

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Оренбургский государственный университет»

Кафедра строительных конструкций

С.Б.Колоколов

ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГОРОДОВ

Рекомендовано к изданию Редакционно-издательским советом федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Оренбургский государственный университет» в качестве методических указаний для студентов, обучающихся по программам высшего образования по направлению 08.03.01 Строительство

Оренбург
2016

УДК 624.014:004 (07)
ББК 38.54я7
К61

Рецензент – доктор технических наук А.Ф. Колинченко

Колоколов, С.Б.

К61 Инженерные сооружения городов: методические указания / С.Б.Колоколов;
Оренбургский гос. ун-т – Оренбург: ООО ИПК «Университет», 2016. - 29 с.

В методических указаниях приводятся решения основных расчетных задач по дисциплине «Инженерные сооружения городов» и их числовые примеры. Методические указания предназначены для использования студентами, обучающимися по программам высшего образования направления 08.03.01 – Строительство.

УДК 624.014:004 (07)
ББК 38.54я7

© Колоколов С.Б., 2016
© ОГУ, 2016

Содержание

1	Подпорные стены.....	4
1.1	Активное давление однородного грунта.....	4
1.2	Активное давление неоднородного грунта.....	6
1.3	Определение давления грунта, вызванного полосовой нагрузкой на поверхности.....	10
1.4	Расчет гравитационной подпорной стены на устойчивость..	16
2	Пешеходные галереи.....	20
2.1	Общие сведения и конструктивное решение.....	20
2.2	Нагрузка на фермы пролетного строения.....	23
2.3	Нагрузка на ветровые фермы.....	25
2.4	Нагрузка на поперечные балки покрытия.....	27
2.5	Нагрузка на поперечные балки перекрытия.....	27
2.6	Нагрузка на поперечные рамы пролетного строения.....	27
2.7	Нагрузка на шарнирные опоры.....	28
2.8	Нагрузка на жесткие опоры.....	28
	Список использованных источников.....	29

1 Подпорные стены

Подпорные стены предназначены для обеспечения устойчивости вертикального откоса грунтового массива. Основной нагрузкой на подпорные стены является активное горизонтальное давление грунта. Поэтому при проектировании подпорных стен важно правильно определить величину возникающего давления грунта. Рассматриваются разные варианты выхода из строя стены под воздействием этой нагрузки: потеря устойчивости положения – опрокидывание, сдвиг, разрушение материала стены. Для расчета стены на первые два вида предельных состояний достаточно знать величину равнодействующей давления грунта на стену, для расчета прочности самой стены нужно знать распределение нагрузки по высоте стены.

1.1 Активное давление однородного грунта

Активное давление грунта численно равно минимальному сопротивлению стенки, при котором обеспечивается равновесие грунта. Расчетная схема задачи определения нагрузки от давления грунта показана на рисунке 1. Подпорная стена (1) должна обеспечить равновесие расположенной справа от нее треугольной призмы сползания ABC (2). Интенсивность активного давления на стену определяется по формуле

$$p = \gamma \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2} - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2}, \quad (1)$$

где γ – удельный вес грунта, кН/м³,

y – координата точки на стене, в которой определяется давление, м,

φ – угол внутреннего трения грунта, °,

c – удельное сцепление грунта, кПа.

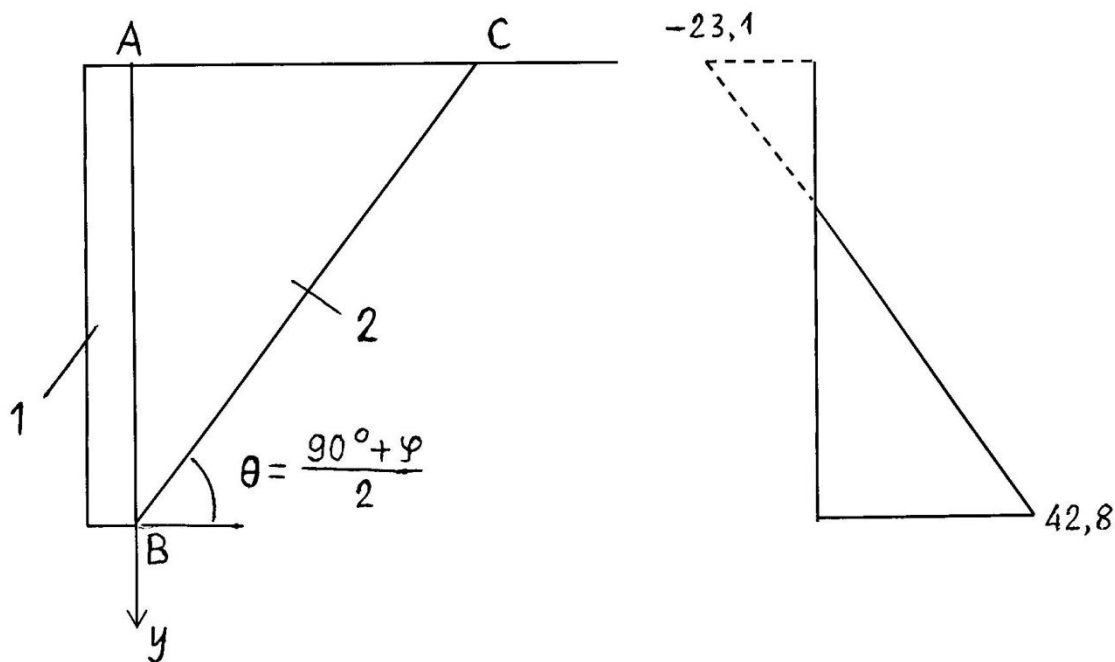


Рисунок 1 – Расчетная схема и эпюра активного давления на стену в однородном грунте

Рассматривается числовой пример со следующими данными:

высота стенки $H = 10$ м,

удельный вес грунта, $\gamma = 20$ кН/м³,

угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$,

удельное сцепление грунта $c = 20$ кПа.

Из рассмотрения формулы (1) видно, что интенсивность давления на стену зависит от координаты линейно. Следовательно, для построения эпюры давления достаточно определить величину интенсивности в верхней точке стены – на уровне поверхности грунта ($y = 0$), и в нижней – $y = H$. Вычисление дает результаты:

при $y = 0$: $p = -23,1$ кПа,

при $y = H$: $p = 42,8$ кПа.

Строим эпюру распределения интенсивности давления грунта по высоте стены. В верхней части давление отрицательное – этот участок эпюры показан штриховой линией. Эпюра давления показана на рисунке 1 справа. Отрицательного давления на стену быть не может, поэтому на этом участке давление грунта

отсутствует – вертикальный откос грунта устойчив и без стены. Найти высоту устойчивого откоса грунта можно по формуле

$$y_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2}} . \quad (2)$$

Подставляя числовые величины получаем

$$y_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2}} = \frac{2 \cdot 20}{20 \cdot 0,577} = 3,47 \text{ м.}$$

Эту же величину можно получить и графически из эпюры, построенной в масштабе. Следует иметь в виду, что масштаб линейный (по оси y) и масштаб силовой (ординаты эпюры давления) – независимы друг от друга. Предлагается, например, построить в тетради в клетку эпюру давления, приняв масштаб линейный 1:100 (две клетки – 1 м), масштаб силовой – 5 кПа в одной клетке и проверить результат, измерив расстояние от верхней точки стены до точки пересечения эпюры с осью y в линейном масштабе. Надо заметить, что изображенная штриховой линией часть эпюры нужна только для построения и эпюрой давления не является.

1.2 Активное давление неоднородного грунта

Если грунт состоит из нескольких слоев, механические характеристики которых различаются, то эпюра давления имеет более сложный характер (рисунок 2). На участке стены, расположенном в первом сверху слое грунта, построение не отличается от рассмотренного в разделе 1.1. В последующих слоях необходимо учитывать влияние вышележащих слоев.

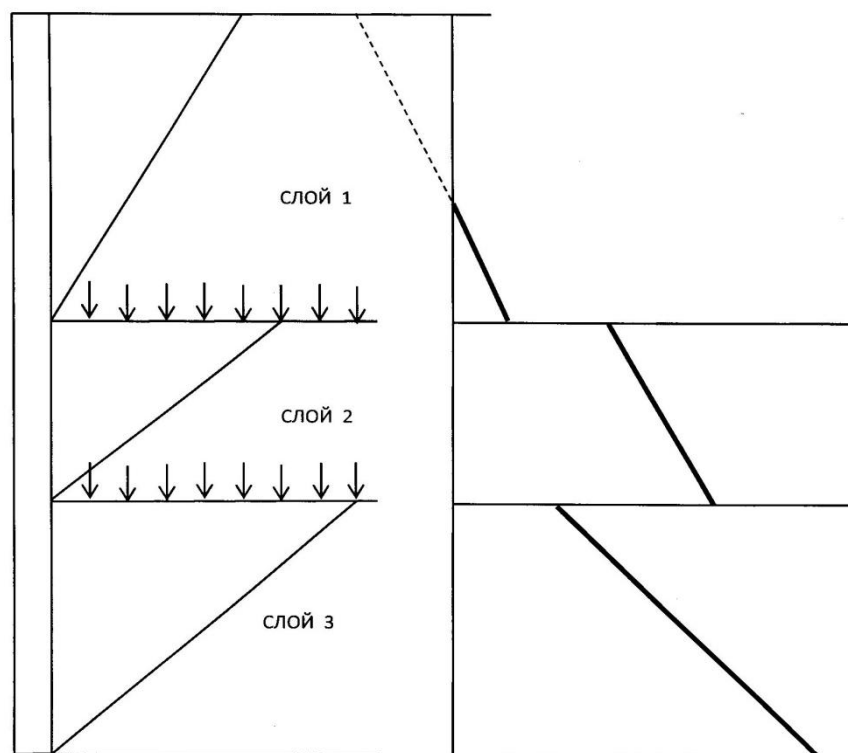


Рисунок 2 - Расчетная схема и эпюра активного давления на стену в неоднородном грунте

Участок стены, расположенный во втором слое можно рассматривать как подпорную стену, удерживающую от сползания призму, поверхностью которой является граница между первым и вторым слоями. Тогда первый слой выступает как нагрузка на поверхности призмы сползания второго слоя. Давление грунта с учетом нагрузки на поверхности определяется по формуле

$$p = (\gamma \cdot y + q) \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2} - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2}, \quad (3)$$

где q – интенсивность нагрузки на поверхности грунта, кН/м.

В формуле все механические характеристики – характеристики грунта второго слоя. Координата y в данном случае отсчитывается от верхней границы второго слоя. Интенсивность нагрузки q равна произведению удельного веса грунта первого слоя на мощность этого слоя. Совершенно аналогичные рассуждения можно

провести для последующих слоев. Нагрузкой на поверхности является каждый раз вертикальное давление, оказываемое весом всех вышележащих слоев.

Рассматривается числовой пример. Параметры стены и первого слоя грунта такие же, как и в разделе 1.1, за исключением того, что первый слой имеет мощность $m_1 = 4$ м. Следующие два слоя, контактирующие со стенкой имеют мощности, соответственно, $m_2 = 2,5$ м и $m_3 = 3,5$ м. Механические характеристики второго слоя:

удельный вес грунта, $\gamma_2 = 15$ кН/м³,

угол внутреннего трения грунта $\varphi_2 = 20^\circ$,

удельное сцепление грунта $c_2 = 5$ кПа.

Механические характеристики третьего слоя:

удельный вес грунта, $\gamma_3 = 25$ кН/м³,

угол внутреннего трения грунта $\varphi_3 = 15^\circ$,

удельное сцепление грунта $c_3 = 40$ кПа.

На границе слоев - в точке 1 на стене – рассматриваются два сечения: сечение 1-1, расположенное на глубине 4 м в первом слое, и сечение 1-2, расположенное на той же глубине, но во втором слое. В сечении 1-1 давление грунта на стену определяется по формуле (1). Надо напомнить, что произведение $\gamma \cdot y$ в формуле – это вертикальное давление в грунте на глубине y , а величина $tg^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2}$ – коэффициент горизонтального (бокового) давления грунта, который в дальнейшем для упрощения записи можно обозначить буквой λ . Для первого слоя величина $\lambda_1 = 0,33$. Для второго слоя

$$\lambda_2 = tg^2 \frac{90^\circ - \varphi_2}{2} = tg^2 35^\circ = 0,49,$$

для третьего слоя

$$\lambda_3 = tg^2 \frac{90^\circ - \varphi_3}{2} = tg^2 37,5^\circ = 0,59$$

Давление грунта в сечении 1-1 равно:

$$p_{1-1} = \gamma_1 \cdot m_1 \cdot \lambda_1 - 2 \cdot c_1 \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi_1}{2} = 20 \cdot 4 \cdot 0,33 - 2 \cdot 20 \cdot 0,577 = 3,3 \text{ кПа.}$$

Сечение 1-2 располагается во втором слое, следовательно, при вычислении давления грунта необходимо учитывать характеристики второго слоя. Но вертикальное давление грунта в сечении 1-2 такое же, как в сечении 1-1. Давление грунта на стену в сечении 1-2 имеет вид:

$$p_{1-2} = \gamma_1 \cdot m_1 \cdot \lambda_2 - 2 \cdot c_2 \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi_2}{2} = 20 \cdot 4 \cdot 0,49 - 2 \cdot 5 \cdot 0,7 = 32,2 \text{ кПа.}$$

Надо заметить, что интенсивность давления на границе слоя меняется скачком (рисунок 2 справа) из-за изменения механических свойств грунта при переходе из одного слоя в другой.

На границе между вторым и третьим слоем – в точке 2 – также рассматривается два сечения: 2-2 и 2-3. В точке 2 вертикальное давление грунта равно $\gamma_1 \cdot m_1 + \gamma_2 \cdot m_2$. Соответствующие величины давления грунта на стену в этих сечениях:

$$p_{2-2} = (\gamma_1 \cdot m_1 + \gamma_2 \cdot m_2) \cdot \lambda_2 - 2 \cdot c_2 \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi_2}{2} =$$

$$= (20 \cdot 4 + 15 \cdot 2,5) \cdot 0,49 - 2 \cdot 5 \cdot 0,7 = 50,6 \text{ кПа.}$$

$$p_{2-3} = (\gamma_1 \cdot m_1 + \gamma_2 \cdot m_2) \cdot \lambda_3 - 2 \cdot c_3 \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi_3}{2} =$$

$$= (20 \cdot 4 + 15 \cdot 2,5) \cdot 0,59 - 2 \cdot 40 \cdot 0,767 = 7,9 \text{ кПа.}$$

Как видно на этой границе слоев также наблюдается скачок в величине давления, но в сторону уменьшения за счет заметно большего значения удельного сцепления в третьем слое.

В нижней точке стены - в сечении 3-3 давление грунта на стену:

$$p_{2-3} = (\gamma_1 \cdot m_1 + \gamma_2 \cdot m_2 + \gamma_3 \cdot m_3) \cdot \lambda_3 - 2 \cdot c_3 \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi_3}{2} =$$

$$= (20 \cdot 4 + 15 \cdot 2,5 + 25 \cdot 3,5) \cdot 0,59 - 2 \cdot 40 \cdot 0,767 = 59,6 \text{ кПа.}$$

Теперь можно построить эпюру давления грунта на подпорную стену. В точках 1 и 2, расположенных на границах слоев откладываются от оси y два значения – для верхнего и нижнего сечения. Видно, что для более прочного слоя эпюра сдвинута в меньшую сторону - к оси y , а для менее прочного – в большую – от оси y .

1.3 Определение давления грунта, вызванного полосовой нагрузкой на поверхности

При рассмотрении случая, когда подпорная стена удерживает в равновесии грунт, представленный слоями с различными механическими характеристиками, все слои, расположенные ниже верхнего, испытывали дополнительную нагрузку от вышележащих слоев. Влияние этой нагрузки учитывалось достаточно просто. Так же просто можно учесть влияние равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта, которая имеет другую физическую природу. Важно лишь, чтобы нагрузка занимала всю поверхность призмы сползания (обрушения). Но в случае, когда на поверхности грунта действует нагрузка, равномерно распределенная по ширине полосы, захватывающей только часть поверхности, такой подход непосредственно применить нельзя.

Рассматривается вначале случай, когда полоса нагрузки располагается так, как показано на рисунке 3, т.е. оставляет незагруженной часть поверхности призмы сползания у стены.

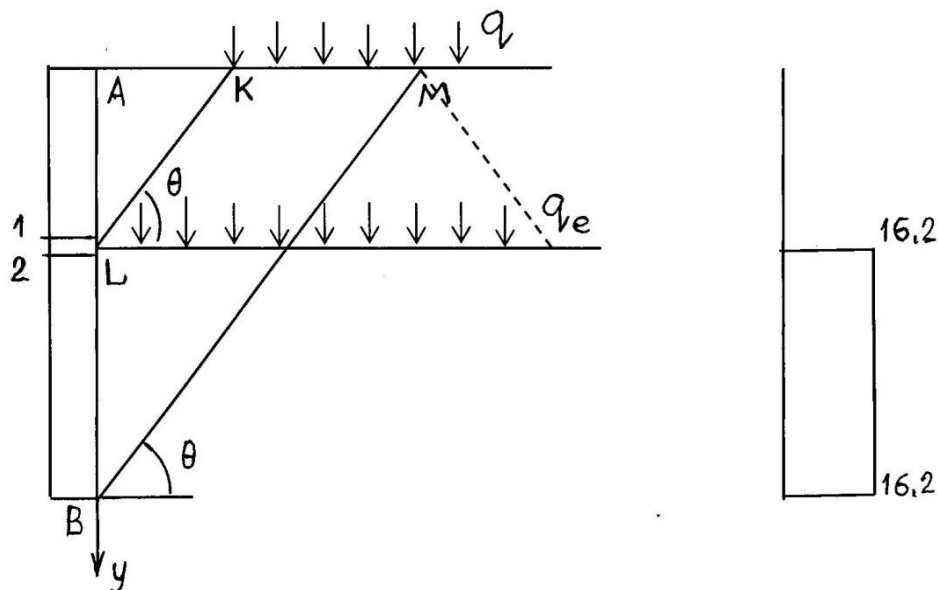


Рисунок 3 – Влияние полосовой нагрузки на поверхности грунта, сдвинутой от подпорной стены

Для понимания подхода к решению проблемы удобно использовать геометрическую интерпретацию механизма давления грунта. Построим призму сползания ALK таким образом, чтобы линия сползания LK пересекала линию поверхности грунта в точке начала полосы нагрузки K. Линия сползания составляет с горизонталью угол:

$$\theta = \frac{90^{\circ} + \varphi}{2}. \quad (4)$$

Построенная призма сползания формирует активное давление на участок стены от поверхности до точки пересечения линии сползания с линией стены. Поскольку поверхность призмы сползания не загружена дополнительной нагрузкой, то влияние полосовой нагрузки на данный участок отсутствует.

Проведем теперь из точки пересечения L построенной линии сползания с линией стены горизонтальную прямую и рассмотрим эту линию как верхнюю границу грунта. Загрузим верхнюю границу равномерно распределенной нагрузкой, равнодействующая которой равна равнодействующей полосовой нагрузки на поверхности грунта. Интенсивность этой, эквивалентной заданной, нагрузки

меньше, чем нагрузки на поверхности грунта, поскольку эквивалентная нагрузка распределена на большую площадь. В левой части полоса ограничена стеной и, для симметрии, в правой части граница действия находится на расстоянии $2a+b$ от стены. Тогда интенсивность эквивалентной нагрузки определится формулой:

$$q_e = q \frac{b}{2 \cdot a + b}, \quad (5)$$

где q – интенсивность заданной нагрузки, кПа,

b – ширина полосы нагрузки в пределах основной призмы сползания, м,

a – расстояние от стены до полосовой нагрузки, м.

Поскольку теперь вся условная поверхность грунта покрыта равномерно распределенной нагрузкой, то дополнительное давление на стену от этой нагрузки определится формулой

$$p_q = q_e \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2} = q_e \cdot \lambda. \quad (6)$$

Заметим, что эта добавка к давлению грунта не зависит от глубины. Эпюра дополнительного давления показана на рисунке 3 справа.

Далее рассматривается случай, когда нагрузка действует на поверхности грунта в пределах полосы, начинающейся от стенки, но не покрывающей всю призму сползания (рисунок 4).

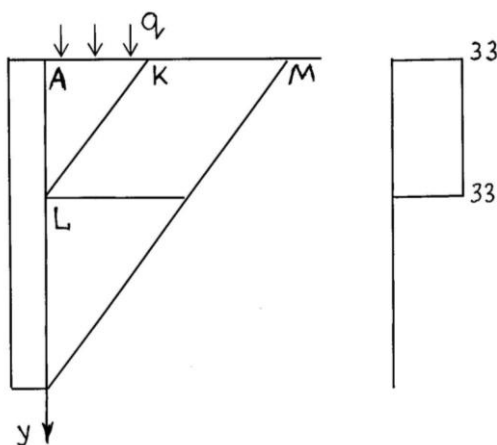


Рисунок 4 – Влияние полосовой нагрузки, действующей на поверхности грунта непосредственно у подпорной стены

Построим призму сползания AKL так, чтобы нагрузка полностью покрывала призму. На участке стены AL в пределах высоты построенной призмы сползания давление грунта определяется по формуле:

$$p_q = q \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2} = q \cdot \lambda, \quad (7)$$

так как нагрузка полностью покрывает призму. Рассмотрим участок стены, расположенный ниже пересечения линии сползания как самостоятельную стену. Тогда поверхность грунта оказывается свободной от нагрузки и влияние полосовой нагрузки отсутствует. Соответствующая эпюра дополнительного давления показана на рисунке 4 справа.

Далее рассматривается случай, когда полоса нагрузки полностью помещается на поверхности грунта и по обе стороны этой полосы есть участки, свободные от нагрузки (рисунок 5).

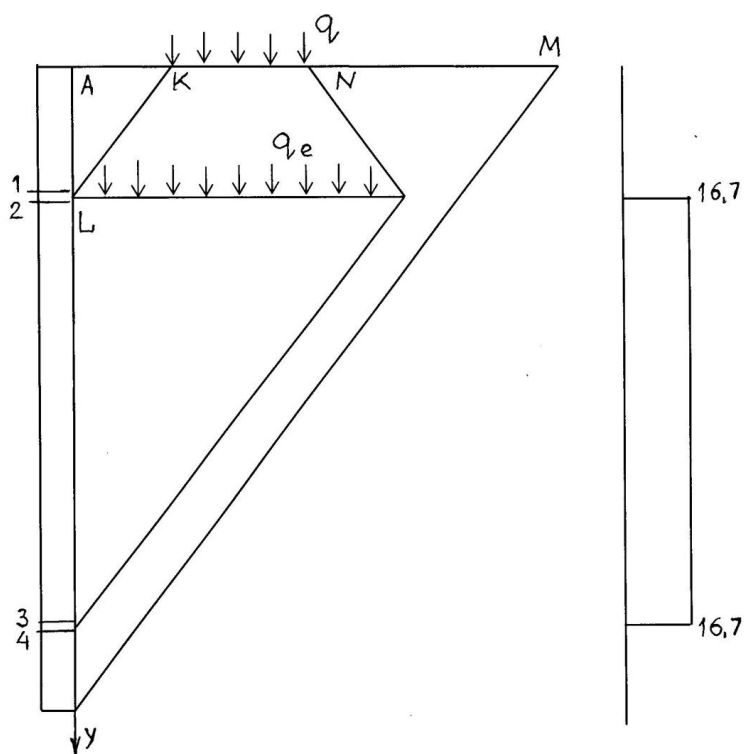


Рисунок 5 – Влияние полосовой нагрузки произвольно расположенной на поверхности грунта

В этом случае можно использовать только что рассмотренные закономерности. Начало участка, где учитывается действие нагрузки на поверхности грунта, находится в точке L пересечения линии сползания LK, проведенной из точки начала полосы, со стеной. Чтобы найти нижнюю границу участка, где учитывается влияние нагрузки на поверхности, надо отложить от границы стены на уровне начала влияния отрезок, равный $2a+b$, и от конца этого отрезка провести линию, параллельную линии сползания, до пересечения со стеной. Полученная точка и будет нижней границей учета влияния нагрузки на поверхности. Рассматривается пример. Определить активное давление на стену высотой 10 м грунта со следующими механическими характеристиками:

удельный вес грунта, $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$,

угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$,

удельное сцепление грунта $c = 20 \text{ кПа}$.

На поверхности действует равномерно распределенная на полосе шириной $b = 2 \text{ м}$ нагрузка интенсивностью 100 кПа . Полоса удалена от стены на расстояние $a = 1 \text{ м}$.

Угол наклона линии сползания к горизонтали:

$$\theta = \frac{90^\circ + \varphi}{2} = 60^\circ.$$

Величина коэффициента горизонтального давления грунта, вычисленная для данных условий $\lambda = 0,33$. Проводим линию сползания из точки L начала полосовой нагрузки на поверхности грунта, находящейся на расстоянии $a = 1 \text{ м}$ от стены. Рассматривая полученный треугольник, получаем глубину:

$$y_1 = \frac{a}{\text{ctg}\theta} = \frac{1}{0,577} = 1,73 \text{ м}.$$

До этой глубины нагрузка на поверхности не действует. Обозначим сечение стены на этой глубине номером 1, а величина активного давления в этом сечении определится из выражения:

$$p_1 = \gamma \cdot y_1 \cdot \lambda - 2 \cdot c \cdot \text{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2} = 20 \cdot 1,73 \cdot 0,33 - 2 \cdot 20 \cdot 0,577 = -11,7 \text{ кПа}.$$

Знак минус означает, что на этой глубине давление грунта отсутствует.

Теперь найдем эквивалентную нагрузку на этой глубине:

$$q_e = q \frac{b}{2 \cdot a + b} = 100 \frac{2}{2 \cdot 1 + 2} = 50 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление грунта на стену, вызванное этой нагрузкой:

$$p_q = q_e \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \varphi}{2} = q_e \cdot \lambda = 50 \cdot 0,33 = 16,7 \text{ кПа.}$$

Это давление начинает действовать сразу же ниже сечения 1. Обозначим номером 2 сечение на той же глубине, что и сечение 1, но ниже его, и поэтому попадающее в зону действия нагрузки на поверхности. Тогда в сечении 2 давление на стену определится суммой:

$$p_2 = p_1 + p_q = -11,7 + 16,7 = 5 \text{ кПа.}$$

Эпюра давления показана на рисунке справа. В нижележащих сечениях стены давление будет возрастать пропорционально увеличению глубины, но добавка будет сохранять постоянную величину.

Определим теперь, до какой глубины нагрузка на поверхности будет оказывать влияние на стену. Для этого нужно из точки, расположенной на глубине y_1 и на расстоянии $2a+b$ от стены, провести прямую линию, параллельную линии сползания до пересечения с линией стены, то есть построить призму сползания для участка стены, на котором эквивалентная нагрузка заполняет верхнюю границу грунта полностью. Точка пересечения на стене и является нижней границей этого участка. Обозначим эту точку номером 3. Аналитически координата точки 3 находится по очевидной формуле:

$$y_3 = y_1 + (2 \cdot a + b) \operatorname{tg} \vartheta = 1,73 + 4 \cdot 1,73 = 8,65 \text{ м.}$$

Давление на стену в сечении 3 равно:

$$\begin{aligned} p_3 &= (\gamma \cdot y_3 + q_e) \cdot \lambda - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2} = \\ &= (20 \cdot 8,65 + 50) \cdot 0,33 - 2 \cdot 20 \cdot 0,577 = 50,5 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Ниже сечения 3, в сечении 4, расположенном на той же глубине, что и сечение 3, но уже не попадающим в зону действия нагрузки на поверхности, давление изменяется скачком на величину $p_q = 16,7$ кПа:

$$p_4 = p_3 - p_q = 50,5 - 16,7 = 33,8 \text{ кПа.}$$

Определение положения сечений 1 – 4 можно осуществить путем графических построений, выполненных при строгом соблюдении масштаба. Эпюра дополнительного давления показана на рисунке 5 справа, а эпюра активного давления с учетом нагрузки на поверхности приведена на рисунке 6.

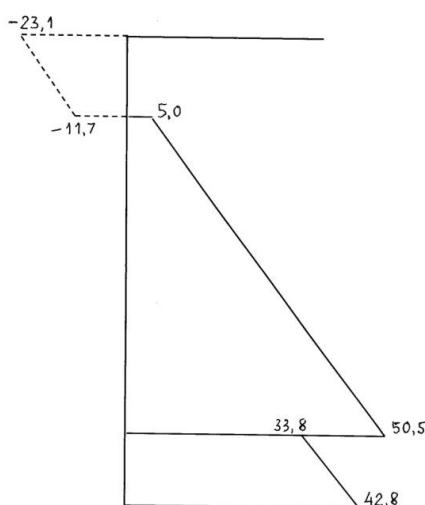


Рисунок 6 - Эпюра активного давления с учетом нагрузки на поверхности

1.4 Расчет гравитационной подпорной стены на устойчивость

Активное давление грунта может вызвать сдвиг стены. Сдвигу препятствует сила трения стены о грунт, создаваемая массой стены. Чтобы увеличить силу трения делают стену массивной (гравитационной). Для обеспечения устойчивости подпорной стены, кроме того, ее обычно заглубляют в грунт. Тогда создается пассивное сопротивление грунта заглубления сдвигу. Пассивное давление грунта (интенсивность давления) определяется по формуле:

$$p_n = \gamma \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ + \varphi}{2} + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ + \varphi}{2}, \quad (8)$$

где y – координата, отсчитываемая от нулевой отметки стены, м.

Рассматривается вначале задача определения требуемой толщины гравитационной стены без заделки в грунт (рисунок 7) при следующих условиях:

высота стены $H = 10$ м,

удельный вес грунта, $\gamma = 20$ кН/м³,

угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$,

удельное сцепление грунта $c = 20$ кПа.

Сдвигу препятствует сила трения стены о грунт T , определяемая давлением массы стены G и коэффициентом трения μ .

Используем результаты расчета активного давления для этих условий в разделе 1.1: высота устойчивого вертикального откоса $y_0 = 3,47$ м, давление у основания стены $p = 42,8$ кПа. Вычислим равнодействующую активного давления на стену:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 42,8 \cdot (10 - 3,47) = 138 \text{ кН.}$$

Коэффициент трения стены о грунт примем для песка равным $\mu = 0,6$. Удельный вес материала стены примем равным $\gamma_{ст} = 18$ кН/м³. Условие устойчивости положения стены против сдвига:

$$T = G \cdot \mu = \gamma_{ст} \cdot H \cdot t_{ст} \cdot \mu > P_a, \quad (9)$$

где $t_{ст}$ – толщина стены, м.

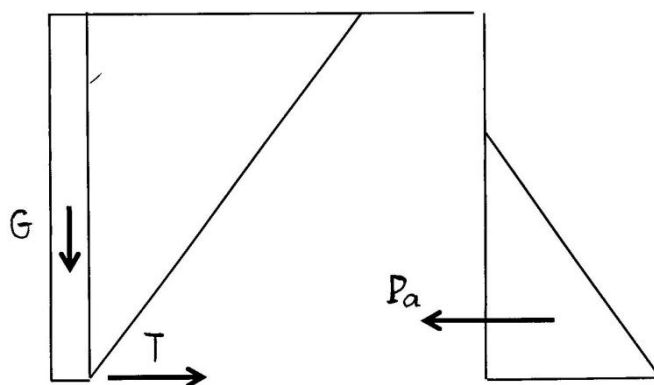


Рисунок 7 – К расчету массивной подпорной стены

Подставляя известные величины и решая неравенство относительно толщины стены, получаем:

$$t_{cm} > \frac{P_a}{\gamma_{cm} \cdot H \cdot \mu} = \frac{138}{18 \cdot 10 \cdot 0,6} = 1,28 \text{ м.}$$

Поставим задачу уменьшить требуемую толщину стены до 0,5 м за счет заглубления в грунт. Примем глубину заглубления за неизвестную x .

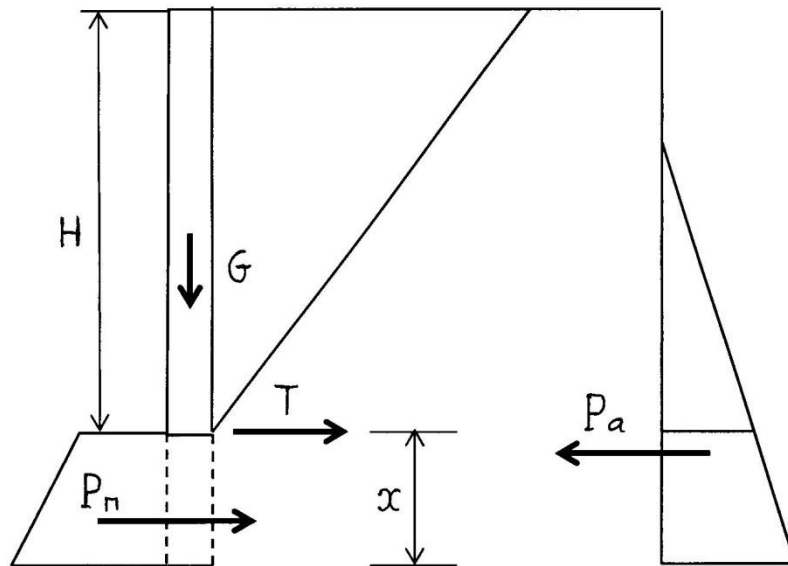


Рисунок 8 – К расчету массивной подпорной стены, заглубленной в грунт

Определим величину активного давления на глубине $H + x$ от поверхности грунта:

$$p = \gamma \cdot (H + x) \cdot \lambda - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2}. \quad (10)$$

Для упрощения записи обозначим через p_{ca} вычитаемое в правой части, не зависящее от величины x и вычислим его:

$$p_a = 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \varphi}{2} = 2 \cdot 20 \cdot 0,577 = 23,1 \text{ кПа.}$$

Коэффициент горизонтального давления:

$$\lambda = \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - 30^\circ}{2} = \operatorname{tg}^2 30^\circ = 0,33$$

Подставим в (10) известные величины:

$$p = 20 \cdot (10 + x) \cdot 0,33 - 23,1 = 42,9 + 6,6 \cdot x.$$

Равнодействующая активного давления на стену с учетом заглубления:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot (42,9 + 6,6 \cdot x) \cdot (10 + x - 3,47) = 3,3x^2 + 0,1x + 140 \text{ кН.}$$

Теперь надо найти равнодействующую пассивного давления на участке стены ниже нулевой отметки. На нулевой отметке ($y = 0$), в отличие от аналогичного случая с активным давлением, пассивное давление при наличии сцепления грунта не равно нулю, так как составляющая от сил сцепления входит в формулу со знаком плюс. Вычисляем эту величину:

$$p_n = \gamma \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ + \varphi}{2} + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ + \varphi}{2} = 0 + 2 \cdot 20 \cdot \operatorname{tg} 60^\circ = 69,2 \text{ кПа.}$$

Обозначим составляющую пассивного давления от сил сцепления, не зависящую от координаты:

$$p_{nc} = 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \frac{90^\circ + \varphi}{2}. \quad (11)$$

Коэффициент горизонтального пассивного давления

$$\lambda_n = \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ + \varphi}{2} = 3,00.$$

Величина пассивного давления на глубине x от нулевой отметки

$$p_n = \gamma \cdot x \cdot \lambda_n + p_{nc} = 60 \cdot x + 69,2.$$

Равнодействующая пассивного давления, равная площади эпюры в виде трапеции:

$$P_n = \frac{1}{2} \cdot (69,2 + 60 \cdot x + 69,2) \cdot x = 69,2x + 30x^2.$$

Для обеспечения устойчивости положения стены против сдвига должно выполняться условие:

$$P_n + \gamma_{cm} \cdot (H + x) \cdot t_{cm} \cdot \mu > P_a. \quad (12)$$

Подставляя в (12) известные величины, получаем неравенство:

$$69,2x + 30x^2 + 18 \cdot (10 + x) \cdot 0,5 \cdot 0,6 > 3,3x^2 + 0,1x + 140$$

или $26,7x^2 + 78,1x - 50 > 0$. Решение неравенства $x > 0,88$ м.

Следовательно, для обеспечения устойчивости положения подпорной стены толщиной 0,5 м против сдвига ее следует заглубить почти на 0,9 м.

2 Пешеходные галереи

2.1 Общие сведения и конструктивное решение

Пешеходная галерея представляет собой надземное сооружение, соединяющее два здания и служащее для перехода людей непосредственно из одного здания в другое (рисунок 9). Пешеходные галереи, как правило, закрытые. Галерея состоит из пролетного строения и опор. Конструктивное решение пролетного строения может быть осуществлено с применением балок, ферм, плит и пространственных замкнутых конструкций. В качестве материала для несущих конструкций применяется сталь, железобетон и дерево.

При проектировании галерей учитываются следующие нагрузки:

- собственный вес пролетного строения и опор;
- снеговая;
- ветровая (при необходимости с учетом динамической составляющей);
- эксплуатационная (от перемещающихся по галерее людей).

На занятии рассматривается процедура формирования расчетной схемы галереи и отдельных ее элементов, определения нагрузок и последовательность расчета и подбора элементов. В качестве конкретного примера используется галерея со стальным каркасом.

Пролет галереи – 30 м. Пролетное строение конструктивно состоит из двух частей, соединенных над средней опорой шарнирно. Расчетная схема приведена на рисунке 10. Средняя опора – жесткая: она обеспечивает жесткость галереи как в продольном, так и в поперечном направлении. Крайние опоры – шарнирные в плоскости галереи, но жесткие в поперечном направлении. Крайние опоры расположены симметрично друг другу таким образом, что на примыкающих к

зданиям, соединяемым галереей, образуются консольные участки длиной по 3 м каждый.

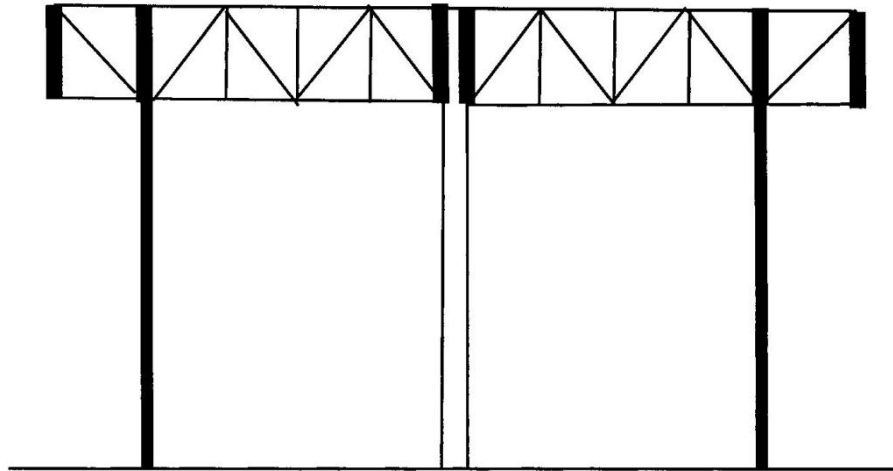


Рисунок 9 – Схема галереи

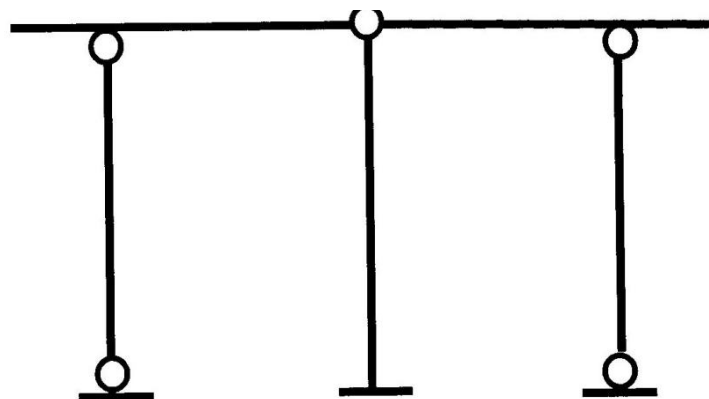
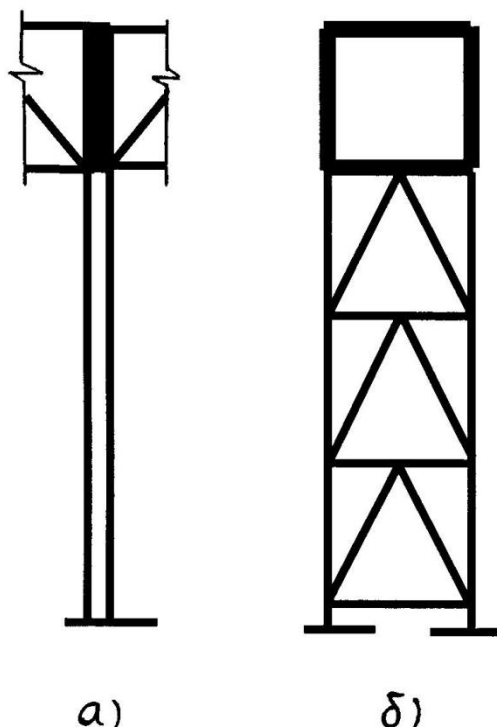


Рисунок 10 – Расчетная схема галереи

Таким образом, шаг опор – 12 м. Ширина галереи – 3 м, высота в пролетного строения в свету 2,5 м, габарит пролетного строения по высоте – не более 3,5 м. Отметка пола галереи – 5 м.

Конструктивное решение пролетного строения – вертикальные фермы, соединенные между собой горизонтальными связями (ветровыми фермами). Размер панелей ферм пролетного строения – 3 м. Стойки ветровых ферм одновременно

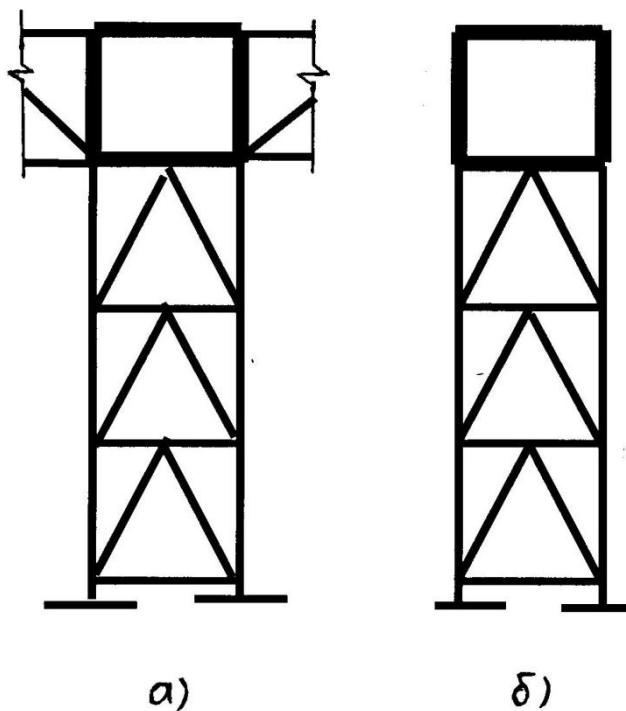
являются поперечными балками. Опоры шарнирные – сквозные двухветвевые, с расположением ветвей в поперечном направлении (рисунок 11). Жесткая опора – четырехветвевая (рисунок 12). Решетка опор - раскосная. На опорах и в местах примыкания к зданиям пролетное строение имеет жесткие опорные рамы, которые обеспечивают жесткость пролетного строения в поперечном направлении.



а) в плоскости пролетного строения; б) из плоскости

Рисунок 11 – Шарнирная опора

Вертикальная нормативная нагрузка от собственного веса пролетного строения в примере в первом приближении принимается равной 1 кПа. Эксплуатационная нормативная нагрузка от веса людей, также и вертикальная принимается в соответствии с нормами, равной 4 кПа. Снеговая расчетная нагрузка – 2,4 кПа, ветровая нормативная – 0,38 кПа.



а) в плоскости пролетного строения; б) из плоскости

Рисунок 12 – Жесткая опора

Расчет всех элементов производится на невыгодное сочетание действующих на элементы нагрузок.

2.2 Нагрузка на фермы пролетного строения

Нагрузка от собственного веса конструкции пролетного строения распределяется равномерно по узлам верхнего и нижнего пояса. Суммарная нагрузка собирается с площади горизонтальной проекции пролетного строения. Усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

$$P_{св} = 30 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1,2 = 108 \text{ кН.}$$

Количество узлов ферм пролетного строения – 48 (по 12 на каждую из четырех пролетных ферм длиной 15 м), из них 16 торцовых. Торцовые узлы нагружены в два

раза меньше промежуточных. Следовательно, нагрузка на один промежуточный узел составит:

$$F_{св} = \frac{108}{(48 - 8)} = 2,7 \text{ кН},$$

на торцовый узел в два раза меньше – 1,35 кН.

Эксплуатационная нагрузка также собирается с площади горизонтальной проекции пролетного строения и распределяется на узлы нижнего пояса – их 24, в том числе 8 торцовых. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Суммарная нагрузка:

$$P_{э} = 30 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 1,2 = 432 \text{ кН}$$

Нагрузка на один промежуточный узел составит:

$$F_{св} = \frac{432}{(24 - 4)} = 21,6 \text{ кН},$$

на торцовый – 10,8 кН.

Ветровая нагрузка непосредственно на вертикальные фермы не действует: она воспринимается горизонтальными связевыми фермами (ветровыми). Пояса вертикальных ферм, общие с горизонтальными, работают на ветровую нагрузку, но усилия в них определяются при расчете горизонтальных ферм.

Снеговая нагрузка определяется аналогично другим вертикальным нагрузкам и распределяется по узлам верхнего пояса. Коэффициент надежности при определении суммарной расчетной нагрузки не нужен, поскольку в СНиП дается именно расчетная нагрузка на квадратный метр. Кровля галереи плоская, поэтому коэффициент, учитывающий конфигурацию кровли равен единице. Суммарная снеговая расчетная нагрузка:

$$P_{сн} = 30 \cdot 3 \cdot 2,4 = 216 \text{ кН}.$$

Нагрузка на один промежуточный узел:

$$F_{св} = \frac{216}{(24 - 4)} = 10,8 \text{ кН},$$

на торцовый – 5,4 кН.

2.3 Нагрузка на ветровые фермы

На ветровые фермы вертикальная нагрузка непосредственно не действует. Ветровая (горизонтальная) нагрузка собирается с вертикальной проекции пролетного строения, площадь которой равна $30 \times 3,5 = 105 \text{ м}^2$. Нормативная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$w = w_m + w_p, \quad (13)$$

где w_m - средняя составляющая ветровой нагрузки

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (14)$$

w_0 - нормативное значение ветрового давления; $w_0 = 0,38 \text{ кПа}$,

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий высоту сооружения; $k(z_e) = 0,59$,

z_e - эквивалентная высота сооружения; $z_e = 5 + 3,5/2 = 6,75 \text{ м}$,

c - аэродинамический коэффициент; $c = 2,5$;

w_p - нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки,

порядок определения которой зависит от первой частоты собственных колебаний.

Подставляя в (14) известные величины, получаем:

$$w_m = 0,38 \cdot 0,59 \cdot 2,5 = 0,56 \text{ кПа}.$$

Частоту собственных колебаний галереи можно найти по формуле

$$\omega = \frac{2\pi}{\sqrt{u \cdot m}}, \quad (15)$$

где u - перемещение верхнего сечения опоры от действия единичной силы:

$$u = \frac{1}{3} \cdot \frac{h^3}{E \cdot J}, \quad (16)$$

где h - высота опоры, м

E - модуль упругости стали; $E = 2,06 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2$,

J - момент инерции сечения опоры, м^4 ,

m - масса пролетного строения галереи, $\text{кН} \cdot \text{с}^2/\text{м}$.

С запасом можно принять момент инерции $J = 100\,000 \text{ см}^4 = 10^{-3} \text{ м}^4$.

Подставляя известные величины, получаем:

$$u = \frac{1}{3} \cdot \frac{5^3}{2,06 \cdot 10^8 \cdot 10^{-3}} = 2,02 \cdot 10^{-6} \text{ м.}$$

Масса пролетного строения может быть определена из величины максимальной нагрузки:

$$m = \frac{P_{св} + P_{сн} + P_{э}}{g} = \frac{108 + 216 + 432}{g} = 77 \text{ кН} \cdot \text{с}^2 / \text{м.}$$

Вычисляем частоту собственных колебаний:

$$\omega = \frac{2 \cdot 3,14}{\sqrt{2,02 \cdot 10^{-6} \cdot 77}} = 50 \text{ }^1/\text{с.}$$

Предельное значение частоты собственных колебаний $f_1 = 3,8 \text{ }^1/\text{с}$, что меньше фактической частоты. Тогда:

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \nu, \quad (17)$$

где $\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации; по таблице $\zeta(z_e) = 1,17$,

ν - коэффициент пространственной корреляции пульсаций; $\nu = 0,75$.

Подставляя известные величины, получаем:

$$w_p = 0,56 \cdot 1,17 \cdot 0,75 = 0,49 \text{ кПа.}$$

Итого нормативная ветровая нагрузка:

$$w = 0,56 + 0,49 = 1,05 \text{ кПа.}$$

Расчетная нагрузка от давления ветра определяется по формуле учетом коэффициента надежности $\gamma_f = 1,4$:

$$p_e = 1,05 \cdot 1,4 = 1,47 \text{ кПа.}$$

Полная ветровая нагрузка на галерею:

$$P_e = 30 \cdot 3,5 \cdot 1,47 = 154 \text{ кН.}$$

Распределяя ветровую нагрузку по узлам аналогично снеговой, получаем нагрузку на один промежуточный узел:

$$F_{св} = \frac{154}{(24 - 4)} = 7,7 \text{ кН,}$$

на торцовый – 3,85 кН.

2.4 Нагрузка на поперечные балки покрытия

Поперечными балками покрытия служат стойки верхних ветровых ферм. Следовательно, продольные силы в балках определяются из расчета ветровых ферм. Основными нагрузками, воспринимаемыми балками покрытия, являются нагрузка от собственного веса покрытия и снеговая нагрузка. Нагрузка от собственного веса может быть принята равной половине собственного веса, принятая при расчете ферм пролетного строения. Тогда расчетная нагрузка на балку при размере панели 3 м:

$$P_{св} = 1 \cdot 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м.}$$

Аналогично расчетная снеговая нагрузка:

$$P_{сн} = 2,4 \cdot 3 = 7,2 \text{ кН/м.}$$

2.5 Нагрузка на поперечные балки перекрытия

Поперечными балками перекрытия служат стойки нижних ветровых ферм. Следовательно, продольные силы в балках определяются из расчета ветровых ферм. Основными нагрузками, воспринимаемыми балками перекрытия, являются нагрузка от собственного веса перекрытия и эксплуатационная нагрузка. Нагрузка от собственного веса может быть принята равной половине собственного веса, принятая при расчете ферм пролетного строения. Тогда расчетная нагрузка на балку при размере панели 3 м:

$$P_{св} = 1 \cdot 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м.}$$

Аналогично расчетная эксплуатационная нагрузка:

$$P_{сн} = 4 \cdot 3 \cdot 1,2 = 14,4 \text{ кН/м.}$$

2.6 Нагрузка на поперечные рамы пролетного строения

Опорные рамы пролетного строения обеспечивают жесткость пролетного строения в поперечном направлении, поскольку связи между фермами невозможно

установить, не загромождая проход. Опорные рамы представляет собой прямоугольные жесткие рамы, устанавливаемые в торцах галереи и над опорами. Рамы жестко связаны с опорами.

Вертикальные нагрузки на стойки опорных рам – опорные реакции ферм пролетного строения, на ригели – распределенные нагрузки от покрытия (верхние) и перекрытия (нижние). Горизонтальные нагрузки приложены в узлах и равны опорным реакциям ветровых ферм.

2.7 Нагрузка на шарнирные опоры

Шарнирные опоры принимаются двухветвевыми с расстоянием между ветвями, равным ширине пролетного строения. Вертикальная нагрузка определяется как суммарная опорная реакция опирающихся на опору ферм пролетного строения. Горизонтальная нагрузка – как суммарная опорная реакция опирающихся на опору ветровых ферм. Горизонтальная нагрузка прикладывается на уровне нижних ригелей опорной рамы.

2.8 Нагрузка на жесткие опоры

Жесткие опоры принимаются четырехветвевыми с расстоянием между ветвями, равным в продольном и поперечном направлении ширине пролетного строения. Вертикальная нагрузка определяется как суммарная опорная реакция опирающихся на опору четырех ферм пролетного строения. Горизонтальная нагрузка – как суммарная опорная реакция опирающихся на опору четырех ветровых ферм. Горизонтальная нагрузка прикладывается на уровне нижних ригелей опорной рамы.

Список использованных источников

- 1 Справочник проектировщика инженерных сооружений/ В.Ш.Козлов [и др.]. Киев: Будивэльник, 1988. – 352с.
- 2 Колоколов, С.Б. Подземные сооружения городов: учебное пособие / С.Б.Колоколов – Оренбург: ООО ИПК «Университет», 2013. – 144с.
- 3 Маилян, Р.Л. Строительные конструкции: учебное пособие / Р.Л.Маилян, Ю.А.Веселов. Ростов на Дону: Феникс, 2005. – 880с.