

Предложен параметр эквивалентной гибкости сетчатого купола как одна из важнейших величин, определяющих характер деформирования и величину параметров критических нагрузок.

Предложены диаграммы равновесных состояний выпуклых многогранников в виде правильных шестиугольника и пятиугольника в плане для определения параметров критических нагрузок сетчатого купола.

Получен критерий устойчивости формы стержневого многогранника в составе сетчатого купола, позволяющий определить критическое значение величины внешней узловой нагрузки.

Список цитированных источников

1. Борисевич, А. А. Строительная механика / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. – 2-е изд., перераб. и доп. – Минск : БНТУ, 2009. – 756 с.

2. Журавлев, А. А. Прощелкивание стержневой конструкции сетчатого купола в форме 980-гранника / А. А. Журавлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 6. – С. 34–39.

3. Савельев, В. А. Влияние начальных несовершенств и неравномерности загрузки на устойчивость сферического купола с жёсткими узлами / В. А. Савельев // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1971. – № 5. – С. 32–34.

4. Abedi, K. Propagation of local instabilities in braced domes / K. Abedi : doctoral dissertation. – University of Surrey, 1997. – 333 p.

5. Buckling loads of reticulated single-layer domes : proceedings of the IASS symposium / M. Saitoh, Y. Hangai, I. Toda, T. Yamagiwa, T. Okuhara ; editor Heki. –Osaka, 1986. – Vol. 3. – P. 121–128.

6. Gioncu, V. Buckling of Reticulated Shells: State-of-the-Art / V. Gioncu // International Journal of Space Structures. – 1995. – Vol. 10, № 1. – P. 1–46.

7. Kato, S. Dynamic Elasto-Plastic Buckling Simulation System for Single Layer Reticular Domes with SemiRigid Connections under Multiple Loadings / S. Kato, M. Murata // International Journal of Space Structures. – 1997. – Vol. 12, № 3–4. – P. 161–172.

8. Klöppel, K. Zur Berechnung von Netzkuppeln / K. Klöppel, R. Schardt // Der Stahlbau. – 1962. – № 5. – S. 129–136.

9. Lopez, A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints / A. Lopez, I. Puente, M. A. Serna // Computers and Structures. – 2007. – № 85. – P. 360–374.

УДК 624.014

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ФОРМЫ СТЕРЖНЕВЫХ МНОГОГРАННИКОВ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ⁴

Глушко К. К.

Введение. Для определения действительного напряжённо-деформированного состояния фрагментов сетчатых куполов были проведены серии физических экспериментов. Задачей экспериментального исследования являлось подтверждение достоверности изложенной математической модели для определения критической узловой нагрузки, вызывающей потерю местной устойчивости сетчатых куполов, а также оценка влияния податливости узлов на напряжённо-деформированное состояние стержней в составе рассматриваемых фрагментов.

⁴ Представленная статья является продолжением работы «Потеря местной устойчивости формы сетчатых куполов с жёсткими узлами»

Основная часть. Узловые соединения строительных конструкций не являются абсолютно твёрдыми телами, учёт моментной и силовой податливости узлов может привести к различиям в результатах расчёта системы с жёсткими и податливыми узлами [1]. Неспособность узлов воспринимать отдельные виды деформаций может привести к несоответствию между результатами расчёта и действительным напряжённо-деформированным состоянием сооружения. В экспериментальных исследованиях участвовали фрагменты сетчатых куполов с узлами системы «БрГТУ», обеспечивающими восприятие стержнями осевых усилий и изгибающих моментов [2, 3]. Узлы этой конструкции состоят из полого шара из двух половин, получаемых прессованием из листового проката, и фасонки, жёстко соединяющей узловой элемент и стержень. Величины моментной и силовой податливостей узлов были установлены экспериментально.

Для определения величин моментных податливостей узловые элементы двух типоразмеров были испытаны в составе однопролётной балки с узлом в середине с шарнирными опорами. Длина балки при этом составила 3 м. Нагрузку производилось сосредоточенной силой в середине балки посредством рычага и грузов. Диаметр стержней балки равен 114 мм, толщина стенки – 6 мм, класс стали С245, класс стали узлов 09Г2С, внешние диаметры узлов 160 и 208 мм, толщины стенок 10 мм и 14 мм соответственно. Деформации узла от действующего изгибающего момента измерялись многооборотными индикаторами часового типа 1МИГ. Величины силовых податливостей узлов при сжатии и растяжении также были определены экспериментально. Деформации узлов измерялись многооборотными индикаторами часового типа ИЧ-10. Нагружение производилось при помощи пресса П-250 при определении силовой податливости при сжатии и разрывной машины ИИ-100 при определении силовой податливости при растяжении. На рисунке 1 показан общий вид узлов при определении величин их податливостей.

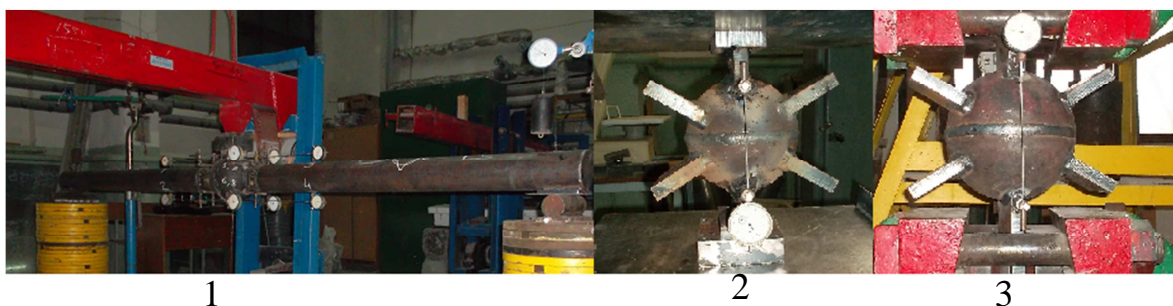
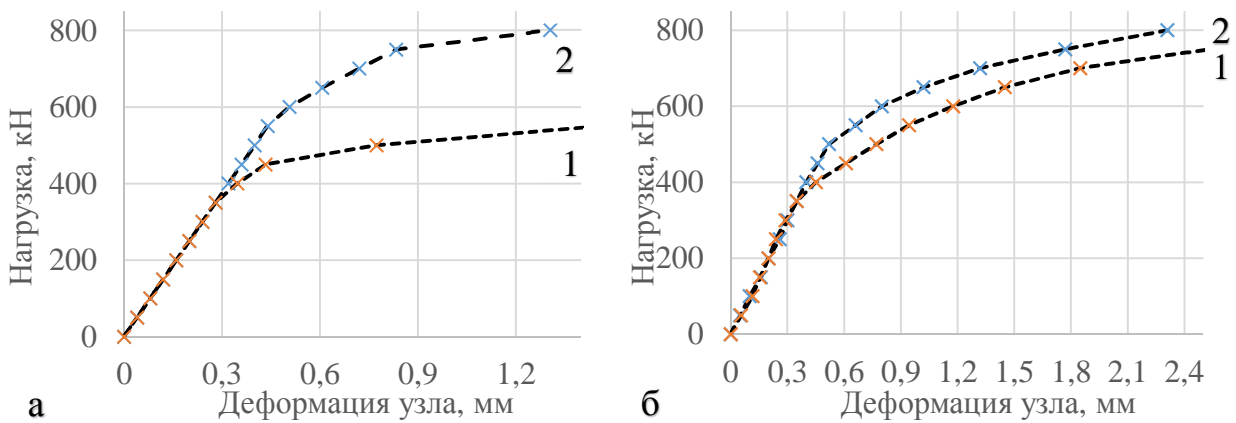


Рисунок 1 – Экспериментальное определение моментной (1) и силовой податливости на сжатие (2) и растяжение (3) узлов в виде полого шара

Максимальная величина изгибающего момента составила 9,7 кНм. Деформирование узла на всех этапах нагружения было линейным. Упругая работа узла с диаметром полого шара 160 мм и толщиной стенки 10 мм при сжатии и растяжении сохранялась до величины усилия 350 кН, для узлов с диаметром полого шара 208 мм и толщиной стенки 14 мм упругая работа при растяжении сохранялась до величины внешней нагрузки 550 кН, при сжатии – до 500 кН. Предельное состояние узла в виде полого шара наступает при появлении пластических деформаций в его стенке вблизи фасонки. На рисунке 2 показаны диаграммы деформирования узлов системы «БрГТУ» при растяжении и сжатии.



1 – узел 160/10 мм, 2 – узел 208/14 мм соответственно

Рисунок 2 – Диаграммы деформирования узлов при растяжении (а) и сжатии (б)

В таблице 1 приведены полученные величины моментной и силовой податливостей испытанных узлов.

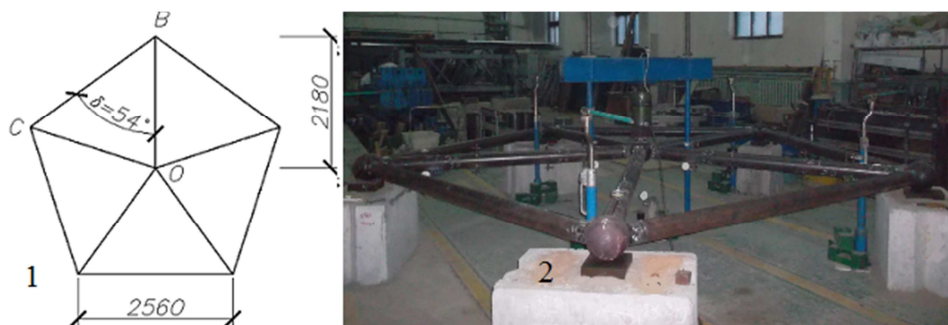
Таблица 1 – Значения податливостей узлов

Размеры узловой вставки	Моментная податливость, рад/кНм	Силовая податливость	
		при растяжении, мм/кН	при сжатии, мм/кН
φ160мм, t=10мм	0,000296	0,0008	0,000867
φ208мм, t=14мм	0,000108	0,0008	0,00104

Для оценки влияния силовой и моментной податливости узлов на напряжённо-деформированное состояние фрагмента сетчатого купола в виде одноярусного стержневого многогранника был проведён физический эксперимент. Стрела подъёма стержневого многогранника составила 45 мм. Материал стержней – сталь 20, тип сечения – труба, внешний диаметр 114 мм, толщина стенки 6 мм. В ходе эксперимента измерялись вертикальные перемещения центрального узла конструкции, осадки опор, деформации стержней в вертикальной плоскости для вычисления изгибающих моментов и продольных сил.

Нагрузка на фрагмент прикладывалась к центральному узлу при помощи домкрата, величина усилия определялась при помощи динамометра ДОСМ 3-5. Деформации между диаметрально противоположными сечениями стержня измерялись многооборотными индикаторами 1МИГ с ценой деления 0,001мм на каждом из концов стержней, прогиб конструкции в центре и осадки опор измерялись прогибомерами 6ПАО с ценой деления 0,01мм.

На рисунке 3 показан общий вид и размеры стержневого многогранника, подготовленного к испытаниям.



1 – размеры фрагмента в плане, 2 – общий вид

Рисунок 3 – Общий вид и размеры исследуемого фрагмента

При учёте узловой податливости принято, что силовая и моментная податливости являются величинами постоянными для разных узлов в составе рассматриваемого фрагмента и их величины не зависят от напряжённого состояния узла.

Величину продольной деформации стержня CO можно выразить следующим образом:

$$\Delta_{CO} = \Delta_{NCO} - a - \Delta_u, \quad (1)$$

где Δ_{NCO} – продольная деформация стержня CO между неподвижными в горизонтальном направлении опорами, но подвижными в вертикальном, a – горизонтальное перемещение точки C в стержневом многограннике, вызванное растяжением стержней типа BC , Δ_u – деформация узлового элемента. Поскольку узел испытывает то же осевое усилие, что и стержень, можно выразить величину Δ_u , используя закон Гука.

$$\Delta_u = \frac{\Delta l}{c} EA \delta_u. \quad (2)$$

Аналогично можно выразить величину a :

$$a = \frac{\Delta l}{c} EA \delta_k, \quad (3)$$

где δ_k – перемещение точки C в горизонтальном направлении из-за растяжения опорного контура от продольной силы в стержне CO , равной единице. Параметр продольной деформации стержня CO можно вычислить после подстановки выражений (2) и (3) в (1) и деления всего выражения на продольную жёсткость и квадрат угла наклона стержня CO к опорной плоскости

$$\bar{\varepsilon}_{CO} = \frac{\chi(1-0.5\chi)}{1+D_k+D_u}, \quad (4)$$

где $D_k = \frac{EA}{c} \delta_k$, $D_u = \frac{EA}{c} \delta_u$. Для определения величины δ_k следует рассмотреть равновесие опорного узла в горизонтальной плоскости. На рисунке 4 показан фрагмент опорной части исследуемого стержневого многогранника.

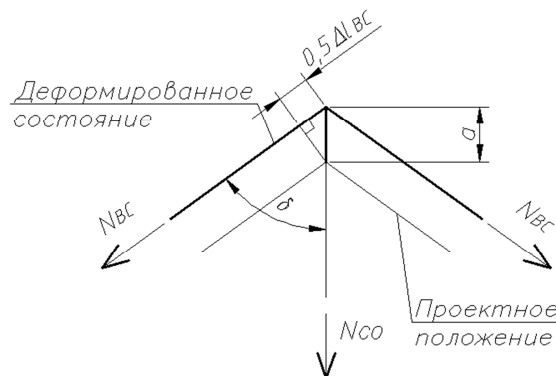


Рисунок 4 – Отсечённый фрагмент опорной части стержневого многогранника

Используя рисунок 4, можно выразить величину D_k

$$D_k = \frac{EA}{c_{CO}} \frac{a}{N_{CO}} = \frac{EA}{c_{CO}} \frac{\Delta_{BC}}{2 \cos \delta \cdot N_{CO}} = \frac{EA}{c_{CO}} \frac{\delta_u N_{BC} + \frac{N_{BC} c_{BC}}{EA}}{2 \cos \delta \cdot N_{CO}}. \quad (5)$$

Используя уравнение равновесия узла С в горизонтальной плоскости

$$N_{CO} - 2N_{BC} \cos \delta = 0, \quad (6)$$

можно окончательно записать величину параметра податливости опорного контура

$$D_k = \frac{D_u c_{CO} + c_{BC}}{4c_{CO} \cos^2 \delta}. \quad (7)$$

Используя табличные эпюры изгибающих моментов и сил в сжато-изогнутых стержнях [4], можно записать выражения для определения изгибающих моментов в стержнях CO с учётом моментной податливости:

$$M_o^{CO} = 2i_1 \beta \frac{3\chi \varphi_4(u_{CO}) - \Theta_C \varphi_3(u_{CO})}{Z} + 12i_1 R_u \frac{\varphi_4(u_{CO})(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))}{Z}; \quad (8)$$

$$M_C^{CO} = 2i_1 \beta \frac{2\beta \Theta_C \varphi_2(u_{CO}) - 3\chi \varphi_4(u_{CO})}{Z} + 4i_1 R_u \frac{(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))(3\chi \varphi_4(u_{CO}) - (\varphi_3(u_{CO}) + 2\varphi_2(u_{CO})))}{Z}, \quad (9)$$

где знаменатель Z является следующим выражением:

$$Z = 1 + 4R_u (\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))(\varphi_3(u_{CO}) + 2\varphi_2(u_{CO})). \quad (10)$$

Стержни опорного контура типа BC испытывают изгиб с растяжением, изгибающие моменты на концах равны в силу симметрии:

$$M_C^{BC} = 2i_2 \beta \Theta_C \cos \delta \frac{2\varphi_2(u_{BC}) - \varphi_3(u_{BC})}{1 + 2R_{u2} (2\varphi_2(u_{BC}) - \varphi_3(u_{BC}))}, \quad (11)$$

где $R_{u2} = \frac{EI}{c_2} r_u$, i_2 – погонная жёсткость стержня BC . Здесь используются функции $\varphi_2(u_{BC})$ и $\varphi_3(u_{BC})$ для случая изгиба с растяжением:

$$\varphi_2(u_{BC}) = \frac{u_{BC} (\tanh(u_{BC}) - u_{BC})}{8 \tanh(u_{BC}) \left(\tanh\left(\frac{u_{BC}}{2}\right) - \frac{u_{BC}}{2} \right)}, \quad (12)$$

$$\varphi_3(u_{BC}) = \frac{u_{BC} (u_{BC} - \sinh(u_{BC}))}{4 \sinh(u_{BC}) \left(\tanh\left(\frac{u_{BC}}{2}\right) - \frac{u_{BC}}{2} \right)}. \quad (13)$$

Для определения взаимосвязи между параметрами деформаций χ и Θ_C следует использовать уравнение равновесия изгибающих моментов в вертикальной плоскости

$$2M_C^{BC} \cos \delta + M_C^{CO} = 0. \quad (14)$$

Используя выражения (4.10), (4.17) и (4.18), можно вывести уравнение для определения параметра угловой деформации Θ_C

$$\Theta_C = \frac{3}{2} \chi \frac{\varphi_4(u_{CO})(1 - 2R_{u1}(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO})))}{f(u_{CO}, u_{BC})}, \quad (15)$$

где знаменатель в виде функции $f(u_{CO}, u_{BC})$ записывается следующим выражением:

$$f(u_{CO}, u_{BC}) = \varphi_2(u_{CO}) - R_{u1}(\varphi_3(u_{CO}) - 2\varphi_2(u_{CO}))(\varphi_3(u_{CO}) + 2\varphi_2(u_{CO})) + \frac{\psi \cos^2 \delta (2\varphi_2(u_{CO}) - \varphi_3(u_{CO}))}{1 + 2\psi R_{u1}(2\varphi_2(u_{CO}) - \varphi_3(u_{CO}))}, \quad (16)$$

где $\psi = c_{BC}/c_{CO}$.

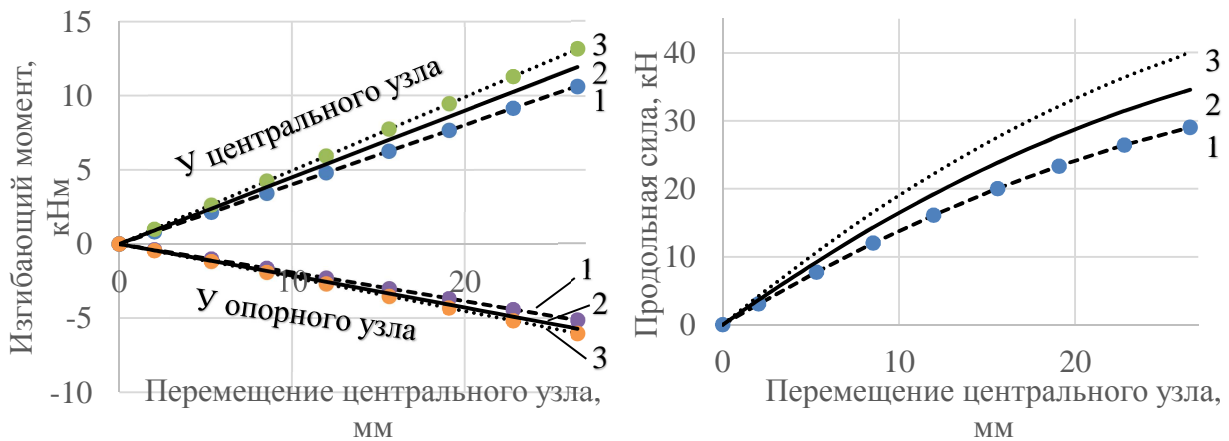
Величину параметра поперечной силы стержня CO можно определить из следующего выражения, используя рекомендации [4, 5, 6]:

$$\bar{Q}_c^{CO} = \frac{u_{CO}^2}{2n \left(\operatorname{tg} \left(\frac{u_{CO}}{2} \right) - \frac{u_{CO}}{2} \right)} \left(\left(\Theta_c - \frac{r_u}{\beta} (M_o^{CO} + M_c^{CO}) \right) \operatorname{tg} \left(\frac{u_{CO}}{2} \right) - \chi u_{CO} \right). \quad (17)$$

Выражение, связывающее узловую нагрузку и параметр перемещения верхнего узла χ может быть записано в следующем виде:

$$P = 5\beta^3 EA (\bar{\varepsilon}_{CO} (1 - \chi) - \bar{Q}_{CO}). \quad (18)$$

Используя измеренные величины деформаций крайних волокон, измеренных в ходе эксперимента, можно определить изгибающие моменты в стержне CO и сравнить их с результатами вычислений с учётом и без учёта податливостей узлов. На рисунке 5 изображены диаграммы вычисленных и измеренных изгибающих моментов и продольных сил.



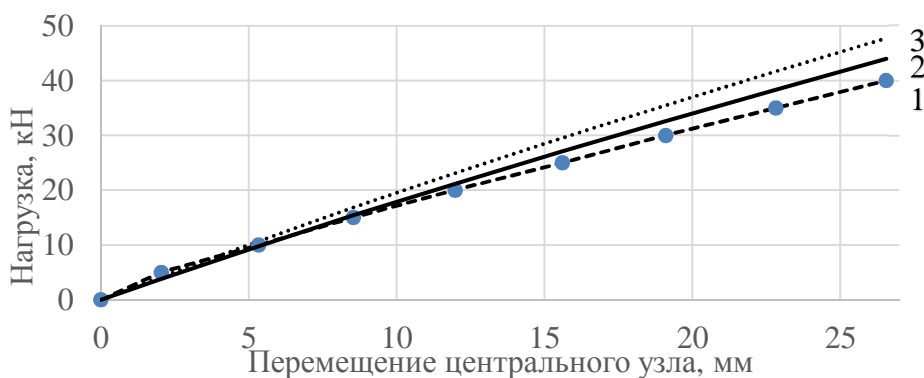
1 – эксперимент, 2 – вычисления с учётом податливости узлов,
3 – вычисления с жёсткими узлами

Рисунок 5 – Графики изменения моментов (а) и продольных сил (б) в стержнях CO в зависимости от вертикального перемещения центрального узла

Расхождение между величинами изгибающих моментов, вычисленных с учётом и без учёта моментной податливости не превысило 12%. Расхождения между величинами изгибающих моментов, вычисленных с учётом моментной податливости, и на основе экспериментальных данных, не превысило 9%. Максимальное расхождение между вычисленными с учётом силовой податливости значениями продольных сил в стержнях типа CO и экспериментально полученными значениями составило 16%. Расхождение между значениями продольных

сил, вычисленных с учётом и без учёта силовых податливостей узлов фрагмента, составила 17%. На рисунке 6 показаны вычисленная и экспериментальная диаграммы деформирования стержневого многогранника. Максимальное расхождение между полученной в ходе эксперимента диаграммой деформирования и вычисленной диаграммой равновесных состояний, значения податливостей узлов для которой были учтены, составило 19%, расхождения между значениями диаграмм равновесных состояний, вычисленных с учётом и без учёта податливостей узлов, составило 8%.

Невысокие значения величин расхождений между результатами вычислений с учётом и без учёта податливостей узлов и результатами, полученными в ходе эксперимента, позволяют сделать вывод о невысокой степени влияния узловой податливости на напряжённо-деформированное состояние стержневого многогранника. Соединение стержней как использованных в эксперименте, так и обладающих меньшей продольной и изгибной жёсткостью, при помощи испытанных выше узлов в значительной мере является жёстким.



1 – эксперимент, 2 – вычисленная с учётом податливости узлов,
3 – вычисленная с жёсткими узлами

Рисунок 6 – Вычисленные и экспериментальная диаграммы деформирования стержневого многогранника

Испытания одноярусных стержневых многогранников для исследования осесимметричного неравномерного приложения недостаточно, поскольку внешнюю нагрузку можно приложить только лишь в центральный узел. Для этой цели был изготовлен двухъярусный однослойный сетчатый сферический купол, конструктивная сеть и общий вид которого изображены в плане на рисунке 7.

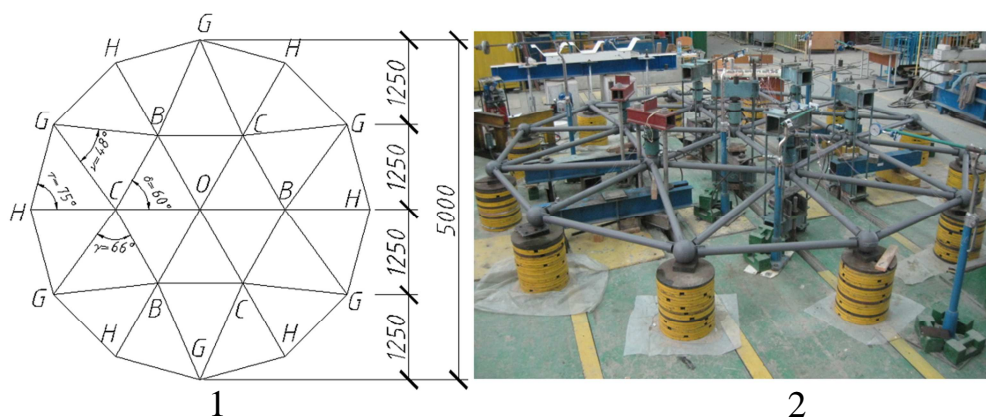


Рисунок 7 – План конструктивной сети (1) и общий вид (2) двухъярусного сетчатого купола

Отношение стрелы подъёма купола к диаметру опорного контура составило $h/D=1/53$. Материал стержней купола – сталь 20, физический предел текучести которой составил 300,0 Мпа по результатам испытаний образцов, вырезанных из труб стержней купола. Узел является стальным полым шаром с внешним диаметром 160 мм, толщиной стенки 10 мм, марка стали узлового элемента 09Г2С, крепление стержней к узловому элементу выполнено при помощи стальных фасонки с размером поперечного сечения 90x10 мм. Измерение вертикальных перемещений производилось в узле O , в узлах типа $C(B)$, в опорных узлах при помощи прогибомеров 6ПАО. Деформации крайних волокон стержней измерялись при помощи тензорезисторов 2ПКП-20-200В с длиной базы 20 мм, сопротивлением $R=199,4–200,0$ Ом, коэффициентом тензочувствительности $k=2,11$.

Экспериментальные исследования проводились в три этапа: на первом этапе внешняя нагрузка прикладывалась при помощи домкратов только в узел O , в ходе второго этапа нагрузка одного значения была приложена только в узлы типа C (B), на третьем – нагрузка равного значения была приложена во все узлы, кроме опорных. Величины усилий на конструкцию регистрировались при помощи динамометров ДОСМ 3-3 и ДОСМ 3-1. На рисунке 8 показаны диаграммы измеренных и вычисленных вертикальных перемещений верхнего узла сетчатого купола в пределах верхнего яруса для первого и второго этапа экспериментальных исследований.

Нагружение конструкции в обоих случаях производилось при сохранении упругой работы стали стержней и узлов. В первом случае к узлу O была приложена нагрузка 12,5кН, во втором – 6,25 кН. Расхождения между экспериментально полученными и вычисленными диаграммами деформирования верхнего стержневого многогранника для первого и второго этапа исследований составило 14% и 17% соответственно. Расхождения между вычисленными и полученным на основе измеренных деформаций крайних волокон стержней вблизи узлов находились в пределах 5–40%. Диаграммы деформирования и равновесных состояний верхнего стержневого многогранника изображены на рисунке 9.

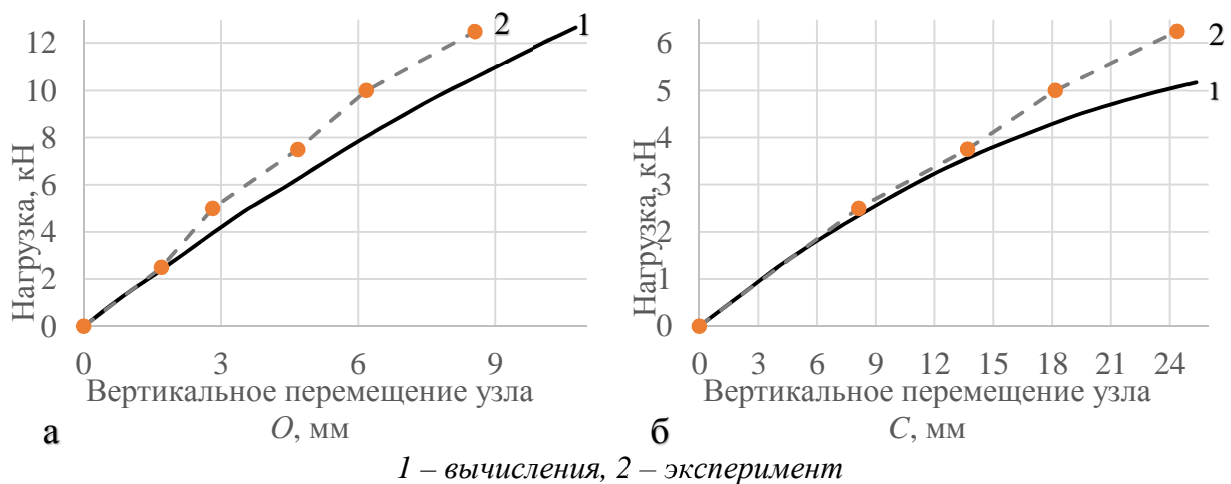
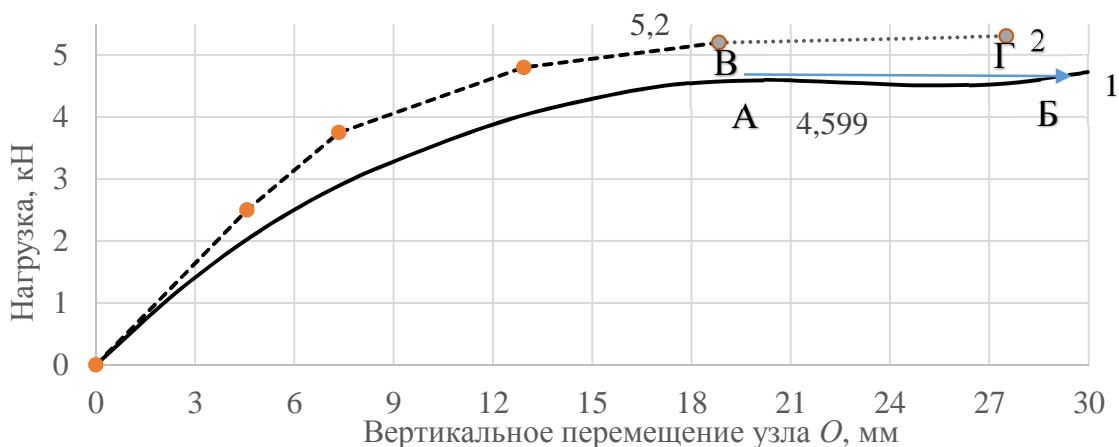


Рисунок 8 – Вычисленная и экспериментальная диаграммы деформирования верхнего стержневого многогранника для первого (а) и второго (б) этапа испытаний

Стрелкой на рисунке 9 из точки А в точку Б на вычисленной диаграмме равновесных состояний показан переход верхнего стержневого многогранника из

равновесного состояния, соответствующего выпуклой форме, к равновесному состоянию, достигаемому в вогнутой форме. При низкой величине внешней нагрузки, равной критическому значению, на участке АБ равновесие между внутренними усилиями и внешней узловой нагрузкой невозможно. При этом наблюдается довольно значительное приращение деформаций, развивающихся вплоть до достижения нового равновесного состояния.



1 – вычисления, 2 – эксперимент

Рисунок 9 – Вычисленная и экспериментальная диаграммы деформирования верхнего многогранника на третьей серии испытаний

При сопоставлении экспериментальных результатов и результатов вычислений можно утверждать, что величины узловых нагрузок в точках В и Г на экспериментальной диаграмме деформирования расположены по обе стороны от значения критической нагрузки и оба состояния являются равновесными. При приращении внешней нагрузки на 0,2 кН выше нагрузки в точке В диаграммы произошёл переход верхнего стержневого многогранника из устойчивого выпуклого состояния в устойчивое вогнутое. На экспериментальной диаграмме пунктиром показан переход из одного равновесного состояния в другое, что объясняет значительное приращение прогибов между двумя последними точками на экспериментальной диаграмме с 18,83 мм до 27,5 мм. Центральный узел при этом опустился ниже окружающих его узлов С (В) на 2,5 мм. Верхний стержневой многогранник при этом принял вогнутую форму.

После снятия внешней нагрузки фрагмент вернулся в практически первоначальное положение. Остаточные вертикальные деформации составили 2 мм в центральном узле. Измеренные величины напряжений на крайних волокнах стержней вблизи узлов не превысили предела текучести, расхождение между экспериментальным значением критической нагрузки и полученной расчётным путём составило 11,5%. Расхождения между вычисленными напряжениями на крайних волокнах стержней вблизи узлов и полученные на основе измеренных деформаций в ходе эксперимента не превысили 40%.

Заключение. Выявлено, что при полученных значениях силовых и моментных податливостей предложенная конструкция узла в виде полого шара в значительной мере обеспечивает жёсткое соединение стержней между собой: податливость узлов мало сказывается на напряжённо-деформированном состоянии сетчатых конструкций.

Результаты экспериментальных исследований устойчивости формы стержневых многогранников позволили установить, что предложенная математическая модель расчёта потери местной устойчивости формы сетчатого купола с жёсткими узлами при действии узловых осесимметричных нагрузок обладает удовлетворительной точностью. Расхождение между величинами нагрузок, полученных расчётным путём и в ходе эксперимента, не превысило 17%. Наибольшие значения расхождений между экспериментальными и расчётными значениями внутренних усилий, как правило, соответствуют начальной стадии нагружения и малым значениям внутренних усилий.

Список цитированных источников

1. Lopez, A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints / A. Lopez, I. Puente, M. A. Serna // Computers and Structures. – № 85 (2007). –Р. 360–374.
2. Патент на п. м. РБ № 10764, МПК E 04B 1/58, 2015.
3. Патент на п. м. РБ № 11204, МПК E 04B 1/58, 2016.
4. Коршун, Л. И. Основы устойчивости стержневых систем / Л. И. Коршун, В. И. Игнатьев, А. С. Хамутовский. – Брест, 1995. – 64 с.
5. Пиковский, А. Ф. Статика стержневых систем со сжатыми элементами / А. А. Пиковский. – Москва : ФИЗМАТГИЗ, 1961. – 396 с.
6. Корноухов, Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем / Н. В. Корноухов. – Москва : Стройиздат, 1949. – 376 с.

УДК 69.022

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ ПОПЕРЕК ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСТВОРНЫХ ШВОВ

Демчук И. Е.

Annotation: *Experimental and numerical studies of shear strength perpendicular to the plane of horizontal mortar joints of masonry from ceramic elements were carried out. Based on experimental results the value of the masonry initial shear strength perpendicular to the horizontal mortar joints is not less than 1,5 times higher than in shear parallel to the horizontal mortar joints were identified. Based on numerical calculations, diagrams of the dependence of the strength, values of the shear modulus, values of the limiting angle of shear deformations in shear of masonry across horizontal mortar joints from the level of compression of masonry were obtained. Analytical dependences to calculate the masonry shear strength perpendicular to the plane of the horizontal mortar joints taking into account its compression, as well as the ultimate value of the masonry shear strength were obtained.*

Аннотация: *Выполнены экспериментальные и численные исследования прочности при сдвиге перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов кладки, выполненной из керамических кладочных элементов. На основании результатов экспериментальных исследований доказано, что значения начальной прочности каменной кладки при сдвиге поперек горизонтальных растворных швов не менее, чем в 1,5 раза выше, чем при сдвиге вдоль горизонтальных растворных швов. На основании численных расчетов выявлены зависимости прочности, значений модуля сдвига, значений предельного угла сдвиговых деформаций при сдвиге каменной кладки поперек горизонтальных швов от уровня обжатия каменной кладки. Получены аналитические зависимости для расчета прочности при сдвиге перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов каменной кладки с учетом ее обжатия, а также предельного значения прочности при сдвиге каменной кладки.*