

بررسی رفتار پایداری و حساسیت به ناکاملی سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی

سیدمهدی عباسی موسوی^۱، کریم عابدی^{۲*} و محمدرضا چناقلو^۳

^۱ دانشجوی دکترای دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

^۲ استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

^۳ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

چکیده

امروزه فرم‌های آزاد توجه اکثریت طراحان را به خود جلب نموده است، به طوری که کاربرد فرم‌های آزاد در طراحی سازه‌ها افزایش یافته است. امروزه برای طراحان محدودیتی وجود ندارد که فقط از فرم‌های هندسی متداول در طراحی‌های خود استفاده کنند. فرم‌شناسی، آزادی گسترده‌ای به طراحان برای درک نسل جدیدی از فرم‌ها می‌دهد. این نسل جدید فرم‌ها، امروزه فرم‌های آزاد نامیده می‌شوند. فرم‌های آزاد به سطوح با انحنای مضاعف اطلاق می‌شوند که مستقل از گروه فرم‌های محدود شده از نظر هندسی و یا فرم‌های محدود شده از نظر مکانیکی می‌باشند. در این مقاله، رفتار سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود مورد بررسی قرار می‌گیرد. جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی، نتایج مدل اجزای محدود با نتایج نمونه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌های پایداری غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح مدل‌ها، نشان می‌دهند که در ارتباط با تأثیر اعمال مد ناکاملی اولیه به مدل‌ها، مدهای کمانشی را می‌توان به دو گروه مدهای حساس و مدهای غیر حساس طبقه‌بندی نمود. به طور کلی مدهای پایین تحلیل کمانشی، تأثیر کمی در کاهش بار حدی سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی دارند. همچنین جهت اعمال ناکاملی اولیه هندسی در فرم‌های آزاد دو گنبدی، می‌توان از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته، به عنوان یک روش مناسب استفاده نمود. در این مقاله، تأثیر برخی پارامترهای هندسی در رفتار پایداری فرم‌های آزاد دو گنبدی نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

واژگان کلیدی: سازه فضاکار، فرم آزاد، دو گنبدی، تحلیل پایداری، مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته.

۱- مقدمه

نظر مکانیکی، یک گام فرم‌یابی در مراحل طراحی لازم می‌باشد تا هندسه‌ای را به وجود آورد که در آن شرط تعادلات مورد نظر ارضا شده باشد [۱].

از مزایای فرم‌های آزاد می‌توان به جنبه‌های مختلفی اشاره نمود:

- (۱) جنبه معماری و زیباشناسی؛
- (۲) جنبه اقتصادی؛
- (۳) جنبه سازه‌ای (ساخت سازه با هر نوع پلان دلخواه)؛
- (۴) ساخت سازه با حداقل کاربرد انرژی به کمک الهام از طبیعت؛
- (۵) آزادی در طراحی فرم.

امروزه هر گونه فرمی را می‌توان تصور و ارائه نمود؛ اما هر نوع فرم تصور شده را نمی‌توان یک فرم آزاد سازه‌ای به شمار آورد. در مهندسی، فرم‌های سازه‌ای کاملاً آزاد نمی‌باشند و لازم است برخی اصول و معیارهای سازه‌ای در طراحی‌شان رعایت شوند [۲].

یکی از امروزه استفاده از فرم‌های آزاد^۱ در سازه‌ها، مورد توجه جدی محققین قرار گرفته است. سطوح فرم آزاد به ترکیبی از سطوح با انحنای مضاعف^۲ گفته می‌شوند که لزوماً ترکیبی از فرم‌های هندسی متداول (فرم‌هایی نظیر فرم‌های مکعبی، کروی، بیضوی) نمی‌باشند و مستقل از گروه فرم‌های محدود شده از نظر هندسی^۳ و یا فرم‌های محدود شده از نظر مکانیکی^۴ می‌باشند. به عبارت دیگر، فرم‌هایی که در طبقه‌بندی فرم‌های محدود شده از نظر هندسی یا فرم‌های محدود شده از نظر مکانیکی قرار نگیرند، در رده فرم‌های آزاد خواهند بود. فرم‌های محدود شده از نظر هندسی می‌توانند به وسیله فرم‌های هندسی ساده محدود شوند. قوس‌ها و گنبدها می‌توانند در این طبقه وارد شوند. اما در مورد فرم‌های محدود شده از نظر مکانیکی، یک ارتباط نزدیک بین فرم و نیرو وجود دارد. برای سازه‌های با فرم محدود شده از

- 1- Free forms
- 2- Double curve
- 3- Geometrically constrained forms
- 4- Mechanically constrained forms

توان با معرفی ناکاملی‌های اولیه مطابق با مود کمانشی و انجام دوباره تحلیل غیرخطی برای سازه ناکامل محقق نمود [۱۳].
 نتایج مطالعات Kani [۱۳-۱۶]، See [۱۷]، Nishio [۱۸]، Ikeda [۱۹]، Morris [۲۰، ۲۱]، Borri [۲۲]، Suzuki [۲۳]، Kashani [۲۴]، Abedi [۳]، ۲۵-۲۷] و Yamada [۲۸] در مورد رفتار پایداری سازه‌های گنبدی با فرم هندسی متداول، نشان می‌دهند که معمولاً سه مد اول کمانش برای تغییر مسیر تعادل دو شاخگی به مسیر تعادل حدی کافی می‌باشند. لذا در این مقاله، تحلیل حساسیت به ناکاملی سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد تا تأثیر اعمال مدهای مختلف کمانشی به عنوان ناکاملی اولیه مورد بررسی قرار بگیرد.

۲- تاشه‌پردازی فرم‌های آزاد دو گنبدی

یک ابزار مناسب برای فرم‌دهی آسان سازه‌های فضاکار، استفاده از زبان برنامه‌نویسی فرمین^۵ می‌باشد. در این زبان برنامه‌نویسی، می‌توان با استفاده از دستورات مختلف برنامه‌نویسی و به کارگیری پارامترهای گوناگون به فرم‌های متنوعی دست یافت. برای ایجاد فرم‌های آزاد در فرمین، می‌توان از قابلیت‌های متنوع تابع نوانش^۶ استفاده نمود. جا به جایی نوانش نوع خاصی از انتقال هندسی است که با اعمال جابه‌جایی یک یا چندین قسمت بر روی فرم پایه، به فرم‌های جدیدی دست می‌یابد. فرم پایه به فرم اولیه‌ای گفته می‌شود که با اعمال تغییرات بر روی آن می‌توان فرم‌های دیگری را ایجاد نمود. اثرات این جابه‌جایی ممکن است به قسمت‌های معین محدود شود و یا فرم کلی را تحت تأثیر قرار دهد. همچنین جابه‌جایی در تابع نوانش می‌تواند به صورت تیز و یا به صورت تدریجی و ملایم باشد [۲۹].

تابع نوانش به صورت رابطه (۱) در فرمین نوشته می‌شود:

$$G = \text{NOV}(m, C, L1, L2) | E \quad (1)$$

که در آن E فرم پایه، G فرم نهایی، m مد نوانش (نوانش تیز یا نوانش ملایم)، C محدوده نوانش (مقدار پارامتر C بین عدد صفر و بیست می‌باشد. مقدار C=20 اثر محلی داشته و مقدار

در این مقاله، رفتار سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی^۱ شبکه‌ای تک‌لایه به عنوان یک گروه از فرم‌های آزاد مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در سازه‌های فضاکار شبکه‌ای تک‌لایه، ناپایداری موضعی گرهی یکی از خطرناک‌ترین شکل‌های ناپایداری می‌باشد که از طریق فروجهش گرهی روی می‌دهد. پدیده فروجهش گرهی ممکن است دارای اثر دینامیکی باشد که در اثر فروجهش محلی ایجاد می‌شود. هنگامی که یک فروجهش گرهی محلی رخ می‌دهد، اثرات دینامیکی همراه با تغییر حالات تعادل، غالباً شامل کمیت‌های بزرگی از انرژی بوده و می‌تواند منجر به خرابی بخش اعظم یا کامل سازه گردد [۳]. مطالعات انجام یافته مربوط به رفتار سازه‌های فضاکار فرم آزاد، بسیار اندک بوده و محدود به چند نمونه سازه فضاکار فرم آزاد اجرا شده می‌باشد. از نمونه‌های اجرا شده، می‌توان موارد زیر را نام برد: سازه فضاکار فرم آزاد شبیه کوه آتشفشان در ایتالیا [۴]، مرکز فرهنگی در باکو [۵]، مجموعه ورزشی Qingyang در کشور چین [۶]، ساختمان فرودگاه بین‌المللی در شانگهای چین [۷]، سازه فضاکار فرم آزاد به شکل گل شیپوری با انتهای بیضی شکل در شانگهای چین [۸-۱۰] و سازه فرم آزاد غرفه امارات متحده عربی در نمایشگاه چین ۲۰۱۰ [۱۱]. در مورد رفتار پایداری سازه‌های فضاکار فرم آزاد دوگنبدی، هیچ گونه مطالعاتی انجام نشده است. لذا مطالعه رفتار پایداری سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی دارای اهمیت خاصی است.

همچنین دو نوع ناپایداری در سازه‌های فضاکار می‌تواند اتفاق بیفتد: ناپایداری نقطه حدی^۲ و ناپایداری نقطه دوشاخگی^۳. در ناپایداری نقطه حدی، یک سازه با مشخصه نرم‌شوندگی غیر خطی، پایداری خود را از طریق کمانش ناگهانی به یک مود تغییر شکل که با مود اولیه تغییر شکل مطابقت دارد، از دست می‌دهد. اما در ناپایداری نقطه دوشاخگی، یک سازه با مشخصه نرم‌شوندگی غیر خطی، پایداری خود را از طریق کمانش ناگهانی به یک مود تغییر شکل که از مود اولیه تغییر شکل کاملاً متمایز است، از دست می‌دهد [۱۲]. در صورت وقوع ناپایداری نقطه دوشاخگی، لازم است تا مدل با اعمال ناکاملی مناسب، تحت تحلیل ناکاملی قرار بگیرد. یکی از روش‌های متداول برای اعمال ناکاملی، روش تقریبی - اختلال یافته^۴ می‌باشد. این روش را می-

- 1- Double domes
- 2- Limit point instability
- 3- Bifurcation point instability
- 4- Approximate-perturbed method

5- Formian

6- Novational function

جدول ۱- پارامترهای مورد مطالعه

پارامترهای متغیر	مقدار
مقدار نسبت ارتفاع به دهانه گنبد H/S	۱ به ۷، ۱ به ۶، ۱ به ۵ و ۱ به ۴
مقدار خیز میانی h/S	۱ به ۹، ۱ به ۸ و ۱ به ۷
موقعیت نوانش گنبدها	محوری و قطری
موقعیت نوانش خیز میانی	وسط سازه و غیر وسط سازه
شکل پلان سازه	مربع و دو حالت مستطیل
شرایط تکیه‌گاهی	مفصلی و گیردار

جهت اعمال پارامترهای فوق در بررسی رفتار فرم‌های آزاد دو گنبدی، شش نوع مدل در نظر گرفته شدند و مورد طراحی قرار گرفتند. مشخصات مدل‌ها، در جدول (۲) آورده شده است.

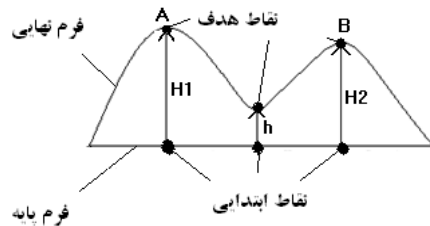
جدول ۲- مشخصات نوع مدل‌ها

نوع مدل	مشخصات
A	پلان مربع با دهانه ۲۸ متر- تکیه‌گاه مفصلی- موقعیت گنبدها محوری- خیز میانی وسط
B	پلان مربع با دهانه ۲۸ متر- تکیه‌گاه مفصلی- موقعیت گنبدها قطری- خیز میانی وسط
C	پلان مستطیل با دهانه ۲۸×۲۰ متر- تکیه‌گاه مفصلی- موقعیت گنبدها محوری- خیز میانی وسط
D	پلان مستطیل با دهانه ۲۸×۱۶ متر- تکیه‌گاه مفصلی- موقعیت گنبدها محوری- خیز میانی وسط
E	پلان مستطیل با دهانه ۳۴×۲۰ متر- تکیه‌گاه مفصلی- موقعیت گنبدها محوری- خیز میانی غیر وسط
F	پلان مربع با دهانه ۲۸ متر- تکیه‌گاه گیردار- موقعیت گنبدها محوری- خیز میانی وسط

در طراحی مدل‌ها، سه نوع بار مرده (۵۰۰ پاسکال)، بار برف (۱۵۰۰ پاسکال) و بار لرزه‌ای (شامل اعمال سه شتابنگاشت در تحلیل تاریخچه زمانی) در نظر گرفته شده‌اند. مقاطع اعضا به صورت دایره‌ای توخالی با اتصالات صلب می‌باشند. تکیه‌گاه‌ها نیز در کلیه گره‌های پیرامونی در نظر گرفته شده‌اند. همچنین تنش تسلیم مصالح برابر ۳۶۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته برابر ۲۱۰ گیگاپاسکال می‌باشند. ابتدا تمامی مدل‌ها برای نسبت‌های مختلف ارتفاع به دهانه گنبد، مورد طراحی قرار گرفتند و سپس چهار نوع مقطع که برای تمامی حالات مناسب بودند، انتخاب شدند. قطر خارجی و ضخامت مقاطع طراحی شده بر حسب

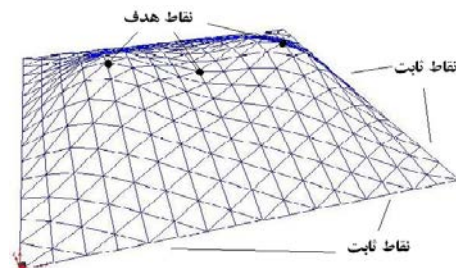
استاندارد C برابر یک می‌باشد) و L به ترتیب نقاط ابتدایی^۱ و نقاط هدف^۲ را نشان می‌دهند [۲۹].

در این مقاله، برای ایجاد فرم‌های آزاد دو گنبدی، فرم پایه به صورت یک شبکه مسطح سه سویه در نظر گرفته شده است. همچنین در اعمال تابع نوانش، تمامی گره‌های پیرامونی سازه به عنوان نقاط ثابت فرض می‌شوند. شکل (۱)، نقاط ابتدایی و نقاط هدف تابع نوانش در ایجاد فرم آزاد دو گنبدی را نشان می‌دهد.



شکل ۱- پارامترهای تابع نوانش در ایجاد فرم آزاد دو گنبدی

نمونه‌ای از فرم آزاد دو گنبدی در شکل (۲) نشان داده شده است. انحنای گوسی سازه در فرم‌های آزاد دو گنبدی، مثبت و منفی می‌باشد.



شکل ۲- نمونه‌ای از فرم آزاد دو گنبدی

۳- مشخصات نمونه‌های تحلیلی

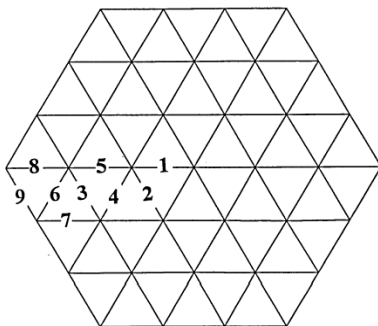
جهت بررسی رفتار پایداری سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی، می‌توان پارامترهای مختلفی را در نظر گرفت. جدول (۱)، پارامترهای مورد مطالعه در این مقاله را نشان می‌دهد. H ارتفاع گنبد، h ارتفاع خیز میانی و S دهانه گنبد را نشان می‌دهند.

- 1- Initial points
- 2- Target points

معادلات استفاده می‌گردد. همچنین جهت به دست آوردن پاسخ بعد از نقطه بحرانی، از روش حل طول-کمان یا روش کنترل تغییر مکان استفاده می‌شود.

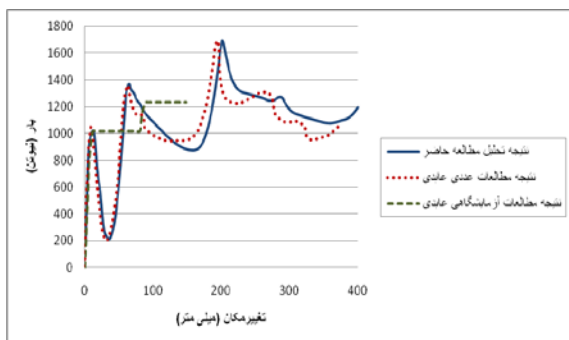
جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی، از نمونه مربوط به تحقیقات آزمایشگاهی استفاده می‌شود که توسط عابدی و همکاران در دانشگاه Surrey انگلستان انجام گرفته است [۲۷]. این نمونه به صورت گنبد شبکه‌ای تک‌لایه با دهانه‌ای به طول ۲۴۰۰ میلی-متر و ارتفاع ۲۴۰ میلی‌متر می‌باشد. شکل (۴)، مدل هندسی این نمونه و طول اعضای آن را نشان می‌دهد.

Member type	Length (mm)
1	400.8
2	400.0
3	400.9
4	403.4
5	407.6
6	408.1
7	414.1
8	422.4
9	403.8



شکل ۴- گنبد شبکه‌ای تک لایه [۲۷]

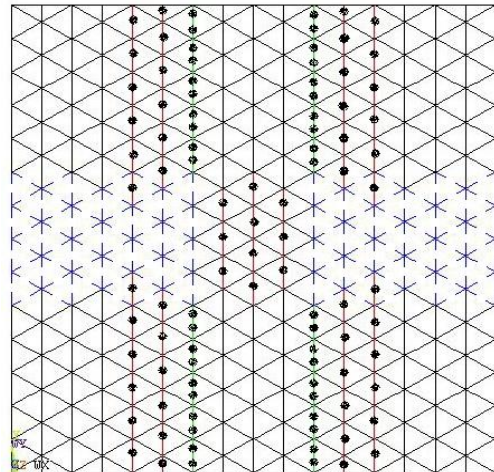
اعضای این نمونه از میله‌های فولادی با قطر بیرونی ۹/۵۲ میلی‌متر و ضخامت ۰/۷۱ میلی‌متر ساخته شده‌اند و در شش گره گوشه دارای تکیه‌گاه گیردار می‌باشند. بارگذاری نمونه به صورت اعمال بار متمرکز به گره مرکزی مدل می‌باشد که در آن، سه فروجهش گرهی اتفاق می‌افتد. مدل‌سازی و تحلیل این نمونه در نرم‌افزار ANSYS انجام می‌شود. شکل (۵)، نتایج تحلیل المان محدود مطالعه حاضر و نتایج آزمایشگاهی و عددی مطالعات عابدی [۲۷] را نشان می‌دهد.



شکل ۵- نتیجه تحلیل مطالعه حاضر و نتایج مطالعات عابدی

قبل از وقوع اولین فروجهش دینامیکی، بین نتایج عددی و آزمایشگاهی، تطابق نسبتاً خوبی وجود دارد. اما اختلافات قابل

میلی‌متر برابر $88/9 \times 4$ (دو خط تیره در شکل ۳)، $139/7 \times 5/6$ (خط کامل)، $193/7 \times 8/8$ (خط با علامت نقطه) و $219/1 \times 7/1$ (خط با علامت دو نقطه) می‌باشند. شکل (۳)، نمونه‌ای از مدل تحلیلی نوع A را نشان می‌دهد.



شکل ۳- نمونه‌ای از مدل فرم آزاد دو گنبدی نوع A

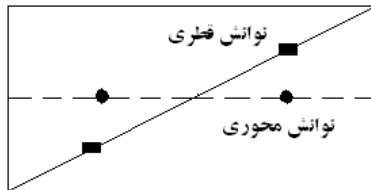
۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی اجزای محدود

در مطالعه حاضر از روش عددی اجزای محدود برای بررسی و تحلیل رفتار فرم‌های آزاد دو گنبدی استفاده می‌گردد. جهت ارزیابی دقت روش عناصر محدود، معیارهای مختلفی وجود دارد. استفاده از مطالعات آزمایشگاهی و تطبیق نتایج آن با نتایج روش عناصر محدود، یکی از معیارهای مناسب جهت ارزیابی دقت این روش می‌باشد.

در این مطالعه، جهت تحلیل و بررسی رفتار مدل‌ها از نرم-افزار اجزای محدود ANSYS بهره گرفته شده است. در مدل-سازی اعضای سازه فضاکار در نرم‌افزار ANSYS، از المان Beam189 استفاده می‌گردد. این المان بر اساس تئوری تیر تیموشنکو بنا شده که شامل اثرات تغییر شکل‌های برشی است و در تمامی تحلیل‌های سازه‌ای می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد. همچنین المان Beam189، المان سه گرهی در مدل‌سازی سه-بعدی می‌باشد و با هر نوع مقطع عرضی می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد.

تحلیل‌ها با در نظر گرفتن حالات غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح انجام می‌گیرد. معیار سخت‌شوندگی با اعمال گزینه سخت‌شدگی ایزوتریپیک انجام گرفته و معیار گسیختگی فون میزس نیز به عنوان معیار تسلیم مصالح اعمال می‌شود. در تحلیل غیر خطی از روش نیوتن-رافسون کامل جهت حل

بررسی قرار می‌گیرند. در نوع مدل A، موقعیت نوانش محوری گنبدها در ایجاد فرم آزاد دو گنبدی مطابق شکل (۶) در نظر گرفته می‌شود. با افزایش بارگذاری کلی بر روی مدل، نقطه حدی به دست می‌آید. لازم است تا وجود نقطه دو شاخگی قبل از نقطه حدی نیز بررسی شود. مشخصات این مدل‌ها و نتایج تحلیل آن‌ها در جدول (۳) آورده شده است.



شکل ۶- موقعیت مختلف نوانش گنبدها

جدول ۳- مشخصات هندسی و نتایج تحلیل مدل‌ها

مدل	خیز میانی	ارتفاع به دهانه گنبد	نقطه دو شاخگی	نقطه حدی	نقطه تسلیم
۱	۸	۱ به ۷	۳/۰۷	۳/۰۷	۲/۴۱
۲		۱ به ۶	۳/۰۵	۳/۰۵	۲/۶۴
۳		۱ به ۵	۳/۳۴	۴/۴۶	۲/۹۸
۴		۱ به ۴	۲/۹۷	۴/۳۷	۲/۸۸

نتایج نشان می‌دهند که در مدل‌های فوق، مکانیزم تسلیم-شوندگی قبل از وقوع نقطه حدی اتفاق می‌افتد. همچنین ناپایداری نقطه حدی در مدل‌های ۱ و ۲ روی می‌دهند. در مدل‌های ۳ و ۴، به دلیل وجود نقطه دو شاخگی قبل از وقوع نقطه حدی، ناپایداری نقطه دو شاخگی اتفاق می‌افتد. با توجه به وقوع ناپایداری نقطه دو شاخگی، لازم است تا یک ناکاملی هندسی اولیه به این مدل‌ها اعمال شود و مسیر تعادل دو شاخگی را به مسیر تعادل حدی تغییر دهد. برای اعمال ناکاملی به مدل، از روش‌های مختلفی می‌توان استفاده نمود. یکی از روش‌های متداول برای اعمال ناکاملی، روش تقریبی-اختلال یافته می-باشد. در این روش، برای دنبال نمودن مسیر تعادل ثانویه، بایستی سازه را تحت اختلال قرار داد تا از مسیر تعادل اصلی وارد مسیر تعادل ثانویه شود. این کار را می‌توان با معرفی ناکاملی‌های اولیه هندسی مطابق با مود کم‌انرژی و انجام دوباره تحلیل غیر خطی برای سازه ناکامل محقق نمود [۱۳]. با توجه به این که مقدار این ناکاملی‌ها در یک سازه واقعی نامعلومند، یک مقدار مناسب برای ناکاملی اولیه هندسی بایستی در نظر گرفته

ملاحظه‌ای بین نتایج آزمایشگاهی و نتایج عددی بعد از وقوع اولین فروجهش وجود دارد. این اختلافات به این دلیل می‌باشد که تحلیل‌های عددی بر اساس روش کنترل تغییر مکان و مطالعات آزمایشگاهی بر اساس روش کنترل بار انجام شده‌اند. در روش کنترل بار، قسمت ناپایدار مسیر تعادل قابل ترسیم نمی‌باشد. به طور کلی، مقایسه نتیجه مدل عناصر محدود با نتایج مطالعات عابدی نشان می‌دهد که تطابق خوبی بین نتایج وجود دارد، لذا می‌توان مدل‌سازی اجزای محدود انجام شده در نرم‌افزار ANSYS را به عنوان یک روش قابل اعتماد جهت تحلیل غیر خطی المان محدود برای بررسی رفتار پایداری سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی پذیرفت.

۵- تحلیل پایداری مدل‌ها

در این قسمت، رفتار پایداری مدل‌های فرم آزاد دو گنبدی مورد بررسی قرار می‌گیرند. همان‌گونه که قبلاً توضیح داده شد، دو نوع ناپایداری در سازه‌های فضاکار می‌تواند اتفاق بیفتد: ناپایداری نقطه حدی و ناپایداری نقطه دو شاخگی. بار نقطه حدی همان بار خرابی سازه می‌باشد، به شرطی که هیچ گونه درایه منفی در ماتریس قطری سختی مماسی قبل از نقطه حدی وجود نداشته باشد. نقطه دو شاخگی نیز می‌تواند با ایجاد درایه منفی در ماتریس قطری سختی مماسی مشخص گردد. لذا در صورتی که هر گونه نقطه دو شاخگی قبل از نقطه حدی وجود داشته باشد، ناپایداری نقطه دو شاخگی اتفاق می‌افتد. در ناپایداری نقطه دو شاخگی، یک ناکاملی هندسی اولیه لازم است تا به سازه کامل اعمال شود و مسیر تعادل دو شاخگی را به مسیر تعادل حدی تغییر دهد.

در این مقاله، بارهای متمرکز عمودی (بارگذاری کلی) بر روی کلیه گره‌های مدل المان محدود اعمال می‌گردند. بارگذاری کلی بر روی مدل‌ها افزایش داده می‌شود تا نقطه حدی به دست آید. وجود نقطه دو شاخگی قبل از نقطه حدی نیز بررسی می‌شود. همچنین اولین نقطه تسلیم مدل‌ها با توجه به معیار تسلیم فون میزس به دست می‌آیند. لازم به ذکر است که ضرایب بار مدل‌ها با توجه به مقدار مجموع بار مرده و بار زنده برابر ۲۰۰۰ پاسکال محاسبه شده‌اند.

۵-۱- تأثیر نسبت ارتفاع به دهانه گنبد

در این قسمت، رفتار پایداری ۴ مدل با نسبت‌های مختلف ارتفاع به دهانه گنبد و خیز میانی ۱ به ۸ با نوع مدل A، مورد

جدول ۵- اعمال ۶۰ مد اول کمانش در مدل سوم

مد کمانش	ضریب بار	مد کمانش	ضریب بار	مد کمانش	ضریب بار
۱	۴/۱۱	۲۱	۳/۶۲	۴۱	۳/۸۴
۲	۴/۴۷	۲۲	۴/۴۸	۴۲	۴/۴۸
۳	۴/۳۶	۲۳	۴/۴۸	۴۳	۴/۴۶
۴	۴/۵۹	۲۴	۴/۲۴	۴۴	۴/۲۸
۵	۴/۴۶	۲۵	۴/۲۴	۴۵	۳/۷۳
۶	۴/۴۵	۲۶	۴/۶۰	۴۶	۴/۵۰
۷	۴/۵۷	۲۷	۳/۷۵	۴۷	۴/۴۶
۸	۳/۸۵	۲۸	۴/۲۲	۴۸	۴/۳۹
۹	۴/۴۶	۲۹	۴/۴۲	۴۹	۴/۶۳
۱۰	۴/۱۶	۳۰	۴/۴۶	۵۰	۳/۹۶
۱۱	۴/۴۰	۳۱	۴/۲۴	۵۱	۴/۵۲
۱۲	۴/۴۵	۳۲	۳/۹۱	۵۲	۴/۴۵
۱۳	۴/۳۹	۳۳	۴/۵۳	۵۳	۳/۸۷
۱۴	۴/۴۴	۳۴	۴/۴۴	۵۴	۴/۰۸
۱۵	۳/۹۴	۳۵	۳/۵۱	۵۵	۴/۰۷
۱۶	۳/۸۴	۳۶	۴/۳۹	۵۶	۴/۴۲
۱۷	۴/۳۷	۳۷	۳/۸۲	۵۷	۴/۵۱
۱۸	۴/۴۵	۳۸	۴/۱۸	۵۸	۳/۸۰
۱۹	۳/۹۱	۳۹	۴/۴۲	۵۹	۳/۳۱
۲۰	۴/۵۰	۴۰	۴/۴۹	۶۰	۳/۴۸

یک سازه تا نقطه حدی که دارای رفتار نسبتاً خطی می‌باشد، معمولاً توزیع‌های ناکاملی متناظر با ویژه بردارهای کمانشی، مناسب می‌باشند؛ اما یک چنین روش نسبتاً ساده‌ای برای رفتار غیر خطی شدید، صحیح به نظر نمی‌رسد. همچنین مطالعات در مورد سازه‌های با فرم هندسی متداول، نشان می‌دهند که تحلیل کمانشی حاصل از روش‌های مختلف، دارای نتایج متفاوتی می‌باشد و نیز انجام تحلیل کمانشی در هندسه اولیه سازه و یا هندسه تغییر شکل یافته متناظر با نقطه دو شاخگی، دارای نتایج متفاوتی می‌باشد [۳۰]. لذا لازم است تا از یک روش مناسب‌تری جهت اعمال ناکاملی به مدل‌های فرم آزاد دو گنبدی استفاده نمود.

شود، به طوری که هیچ گونه نقطه دو شاخگی قبل از وقوع نقطه حدی در سازه اتفاق نیفتد.

ابتدا مدل سوم مورد تحلیل کمانش قرار گرفته و سه مد اول کمانش استخراج می‌شود. برای انجام تحلیل ناکاملی، این مدهای کمانش به عنوان ناکاملی برای مدل فوق اعمال می‌گردند و سپس تحلیل استاتیکی غیر خطی برای مدل ناکامل انجام می‌گیرد. در اعمال ناکاملی، تمامی حالات برای مقدار نسبتاً زیاد ناکاملی $S/250$ مورد تحلیل قرار می‌گیرند تا در صورت تأثیر مدها، نتایج به وضوح مشاهده گردند. نتایج اعمال سه مد اول کمانش به عنوان ناکاملی در جدول (۴) آورده شده است.

جدول ۴- اعمال سه مد اول کمانش در مدل سوم

مد کمانش	۱	۲	۳
ضریب بار	۴/۱۱	۴/۴۷	۴/۳۶

نتایج نشان می‌دهند که مدهای پایین کمانش تأثیر چندانی در کاهش بار حدی ندارند و احتمالاً مدهای بالاتر، تأثیر بیشتری در کاهش بار حدی داشته باشند. لذا مد اول کمانش به عنوان ناکاملی اولیه به سازه کامل اعمال می‌شوند و سازه ناکامل مورد تحلیل غیر خطی قرار می‌گیرد تا تأثیر اعمال مدهای مختلف تحلیل کمانشی به عنوان ناکاملی اولیه مورد بررسی قرار بگیرد. جدول (۵)، نتایج ضرایب بار مربوط به اعمال ۶۰ مد اول کمانش را نشان می‌دهد.

نتایج نشان می‌دهند که مدهای پایین کمانش تأثیر چندانی در کاهش بار حدی ندارند (تقریباً غیر حساس به ناکاملی می‌باشند). همچنین در بین مدهای اعمال شده، برخی از مدها مؤثر در کاهش بار حدی می‌باشند. لذا مدهای کمانش را می‌توان به دو گروه مدهای حساس و مدهای غیر حساس طبقه‌بندی نمود. مدهای حساس به مدهایی اطلاق می‌شوند که مؤثر در کاهش بار حدی باشند. مدهای حساس به صورت پر رنگ (bold) در جدول (۵) مشخص شده‌اند.

نتایج مربوط به اعمال ۶۰ مد اول کمانش نشان می‌دهند که تنها مد ۵۹ با مقدار ناکاملی $S/250$ ، مسیر تعادل دو شاخگی را به مسیر تعادل حدی تغییر می‌دهد. بنابر این مد ۵۹ را می‌توان به عنوان مد غالب در نظر گرفت که تأثیر بیشتری در کاهش بار حدی دارد. با توجه به نتایج به دست آمده، می‌توان ملاحظه نمود که اعمال ناکاملی به روش تقریبی - اختلال یافته و پیدا نمودن مد غالب، به زمان محاسبات بیشتری نیاز دارد.

ناکاملی اولیه به سازه کامل اعمال می‌شوند. جدول (۷)، نتایج ضرایب بار مربوط به اعمال ۶۰ مد اول کمانش را نشان می‌دهد.

جدول ۶- اعمال سه مد اول کمانش در مدل چهارم

مد کمانش	۱	۲	۳
ضریب بار	۴/۳۵	۴/۳۹	۴/۳۷

نتایج نشان می‌دهند که مدهای پایین کمانش تأثیر چندانی در کاهش بار حدی ندارند (تقریباً غیر حساس به ناکاملی می‌باشند). همچنین مدهای کمانش را می‌توان به دو گروه مدهای حساس و مدهای غیر حساس طبقه‌بندی نمود. مدهای حساس به صورت پر رنگ (bold) در جدول (۷) مشخص شده‌اند.

جدول ۷- اعمال ۶۰ مد اول کمانش در مدل چهارم

مد کمانش	ضریب بار	مد کمانش	ضریب بار	مد کمانش	ضریب بار
۱	۴/۳۵	۲۱	۴/۳۷	۴۱	۴/۳۸
۲	۴/۳۹	۲۲	۴/۳۷	۴۲	۳/۹۹
۳	۴/۳۷	۲۳	۴/۱۶	۴۳	۴/۲۶
۴	۴/۳۷	۲۴	۴/۳۱	۴۴	۴/۳۸
۵	۴/۳۵	۲۵	۴/۳۱	۴۵	۴/۳۷
۶	۴/۳۴	۲۶	۳/۸۴	۴۶	۴/۴۲
۷	۴/۴۷	۲۷	۴/۳۴	۴۷	۳/۹۰
۸	۴/۴۹	۲۸	۴/۳۵	۴۸	۴/۰۳
۹	۴/۴۲	۲۹	۴/۴۴	۴۹	۴/۰۱
۱۰	۴/۳۷	۳۰	۴/۰۴	۵۰	۳/۷۱
۱۱	۴/۳۸	۳۱	۴/۰۹	۵۱	۳/۸۵
۱۲	۴/۲۶	۳۲	۴/۰۱	۵۲	۴/۳۴
۱۳	۴/۳۵	۳۳	۳/۸۹	۵۳	۴/۳۷
۱۴	۴/۲۲	۳۴	۴/۳۳	۵۴	۴/۰۹
۱۵	۴/۳۶	۳۵	۴/۰۶	۵۵	۴/۰۷
۱۶	۴/۳۵	۳۶	۴/۳۷	۵۶	۳/۹۳
۱۷	۴/۳۲	۳۷	۴/۳۶	۵۷	۴/۳۷
۱۸	۴/۳۱	۳۸	۴/۰۱	۵۸	۴/۳۵
۱۹	۴/۱۳	۳۹	۴/۰۲	۵۹	۳/۸۵
۲۰	۴/۴۵	۴۰	۴/۳۷	۶۰	۴/۳۸

همچنین نتایج مربوط به اعمال ۶۰ مد اول کمانش نشان می‌دهند که مد ۵۰ را می‌توان به عنوان مد غالب در نظر گرفت

در سال ۱۹۹۳، روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر^۱ جهت اعمال ناکاملی در سازه‌های با فرم هندسی متداول، توسط Chen و Shen پیشنهاد شد. در این روش، در نزدیکی بار بحرانی، تغییر شکل‌های در امتداد قائم سازه، قبل و بعد از کمانش سازه محاسبه می‌شوند و سپس تفاضل این دو مقدار، به عنوان فرم مد کمانش در نقطه بحرانی در نظر گرفته می‌شود و با در نظر گرفتن مقدار ناکاملی مناسب، فرم مورد نظر، به سازه اعمال می‌شود [۳۰]. نتایج اعمال این روش برای مدل سوم نشان می‌دهد که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح به مقدار ناکاملی S/60 نیاز هست. بنابر این برای اعمال ناکاملی در فرم-های آزاد دو گنبدی، می‌توان از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر استفاده نمود، اما به مقدار ناکاملی بیشتری نیاز می‌باشد. روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر، فقط تغییر مکان گره‌ها در جهت قائم را در نظر می‌گیرد، لذا نمی‌تواند وضعیت کلی تغییر شکل سازه را نشان دهد.

در این مطالعه، جهت به دست آوردن جواب دقیق‌تر، روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته پیشنهاد می‌گردد. در این روش پیشنهادی، در نزدیکی بار بحرانی، تغییر شکل‌های کلی هندسه سازه، قبل و بعد از کمانش سازه محاسبه می‌شوند و تفاضل این دو مقدار، به عنوان فرم مد کمانش در نقطه بحرانی در نظر گرفته می‌شود. نتایج اعمال این روش برای مدل سوم نشان می‌دهد که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح به مقدار ناکاملی S/250 نیاز هست.

لازم به توضیح می‌باشد که در روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر، فرم مد کمانش با استفاده از یک سری عملیات ریاضی در نرم-افزارهای Excel و Autocad ایجاد می‌شود. اما در روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته، برای ایجاد فرم مد کمانش، از قابلیت‌های نرم‌افزار ANSYS بهره گرفته می‌شود.

در مدل چهارم نیز، ابتدا روش تقریبی-اختلال یافته برای اعمال ناکاملی اولیه مورد استفاده قرار می‌گیرد. مشابه مدل سوم، سه مد اول کمانش استخراج می‌شوند و به عنوان ناکاملی به مدل چهارم اعمال می‌گردند. در اعمال ناکاملی، تمامی حالات برای مقدار نسبتاً زیاد ناکاملی S/250 مورد تحلیل قرار می‌گیرند. نتایج اعمال سه مد اول کمانش به عنوان ناکاملی در جدول (۶) آورده شده است.

نتایج نشان می‌دهند که مدهای پایین کمانش تأثیر چندانی در کاهش بار حدی ندارند. لذا ۶۰ مد اول کمانش به عنوان

1- Conformable imperfection mode method

نتایج تحلیل آن‌ها را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که امکان ایجاد مدل‌های فرم آزاد دو گنبدی با خیز میانی ۱ به ۷ و با نسبت ارتفاع به دهانه گنبد ۱ به ۷ وجود ندارد.

جدول ۸- مشخصات هندسی و نتایج تحلیل مدل‌ها

مدل	خیز میانی	ارتفاع به دهانه گنبد	نقطه دوشاخگی	نقطه حدی	نقطه تسلیم
۵	۱ به ۹	۱ به ۷	۲/۶۰	۲/۶۱	۲/۲۸
۶		۱ به ۶	۳/۹۰	۳/۹۰	۲/۵۰
۷		۱ به ۵	۲/۹۰	۴/۰۳	۲/۶۷
۸		۱ به ۴	۲/۷۲	۳/۹۹	۲/۵۱
۹	۱ به ۷	۱ به ۶	۳/۴۲	۳/۴۲	۲/۶۷
۱۰		۱ به ۵	۳/۹۳	۳/۹۳	۳/۰۹
۱۱		۱ به ۴	۳/۴۷	۴/۸۶	۳/۳۰

نتایج نشان می‌دهند که در مدل‌های فوق، مکانیزم تسلیم-شوندگی قبل از وقوع نقطه حدی اتفاق می‌افتد. همچنین می‌توان ملاحظه نمود که در مدل‌های ۷، ۸ و ۱۱، ناپایداری نقطه دوشاخگی اتفاق می‌افتد. لذا لازم است تا این مدل‌ها با اعمال ناکاملی مناسب، تحت تحلیل ناکاملی قرار بگیرند. برای اعمال ناکاملی در این قسمت، از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته استفاده می‌گردد. نتایج اعمال این روش برای مدل‌هایی که ناپایداری نقطه دوشاخگی در آن‌ها اتفاق می‌افتد، در جدول (۹) آورده شده است.

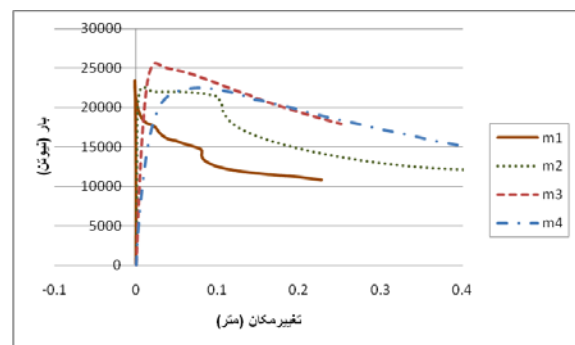
جدول ۹- نتایج اعمال مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته

مدل	۷	۸	۱۱
مقدار ناکاملی مورد نیاز	S/250	S/150	S/160

نتایج نشان می‌دهند که روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته، می‌تواند به عنوان یک روش مناسب جهت اعمال ناکاملی در فرم‌های آزاد دو گنبدی مورد استفاده قرار بگیرد. نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۷، به ترتیب در شکل‌های (۸) و (۹) آورده شده‌اند.

که تأثیر بیشتری در کاهش بار حدی دارد. با توجه به نتایج به دست آمده، می‌توان ملاحظه نمود هیچ یک از ۶۰ مد اعمال شده، نمی‌توانند با مقدار ناکاملی S/250، مسیر تعادل دو شاخگی را به مسیر تعادل حدی تغییر دهند. اعمال مد غالب پنجاهم به مدل چهارم نشان می‌دهد که برای تغییر مسیر تعادل دو شاخگی به مسیر تعادل حدی به مقدار ناکاملی S/100 نیاز است. لذا می‌توان ملاحظه نمود که اعمال ناکاملی به روش تقریبی- اختلال یافته و پیدا نمودن مد غالب، به زمان محاسبات بیشتری نیاز دارد. بنابر این از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر جهت اعمال ناکاملی استفاده می‌شود. نتایج اعمال این روش برای مدل چهارم نشان می‌دهد که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح به مقدار ناکاملی S/60 نیاز هست. مشابه مدل سوم، در اعمال روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر، به مقدار ناکاملی بیشتری نیاز می‌باشد. لذا جهت به دست آوردن جواب دقیق‌تر، از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته استفاده می‌شود. نتایج اعمال این روش نشان می‌دهد که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح به مقدار ناکاملی S/150 نیاز است.

بنابر این روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته، می‌تواند به عنوان یک روش مناسب جهت اعمال ناکاملی در فرم‌های آزاد دو گنبدی مورد استفاده قرار بگیرد. نمودار بار-تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۸، در شکل (۷) آورده شده‌اند.

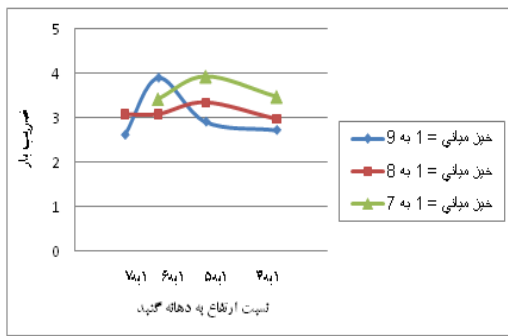


شکل ۷- نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۸

۸

۵-۲- تأثیر مقدار خیز میانی

در قسمت ۵-۱، رفتار پایداری مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۸ مورد بررسی قرار گرفت. در این قسمت، برای بررسی تأثیر خیز میانی مختلف بر رفتار پایداری مدل‌های فرم آزاد دو گنبدی، دو مقدار خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۷ با نوع مدل A نیز در تحلیل‌ها در نظر گرفته می‌شوند. جدول (۸)، مشخصات این مدل‌ها و



شکل ۱۰- نسبت ارتفاع به دهانه بهینه در خیز میانی مختلف

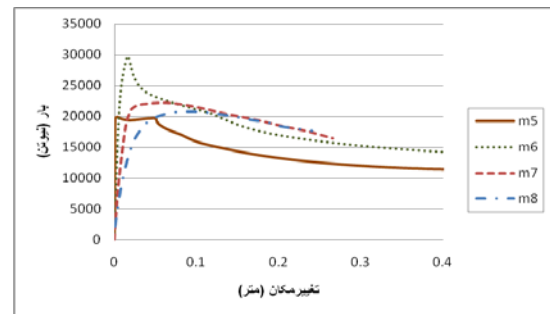
۵-۳- تأثیر موقعیت نوانش گنبدها

در قسمت ۱-۵ و ۲-۵، موقعیت نوانش محوری گنبدها مورد مطالعه قرار گرفت. در این قسمت، برای ایجاد فرم آزاد دو گنبدی، موقعیت نوانش قطری گنبدها مطابق شکل (۶) در نظر گرفته می‌شود. رفتار پایداری مدل‌ها با دو خیز میانی مختلف و با نوع مدل B مورد بررسی قرار می‌گیرند. جدول (۱۰)، مشخصات این مدل‌ها و نتایج تحلیل آن‌ها را نشان می‌دهد.

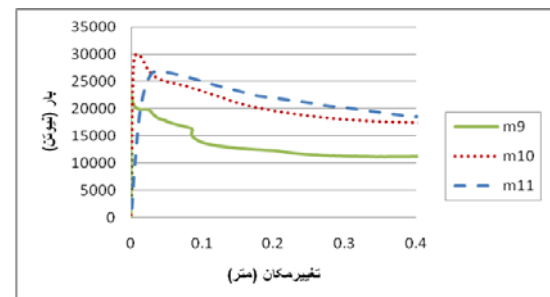
جدول ۱۰- مشخصات هندسی و نتایج تحلیل مدل‌ها

مدل	خیز میانی	ارتفاع به دهانه گنبد	نقطه دوشاخگی	نقطه حدی	نوع ناپایداری
۱۲	۱ به ۹	۷ به ۱	۴/۲۵	۴/۲۷	نقطه حدی
		۶ به ۱	۴/۳۳	۴/۳۷	نقطه حدی
		۵ به ۱	۳/۸۶	۴/۱۴	نقطه دوشاخگی
		۴ به ۱	۳/۰۹	۳/۸۸	نقطه دوشاخگی
۱۳	۱ به ۸	۷ به ۱	۴/۱۳	۴/۱۳	نقطه حدی
		۶ به ۱	۴/۸۲	۴/۸۲	نقطه حدی
		۵ به ۱	۴/۵۶	۴/۸۲	نقطه دوشاخگی
		۴ به ۱	۴/۱۳	۴/۴۰	نقطه دوشاخگی
		۱۹	۱۹	۴ به ۱	۴/۱۳

برای اعمال ناکاملی در مدل‌هایی که ناپایداری نقطه دوشاخگی در آن‌ها اتفاق می‌افتد، از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته استفاده می‌گردد. مقدار ناکاملی مورد نیاز در این روش برای این مدل‌ها، در جدول (۱۱) آورده شده است.



شکل ۸- نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۹



شکل ۹- نمودار بار-تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۷

در روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته و حالت بارگذاری کلی، می‌توان مشاهده نمود که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح در نسبت ارتفاع به دهانه گنبد ۱ به ۵ به مقدار ناکاملی $S/250$ و در نسبت ارتفاع به دهانه گنبد ۱ به ۴ به مقدار ناکاملی $S/150$ نیاز می‌باشد. همچنین با توجه به نمودار بار تغییر مکان مدل‌ها می‌توان مشاهده نمود که در کلیه مدل‌ها، خرابی کلی در سازه اتفاق می‌افتد.

مقایسه نتایج در فرم‌های آزاد دو گنبدی نشان می‌دهند که در حالت بارگذاری کلی، یک نسبت ارتفاع به دهانه گنبدی وجود دارد که می‌تواند به عنوان مرز بین ناپایداری نقطه حدی و ناپایداری نقطه دوشاخگی تعریف گردد. در خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۸ با نسبت ارتفاع به دهانه گنبد کمتر یا مساوی ۱ به ۶، ناپایداری نقطه حدی اتفاق می‌افتد و در خیز میانی ۱ به ۷ با نسبت ارتفاع به دهانه گنبد کمتر یا مساوی ۱ به ۵، ناپایداری نقطه حدی اتفاق می‌افتد. همچنین برای یک خیز میانی مشخص، می‌توان نسبت ارتفاع به دهانه بهینه مربوط به گنبد با توجه به ماکزیمم ضریب بار را تعیین نمود. شکل (۱۰)، نسبت ارتفاع به دهانه بهینه در خیزهای میانی مختلف را نشان می‌دهد. در خیز میانی ۱ به ۹، نسبت ارتفاع به دهانه بهینه برابر ۱ به ۶ و در خیز میانی ۱ به ۸ و ۱ به ۷، نسبت ارتفاع به دهانه بهینه برابر ۱ به ۵ می‌باشد.

۵-۴- تأثیر شکل پلان

برای بررسی تأثیر شکل پلان بر رفتار پایداری مدل‌های فرم آزاد دو گنبدی، سه نوع پلان هندسی در نظر گرفته شده است. شکل پلان مربعی با موقعیت نوانش محوری در قسمت‌های ۵-۱ و ۵-۲ مورد بررسی قرار گرفت. در این قسمت، دو پلان مستطیلی با نوع مدل C و D و دو خیز میانی مختلف مورد مطالعه قرار می‌گیرند. جدول (۱۲)، مشخصات این مدل‌ها و نتایج تحلیل آن‌ها را نشان می‌دهد. همچنین مقدار ناکاملی مورد نیاز برای مدل‌ها با ناپایداری نقطه دو شاخگی، با استفاده از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته، در جدول (۱۳) آورده شده است.

جدول ۱۲- مشخصات هندسی و نتایج تحلیل مدل‌ها

مدل	نوع مدل	خیز میانی	ارتفاع به دهانه گنبد	نقطه دوشاخگی	نقطه حدی
۲۰	C	۱ به ۹	۱ به ۷	۳/۵۱	۳/۵۱
۲۱			۱ به ۶	۴/۲۲	۴/۲۲
۲۲			۱ به ۵	۵/۱۸	۵/۱۸
۲۳			۱ به ۴	۵/۲۲	۷/۱۲
۲۴	C	۱ به ۸	۱ به ۷	۳/۳۴	۳/۳۵
۲۵			۱ به ۶	۴/۰۳	۴/۰۳
۲۶			۱ به ۵	۵/۰۱	۵/۰۱
۲۷			۱ به ۴	۵/۱۰	۶/۲۶
۲۸	D	۱ به ۹	۱ به ۷	۳/۷۰	۳/۷۰
۲۹			۱ به ۶	۴/۴۵	۴/۴۵
۳۰			۱ به ۵	۵/۴۵	۵/۴۵
۳۱			۱ به ۴	۶/۷۷	۶/۷۷
۳۲	D	۱ به ۸	۱ به ۷	۳/۶۵	۳/۶۷
۳۳			۱ به ۶	۴/۳۰	۴/۳۰
۳۴			۱ به ۵	۵/۳۰	۵/۳۰
۳۵			۱ به ۴	۶/۶۷	۶/۶۷

جدول ۱۳- نتایج اعمال مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته

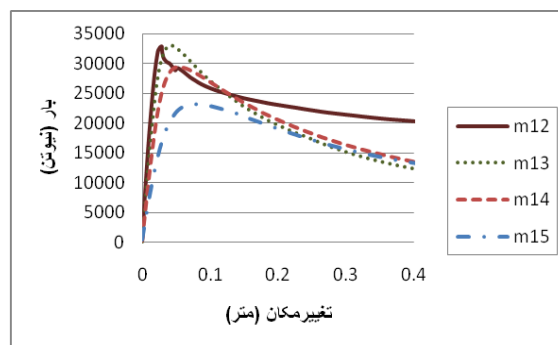
مدل نوع C	۲۳	۲۷
مقدار ناکاملی	S/150	S/250

نتایج نشان می‌دهند که برای اعمال ناکاملی در شکل پلان مستطیلی، نیز می‌توان از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته استفاده نمود. همچنین می‌توان مشاهده نمود که با افزایش

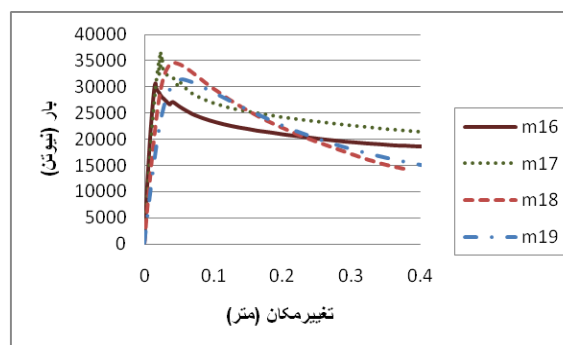
جدول ۱۱- نتایج اعمال مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته

مدل	۱۴	۱۵	۱۸	۱۹
مقدار ناکاملی	S/900	S/200	S/1000	S/900

می‌توان مشاهده نمود که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح در موقعیت نوانش قطری، به مقدار ناکاملی نسبتاً کمتری در مقایسه با موقعیت نوانش محوری نیاز می‌باشد. همچنین مقایسه نتایج نشان می‌دهند که مدل‌ها در موقعیت نوانش قطری، ضرایب بار بیشتری نسبت به همان مدل‌ها در موقعیت نوانش محوری دارند. همچنین یک نسبت ارتفاع به دهانه گنبدی وجود دارد که می‌تواند به عنوان مرز بین ناپایداری نقطه حدی و ناپایداری نقطه دوشاخگی تعریف گردد. در موقعیت نوانش قطری، در خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۸ با نسبت ارتفاع به دهانه گنبد کمتر یا مساوی ۱ به ۶، ناپایداری نقطه حدی اتفاق می‌افتد. همچنین برای یک خیز میانی مشخص، می‌توان نسبت ارتفاع به دهانه بهینه مربوط به گنبد با توجه به ماکزیمم ضریب بار تعیین نمود. نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۸، به ترتیب در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) آورده شده‌اند. با توجه به نمودار بار تغییر مکان مدل‌ها می‌توان مشاهده نمود که خرابی کلی در این مدل‌ها اتفاق می‌افتد.



شکل ۱۱- نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز ۱ به ۹



شکل ۱۲- نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز ۱ به ۸

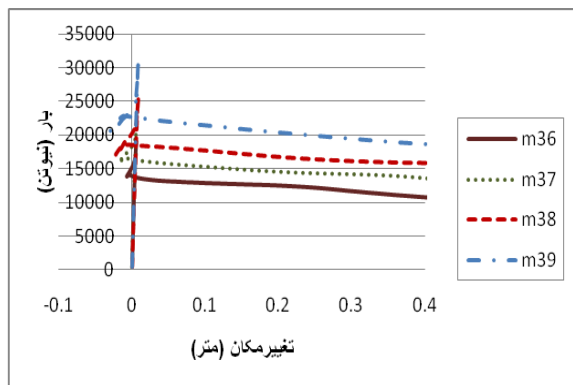
جدول ۱۴- مشخصات هندسی و نتایج تحلیل مدل‌ها

مدل	خیز میانی	ارتفاع به دهانه گنبد	نقطه دوشاخگی	نقطه حدى	نوع ناپایداری
۳۶	۱ به ۹	۱ به ۷	۲/۵۰	۲/۵۱	نقطه حدى
۳۷		۱ به ۶	۲/۸۶	۲/۸۶	نقطه حدى
۳۸		۱ به ۵	۳/۳۴	۳/۳۴	نقطه حدى
۳۹		۱ به ۴	۴/۱۱	۴/۲۶	نقطه دوشاخگی
۴۰	۱ به ۸	۱ به ۷	۲/۴۲	۲/۴۲	نقطه حدى
۴۱		۱ به ۶	۲/۸۴	۲/۸۴	نقطه حدى
۴۲		۱ به ۵	۳/۳۰	۳/۳۰	نقطه حدى
۴۳		۱ به ۴	۴/۰۵	۴/۲۰	نقطه دوشاخگی

جدول ۱۵- نتایج اعمال مد ناکاملی انطباق پذیر تعمیم یافته

مدل	۳۹	۴۳
مقدار ناکاملی	S/2000	S/2000

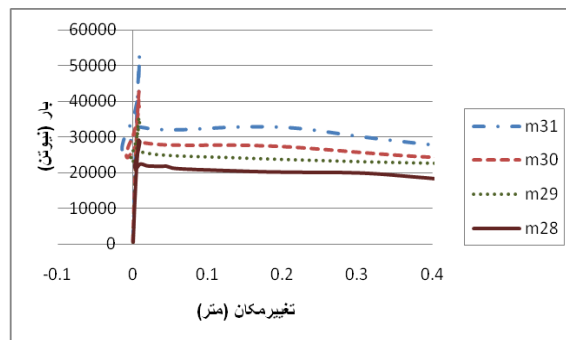
می توان مشاهده نمود که برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح در نوع مدل E، به مقدار ناکاملی S/2000 نیاز می- باشد. همچنین در نوع مدل E، یک نسبت ارتفاع به دهانه گنبدی وجود دارد که می تواند به عنوان مرز بین ناپایداری نقطه حدى و ناپایداری نقطه دوشاخگی تعریف گردد. نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها برای مدل نوع E، در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) آورده شده‌اند. با توجه به نمودار بار تغییر مکان مدل‌ها می توان مشاهده نمود که خرابی کلی در این مدل‌ها اتفاق می افتد.



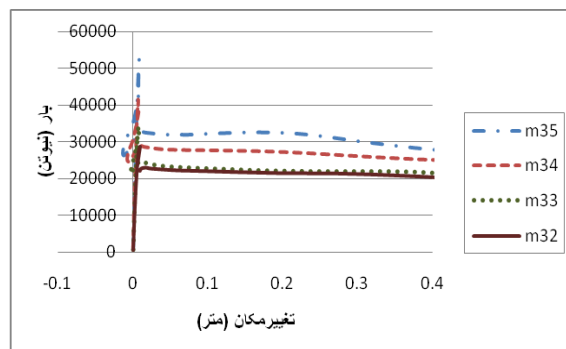
شکل ۱۵- نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز ۱ به ۹

نسبت ارتفاع به دهانه گنبد، ضریب بار مدل‌ها افزایش می یابد. کاهش عرض پلان نیز باعث افزایش مقدار ضریب بار مدل‌ها می- شود. نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۸ برای مدل نوع D، به ترتیب در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) آورده شده‌اند.

با توجه به نمودار بار-تغییر مکان مدل‌ها می توان مشاهده نمود که در این مدل‌ها، خرابی کلی اتفاق می افتد.



شکل ۱۳- نمودار بار-تغییر مکان نهایی مدل نوع D با خیز ۱ به ۹



شکل ۱۴- نمودار بار-تغییر مکان نهایی مدل نوع D با خیز ۱ به ۸

۵-۵- تأثیر موقعیت خیز میانی

در این قسمت، موقعیت خیز میانی به فاصله $0.4L$ و $0.6L$ در این قسمت، از اضلاع کناری در نظر گرفته می شود. رفتار مدل‌ها با دو خیز میانی مختلف و با نوع مدل E مورد بررسی قرار می گیرند. جدول (۱۴)، مشخصات این مدل‌ها و نتایج تحلیل آن-ها را نشان می دهد.

برای اعمال ناکاملی در مدل‌هایی که ناپایداری نقطه دو شاخگی در آن‌ها اتفاق می افتد، از روش مد ناکاملی انطباق پذیر تعمیم یافته استفاده می گردد. مقدار ناکاملی مورد نیاز در این روش برای این مدل‌ها، در جدول (۱۵) آورده شده است.

جدول ۱۷- نتایج اعمال مد ناکاملی انطباق پذیر تعمیم یافته

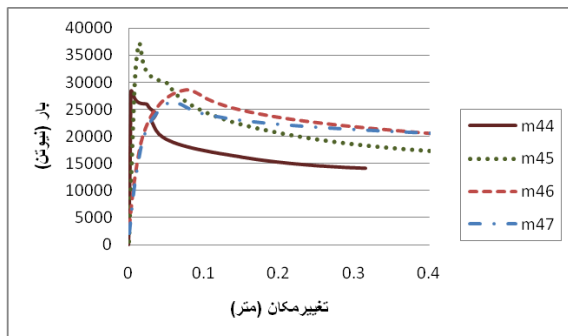
مدل	۴۶	۴۷	۵۰	۵۱
مقدار ناکاملی	S/150	S/150	S/250	S/150

نتایج نشان می‌دهند که در حالت تکیه‌گاه گیردار، یک نسبت ارتفاع به دهانه گنبدی وجود دارد که می‌تواند به عنوان مرز بین ناپایداری نقطه حدی و ناپایداری نقطه دو شاخگی تعریف گردد. در حالت تکیه‌گاه گیردار و در خیز میانی ۱ به ۹ و ۱ به ۸ با نسبت ارتفاع به دهانه گنبد کمتر یا مساوی ۱ به ۶، ناپایداری نقطه حدی اتفاق می‌افتد. همچنین برای یک خیز میانی مشخص، می‌توان نسبت ارتفاع به دهانه بهینه مربوط به گنبد با توجه به ماکزیمم ضریب بار تعیین نمود. درصد افزایش ضریب بار در حالت تکیه‌گاه گیردار نسبت به حالت تکیه‌گاه مفصلی در جدول (۱۸) آورده شده است. نتایج نشان می‌دهند که در حالت تکیه‌گاه گیردار، حداقل ۲۵ درصد افزایش ضریب بار نسبت به حالت تکیه‌گاه مفصلی وجود دارد.

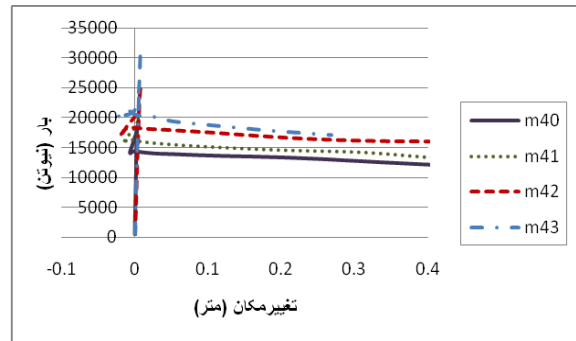
جدول ۱۸- درصد افزایش بار در حالت تکیه‌گاه گیردار

مدل	درصد افزایش	مدل	درصد افزایش
۱	۴۳	۵	۳۱
۲	۲۵	۶	۴۳
۳	۲۹	۷	۲۶
۴	۲۸	۸	۲۸

نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها برای مدل نوع F، در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) آورده شده‌اند. با توجه به نمودار بار تغییر مکان مدل‌ها می‌توان مشاهده نمود که خرابی کلی در این مدل‌ها اتفاق می‌افتد.



شکل ۱۷- نمودار بار تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز ۱ به ۹



شکل ۱۶- نمودار بار-تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز ۱ به ۸

۵-۶- تأثیر شرایط تکیه‌گاهی

برای بررسی شرایط تکیه‌گاهی مختلف بر رفتار پایداری فرم-های آزاد دو گنبدی، دو حالت تکیه‌گاه مفصلی و تکیه‌گاه گیردار در نظر گرفته می‌شود. حالت تکیه‌گاه مفصلی در قسمت‌های قبلی مورد بررسی قرار گرفت. در این قسمت، حالت تکیه‌گاه گیردار با نوع مدل F و دو خیز میانی مختلف مورد مطالعه قرار می‌گیرد. مشخصات این مدل‌ها و نتایج تحلیل آن‌ها در جدول (۱۶) آورده شده است.

جدول ۱۶- مشخصات هندسی و نتایج تحلیل مدل‌ها

مدل	خیز میانی	ارتفاع به دهانه گنبد	نقطه دو شاخگی	نقطه حدی ناپایداری	نوع
۴۴	۱ به ۹	۷ به ۱	۳/۷۱	نقطه حدی	نقطه دوشاخگی
			۴/۸۶	نقطه حدی	
۴۶	۱ به ۹	۵ به ۱	۳/۷۴	نقطه دوشاخگی	نقطه دوشاخگی
			۳/۴۸	نقطه دوشاخگی	
۴۸	۱ به ۸	۷ به ۱	۴/۰۰	نقطه حدی	نقطه حدی
			۴/۳۶	نقطه حدی	
۵۰	۱ به ۸	۵ به ۱	۴/۲۰	نقطه دوشاخگی	نقطه دوشاخگی
			۳/۸۰	نقطه دوشاخگی	

در مدل‌هایی که ناپایداری نقطه دو شاخگی اتفاق می‌افتد، با استفاده از روش مد ناکاملی انطباق پذیر تعمیم یافته، ناکاملی اعمال می‌گردد. مقدار ناکاملی لازم برای تغییر مسیر دو شاخگی به مسیر حدی در این مدل‌ها، در جدول (۱۷) آورده شده است.

۵- در فرم‌های آزاد دو گنبدی، اعمال ناکاملی به روش تقریبی- اختلال یافته و پیدا نمودن مد غالب در این روش، به زمان محاسبات بیشتری نیاز دارد؛

۶- برای اعمال ناکاملی در فرم‌های آزاد دو گنبدی، می‌توان از روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر استفاده نمود، اما به مقدار ناکاملی بیشتری نیاز می‌باشد؛

۷- روش مد ناکاملی انطباق‌پذیر تعمیم یافته، می‌تواند به عنوان یک روش مناسب جهت اعمال ناکاملی در سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی مورد استفاده قرار بگیرد؛

۸- در حالت بارگذاری کلی، در کلیه حالات، خرابی کلی در سازه اتفاق می‌افتد؛

۹- در حالت بارگذاری کلی، یک نسبت ارتفاع به دهانه گنبدی وجود دارد که می‌تواند به عنوان مرز بین ناپایداری نقطه حدی و ناپایداری نقطه دو شاخگی تعریف گردد؛

۱۰- برای به دست آوردن مسیر تعادل ثانویه صحیح در موقعیت نوانش قطری، به مقدار ناکاملی نسبتاً کمتری در مقایسه با موقعیت نوانش محوری نیاز است؛

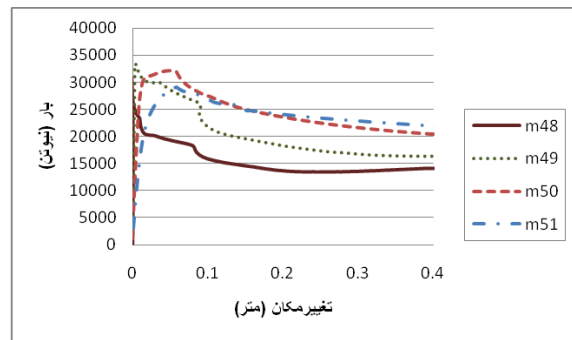
۱۱- مدل‌ها در موقعیت نوانش قطری، ضرایب بار بیشتری نسبت به همان مدل‌ها در موقعیت نوانش محوری دارند؛

۱۲- در شکل پلان مستطیلی، افزایش نسبت ارتفاع به دهانه گنبد و همچنین کاهش عرض پلان، باعث افزایش مقدار ضریب بار مدل‌ها می‌شود؛

۱۳- در حالت تکیه‌گاه گیردار، حداقل ۲۵ درصد افزایش ضریب بار نسبت به حالت تکیه‌گاه مفصلی وجود دارد.

۷- مراجع

- [1] Motro, R., Bagnieris, M., "Structural Morphology and Free-form Design", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium, Structural Architecture-Towards the Future Looking to the Past, Venice, Italy, 2007.
- [2] Andres, A., "About the Freedom of Free Forms", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium, Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures, Valencia Spain pp 907-913.
- [3] Abedi, K., Parke, G. A. R., "Progressive Collapse of Single-Layer Braced Domes", International Journal of Space Structures, 1996, 11 (3), 291-306.



شکل ۱۸- نمودار بار-تغییر مکان نهایی مدل‌ها با خیز ۱ به ۸

۶- نتیجه‌گیری

سطوح فرم آزاد به ترکیبی از سطوح با انحنا مضاعف گفته می‌شوند که لزوماً ترکیبی از فرم‌های هندسی متداول نیستند و مستقل از گروه فرم‌های محدود شده از نظر هندسی و یا فرم‌های محدود شده از نظر مکانیکی می‌باشند. در این مقاله، رفتار پایداری سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی به عنوان یک گروه از فرم‌های آزاد مورد مطالعه قرار گرفت. همچنین تحلیل حساسیت به ناکاملی سازه‌های فضاکار فرم آزاد دو گنبدی انجام پذیرفت تا تأثیر اعمال مدهای مختلف کمانشی به عنوان ناکاملی اولیه مورد بررسی قرار بگیرد.

در مطالعه حاضر از روش عددی اجزای محدود برای بررسی و تحلیل رفتار فرم‌های آزاد دو گنبدی استفاده گردید. همچنین جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی، یک نمونه مربوط به تحقیقات آزمایشگاهی مورد استفاده قرار گرفت و سپس تأثیر پارامترهای مختلف بر رفتار پایداری مدل‌ها مطالعه گردید. نتایج حاصل از این مطالعه، در ادامه آورده شده است. ذکر این نکته ضروری است که حوزه این نتایج محدود به حالات در نظر گرفته شده برای نمونه‌های تحلیلی در این مطالعه می‌باشند، ولی انتظار می‌رود که این نتایج دارای کاربرد جامع‌تری باشند. نتایج به دست آمده از تحلیل مدل‌ها، نشان دادند که:

- ۱- مدهای پایین کمانش تأثیر چندانی در کاهش بار حدی ندارند؛
- ۲- مد غالب در فرم‌های آزاد دو گنبدی از مدهای بالاتر تحلیل کمانشی می‌باشد؛
- ۳- مدهای کمانش را می‌توان به دو گروه مدهای حساس و مدهای غیر حساس طبقه‌بندی نمود؛
- ۴- قبل از وقوع ناپایداری، مکانیزم تسلیم‌شوندگی در اعضا شروع می‌شود؛

- International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium 2010, Shanghai, Spatial Structures-Permanent and Temporary, Shanghai, China, 2010, pp 1056-1068.
- [12] Chan, S. L., "A Generalized Numerical Procedure for Nonlinear Analysis of Frames Exhibiting a Limit or a Bifurcation Point", International Journal of Space Structures, 1991, 6 (2), 99-114.
- [13] Kani, I. M., McConnel, R. E., "Single Layer Shallow Lattice Domes: Analysis, General Behavior and Collapse", International Journal of Space Structures, 1988, 3 (2), 64-73.
- [14] Kani, I. M., McConnel, R. E., See, T., "The Analysis and Testing of a Single Layer Shallow Braced Dome", The 3rd International Conference on Space Structures, Elsevier, pp 1984, 613-618.
- [15] Kani, I. M., McConnel, R. E., "Collapse of Shallow Lattice Domes", International Journal of Structural Engineering, 1987, 113 (8), 1806-1819.
- [16] Kani, I. M., Heidari, A., "Collapse and Post-Collapse of Shallow Lattice Domes", The 7th International Congress on Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, 2006.
- [17] See, T., McConnel, R. E., "Large Displacement Elastic Buckling of Space Structures", ASCE Journal of Structural Division, 1986, 112 (5), 1052-1069.
- [18] Nishio, F., Hartono, W., "Influential Mode of Imperfection on Carrying Capacity of Structures", Journal of Engineering Mechanics, 1989, 115 (10), 2150-2165.
- [19] Ikeda, K., Murota, K., "Computation of Critical Initial Imperfection of Truss Structures", Journal of Engineering Mechanics, 1990, 116 (10), 2101-2117.
- [20] Morris, F., "Effects of Imperfections on Lattice Shells", Journal of Structural Engineering, 1991, 117 (6), 1796-1814.
- [21] Morris, F., "Application of a Koiter-Type Theory to Buckling of Lattice Dome", International Journal of Space Structures, 1992, 7 (4), 335-343.
- [22] Borri, C., Chiostrini, S., "Numerical Approaches to the Non-linear Stability Analysis of Single-Layer Reticulated and Grid-shell Structures", International Journal of Space Structures, 1992, 7 (4), 285-298.
- [23] Suzuki, T., Ogawa, T., Ikarashi, K., "Elastic Buckling Analysis of Rigidly Jointed Single Layer Reticulated Domes with Random
- [4] Schlaich, J., Schober, H., Kurschner, K., "New Trade Fair in Milan-Grid Topology and Structural Behaviour of a Free-formed Glass-covered Surface", International Journal of Space Structures, 2005, 20 (1), 427.
- [5] Sanchez, J., "Practical Aspects Determining the Modelling of the Space Structure for the Free-form Envelope Enclosing Baku's Heydar Aliyev Cultural Center", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium, Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures, Valencia, Spain, 2009, pp 1263-1274.
- [6] Wang, X., Wang, L., "Research on Dynamic Performance of Large-span Complex Shape Spatial Lattice Shell", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium, Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures, Valencia, Spain, 2009, pp 388-396.
- [7] Lu, X., Liu, F., "Seismic Performance of Vertical Irregular Hybrid Spatial Structures", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium, Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures, Valencia, Spain, 2009, pp 333-344.
- [8] Cui, J., Li, C., Yang, L., Tian, W., "Stability Analysis of a New Type Reticulated Shell", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures, Valencia, Spain, 2009, pp 1823-1831.
- [9] An, D., Li, C., "Buckling Stability and Collapse Analysis to the Sun Valley for Expo Axis Project", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium Spatial Structures-Permanent and Temporary, Shanghai, China, pp 2010, 974-982.
- [10] Li, C., Yang, L., Cui, J., "Design and Analysis of Grid Shell Structure of the Shanghai World Expo Axis Project", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium Spatial Structures-Permanent and Temporary, Shanghai, China, 2010, pp 1006-1013.
- [11] Stephan, S., Pan, F., Huang, Y., "The Freeform Structure of the UAE Pavilion at the Shanghai Expo 2010", Proceedings of the

- [28] Yamada, S., Takeuchi, A., Tada, Y., Tsutsumi, K., "Imperfection-Sensitive Overall Buckling of Single-Layer Lattice Domes", *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127 (4), 382-386.
- [29] Nooshin, H., Moghimi, M., "Formex Formulation of Free Form Structural Surfaces", *Asian Journal of Civil Engineering*, 2007, 8 (4), 459-469.
- [30] 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.
- Initial Imperfection", *International Journal of Space Structures*, 1992, 7 (4), 265-273.
- [24] Kashani, M., Croll, J. G. A., "Lower Bounds for Overall Buckling of Spherical Space Domes", *Journal of Engineering Mechanics*, 1994, 120 (5), 949-963.
- [25] Abedi, K., "Propagation of Local Instabilities in Braced Domes", PhD Thesis, University of Surrey, 1997.
- [26] Abedi, K., "Instability Behaviour and Collapse Analysis of Space Structures", *The First National Conference on Space Structures*, Iran, Tehran, 2000.
- [27] Abedi, K., Parke, G. A. R., "Experimental Study of Dynamic Propagation of Local Snap-through in Single-Layer Braced Domes", *International Journal of Space Structures*, 2001, 16 (2), 125-136.

EXTENDED ABSTRACT

Double Domes Free Form Space Structures: Stability Behavior and Imperfection Sensitivity Analysis

Mehdi Abbasi Mousavi , Karim Abedi * , Mohamad-Reza Chenaghloou

Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology, Tabriz, Iran

Received: 5 March 2015; **Accepted:** 15 August 2015

Keywords:

Space structure, Free form, Double domes, Stability analysis, Generalized conformable imperfection mode method

1. Introduction

Free forms are usually used to refer double curve surfaces which are independent from groups of geometrically or mechanically constrained forms. Geometrically constrained forms are only conditioned by a geometrical definition, like it could be done on basis of simple surfaces. When there is a close relationship between forms and forces, the forms are mechanically constrained [1]. In the present study, behavior of double domes free form single layer space structures as a group of free form structures are investigated. Gaussian curvature of double domes can be positive and negative, unlike regular domes. In single layer reticulated space structures, local instability with nodal snap-through phenomenon could result in propagation in whole structure [2], so stability behavior of double domes free form single layer space structures should be investigated. The parametric study is performed in order to evaluate the effects of different variables on the stability behavior of double domes free form space structures.

Also, there are two important types of instability, namely: limit point instability and bifurcation point instability. In bifurcation point instability, an initial geometric imperfection must be imposed on the perfect structure to change the bifurcation equilibrium path into the limit equilibrium one [3]. In regular domes, usually three lowest buckling modes are sufficient to change the bifurcation equilibrium path into the limit equilibrium one using the approximate-perturbed method. However, no study has been reported regarding the stability behavior of free form double domes. Therefore, imperfection sensitivity analysis of free form double domes is also performed in this study.

2. Methodology

In this study, configuration processing of free form double domes is performed through the novational transformations. The novational transformation may cause a number of new forms to be generated on the basis of a single base configuration by deforming it. The novational transformations could be carried out in Formian by the following function [4]. In this function, variable L1 represents the set of initial nodes and variable L2 represents the set of target nodes. Also variable m represents the mode of novational function and variable C represents the domains of novational function. A configuration of free form double domes is shown in Fig. 1.

$$G=NOV(m, C, L1, L2)|E \quad (1)$$

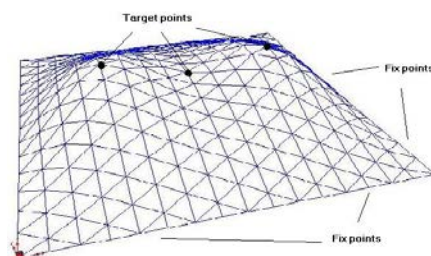


Fig. 1. Sample of free form double domes

* Corresponding Author

E-mail addresses: m_mousavi@sut.ac.ir (Mehdi Abbasi Mousavi), k_abedi@sut.ac.ir (Karim Abedi), mrchenaghloou@sut.ac.ir (Mohamad-Reza Chenaghloou).

In the present study, all of the analyses have been undertaken using ANSYS, which is a general-purpose finite element programme designed specifically for advanced structural analysis. Beam element type of Beam189 is used in the finite element analysis. The most frequently used iteration schemes for the solution of nonlinear finite element equations are the Newton-Raphson iteration. It is well known that the “Newton-Raphson iteration methods” are not very efficient and usually diverge in the neighborhood of critical points. To overcome this problem, the “modified Riks method” based on the arc-length approach is used.

Six model types are investigated in the present study. All models are a three-way triangular grid. Tubular steel sections are used for all members. Three load cases, namely dead load (500Pa), snow load (1500Pa) and seismic load (considering three accelerograms in time history analysis) were considered in the design of the models. Also, the characteristics of material are as follows: yield stress=360MPa, Young’s modulus $E=210\text{GPa}$ and tangent modulus $E_T=2.01\text{GPa}$.

3. Results and discussion

3.1. Imperfection sensitivity analysis of free form double domes

One traditional method for the distribution of imperfection is the approximate-perturbed method. The buckling modes of the structure are used for the initial imperfection shape and subsequently the nonlinear analysis of the imperfect structure is carried out [5].

The results show that the lowest buckling modes have negligible effects on the reduction of buckling load to obtain the bifurcation path in free form double domes. So the 60 lowest buckling modes are used as the initial imperfection shape to investigate into the effects of different buckling modes. Table 1 gives the load factor of limit point in different applied buckling modes considering the relatively high value of imperfection $S/250$ (S shows the span of the models) in model with rise to span ratio of 1/5 and the middle-rise to span ratio of 1/8. In this model, the load factors of limit point and bifurcation point were calculated as 4.46 and 3.34, respectively. The load factor is calculated considering the load combination of “Dead load+Live load” equals 2000.

The results show that the buckling modes could be categorized in two groups: sensitive modes and non-sensitive modes. Sensitive modes are effective to reduce the buckling load to obtain the lowest bifurcation path. Also, using the approximate-perturbed method needs much more calculation time to find out the sensitive mode used for the initial imperfection shape in free form double domes. So it is preferable to use other methods to introduce the initial imperfection. The generalized conformable imperfection mode method is suggested in the present study. In the generalized conformable imperfection mode method, the pre- and post-buckling deformed geometries is calculated near critical point, then the subtractor of these two geometries is the precise form of the buckling mode at this critical point.

Table 1. Load factors of the model in different applied buckling modes

Buckling mode	S/250	Buckling mode	S/250	Buckling mode	S/250
1	4.11	21	3.62	41	3.84
2	4.47	22	4.48	42	4.48
3	4.36	23	4.48	43	4.46
4	4.59	24	4.24	44	4.28
5	4.46	25	4.24	45	3.73
6	4.45	26	4.60	46	4.50
7	4.57	27	3.75	47	4.46
8	3.85	28	4.22	48	4.39
9	4.46	29	4.42	49	4.63
10	4.16	30	4.46	50	3.96
11	4.40	31	4.24	51	4.52
12	4.45	32	3.91	52	4.45
13	4.39	33	4.53	53	3.87
14	4.44	34	4.44	54	4.08
15	3.94	35	3.51	55	4.07
16	3.84	36	4.39	56	4.42
17	4.37	37	3.82	57	4.51
18	4.45	38	4.18	58	3.80
19	3.91	39	4.42	59	3.31
20	4.50	40	4.49	60	3.48

3.2. Effect of different parameters on the stability behavior of free form double domes

In this study, the following parameters were considered to investigate into the stability behavior of single layer double domes: A) The rise to span ratios; B) The middle-rise to span ratios; C) location of double domes; D) The shape of plan; E) location of middle rise; F) The boundary conditions.

The vertical concentrated loads are applied on all joints of the structure (global loading). Global loading increases until the limit point is reached. Also, by examination of the eigenvalues of the tangent stiffness matrix, a first negative eigenvalue indicating the existence of a bifurcation point is obtained. Also, first yield point of the models is obtained considering the Von-Mises criterion. The results show that there is a rise to span ratio, which can be defined as a boundary between limit point and bifurcation point instabilities. In global loading pattern, the collapse mechanisms of free form double domes are overall collapse. The final load-displacement responses of some models have been shown in Fig. 2a, b, and c. Also, imperfections could be introduced by generalized conformable imperfection mode method in free form double domes.

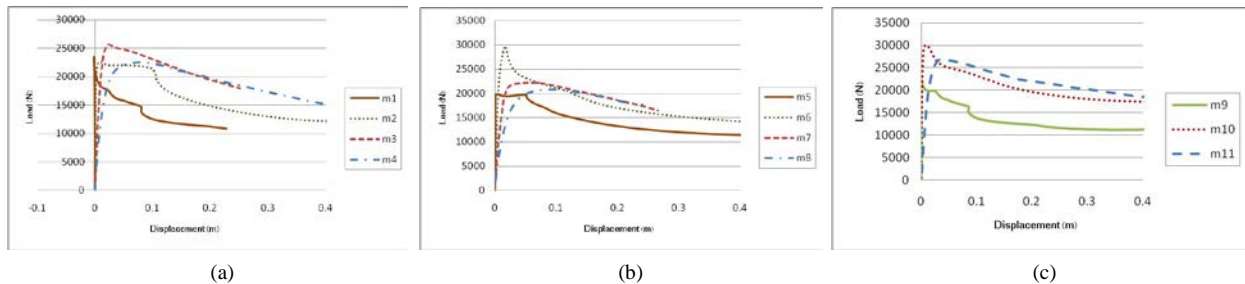


Fig. 2. load-displacement responses of the models: (a) middle-rise to span ratios of 1/8, (b) middle-rise to span ratios of 1/9, (c) middle-rise to span ratios of 1/7

4. Conclusions

In this paper, the parametric study was performed in order to evaluate the effects of different variables on the stability behavior of free form double domes. Also, this paper presented imperfection sensitivity analysis of free form double domes as a group of free form space structures.

The important results of this study are as follows:

- 1) The lowest buckling modes have negligible effects on the reduction of buckling load to obtain the lowest bifurcation path in free form double domes;
- 2) The buckling modes could be categorized in two groups: sensitive modes and non-sensitive modes;
- 3) Material yielding was happened before limit point instability;
- 4) Imperfections could be introduced by generalized conformable imperfection mode method in free form double domes;
- 5) There is a rise to span ratio, which can be defined as a boundary between limit point and bifurcation point instabilities;
- 6) In global loading pattern, the collapse mechanisms of free form double domes are overall collapse;
- 7) The variation of the width of plan has significant effect on the load factor of the models;
- 8) In double domes with fixed restrained, there is minimum 25% increases in load factor in comparison with the same double domes with hinged restrained.

5. References

- [1] Motro, R., Bagnieris, M., "Structural Morphology and Free-form Design", Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures, Symposium, Structural Architecture-Towards the Future Looking to the Past, Venice, Italy, 2007.
- [2] Abedi, K., Parke, G. A. R., "Progressive Collapse of Single-Layer Braced Domes", International Journal of Space Structures, 1996, 11 (3), 291-306.
- [3] Chan, S. L., "A Generalized Numerical Procedure for Nonlinear Analysis of Frames Exhibiting a Limit or a Bifurcation Point", International Journal of Space Structures, 1991, 6 (2), 99-114.
- [4] Nooshin, H., Moghimi, M., "Formex Formulation of Free Form Structural Surfaces", Asian Journal of Civil Engineering, 2007, 8 (4), 459-469.
- [5] Kani, I. M., McConnel, R. E., "Single Layer Shallow Lattice Domes: Analysis, General Behavior and Collapse", International Journal of Space Structures, 1988, 3 (2), 64-73.