظر با شل‌شدگی در محل کابل‌های شل‌شده ظاهر گردیده و تعداد این مقادیر منفی تا تراز بار کمانشی سازه ثابت می‌ماند. در تراز بار کمانشی، در محل دستک‌های کمانش‌یافته نیز مقادیر ویژه منفی ظاهر می‌شوند. بنابراین با توجه به توضیحات قبلی، در این سازه ناپایداری نقطه دوشاخگی وجود ندارد.

تأثیر تغییر تراز پیش‌تنش نیز در سازه ترکیبی موردمطالعه قرار گرفت. به این منظور ترازهای ۰/۸، ۰/۹، ۱/۱ و ۱/۲ برابر پیش‌تنش طرح (Des.Pre) به سازه اعمال گردیده و نمودار رفتاری آن‌ها طبق شکل (۱۲) به‌دست آمد. طبق نمودارها تغییر پیش‌تنش تأثیری در مکانیزم خرابی و سختی سازه ندارد. تأثیر آن بر روی ضریب بار متناظر با شل‌شدگی و ضریب بار متناظر با نقطه حدی در جدول (۶جدول) نشان داده شده است.



شکل ۱۱- رفتار ضریب بار- تغییرمکان سازه ترکیبی در نقطه تاج تحت: الف) بار متقارن، ب) بار نامتقارن



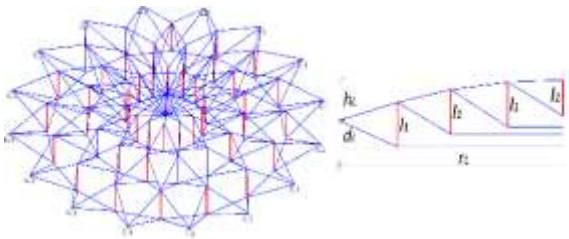
شکل ۱۲- رفتار ضریب بار- تغییر مکان سازه ترکیبی در نقطه تاج به‌ازای ترازهای پیش‌تنش مختلف

جدول ۶- تأثیر تراز پیش‌تنش بر روی ترازهای بار شل‌شدگی و حدی سازه ترکیبی

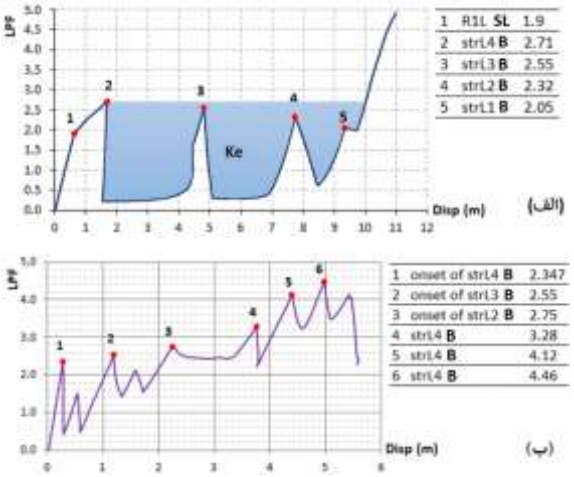
تراز پیش‌تنش	ضریب بار شل‌شدگی	درصد تغییر	ضریب بار نقطه حدی	درصد تغییر
0.8×(Des.Pre)	۱/۰۴۰۹	٪-۲۳/۰۱	۲/۸۴۱۲	٪۰/۷۲
0.9×(Des.Pre)	۱/۱۹	٪-۱۱/۹۸	۲/۸۳۶۲	٪۰/۵۴
Des.Pre	۱/۳۵۲	----	۲/۸۲۱	----
1.1×(Des.Pre)	۱/۵۱۰۴	٪۱۱/۷۲	۲/۸۰۹۴	٪-۰/۴۱
1.2×(Des.Pre)	۱/۶۶۷۸	٪۲۳/۴۳	۲/۷۹۷۷	٪-۰/۸۳

اکنون رفتار خرابی سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی موردبررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور، با حذف رینگ کش‌بستی از سازه ترکیبی و به‌نوعی فرض یک رینگ صلب به‌جای رینگ کش‌بستی در اطراف گنبد، سازه گنبدی مطابق شکل (۱۳) به‌دست می‌آید. متغیرهای هندسی، مقاطع اعضاء، بارگذاری و پیش‌تنش‌ها همان مقادیر سازه ترکیبی هستند. در شکل (۱۴- الف) و (۱۶- ب)، نمودارهای ضریب بار- تغییرمکان سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی تحت بارگذاری متقارن و نامتقارن نشان داده شده‌اند. در حالت بارگذاری متقارن، شل‌شدگی در ضریب بار ۱/۹ و کمانش اولین مجموعه دستک‌ها در ضریب بار ۲/۷۱ و در حلقه سوم گنبد (دستک‌های strL4) رخ می‌دهد. پس از نخستین کمانش، سازه فروجهش قابل‌توجهی را تجربه می‌کند و کمانش‌های بعدی در ضریب‌های بار پایین‌تر (شکل (۱۴- الف)) رخ داده و برخلاف سازه ترکیبی، سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی قابلیت تحمل بار بیشتر را ندارد. اثر این فروجهش و انرژی جنبشی آزاده شده (Ke) در تحلیل‌های دینامیکی موردبررسی قرار می‌گیرد. در بارگذاری نامتقارن، نخستین کمانش در ضریب بار ۲/۳۴ رخ می‌دهد. سپس با انتقال کمانش‌ها بین هر دو حلقه متوالی، شاهد افزایش در باربری سازه بوده و تا ضریب بار ۴/۴۶ سازه به باربری خود ادامه می‌دهد.

مقایسه نتایج بین دو سازه با رینگ و بدون رینگ کش‌بستی نشان می‌دهد که در صورت استفاده از رینگ کش‌بستی به‌جای رینگ صلب، در حالت بارگذاری متقارن، ظرفیت باربری سازه از مقدار ضریب بار ۲/۷۱ به ۲/۸۲۱ می‌رسد که افزایش ۳/۹٪ را در پی دارد. بااین‌حال، ضریب بار متناظر با شل‌شدگی با کاهش ۲۸٪ از مقدار ۱/۹ به ۱/۳۵۲ می‌رسد. برای حالت بارگذاری نامتقارن، ظرفیت باربری سازه از ضریب بار ۲/۳۴ برای سازه بدون رینگ، به مقدار ۳/۱۵۴ برای سازه ترکیبی رسیده که افزایش ۳۴/۸٪ را نشان می‌دهد. بنابراین درمجموع، وجود رینگ کش‌بستی و مشارکت آن در باربری، ظرفیت باربری سازه گنبدی را افزایش داده است. هرچند به‌دلیل انعطاف‌پذیری رینگ کش‌بستی نسبت به رینگ صلب، ضریب بار متناظر با شل‌شدگی کاهش داشته است.



شکل ۲- سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی (متغیرهای هندسی طبق جدول))



شکل ۱۴- نمودار ضریب بار-تغییر مکان سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی در نقطه تاج تحت: الف) بار متقارن، ب) بار نامتقارن

۶-۲- نتایج تحلیل‌های دینامیکی

طبق نتایج تحلیل‌های استاتیکی در طی کمانش نخستین مجموعه دستک‌ها، انرژی جنبشی قابل‌توجهی به‌خصوص در سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی آزاد می‌شود. ماهیت دینامیکی پاسخ در محدوده فروجهش ممکن است باعث گسترش خرابی گردد که در تحلیل استاتیکی این اثر در نظر گرفته نمی‌شود. در این بخش، تحلیل دینامیکی روی هر دو سازه در تراز بار حدی انجام می‌گیرد.

۶-۲-۱- تحلیل دینامیکی سازه ترکیبی

ابتدا تحلیل فرکانسی بر روی تاشه متناظر با نخستین کمانش (ضریب بار ۲/۸۱۶) انجام شد. به دلیل شل‌شدگی در قسمت مرکزی سازه، دو مود اول ارتعاشی شامل کابل‌های شل‌شده و فاقد فرکانس می‌باشند. مود غالب (i در روابط (۸)) برابر با مود سوم بوده که ارتعاش در جهت قائم می‌باشد. مودهای بعدی به‌دلیل هندسه گنبدی سازه، دوبه‌دو برابرند و بنابراین مود بعدی (j در روابط (۸)) جهت محاسبه میرایی رایلی، مود ۱۴ انتخاب شد. فرکانس مودهای ۳ و ۱۴ به‌ترتیب برابر با ۰/۳۶۹۸ و ۱/۳۰۲۸ هرتز بوده و زمان تناوب اصلی سازه در تراز بار حدی ۲/۷ ثانیه به‌دست می‌آید. با توجه به این مقدار، گام زمانی جهت تحلیل دینامیکی برابر ۰/۰۱ ثانیه انتخاب می‌شود.

در مورد سازه ترکیبی، از روش اول تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود؛ ازاین‌رو از تحلیل استاتیکی تا ضریب بار حدی ۲/۸۱۶ و در ادامه تحلیل دینامیکی با الگوی بار پله‌ای مطابق شکل (۷شکل - الف) استفاده می‌شود. جهت بررسی تأثیر انتخاب درصد میرایی نیز چهار حالت در سازه ترکیبی موردتوجه است:

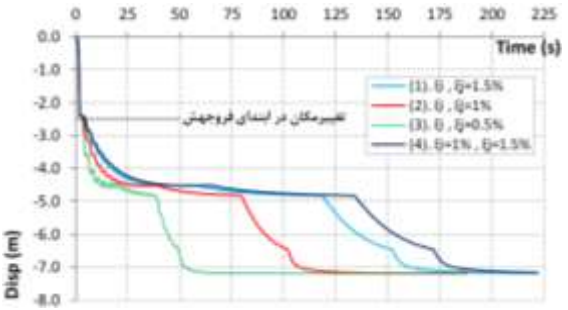
۱) درصد میرایی هر دو مود برابر با ۱/۵٪ باشد؛

۲) درصد میرایی هر دو مود برابر با ۱٪ باشد؛

۳) درصد میرایی هر دو مود برابر با ۰/۵٪ باشد؛

۴) درصد میرایی مود اول برابر با ۱٪ و مود بعدی برابر با ۱/۵٪ باشد.

ضرایب α و β جهت محاسبه ماتریس میرایی در هر مورد با توجه به روابط (۸) محاسبه می‌شوند. در شکل (۱۵)، تاریخچه زمانی تغییرمکان در نقطه تاج سازه ترکیبی برای چهار حالت میرایی آورده شده است. در اثر سه مرحله کمانش، پرش در نمودارهای تغییرمکان مشهود است. نمودارها نشان می‌دهند که برای مقادیر مختلف میرایی، درنهایت پاسخ سازه ترکیبی در انتهای فروجهش، به مقدار تقریباً یکسانی پایدار شده و خرابی کلی در سازه ایجاد نمی‌شود. همچنین تغییرمکان در انتهای فروجهش، تفاوت محسوسی با مقدار آن در تحلیل استاتیکی (شکل ۱۱- الف)) ندارد.

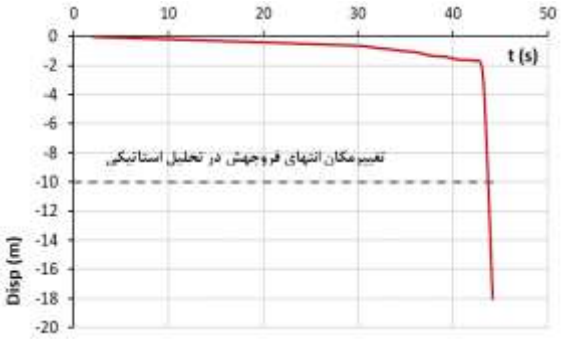


شکل ۱۵- تاریخچه زمانی تغییرمکان نقطه تاج سازه ترکیبی برای چهار حالت میرایی

۶-۲-۲- تحلیل دینامیکی سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی

در سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی پس از اعمال جرم‌های متناظر با بار نقطه حدی (ضریب بار ۲/۷۱)، تحلیل فرکانسی در این تراز بار انجام گرفت. مودهای ۳ و ۱۲ به‌عنوان مودهای i و j جهت محاسبه ضرایب میرایی رایلی انتخاب گردیدند که فرکانس آن‌ها به‌ترتیب برابر با ۰/۴۱۳۳ و ۱/۲۳۳۷ هرتز بوده و بنابراین زمان تناوب اصلی سازه برابر با ۲/۴۲ ثانیه می‌باشد. درصد میرایی برای هر دو مود ۱/۵٪ انتخاب شده و ضرایب α و β جهت محاسبه ماتریس میرایی رایلی به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۹۲۹ و ۰/۰۱۸۲۱ به‌دست می‌آیند. در مورد این سازه، تحلیل دینامیکی از نوع دوم بوده و بار اعمال‌شده بر روی سازه به‌وسیله الگوی بار رمپی و طی زمان خیز اولیه t_1 (شکل (۷- ب)) به مقدار بار در ضریب بار حدی (۲/۷۱) رسانده می‌شود. برای این‌که در مرحله خیز، اثر بار به‌صورت استاتیکی باشد، زمان خیز بار ۴۰ ثانیه انتخاب می‌شود.

تاریخچه زمانی تغییرمکان نقطه تاج گنبد به‌صورت شکل (۱۶) به‌دست می‌آید. این نمودار نشان می‌دهد که در اثر ماهیت دینامیکی پدیده فروجهش، تغییرمکان سازه بیشتر شده و خرابی کلی اتفاق می‌افتد. هرچند تحلیل استاتیکی نیز مؤید این نتیجه بود بااین‌حال نتایج تحلیل‌های دینامیکی نیز نشان داد که در سازه ترکیبی در حضور رینگ کش‌بستی، سازه دچار خرابی کلی نشده و توان باربری بیشتر را دارا بوده است. حال این‌که در گنبد کابلی بدون رینگ کش‌بستی، خرابی در سازه گسترش یافته است که می‌تواند یکی از مزیت‌های وجود رینگ کش‌بستی به‌جای رینگ صلب بتنی باشد.



شکل ۱۶- تاریخچه زمانی تغییرمکان تاج سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی

۶-۳- مقاوم‌سازی و بهبود رفتار سازه‌ای

در این بخش مقاوم‌سازی سازه ترکیبی و سازه گنبدی بدون رینگ، به‌وسیله سه مدل ابزار محدودگر نیرو موردمطالعه قرار گرفته است. همان‌گونه که در بخش قبلی مشاهده گردید، به‌دلیل رفتار پس‌کمانشی ترد در دستک‌ها، در اثر کمانش این اعضاء، سازه

دچار فروجهش با اثرات دینامیکی قابل‌توجه می‌گردد که در حالت بدون رینگ، خرابی کلی سازه را در پی داشت. ابزارهای محدودگر نیرو با تغییر رفتار پس‌کمانشی ترد دستک‌ها به رفتار شکل‌پذیر باعث کاهش تغییرمکان و افزایش در ظرفیت باربری می‌گردند.

مقاوم‌سازی به‌صورت مرحله‌به‌مرحله می‌باشد؛ بدین‌صورت که در هر سازه، ابتدا نخستین مجموعه دستک‌های کمانش یافته، با ابزار محدودگر نیرو جایگزین می‌شوند و رفتار خرابی سازه مجدداً استخراج می‌شود. اکنون دومین مجموعه دستک‌های کمانش‌یافته در سازه مقاوم‌شده مرحله اول، با ابزار محدودگر نیرو جایگزین می‌شوند و این روند تا سه مرحله ادامه می‌یابد.

۶-۳-۱- مقاوم‌سازی سازه ترکیبی

سه نوع ابزار محدودگر نیرو با مدل‌های رفتاری مطابق شکل (۱۰- ج) مورداستفاده قرار می‌گیرند. ابتدا به ابزار محدودگر مدل PARK پرداخته می‌شود. رفتار مشخصه این ابزار شامل پله تسلیم اولیه بدون سخت‌شدگی و خیز رفتاری در انتهای پله تسلیم و سخت‌شدگی در رفتار تا دو برابر تنش تسلیم اولیه است. تنش تسلیم اولیه (نقطه A در شکل (۱۰- ج))، برابر با تنش کمانشی دستک اصلی است که در هر مرحله با ابزار محدودگر نیرو جایگزین می‌گردد. در هر مرحله، رفتار ابزار متناظر با دستک موردنظر، با توجه به نسبت‌های موجود در شکل (۱۰- الف) به‌دست می‌آید. در سازه ترکیبی، در ابتدا دستک‌های strL3 دچار کمانش می‌شوند. بنابراین در اولین مرحله مقاوم‌سازی، با ابزار محدودگر نیروی مدل PARK، جایگزین می‌شوند.

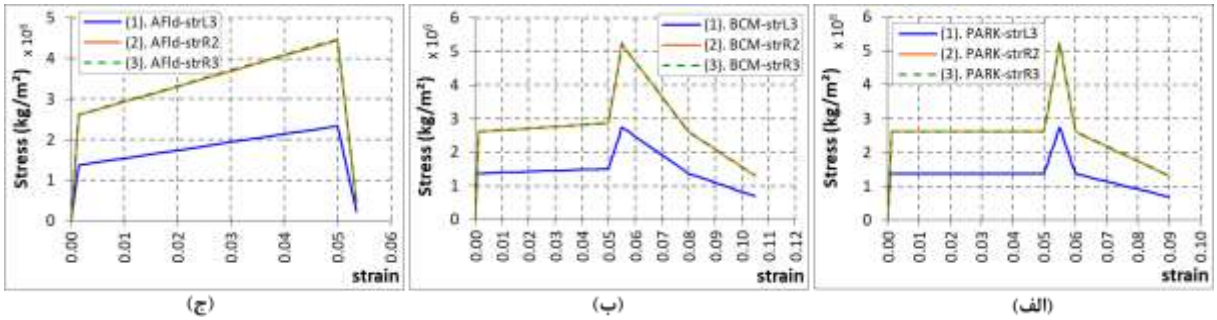
رفتار اولین مجموعه اعضای جایگزین شده به‌صورت نمودار شماره (۱) از شکل (۱۷- الف) است. پس از اولین مقاوم‌سازی، مجموعه اعضای کمانش یافته دوم، دستک‌های strR2 می‌باشند که نیمی از آن‌ها دچار کمانش می‌شوند و رفتار ابزار محدودگر معادل آنها به‌صورت نمودار (۲) از شکل (۱۷- الف) می‌باشد. پس از جایگزینی آنان و تحلیل خرابی مجدد روی سازه جدید، سومین مجموعه اعضای کمانش یافته، دستک‌های strR3 از رینگ می‌باشند که باز هم نیمی از آن‌ها دچار کمانش می‌شوند و رفتار ابزار محدودگر معادل آنها به‌صورت نمودار (۳) از شکل (۱۷شکل - الف) می‌باشد. رفتار سازه طی سه مرحله مقاوم‌سازی توسط ابزار محدودگر نیرو مدل PARK، در شکل (۱۸- الف) نشان داده شده است. مدل بعدی ابزار محدودگر نیرو، مدل BCM (عضو کمانش-کنترل) می‌باشد.

تفاوت این مدل رفتاری با مدل PARK، امکان سخت‌شدگی در طول ناحیه پله تسلیم و نیز رفتار پس‌کمانشی ملایم‌تر پس از نقطه اوج بار است که میزان آن‌ها وابسته به جزئیات طراحی آن‌ها می‌باشد (شکل (۱۰- ج)). مشابه روندی که در مقاوم‌سازی با مدل PARK صورت گرفت، رفتار اعضای جایگزین شده بر اساس نسبت‌های موجود در شکل (۱۰- ج) برای مدل رفتاری BCM، در شکل (۱۷- ب) آمده است. در مراحل اول تا سوم، به‌ترتیب اعضای دستک strL3، strR2 و strR3 جایگزین شدند. رفتار سازه ترکیبی مقاوم‌سازی‌شده توسط مدل BCM طی سه مرحله نیز در شکل (۱۸- ب) نشان داده شده است.

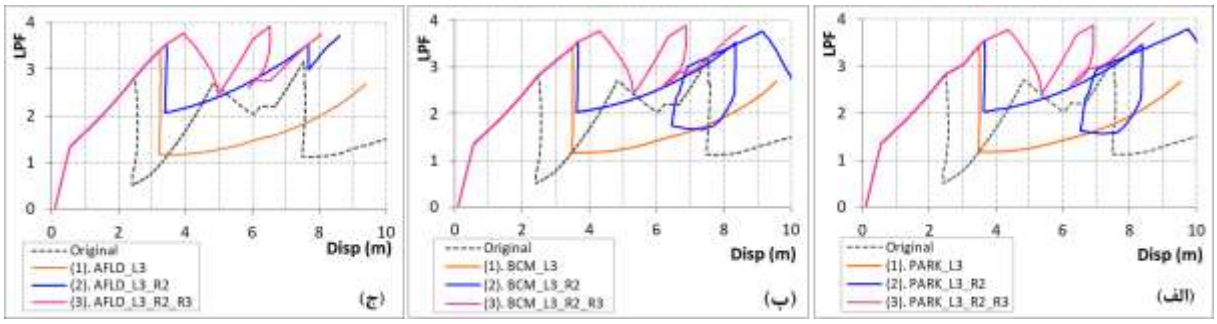
مدل رفتاری بعدی مربوط به ابزار محدودگر نیروی AFLD می‌باشد. در مدل رفتاری این ابزار، بلافاصله بعد از تسلیم اولیه، سخت‌شدگی قابل‌توجهی در رفتار مطابق شکل (۱۰- ج) مشاهده می‌شود. نسبت‌های موجود در این شکل، مبنای رفتار اعضای جایگزین شده در مقاوم‌سازی با استفاده از ابزار AFLD می‌باشد. مشابه روند دو روش قبلی، رفتار اعضای جایگزین شده طی سه مرحله به‌صورت شکل (۱۷- ج) می‌باشد. رفتار سازه ترکیبی مقاوم‌سازی‌شده توسط مدل AFLD طی سه مرحله نیز در شکل (۱۸- ج) نشان داده شده است.

جمع‌بندی مقاوم‌سازی سازه‌ی ترکیبی توسط سه مدل ابزار محدودگر نیرو در طی سه مرحله در جدول (۷) نشان داده شده است. طبق جدول، صرف‌نظر از نوع ابزار مورداستفاده، با یک مرحله مقاوم‌سازی و جایگزینی ۹٪ از دستک‌ها با FLD، حدود ۲۱٪، با دو مرحله مقاوم‌سازی و جایگزینی ۱۸٪ از دستک‌ها با FLD، حدود ۲۶٪ و با سه مرحله مقاوم‌سازی و جایگزینی ۲۷٪ از دستک‌ها با FLD، حدود ۳۴٪ افزایش در ظرفیت سازه به‌دست می‌آید. با استفاده از ابزار محدودگر مدل AFLD کم‌ترین تغییرمکان در تراز بار حدی به‌دست می‌آید.

همچنین طبق نمودارهای شکل (۱۸)، استفاده از FLDها در سازه ترکیبی، تأثیری در سختی اولیه ندارد و صرفاً در تراز باری که عضو FLD به‌حد تسلیم خود می‌رسد، تغییر در سختی سازه رخ می‌دهد که مکانیزم خرابی سازه را از «خرابی موضعی با فروجهش دینامیکی» به «خرابی موضعی بدون فروجهش» تبدیل می‌کند. در استفاده از مدل‌های PARK و BCM، پس از وارد شدن ابزار مربوطه به ناحیه خیز رفتاری بعد از پله تسلیم (ناحیه BC در شکل (۱۰- ج))، در نمودارهای پاسخ سازه، سخت‌شدگی نیز مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۷- رفتار ابزار محدودگر نیرو در طی سه مرحله جایگزینی در سازه ترکیبی: الف) مدل PARK، ب) مدل BCM، ج) مدل AFLD



شکل ۱۸- رفتار سازه ترکیبی مقاوم‌شده توسط ابزار محدودگر نیرو مدل: الف) PARK، ب)BCM، ج) AFLD طی سه مرحله جایگزینی

جدول ۷- خلاصه نتایج مقاوم‌سازی سه مرحله‌ای در سازه ترکیبی

روش مقاوم‌سازی	نخستین مرحله مقاوم‌سازی (استفاده از FLD به‌جای دستک‌های strL3)				دومین مرحله مقاوم‌سازی (استفاده از FLD به‌جای دستک‌های strR2)				سومین مرحله مقاوم‌سازی (استفاده از FLD به‌جای دستک‌های strR3)			
	درصد جایگزینی	ظرفیت سازه(۱)	درصد افزایش(۲)	تغییرمکان (متر)(۳)	درصد جایگزینی	ظرفیت سازه	درصد افزایش	تغییرمکان (متر)	درصد جایگزینی	ظرفیت سازه	درصد افزایش	تغییرمکان (متر)
مدل PARK	٪۹	۳/۴۲۴	٪۲۱/۴	۳/۴۹۶	٪۱۸	۳/۵۴۶	٪۲۵/۷	۳/۶۷۲	٪۲۷	۳/۷۷۵	٪۳۳/۹	۴/۳۵۸
مدل BCM	٪۹	۳/۴۲۳	٪۲۱/۴	۳/۴۹۳	٪۱۸	۳/۵۴۷	٪۲۵/۸	۳/۶۷	٪۲۷	۳/۷۷۲	٪۳۳/۸	۴/۳۰۱
مدل AFLD	٪۹	۳/۴۰۹	٪۲۰/۹	۳/۲۳۷	٪۱۸	۳/۵۴۱	٪۲۵/۶	۳/۴۴۲	٪۲۷	۳/۷۷۲	٪۳۳/۸	۳/۹۴

(۱) ظرفیت باربری، ضریب بار متناظر با تراز نخستین کمانش در سازه است.
(۲) درصد افزایش نسبت به سازه اولیه و مقدار ضریب بار ۲/۸۲۱ محاسبه شده است.
(۳) تغییر مکان در نقطه تاج گنبد و متناظر با نخستین کمانش در سازه است

۶-۳-۲- مقاوم‌سازی سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی

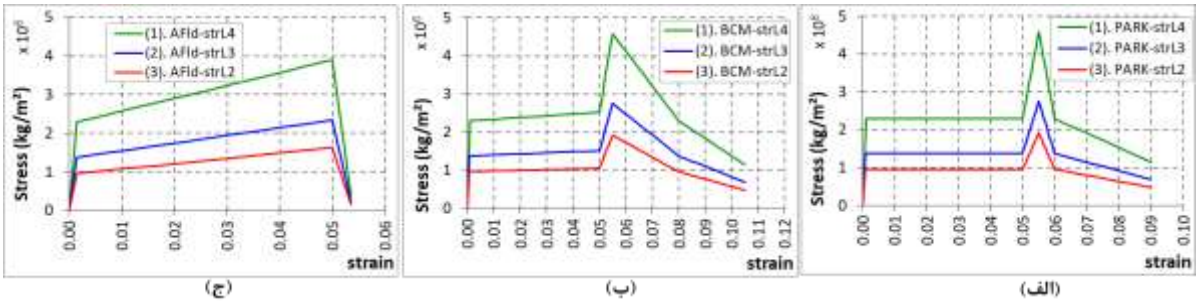
با توجه به نتایج تحلیل خرابی اولیه بر روی سازه گنبدی بدون رینگ در شکل (۱۴- الف)، نخستین مجموعه دستک‌های کمانش‌یافته، دستک‌های strL4 هستند. مانند بخش قبل، ابتدا از ابزار محدودگر مدل PARK استفاده شده است. در این حالت دومین و سومین مجموعه دستک‌های کمانش‌یافته نیز دستک‌های strL3 و strL2 هستند که رفتار ابزار محدودگر جهت جایگزینی این دستک‌ها در شکل (۱۹- الف) نشان داده شده است. رفتار سازه گنبدی مقاوم‌سازی‌شده در طی سه مرحله جایگزینی دستک‌ها با این ابزار محدودگر نیرو، در شکل (۲۰- الف) نشان داده شده است.

رفتار ابزار محدودگر نیرو مدل BCM جهت جایگزینی دستک‌ها در شکل (۱۹- ب) و رفتار سازه گنبدی مقاوم‌سازی‌شده در طی سه مرحله جایگزینی دستک‌ها با این مدل ابزار در شکل (۲۰- ب) نشان داده شده است. در استفاده از ابزار محدودگر نیرو مدل AFLD نیز همان مجموعه اعضاء در طی سه مرحله دچار کمانش می‌شوند که رفتار ابزار محدودگر نیروی جایگزین‌شده و رفتار سازه‌های مقاوم‌سازی شده توسط این ابزار طی سه مرحله به‌ترتیب در شکل (۱۹- ج) و شکل (۲۰- ج) نشان داده شده‌اند.

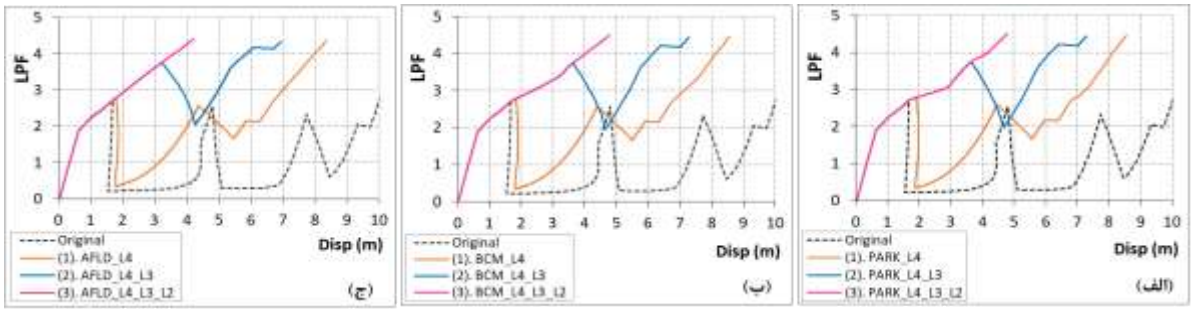
جمع‌بندی مقاوم‌سازی سازه‌ی گنبدی بدون رینگ کش‌بستی توسط سه مدل ابزار محدودگر نیرو در طی سه مرحله، در جدول (۸) داده شده است. طبق جدول، صرف‌نظر از نوع ابزار مورداستفاده، با یک مرحله مقاوم‌سازی و جایگزینی ٪۳۳ از

دستک‌ها با FLD، حدود ۳٪، با دو مرحله مقاوم‌سازی و جایگزینی ۶۵٪ از دستک‌ها با FLD، حدود ۳۸٪ و با سه مرحله مقاوم‌سازی و جایگزینی ۹۸٪ از دستک‌ها با FLD، حدود ۶۶٪ افزایش در ظرفیت سازه به‌دست می‌آید. همچنین با استفاده از ابزار محدودگر نیرو مدل AFLD کم‌ترین تغییرمکان در تراز بار حدی به‌دست می‌آید. طبق نمودارهای شکل (۲۰)، استفاده از FLD ها تأثیری در سختی اولیه سازه گنبدی بدون رینگ ندارد و صرفاً در تراز باری که عضو FLD به بار تسلیم خود می‌رسد، تغییر در سختی سازه رخ می‌دهد که باعث تغییر مکانیزم خرابی سازه از «خرابی موضعی با فروجهش» به «خرابی موضعی بدون فروجهش» گردیده است. مانند آنچه که در سازه ترکیبی مشاهده گردید، در استفاده از ابزارهای محدودگر نیروی مدل‌های PARK و BCM، پس از وارد شدن ابزار مربوطه به ناحیه خیز رفتاری بعد از پله تسلیم (ناحیه BC در شکل (۱۸- ج))، در نمودارهای پاسخ سازه، سخت‌شدگی مشاهده می‌گردد.

استفاده از ابزارهای محدودگر نیرو هزینه‌بر و مستلزم دقت کافی در طراحی آن‌ها می‌باشد. ازاین‌رو معمولاً امکان استفاده از این ابزارها در تعداد زیاد فراهم نیست. با در نظر گرفتن این موضوع و مقایسه نتایج مقاوم‌سازی بین سازه ترکیبی و سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی در مرحله اول، می‌توان دریافت در حالت وجود رینگ با یک مرحله مقاوم‌سازی حدود ۲۱٪ افزایش در ظرفیت باربری به‌دست می‌آید؛ درحالی‌که این مقدار برای حالت بدون رینگ فقط ۳٪ است.



شکل ۱۹- رفتار ابزار محدودگر نیرو در طی سه مرحله در سازه گنبدی بدون رینگ: الف) مدل PARK، ب) مدل BCM، ج) مدل AFLD



شکل ۲۰- رفتار سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی، مقاوم‌شده توسط ابزار محدودگر نیرو مدل: الف) PARK، ب)BCM، ج) AFLD طی سه مرحله جایگزینی

جدول ۸- خلاصه نتایج مقاوم‌سازی سه‌مرحله‌ای در سازه گنبدی بدون رینگ کش‌بستی

روش مقاوم‌سازی	نخستین مرحله مقاوم‌سازی (استفاده از FLD به‌جای دستک‌های strL4)				دومین مرحله مقاوم‌سازی (استفاده از FLD به‌جای دستک‌های strL3)				سومین مرحله مقاوم‌سازی (استفاده از FLD به‌جای دستک‌های strL2)			
	درصد جایگزینی	ظرفیت سازه(۱)	درصد افزایش(۲)	تغییرمکان (متر)(۳)	درصد جایگزینی	ظرفیت سازه	درصد افزایش	تغییرمکان (متر)	درصد جایگزینی	ظرفیت سازه	درصد افزایش	تغییرمکان (متر)
مدل PARK	٪۳۳	۲/۷۹۱	٪۳	۱/۹۱۸	٪۶۵	۳/۷۴۷	٪۳۸/۳	۳/۶۳۵	٪۹۸	۴/۵۰۷	٪۶۶/۳	۴/۷۸۲
مدل BCM	٪۳۳	۲/۷۸۸	٪۲/۹	۱/۸۴۲	٪۶۵	۳/۷۴۸	٪۳۸/۳	۳/۶۳	٪۹۸	۴/۵۰۵	٪۶۶/۲	۴/۷۷۴
مدل AFLD	٪۳۳	۲/۷۸۹	٪۲/۹	۱/۷۹۶	٪۶۵	۳/۷۵۲	٪۳۸/۵	۳/۲۱۴	٪۹۸	۴/۴۰۹	٪۶۲/۷	۴/۲۲

(۱) ظرفیت باربری، ضریب بار متناظر با تراز نخستین کمانش در سازه است.

(۲) درصد افزایش نسبت به سازه اولیه و مقدار ضریب بار ۲/۷۱ محاسبه شده است.

(۳) تغییر مکان در نقطه تاج گنبد و متناظر با نخستین کمانش در سازه است.

بااین‌حال، چنانچه بتوان تعداد بالایی از اعضاء را جایگزین کرد، در سازه گنبد کابلی بدون رینگ افزایش ظرفیت باربری، بیشتر می‌باشد.

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، رفتار خرابی گنبد کابلی مرسوم و یک فرم ترکیبی جدید شامل یک گنبد کابلی از نوع Levy و یک رینگ کش‌بستی موردبررسی قرار گرفت. پس از معرفی هندسه، فرم‌یابی و طراحی سازه موردنظر، رفتار خرابی اولیه سازه گنبدی با و بدون حضور رینگ کش‌بستی تحت دو حالت بارگذاری متقارن و نامتقارن از طریق تحلیل‌های خرابی استاتیکی مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین تأثیر تغییر تراز پیش‌تنش نیز بر روی سازه ترکیبی بررسی گردید. تعیین مکانیزم خرابی و ظرفیت باربری سازه در این تحلیل‌های اولیه انجام گرفت و اولین تأثیر مثبت وجود رینگ کش‌بستی مشاهده گردید. سپس به‌جهت ماهیت دینامیکی رفتار سازه‌ها ناشی از پدیده فروجهش، تحلیل‌های دینامیکی نیز روی دو سازه انجام شد که تأثیر و کارآمدی وجود رینگ کش‌بستی بار دیگر مورد ارزیابی قرار گرفت. در فاز سوم مطالعه، تأثیر استفاده از سه نوع ابزار محدودگر نیرو در طی سه مرحله جایگزینی به‌جای دستک‌های کمانش‌یافته روی سازه ترکیبی و سازه گنبد کابلی بدون رینگ کش‌بستی موردمطالعه قرار گرفت. اهم نتایج به‌دست‌آمده عبارت‌اند از:

- وجود رینگ کش‌بستی در اطراف گنبد کابلی، سبب کاهش تراز شل‌شدگی ولی افزایش ظرفیت باربری سازه در هر دو حالت بارگذاری می‌شود؛
- وجود رینگ کش‌بستی، پس از نخستین کمانش، مانع از گسترش خرابی به‌صورت پیش‌رونده می‌گردد؛
- استفاده از ابزارهای محدودگر نیرو روی هر دو سازه با و بدون رینگ کش‌بستی، سبب افزایش ظرفیت باربری سازه می‌شود. این افزایش در سازه گنبدی بدون رینگ طی سه مرحله جایگزینی به‌ترتیب ۳٪، ۳۸٪ و ۶۶٪ می‌باشد. در سازه ترکیبی نیز این افزایش طی سه مرحله به‌ترتیب برابر با ۲۱٪، ۲۶٪ و ۳۴٪ می‌باشد؛
- در جایگزینی تک‌مرحله‌ای ابزارهای محدودگر نیرو در سازه ترکیبی، افزایش ظرفیت باربری نسبت به گنبد بدون رینگ کش‌بستی بسیار بیشتر است (۲۱٪ در مقایسه با ۳٪) که با توجه به هزینه‌بر بودن و محدودیت در تعداد جایگزینی اعضاء در مقاوم‌سازی، وجود رینگ کش‌بستی می‌تواند یک مزیت باشد؛
- میزان افزایش در ظرفیت باربری هر دو سازه طی سه مرحله جایگزینی، تقریباً مستقل از نوع ابزار محدودگر نیروی به‌کار رفته می‌باشد که می‌تواند در کنترل هزینه‌های مقاوم‌سازی تأثیرگذار باشد.

۸- مراجع

عابدی ک، شکسته‌بند ب، "تحلیل پایداری سازه‌های فضاکار"، دانشگاه صنعتی سهند، ۱۳۸۷.

عابدی ک، پورشریفی م، چناقلو م ر، "تحلیل پایداری چلیک فضاکار دولایه با ابزار محدودگر نیروی آکاردئونی"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۴۰۰، ۵۱ (۲)، ۷۳-۸۲.

Abedi K, Shekastehband B, "Investigation into the stability behavior of tensegrity structures", in IASS Symposium, Montpellier, France, 2004.

Abedi K, Shekastehband B, "Static Stability Behavior of Plane Double-Layer Tensegrity Structures", International Journal of Space Structures, 2008, 23, 89-102.

American Society of Civil Engineers (ASCE), "ASCE 119/10: Structural Applications of Steel Cables for Buildings", Reston, Virginia 20191, 2010.

Asghari R, Abedi K, Chenaghlou MR, "Investigation into pre-stress modes and optimal layout of a new hybrid cable-strut system", Advances in Structural Engineering, 2020, 23, 1259-1275.

Chenaghlou MR, Kheirollahi M, Abedi K, Akbari A, Fathpour A, "Inherent adaptive structures using nature-inspired compound elements", Frontiers in Built Environment, 2020, 186.

Krishnan S, "Prestressed cable domes: Structural behavior and design", PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, US, 2015.

Mirzaaghazadeh K, Abedi K, Shekastehband B, "Collapse behavior of tensegrity barrel-vault structures based on di-pyramid (DP) units", International Journal of Structural Stability and Dynamics, 2020, 20, 2050119.

Park G, "The behavior of space trusses incorporating novel compression members", PhD Thesis, University of Surrey, Surrey, UK, 1988.

Saka T, Taniguchi Y, "Damage to spatial structures by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake in Japan", International Journal of Space Structures, 1997, 12, 125-133.

Schmidt LC, Hanaor A, "Force limiting devices in space trusses", Journal of the Structural Division, 1979, 105, 939-951.

Shekastehband B, Abedi K, Dianat N, Chenaghlou MR, "Experimental and numerical studies on the collapse behavior of tensegrity systems considering cable rupture and strut collapse with snap-through", International Journal of Non-Linear Mechanics, 2012, 47, 751-768.

Shekastehband B, "The influences of force-limiting devices and high-stiffness cables on behavior of tensegrity structures", Archive of Applied Mechanics, 2018, 88, 2293-2316.

Tran HC, Park HS, Lee J, "A unique feasible mode of prestress design for cable domes", Finite Elements

in Analysis and Design, 2012, 59, 44-54.
Yuan X, Dong S, "Integral feasible prestress of cable domes", Computers and structures, 2003, 81, 2111-2119.
Yuan X, Chen L, Dong S, "Prestress design of cable domes with new forms", International Journal of Solids and Structures, 2007, 44, 2773-2782.
Zhu M, Dong S, Yuan X, "Failure analysis of a cable dome due to cable slack or rupture", Advances in Structural Engineering, 2013, 16, 259-271.

University of Tabriz

Journal of Civil and Environmental Engineering
Volume 53 (2023), Issue 2 (Summer), 1-16

EXTENDED ABSTRACT

Investigation into the Collapse Behavior of a Cable Dome with Hybrid Form and Improvement of the behavior with Force Limiting Devices

Rasoul Asghari [a], Karim Abedi [a,*], Mohammadreza Chenaghlou [a], Behzad Shekastehband [b]

[a] *Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology, Tabriz, 51335-1996, Iran*
[b] *Faculty of Civil Engineering, Urmia University of Technology, Urmia, Iran*

Received: 17 November 2021; **Review:** 17 January 2022; **Accepted:** 23 January 2022

Keywords:
Cable dome, Tensegrity ring, Hybrid cable-strut system, Force density method, Retrofitting, Force limiting device.

1. Introduction

Tensegrity systems have been used as a class of light space structures in the various forms including flat modular systems, barrel vaults and cable domes. Conventional cable domes achieve their stability through a concrete compression ring, which is inconsistent with the self-support characteristic of tensegrity systems. The previous evidences also showed that the presence of a rigid support system such as a concrete ring around the space structure especially subjected to seismic loads may cause more structural damages in boundary region of structure. In this research, the combination of a Levy-type cable dome with a tensegrity ring created by the semi-regular modules is considered, which leads to a new hybrid cable-strut system. Form-finding of the studied structures is carried out using the force density method. After designing the hybrid structure, its initial collapse behavior is evaluated by the numerical finite elements method. In this regard, static and dynamic analyses are performed on both the hybrid structure and the cable dome attached to rigid supports to evaluate the effect of the tensegrity ring on the cable dome behavior and also the adequacy of static analyses to estimate capacity of the structures. After estimating the initial behavior and the collapse mechanism type of the studied structures, their behavior, are improved by equipping a number of critical struts with Force-limiting devices.

2. Methodology

2.1. Studied hybrid configuration

Semi-regular tensegrity modules were used to create a tensegrity ring. The module is achieved through the trapezoidal transformation of a regular octagonal module. In Fig. 1, the semi-regular module and the final hybrid structure along with geometrical characteristics and grouping of the elements have been shown.

* Corresponding Author
E-mail addresses: ra_asghari@sut.ac.ir (Rasoul Asghari), k_abedi@sut.ac.ir (Karim Abedi), mrchenaghlou@sut.ac.ir (Mohammadreza Chenaghlou), b_shekastehband@uut.ac.ir (Behzad Shekastehband).

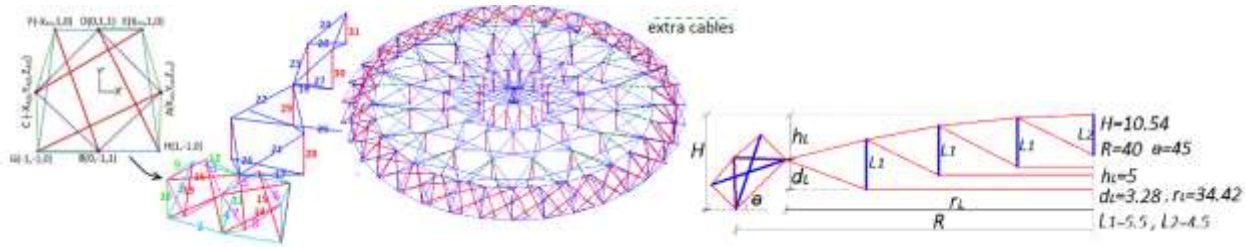


Fig. 1. The semi-regular tensegrity module and the hybrid structure with geometric characteristics and elements grouping

2.1. Form-finding and Design

In this study, duo to high application and simplicity of programming, the force density method together with the double singular value decomposition technique and the linear optimization method are used to determine a feasible pre-stress mode. Applying SVD decomposition on the equilibrium matrix, results in independent self-stress modes satisfying only the self-equilibrating condition. The integral pre-stress modes are obtained considering the geometrical symmetry of the dome and applying DSVD method. In general, these modes do not satisfy the feasibility conditions. Finally, the integral feasible prestress mode is achieved through a linear programming problem on the integral prestress modes. The design of these structures is accomplished considering the dead load and the symmetric/asymmetric snow load on the structure based on ASCE/SEI 19-10 and ASD method.

2.2. FE modeling

The ABAQUS finite element software is used for the numerical modeling and analysis. Truss elements are used for cable and strut members. Static riks and dynamic analyses on the hybrid structure and cable dome without tensegrity ring are performed considering the geometric and material nonlinearities. Compressive behavior of the struts also are extracted by the riks analysis to consider their brittle post-buckling behavior. One of the methods to control ductility and improve behavior in the space structures is to use force limiting devices (FLDs). All FLDs change brittle post-buckling behavior of the struts to desirable ductile behavior. In this paper three FLDs have been selected including PARK model (Park, 1988), BCM model (Chenaghlou et al, 2020) and AFLD model. Only the effect of replacing behavioral model of these devices instead of the strut members on the behavior and bearing capacity of the studied structures has been considered and details of these FLDs are not the concern of the current research.

3. Results and discussion

3.1. Initial static analyses results

In the hybrid structure subjected to the symmetric load, the local collapse with a significant snap-through occurs. The slackening and the 1st buckling load proportionality factors (relative to design loads level) are respectively 1.352 and 2.821. In the asymmetric load case, overall collapse occurs with the capacity of 3.154. In the cable dome structure without tensegrity ring subjected to symmetric load, overall collapse occurs with the capacity of 2.71. In the asymmetric load case, local collapse with successive snap-throughs occurs with the capacity of 2.34. Results indicate that, capacity of the cable dome attached to a tensegrity ring has been increased by 3.9% and 34.8% respectively for the symmetric and asymmetric load cases in comparison with the cable dome without tensegrity ring. Also the effect of prestress levels was evaluated on the hybrid structure behavior. These effects are remarkable on the slackening load level but are very little on the 1st buckling load level.

3.2. Dynamic analyses results

In order to consider the dynamic effect of snap-through phenomenon, dynamic analyses were conducted at the 1st limit point level for two structures. In hybrid structures, response of the structure at the end of snap-through was stabilized and overall collapse did not occur. But in the cable dome without tensegrity ring, collapse progressed and displacement at the end of snap-through increased from 10 m to 18 m. Therefore, the tensegrity ring attached to a cable dome participate in load carrying capacity and prevent the collapse propagation.

3.3. Retrofitting and behavior improvement results

In this section, the buckled struts were equipped with three FLD models at three steps. The process is such that the first set of buckled struts was replaced with FLD and structure was analyzed and new set of the buckled struts (2nd set) were determined. At the 2nd step, the new buckled struts were replaced with FLD and structure was analyzed again to specify the 3rd set of the buckled struts. At the 3rd step, this struts were replaced. These three steps were repeated for two other FLD models. The replacement process was conducted on the hybrid structure and also on the cable dome without tensegrity ring. As shown in Table 1 and Table 2, using of FLDs in two structures results in an increase of the load-carrying capacity of the structures independent of the type of FLD. However, the displacement of the structure at the 1st buckling level is dependent on the type of FLD, being the minimum in the case of AFLD. Also at the 1st step of replacement, the improvement of the load-carrying capacity of the hybrid structure is much more than that of the cable dome structure without tensegrity ring.

Table 1. Three steps retrofitting results in hybrid structure

Retrofitting method	1st step (Using of FLD in strL3)				2nd step (Using of FLD in strR2)				3rd step (Using of FLD in strR3)			
	Replacing %	Cap(1)	ΔCap(2)	Disp (m)(3)	replacing %	Cap	ΔCap	Disp (m)	replacing %	Cap	ΔCap	Disp (m)
PARK FLD	9%	3.424	21.4%	3.496	18%	3.546	25.7%	3.672	27%	3.775	33.9%	4.358
BCM FLD	9%	3.423	21.4%	3.493	18%	3.547	25.8%	3.67	27%	3.772	33.8%	4.301
AFLD	9%	3.409	20.9%	3.237	18%	3.541	25.6%	3.442	27%	3.772	33.8%	3.940

(1) Cap: Load factor corresponding to the first buckling.
(2) The percentage is calculated compared to the original structure (load factor of 2.821).
(3) Displacement at apex of structure in 1st buckling level

Table 2: Three steps retrofitting results in cable dome structure without tensegrity ring

Retrofitting method	1st step (Using of FLD in strL4)				2nd step (Using of FLD in strL3)				3rd step (Using of FLD in strL2)			
	replacing %	Cap(1)	ΔCap(2)	Disp (m)(3)	replacing %	Cap	ΔCap	Disp (m)	replacing %	Cap	ΔCap	Disp (m)
PARK FLD	33%	2.791	3.0%	1.918	65%	3.747	38.3%	3.635	98%	4.507	66.3%	4.782
BCM FLD	33%	2.788	2.9%	1.842	65%	3.748	38.3%	3.630	98%	4.505	66.2%	4.774
AFLD	33%	2.789	2.9%	1.796	65%	3.752	38.5%	3.214	98%	4.409	62.7%	4.220

(1) Cap: Load factor corresponding to the first buckling.
(2) The percentage is calculated compared to the original structure (load factor of 2.71).
(3) Displacement at apex of structure in 1st buckling level

4. Conclusions

In this study, the collapse behavior of a new hybrid form of cable-strut structures including a Levy-type cable dome and a tensegrity ring was investigated through static and dynamic analyses in two load cases. Also, the effect of using three types of the force limiting devices during three replacement steps instead of the buckled struts was studied on the hybrid structure and the cable dome structure without tensegrity ring. The concluding remarks are as:

- The presence of tensegrity ring around the cable dome reduces the load level of slackening but increases the load-bearing capacity of the structure in both loading cases.
- The presence of tensegrity ring, prevents the collapse propagation after the first buckling.
- Use of force limiting devices on the cable dome without tensegrity ring increases the bearing capacity by 3%, 38% and 66% during three steps of the replacement. The corresponding values are 21%, 26% and 34% for the hybrid structures.
- In one-step replacement of FLDs, the increase in bearing capacity for hybrid structure, is much more than a cable dome structure without tensegrity ring (21% compared to 3%). This can be an advantage for hybrid structure due to FLDs costs.
- The rate of increase in bearing capacity of both structures during the three replacement steps is almost independent of the type of FLD, which can be effective in the controlling costs of retrofitting.

5. References

Chenaghlou MR, Kheirollahi M, Abedi K, Akbari A, Fathpour A, "Inherent Adaptive Structures Using Nature-Inspired Compound Elements", Frontiers in Built Environment, 2020, 186.

Parke G, "The behavior of space trusses incorporating novel compression members", PhD Thesis, University of Surrey, Surrey, UK, 1988.