

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Мосты и тоннели»

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

пособие по выполнению курсового проекта

для специальности

1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены»

УДК 624.21/.8(075.8)
Г81

Составители:

В.А. Гречухин, С.В. Шевченко, В.А. Ходяков

Рецензенты:

декан факультета транспортных коммуникаций
Белорусского национального технического университета,
кандидат технических наук, доцент С.Е. Кравченко

декан строительного факультета
Белорусского национального технического университета,
кандидат технических наук, доцент С.Н. Ковшар

Пособие для выполнения курсового проекта предназначено для студентов специальности «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены».

Пособие содержит данные о назначении и содержании дисциплины «Строительные конструкции». В процессе изучения дисциплины студенты получают знания и умения необходимые для изучения современных инновационных технологий транспортного строительства, для разработки и внедрения инноваций в области строительных конструкций и умение использовать для обучения современное оборудование и информационные технологии

Белорусский национальный технический университет
пр-т Независимости, 65, г. Минск, Республика Беларусь
Тел. (017) 265 96 77

E-mail: vag_ftk@bntu.by

<http://www.bntu.by>

Регистрационный № БНТУ/ФТК77- _____ 2023

© Гречухин В.А., Шевченко С.В., Ходяков В.А. 2023

© БНТУ, 2023

От авторов: Данное пособие для выполнения курсового проекта написано с частичным использованием учебных материалов по выполнению курсового проекта, предоставленных авторами Пастушковым В.Г. и Вайтовичем А.Н.

Все материалы пособия перед публикацией апробированы при выполнении курсового проекта студентами. В связи с чем, автор выражает благодарность за помощь в оптимизации изложенного материала, помощь в поиске ошибок и обратную связь студентам групп специальностей «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены, и «Автомобильные дороги».

С благодарностью и уважением к авторам более ранних учебно-методических пособий, сотрудникам кафедры «Мосты и тоннели» БНТУ.

Дополнения и пожелания по совершенствованию и развитию изложенного курса лабораторных работ читатели могут направлять на электронную почту автора: vag_ftk@bntu.by. Благодарю за обратную связь!

ОГЛАВЛЕНИЕ

ЗАДАНИЕ	5
1. Объемно-планировочные решения.	7
2. Расчет железобетонной плиты перекрытия.....	10
3. Расчет стенового блока.....	19
4. Расчет лотковой плиты	22
Заключение	24
Приложения	25
Литература	51

ЗАДАНИЕ

№ варианта (по списку)	Тип подземного сооружения	Кол-во пролетов в сечении	Тип блока перекрытия	Ширина блока перекрытия, м	Пролет блока перекрытия, м	Глубина засыпки над перекрытием, м	Нагрузка от автотранспортных средств	Характеристики грунта			Общее число полос движения	
								ρ, кг/м ³	Φ, град.	R ₀ , КПа	А	Б
1	2	1	5	1,8	6,5	2,9	АБ-51	1600	32	150	4	6
2	6	1	4	1,9	7,0	3,0	АБ-74	1700	33	200	3	4
3	5	1	3	2,0	7,5	0,5	АБ-151	1800	34	250	8	3
4	6	1	2	2,1	8,0	0,6	А14	1900	35	300	7	5
5	5	1	1	2,2	4,0	0,7	НК-112	2000	36	350	6	6
6	1	1	5	2,3	4,5	0,8	поезда трамвая	1000	37	400	5	4
7	2	1	4	2,4	5,0	0,9	НГ-60	1100	38	100	4	3
8	6	1	3	2,5	5,5	1,0	А8	1200	20	150	3	5
9	5	1	2	2,6	6,0	1Д	АН	1300	21	200	8	3
10	1	1	1	2,7	6,5	1,2	А14	1400	22	250	7	5
11	5	1	5	2,9	6,0	1,9	АБ-74	1700	22	350	7	6
12	1	1	4	3,0	6,5	2,0	поезда трамвая	1800	23	400	6	4
13	2	1	3	1,0	7,0	2,1	НГ-60	1900	24	100	5	3
14	2	1	2	1,1	7,5	2,2	А8	2000	25	150	4	6
15	6	1	1	1,2	8,0	2,3	А11	1000	26	200	3	5
16	5	1	5	1,3	4,0	2,4	А14	1100	27	250	8	5
17	1	1	4	1,4	4,5	2,5	НК-80	1200	28	300	7	5
18	2	1	3	1,5	5,0	2,6	Н11	1300	29	350	6	4
19	5	1	2	1,6	5,5	2,7	НК-112	1400	30	400	5	3
20	1	1	1	1,7	6,0	2,8	НК-Н	1500	31	100	5	5
21	6	1	5	1,9	5,5	0,9	А11	1800	31	200	5	3
22	5	1	4	2,0	6,0	1,0	А14	1900	32	250	4	5

№ варианта (по списку)	Тип подземного сооружения	Кол-во пролетов в сечении	Тип блока перекрытия	Ширина блока перекрытия, м	Пролет блока перекрытия, м	Глубина засыпки над перекрытием, м	Нагрузка от автотранспортных средств	Характеристики грунта			Общее число полос движения	
								ρ, кг/м ³	Φ, град.	R0, КПа	А	Б
23	1	1	3	2,0	6,5	1,0	НК-80	2000	33	300	3	6
24	2	1	2	2,2	7,0	1,2	Н14	1000	34	350	8	4
25	6	1	1	2,3	7,5	1,3	НК-112	1100	35	400	7	3
26	5	1	5	2,4	8,0	1,4	НК-80	1200	36	100	6	5
27	6	1	4	2,5	4,0	1,5	АБ-51	1300	37	150	5	6
28	5	1	3	2,6	4,5	1,6	АБ-74	1400	38	200	4	4
29	1	1	2	2,7	5,0	1,7	АБ-151	1500	20	250	3	3
30	2	1	1	2,8	5,5	1,8	А14	1600	21	300	8	5
31	3	1	2	2,1	7,0	0,6	А14	1900	35	300	7	5
32	4	1	3	1,8	5,0	2,6	Н11	1300	29	350	6	4
33	5	1	4	1,6	6,5	1,7	НК-112	1600	32	150	5	3
34	6	1	5	1,0	7,0	2,1	А11	1900	24	100	5	3
35	5	1	1	1,1	7,5	2,2	А14	2000	25	150	4	6
36	2	1	2	1,2	8,0	2,3	НГ-60	1000	26	200	3	5
37	2	1	3	1,3	4,0	2,4	А8	1100	27	250	8	5

1. Объемно-планировочные решения.

Возрастающие объемы жилищного и коммунального строительства, дальнейшее развитие дорожно-транспортных сетей, возведение новых инженерных объектов и сооружений, промышленных предприятий и т. п. требуют отвода значительной городской территории, дефицит которой, особенно в центральных районах городов с каждым годом возрастает. При этом в больших городах все острее ощущается нехватка земельных участков для разбивки новых скверов и парков, создания пешеходных зон, спортивных площадок и пр. Поэтому необходимы повышение плотности застройки, образование новых искусственных уровней, использование объемных градостроительных решений. Современные города расширяются не только по горизонтали, но и по вертикали с использованием наземного и подземного пространства. Вертикальное зонирование способствует разделению транспортных и пешеходных потоков, транзитного и местного, скоростного и обычного транспорта. При этом возможны различные варианты расположения пешеходных путей: в уровень с землей, над или под землей.

Решение транспортной проблемы возможно за счет:

- обеспечения непрерывного и скоростного движения городского транспорта;
- разделения пешеходных и транспортных потоков.

Создание большого числа подземных сооружений в городах сопряжено с определенными трудностями, возникающими на стадии изыскательских работ, проектирования, строительства и эксплуатации сооружений. Сложны и выбор рационального объемно-планировочного решения подземного сооружения, и увязка его с архитектурным ансамблем прилегающих наземных сооружений. В процессе строительства подземного сооружения требуется выполнить значительные объемы земляных работ и создать мощные и водонепроницаемые несущие конструкции.

Строительство внеуличного пешеходного перехода через автомагистраль целесообразно и оправданно в том случае, если пешеходы не успевают перейти по наземному переходу за время цикла зеленого сигнала светофора. Внеуличные пешеходные переходы следует сооружать в первую очередь в таких транспортных узлах, где в течение года происходит пять дорожно-транспортных происшествий и более. Несмотря на то, что стоимость строительства внеуличного пешеходного перехода в среднем в 10–20 раз выше стоимости создания нерегулируемого наземного перехода типа «зебра» и в 5–10 раз выше стоимости регулируемого наземного перехода, ему часто отдают предпочтение.

В большинстве случаев сооружают пешеходные тоннели, основное преимущество которых перед мостами заключается в меньшей высоте подъема и опускания пешеходов. Так, разность отметок между уровнем земли и полом подземного перехода составляет в среднем 3,5–4 м, в то время как у

пешеходных мостов эта разница достигает 4,5–5 м, а у мостов, пересекающих железнодорожные линии на станциях и перегонах, увеличивается до 6,5–7 м.

В отличие от мостов пешеходные тоннели защищают пешеходов от воздействия вредных газов, а также от неблагоприятных погодных факторов. Пешеходные тоннели не стесняют проезжую часть дороги, легче осуществляется их связь с наземными и подземными сооружениями. Вместе с тем сооружение пешеходных тоннелей связано с необходимостью выполнения больших объемов земляных работ и переустройства подземных коммуникаций. Следует иметь в виду, что строительство пешеходных тоннелей в центре города без перерыва уличного движения значительно дороже, чем таких же тоннелей на незастроенных территориях. Эксплуатация пешеходных тоннелей требует довольно сложной системы водоотвода и искусственного освещения. В связи с этим стоимость сооружения тоннеля весьма высока и примерно в 1,5–2 раза превышает стоимость моста. Однако с увеличением длины перехода, а, следовательно, и с увеличением пролетов моста разница в стоимости сокращается.

Экономическая эффективность строительства пешеходных тоннелей достигается за счет ликвидации потерь времени транспорта у светофоров и полного устранения дорожно-транспортных происшествий, связанных с пешеходами.

План и продольный профиль. Планировочные решения пешеходных тоннелей отличаются большим разнообразием и зависят главным образом от топографических и градостроительных условий. При пересечении скоростных дорог и магистралей непрерывного движения, а также линий железной дороги или высотных и контурных препятствий чаще всего устраивают одиночные пешеходные тоннели линейного типа. Их располагают по трассе магистрали, перпендикулярно оси проезжей части через 400–500 м. В дальнейшем с ростом пешеходных потоков может потребоваться создание дополнительных пешеходных тоннелей. В некоторых случаях, когда ширина тротуаров на отдельных участках вдоль магистралей становится недостаточной для пропуска пешеходов, подземные переходы трассируют вдоль магистрали, устраивая ответвления для выходов на обе ее стороны.

Одиночные тоннели линейного типа могут устраиваться и на перекрестках автомагистралей, на площадях и располагаться по направлению главных пешеходных потоков.

Сооружение подземных переходов мелкого заложения производится обычно открытым способом.

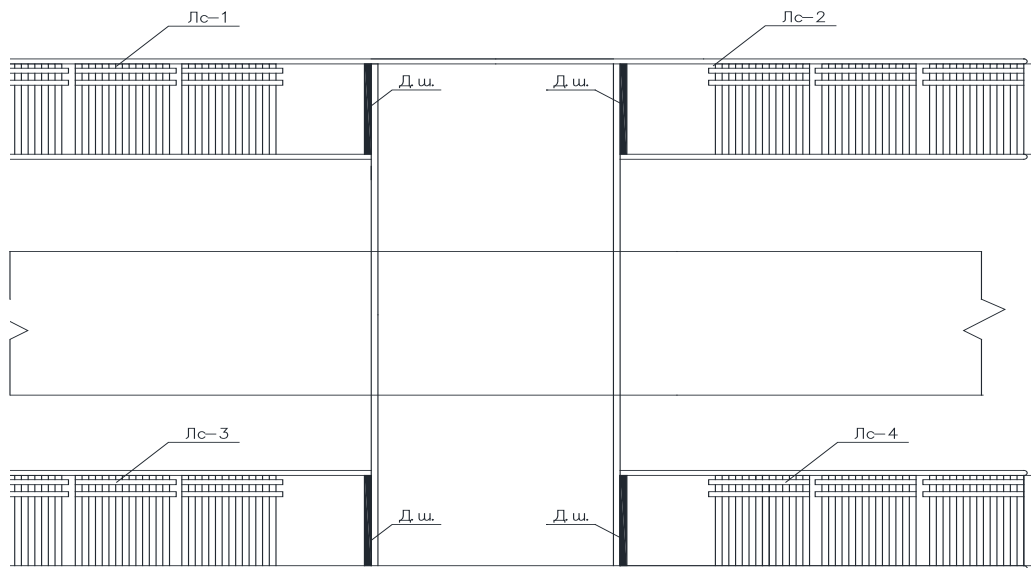


Рисунок 1. Схема перехода в плане

Сборное железобетонное перекрытие состоит из ребристых плит по типу 4, которые опираются на несущие стены.

В железобетонном перекрытии около 60% расхода железобетона приходится на панели. Поэтому от их рационального проектирования во многом зависит экономичность всей конструкции перекрытия. В зависимости от назначения панели проектируют плоскими или ребристыми. Плоские панели могут быть сплошными, с овальными или круглыми пустотами. Ребристые панели выполняют ребрами вниз или ребрами вверх. Сплошные сечения плит делают, как правило, при сравнительно небольшой их толщине (до 10–16 см), а также выполняют их одно- или двух-, трехслойными из бетона низких марок по специальным техническим условиям.

При выполнении панелей перекрытий из тяжелого бетона минимальную толщину плиты назначают: в пустотных панелях 20–35 мм, в ребристых панелях 50–60 мм в сжатой зоне и 35–40 мм в растянутой зоне. В ребристых панелях, в которых имеются продольные и поперечные ребра, плита может работать в двух направлениях. В этом случае минимальная толщина плиты может быть равна 30 мм, а минимальная толщина ребер 35–40 мм.

Номинальную длину и ширину панелей берут в зависимости от принятой компоновочной сетки задания с учетом заводской технологии их изготовления.

В промышленных зданиях номинальная ширина панелей обычно 1500 и 3000 мм, иногда 2000 мм. Доборные элементы имеют ширину 1000, 750 и 500 мм.

Конструктивная ширина и длина панелей меньше номинальной на 10–30 мм для получения зазоров, которые необходимы при дальнейшем омоноличивании перекрытия.

Конструкция тоннеля состоит из сборных элементов: лотковой плиты, стенового блока, плит перекрытия. Элементы образуют жесткую систему за счет омоноличивания в стыковых узлах.

Лотковые плиты и стеновые блоки укладываются на подготовленное в котловане основание, объединяются с помощью омоноличивания стыков. Панели имеют зазоры для заделки их раствором с целью включения соседних плит в совместную работу. Стеновые блоки, перекрытие защищают от вредного воздействия воды с помощью устройства гидроизоляции: обмазочной или оклеечной в несколько слоев.

Наибольшее количество железобетона приходится на устройство перекрытия, поэтому расчет и проектирование конструкций должны быть экономически обоснованы и целесообразны.

Ширина панели перекрытия по заданию принимается 1,0 метр.

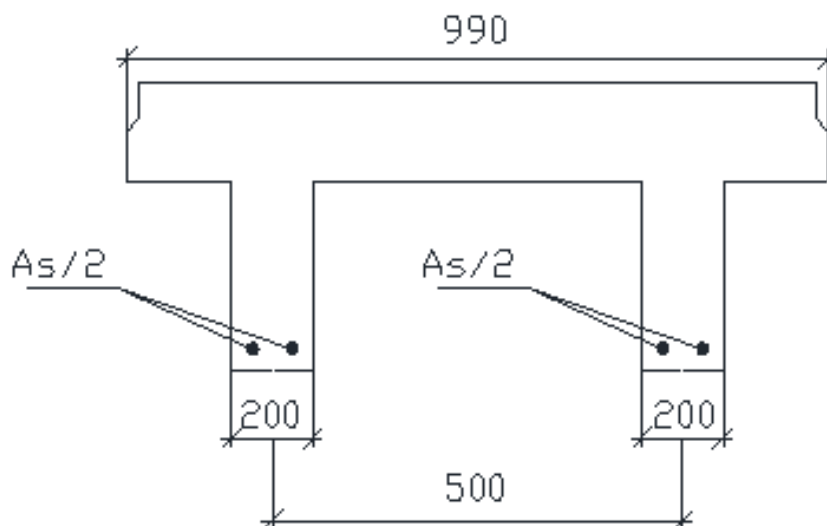


Рисунок 2. Схема плиты перекрытия тоннеля

2. Расчет железобетонной плиты перекрытия

Нагрузки на обделки тоннелей, сооружаемых открытым способом, могут быть постоянными и временными, а также особые воздействия, к которым относятся сейсмические нагрузки и нагрузки, вызываемые температурными колебаниями или ударной волной. К постоянным нагрузкам относятся: вертикальное давление, горизонтальное давление засыпки, гидростатическое давление воды, давление от веса дорожного покрытия и собственный вес обделки. Давление от транспортных средств передается на обделку через грунт и определяется в соответствии с главами СН 3.03.1-2019 «Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования».

Нормативная временная вертикальная нагрузка от подвижного состава на автомобильных дорогах принимается в виде нагрузки АБ-51.

Вертикальное давление от подвижной нагрузки на поверхности распространяется в дорожном покрытии под углом 45° от точки соприкосновения скатов шин с дорожным покрытием, а в грунте – под углом равным углу внутреннего трения.

Расчет временных нагрузок от подвижного состава (АБ-51)

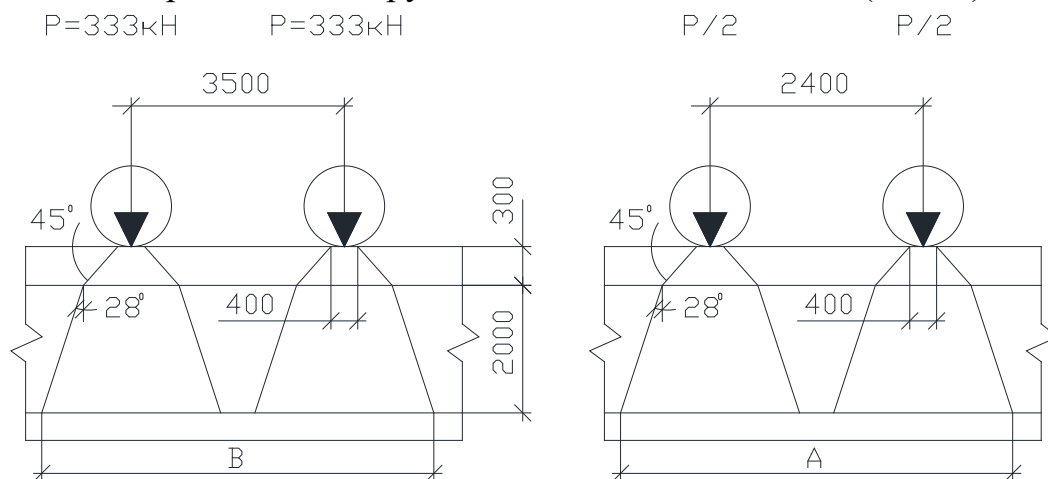


Рисунок 3. Схема распределения нагрузки на перекрытие

Ширина распределения нагрузки в продольном направлении.

$$\begin{aligned} v &= 0.1 \cdot P = 0.1 \cdot 333 = 33,3 \text{ кН} \\ b_1 &= 0.4 + 2 \cdot h_1 = 0.4 + 2 \cdot 0.3 = 1,0 \text{ м} \\ b_2 &= b_1 + 2 \cdot h_2 \cdot \text{tg} 28 = 1,0 + 2 \cdot 2,0 \cdot 0.532 = 3,1 \text{ м} \\ B &= 3,5 + b_2 = 3,5 + 3,1 = 6,6 \text{ м} \end{aligned}$$

Ширина распределения нагрузки в поперечном направлении.

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.4 + 2 \cdot h_1 = 0.4 + 2 \cdot 0.3 = 1,0 \text{ м} \\ a_2 &= a_1 + 2 \cdot h_2 \cdot \text{tg} 23 = 1,0 + 2 \cdot 2,0 \cdot 0.532 = 3,1 \text{ м} \\ A &= 2,4 + a_2 = 2,5 + 3,1 = 5,6 \text{ м} \end{aligned}$$

Значение от временной нагрузки от подвижного состава АБ-51.

$$P_v = \frac{2 \cdot P}{B \cdot A} + \frac{2 \cdot v}{A} = \frac{2 \cdot 333}{6,6 \cdot 5,6} + \frac{2 \cdot 33,3}{5,6} = 29,91 \text{ кПа}$$

Определяем расчетную длину плиты при опирании с одной стороны на стену и с другой стороны на ригель пешеходного перехода:

$$l_0 = L - 2 \cdot a - b = 8 - 2 \cdot 0.020 - 0.200 = 7,76 \text{ м}$$

где L – расстояние между разбивочными осями сооружения;
a – монтажный зазор;
b – длина опирания плиты на стеновую панель.

Таблица 1. Сбор нагрузок на 1м² перекрытия

Наименование нагрузки	Формула расчета	Норм. нагрузка, кН/м ²	γ_f	γ_n	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1. Постоянная:					
1. Дорожное покрытие (t=0,3м)	$\frac{0.3 \cdot 2100 \cdot 10}{1000}$	6,3	1,5	0,95	8,98
2. Песчано-гравийная засыпка (t=0,9м)	$\frac{0.9 \cdot 1100 \cdot 10}{1000}$	22.5	1,5	0,95	33,75
3. Защитный слой (t=0,04м)	$\frac{0.04 \cdot 2500 \cdot 10}{1000}$	1,0	1,3	0,95	1,24
4. Гидроизоляция два слоя (t=0,04м)	$\frac{2 \cdot 5 \cdot 10}{1000}$	0,1	1,3	0,95	0,12
5. Выравнивающий слой (t=0,03м)	$\frac{0.03 \cdot 2300 \cdot 10}{1000}$	0,69	1,1	0,95	0,72
6. Собственный вес плиты (t=0,1м)	$\frac{0.1 \cdot 2500 \cdot 10}{1000}$	2,5	1,1	0,95	2,61
Итого:		33.09			47.4
II. Временная:		29,91	1,1	0,95	31,26
Всего:		$q_n = 63$			$q_d = 78,66$

Расчетные характеристики материалов

В качестве рабочей арматуры плиты перекрытия пешеходного перехода примем арматуру класса S500 по СТБ 1704, в качестве распределительной арматуры применяем арматуру класса S240 по СТБ 1704. В соответствии с таблицей 22 СН 3.03.1-2019 «Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования» бетон пустотной плиты принимаем C25/30 F200. Класс по условиям эксплуатации ХА 1 (Таблица 21). Марка бетонной смеси по удобоукладываемости П1. Бетон подвергается тепловой обработке.

Характеристики бетона:

- расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{cd} = 15.5 \text{ Мпа}$;
- расчетное сопротивление бетона сжатию $f_{ced} = 1,1 \text{ Мпа}$.

Характеристики арматуры:

- класс S240 $f_{yk} = 240 \text{ Мпа}$, $f_{yd} = 200 \text{ Мпа}$, $f_{ywd} = 157 \text{ МПа}$;

– класс S500 $f_{yk} = 500 \text{ Мпа}$, $f_{yd} = 400 \text{ Мпа}$, $f_{ywd} = 360 \text{ МПа}$.

Определение расчетных усилий

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты на 1,0 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0.95$:

Полная $g + v = 78,66 \cdot 1,0 = 78,66 \text{ кН / м}$;

Расчетный изгибающий момент:

$$M_{sd} = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{78,66 \cdot 7,76^2}{8} = 1042,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперечная сила на опоре:

$$V_{sd} = \frac{(g + v) \cdot l_0}{2} = \frac{78,66 \cdot 7,76}{2} = 305,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

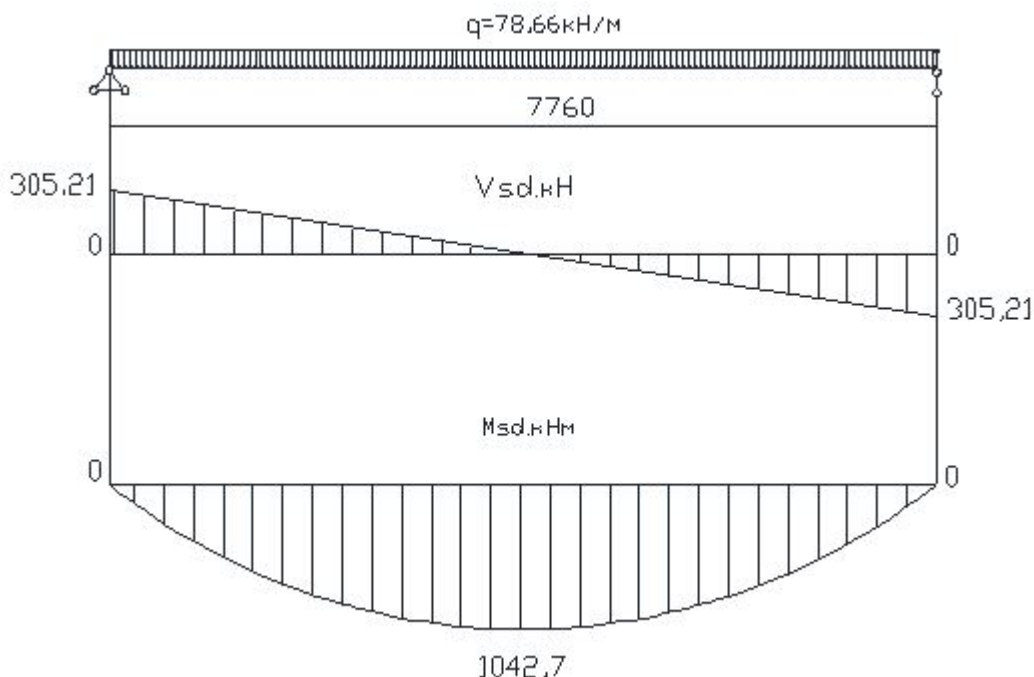


Рисунок 4. Эпюра усилий в плите

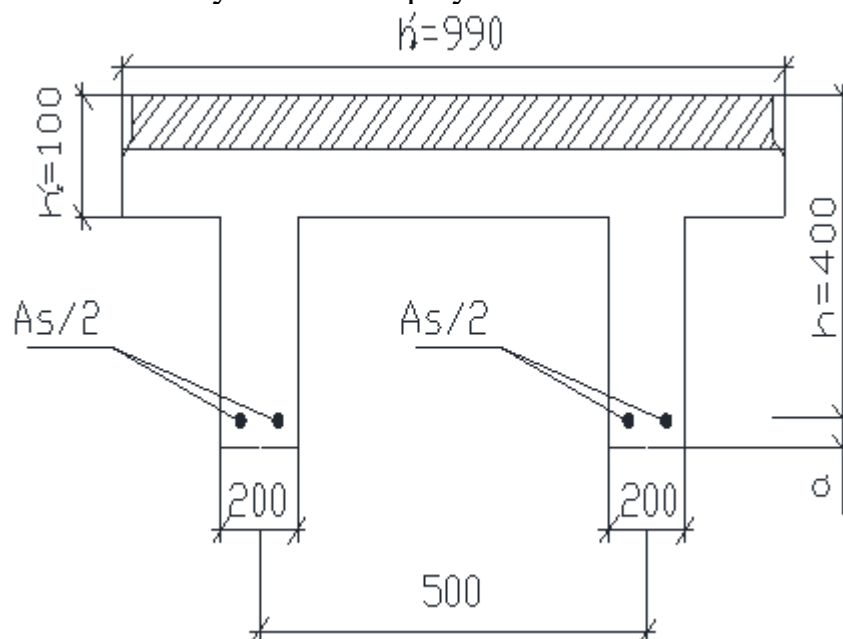


Рисунок 5. Сечение плиты

Высота сечения ребристой плиты $h = \frac{l_0}{2} = \frac{7,76}{2} \approx 33,8\text{м}$; примем 400 мм, рабочая высота сечения $d = h - a = 400 - 40 = 360\text{мм}$ ширина продольных ребер понизу 100 мм; ширина верхней полки 990 мм. В расчет по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h_f' = 100\text{мм}$: отношение $\frac{h_f'}{h} = \frac{10}{40} = 0,25 > 0,1$, при этом в расчет вводится вся ширина полки $b_f = 990\text{мм}$; расчетная ширина ребра $b = 2 \cdot 20 = 400\text{мм}$

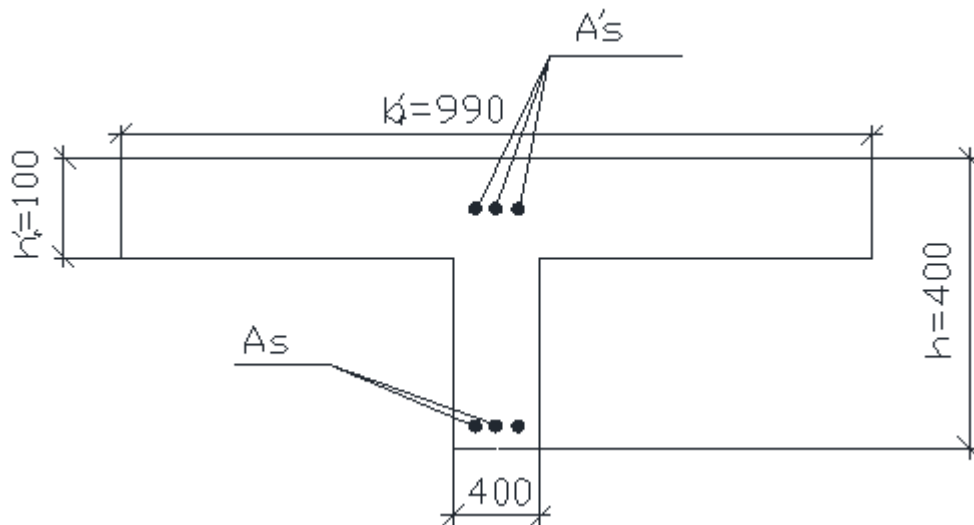


Рисунок 6. Эквивалентное сечение плиты

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения по условию, характеризующему расположение нейтральной оси в полке:

$$M_{Sd}' < M_{Rd} = a \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2}\right),$$

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 15,5 \cdot 0,99 \cdot 0,1 \cdot \left(0,36 - \frac{0,1}{2}\right) = 691,92 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Условие $M_{Sd} = 347,53 \text{кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 691,92 \text{кН} \cdot \text{м}$ выполняется, следовательно, нейтральная ось проходит в полке. Сечение рассчитываем, как прямоугольное шириной $b = b_f' = 990 \text{мм}$.

$$a_m = \frac{M_{Sd}}{a \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{691,92 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 15,5 \cdot 0,99 \cdot 0,36^2} = 0,25,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot a_m)} = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,25)} = 0,293,$$

$$v = (1 - \xi / 2) = 1 - 0.293 / 2 = 0.854 ,$$

Вычисляем характеристику сжатой зоны по формуле:

$$\omega = 0.85 - 0.004 \cdot f_{cd} = 0.85 - 0.004 \cdot 15.5 = 0.788 .$$

Вычисляем граничную высоту сжатой зоны по формуле:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0.788}{1 + \frac{400}{500} \left(1 - \frac{0,788}{1,1}\right)} = 0,642 ,$$

где $\sigma_{sR} = f_{yd} = 400 \text{ МПа}$ для арматуры класса S500.

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{\gamma_{Sn} \cdot f_{yd} \cdot v \cdot d} = \frac{691.92 \cdot 10^3}{1.15 \cdot 400 \cdot 10^6 \cdot 0.854 \cdot 0.36} = 53.02 \text{ см}^2 \quad A_s / 2 = 26.51 \text{ см}^2$$

Принимаем 6 Ø25 S500 с площадью $A_s / 2 = 29.45 \text{ см}^2$.

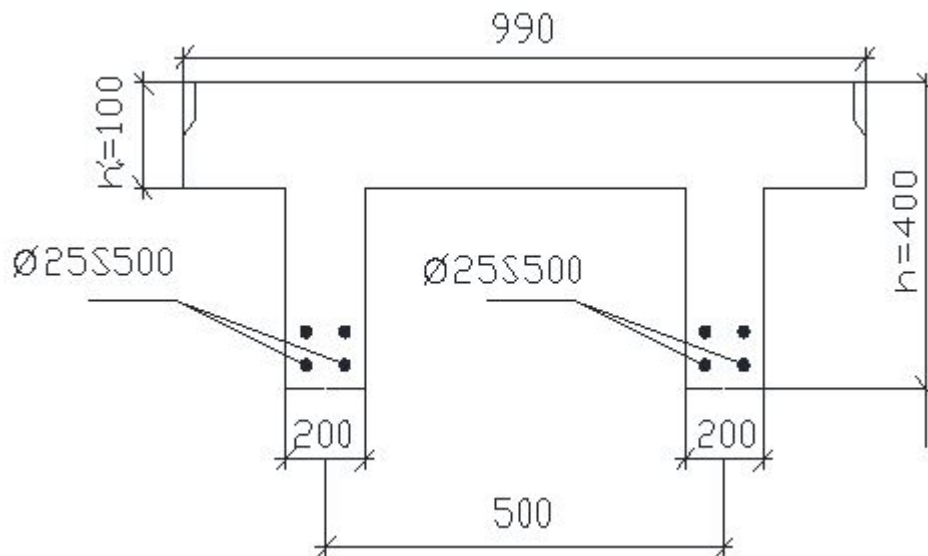


Рисунок 7. Схема размещения арматуры в плите

Расчет полки на местный изгиб

Расчетный пролет при ширине ребра 200 мм составит $l_0 = 990 - 400 = 590 \text{ мм}$. Нагрузка на 1 м^2 полки может быть принята такой же, как и для плиты:

$$(g + v) \cdot \gamma_n = 78,66 \cdot 1.0 = 78,66 \text{ кН / м} .$$

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяем с учетом частичной заделки в ребрах:

$$M_{sd} = \frac{78,66 \cdot 0,59^2}{16} = 1,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{sd} = \frac{78,66 \cdot 0,59}{2} = 23,2 \text{ кН}$$

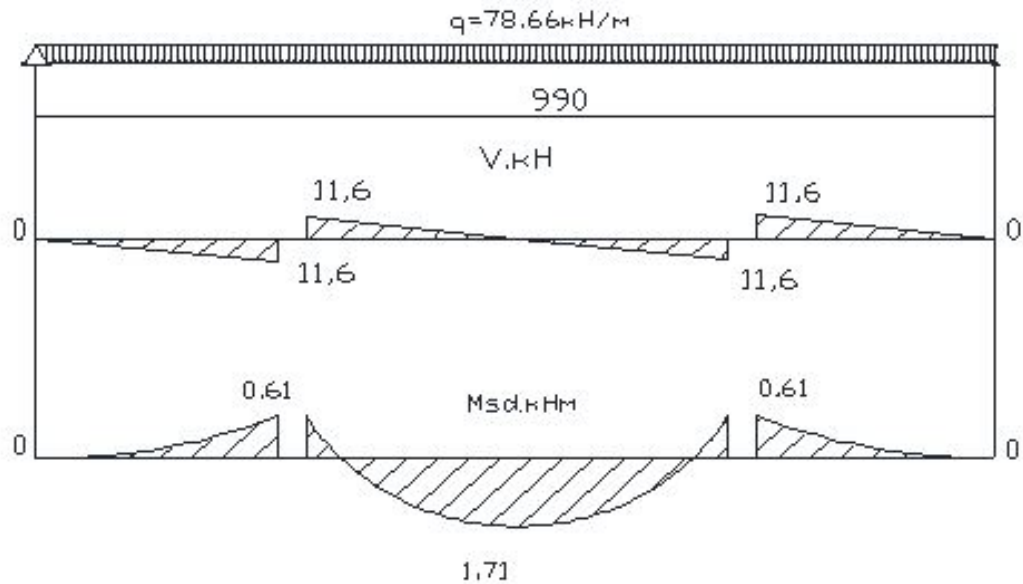


Рисунок 8. Расчетная схема и эпюра усилий в плите

Рабочая высота сечения $d = 10 - 5 = 5.0 \text{ см}$. Арматура S500 с $f_{yd} = 400 \text{ МПа}$

$$a_m = \frac{1,71 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 15,5 \cdot 10^6 \cdot 0,05^2} = 0,191 \quad \xi = 0,546 ;$$

$$A_s = 1 \frac{1,71 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^6 \cdot 0,05 \cdot 0,546} = 3,92 \text{ см}^2 - 2\text{Ø}16 \text{ S500 с } A_s = 4,02 \text{ см}^2 ;$$

Принимаем сетку с рабочей арматурой Ø16 S500 с шагом $s=160 \text{ мм}$

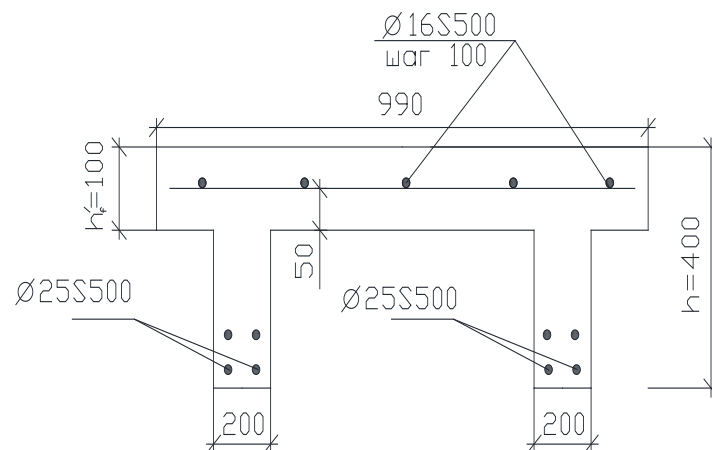


Рисунок 9. Схема армирования ребра и плиты блока перекрытия тоннеля

Расчет прочности наклонного сечения

Проверяем условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами полагая $n_{w1} = 1$ (при отсутствии расчетной поперечной арматуры).

$$V_{sd} \leq V_{sd \max} = 0.3 \cdot n_{w1} \cdot n_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d ;$$

$$n_{w1} = 1 + 5 \cdot a_E \cdot p_{sw} \leq 1.3 = n_{w1} = 1 \text{ (без поперечной арматуры) ;}$$

$$n_{c1} = 1 - B_4 \cdot f_{cd} = 1 - 0.01 \cdot 15.5 = 0.84 ;$$

$$B_4 = 0.01 \text{ (для тяжелого бетона) ;}$$

$$V_{sd} = 304.86 \text{ кН} < 0.3 \cdot 1 \cdot 0.84 \cdot 15.5 \cdot 0.2 \cdot 0.36 = 281.2 \text{ кН} .$$

Условие не выполняется. Производим расчет вертикальной арматуры. Вычисляем проекцию продольного сечения на вертикальную ось.

Влияние свесов сжатых полок (при 1 ребре).

$$n_f = 1 \cdot 0.75 \cdot \frac{3h_f' \cdot h_f'}{b \cdot h} = 1 \cdot 0.75 \cdot \frac{3 \cdot 100 \cdot 100}{200 \cdot 360} = 0.312 < 0.5 ;$$

$$\text{Вычисляем } (1 + n_f + n_N) = 1 + 0.312 + 0 < 1.5 ;$$

$$\text{Принимаем } (1 + n_f + n_N) = 1.5 .$$

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$V_{cd.min} = n_{c3} (1 + n_f + n_N) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.6 \cdot 1.5 \cdot 1.1 \cdot 0.2 \cdot 0.36 = 71.3 \text{ кН} .$$

Поскольку $V_{cd.min} = 71.3 < V_{sd} = 304.86 \text{ кН}$, то необходимо провести расчет поперечной арматуры плиты.

На приопорном участке длиной $1/4$ устанавливаем в каждом ребре плиты поперечные стержни $\text{Ø}8\text{S}500$ с шагом $s = h/2 = 400/2 = 200$ мм (примем 150 мм); в средней части пролета с шагом $s = 3h/4 = 3 \cdot 400/2 = 300$ мм (примем 250 мм).

Площадь поперечного сечения арматуры:

$$A_{sw} = 2 \cdot 0.503 = 1.006 \text{ см}^2 ; f_{ywd} = 324 \text{ Н / мм}^2 ;$$

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{324 \cdot 1.006}{0.15} = 217.3 \text{ Н / мм} .$$

Условие $q_{sw} = 217.3 \text{ Н / мм} > \frac{V_{cd \min}}{2 \cdot d} = \frac{71300}{2 \cdot 360} = 99 \text{ Н / мм}$ удовлетворяется.

Требование $s_{\max} = \frac{n_{c4} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{V_{sd}} = \frac{1.5 \cdot 1.1 \cdot 200 \cdot 360}{304860} = 0.39 \text{ м} = 390 \text{ мм}$.

Условие удовлетворяется.

Для расчета прочности вычисляем:

$$M_b = n_{c2}(1 + n_f + n_N) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 = 0.6 \cdot 1.5 \cdot 1.1 \cdot 0.2 \cdot 0.36^2 = 85536 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$\text{Поскольку } q_1 = g + \frac{v}{2} = 76 + \frac{64.2}{2} = 108.3 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Вычисляем значение c по формуле $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{85536}{108.3}} = 28.1 \text{ см} < 3.33 \cdot d = 120 \text{ см}$.

Принимаем $c = 120 \text{ см}$

$$\text{Тогда } V_b = \frac{M_b}{c} = \frac{85536}{1200} = 71400 \text{ Н} > V_{свьит} = 71300 \text{ Н}.$$

Поперечная сила в вершине наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{85536}{217.3}} = 62.7 \text{ см} < 2 \cdot h_0 = 72 \text{ см}, \text{ принимаем } c_0 = 72 \text{ см},$$

$$\text{при этом } V_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 217300 \cdot 0.72 = 156460 \text{ Н}.$$

Условие прочности:

$$V_b + V_{sw} = 71400 + 156460 = 227860 \text{ Н} > V = 275300 \text{ Н} \text{ обеспечивается.}$$

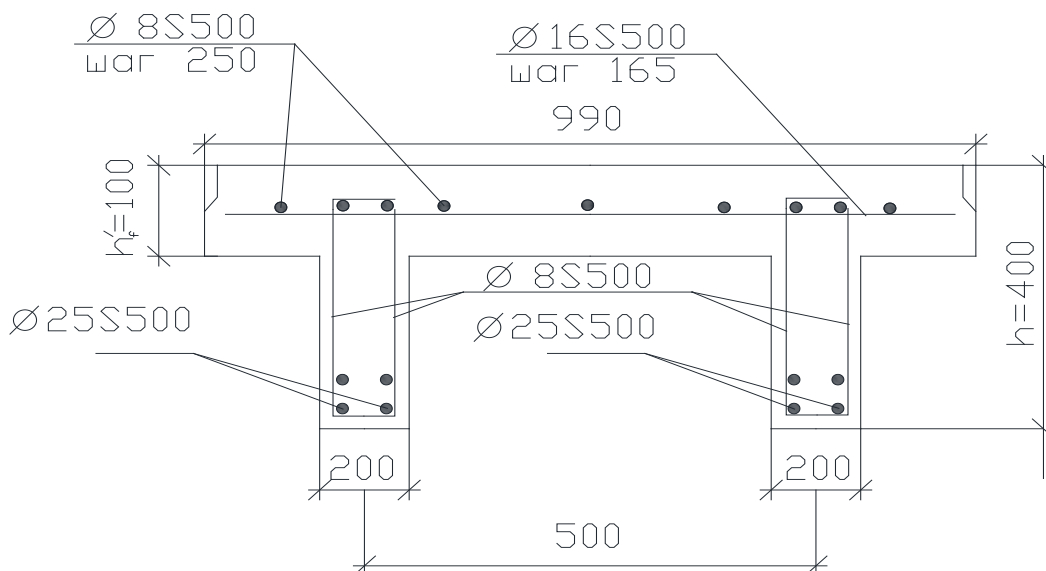


Рисунок 10. Схема армирования плиты перекрытия

3. Расчет стенового блока

Силовые блоки подземных сооружений прямоугольного очертания рассчитываются на действие бокового давления грунта с учетом расположения временной нагрузки на призме обрушения. Расчетная схема стенового блока представляет собой однопролетную статически неопределимую балку, защемленную в левой части и свободно опертую на перекрытие. Вертикальная реакция от блока перекрытия приложена с эксцентриситетом 0,15 м.

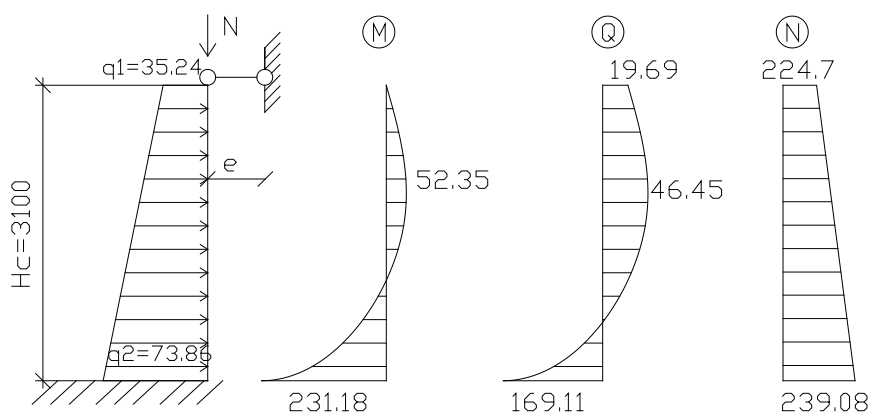


Рисунок 11. Эпюра усилий в стеновом блоке

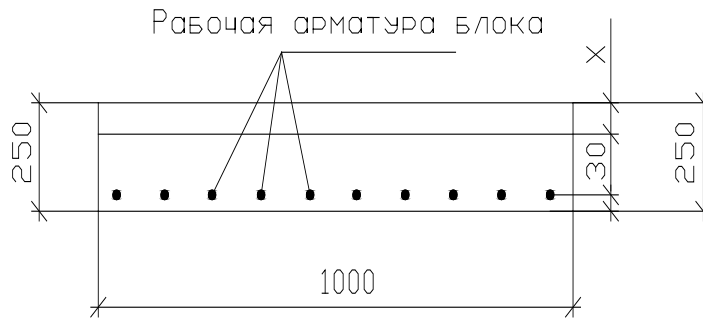


Рисунок 12. Эпюра усилий и сечение стенового блока

Стеновой блок рассчитывают, как статически неопределимую балку методом сил или используют готовые формулы, определяя изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы в опорных и промежуточных сечениях.

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила в опорном сечении одноярусного подземного сооружения от бокового давления грунта определяется по формулам:

$$M_{sd} = \frac{q_1 H_c^2}{2} + \frac{(q_2 - q_1) H_c^2}{8};$$

$$V_{sd} = -q_1 H_c - \frac{(q_2 - q_1) H_c}{2}.$$

Коэффициент бокового давления грунта равен $n = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$, где φ – угол внутреннего трения грунта $\varphi = 28^\circ$.

Толщину стенового блока принимаем 25 см, ширина стеновой панели номинальная 4 м, конструктивная 3,8 м. Вертикальные стыковые соединения стеновых панелей принимаем шириной 20 см с заполнением бетоном С20/25. Соединение со сборными элементами покрытия осуществляется посредством сварки закладных деталей.

$$q_1 = q \cdot n = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 38^\circ/2) = 153,4 \cdot 0,238 = 36,49 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$q_2 = (q + p \cdot H_c) \cdot n = (153,4 + 15,0 \cdot 3,1) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 28^\circ/2) = 47,55 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Стенку блока рассчитываем, как плиту с односторонней арматурой при размерах $B=1$ м, $b=0,25$ м. Найдём нагрузку, действующую на 1 м:

$$q_1 = 36,49 \cdot 1 = 36,49 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$q_2 = 47,55 \cdot 1 = 47,55 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Изгибающий момент в опорном сечении:

$$M_{sd} = \frac{q_1 H_c^2}{2} + \frac{(q_2 - q_1) H_c^2}{8} = \frac{36,49 \cdot 3,1^2}{2} + \frac{(47,55 - 36,49) \cdot 3,1^2}{6} = 231,18 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{sd} = -q_1 H_c - \frac{(q_2 - q_1) H_c}{2} = -36,49 \cdot 3,1 - \frac{(47,55 - 36,49) \cdot 3,1}{2} = -169,11 \text{ кН}$$

Подбираем арматуру класса S500 с $f_{yd} = 400 \text{ МПа}$ для бетона C20/25
 $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$

$$\xi = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{231,18 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,21^2} = 0,362 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot a_m)} = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,362)} = 0,475 ;$$

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,475 \cdot 0,21}{400 \cdot 10^6} = 36,15 \text{ см}^2 .$$

Принимаем армирование блока Ø25 S500 $A_s = 39,26 \text{ см}^2$ с шагом 165 мм.

Изгибающий момент в центральном сечении блока:

$$M_{np} = \left(\frac{1}{10} q_2 + \frac{3}{8} q_1 \right) h x_0 - q_2 x_0^3 / 64 - q_1 x_0^2 / 2 = \left(\frac{1}{10} 47,55 + \frac{3}{8} 36,49 \right) 3,1 \cdot 1,6 - 47,55 \cdot 1,6^3 / 64 - 36,49 \cdot 1,6^2 / 2 = 52,35 \text{ кНм}$$

В центральном сечении:

$$\xi = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{52,35 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,21^2} = 0,082 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot a_m)} = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,082)} = 0,086 ;$$

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,086 \cdot 0,21}{400 \cdot 10^6} = 6,5 \text{ см}^2 .$$

Принимаем в центральном месте сечения Ø10, S500, $A_s = 7,06 \text{ см}^2$ с шагом 200 мм.

4. Расчет лотковой плиты

Лотковая плита работает на реактивное усилие грунта и рассчитывается как жесткая балка, загруженная реакцией грунта и сосредоточенная моментами в местах омоноличивания со стеновыми блоками.

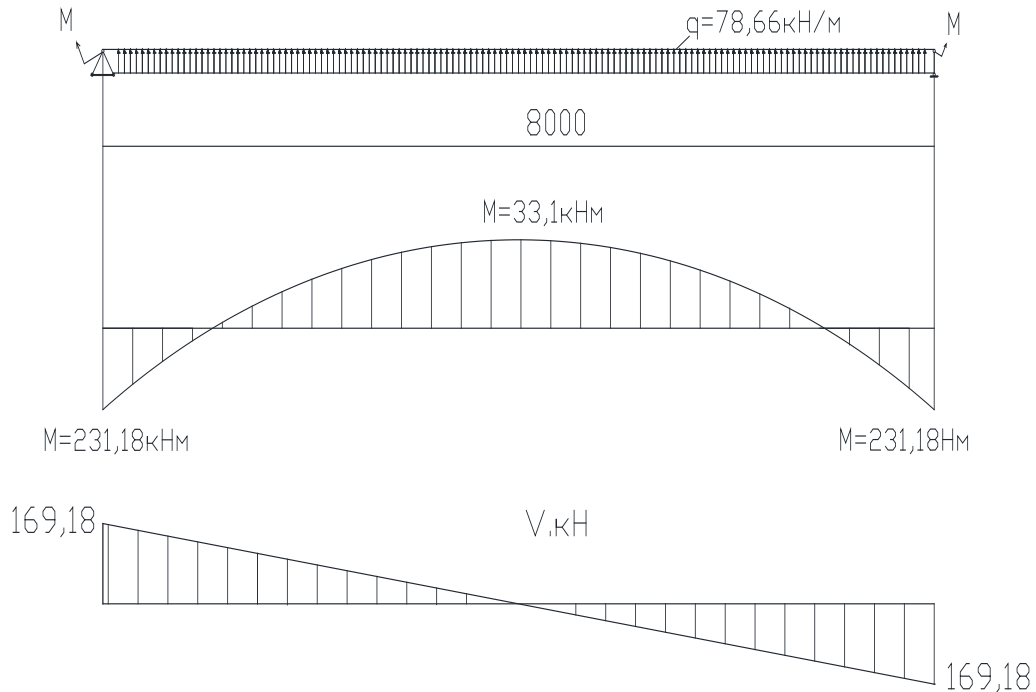


Рисунок 13. Расчетная схема и эпюра моментов в лотковой плите

Принимаем толщину плиты $h=0,35\text{м}$. Нагрузка на плиту при ширине $b=1\text{ м}$ составит:

$$q_0 = 73.86 \cdot 1 = 73.86 \text{ кН / м .}$$

Момент в крайних сечениях:

$$M_{1,3} = 231.18 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Момент в центре пролета:

$$M_2 = M - \frac{q_0 l^2}{4} + \frac{q_0 l^2}{8} = 231.18 - \frac{73.86 \cdot 8.0^2}{4} + \frac{73.86 \cdot 8.0^2}{8} = 18.46 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

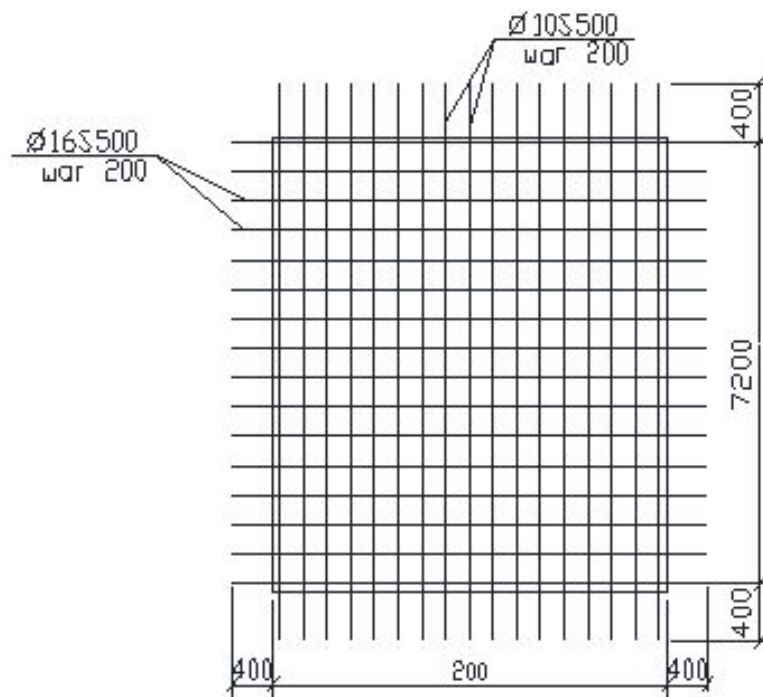
Примем бетон класса C20/25 S500 с $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$, арматуру класса S500 $f_{yd} = 400 \text{ МПа}$:

$$a_m = \xi \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi) = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{231.18 \cdot 10^3}{14.5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0.32^2} = 0.156 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.156} = 0.170;$$

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}} = \frac{14.5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0.17 \cdot 0.32}{400 \cdot 10^6} = 19.72 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\varnothing 16$, S500, $A_s = 20.11 \text{ см}^2$ с шагом 200 мм в качестве рабочей арматуры верхней и нижней сетки, в качестве распределительной арматуры примем арматуру класса S500, $\varnothing 10$, $A_s = 3.93 \text{ см}^2$, шагом 250 мм.



Заключение

В процессе разработки проекта подземного пешеходного перехода были рассмотрены основные этапы проектирования и расчета основных несущих элементов подземного пешеходного перехода.

Рассчитана длина подземного пешеходного перехода в увязке с размещением под пересечением дорог, проведена компоновка сборного железобетонного перекрытия из плит, компоновка стеновых блоков и лотковых плит в увязке с расположением пересекающихся над переходом дорог.

Проведен сбор нагрузок, действующих на перекрытие от веса грунта и автотранспортных средств и определены нормативные и расчетные нагрузки, действующие на сборное перекрытие. С учетом нагрузок проведены по первой группе предельных состояний основных элементов пешеходного перехода: пустотной плиты перекрытия, стенового блока, лотковой плиты.

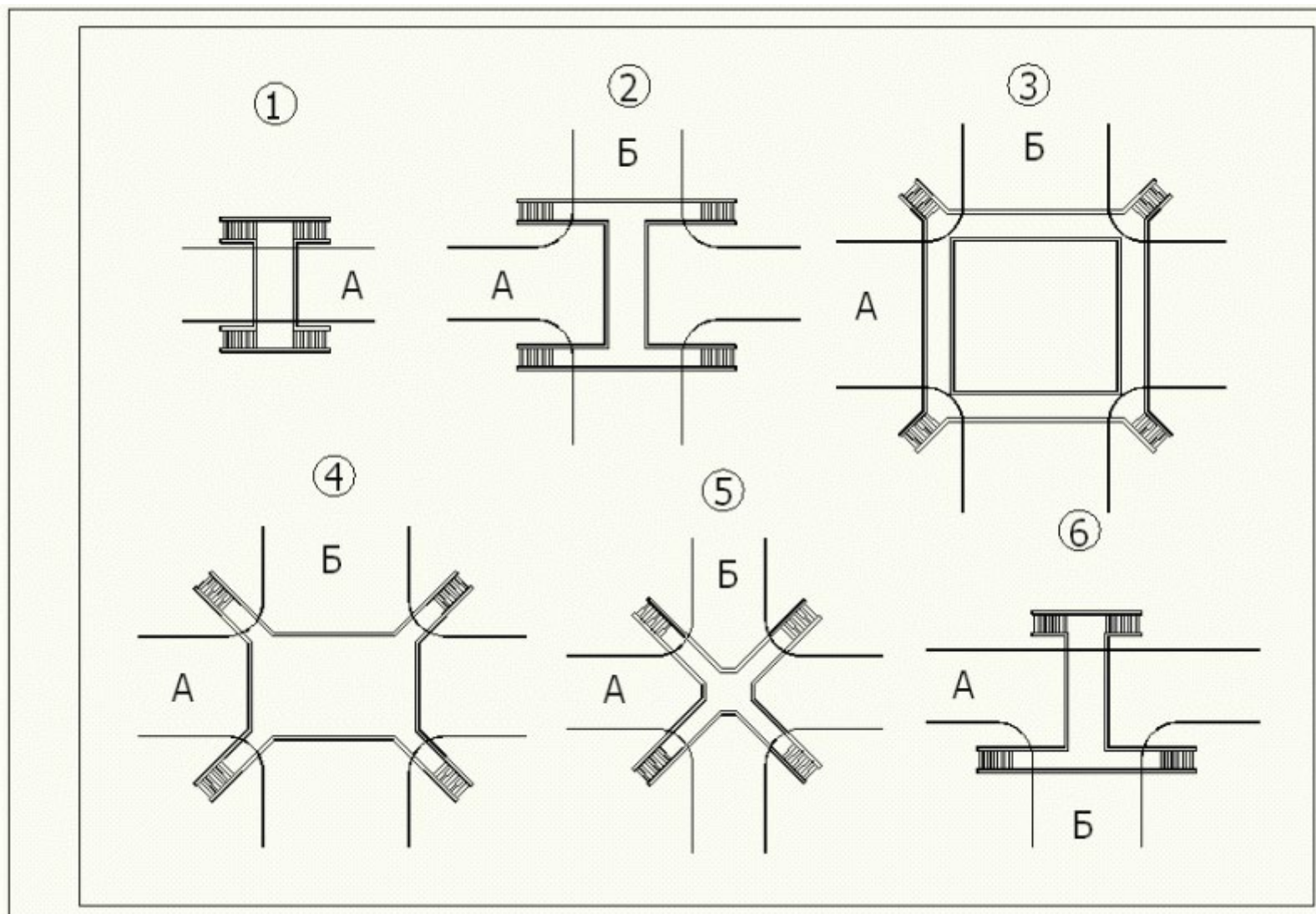
В результате проведенных расчетов определены геометрические размеры сечений элементов, количество и расположение ненапрягаемой арматуры в элементах перехода, а также подсчитано количество арматурной стали для армирования сборных элементов пешеходного перехода.

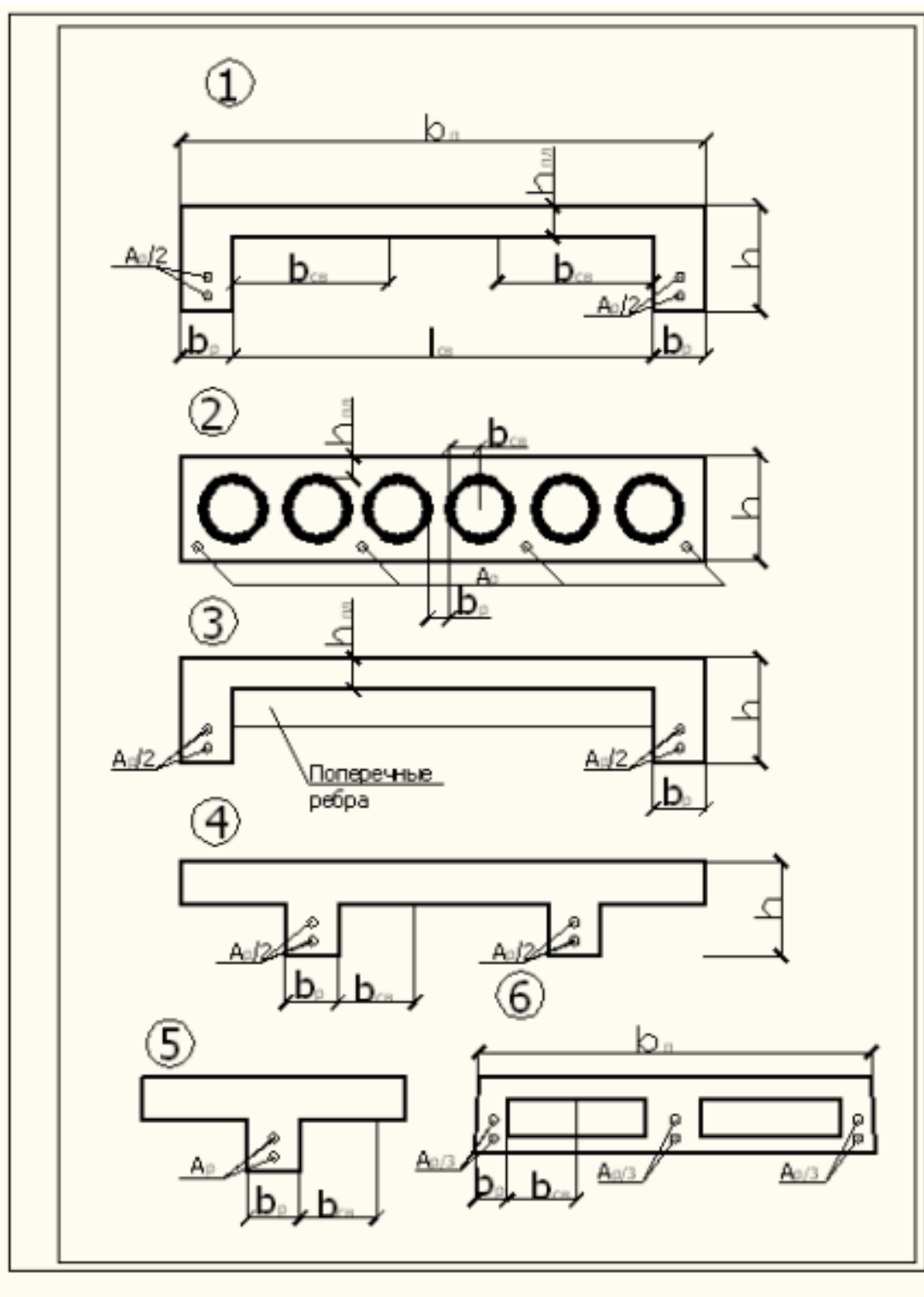
В графической части на листе 1 даны основные объемно-планировочные решения подземного пешеходного перехода: планы, разрезы, узлы.

На листе 2 приведена схема сборных железобетонных элементов подземного пешеходного перехода, опалубочные и арматурные чертежи блока перекрытия, стенового блока и лотковой плиты, а также приведена спецификация арматурной стали для каждого элемента.

В ходе выполнения настоящей курсовой работы мы изучили основы проектирования подземных пешеходных переходов, научились проводить компоновку сборных железобетонных перекрытий, а также овладели навыками и методами проведения расчетов сборных железобетонных элементов пешеходных переходов, которые в дальнейшем возможно применить при проведении расчетов других железобетонных конструкций.

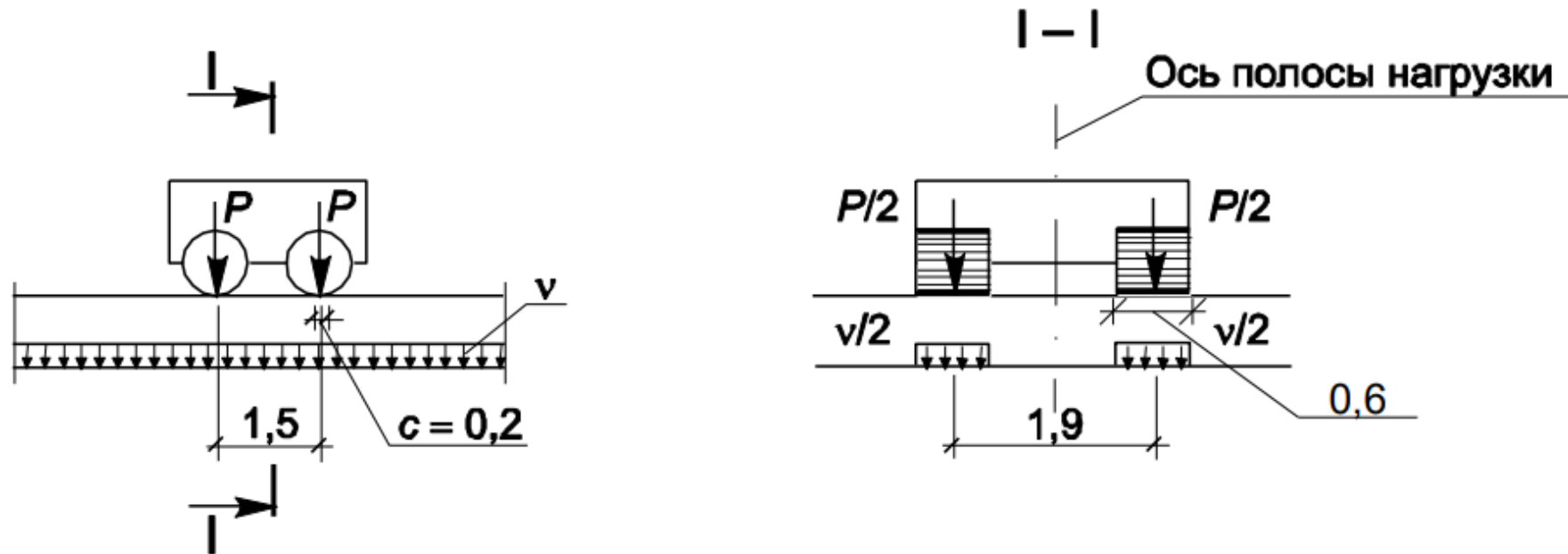
Приложения





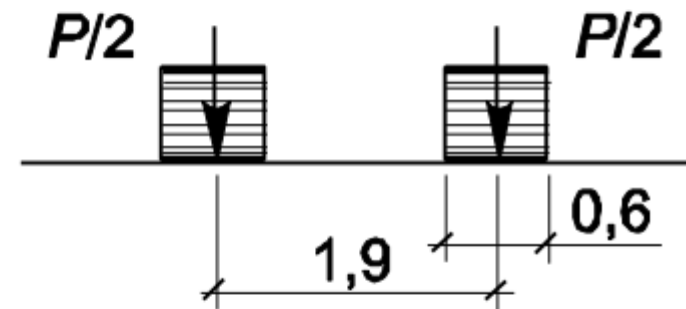
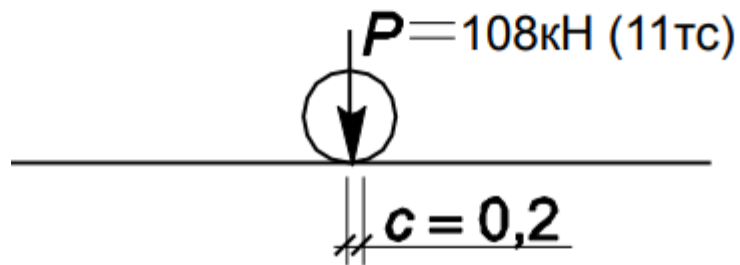
Транспортные нагрузки на мосты и трубы

Нагрузка АК



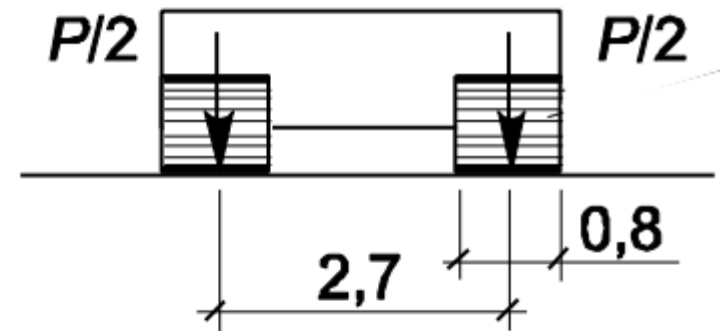
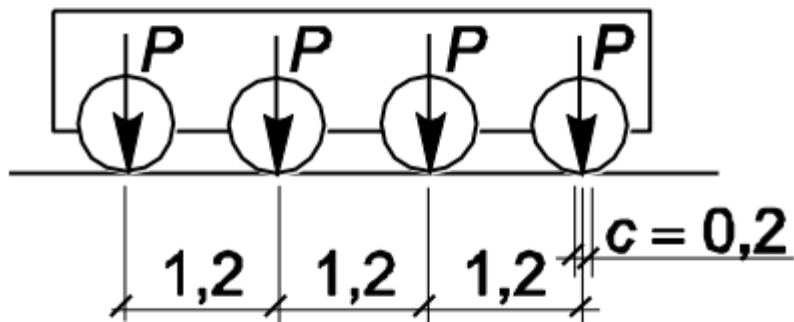
- от автотранспортных средств — в виде полос АК, каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой P , равной $9,81 K$ кН (K тс), и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью v (на обе колеи) — $0,98K$ кН/м ($0,10 K$ тс/м)¹

Для нагрузки А8



- одиночная ось для проверки проезжей части мостов, проектируемых под нагрузку А8

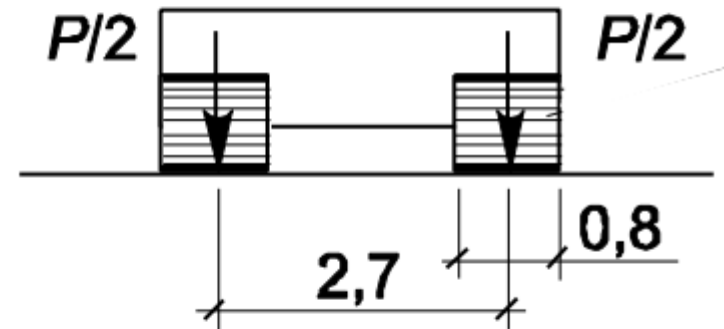
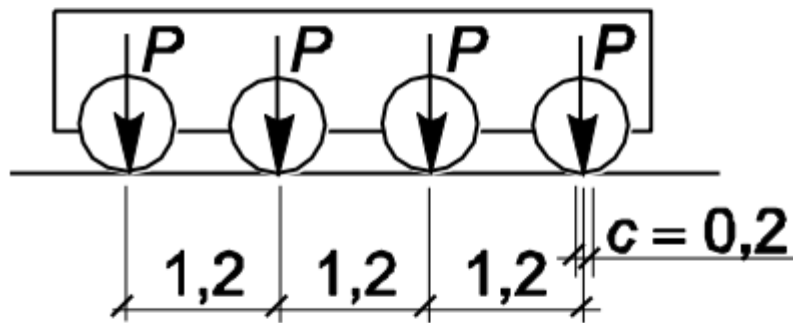
Нагрузка НК



в виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-80 общим весом 785 кН (80 тс);

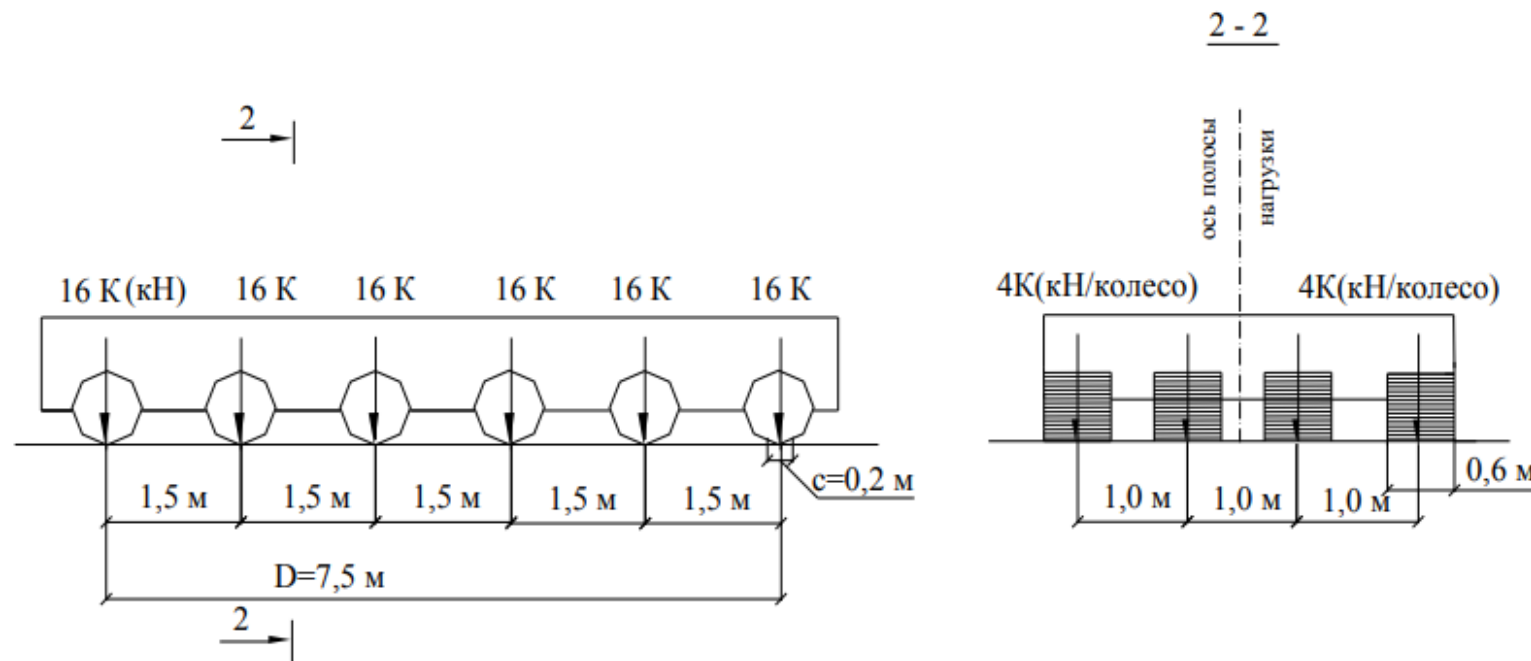
в виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-112 общим весом 1098 кН (112 тс)

Нагрузка НК100 (Н14)



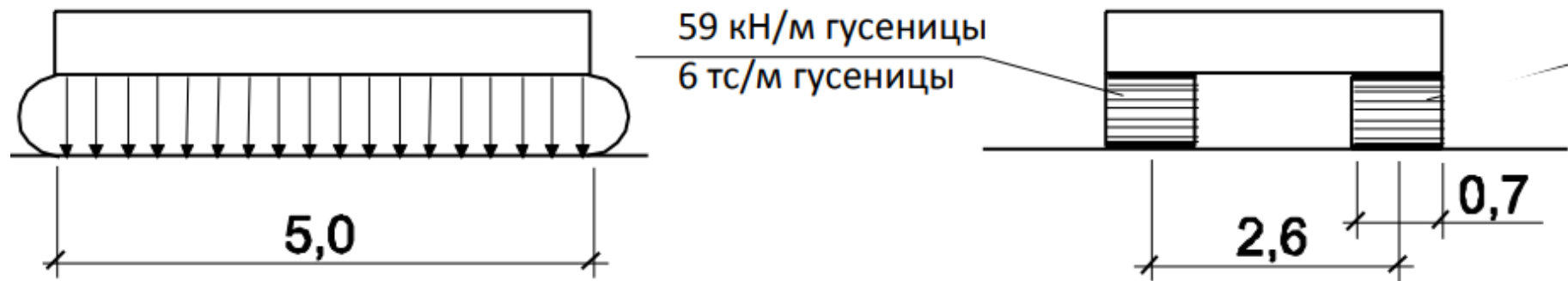
- В виде четырехосной тележки Н14 с нагрузкой на ось 18К
- В виде четырехосной тележки Н11 с нагрузкой на ось 14К

Нагрузка НК-II (НК180)



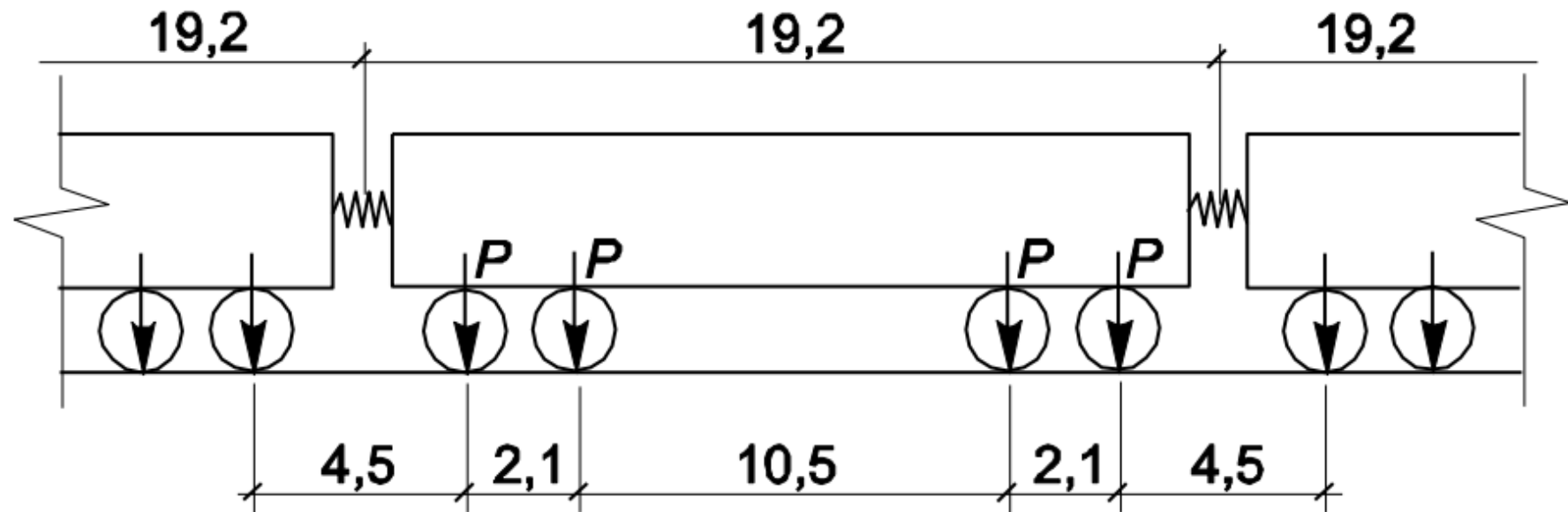
Нормативная нагрузка НК-II представлена в виде одиночной шестиосной тележки с нагрузкой на каждую ось 16 K (кН) . Класс нагрузки K при расчетах конструкций мостовых сооружений и труб принимается равным 18 кН .

Нагрузка НГ60



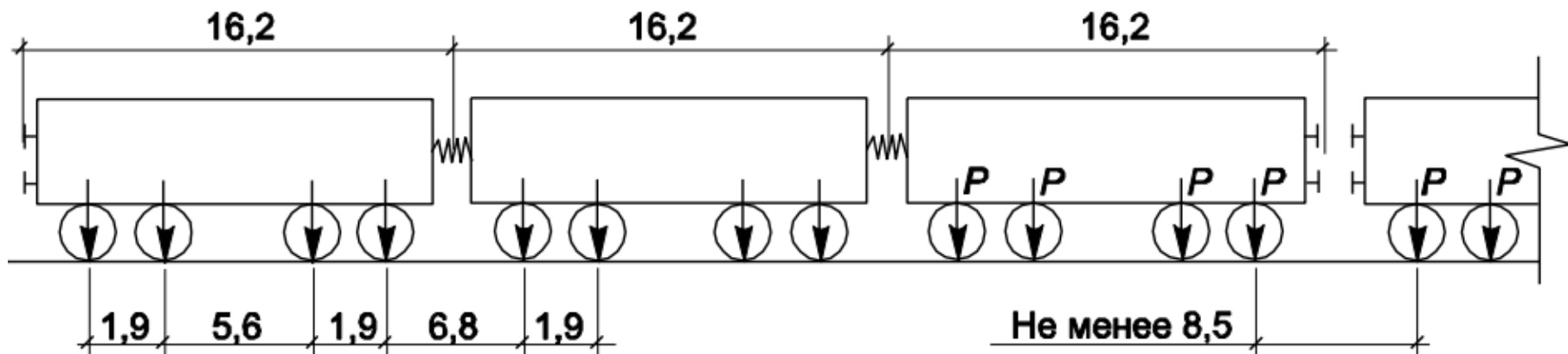
- в виде гусеничной нагрузки (одной машины) НГ-60 общим весом 588 кН (60 тс)

Поезда метрополитена



от подвижного состава метрополитена с каждого пути — в виде поезда расчетной длины, состоящего из четырехосных вагонов (черт. 1, г) общим весом каждого загруженного вагона 588 кН (60 тс).

Поезда трамвая



- от трамваев с каждого пути — в виде поездов из четырехосных вагонов общим весом каждого загруженного вагона 294 кН (30 тс) и порожнего — 147 кН (15 тс); число вагонов в поезде и расстояние между поездами должны соответствовать самому неблагоприятному загрузению при следующих ограничениях: число вагонов в одном поезде — не более четырех; расстояния между крайними осями рядом расположенных поездов — не менее 8,5 м.

Нагрузка СК

Эквивалентные нагрузки, рассчитываемые при значениях параметров $1,5 \leq \lambda \leq 50$ м ($\alpha = 0$ и $\alpha = 0,5$) и $\lambda > 50$ м ($\alpha = 0$), определены по формуле

$$v = \left(9,807 + \frac{10,787}{e^{0,04\lambda}} + \frac{43,149}{\lambda^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{4} \right) \cdot K,$$

где $e = 2,718$ — основание натуральных логарифмов.

Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава железных дорог (СК) следует принимать (с учетом перспективы развития транспортных средств железных дорог) в виде объемлющих максимальных эквивалентных нагрузок v , кН/м (тс/м) пути, полученных от отдельных групп сосредоточенных грузов весом до 24,5К кН (2,50К тс) и равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 9,81К кН/м (К тс/м) пути. Показатель К обозначает класс устанавливаемой нагрузки, который принимается равным: для капитальных сооружений - 14;

Таблица Д.1

Нагрузка СК

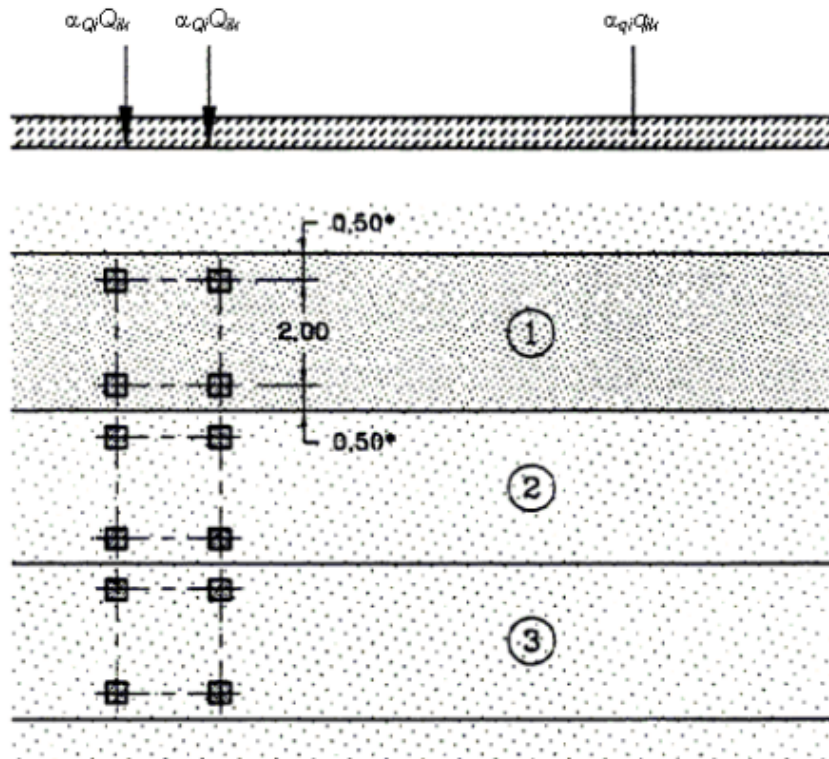
Длина загружения λ , м	Интенсивность эквивалентной нагрузки v , кН/м пути, при			
	K = 1		K = 14	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$
1	49,03	49,03	686,5	686,5
1,5	39,15	34,25	548,1	479,5
2	30,55	26,73	427,7	374,2
3	24,16	21,14	338,3	296,0
4	21,69	18,99	303,7	265,8
5	20,37	17,82	285,2	249,5
6	19,50	17,06	272,9	238,8
7	18,84	16,48	263,7	230,7
8	18,32	16,02	256,4	224,4
9	17,87	15,63	250,2	218,9
10	17,47	15,28	244,5	214,0
12	16,78	14,68	234,9	205,5
14	16,19	14,16	226,6	198,3

Нагрузка АБ

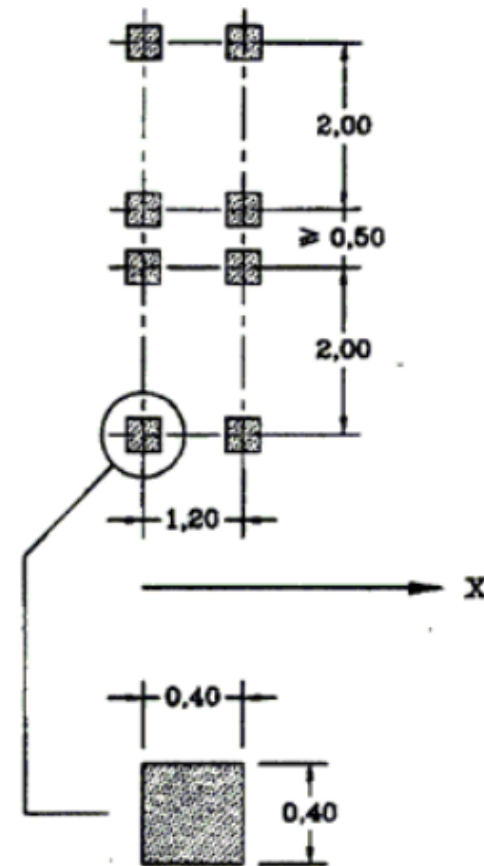
следует принимать в виде колонн двухосных автомобилей АБ с параметрами, приведенными в табл.10

Параметр	Нагрузки		
	АБ-51	АБ-74	АБ-151
Нагрузка на ось груженого автомобиля, кН (тс):			
заднюю	333 (34,0)	490 (50,0)	990 (101,0)
переднюю	167 (17,0)	235 (24,0)	490 (50,0)
Расстояние между осями (база) автомобиля, м	3,5	4,2	4,5
Габарит по ширине (по колесам задней оси), м	3,5	3,8	5,4
Ширина колеи, м, колес:			
задних	2,4	2,5	3,75
передних	2,8	2,8	4,1
Размер площадки соприкосновения задних колес с покрытием проезжей части, м:			
по длине	0,40	0,45	0,80
" ширине	1,10	1,30	1,65
Диаметр колеса, м	1,5	1,8	2,5

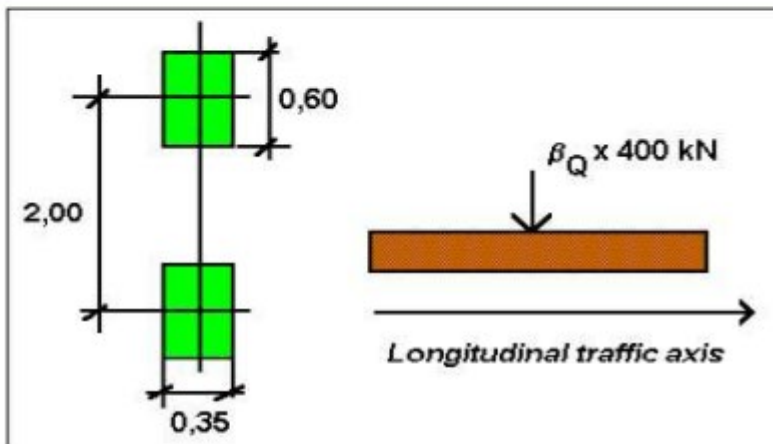
Нагрузка LM1



- (1) — полоса движения номер 1: $Q_{1k} = 300 \text{ кН}$; $q_{1k} = 9 \text{ кН/м}^2$;
- (2) — полоса движения номер 2: $Q_{2k} = 200 \text{ кН}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ кН/м}^2$;
- (3) — полоса движения номер 3: $Q_{3k} = 100 \text{ кН}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ кН/м}^2$



Нагрузка LM2



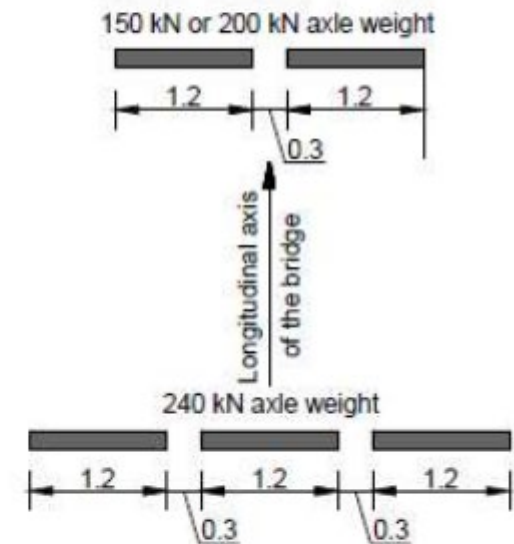
**Recommended
value :** $\beta_Q = \alpha_{Q1}$

In the vicinity of expansion joints, an additional dynamic amplification factor equal to the value defined in 4.6.1(6) should be applied.

when relevant, only one wheel of 200 (kN) may be taken into account



Нагрузка LM3



Axle lines and wheel contact areas for special vehicles

Нагрузка LM4

- ❑ distributed load **5 kN/m²** (dynamic effects included)
- ❑ combination value **3 kN/m²** (dynamic effects included)
- ❑ to be specified per project
- ❑ for global effects
- ❑ transient design situation



Постоянные нагрузки

Нормативную нагрузку от веса мостового полотна одного железнодорожного пути следует принимать равной, кН/м пути:

- 6,9 — при деревянных поперечинах и отсутствии тротуаров;
- 12,7 — то же, при двух тротуарах с металлическими консолями и железобетонными плитами настила;
- 16,7 — при железобетонных безбалластных плитах без тротуаров;
- 22,6 — то же, с двумя тротуарами

Вертикальное давление

- Нормативное давление грунта от веса насыпи на звенья труб кПа, следует определять по формулам:
а) вертикальное давление для звеньев труб

$$p_v = C_v \gamma_n h; \quad (7)$$

- где h — высота засыпки, м, определяемая для звеньев труб по приложению Г;
 γ_n — нормативный удельный вес грунта, кН/м³;
 C_v — коэффициент вертикального давления, принимаемый в соответствии с приложением Г;

Приложение Г

- Коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных секций труб C_v следует определять по формуле

$$C_v = 1 + B \cdot \left(2 - B \cdot \frac{d}{h} \right) \cdot \tau_n \operatorname{tg} \phi_n,$$

где d — диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

h — высота засыпки при определении вертикального давления по формуле (7), считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия до верха звена (секции), м; при определении горизонтального (бокового) давления по формуле (8) высоту засыпки h_x следует принимать до середины высоты звеньев (секций) трубы;

τ_n — коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки, определяемый по формуле (9);

ϕ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы, град.

Приложение Г

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \cdot \frac{sa}{h}, \quad (\text{Г.2})$$

где a — расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м

s — коэффициент, принимаемый равным, при фундаментах:

- неподатливых (на скальном основании или на сваях-стойках) — 1,2;
- малоподатливых (на висячих сваях) — 1,1;
- массивных мелкого заложения и грунтовых (нескальных) основаниях — 1

Если $B > \frac{h}{d}$, то следует принимать $B = \frac{h}{d}$.

При подсыпке насыпей, в которых со временем произошло естественное уплотнение грунта засыпки и физическое состояние конструкций трубы является удовлетворительным, допускается при определении нормативного давления на трубу от собственного веса грунта принимать, независимо от податливости основания, безразмерный коэффициент C_v , равным единице.

Горизонтальное давление

б) горизонтальное (боковое) давление

$$p_v = \gamma_n h_x \tau_n' \quad (8)$$

где h_x — высота засыпки, м, определяемая для звеньев труб согласно приложения Г;

γ_n — нормативный удельный вес грунта, кН/м³;

C_v — коэффициент вертикального давления, принимаемый в соответствии с приложением Г;

τ_n — коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки звеньев труб, определяемый по формуле

$$\tau_n = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (9)$$

- здесь φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта, ...°.

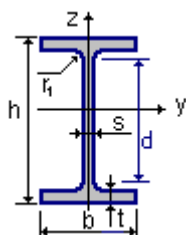
Постоянные нагрузки

- Значения φ_n следует, как правило, принимать на основании лабораторных исследований образцов грунтов, предназначенных для засыпки сооружения.
- При типовом проектировании для определения нормативного давления грунта допускается принимать удельный вес грунта засыпки γ_n , равный $17,7 \text{ кН/м}^3$, нормативные углы внутреннего трения φ_n — равными:
 30° — для звеньев труб, находящихся в насыпи;
- Распределение давления в пределах толщины одежды проезжей части следует принимать под углом 45°

Каталоги металлопроката

Каталог : Сокращенный сортамент

Тип : Двутавр нормальный (Б) по ГОСТ 26020-83

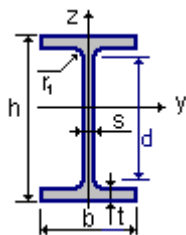


	h	b	s	t	r1	A	P	ly	Wy	Sy	iy	Iz	Wz	iz
	ММ	ММ	ММ	ММ	ММ	СМ ²	КГ/СМ	СМ ⁴	СМ ³	СМ ³	ММ	СМ ⁴	СМ ³	ММ
10Б1	100.000	55.000	4.100	5.700	7.000	10.3200	0.0810	171.0000	34.2000	19.7000	40.7000	15.9000	5.8000	12.4000
12Б1	117.600	64.000	3.800	5.100	7.000	11.0300	0.0870	257.0000	43.8000	24.9000	48.3000	22.4000	7.0000	14.2000
14Б1	137.400	73.000	3.800	5.600	7.000	13.3900	0.1050	435.0000	63.3000	35.8000	57.0000	36.4000	10.0000	16.5000
16Б1	157.000	82.000	4.000	5.900	9.000	16.1800	0.1270	688.9999	87.8000	49.5000	65.3000	54.4000	13.3000	18.3000
18Б1	177.000	91.000	4.300	6.500	9.000	19.5800	0.1540	1062.9999	120.1000	67.7000	73.7000	81.9000	18.0000	20.4000
23Б1	230.000	110.000	5.600	9.000	12.000	32.9100	0.2580	2995.9998	260.5000	147.2000	95.4000	200.3000	36.4000	24.7000
26Б1	258.000	120.000	5.800	8.500	12.000	35.6200	0.2800	4023.9995	312.0000	176.6000	106.3000	245.6000	40.9000	26.3000
30Б1	296.000	140.000	5.800	8.500	15.000	41.9200	0.3290	6327.9995	427.0000	240.0000	122.9000	390.0000	55.7000	30.5000
35Б1	346.000	155.000	6.200	8.500	18.000	49.5300	0.3890	10059.9990	581.7000	328.6000	142.5000	529.5999	68.3000	32.7000
35Б2	349.000	155.000	6.500	10.000	18.000	55.1700	0.4330	11549.9990	662.2000	373.0000	144.7000	622.9000	80.4000	33.6000
40Б1	392.000	165.000	7.000	9.500	21.000	61.2500	0.4810	15749.9980	803.5999	456.0000	160.3000	714.8999	86.7000	34.2000
40Б2	396.000	165.000	7.500	11.500	21.000	69.7200	0.5470	18529.9980	935.7000	529.7000	163.0000	864.9999	104.8000	35.2000
45Б1	443.000	180.000	7.800	11.000	21.000	76.2300	0.5980	24939.9980	1125.7999	639.4999	180.9000	1073.6998	119.3000	37.5000
45Б2	447.000	180.000	8.400	13.000	21.000	85.9600	0.6750	28869.9980	1291.8999	732.9000	183.2000	1268.9999	141.0000	38.4000
50Б1	492.000	200.000	8.800	12.000	21.000	92.9800	0.7300	37159.9961	1510.9999	860.4000	199.9000	1605.9999	160.6000	41.6000
50Б2	496.000	200.000	9.200	14.000	21.000	102.8000	0.8070	42389.9961	1708.9999	970.2000	203.0000	1872.9998	187.3000	42.7000
55Б1	543.000	220.000	9.500	13.500	24.000	113.3700	0.8900	55679.9961	2050.9998	1164.9999	221.6000	2403.9998	218.6000	46.1000
55Б2	547.000	220.000	10.000	15.500	24.000	124.7500	0.9790	62789.9922	2295.9998	1301.9999	224.3000	2759.9998	250.9000	47.0000
60Б1	593.000	230.000	10.500	15.500	24.000	135.2600	1.0620	78759.9922	2655.9998	1511.9999	241.3000	3153.9998	274.3000	48.3000
60Б2	597.000	230.000	11.000	17.500	24.000	147.3000	1.1560	87639.9922	2935.9998	1668.9999	243.9000	3560.9998	309.6000	49.2000
70Б1	691.000	260.000	12.000	15.500	24.000	164.7000	1.2930	125929.9844	3644.9998	2094.9998	276.5000	4555.9995	350.5000	52.6000
70Б2	697.000	260.000	12.500	18.500	24.000	183.6000	1.4420	145911.9844	4186.9995	2392.9998	281.9000	5436.9995	418.2000	54.4000
80Б1	791.000	280.000	13.500	17.000	26.000	203.2000	1.5950	199499.9688	5043.9995	2916.9998	313.3000	6243.9995	446.0000	55.4000
90Б1	893.000	300.000	15.000	18.500	30.000	247.1000	1.9400	304399.9688	6816.9995	3963.9998	350.9000	8364.9990	557.6000	58.2000
100Б1	990.000	320.000	16.000	21.000	30.000	293.8200	2.3060	445999.9375	9010.9990	5233.9995	389.6000	11519.9990	719.9000	62.6000
100Б2	998.000	320.000	17.000	25.000	30.000	328.9000	2.5820	516399.9375	10349.9990	5979.9995	396.2000	13709.9990	856.9000	64.6000
100Б3	1006.000	320.000	18.000	29.000	30.000	364.0000	2.8570	587699.9375	11679.9990	6735.9995	401.8000	15899.9980	993.8999	66.1000
100Б4	1013.000	320.000	19.500	32.500	30.000	400.6000	3.1450	655399.9375	12939.9990	7469.9995	404.5000	17829.9980	1114.2999	66.7000

Каталоги металлопроката

Каталог : Полный каталог профилей

Тип : Двутавр колонный (К) по ГОСТ 26020-83



Сортировка : (Не сортировать)

	h	b	s	t	r1	A	I _y	W _y	S _y	i _y	I _z	W _z	i _z	P
	мм	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/см
20K1	195.000	200.000	6.500	10.000	13.000	52.8200	3819.9995	392.0000	216.0000	85.0000	1333.9999	133.0000	50.3000	0.4150
20K2	198.000	200.000	7.000	11.500	13.000	59.7000	4421.9995	447.0000	247.0000	86.1000	1533.9999	153.0000	50.7000	0.4690
23K1	227.000	240.000	7.000	10.500	14.000	66.5100	6588.9995	579.9999	318.0000	99.5000	2420.9998	202.0000	60.3000	0.5220
23K2	230.000	240.000	8.000	12.000	14.000	75.7700	7600.9990	660.9999	365.0000	100.2000	2765.9998	231.0000	60.4000	0.5950
26K1	255.000	260.000	8.000	12.000	16.000	83.0800	10299.9990	808.9999	445.0000	111.4000	3516.9998	271.0000	65.1000	0.6520
26K2	258.000	260.000	9.000	13.500	16.000	93.1900	11699.9990	906.9999	501.0000	112.1000	3956.9995	304.0000	65.2000	0.7320
26K3	262.000	260.000	10.000	15.500	16.000	105.9000	13559.9990	1034.9999	575.9999	113.2000	4543.9995	349.0000	65.5000	0.8310
30K1	296.000	300.000	9.000	13.500	18.000	108.0000	18109.9980	1222.9999	671.9999	129.5000	6078.9995	405.0000	75.0000	0.8480
30K2	300.000	300.000	10.000	15.500	18.000	122.7000	20929.9980	1394.9999	770.9999	130.6000	6979.9995	465.0000	75.4000	0.9630
30K3	304.000	300.000	11.500	17.500	18.000	138.7200	23909.9980	1572.9999	873.9999	131.2000	7880.9990	524.9999	75.4000	1.0890
35K1	343.000	350.000	10.000	15.000	20.000	139.7000	31609.9961	1842.9999	1009.9999	150.4000	10719.9990	612.9999	87.6000	1.0970
35K2	348.000	350.000	11.000	17.500	20.000	160.4000	37089.9961	2131.9998	1172.9999	152.1000	12509.9990	714.9999	88.3000	1.2590
35K3	353.000	350.000	13.000	20.000	20.000	184.1000	42969.9961	2434.9998	1350.9999	152.8000	14299.9990	816.9999	88.1000	1.4450
40K1	393.000	400.000	11.000	16.500	22.000	175.8000	52399.9961	2663.9998	1456.9999	172.6000	17609.9980	879.9999	100.0000	1.3800
40K2	400.000	400.000	13.000	20.000	22.000	210.9600	64139.9922	3206.9998	1766.9999	174.4000	21349.9980	1066.9999	100.6000	1.6560
40K3	409.000	400.000	16.000	24.500	22.000	257.8000	80039.9922	3913.9998	2179.9998	176.2000	26149.9980	1306.9999	100.7000	2.0230
40K4	419.000	400.000	19.000	29.500	22.000	308.6000	98339.9922	4693.9995	2641.9998	178.5000	31499.9961	1574.9999	101.0000	2.4220
40K5	431.000	400.000	23.000	35.500	22.000	371.0000	121569.9844	5641.9995	3216.9998	181.0000	37909.9961	1895.9999	101.1000	2.9120

Литература

1. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции».
2. СН 3.03.01-2019 «Мосты и трубы. Строительные нормы Республики Беларусь».
3. ТКП 45-3.03-227 «Улицы населенных пунктов. Строительные нормы проектирования».
4. СТБ 1704-2012 «Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия».
5. Учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальностей строительного профиля. Минск 2006 год.
6. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие для строительных техникумов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». Минскстройиздат, 1979. 419 с.
7. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. В 2 кн. Кн. 1 : учебник для студ. высш. учеб. заведений / [П.М.Саламахин, Л.В.Маковский, В.И.Попов и др.] ; под ред. П.М.Саламахина. — М. : Издательский центр «Академия», 2007. - 352 с.
8. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. 2 кн. Кн. 2 : учебник для студ. высш. учеб. заведений / [П.М.Саламахин, Л.В.Маковский, В.И.Попов и др.] ; под ред. П.М.Саламахина. — М. : Издательский центр «Академия», 2007. - 272 с.