

УДК 725.4.05: 624.042.12

Болотбек Т., Аскар к. Н., Н.М. Байгубатова, А.Н. Исмаилов, Б.О. Бокоев

И.Раззаков атындагы КМТУ, Бишкек, Кыргыз Республикасы

КГТУим. И. Раззакова, Бишкек, Кыргызская Республика

Bolotbek T., Askar k. N., N.M. Baigubatova, A.N. Ismailov, B.O.Bokoev

Razzakov Univeristy, Bishkek, Kyrgyz Republic

e-mail: t.bolotbek@kstu.kg, nuraiym.askarkyzy@kstu.kg

УЧЕТ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ КАРКАСА ЗДАНИЯ

ИМАРАТТЫН КАРКАСЫНЫН МЕЙКИНДИК ИШИНИН ЭСЕБИ

ACCOUNTING FOR THE SPATIAL WORK OF THE BUILDING FRAME

Макалада крандардын туурасынан кеткен рамасынын, горизонталдуу шамал жүктөрүнүн жана каркастын мейкиндик иштеринин таасирин эсептөөсү көрсөтүлгөн.

Түйүндүү сөздөр: рама, чатыр, шамал жүктөрү, кран устундары, тилке.

В статье показаны расчеты поперечной рамы на крановые, горизонтальные ветровые нагрузки и влияния пространственной работы каркаса.

Ключевые слова: рама, кровля, ветровая нагрузка, подкрановая балка, колонны.

The article shows calculations of the transverse frame for crane, horizontal wind loads and the influence of the spatial work of the frame.

Key words: frame, roof, wind load, crane beam, columns.

Учет пространственной работы каркаса здания – важный аспект в проектировании и анализе конструкций. Пространственная работа каркаса означает, что конструкция способна не только выдерживать вертикальные нагрузки (осевые нагрузки), но и противостоять горизонтальным силам, таким как ветер, землетрясение или неравномерное распределение нагрузок. Для учета пространственной работы каркаса строения употребляются разнообразные инженерные способы и аналитические подходы. Вот несколько ключевых аспектов, которые обычно учитываются:

Анализ нагрузок: начинается с определения всех вертикальных и горизонтальных нагрузок, действующих на здание. Это может включать снеговые нагрузки, ветровые нагрузки, нагрузки от оборудования и так далее.

Моделирование конструкции: создается численная модель каркаса здания, учитывающую его геометрию, материалы и связи. Это может быть выполнено с помощью специализированных программных средств для конечно-элементного анализа, например Revit/Robot или Лира САПР.

Анализ напряжений и деформаций: применяются методы анализа напряжений и деформаций для определения, как каркас будет реагировать на нагрузку. Это включает в себя определение максимальных напряжений, деформаций и перемещений.

Выбор соответствующих материалов и сечений: выбираются материалы и сечения, которые обеспечивают необходимую прочность и жесткость каркаса для нагружений.

Учет горизонтальных связей: пространственные конструкции часто включают в себя горизонтальные связи, такие как раскосы и диагональные элементы как аутригерные балки, чтобы усилить устойчивость и жесткость каркаса [1].

Анализ устойчивости: проводится анализ устойчивости, чтобы убедиться, что здание не подвержено боковому смещению или обрушению при горизонтальных нагрузках.

Проектирование фундамента: основание должно быть спроектировано так, чтобы передавать нагрузку от каркаса в грунт и обеспечивать устойчивость здания [2].

Контроль деформаций и перемещений: учитывается контроль деформаций и перемещений, чтобы убедиться, что здание отвечает строительным нормам и требованиям безопасности [3].

При расчете поперечной рамы на крановые, горизонтальные ветровые нагрузки влияния пространственной работы каркаса (упругого отпора $R_{от}$ жесткой кровли или продольных связей) учитывается умножением горизонтального смещения плоской рамы $\Delta_{пл}$ на коэффициент пространственной работы $\varphi_{пр}$.

К жестким относятся кровли: по железобетонным панелям (с замоноличиванием швов), стальным панелям (с восприятием сил сдвига в продольных стыках) по стальному профилированному настилу, привинченному к верхним поясам стропильных рам.

К не жестким относятся кровли из асбестоцементных и стальных волнистых листов по прогонам.

$$\text{При жесткой кровле } \alpha_{пр} = \beta \left(\frac{1}{N_p} + \frac{h_2^2}{2 \cdot \sum h_i^2} \right),$$

где N_p – число рам в блоке $h_2 h_i$;

$\beta > 1$ – коэффициент, учитывающий загрузку рам, смежных с рассчитываемой.

$$\text{При кранах одинаковой грузоподъемности } \beta = \frac{2n_0}{\sum y_i};$$

$2n_0$ – число колес на одном крановом пути у двух сближенных кранов ($\sum y_i$ – сумма ординат линии влияния при определении D_{max} и Т).

При нежесткой кровле пространственная работа каркаса обеспечивается продольными связями по нижний пояс ферм, при этом $\varphi_{пр} = 1 - \alpha - \alpha'(\beta - 1)$, где α и α' в зависимости от С определяются так (см. ниже табл. 1):

Таблица 1 – Ветровая нагрузка

С	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,10	0,15	0,20	0,5
α	0,86	0,77	0,46	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,20	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,25	-0,25

$$C = \left(\frac{B}{h} \right)^3 \cdot \frac{\sum J_H}{\sum J_{гф}} \cdot d$$

где B, h – шаг и высота колонн;

$\frac{\sum J_H}{\sum J_{гф}} \approx \frac{1}{2} \div \frac{1}{4}$ – отношение моментов инерции нижних частей и горизонтальных ферм продольных связей;

$d = \frac{|K'_B|}{12}$ – для рамы с жестким креплением ригеля к колонне K'_B .

Ветровая нагрузка. Нормативная нагрузка в кН/м^2 продольной стены $q_B = q_0 \cdot K \cdot C$, где q_0 – скоростной напор ветра в районе строительства (см.табл.1);

C – аэродинамический коэффициент (для вертикальных наветренных поверхностей стычных зданий $C=0,8$, для заветренных $C^I=-0,6$);

K – коэффициент изменения скоростного напора ветра, зависящий от высоты над поверхностью земли (Рисунок 4) и типа местности:

для высоты до 10 м и в открытой местности (тип А) – $K_{10}=1,0$;

в застроенной зданиями или лесной местности (тип $K_{10}=0,65$).

Для высоты более 10м абсолютные приращения ΔK не зависят от типа местности.

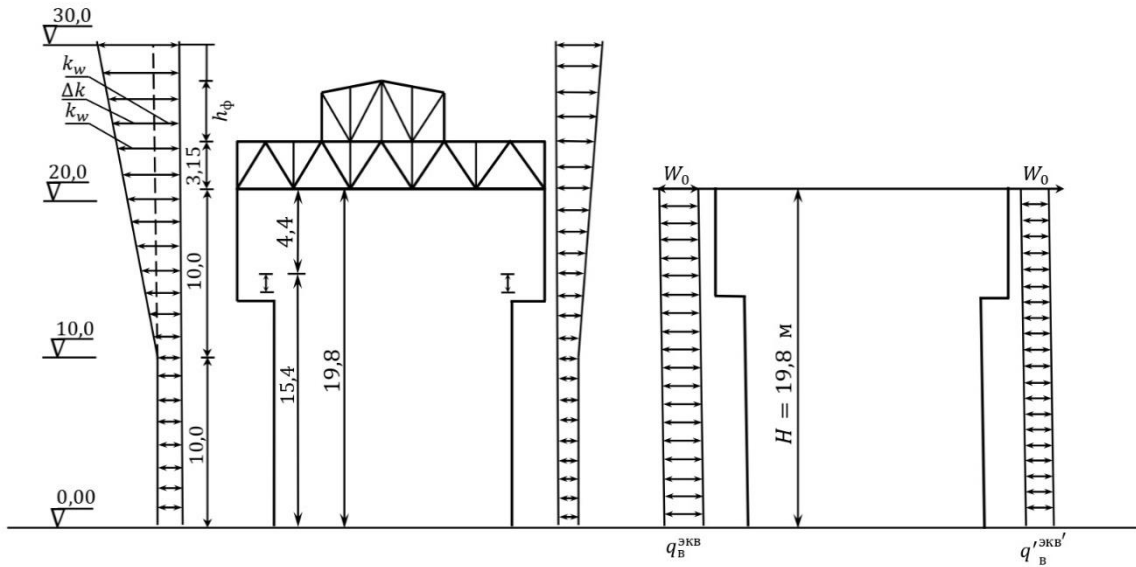


Рисунок 1 - Ветровая нагрузка

Для упрощения расчета фактическая эпюра К заменяется в пределах высоты Н равномерной с ординатой $K_{экв} = K_{10} + \Delta K_{экв}$, где $\Delta K_{экв}$ определяется из условия $\frac{\Delta K_{экв} \cdot H^2}{2} = M$ эквивалентности моментов (в нижнем сечении защемленной консоли высотой Н) от загрузки консоли равномерной эпюрой $\Delta K_{экв}$ и заштрихованной части фактической эпюры К (момент М).

Допускается принимать $\Delta K_{экв}$:

Н, м	10	15	20	25	30	35	40
$\Delta K_{экв}$	0,0	0,04	0,10	0,17	0,23	0,29	0,34

Для шатра коэффициент $K_{ш}$ принимается по фактической эпюре на уровне $H + h_{ш}/2$

$$q_B^H = q_0 \cdot K_{экв} \cdot C$$

Расчетная линейная нагрузка на колонну в кН/м:

с наветренной стороны $q_B = q_0 \cdot K_{экв} \cdot C \cdot \gamma_{F,q_B} \cdot B_{фахв}$;

с заветренной стороны: $q'_B = q_0 \cdot K_{экв} \cdot C^0 / \gamma_{F,q_B} \cdot B_{фахв} = -0,75 q_B$, где $B_{фахв}$ – шаг колонн и стоек фахверка, если они отсутствуют, то $B_{фахв} = B$ – шаг рам;

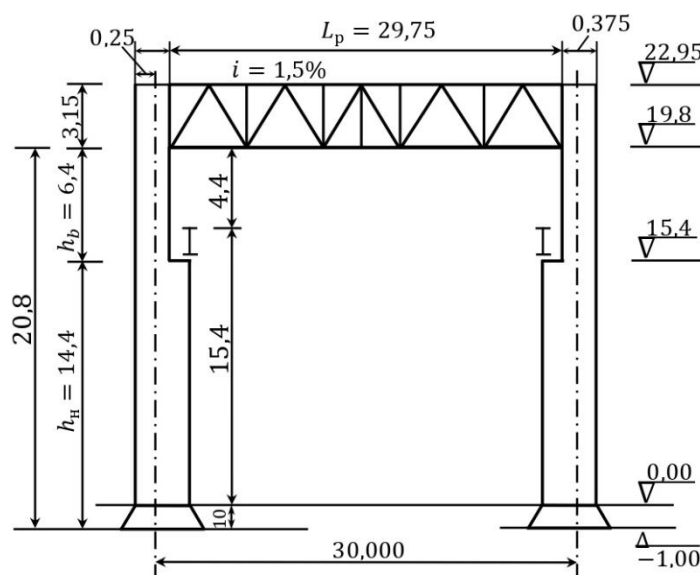
$\gamma_{F,q_B} = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетная сосредоточенная нагрузка от ветра в кН с наветренной стороны $W = q_0 \cdot K_{ш} \cdot C \cdot \gamma_{F,q_B} \cdot \beta \cdot h_{ш}$; с заветренной стороны $W' = q_0 \cdot K_{ш} \cdot C' / \gamma_{F,q_B} \cdot \beta \cdot h_{ш} \approx 0,75 W$, где β – шаг колонн основных рам.

Для определения нагрузки на раму, например, одноэтажного производственного здания, имеющий размеры в плане $L \cdot 132$ м, где $L=30$ м (пролет здания), $\beta=12$ м (шаг рам).

Здание оборудовано кранами грузоподъемностью $Q=100$ т.

Отметка головки кранового рельса $h_1=15,4$ м. Характер конструкций покрытия: беспрогонные, утепленные. Стены здания принимаются как самонесущей конструкции.



Крановую нагрузку находим от двух сближенных кранов. Данные по габаритам и нагрузкам кранов определяем в соответствии с требованиями СНиП. Схема расстановки колес кранов и ординат линий влияния показаны на Рисунок 3.

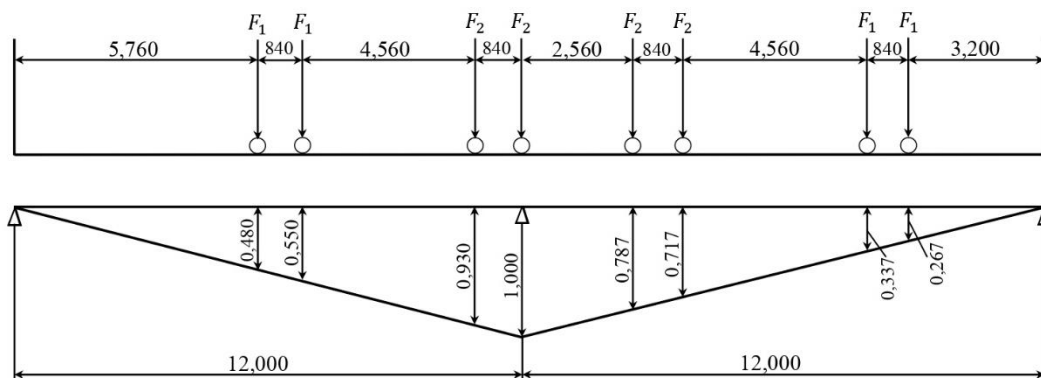


Рисунок 3 - Установка кранов на линию влияния опорного давления на колонны

Ординаты линии влияния определяем из подобия треугольников:

$Y_1=1$; $Y_2=0,930$; $Y_3=0,55$; $Y_4=0,480$; $Y_5=0,787$; $Y_6=0,717$; $Y_7=0,337$; $Y_8=0,267$.

Сумме ординат линий влияния $\sum Y_i = 5.068$:

$$F_{2max}^H = F_{2max}^H \cdot \gamma_F = 470 \cdot 1,2 = 564 \text{ кН};$$

$$F_{1max} = F_{1max} \cdot \gamma_F = 460 \cdot 1,2 = 552 \text{ кН};$$

Наименьшее расчетное давление колеса крана определяем по формуле:

$$F_{min} = F_{min}^H \cdot \gamma_F = \left(\frac{Q + G_{kp}}{n_0} - \frac{F_{2max}^H - F_{1max}^H}{2} \right) \cdot \gamma_F = \left(\frac{1000 + 1450}{4} - \frac{470 - 460}{2} \right) \cdot \gamma_F \approx 180 \text{ кН}.$$

Тогда $D_{max} = F_{2max} \cdot \sum Y_{i2} + F_{1max} \cdot \sum Y_{i1} = 564 \cdot (0,93 + 1,0 + 0,797 + 0,717) + 552 \cdot (0,48 + 0,550 + 0,337 + 0,267) = 564 \cdot 3,434 + 552 \cdot 1,634 = 2839 \text{ кН}.$

Расчетные внешние моменты от крановой нагрузки, передающиеся на колонны через подкрановые балки, определяем в предположении, что нейтральные оси сечения подкрановых участков колонн совпадают с их средними геометрическими осями:

$$M_{max} = D_{max} \cdot 0,5v_n = 2839 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 1774 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot 0,5v_n = 912 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 570 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо крана

$$T_0 = \left(\frac{Q + G_T}{n_k} \right) \cdot \gamma_F = 0,05 \left(\frac{1000 + 420}{4} \right) \cdot 1,2 = 17,8 \cdot 1,2 = 21,4 \text{ кН}.$$

Расчетное горизонтальное давление на колонну Т находим по формуле

$$T = T_0 \cdot \sum Y_i = 21,4 \cdot 5,07 = 108,5 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны определяем по приближенным формулам:

$$G_k^B = 1,1 \cdot 0,2 \cdot g_k \cdot \frac{L_0}{2} \cdot \beta - \text{для верхней части колонны};$$

$$\text{для нижней части колонны} - G_k^H = 1,1 \cdot 0,8 \cdot g_k \cdot \frac{L_0}{2} \cdot \beta;$$

$1,1 = \gamma_F$; коэффициент распределения веса колонны соответственно по частям берется из табл.1 равным 0,2, 0,8 в зависимости от грузоподъемности кранов.

Для учета пространственной работы каркаса необходимо найти коэффициент $\alpha_{пр}$. Покрытие запроектировано из крупноразмерных железобетонных плит, следовательно, $\alpha_{пр}$ определяем по формуле $\alpha_{пр} = \frac{\mu}{K} \left(\frac{1}{n} + \frac{hi^2}{2 \cdot \sum (hi)^2} \right)$, в которой $K=0,8$ – коэффициент, учитывающий податливость жесткой кровли однопролетных зданий;

$$\mu = \frac{\sum F_{max}^H}{D_{2max}^H} = \frac{4(470 + 460)}{2839 \cdot 1,2} = 1,575;$$

n – число рам в пространственном блоке;

$$\alpha_{пр} = 1,96(0,083 + 0,141) = 0,440$$

Определяем ветровую нагрузку на раму. Нормативный скоростной напор ветра для нашего региона, на высоте от поверхности земли до 10 м принимается равным $0,35 \text{ Кн/м}^2$, на высоте до 20 м с поправочным коэффициентом 1,35 и на высоте до 40 м – с коэффициентом 1,80.

В рассматриваемом здании полная высота здания равна 23,875 м, к которой соответствует поправочный коэффициент:

$$1,35 + \frac{(1,8 - 1,35) \cdot 3,9}{20} = 1,44.$$

Эпюры скоростного напора ветра показаны на Рисунок 4, где же приведены значения аэродинамических коэффициентов.

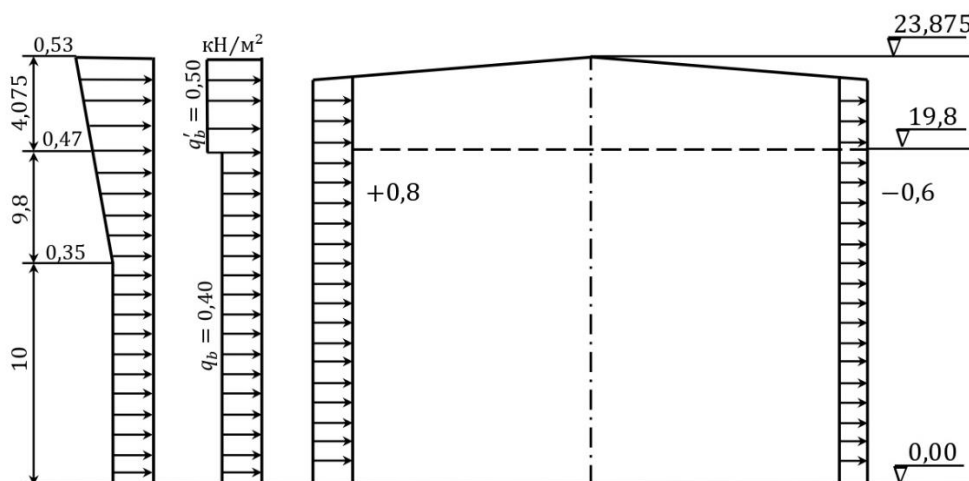


Рисунок 4 - Эпюры скоростного напора ветра и аэродинамические коэффициенты

Для упрощения расчета определяем средние значения ветрового напора на высоте от уровня земли до низа ригеля:

$$q'_b = (0,47 + 0,53)0,5 = 0,50 \text{ Кн/м}^2.$$

Кроме того, для облегчения вычислений при подсчете ветровой нагрузки, действующей на раму, разбиваем продольную ограждающую конструкцию цеха на отдельные участки, с которых ветровая нагрузка передается на колонны в виде равномерно распределенной (участок ω_1) и сосредоточенных сил в узлах С и С¹ (участки ω_2 и ω_3) и в узлах d и d' (участки ω_4), как показано на Рисунок 5.

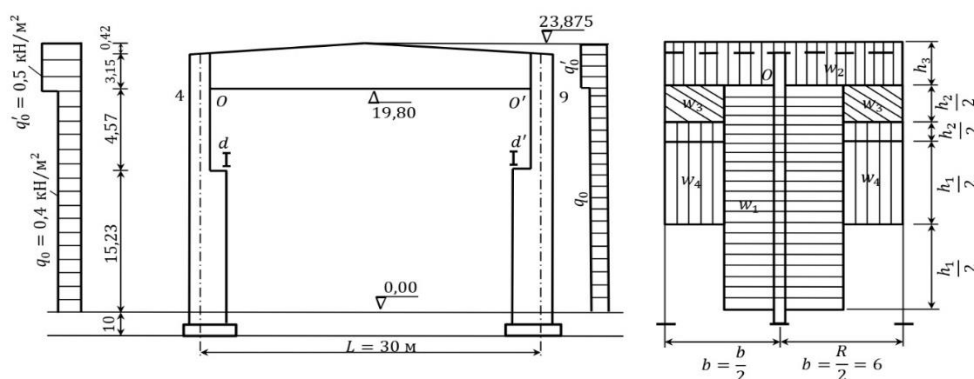


Рисунок 5 - Схема расположения ограждающих конструкций к определению ветровой нагрузки на раму

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на высоте колонны:

$$q_b^a = c^a \cdot q_0^b \cdot \frac{B}{2} \gamma_{q_b} = 0,8 \cdot 0,40 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 12 = 2,3 \text{ Кн/м};$$

$$q_{\text{в}}^a = c^a \cdot q_0^b \cdot \frac{B}{2} \gamma_{q\text{в}} = 0,6 \cdot 0,40 \cdot 0,5 \cdot 12 \cdot 12 = 1,73 \text{ кН/м};$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка, передающаяся в узлах 4 и 9:

$$W^a = [q_0^{ib} \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot \beta + q_0^b \cdot 0,8 \cdot 2,2 \cdot \beta/2] \cdot \gamma_{qb} = 43,6 \text{ кН} - \text{активная};$$

$$W^0 = \left[q_0^{ib} \cdot (0,6 \cdot 3,5 \cdot \beta) + q_0^b \cdot (0,6 \cdot \frac{4,4}{2} \cdot \frac{\beta}{2}) \right] \cdot \gamma_{qb} = 40,1 \text{ кН}.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка, передающаяся на раму через промежуточные стойки фахверка на уровне тормозных балок в узлах d и d':

$$\text{активная } q_a^d = q_0^b \cdot 0,8 \cdot \frac{15,4+4,4}{2} \cdot \frac{\beta}{2} \cdot \gamma_{qb} = 22,8 \text{ кН};$$

$$\text{отсос } q_0^{d'} = q_0^b \cdot 0,6 \cdot \frac{15,4+4,4}{2} + \frac{\beta}{2} \cdot \gamma_{qb} = 17,1 \text{ кН}.$$

Статический расчет рамы. Для выполнения статического расчета рамы необходимо составить ее расчетную схему и подготовить исходные данные для расчета на соответствующем ПО, которые затем передаются.

Результаты расчета выдаются в виде таблиц для пяти случаев загрузки:

- собственный вес;
- снеговая нагрузка;
- вертикальная крановая нагрузка;
- поперечное торможение кранов;
- ветровая нагрузка.

По табличным данным следует построить для рамы эпюры изгибающих моментов, поперечных и продольных сил от каждого вида загрузки и затем составить таблицу сочетания для определения расчетных усилий в колоннах рамы.

Расчетная схемы рамы. Генеральные размеры поперечного сечения здания, габариты сечений колонн, их привязку к разбивочным осям выполняют согласно известным требованиям.

Расчетный пролет рамы L_0 принимают равным расстоянию между геометрическими осями верхних над крановых участков колонн, полагая их совпадающими с осями, проходящими через центры тяжести этих сечений (Рисунок 6).

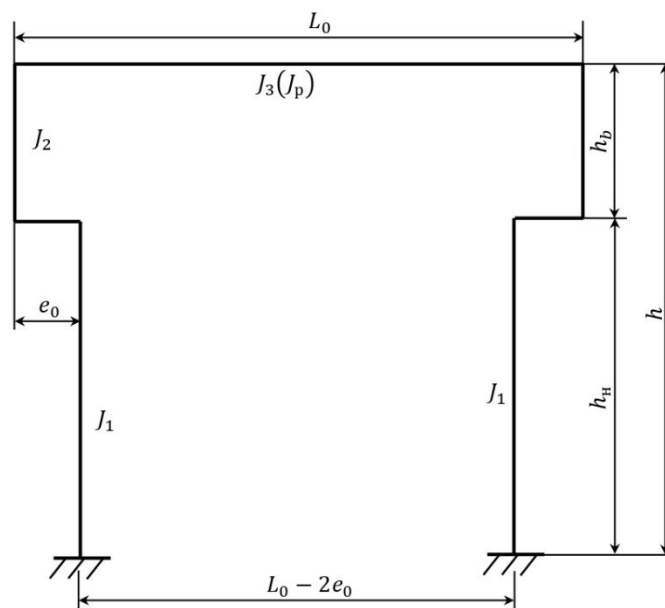


Рисунок 6 - Расчетная схема рамы

Оси колонн принимают вертикальными, имеющими излом в месте изменения сечения ступенчатых колонн. Этот излом равен расстоянию между центральными осями сечения верхней и нижней частей колонн:

$e_0 \approx 0.5(b_n - b_v)$, где b_n , b_v – ширина нижней и верхней частей колонн соответственно. Расчетную высоту h рам со сквозными ригелями, рассчитываемыми по упрощенной схеме с эквивалентными сплошными ригелями, принимают равной расстоянию от низа базы колонны до оси нижних поясов сквозных ригелей.

Место изменения ширины сечения ступенчатых колонн, совпадающее с уровнем низа подкрановых балок, является границей верхнего над кранового и нижнего подкранового участков колонны.

Для статического расчета рамы необходимо знать отношения:

$$N = \frac{J_1}{J_2} \text{ и } J = \frac{J_3}{J_1},$$

где J_1 , J_2 , J_3 – соответственно момент инерции поперечного сечения нижней и верхней части колонн и ригеля.

Для рамы с жестким креплением ригеля к колоннам эти отношения можно приближенно определить по формулам:

$$N = \frac{J_1}{J_2} = \frac{2 \cdot b_n}{b_v} \cdot \frac{Mq_n + P_{CH} + 5M_{max} + 2q_v \cdot h^2}{Mq_n + P_{CH} + M_{max} + q_v \cdot h^2},$$

$$J = \frac{J_3}{J_1} = 4N \cdot \frac{h_\phi}{b_n} \cdot \frac{Mq_n + P_{CH}}{Mq_n + P_{CH} + 5M_{max} + 2q_v \cdot h^2},$$

$$Mq_n + P_{CH} = \frac{(q_n + P_{CH})}{b} \cdot L_0^2,$$

где h_ϕ – высота фермы посередине пролета;

$Mq_n + P_{CH}$ – балочный момент в ригеле от расчетной распределённой постоянной q_n и снеговой P_{CH} нагрузок;

q_v – распределенная активная ветровая нагрузка на колонны;

M_{max} – максимальный крановый момент;

$$N = \frac{J_1}{J_2} = 3,91 \approx 4;$$

$$J = \frac{J_3}{J_1} = 4,5.$$

Примеры BIM моделирования альтернативного общественного здания приведены на Рисунок 7-11.

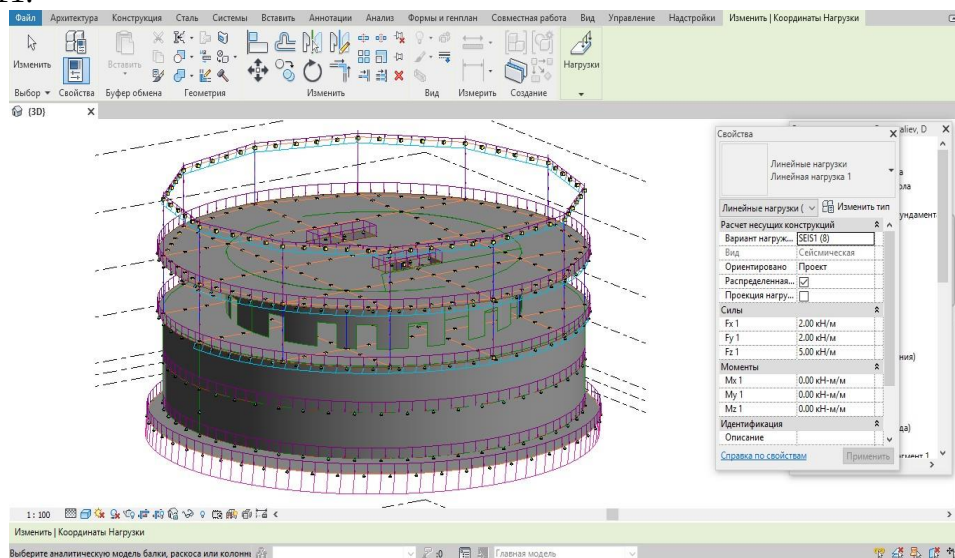


Рисунок 7 - Расчетное сочетание нагрузок в среде Revit

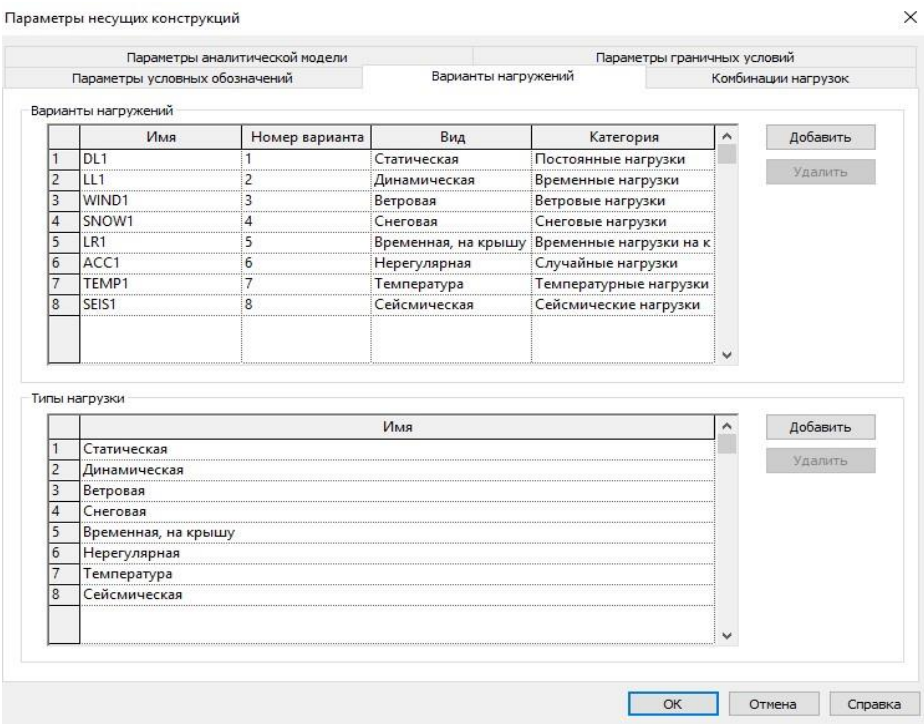


Рисунок 8 - Расчетное сочетание усилий

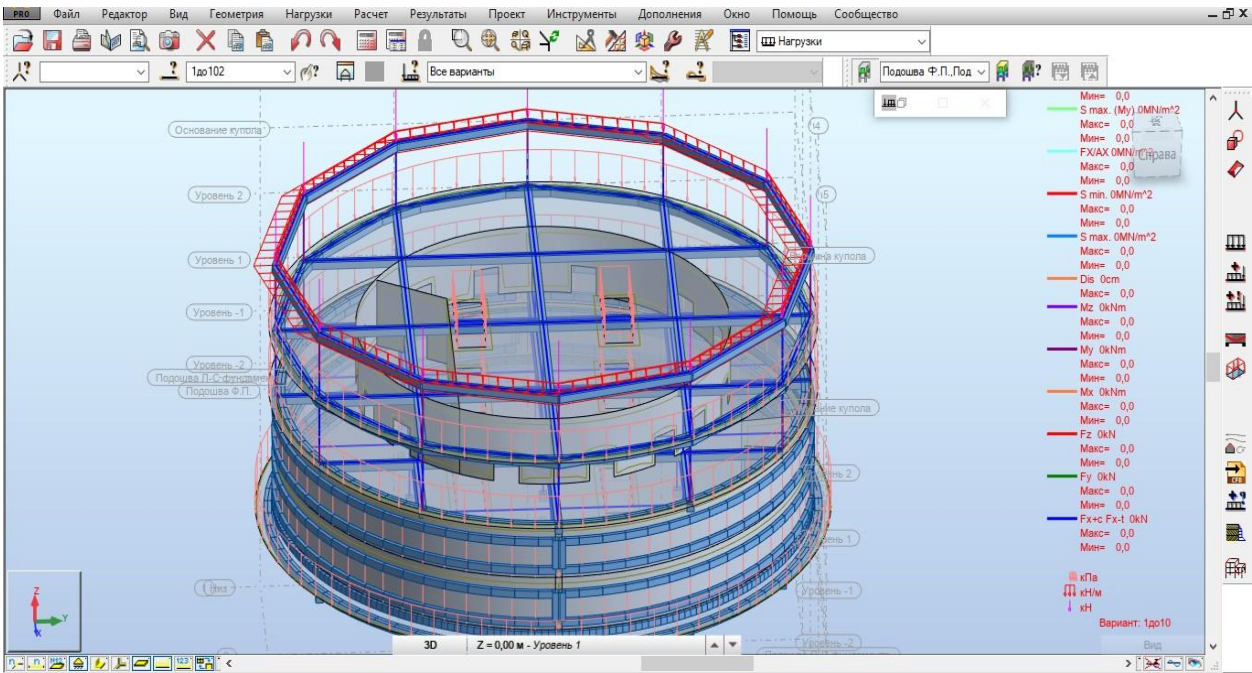


Рисунок 9 - Конечно-элементная модель

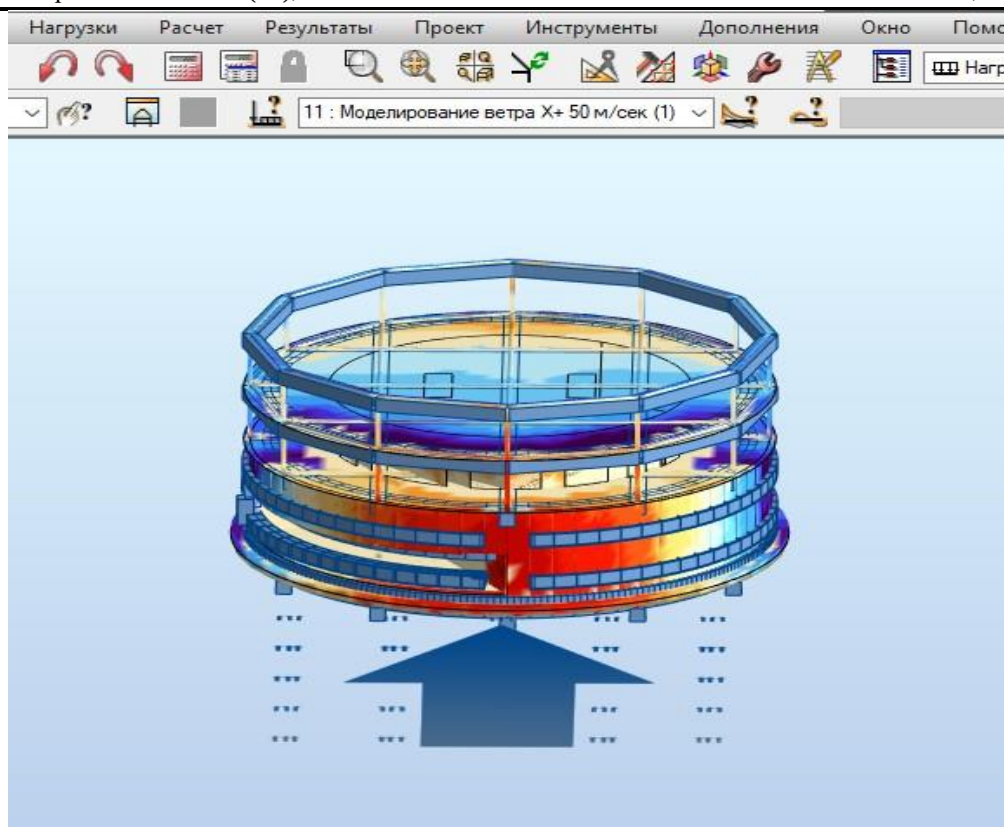


Рисунок 10 - Моделирование воздействия ветра

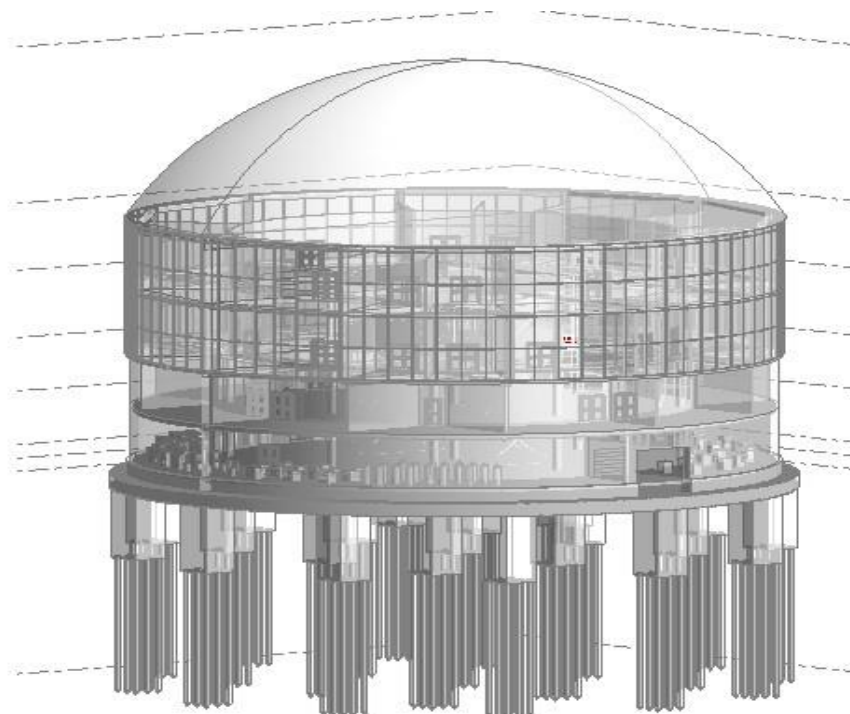


Рисунок 11 - Связи конструкции

Выводы. Учет пространственной работы каркаса зданий представляет собой сложный и важный процесс в инженерном проектировании, который помогает обеспечить

безопасность и долговечность здания при различных нагрузках и условиях эксплуатации. Применение моделирования зданий в среде BIM (Building Information Modeling) на основе МКЭ (метод конечных элементов) является мощным инструментом для анализа и оптимизации строительных проектов, что дает следующее:

1. Интеграция данных: BIM предоставляет подробную информацию о геометрии, материалах, компонентах и системах здания. Эти данные можно интегрировать в численную модель, позволяющую проводить более точный и реалистичный анализ.
2. Анализ нагрузок и напряжений: метод конечных элементов позволяет проводить анализ нагрузок и напряжений в структуре здания. Это может помочь в определении, как конструкция будет реагировать на различные нагрузки и какие меры можно принять для повышения ее надежности.
3. Оптимизация конструкции: с помощью МКЭ в BIM можно производить оптимизацию конструкции здания, чтобы снизить затраты и повысить эффективность. Это может включать в себя выбор оптимальных материалов, размеров элементов и систем.
4. Анализ устойчивости и безопасности: МКЭ позволяет проводить анализ устойчивости здания при различных нагрузках, а также анализ безопасности в экстремальных условиях, таких как землетрясения или пожары.
5. Визуализация результатов: сочетание численного моделирования с BIM позволяет визуализировать результаты анализа, которые помогают инженерам, архитекторам и заказчикам лучше понимать влияние различных факторов на проект.
6. Улучшение координации и сотрудничества: использование BIM с МКЭ способствует более тесному сотрудничеству между различными участниками проекта, такими как архитекторы, инженеры и строительные компании.
7. Уменьшение рисков: Анализ с использованием МКЭ может выявить потенциальные проблемы или дефекты в проекте еще на стадии проектирования, что помогает снизить риски и экономические потери на более поздних этапах.

В общем, комбинирование численного моделирования на основе МКЭ с BIM предоставляет мощный инструмент для создания более качественных и эффективных строительных проектов. Это помогает улучшить проектирование, снизить затраты и повысить безопасность зданий.

Список литературы

1. Болотбек, Т. Расчет резистентных к сейсмическим усилиям зданий по перемещениям [Текст] / [Болотбек Т., Д.Ж. Абдыраимов, А.А. Карабашов, С.Б. Кудайбергенов, Б.З. Муканбетова, Женишбек уулу Н.] // Вестник КГУСТА. – Бишкек: 2021. - Вып. 2 (72). – С. 242-249.
2. Болотбек, Т. Теоретическое обоснование практики применения сплошной фундаментной плиты на подземных уровнях зданий [Текст] / [Болотбек Т., К.У. Насырынбекова, Токтогул уулу Ж., А.Б. Болотбеков] // Вестник КГУСТА. – Бишкек: КГУСТА. – 2019. - Вып.1 (63), – С.132-136.
3. Болотбек, Т. Расчет и моделирование зданий с резинометаллическими изоляторами [Текст] / [Болотбек Т., Д.Ж. Абдыраимов, А.А. Карабашов, С.Б. Кудайбергенов, Б.З. Муканбетова, Женишбек уулу Н.] // Вестник КГУСТА. – Бишкек: КГУСТА. – 2021. - . Вып. 2 (72). – С. 236-241.