

Теплица «Spaceplates»

Южно-Бристольская Академия Навыков

Документация по конструкционной прочности

Дата: 06.03.2012 г

Авторы: Anne Bagger, компания с ограниченной ответственностью Anne Bagger

Daniel Sang-Hoon Lee, Датская Королевская Академия Изыщных Искусств, кафедра архитектуры

1. Введение

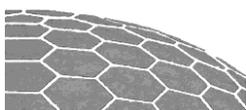
В Южно-Бристольской Академии Навыков планируется построить теплицу «Spaceplates». Конструкция так называемой листовой обшивки описана в диссертации Anne Bagger: *Конструкции листовой обшивки из стекла – Исследования и создание на их основе руководства по проектированию конструкций, Датский Технический Университет, 2010*. Автореферат диссертации можно скачать по ссылке: [.http://www.annebagger.dk/Links.html](http://www.annebagger.dk/Links.html) В настоящем документе представлены исходные данные для проектирования, а также расчет конструкций и документация по достаточной конструкционной прочности.

Конструкция листовой обшивки представляет собой тонкостенную оболочку с фасетной структурой, в которой элементы мозаики (фасеты) несут на себе опорную нагрузку. Таким образом, отпадает необходимость в дополнительных конструкциях, помимо собственно листов и схемы соединений между гранями. Геометрическая структура конструкции характеризуется числом пластин, стыкующихся в вершинах многогранника: каждая из них образована на стыке трех листов, вследствие чего силы, действующие на поверхность пластин, в основном не переносятся на вершины.

2. Строительные нормы

При подготовке данного отчета была использована следующая нормативная документация:

- BS EN 1990:2002 Basis of structural design (Общие технические требования к проектированию)
- Британское национальное дополнение к BS EN 1990:2002
- BS EN 1991-1-1:2002, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings (Еврокод 1: Воздействия на сооружения – часть 1-1:



- Основные воздействия – Плотности, собственный вес, временные нагрузки на сооружения)
- Британское национальное дополнение к BS EN 1991-1-1:2002
- BS EN 1991-1-3:2003, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: General actions – Snow loads (Еврокод 1: Воздействия на сооружения – часть 1-3: Основные воздействия – Снеговая нагрузка)
- Британское национальное дополнение к BS EN 03.01.1991:2003
- BS EN 1991-1-4:2005, 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions (Еврокод 1: Воздействия на сооружения – часть 1-4: Основные воздействия – Ветровые нагрузки)
- Британское национальное дополнение к BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010
- BS EN 1999-1-1:2007, Eurocode 9: Design of aluminium structures – Part 1-1: General structural rules (Еврокод 9: Проектирование алюминиевых сооружений – часть 1-1: Общие правила конструирования)
- Британское национальное дополнение к BS EN 1999-1-1:2007+A1:2009

3. Материалы

Алюминий:

Сплав AlMg3 (5754, H22)

Условный предел текучести (напряжение, при котором остаточное удлинение достигает 0,2%): $f_{0,2} = 130$ МПа

Коэффициент запаса прочности предела текучести: $\gamma_{M1} = 1,1$ (сопротивление поперечного сечения)

$\gamma_{M2} = 1,25$ (сопротивление соединений – кроме сварных)

Модуль упругости: $E = 70$ ГПа

Коэффициент Пуассона: $\nu = 0,33$

Модуль сдвига: $G = E/2/(1 + \nu) = 26$ ГПа

Полиметилметакрилат (ПММА, акриловые листы):

Предел прочности на разрыв: $f = 70$ МПа (снижается до 20 МПа при 80 °С)

Расчетное проектное значение: $f_d = 50$ МПа

Модуль упругости: $E = 3,2$ ГПа

Коэффициент Пуассона: $\nu = 0,37$

Модуль сдвига: $G = E/2/(1 + \nu) = 1,2$ ГПа

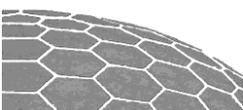
4. Нагрузки

4.1 Собственный вес

Плотности материалов:

Алюминий $\rho = 2,7 \text{ т/м}^3 = 27 \text{ кН/м}^3$

ПММА $\rho = 1,2 \text{ т/м}^3 = 12 \text{ кН/м}^3$



4.2 Снег

Согласно BS EN 1991-1-3 и национальному дополнению к нему, максимальная основная снеговая нагрузка в Бристоле равна $s_k = 0,4 \text{ кН/м}^2$. Коэффициент подверженности воздействиям принят за $C_e = 1,0$, так как благодаря влиянию окружающих горных хребтов значительного прироста осадков не предвидится. Термический коэффициент (учитывающий таяние снега при потере тепла через пластины) также взят за $C_t = 1,0$, так как даже зимой маловероятно, что помещение будет отапливаться непрерывно.

Формфактор учитывает снежные заносы, которые будут образовываться из-за формы сооружения. Изображение на рис.1 можно найти в национальном дополнении к BS EN 1991-1-3. Установленные нормативы для величин μ_1 и μ_2 равны 0,8 и 1,2 соответственно. В случае теплицы, «цилиндрическая крыша» продолжается до самой земли, а значит формфактор, равный нулю, для карнизов недостаточен. Для большей безопасности коэффициент был взят с запасом – 1,2 для всей крыши. Так как крыша наиболее уязвима для неравномерно распределенных осадков, рассматривается случай, когда любая часть крыши потенциально может быть покрыта снегом с формфактором $\mu = 0,8$, а все остальные части – с $\mu = 0$, то есть наименее благоприятный из возможных.

В результате имеем следующие снеговые нагрузки:

$s = 0,5 \text{ кН/м}^2$ на всю крышу в целом,

$s = 0,3 \text{ кН/м}^2$ на любую из частей крыши.

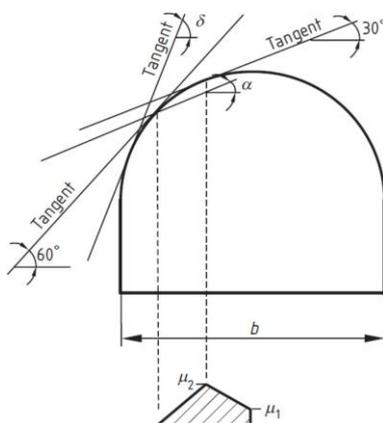


Рисунок 1: Формфактор для расчета снеговой нагрузки на цилиндрическую крышу

4.3 Ветер

Согласно BS EN 1991-1-4 и национальному дополнению к нему, скорость ветра составляет 22 м/с. Категория местности по геоморфологическому признаку принята II, как область с низкорослой растительностью и одиночными препятствиями. При высоте сооружения, равной 3,3 м, длине 14,4 м и ширине 6,4 м получаем давление при максимальной скорости $q_p = 0,51 \text{ кН/м}^2$.

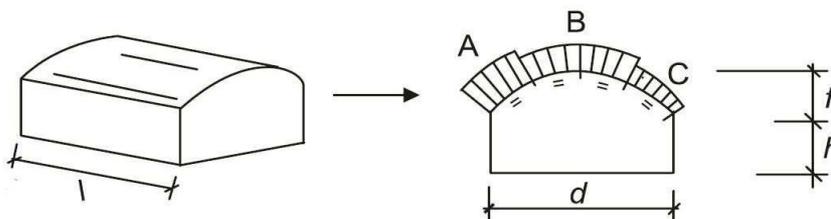
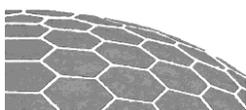


Рисунок 2: Обозначения геометрических параметров и формфакторов



На рисунке 2, взятом из BS EN 1991-1-4, мы имеем $h = 0$ м, $f = 3,3$ м, $d = 6,4$ м и $l = 14,4$ м. Отсюда согласно национальному дополнению к BS EN 1991-1-4, получаем следующие формфакторы:

$$A = +0,8/-0,5$$

$$B = -0,7$$

$$B = -0,5$$

Данные коэффициенты действительны в приложении к площадям более 10 м^2 . Для местного испытания пластин применен формфактор $c_{pe,1} = 2,0$.

Внутренние формфакторы приняты за наименее благоприятные: $+0,2$ и $-0,3$.

4.3 Временная нагрузка

Рассмотрена характерная временная нагрузка в $1,5$ кН, которой может быть подвержена любая часть сооружения.

4.4 Сочетания нагрузок

Согласно BS EN 1990 и национальному дополнению к нему, на сооружение действуют перечисленные сочетания нагрузок. Ниже за G обозначен собственный вес, S – снеговая нагрузка, W – ветровая нагрузка, P – временная нагрузка, а знак «+» обозначает сложение нагрузок.

$$LC1 = 1,25 * G \llcorner + \gg 1,50 * S \llcorner + \gg 0,75 * W_{pr} \llcorner + \gg 1,05 * P$$

$$LC2 = 1,25 * G \llcorner + \gg 0,75 * S \llcorner + \gg 1,50 * W_{pr} \llcorner + \gg 1,05 * P$$

$$LC3 = 1,00 * G \llcorner + \gg 0,00 * S \llcorner + \gg 1,50 * W_{su} \llcorner + \gg 0,00 * P$$

$$LC4 = 1,25 * G \llcorner + \gg 0,75 * S \llcorner + \gg 0,75 * W_{su} \llcorner + \gg 1,50 * P$$

Сочетания нагрузок выше подходят для «нормальных» сооружений, для промышленных целей, жилья и т.п. Подобный уровень безопасности был признан завышенным для легкой теплицы, поэтому для «Spaseplates» были выбраны и применены следующие пониженные сочетания нагрузок:

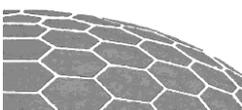
$$LC1 = 1,10 * G \llcorner + \gg 1,50 * S \llcorner + \gg 0,50 * W \llcorner + \gg 0,00 * P$$

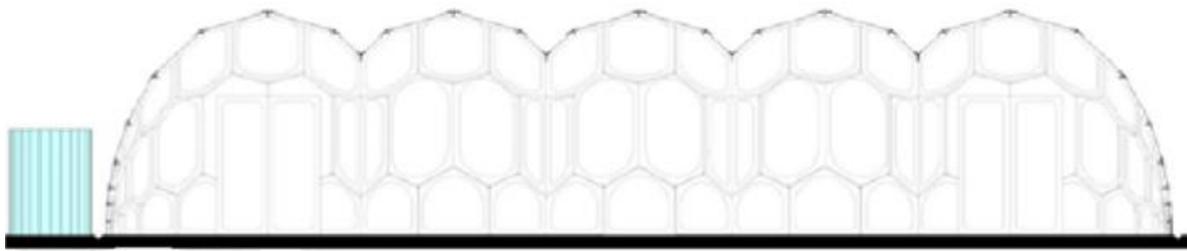
$$LC2 = 1,10 * G \llcorner + \gg 0,50 * S \llcorner + \gg 1,50 * W \llcorner + \gg 0,00 * P$$

$$LC3 = 1,00 * G \llcorner + \gg 0,00 * S \llcorner + \gg 1,50 * W \llcorner + \gg 0,00 * P$$

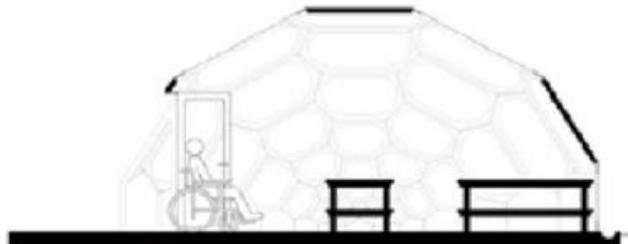
$$LC4 = 1,10 * G \llcorner + \gg 0,50 * S \llcorner + \gg 0,50 * W \llcorner + \gg 1,50 * P$$

Если для какой-либо нагрузки вероятно распределение напряжений (за исключением нагрузки собственного веса), она исключается из уравнения. В таком случае, коэффициент перегрузки для G принимается равным $1,0$.

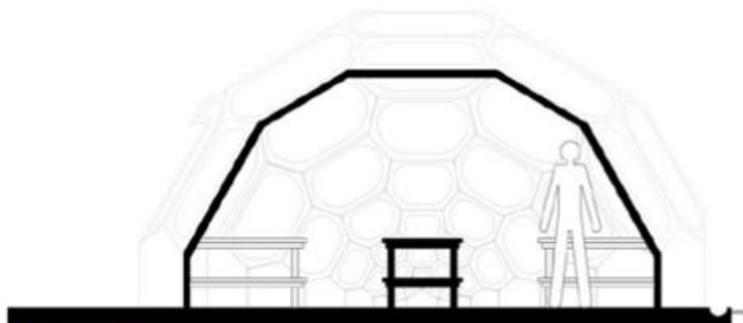




Сечение А-А. Примечание: скамьи не показаны в сечении



Сечение В-В
Дверь



Сечение С-С
Самый низкий свод

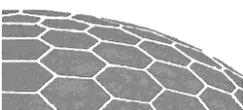


Сечение D-D
Самый высокий свод

Рисунок 3: Чертежи и схемы, выполненные N55

Сооружение, являющееся по сути оболочкой из листовой обшивки, разделено на 5 идентичных по габаритным размерам секций. В двух концевых секциях одна из сторон продолжается по кривой до земли, как показано на рисунке сечение А-А. В каждой из крайних секций также установлена дверь, по форме повторяющая стену, что обеспечивает лучшую конструкционную поддержку. Таким образом, в расчете прочности конструкции в основном рассматривается одна из внутренних (средних) секций.

Как описано в [1], структура листовой обшивки ведет себя в эксплуатации аналогично гладкой тонкостенной оболочке той же формы. Отличия связаны лишь с фасетной структурой и



соединениями между пластинами. В теплице «Spaceplates», помимо этого, листы дополнены рамами, каждая из которых испытывает внешнюю нагрузку, перпендикулярную к поверхности (в основном, от нагруженной акриловой пластины), а также плоскостную нагрузку под действием обшивки. Плоскостная нагрузка в свою очередь может привести к плоскому сдвигу. Так как рамная структура значительно более гибкая, чем состоящая из таких же пластин без отверстия в середине, безопасная степень прогиба для нее будет больше, чем у схожей гладкой или пластинчатой поверхности без рамы.

5.1 Краткое описание анализа

Для теплицы «Spaceplates» будет проведен строительный анализ в следующем порядке:

Раздел 6.1 Линейный расчет методом конечных элементов поверхности с плавным изгибом («гладкой») такой же суммарной формы, как листовая обшивка. По этой модели будет оценено общее поведение обшивки. Также будет показано, что достаточно проанализировать лишь одну из средних секций из пяти.

Раздел 6.2 Линейный расчет методом конечных элементов модели с алюминиевыми рамами, непрерывно соединяющимися вдоль краев. На основании этого расчета определяются наибольшие нагрузки на металл и сопоставляются с его пределом прочности.

Раздел 6.3 Испытания самой крупной акриловой пластины с целью выяснить местную реакцию на внешние воздействия (провес, прогиб).

Раздел 6.4 Механическое испытание сосредоточенной нагрузкой физической модели для выявления возможных ошибок при сверхнормативном нагружении.

Раздел 6.5 Оценка потери устойчивости сооружения при изгибе.

Раздел 6.6 Расчет конструкций соединений.

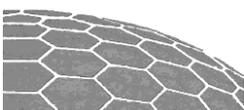
Для сокращения числа учитываемых нагрузок, было сделано несколько упрощений:

Равномерно распределенные нагрузки на металл сильнее всего действуют вдоль осей, вследствие чего рассмотрен случай с максимальной вертикальной нагрузкой. Последняя включает собственный вес, снег и отрицательное давление ветра (LC1).

Неравномерно распределенная нагрузка приводит к наибольшим деформациям сооружения, наибольшему плоскому сдвигу алюминиевых рам и наибольшему действию поперечных сил сдвига между рамами, вдоль их краев. В соответствии с этим, определен и рассмотрен случай с наибольшей неравномерностью нагрузки; это ситуация, при которой половина сооружения занесена снегом, при этом с одной стороны строения действует давление ветра, а с другой – вакуум (LC2).

Наконец для оценки действия местной нагрузки применен случай временной нагрузки в сочетании со снегом и ветром (LC4).

LC3, случай с максимальной подъемной силой ветра, признан не критичным для данного сооружения, и потому опущен. Разумеется, крепление сооружения к земле должно выдерживать подъемные силы – см. раздел 6.6.



6. Расчет конструкций

6.1 Расчет «гладкой» поверхности методом конечных элементов

«Гладкая» поверхность просчитана с использованием ПО для расчета методом конечных элементов Autodesk Robot Structural Analysis 2011 (Robot). Суммарная форма этой поверхности такая же, как у теплицы, но с плавным изгибом поверхности. Данная модель использована для двух целей:

- Для оценки общего поведения сооружения. Если гладкая поверхность в качестве обшивки покажет хорошие результаты (не будет значительных точечных поверхностных напряжений, изгибающих моментов или серьезных деформаций), сооружение с листовой обшивкой также будет конструктивно прочным, учитывая его общие характеристики.
- Для того, чтобы показать достаточность анализа одной из средних секций из пяти при надлежащем креплении. Данное упрощение было сделано для сокращения степеней свободы, а следовательно, и времени вычислительного процесса.

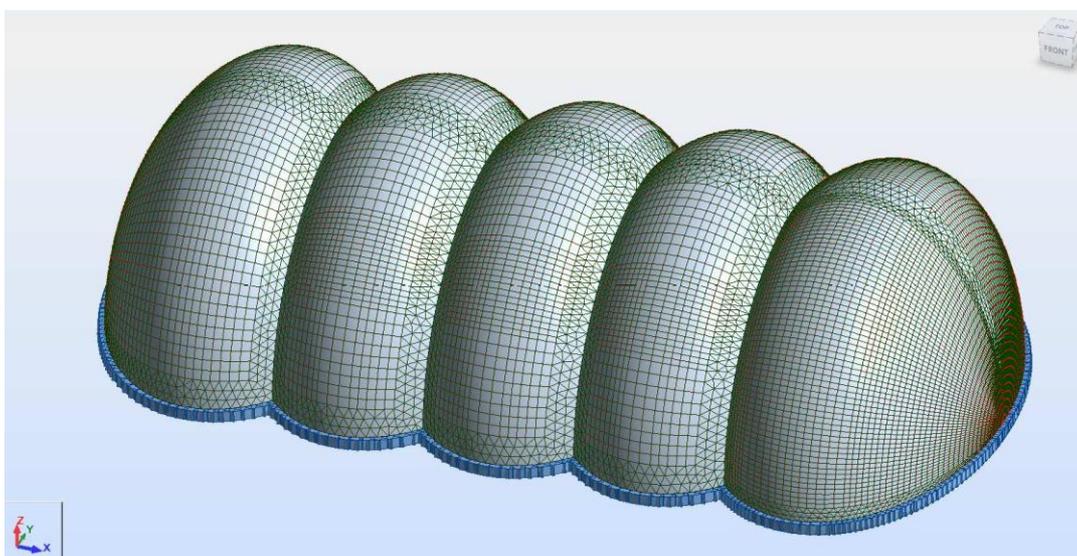
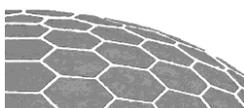


Рисунок 4: Структура с «гладкой» поверхностью

На рисунке 4 показана «гладкая» обшивка. Толщина поверхности равна 4 мм, материал – алюминий. Заданные нагрузки: ветровая нагрузка $0,41 \text{ кН/м}^2$ (давление) с одной стороны сооружения и $0,26 \text{ кН/м}^2$ (вакуум) с другой. Напряжения по Мизесу в центральной части обшивки для характерной ветровой нагрузки показаны на рисунке 5.

Наибольшее напряжение возникает вдоль краев между секциями, оно равно 4,3 МПа. Наибольшие напряжения на поверхности обшивки при тех же ветровых нагрузках показаны на рисунке 6 – максимальное значение равно 6,4 МПа. Только 30% от этого значения возникает от сгиба поверхности – остальная часть приходится на плоскостную нагрузку, показанную на рисунке 5. На основании этих данных сделан вывод, что структура хорошо подходит в качестве обшивки, даже при неоптимальных для этой формы нагрузках. (Самыми оптимальными для данной формы будут равномерно распределенное давление или разрежение в направлении, перпендикулярном поверхности).



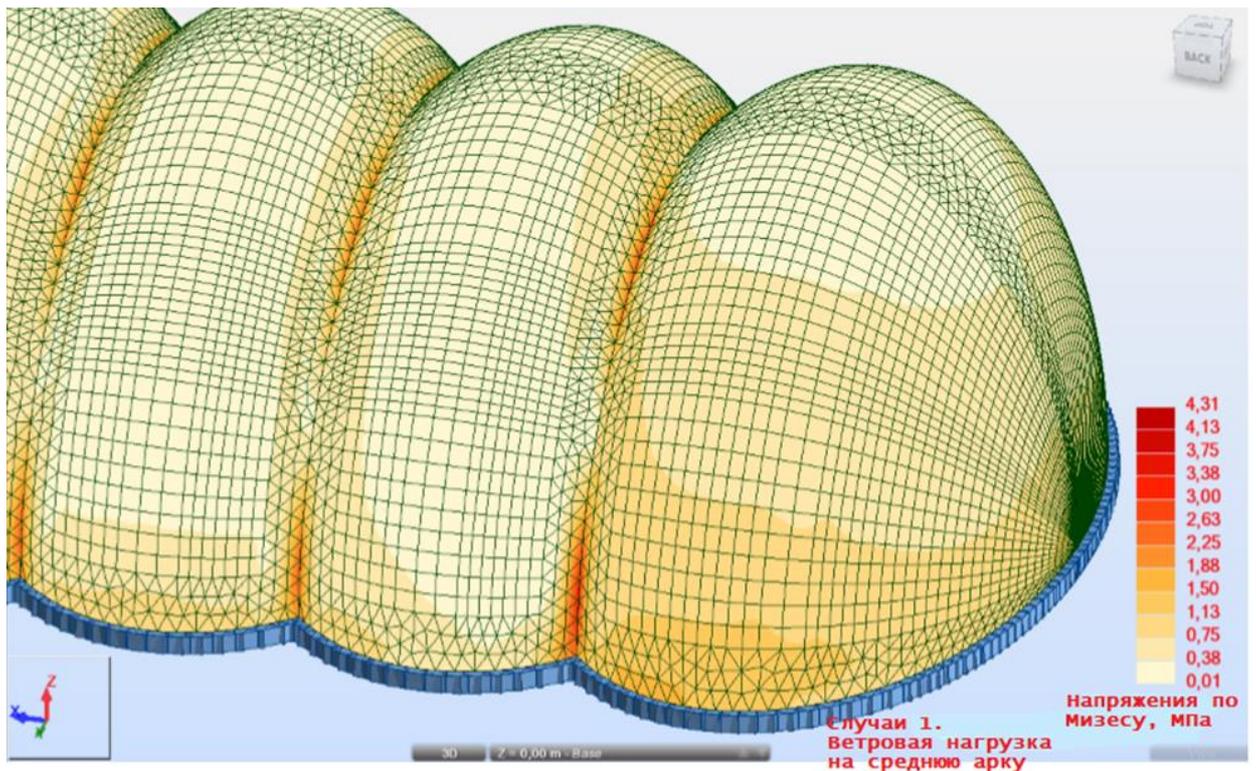


Рисунок 5: Напряжения по Мизесу в центральной части обшивки для характерной ветровой нагрузки.

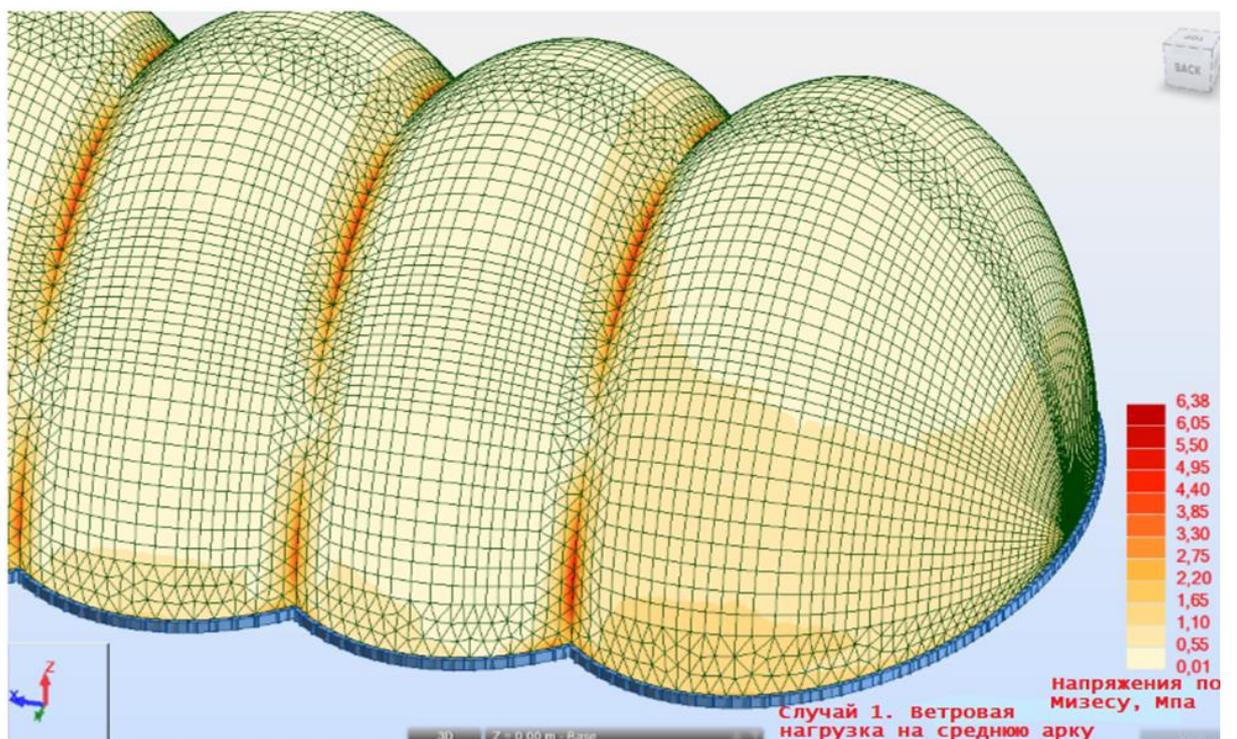
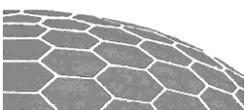


Рисунок 6: Напряжения по Мизесу на поверхности обшивки для характерной ветровой нагрузки.



На рисунке 7 показано напряжение по Мизесу в центральной части обшивки для единичной секции гладкой обшивки при характерной ветровой нагрузке. В этой модели опора «свободных краев» арки проложена по оси X, т.е. горизонтальной, перпендикулярно самой арке. Красная стрелка (рисунок 7) показывает на область, которая подвергается максимальному плоскостному напряжению, равному 7,2 МПа. В других областях единичного сегмента напряжения сравнимы с таковыми в целой структуре, либо до 50% выше. В остальных случаях (снеговая нагрузка, собственный вес) расчет показывает меньшие различия между напряжениями в цельной модели и в единичной секции. Соотношение плоскостных и деформационных сил по сравнению с цельной моделью не меняется.

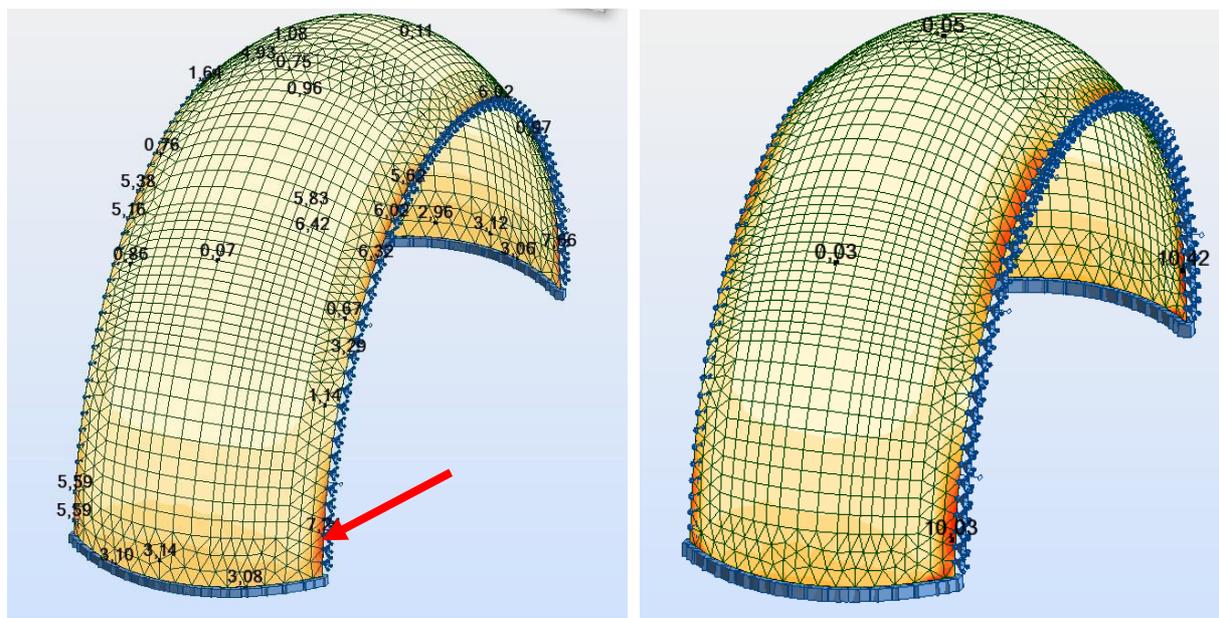
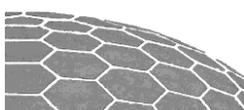


Рисунок 7: Модель единичного сегмента. «Свободные края» арки подпираются горизонтально, перпендикулярно арке.

Слева: Напряжение по Мизесу в центральной части обшивки (плоскостное). Справа: Напряжение по Мизесу на поверхности обшивки (плоскостное и деформационное)

На основании этого сравнения сделан следующий вывод: использование модели единичного сегмента – разумное и экономичное упрощение анализа полной структуры. Это заключение применимо также и к пластинчатой структуре.



6.2 Расчет листовой обшивки с рамами методом конечных элементов

Единичная секция сооружения с листовой обшивкой смоделирована в Robot. Фасеты снабжены отверстиями, в которых будут размещены пластины из поликарбоната. Таким образом, конструктивная схема состоит только из алюминиевых рам.

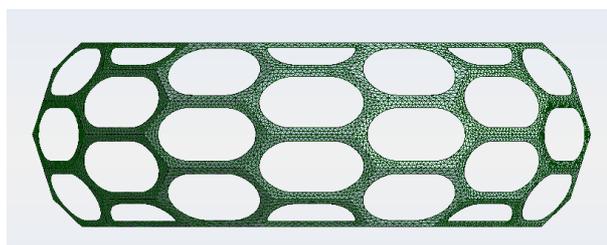
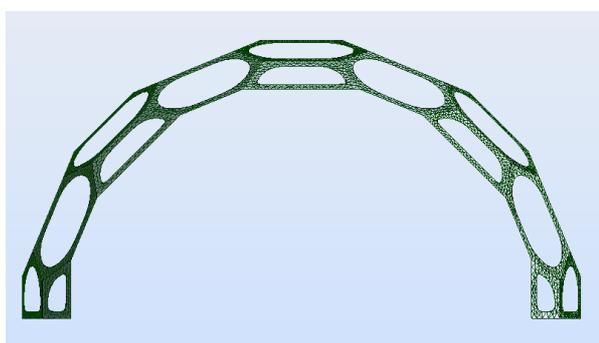
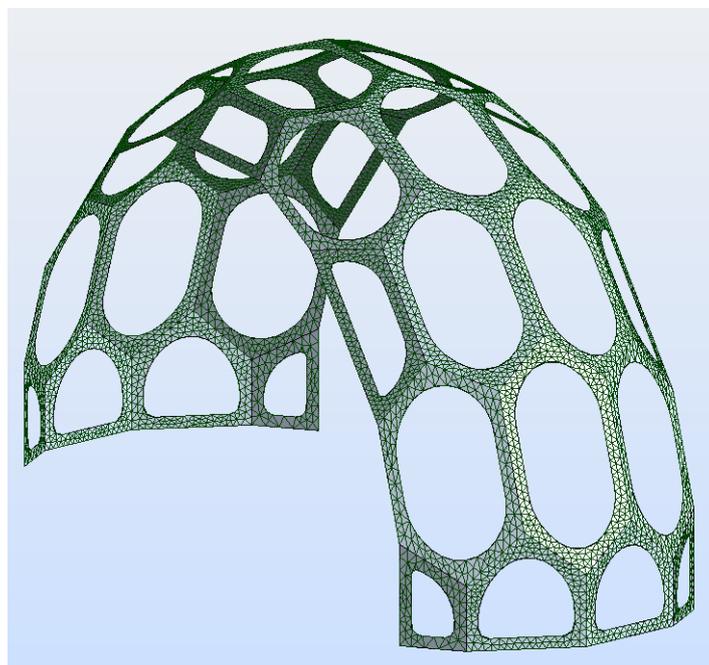
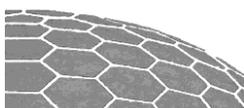


Рисунок 8: Смоделированная секция ячеистой конструкции с листовой обшивкой

Нагрузки, примененные в расчетах

В анализе методом конечных элементов нагрузка на алюминиевые поверхности была принята за равномерно распределенную с учетом соотношения, поясненного ниже:

Соотношение между суммарной площадью поверхности (алюминиевой + акриловой) и площадью только алюминиевой части равно $15,5\text{м}^2/9,06\text{м}^2 = 2,71$. Это подразумевает простое масштабирование нагрузки по полученному коэффициенту. Однако, «настоящее» распределение нагрузки по поверхности суммируется из нагрузки на алюминиевую поверхность и линейной нагрузки на



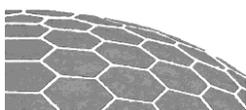
внутренние края рам, сдерживающие давление поликарбонатных пластин. Такое распределение отличается от смоделированного методом конечных элементов, где алюминий просто подвергается масштабированной нагрузке. Для исследования отличий, было смоделировано две разновидности тестовой нагрузки: в первом случае она была распределена по поверхности алюминиевых рам, во втором – поверхностная нагрузка плюс линейная на внутренние края. (Линейная нагрузка была подобрана таким образом, чтобы суммарная была равна произведению поверхностной нагрузки и площади отверстия). Получено различие в 2,71 раз, как и ожидалось. Напряжения в этих двух случаях различались в 2,5-2,9 раз. В соответствии с этим все смоделированные случаи были просчитаны как на чисто алюминиевых рамах с действием только поверхностной нагрузки, на которую применялся коэффициент масштабирования равный 3.

Результаты

На изображениях ниже показаны напряжения по Мизесу в сооружении при различных характерных нагрузках: собственный вес, полная снеговая загрузка, снеговая загрузка половины сооружения, ветровая нагрузка (где $A/B/C = +0,8/-0,7/-0,5$) и внутреннее разрежение (вакуум).

На рисунках 9-14 цветом показано напряжение в центральной части поверхности, то есть плоскостное напряжение, а также прогибы. Данная структура является наиболее стабильной.

На рисунках 15-20 показано напряжение в верхней и нижней части оболочки, то есть сумма плоскостного и деформационного напряжения. Деформационное напряжение появляется отчасти из-за местного переноса действующих на поверхность сил к краям, соединяющим рамы; отчасти же – из-за изменения формы сооружения (сопоставимо с деформационным напряжением в гладкой обшивке, рассмотренным в рисунке 7).



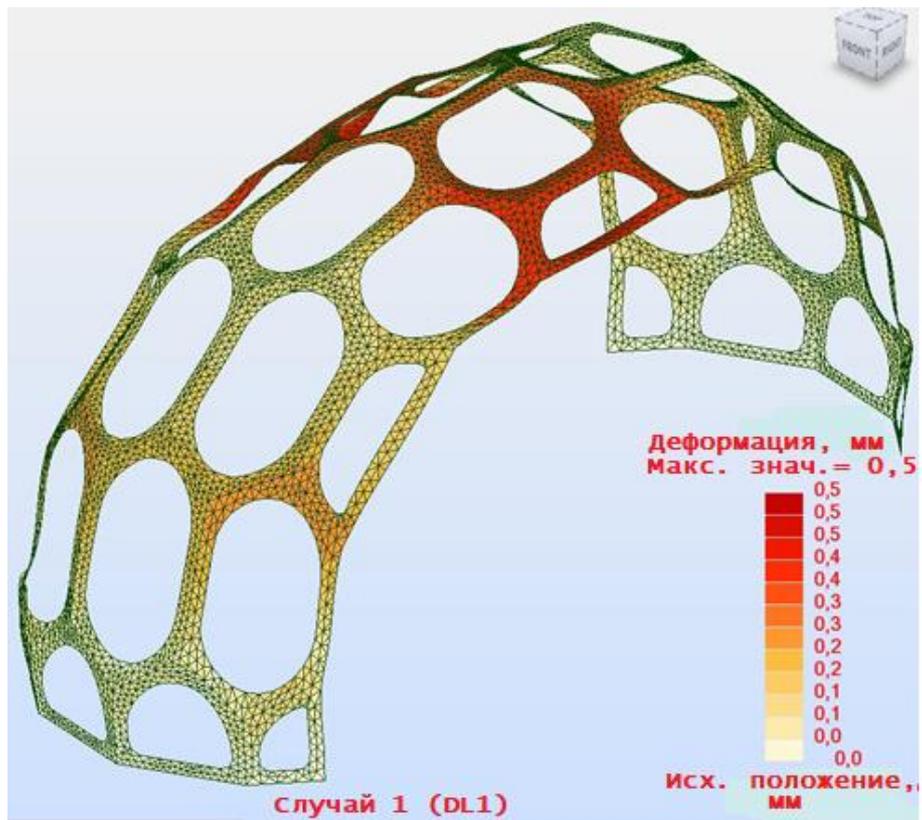
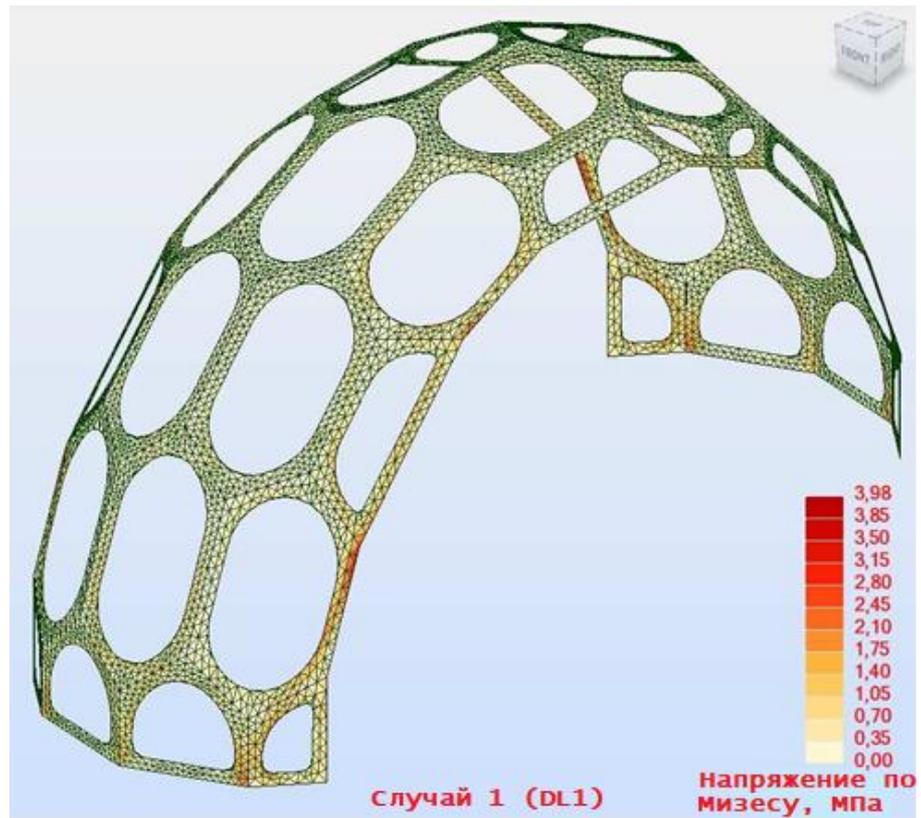
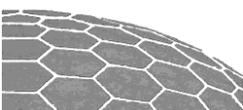


Рисунок 9: Собственный вес. Вверху: напряжение по Мизесу на поверхности обшивки. Внизу: прогибы.



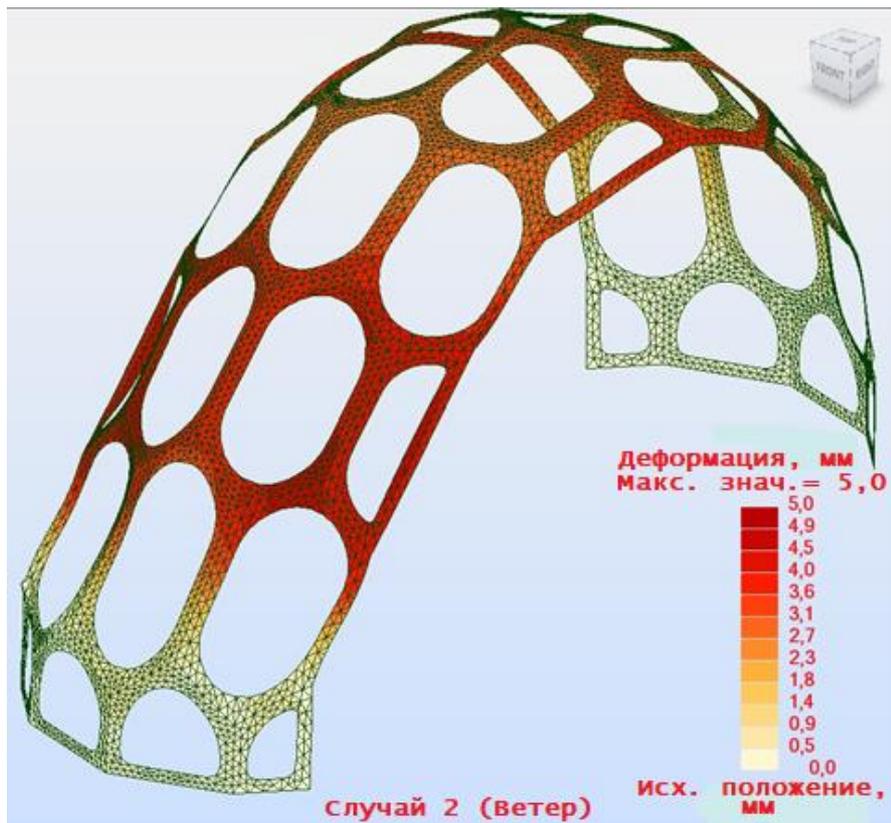
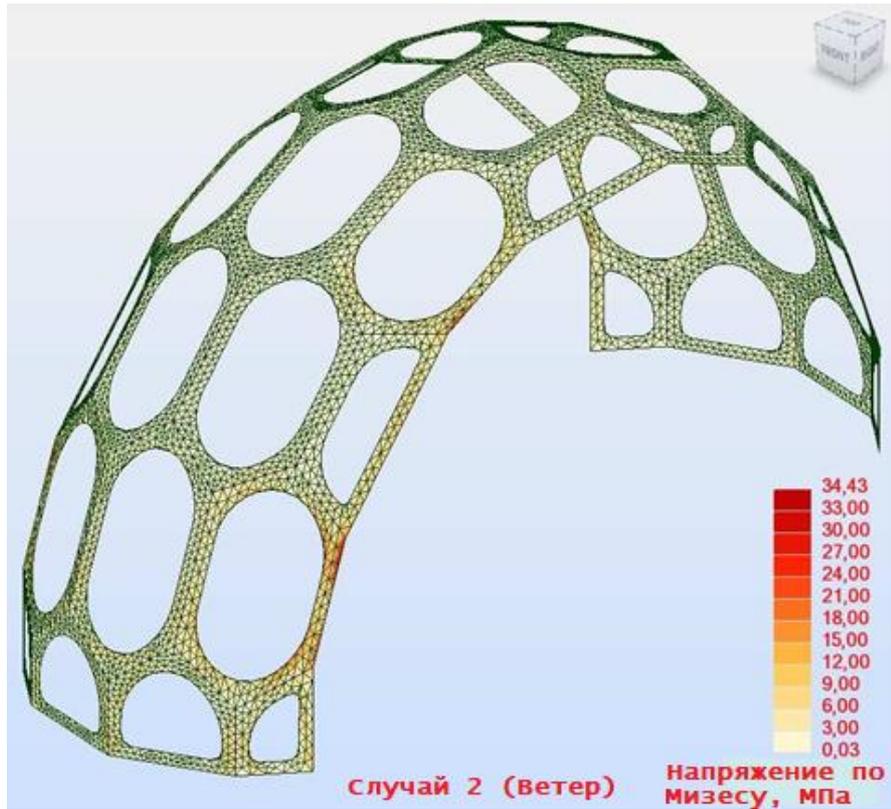
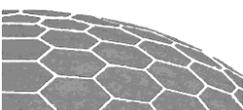


Рисунок 10: Ветровая нагрузка. Вверху: напряжение по Мизесу на поверхности обшивки. Внизу: прогибы.



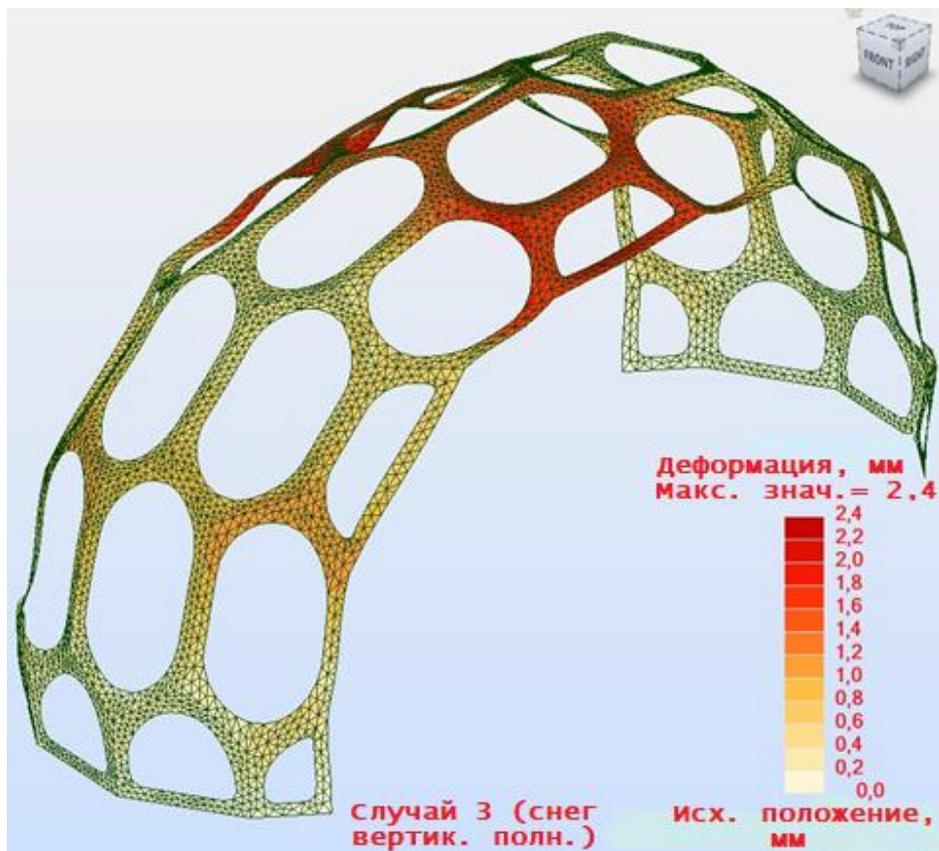
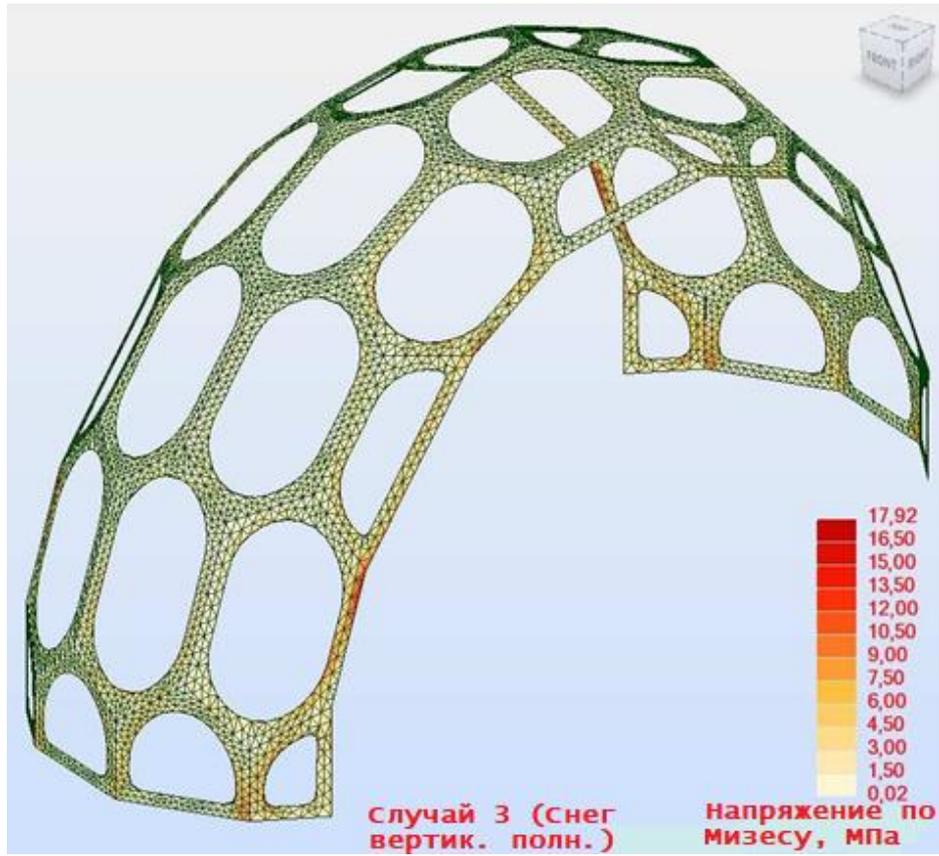
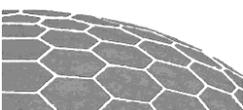


Рисунок 11: Снеговая нагрузка на все сооружение. Вверху: напряжение по Мизесу на поверхности обшивки. Внизу: прогибы.



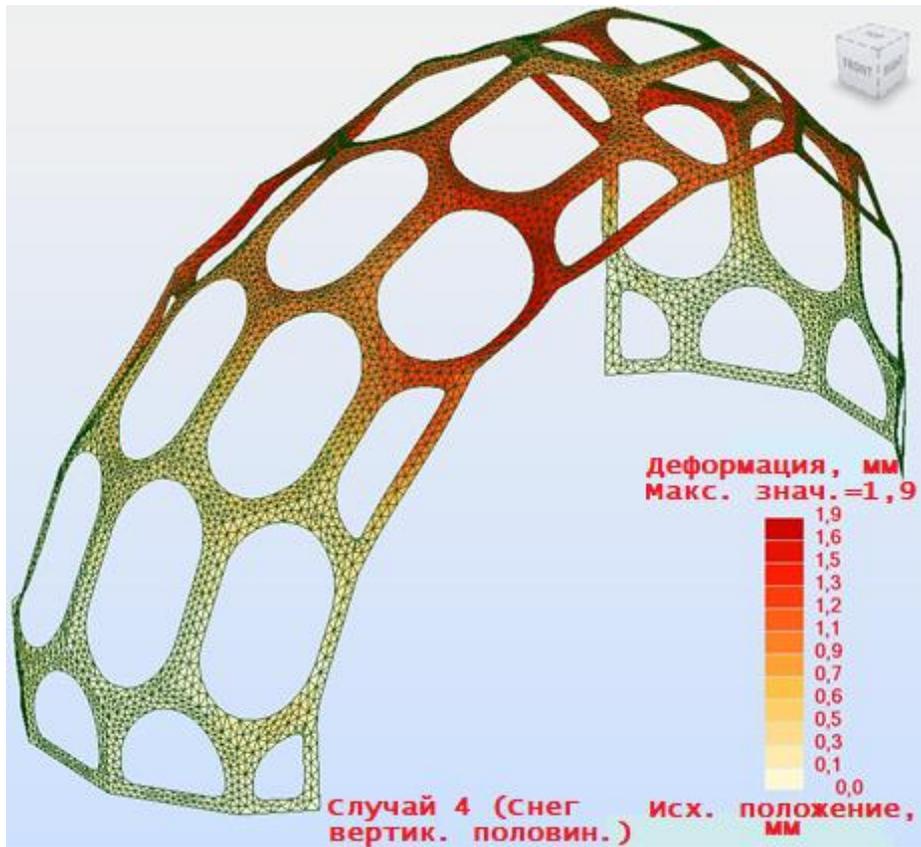
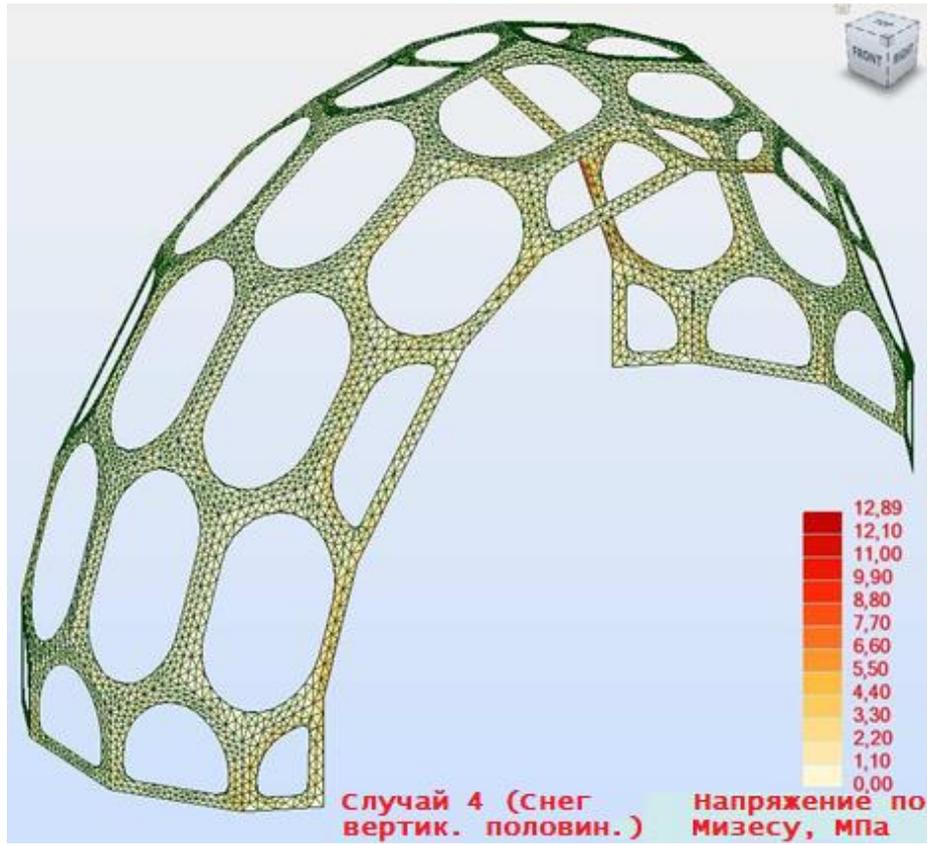
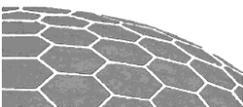


Рисунок 12: Снеговая нагрузка на половину сооружения. Вверху: напряжение по Мизесу на поверхности обшивки. Внизу: прогибы.



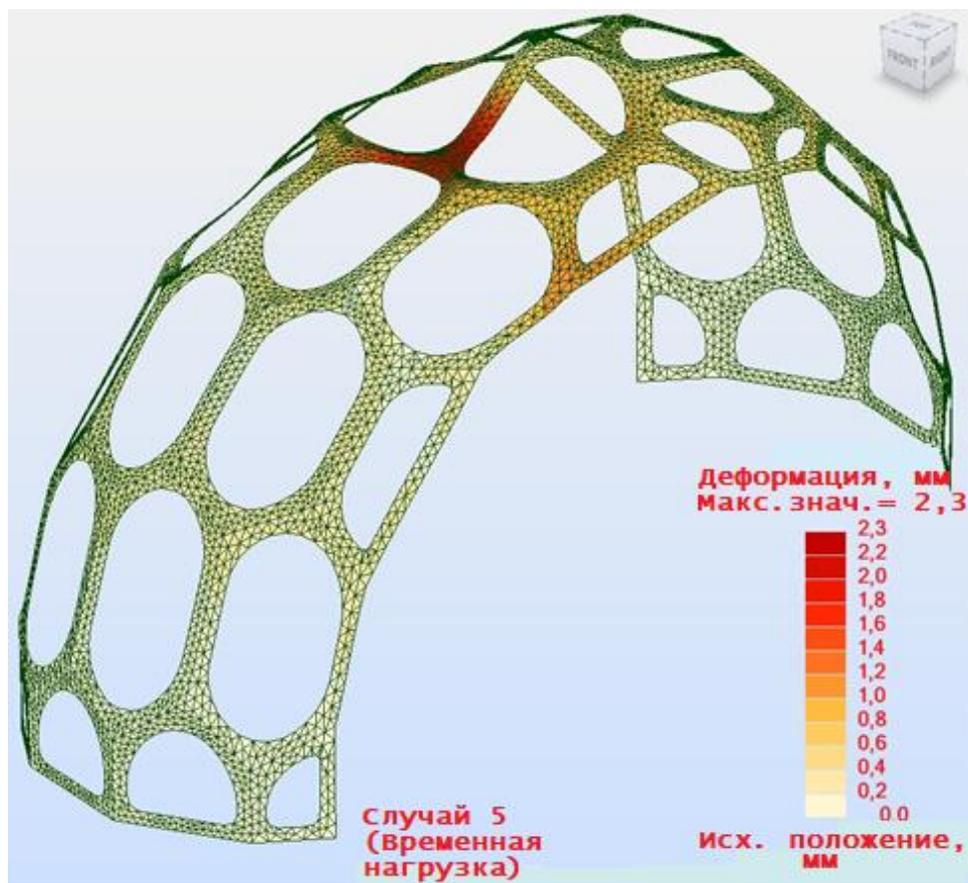
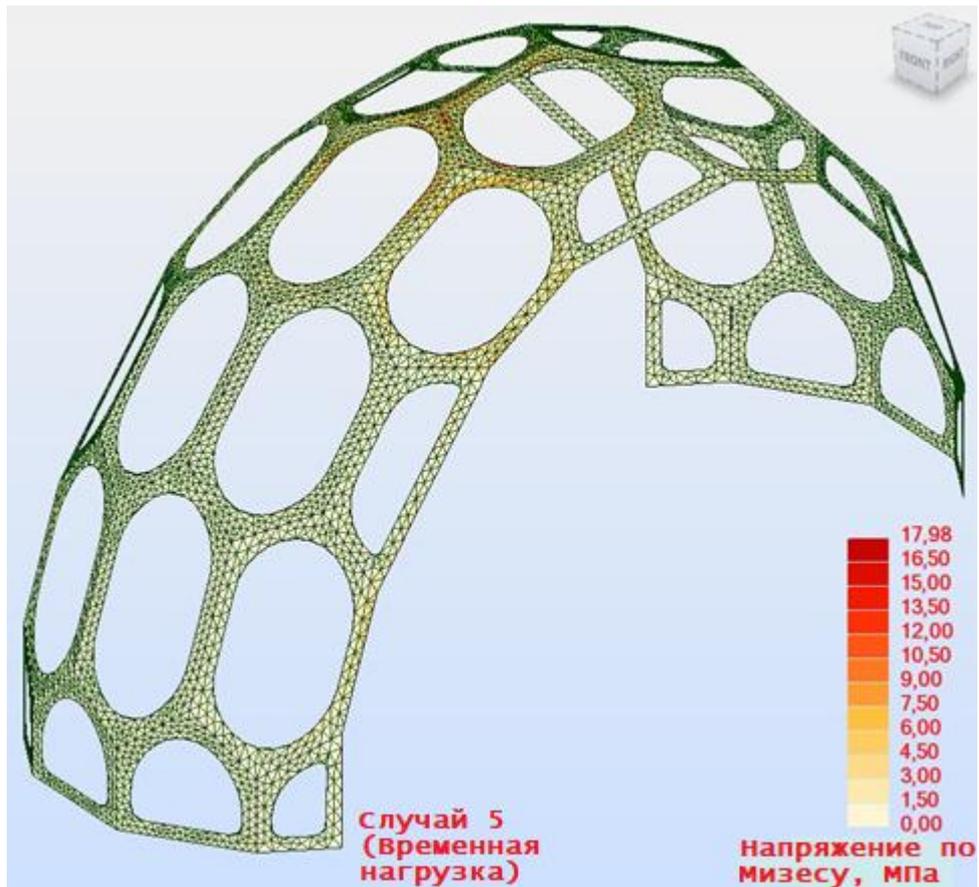
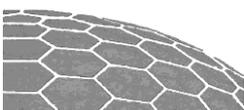


Рисунок 13: Сосредоточенная временная нагрузка в 1,5кН. Вверху: напряжение по Мизесу на поверхности обшивки. Внизу: прогибы.



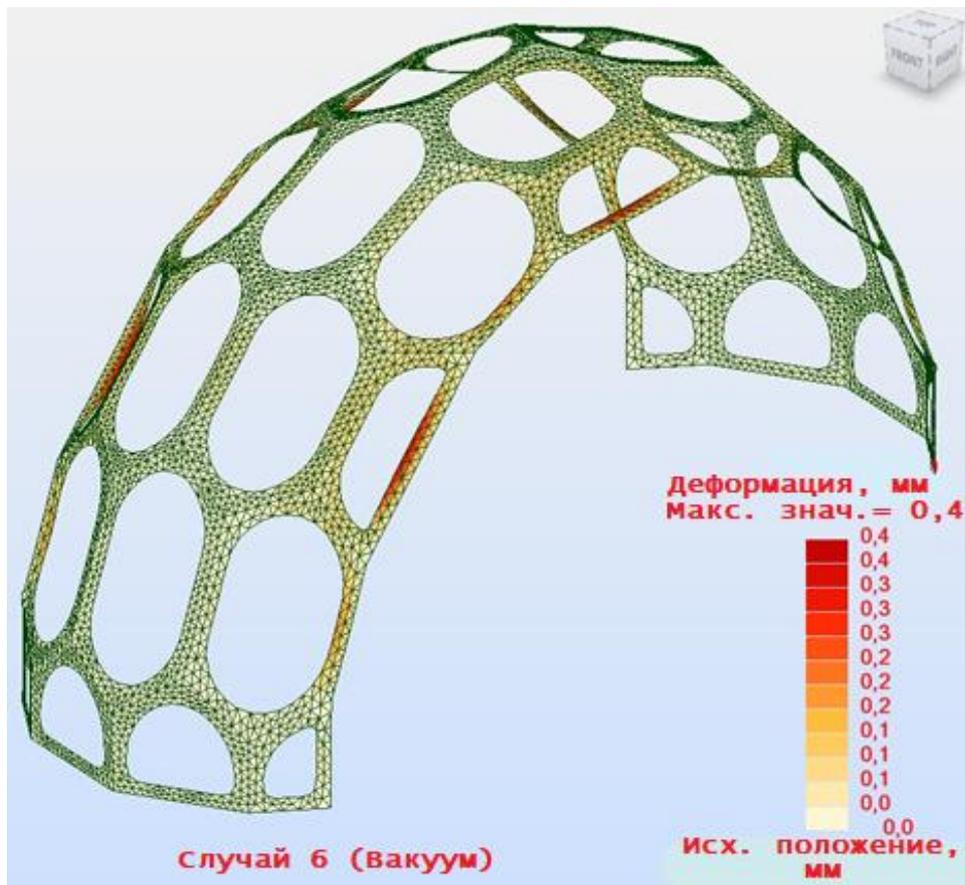
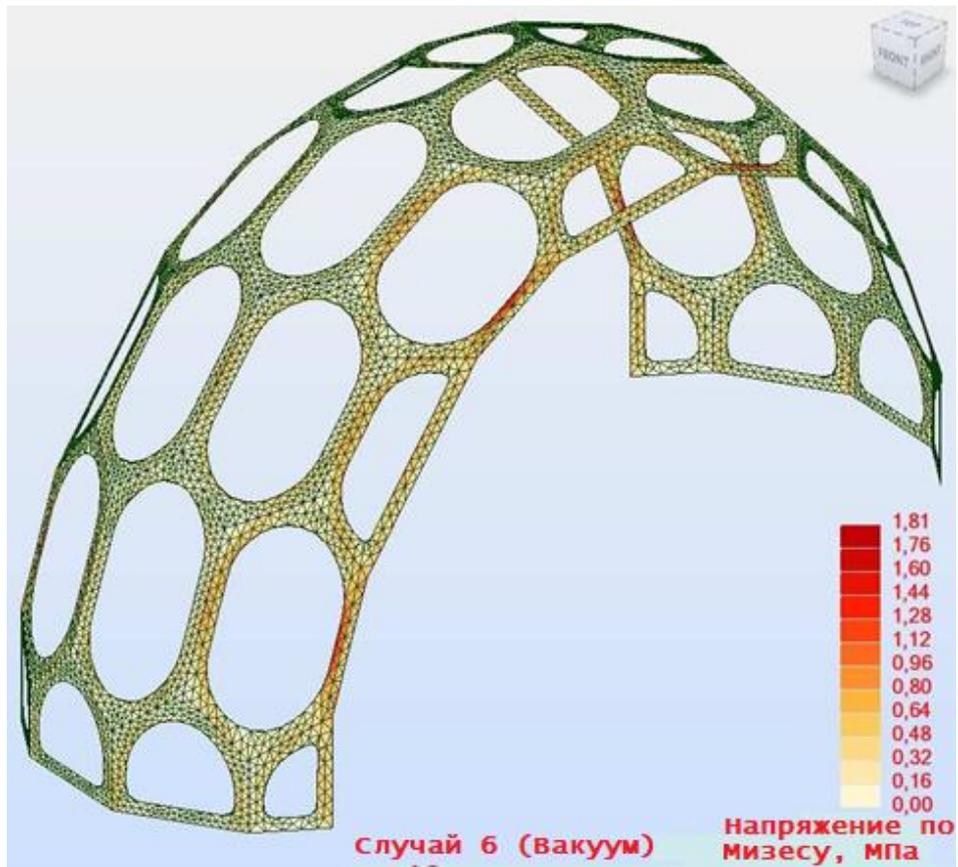
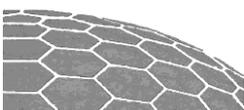


Рисунок 14: Отрицательное внутреннее давление. Вверху: напряжение по Мизесу на поверхности обшивки. Внизу: прогибы.



На изображениях ниже показаны напряжения в верхней или нижней части поверхности рамы, в зависимости от их значений (показаны наибольшие). В эти значения включены как плоскостные, так и деформационные напряжения в рамах. Несколько элементов в изображениях было исключено из-за ложных расчетных результатов по нагрузкам в этих областях. Более подробные объяснения даны на странице 22 и рисунке 21.

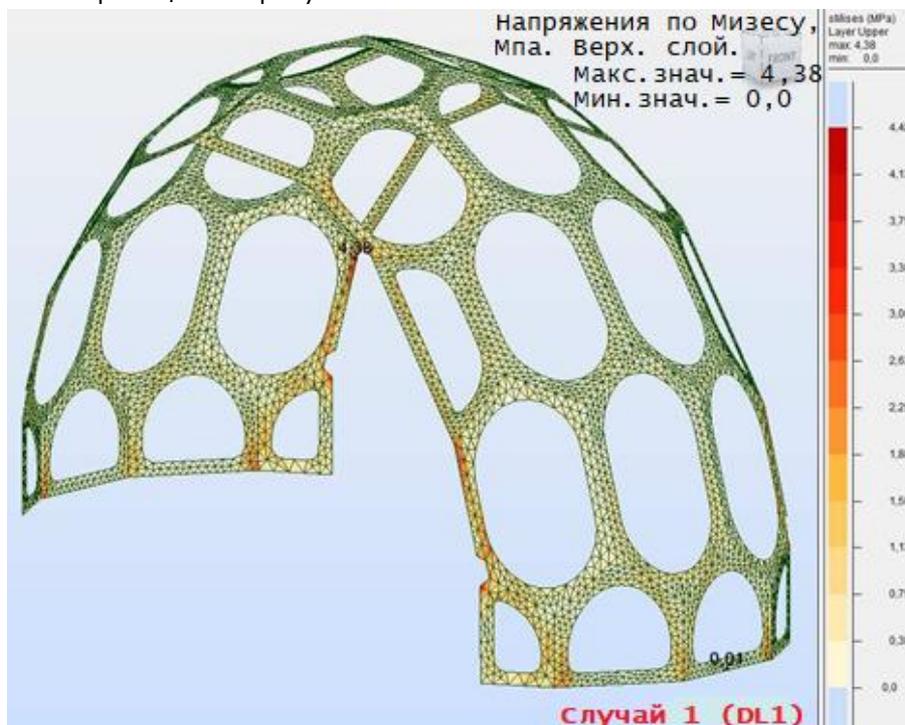


Рисунок 15: Собственный вес. Напряжения по Мизесу в верхнем слое. Максимальное значение – 4,4 МПа

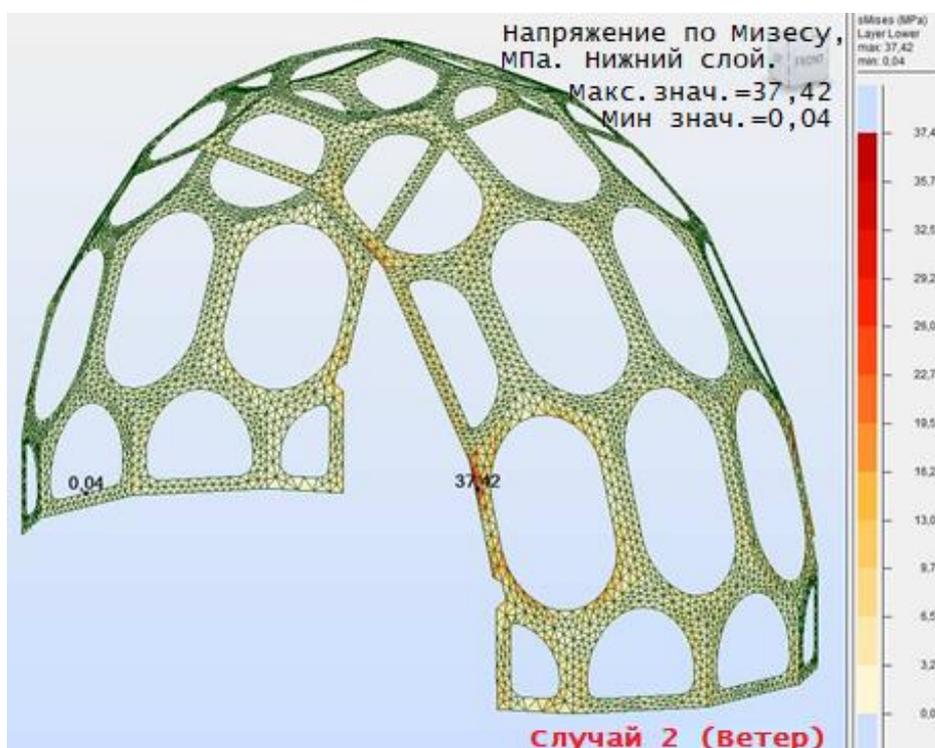
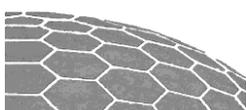


Рисунок 16: Ветровая нагрузка. Напряжения по Мизесу в нижнем слое. Максимальное значение – 37,4 МПа



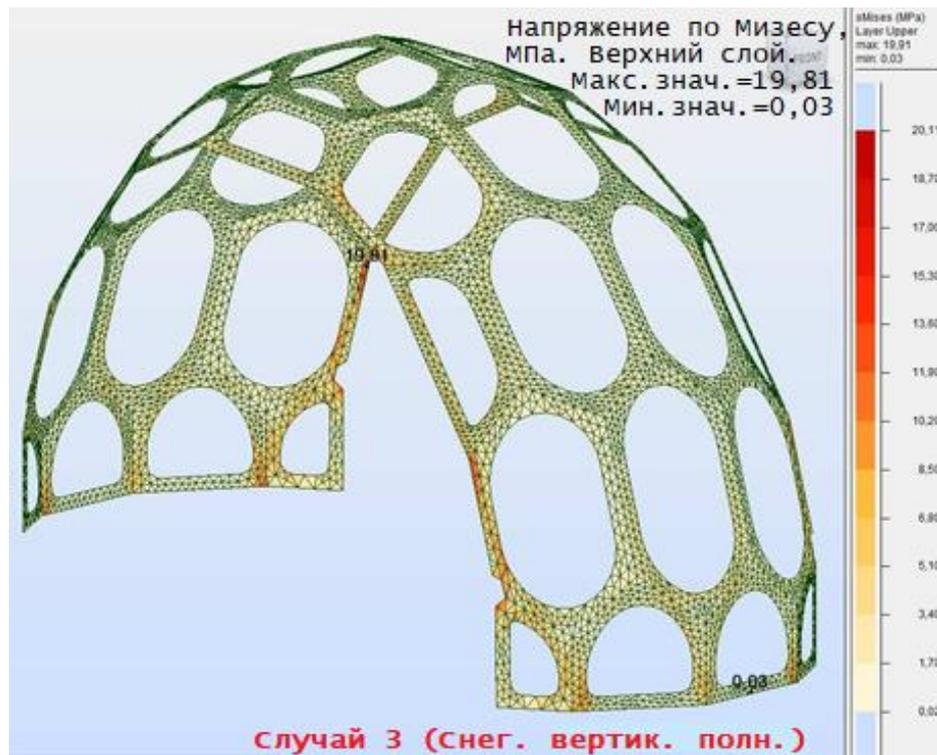


Рисунок 17: Снеговая нагрузка на все сооружение. Напряжения по Мизесу в верхнем слое. Максимальное значение – 19,8 МПа



Рисунок 18: Снеговая нагрузка на половину сооружения. Напряжения по Мизесу в нижнем слое. Максимальное значение – 13,8 МПа

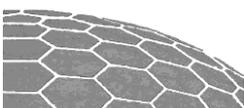




Рисунок 19: Временная нагрузка в 1,5 кН. Напряжения по Мизесу в нижнем слое. Максимальное значение – 19,3 Мпа

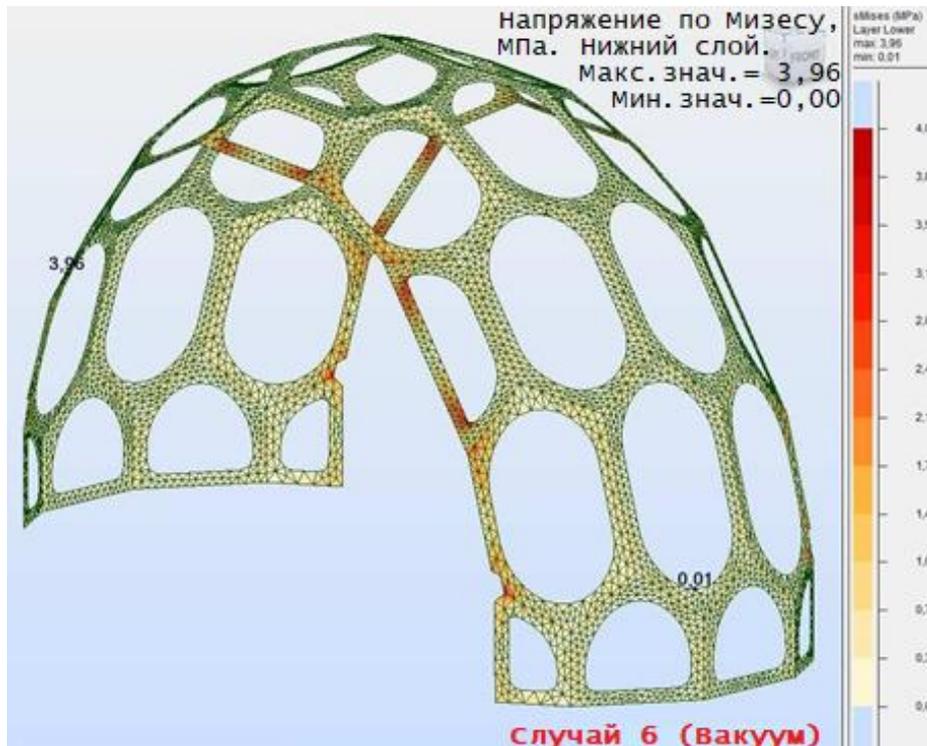
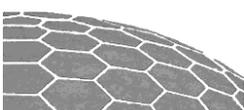


Рисунок 20: Отрицательное внутреннее давление. Напряжения по Мизесу в нижнем слое. Максимальное значение – 4,0 МПа

Ложные концентрации напряжений изгиба

Некоторые из напряжений изгиба, найденные с помощью анализа методом конечных элементов объясняются неидеальным геометрическим представлением двумерной структуры в модели, рассчитанной методом конечных элементов. В исходной 3D-модели той же структуры (файл Rhino)



некоторые поверхности неидеально сходятся в вершинах углов. Для конструирования сетки со сцепленными элементами, некоторые узлы неизбежно были определены с небольшим смещением относительно поверхности рам. В результате данные нестыковки привели к появлению ложных концентраций напряжений в расчетной модели. Одна из таких концентраций напряжений выделена на рисунке 21.

Этот эффект минимален в результатах для плоскостных напряжений, но достаточно отчетливо виден в случае напряжений изгиба. По этой причине из нескольких моделей, содержащих напряжения изгиба (рисунки 15-20), были исключены соответствующие элементы.

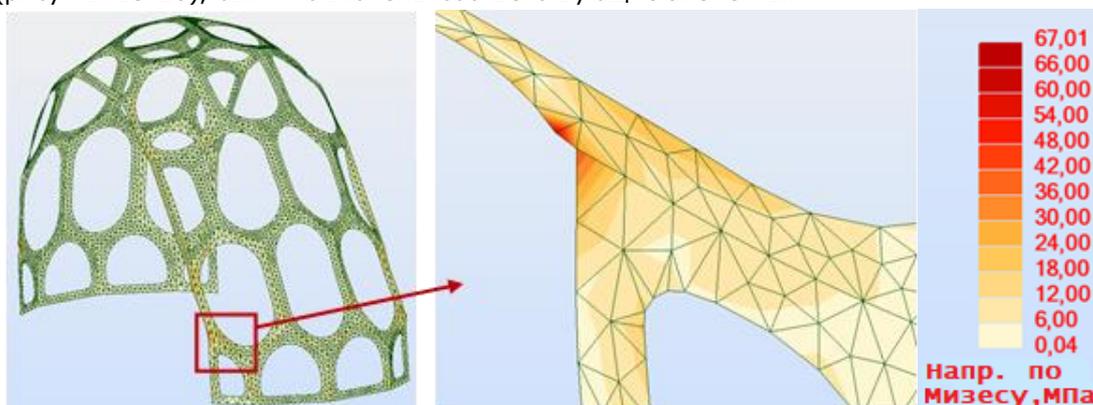


Рисунок 21: Концентрация напряжения в верхней части поверхности вследствие ложного момента изгиба. Ветровая нагрузка.

Максимальные напряжения в релевантных комбинациях нагрузок

При определении наибольших напряжений в трех значимых сочетаниях нагрузок (LC1, LC2 и LC4) были применены некоторые упрощения. Для сложения нагрузок взяты наибольшие значения напряжения от каждого случая характерной нагрузки, независимо от их положения в конструкции. Причина использования данного консервативного подхода в том, что размеры структурных элементов определяются не напряжениями, а прогибами в структуре.

LC1: $1,10 \cdot G + 1,5 \cdot S + 0,5 \cdot W$

Максимальное напряжение: $\sigma_{\max} = 1,1 \cdot 4,4 \text{ МПа} + 1,5 \cdot 19,8 \text{ МПа} + 0,5 \cdot (37,4 + 4,0) \text{ МПа} = 55 \text{ МПа}$.

Расчетное допускаемое напряжение: $f_{0,2; d} = 130 \text{ МПа} / 1,1 = 118 \text{ МПа} > \sigma_{\max} \Rightarrow \text{ОК!}$

LC2: $1,10 \cdot G + 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot W$

Максимальное напряжение: $\sigma_{\max} = 1,1 \cdot 4,4 \text{ МПа} + 0,5 \cdot 19,8 \text{ МПа} + 1,5 \cdot (37,4 + 4,0) \text{ МПа} = 77 \text{ МПа}$.

Расчетное допускаемое напряжение: $f_{0,2; d} = 130 \text{ МПа} / 1,1 = 118 \text{ МПа} > \sigma_{\max} \Rightarrow \text{ОК!}$

LC4: $1,10 \cdot G + 0,5 \cdot S + 0,5 \cdot W + 1,5 \cdot P$

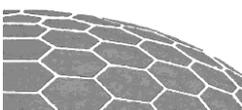
Максимальное напряжение: $\sigma_{\max} = 1,1 \cdot 4,4 \text{ МПа} + 0,5 \cdot 19,8 \text{ МПа} + 0,5 \cdot (37,4 + 4,0) \text{ МПа} + 1,5 \cdot 19,3 = 35 \text{ МПа}$.

Расчетное допускаемое напряжение: $f_{0,2; d} = 130 \text{ МПа} / 1,1 = 118 \text{ МПа} > \sigma_{\max} \Rightarrow \text{ОК!}$

Как уже говорилось в Части 5, LC3, описывающая случай с максимальной подъемной силой, не критична для конструкции и потому не рассматривается.

Максимальные прогибы

Для характерной ветровой нагрузки максимальный прогиб составляет 5 мм. Для характерной снеговой нагрузки, на все сооружение или только на его половину, прогиб составляет 2-3 мм. В общей сложности прогибы в сооружении не выйдут за пределы 10 мм, что составляет 1/330 от его высоты и 1/640 от длины. Европейские коды не устанавливают четких требований к максимальной величине прогиба строения с листовой обшивкой, однако критическая оценка расчетной прочности сооружения показывает ее достаточность.



6.3 Расчет прочности акрилового листа

На рисунке 22 синим цветом выделен самый крупный акриловый лист. Его толщина составляет 5 мм, к алюминиевым граням он крепится при помощи профиля на основе этилен-пропиленового каучука.

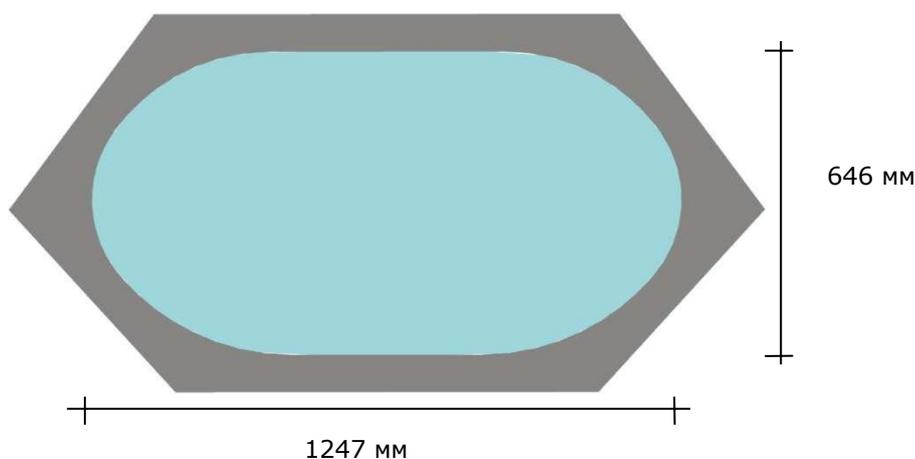


Рисунок 22: Самый крупный акриловый лист.

Используя уравнения для описания прогибов листа из датской книги «Teknisk StåBi» (1999), получаем:

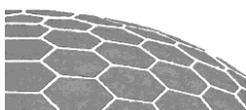
$$\begin{aligned} D &= Et^3 / (12*(1-\nu^2)) \\ &= 3200 * 5^3 / (12*(1-0.37^2)) \\ &= 38,6*10^3 \text{ Нмм} \\ u_{\max} &= \alpha * ql_x^4 / D \\ &= 0,008 * 1,1*10^{-3} * 646^4 / (38,6*10^3) \\ &= 40 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где характеристики материала взяты из главы 2; t – толщина листа, равная 5 мм; величина α взята из «Teknisk StåBi» для $l_y/l_x = 1,6$. Величина нагрузки $1,1 \text{ кН/м}^2$ соответствует местной ветровой активности (формфактор 2,0) в сочетании с собственным весом пластины.

Расчет выше показывает небольшие прогибы, но так как величина u_{\max} намного превышает t , из-за фактора геометрической нелинейности величина прогибов значительно снизится. Для оценки отклонений с учетом нелинейности использованы уравнения из «Теории пластин и оболочек» (1959 г) Тимошенко (стр. 422, рис. 208):

$$\begin{aligned} \text{Безразмерный множитель равен: } ql^4 / (Dt) &= 1,1*10^{-3} * 646^4 / (38,6*10^3 * 5) \\ &= 1,0*10^3 \end{aligned}$$

Данное значение выходит за пределы графика на рис. 208, но очевидно, что прогиб будет существенно зависеть от нелинейности. Следовательно, действительный прогиб пластины будет гораздо ниже 40 мм. Наиболее вероятно, что он будет составлять 15-20 мм, что все еще относительно много для такого размера листа (1/40-1/30 длины стороны листа).



6.4 Испытание модели физической нагрузкой

Еще один важный вопрос, на который следует ответить - достаточно ли будет прогиба от механической нагрузки, чтобы элемент обшивки выпал из поддерживающего его этилен-пропиленового профиля. Для оценки данного риска было проведено испытание крупнейшего листа физической нагрузкой весом 75 кг. В случае если бы эта нагрузка была распределена идеально равномерно, она соответствовала бы 1 кН/м^2 . Однако, в нашем случае нагрузка больше в центре листа, чем по краям, а значит, реальная нагрузка вызвала большие прогибы, чем равномерная в 1 кН/м^2 .

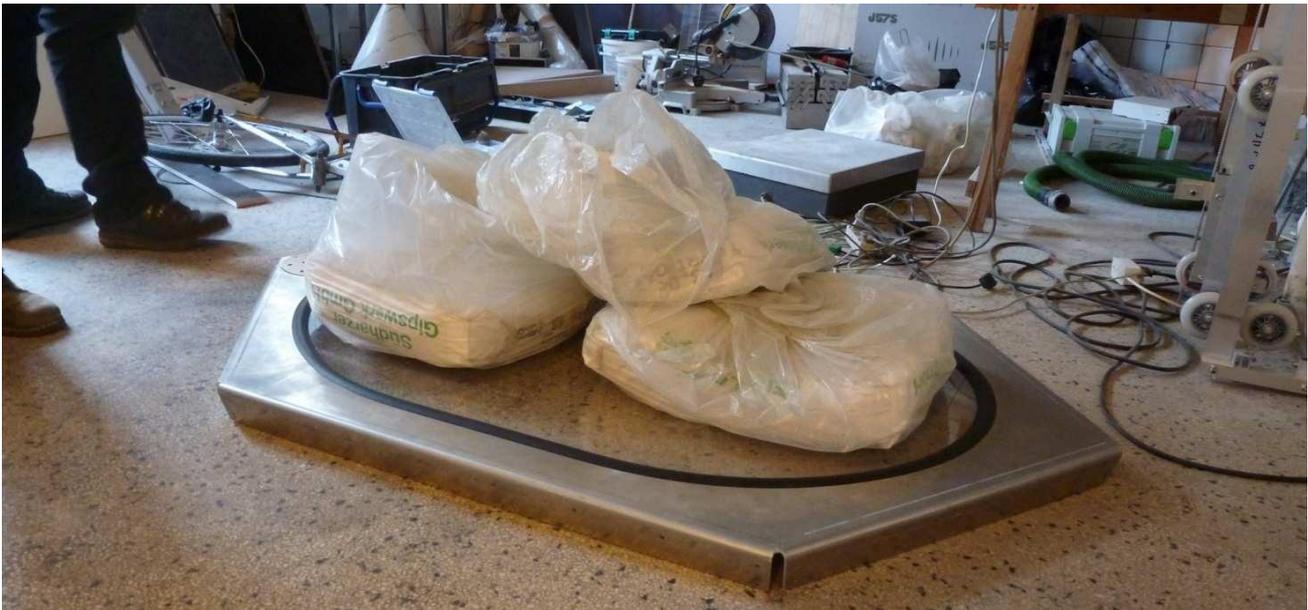


Рисунок 23: Испытание самого крупного листа физической нагрузкой

Видимый прогиб листа составляет 1-2 см. Лист выпал после примерно минуты максимальной нагрузки. Данный результат приемлем по следующим причинам:

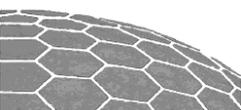
- Данный недостаток не критичен для устойчивости сооружения в целом;
- Акриловый лист сравнительно легкий (менее 3 кг) и, следовательно, при выпадении из структуры значительный ущерб маловероятен;
- Самая высокая нагрузка на лист будет создаваться порывами ветра, которые действуют непродолжительное время, а устойчивость этилен-пропиленового профиля зависит от времени воздействия. Соответственно, во время эксплуатации при уровне нагрузки, использованном во время испытаний, для выпадения листа потребуется больше времени.

6.5 Оценка потери устойчивости при изгибе

Общая потеря устойчивости

В целом, не ожидалось, что потеря устойчивости при изгибе будет критична для сооружения с листовой обшивкой, так как оболочка у него не пологая, а относительно угловатая.

Провести результативные нелинейные вычисления для листовой обшивки в Robot не представлялось возможным; поэтому для грубой оценки потери устойчивости сооружения при изгибе использовалась эмпирическая формула из «Теории эластичной стабильности» Тимошенко (1963). Данная формула (стр. 518) основана на экспериментах с тонкими сферическими оболочками, подвергавшимися равномерному внешнему давлению. Значения, вычисленные по этой формуле, гораздо ниже найденных с помощью аналитических выражений (в той же книге), так как небольшие расхождения в геометрической форме, нагрузках и свойствах материалов значительно снижают потерю устойчивости при изгибе.



Эмпирическая формула в «Теории эластичной стабильности»:

$$\begin{aligned}q_{cr} &= (1 - 0,175 \cdot (\theta - 20^\circ) / 20^\circ) \cdot (1 - (0,07 \cdot a) / (400h)) \cdot 0,3E \cdot (h/a)^2 \\ &= (1 - 0,175 \cdot (49^\circ - 20^\circ) / 20^\circ) \cdot (1 - (0,07 \cdot 4\text{м}) / (400 \cdot 0,004\text{м})) \cdot 0,3 \cdot 70000 \cdot (0,004/4)^2 \\ &= 0,013 \text{ Н/мм}^2 \\ &= 13 \text{ кН/мм}^2\end{aligned}$$

где θ – угол раскрытия сегмента сферы, a – радиус сферы, h – толщина оболочки, а q_{cr} – критическая нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости. Разумеется, геометрически оболочка с листовой обшивкой значительно отличается от гладкой сферической, для которой справедливо уравнение выше. Тем не менее, уравнение все же дает понятие об интервале значений, в которую должна входить критическая нагрузка. Радиус сферы, взятый для расчета, составляет 4 метра, угол раскрытия – 49 градусов, что соответствует сферическому куполу с радиусом основания 3 метра и высотой купола в 2,6 метров. Принимая во внимание, что изгиб в листовой обшивке задействует лишь один сегмент сооружения, а также то, что резкое изменение изгиба на стыках сегментов придает этой области жесткость, анализируемая сферическая форма оболочки дает заниженные результаты по сравнению с реальной. Также стоит отметить, что равномерная внешняя нагрузка всегда будет ниже, чем наименее благоприятные случаи нагрузки на реальную листовую обшивку, среди которых будет преобладать вертикальная снеговая нагрузка. С другой стороны, из-за отверстий в рамах, толщина листовой обшивки не повсеместно равна 4 мм, а фасетная геометрическая структура отлична от гладкой изогнутой.

Подводя итог, можно сказать, что расчет выше использован для оценки критической нагрузки на сооружение с листовой обшивкой с запасом. Вычисленная потеря устойчивости при изгибе приблизительно в 15 раз выше самой сильной вертикальной нагрузки на строение.

Исходя из этой оценки, общая потеря устойчивости сооружения при изгибе признана приемлемой.

Местная потеря устойчивости

Исследованы два случая местной потери устойчивости при изгибе: местный изгиб сжатых алюминиевых рам и потеря устойчивости вершины под действием точечной временной нагрузки.

Сжатые алюминиевые рамы представляют собой две соединенные части рам со стыком как на рисунке 24.

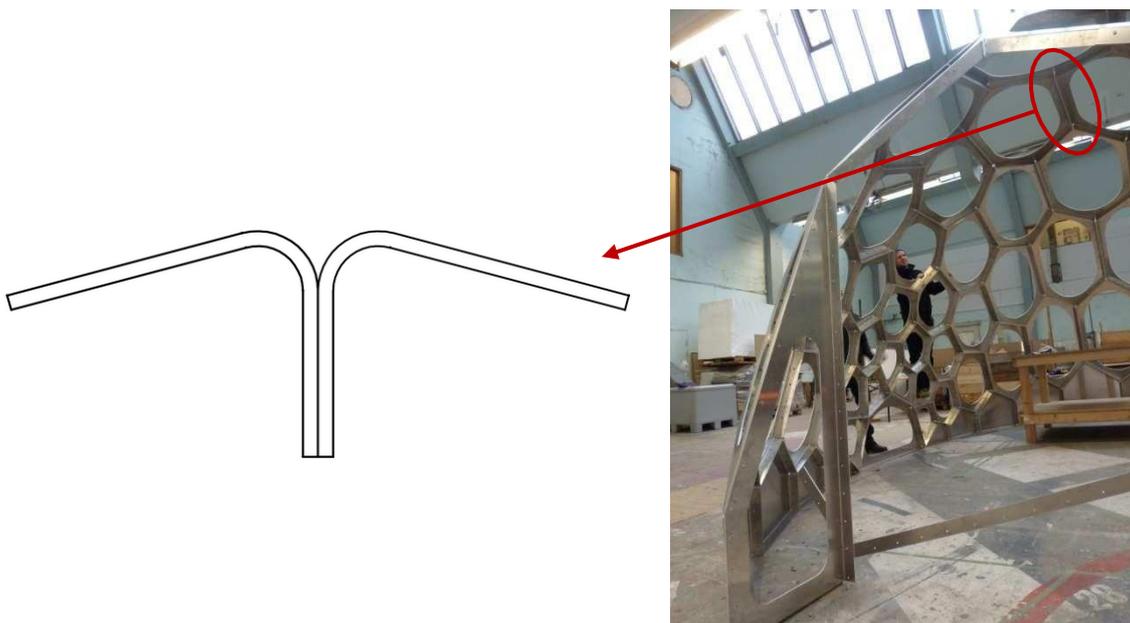
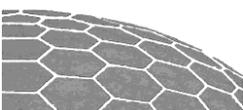


Рисунок 24: Сжатые алюминиевые рамы



Значения параметров на стыке секций следующие:

$$A = 1,1 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$$

$$I_y = 278 \cdot 10^3 \text{ мм}^4$$

$$W_y = 6,71 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

$$i_y = (I_y/A)^{1/2} = 16 \text{ мм}$$

Согласно Еврокоду EN 1999-1-1, имеем:

$$N_{b,Rd} = \kappa \cdot \chi \cdot A_{eff} / \gamma_{M1},$$

где $\kappa = 1$ (следствия сварки), $A_{eff} = A$ (так как местных изгибов на стыке не происходит), значение χ вычислено ниже:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{02}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_{02}}}} = \frac{960 \text{ мм}}{16 \text{ мм}} \cdot \frac{1}{\pi \sqrt{\frac{70000}{130}}} = 0,82$$

В соответствии с таблицей 3.2а. на рисунке 6.11 по потере устойчивости при изгибе наш случай относится к классу В. Имея класс В, получаем $\chi = 0,63$.

Момент изгиба приблизительно вычисляется следующим образом:

$$M = 1/8 \cdot (0,8 \text{ м} \cdot 1,6 \text{ кН/м}^2) \cdot (1,0 \text{ м})^2 = 0,16 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{\text{изгиб.}} = M/W = 24 \text{ МПа}$$

Прочность является достаточной, если верно следующее неравенство:

$$\left(\frac{\sigma_{\text{макс.плоск.}}}{\chi \cdot \omega_y \cdot f_{02} / \gamma_{M1}} \right)^{0,8} + \left(\frac{\sigma_{\text{макс.изгиб.}}}{\omega_y \cdot f_{02} / \gamma_{M1}} \right)^{0,8} < 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{20}{0,63 \cdot 1 \cdot 130 / 1,1} \right)^{0,8} + \left(\frac{24}{1 \cdot 130 / 1,1} \right)^{0,8} < 1$$

$$\Rightarrow 0,63 < 1$$

Прочность алюминиевого профиля с учетом потери устойчивости при изгибе – достаточна.

Для оценки потери устойчивости вершины при точечной нагрузке был проведен механический тест. Опытную модель отдельной секции сооружения подвергли воздействию 100 кг динамической нагрузки, а затем – 180 кг статической нагрузки.

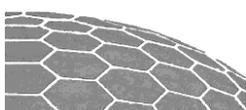




Рисунок 25: Испытание вершины точечной нагрузкой

Так как сооружение было недостроенным, свободный край (ближний к камере на фото) изгибался значительно сильнее, чем в законченном строении. Но даже с подобным ослаблением сооружения, нагруженная вершина не показала признаков потери устойчивости.

Исходя из данного анализа, местная потеря устойчивости при изгибе листовой обшивки также признана достаточной.

6.6 Расчет конструкций соединений

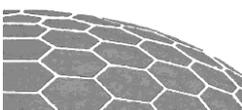
Листы обшивки соединяются болтами М6, исполнение 8.8, с минимальным расстоянием между болтами – 120 мм. Максимальное плоскостное усилие сдвига между двумя листами составляет 10 Н/мм (значение с запасом) и оно соответствует максимальному усилию сдвига в (10 Н/мм * 120 мм) 1,2 кН на один болт. Как болты, так и листы показали достаточную способность переносить такую нагрузку.

Усилие сжатия в плоскости пластин (перпендикулярное по направлению соединениям стыков) представлено взаимодействием краев листов обшивки.

Растягивающее же усилие в плоскости пластин перераспределяется через болты. Уровень нагрузки в этом случае, как правило, ниже, чем при сдвиге на краях листов, благодаря болтовым соединениям.

Сооружение крепится на бетонную плиту при помощи анкеров MEA/Apolo SFA 8 Schlaganker, размер M10. Согласно описанию на сайте MEA, их характеристическая вырывающая сила составляет 17 кН, а проектное значение для $17\text{кН}/2,1 = 8\text{кН}$. Информация взята с сайта:

http://www.mea-group.com/fileadmin/MEA/Produkte/meaProdDB/output/download/256_3_DE.pdf



Минимальное расстояние между анкерными соединениями составляет 0,5 м, что приводит к следующему значению для прочности на 1 метр: $8 \text{ кН} / 0,5 \text{ м} = 16 \text{ кН/м}$
Максимальное напряжение под действием ветра с запасом (без учета собственного веса сооружения) составляет: $1,5 * (0,7 + 0,2) * 0,51 \text{ кН/м}^2 * 3,2 \text{ м} = 2,2 \text{ кН/м}$
Таким образом, надежность крепления достаточна.

