

تخمین بارهای کمانش بحرانی سازه های فضاکار گنبدی شکل

ضیاءالدین زمان زاده^۱، حسن عبدال پور^۲
Email: zia_zamanzadeh84@yahoo.com

خلاصه

در این مقاله سه هدف اصلی دنبال شده است، ابتدا بارهای کمانشی بدست آمده از تحلیلهای اجزاء محدود کمانشی خطی و غیر خطی هندسی برای دو نوع گنبد ژئودزیک و شبکه ای مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته اند سپس با بررسی نتایج تحلیلهای کمانشی غیر خطی که برای گنبدها با فاکتورهای لاغری مختلف بدست آمده، محدوده هایی از فاکتور لاغری که در آن کمانش کلی، کمانش محلی و کمانش اعضاء منحصر به فرد سازه ها اتفاق می افتد تعیین شده است. آخرین و مهمترین هدف بدست آوردن روابطی برای تخمین بار کمانش بحرانی سازه های فضاکار مورد بحث می باشد برای نیل به این سه هدف ابتدا مدل سازی هندسی سازه ها توسط برنامه نویسی در محیط MatLab انجام شده و مختصات گره های گنبدها بدست آمده است.

کلمات کلیدی: سازه های فضاکار، گنبد ژئودزیک، کمانش خطی، کمانش غیر خطی

مقدمه

سازه های فضاکار تک لایه برای پوشش فضاهای بزرگ بدون ستونهای میانی با کاربری های متنوع مانند سالن های ورزشی، تالار سخنرانی و آشیانه های هواپیما ها استفاده می شوند [۱]. با توجه به سختی خمشی کمی که این نوع از سازه ها دارند نیاز به بررسی منطقی رفتار کمانش این نوع از سازه ها خود را به خوبی نشان می دهد [۲]. به همین دلیل اهمیت بررسی و تحقیق در مورد کمانش انواع مختلف سازه های فضا کار برای محققین کاملا محرز می باشد. به عنوان مثال از تحقیقاتی که در گذشته در این مورد صورت گرفته، می توان به تخمین بارهای کمانشی گنبدهای تک لایه سهموی بیضوی، تحت بارگذاری قائم با استفاده از تحلیلهای کمانشی خطی [۳] و یا ارائه روشهای تحلیلی بهینه برای تعیین بارهای کمانشی بحرانی قابهای فضایی مشبک اشاره کرد [۴]. همچنین تحقیقاتی در مورد پایداری سازه های فضاکار با استفاده از الگوریتم ژنتیک صورت گرفته است [۵]. برای سازه های فضاکار گنبدی شکل سه نوع کمانش مطرح می باشد: الف) کمانش کلی، ب) کمانش محلی، ج) کمانش اعضاء منحصر به فرد [۲]. در این مقاله ابتدا به بررسی و مقایسه نتایج تحلیلهای کمانشی خطی و تحلیلهای زمانبر کمانشی غیر خطی پرداخته شده است سپس با تعریف فاکتور لاغری به عنوان پارامتر هندسی گنبدها، تغییر شکل گنبدها و نتایج تحلیلهای کمانشی غیر خطی مورد بررسی قرار گرفته اند به طوری که بتوان محدوده ای را که بر حسب فاکتور لاغری در آن کمانش کلی، کمانش محلی و کمانش اعضاء منحصر به فرد اتفاق می افتد تعیین کرد. در نهایت روابطی برای تخمین بار کمانش بحرانی سازه های فضایی گنبدی شکل ژئودزیک و شبکه ای به دست آمده به طوری که فقط با در دست داشتن مشخصات هندسی این نوع از گنبدها و مشخصات اعضاء این گنبدها به راحتی و بدون اینکه نیازی به تحلیلهای زمانبر غیر خطی یا محاسبات پیچیده ریاضی باشد، بتوان بار بحرانی کمانش این گنبدها را تعیین کرد.

مدل آنالیز

شکل ۱، تاشه گنبدهای ژئودزیک و شبکه ای با گره های گیردار را نشان می دهد. هر دو نوع گنبد در سه فرکانس مطابق شکل ۱ مورد بررسی قرار گرفته اند. فاکتور لاغری S، به عنوان پارامتر هندسی گنبدها تعریف شده است [۲].

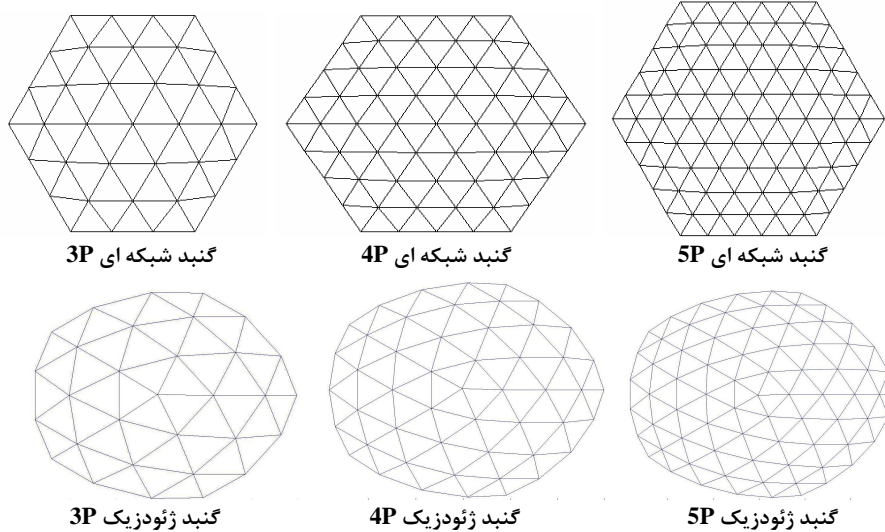
$$S = \frac{L}{\sqrt{R}} \sqrt{\frac{A}{I}} \quad (1)$$

به طوریکه R شعاع گنبد، L طول اعضاء، A، I نیز به ترتیب سطح مقطع اعضاء و ممان اینرسی اعضاء می باشند.

^۱ کارشناس ارشد سازه

^۲ کارشناس ارشد سازه

مدل سازی هندسی سازه ها توسط برنامه نویسی در محیط MatLab انجام شده و مشخصات گره های گنبدها بدست آمده است. با توجه به اینکه هدف اصلی رسیدن به یک رابطه جامع از مقادیر بدست آمده ضرایب بحرانی کماتش بر حسب فاکتور لاغری گنبد بود بنابراین گنبدها با شعاعها و فرکانسهای مختلفی بایستی بررسی می شدند. در رابطه فاکتور لاغری برای اینکه به ازاء هر شعاع فقط یک مقدار فاکتور لاغری در هر فرکانس گنبد وجود داشته باشد، مقادیر سطح مقطع اعضا، ممان اینرسی اعضا و طول اعضا ثابت در نظر گرفته شدند. حال مشکل اساسی در تغییر فرکانس گنبد می باشد که با تغییر طول مواجه می شویم برای حل این مشکل در رابطه فاکتور لاغری به ازاء یک شعاع معین با ثابت نگه داشتن مقدار سطح مقطع اعضا در هر سه نوع فرکانس گنبد، به ازاء تغییر طول، با تغییر قطر داخلی و خارجی المانهای لوله ای مقدار ممان اینرسی اعضا را طوری تغییر می دهیم که فقط یک مقدار فاکتور لاغری به ازاء فرکانسهای مختلف در یک شعاع معین وجود داشته باشد.



شکل ۱- تاشه گنبدهای شبکه ای و ژئودزیک

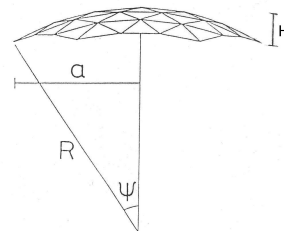
به این ترتیب با در دست بودن سطح مقطع اعضا و ممان اینرسی اعضا به راحتی می توان قطر داخلی و خارجی این المانها را تعیین کرد. مشخصات اعضا گنبد در جدول ۱ نمایش داده شده است. در این جدول I: ممان اینرسی، A: سطح مقطع، L: طول و E: مدول الاستیسیته اعضا لوله ای می باشد. جدول ۲ نیز بیانگر مشخصات و ابعاد گنبدهای به کار رفته نظیر R به عنوان شعاع گنبد، H به عنوان ارتفاع گنبد و ψ به عنوان نصف زاویه باز برای دهنه $2a$ و S فاکتور لاغری گنبد می باشد

جدول ۱- مشخصات اعضا

model	E(MPa)	A(cm ²)	I(cm ⁴)	L(cm)
3P	2.06×10^5	17.7	758.036	348.6
4P	2.06×10^5	17.7	240.03	261.5
5P	2.06×10^5	17.7	98.31	209.2

جدول ۲- مشخصات و ابعاد گنبدها

S	ψ (deg)	R(cm)	a(cm)	H(cm)
1.67	9	6658.3	1041.7	82
1.93	12	4994.3	1038.5	109.2
2.37	18	3330.7	1029.2	163
2.73	24	2498.9	1016.4	216
3.06	30	2000	1000	268
3.35	36	1667.6	980.2	318.5
3.62	42	1430.3	954.7	367.4
3.86	48	1252.5	930.8	414.4

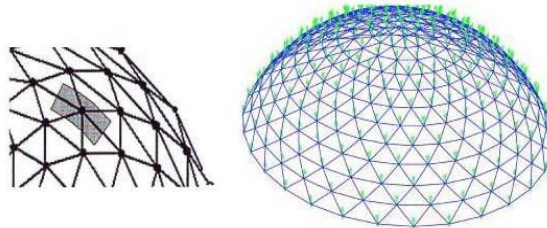


روش آنالیز و نحوه بارگذاری

به منظور تعیین بار کماتشی گنبدها از دو روش تحلیلهای اجزاء محدود استفاده شده است. اولین روش، تحلیلهای مقدار ویژه خطی و روش دوم تحلیلهای غیر خطی هندسی کماتشی می باشد [۲]. تحلیل کماتشی خطی براساس قرار دادن بارهای استاتیکی فرضی با مقادیر دلخواه اما متناسب با نیروهای خارجی حقیقی و در محل آن نیروها انجام می پذیرد و در ادامه با انجام تحلیل فوق بر روی چنین سازه هایی ضرایب بار بدست می آید که

مبین مقدار نیروی تحملی سازه تا لحظه کمانش می باشد. این نکته بدان مفهوم است که با ضرب ضرایب فوق با ذکر علامت در بارگذاری فرضی انجام شده به مقدار بار کمانش دست پیدا می کنیم. این نوع تحلیل بر پایه حصول ضرایب در لحظه منفرد شدن ماتریس سختی که به منزله بروز ناپایداری کمانشی می باشد صورت می گیرد. تحلیل کمانشی خطی از دو جزء تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل مقدار مشخصه تشکیل شده است که نهایتاً این دو آنالیز مدهای کمانشی سازه را بدست خواهد داد.

روش به کارگیری تحلیل کمانشی غیر خطی هندسی نیز به این صورت می باشد که مقدار بار اعمالی به سازه به تدریج افزایش می یابد. تا جایی که میتوان نیرویی را که سازه با افزایش بسیار کوچکی در مقدار آن دچار تغییر شکل بزرگ می شود بدست آورد [6]. خاصیت غیرخطی در ذات این آنالیز وجود دارد که باعث در نظر گرفتن عیوب سازه ای (هندسی) نیز می شود. این روش تحلیل، از روش مقدار ویژه به مراتب دقیق تر است. چرا که این روش از به کارگیری تغییر شکلهای بزرگ غیرخطی و شرایط استاتیکی در پروسه تحلیل استفاده می کند. بار یکنواخت به صورت عمودی به هر گره مطابق شکل ۲، اعمال شده است.

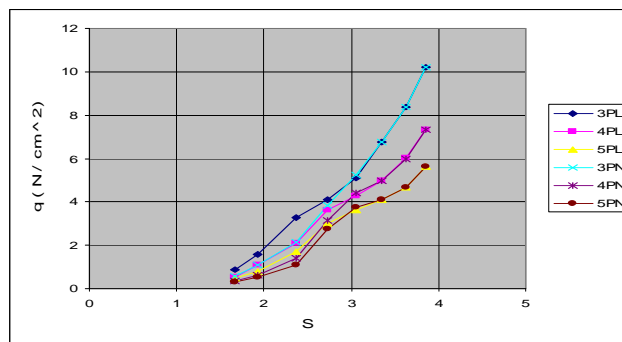


شکل ۲ گنبد بارگذاری شده با توجه به سطح بارگیر هر گره

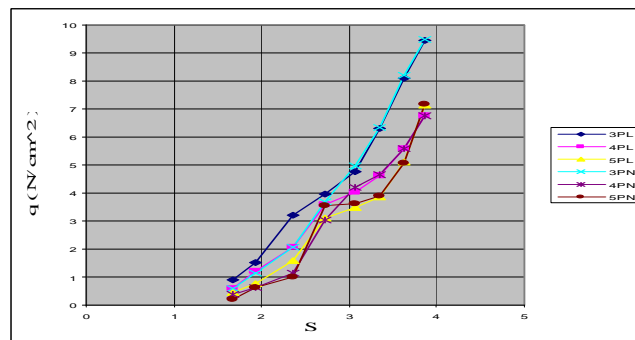
بار کمانش بحرانی و تغییر شکل گنبدها

شکل ۳، بارهای کمانشی بحرانی بدست آمده از تحلیلهای کمانشی خطی و غیر خطی هندسی را برای دو نوع گنبد شبکه ای و ژئودزیک در سه فرکانس 3P، 4P، 5P و 3PN، 4PN، 5PN نشان می دهد. با افزایش مقدار فاکتور لاغری بار کمانش بحرانی نیز افزایش پیدا می کند. مقادیر بار کمانشی مدل های 4P و 3P کوچکتر از مقادیر بار کمانشی مدل 3P می باشند.

تغییر شکل گنبدها نیز در شکل ۴، نشان داده شده اند. برای سازه های فضایی گنبدی شکل سه نوع کمانش مطرح می باشد (الف) کمانش کلی، (ب) کمانش محلی، (ج) کمانش اعضاء منحصر به فرد.

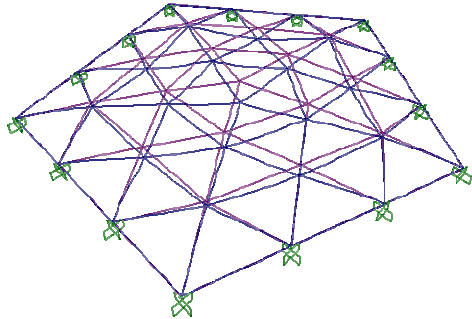


شکل ۳-الف- بارهای کمانشی گنبدهای شبکه ای

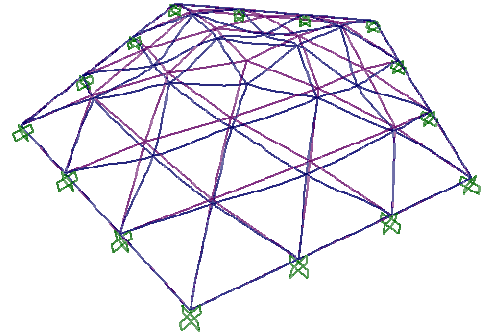


شکل ۳-ب- بارهای کمانشی گنبدهای ژئودزیک

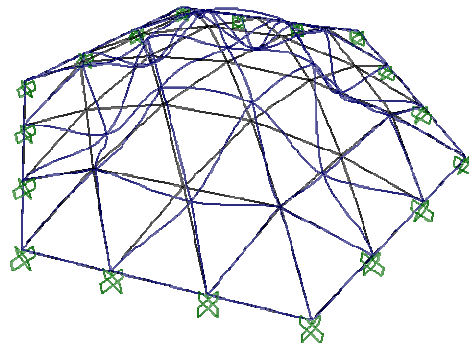
با توجه به تغییر شکل گنبدها، کمانش کلی برای گنبد 3P-9 ($\psi=9^\circ$ 3P model) و 3P-12 در هر دو نوع گنبد ژئودزیک و شبکه ای قابل مشاهده است. با افزایش فاکتور لاغری کمانش محلی و در نهایت کمانش اعضاء منحصر به فرد نیز خود را نشان می دهد. تفاوتها در شکلهای تغییر یافته مدلهای 4P و 5P کمتر از تغییرشکلهای گنبدهای مدل 3P به ازاء مقادیر مختلف S می باشند.



شکل ۴-ب- تغییر شکل گنبد مدل (3P-24)

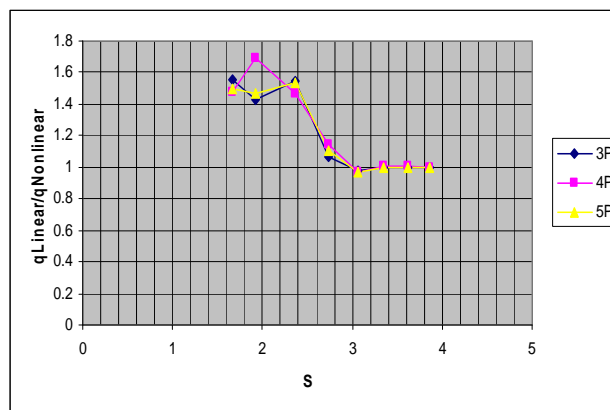


شکل ۴-الف- تغییر شکل گنبد مدل (3P-9)

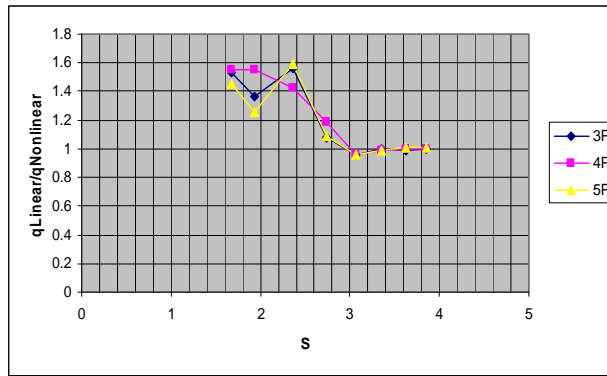


شکل ۴-ج- تغییر شکل گنبد مدل (3P-42)

نسبت بار کمانش بدست آمده از تحلیل های خطی به بار کمانش به دست آمده از تحلیلهای غیر خطی در شکلهای ۵-الف و ۵-ب، نشان داده شده است. برای گنبدهای ژئودزیک $S < 3$ ، بار کمانش خطی، ۱٫۲ تا ۱٫۶۱ برابر بزرگتر از بار کمانش غیر خطی می باشد. این مساله برای گنبدهای شبکه ای $S < 3$ ، ۱٫۴ تا ۱٫۷ می باشد. این در حالی است که در مورد هر دو نوع گنبد شبکه ای و ژئودزیک به ازاء مقادیر فاکتور لاغری $S > 3$ ، نسبت بار کمانش خطی به بار کمانش غیر خطی تقریباً برابر ۱٫۰ می باشد. این مساله نشان می دهد برای گنبدهای $S > 3$ ، بارهای کمانش بدست آمده از تحلیلهای خطی تخمین خوبی برای بارهای کمانش غیر خطی می باشند ولی برای گنبدهای $S < 3$ ، انجام تحلیلهای غیر خطی کمانش برای تخمین بار کمانش بحرانی، ضروری می باشد.

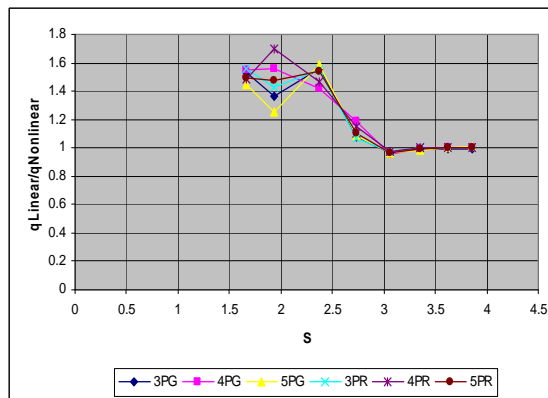


شکل ۵-الف qLinear/qnonlinear برای گنبدهای ژئودزیک



شکل ۵-ب- مقایسه نتایج qLinear/qNonlinear گنبد های شبکه ای

در شکل ۵-ج، نیز نتایج نسبت بار کمانشی بدست آمده از تحلیل های کمانشی خطی به بار کمانشی بدست آمده از تحلیل های کمانشی غیر خطی، در مورد دو گنبد شبکه ای و ژئودزیک مقایسه شده اند.



شکل ۵-ج- مقایسه نتایج qLinear/qNonlinear دو نوع گنبد ژئودزیک و شبکه ای

تخمین ضریب بحرانی کمانش

رابطه بار کمانش به صورت زیر در مراجع ۷ و ۸ بیان شده است.

$$q = 4CE\sqrt{AI} / R^2L \quad (2)$$

با توجه به در دست داشتن تمامی مقادیر مشخصات هندسی گنبدها و اعضاء گنبدها، به ازاء هر مقدار بار کمانشی بدست آمده یک مقدار ضریب بحرانی کمانش وجود خواهد داشت. با در نظر گرفتن این مساله که گنبدها در سه فرکانس بررسی شده اند، به ازاء هر فاکتور لاغری سه مقدار ضریب بحرانی کمانش وجود خواهد داشت. شکل های ۶-الف و ۶-ب برآزش منحنی از مقادیر بدست آمده ضرایب بحرانی کمانش بر حسب فاکتور لاغری گنبدها به ترتیب در مورد گنبد ژئودزیک و گنبد شبکه ای را نشان می دهند.

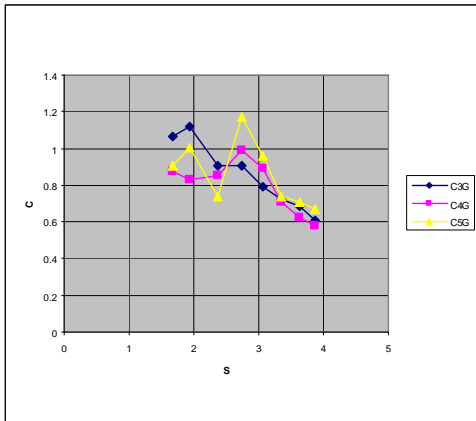
با استفاده از ریاضیات و عملیات آماری بهترین تابعی که می توان برای منحنی های فوق نوشت عبارتند از :

برای گنبد ژئودزیک:

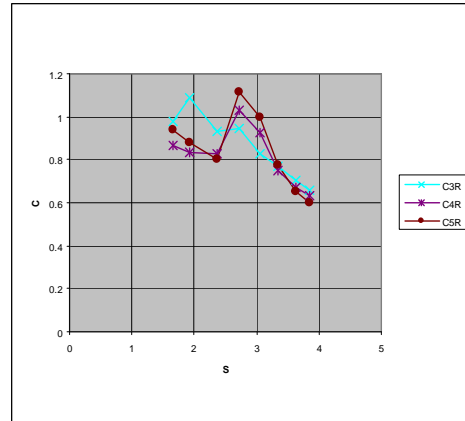
$$\begin{cases} C = 0.947067 & S < 3 \\ C = 0.316226 S^2 - 2.496532 S + 5.55259 & S \geq 3 \end{cases} \quad (3)$$

برای گنبد شبکه ای:

$$\begin{cases} C = 937058 & S < 3 \\ C = 0.317413 S^2 - 2.5551699 S + 5.76457 & S \geq 3 \end{cases} \quad (4)$$



شکل ۶-ب-برازش منحنی از مقادیر C، گنبد شبکه ای



شکل ۶-الف-برازش منحنی از مقادیر C، گنبد ژئودزیک

رابطه تخمینی بار کمانشی

با قرار دادن روابط (۳) و (۴) در رابطه (۲)، می توان بار کمانش گنبدهای ژئودزیک و شبکه ای را از روابط زیر تخمین زد.

برای گنبد ژئودزیک:

$$q = \begin{cases} 3.788 E\sqrt{AI} / R^2 L & S < 3 \\ (1.264904 S^2 - 9.9861 S + 22.21036) E\sqrt{AI} / R^2 L & S \geq 3 \end{cases} \quad (5)$$

برای گنبد شبکه ای:

$$q = \begin{cases} 3.748 E\sqrt{AI} / R^2 L & S < 3 \\ (1.269652 S^2 - 10.2206 S + 23.05831) E\sqrt{AI} / R^2 L & S \geq 3 \end{cases} \quad (6)$$

نتیجه گیری

از بررسی رفتار کمانش دو نوع سازه فضاکار گنبدی شکل ژئودزیک و شبکه ای نتایج زیر قابل ذکر هستند:

- ۱- با توجه به اشکال تغییر شکل یافته گنبدهای مورد بحث در این مقاله، برای هر دونوع گنبد شبکه ای و ژئودزیک به ازاء $S < 2.5$ ، کمانش کلی، برای گنبدهای $2.5 \leq S < 3.5$ ، بیشتر کمانش محلی و برای گنبدهای $S \geq 3.5$ ، کمانش اعضاء منحصر به فرد نیز خود را به خوبی نشان می دهند.
- ۲- با افزایش مقدار فاکتور لاغری گنبدها مقدار بار کمانشی نیز افزایش پیدا می کند.
- ۳- مقدار بار کمانشی برای گنبدهای مورد بحث بدون نیاز به انجام محاسبات ریاضی و تحلیلهای پیچیده فقط با در دست داشتن مشخصات هندسی گنبد و اعضاء گنبدها از روابط ۵ و ۶ بدست می آید.
- ۴- برای گنبدهای $S > 3$ ، بارهای کمانش بدست آمده از تحلیلهای خطی تخمین خوبی برای بارهای کمانش غیر خطی می باشند ولی برای گنبدهای $S < 3$ ، انجام تحلیلهای غیر خطی کمانش برای تخمین بار کمانش، ضروری است.

مراجع

1. Sadegi, A., (2004) Horizontal Earthquake Loading and Linear/Nonlinear seismic Behaviour of Double Layer Barrel Vaults. International journal of space structures. Vol. 19 No. 1, pp. 21-37
2. Suzuki, T., Ogawa, T. and Irakashi, K. (1992) Elastic Buckling analysis of rigidly jointed single layer reticulated domes with random initial imperfection. International journal of space structures. Vol. 7, No. 4, pp. 265-273
3. Kato, S., Ueki, T. and Nakazawa, S., (2006) Estimation of Buckling Loads of Elliptic Paraboloidal Single Layer Lattice Domes under Vertical Loads. International journal of space structures. Vol. 21, No. 4, pp.173-182

4. Chen, P. Kawaguchi, M. (2006) Optimization for Maximum Buckling Load of a Lattice Space frame with Nonlinear Sensitivity Analysis. International journal of space structures. Vol. 21, No. 2, pp. 111-118
5. EI-Lishani, S., nooshin, H. and Disney, P., (2005) Investigating the Statical Stability of Pin-jointed Structures Using Genetic Algorithm. International journal of space structures. Vol. 20, No.1, pp. 53-68
6. Wen, P., Aliabadi, M. and Young, A., (2006) Post Buckling Analysis of Reissner plates by the Boundary Element Method. The journal of strain Analysis for Engineering. Vol. 41, No. 3, pp. 239-252
7. HANGAI, Y., TAKAYAMA, M. and OHYA, S., (1988) Comparison of Buckling Behaviours of Reticulated Single-Layer Domes and Reinforced Concrete Domes, Domes : Proceeding of the IASS-MSU International Symposium, Mimar Sinan University, Istanbul, , pp. 453-462
8. LIND, N.C., (1969) Local Instability Analysis of Triangular Dome Framework. The Structural Engineer.47(8), pp. 317-324.