

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

П. Ю. ЭТИН, В. В. ЛЕВТРИНСКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СРЕДНЕГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО
МОСТА НА СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ

Учебно-методическое пособие
по курсовому проектированию



Гомель 2009

УДК 624.21.001.63(075.8)

ББК 39.112

Э90

Р е ц е н з е н т – главный инженер проекта АП «Минский
Промтранспроект» П.Н. Горбачев

Этин, П. Ю.

Э90 Проектирование среднего железобетонного
железнодорожного моста на свайном основании: учеб.-метод.
пособие по курсовому проектированию / П. Ю. Этин, В. В.
Левтринский ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус.
гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2009. – 59 с.
ISBN 978-985-468-574-8

Приведена последовательность проектирования железобетонного
железнодорожного моста на свайном основании.

Разработано на основе типовых конструкций и действующих технических
нормативных правовых актов (ТНПА).

Предназначено для выполнения курсовой работы по дисциплине
"Проектирование и строительство мостов" студентами специальности
"Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство".

УДК 624.21.001.63(075.8)

ББК 39.112

ISBN 978-985-468-574-8

© Этин П.Ю., Левтринский В.В., 2009

© Оформление. УО "БелГУТ", 2009

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1 Определение расчетного расхода воды.....	8
2 Определение отверстия моста.....	11
3 Расчет длины моста и разбивка его на пролеты.....	16
4 Проектирование опор моста.....	21
4.1 Проектирование концевых опор.....	21
4.2 Проектирование промежуточных опор.....	28
5 Определение объемов основных строительных материалов и конструкций.....	34
6 Разработка схемы моста.....	35
Приложения	
А Ведомость расчета скоростей течения и расходов воды по морфоствору.....	36
Б Типовые конструкции пролетных строений.....	37
В Типовые конструкции опор балочно-разрезных мостов и путепроводов.....	40
Г Характеристики свай сплошных квадратного сечения с ненапрягаемой стержневой арматурой.....	52
Д Справочные материалы для расчета опор.....	53
Е Фасад моста.....	вкл.
Список литературы.....	59

ВВЕДЕНИЕ

Данное учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности "Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство", выполняющих курсовую работу по дисциплине "Проектирование и строительство мостов".

Цели курсовой работы: закрепление студентами знаний, полученных при изучении теоретического материала по разделу "Железобетонные мосты"; более детальное изучение элементов и конструкций пролетных строений, опор на свайном основании; развитие творческого инженерного мышления.

В результате работы у студентов должны сформироваться навыки в работе с типовой проектной документацией, нормативной базой, справочниками и другой технической литературой. Каждый студент должен чувствовать ответственность за принимаемые проектные решения и правильно их обосновывать.

Оформление курсовой работы. Текстовый материал курсовой работы должен быть написан черными чернилами на одной стороне листов белой писчей бумаги формата А4 со штампом. Каждая страница должна иметь поля шириной: слева – 25 мм, справа и сверху – по 20 мм и снизу – 10 мм.

Чертежи выполнять на отдельных листах миллиметровой бумаги формата А3. Расчетные схемы следует вставлять в текст.

Страницы курсовой работы должны быть пронумерованы.

При расчетах сначала записываются формулы в общем виде, а затем в них подставляются числовые значения.

Первой страницей работы является задание на курсовую работу, в конце следует привести перечень использованной литературы.

Общая последовательность выполнения работы:

- 1 Определение расчетного расхода воды.
- 2 Определение отверстия моста.
- 3 Расчет длины моста с разбивкой его на пролеты.
- 4 Выбор типовых схем конструкций устоев и промежуточных опор.
- 5 Расчет свайных фундаментов устоев и промежуточных опор.
- 6 Определение объемов основных строительных материалов и изделий.
- 7 Разработка схемы моста.

Выполненная работа сдается на проверку, и после устранения замечаний принятые решения должны быть защищены у преподавателя.

При проектировании и строительстве мостов следует:

– выполнять требования по обеспечению надежности, долговечности и бесперебойности эксплуатации сооружений, а также безопасности и плавности движения транспортных средств, безопасности для пешеходов и охране труда рабочих в периоды строительства и эксплуатации;

– предусматривать безопасный пропуск возможных паводков и ледохода на водотоках, а, кроме того, на водных путях – выполнение требований судоходства и лесосплава;

– назначать проектные решения, обеспечивающие экономное расходование материалов – металла, цемента, леса и пр., экономию топливных и энергетических ресурсов, снижение стоимости и трудоемкости строительства и эксплуатации;

– предусматривать простоту, удобство и высокие темпы монтажа конструкций, возможность широкой индустриализации строительства на базе современных средств комплексной механизации и автоматизации строительного производства, использования типовых решений, применения сборных конструкций, деталей и материалов, отвечающих стандартам и техническим условиям;

– учитывать перспективы развития транспорта и дорожной сети, реконструкции имеющихся и строительства новых подземных и наземных коммуникаций, интересы благоустройства и планировки населенных пунктов, перспективы освоения земель в сельскохозяйственных целях;

– предусматривать меры по охране окружающей среды (в том числе предотвращение заболачивания, термокарстовых, эрозионных,

наледных и других вредных процессов), по поддержанию экологического равновесия и охране рыбных запасов.

Основные технические решения, принимаемые при проектировании мостов, следует обосновывать путем сравнения технико-экономических показателей конкурентоспособных вариантов, с учетом эстетических и архитектурных требований.

При разработке проекта моста в проектной организации внимание уделяется следующим разделам:

1 *Общая пояснительная записка.* В ней приводят исходные данные для проектирования, краткую характеристику проектируемого объекта и условий строительства, особенности природных условий, обоснование выбора местоположения объекта, его технико-экономические и транспортно-эксплуатационные показатели и их сравнение с нормами и аналогами, данные по экономической эффективности капитальных вложений, использованных в проекте достижений науки и техники.

2 *Строительные решения.* В этом разделе приводят обоснование принятых в проекте технических решений по фундаментам, опорам, пролетным строениям моста, земляному полотну, конструкции мостового полотна и пути на подходах к мосту, пересечениям и примыканиям, охране окружающей среды, подготовке территории строительства. В нем также приводятся чертежи основных конструктивных элементов сооружения: план и продольный профиль трассы, общие виды моста, его отдельные конструктивные элементы индивидуального проектирования, схемы вариантов моста.

3 *Организация строительства.* В этом разделе обосновывают принятые в проекте способы и методы работ по сооружению опор, пролетных строений и других элементов моста, определяют потребность в конструкциях, материалах, машинах, механизмах, трудовых ресурсах, электро- и водоснабжении. Приводят схемы выполнения основных строительного-монтажных работ, календарный график строительства, обоснование сроков и продолжительности строительства.

4 *Сметная документация.* В этом разделе приводятся сметные расчеты и проект договорной цены.

5 *Паспорт проекта.* Раздел содержит основные сведения о проектируемом объекте.

Рабочий проект на строительство мостового перехода, кроме перечисленных выше разделов, включает чертежи, по которым непосредственно строят объект. Рабочий проект разрабатывают с использованием типовых конструкций пролетных строений и опор.

При двухстадийном проектировании (проект – рабочая документация) рабочую документацию разрабатывают после утверждения проекта, прохождения Госэкспертизы и передают заказчику частями на объем очередного года строительства.

В состав рабочей документации для строительства мостовых переходов входят рабочие чертежи, ведомости строительно-монтажных работ, расчеты сметной стоимости затрат труда и расхода основных строительных материалов.

Готовая проектно-сметная документация передается заказчику. Заказчик согласовывает со строительной организацией третий раздел проекта, сметы и договорную цену.

Проекты больших мостов, а также мостов с металлическими и индивидуальными пролетными строениями согласовывают с Объединением «Белорусская железная дорога».

После согласования проектно-сметную документацию представляют на экспертизу, которая рассматривает обоснованность и оптимальность принятых проектных решений, соответствие их действующим нормам и заданию на проектирование. По результатам экспертизы составляют экспертное заключение, в котором указывают основные технико-экономические показатели проектируемого объекта, рекомендуемые к утверждению. Экспертизу рабочей документации, разработанной на основании рабочих проектов, не проводят.

Если в ходе экспертизы обнаруживают ошибки или другие недостатки, то проекты возвращают на доработку и после внесения в них соответствующих изменений и дополнений вновь представляют в органы экспертизы.

После экспертизы проекты представляют на утверждение.

Основным критерием оценки качества проектной документации является соответствие ее требованиям, установленным в задании на проектирование: по стоимости строительства, эффективности капитальных вложений, расходу строительных материалов, трудоемкости строительства.

Если проектная документация соответствует базовым

качественным характеристикам, то ей устанавливается оценка высокого качества, что удостоверяется актом оценки качества, подписанным заказчиком. Проектная документация, не отвечающая указанным выше требованиям, не может быть отнесена к проектной продукции высокого качества (о чем указывается в акте), и решение о возможности ее дальнейшего использования принимают министерства и ведомства.

С учетом современных тенденций в строительстве (индустриализации его, унификации и стандартизации конструкций) при разработке проекта моста необходимо максимально применять типовые конструкции. Для выбора наиболее рациональной конструкции сооружения выполняют вариантное проектирование и проводят технико-экономическое сравнение вариантов. На стадии вариантного проектирования обычно проводят ориентировочные расчеты для выбора и обоснования основных параметров сооружения.

Для большинства малых и средних мостов применяют типовые конструкции пролетных строений и опор. Основные разработки принадлежат институтам Гипротрансмост (Москва), а также Ленгипротрансмост. Задача проектирования в этом случае сводится к выбору наиболее рациональной типовой конструкции, соответствующей конкретным местным условиям: рельефу местности, возможностям изготовления, транспортировки и монтажа.

1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО РАСХОДА ВОДЫ

Выбор места перехода, разбивку мостов на пролеты, назначение положения сооружения в плане и профиле следует производить с учетом требований трассирования дороги (линии) или принятых градостроительно-планировочных решений, строительных и эксплуатационных показателей вариантов, а также русловых, геологических, гидрогеологических, ландшафтных и других местных условий, влияющих на технико-экономические показатели соответствующего участка дороги (линии).

Число и размеры водопропускных сооружений на пересечении водотока следует определять на основе гидравлических расчетов, при этом необходимо учитывать последующее влияние сооружения на окружающую природную среду.

Одним из главных критериев для проектирования мостового перехода является **расчетный расход воды** ($Q_{\text{расч}}$), проходящий через **морфоствор**. Расчетный расход воды определяют на основе ряда наивысших уровней воды в реке, наблюдаемых не менее чем за 20 лет. Прогнозируется наивысший уровень воды в реке, который может достигаться один раз в 30–100 лет. Связь уровней воды со скоростями (V) и расходами ($Q_{\text{расч}}$) устанавливают с использованием морфометрических характеристик: коэффициентов шероховатости (γ) и уклона реки (i).

Для определения расчетного расхода воды морфоствор разделяется на участки, отличающиеся глубинами и шероховатостью дна (рисунок 1.1). На каждом из этих участков рассчитывается расход воды. При расчете используются формулы равномерного движения воды (расчет удобно вести в табличной форме) (приложение А).

Средняя глубина на участке определяется по формуле

$$H_{\text{ср},i} = \frac{H_{\text{н}} + H_{\text{к}}}{2}, \quad (1.1)$$

где $H_{\text{н}}$, $H_{\text{к}}$ – соответственно глубины в начале и конце участков морфоствора, м; определяются как разность между расчетным уровнем высокой воды (РУВВ) и отметками дна в данной точке.

Средняя скорость воды на участке вычисляется по формуле

$$v_{\text{ср},i} = \tilde{N}_i \sqrt{R_i} \sqrt{i}, \quad (1.2)$$

где R_i – гидравлический радиус, приравниваемый к средней глубине $H_{\text{ср}}$ на данном участке, м; i – уклон реки при РУВВ; C_i – переменная,

$$\tilde{N}_i = \frac{87}{1 + \frac{\gamma_i}{\sqrt{R_i}}}, \quad (1.3)$$

где γ_i – коэффициент шероховатости дна.

Площадь живого сечения определяется по формуле

$$\omega_i = B_i H_{\text{ср},i}, \quad (1.4)$$

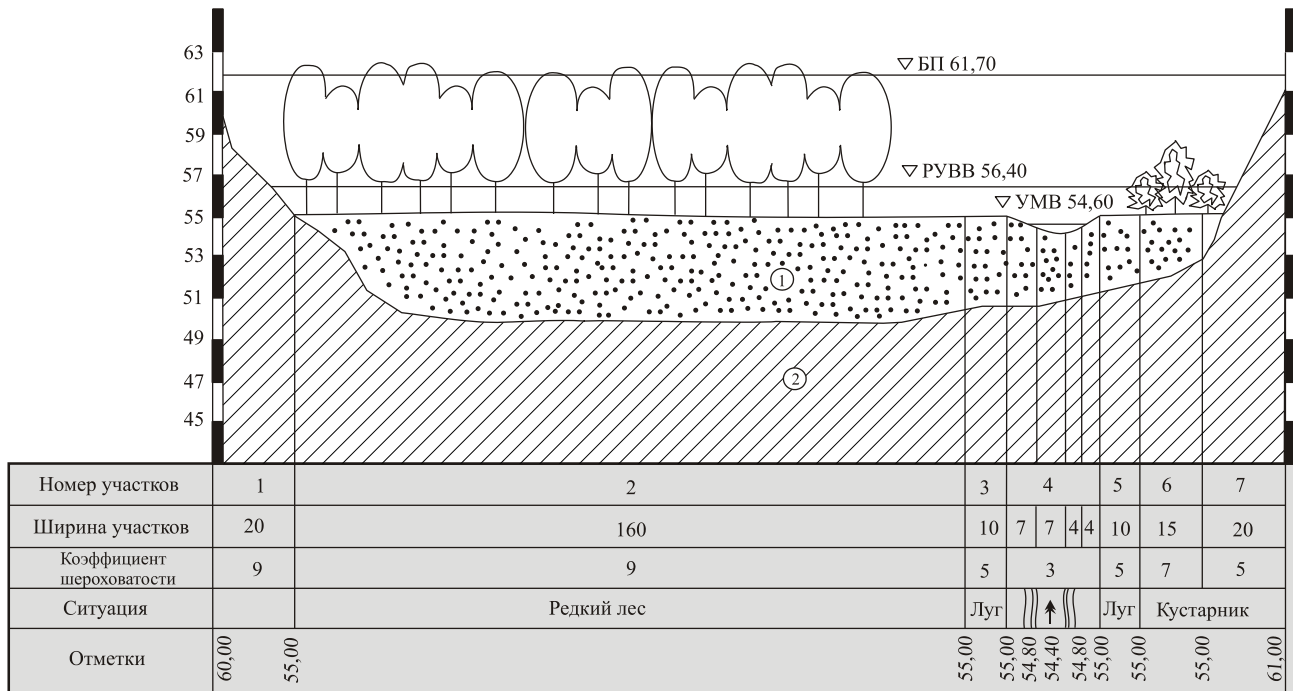
где B_i – ширина i -го участка, м.

Расход воды на участке Q_i определяется по формуле

$$Q_i = v_{\text{нд},i} \omega_i. \quad (1.5)$$

Общий расход воды в сечении морфоствора определяется как сумма расходов воды на всех участках

$$Q_{\text{дан}} = \sum_{i=1}^n Q_i. \quad (1.6)$$



- ① Песок крупный средней плотности
- ② Суглинок тугопластичный ($I_L = 0,5$)

Рисунок 1.1 – Профиль морфоствора

Пример расчета. По заданным размерам ширины участков морфоствора, в соответствии с отметками бровки полотна (∇БП), уровня расчетной поверхности земли (∇УРГ), расчетного уровня высоких вод (∇РУВВ), уровня меженных вод (∇УМВ) вычерчивается на миллиметровой бумаге формата А3 профиль морфоствора (см. рисунок 1.1). Масштабы следует принимать: вертикальный 1 : 100, горизонтальный 1 : 1000.

На профиле морфоствора требуется привести классификацию залегаемых грунтов по гранулометрическому составу, степени влажности, плотности и показателю консистенции. Справочные данные по грунтам представлены в приложении Д.

Ведомость морфоствора (см. приложение А) заполняется в соответствии с расчетами по формулам (1.1) – (1.6). Графы 1, 4, 5 заполняются в соответствии с исходными данными. Ведомость морфоствора рекомендуется отнести к приложению и представить в конце работы.

2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТВЕРСТИЯ МОСТА

Отверстием моста (L_0) называется расстояние между передними гранями устоев или конуса насыпи, измеренное на уровне РУВВ, за вычетом толщин промежуточных опор.

Схема участка морфоствора в пределах отверстия моста представлена на рисунке 2.1.

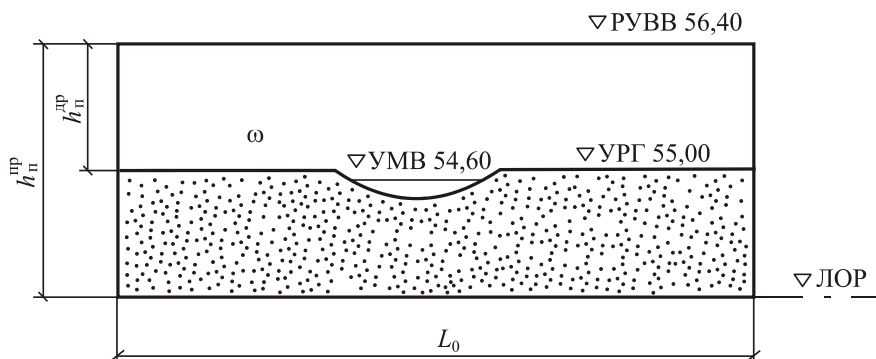


Рисунок 2.1 – Схема участка морфоствора
в пределах отверстия моста

На рисунке 2.1 приняты следующие обозначения: L_0 – отверстие моста, м; $h_{\Pi}^{\text{др}}$ – глубина потока до размыва, м; $h_{\Pi}^{\text{пр}}$ – глубина потока после размыва, м; $\nabla\text{ЛОР}$ – отметка линии общего размыва, м; ω – требуемая площадь живого сечения под мостом, м².

Отверстие моста определяется по формуле

$$L_0 = \frac{\omega}{h_{\Pi}^{\text{пр}}} . \quad (2.1)$$

Глубина потока после размыва определяется по формуле

$$h_{\Pi}^{\text{пр}} = [P] h_{\Pi}^{\text{др}} , \quad (2.2)$$

где $[P]$ – допустимый коэффициент размыва; $[P] = 1,75$ [1, п. 1.31].

Глубина потока до размыва определяется по формуле

$$h_{\Pi}^{\text{др}} = \nabla\text{РУВВ} - \nabla\text{УРГ} . \quad (2.3)$$

Площадь живого сечения под мостом с учётом размыва

$$\omega = \frac{Q_{\text{расч}}}{v_{\text{расч}}} , \quad (2.4)$$

где $Q_{\text{расч}}$ – расчетный расход воды, м³/с; $v_{\text{расч}}$ – усреднённая равновесная расчётная скорость воды под мостом, м/с. Расчетная скорость определяется по приближенной эмпирической формуле

$$v_{\text{расч}} \approx \frac{v_{\text{дин}} + v_{\text{нер}}}{2} , \quad (2.5)$$

где $v_{\text{дин}}$ – скорость динамического равновесия, м/с; $v_{\text{нер}}$ – неразмывающая скорость, м/с.

Неразмывающая скорость – это скорость воды в реке, при которой не размывается пойменная часть. Неразмывающая скорость определяется по формуле

$$v_{\text{нер}} = 3,6 \sqrt[4]{h_{\text{г}}^{\text{г}} d_{\text{сд}}} , \quad (2.6)$$

где $d_{\text{ср}}$ – средний диаметр частиц грунта, м.

Средний диаметр частиц грунта находится в соответствии с графиком грансостава грунта и определяется по формуле

$$d_{\text{ср}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i d_i}{\sum_{i=1}^n m_i}, \quad (2.7)$$

где m_i – относительное содержание частиц в грунте, взятое в интервале от 10 до 100 % с шагом, равным 10 %; d_i – соответствующий данному содержанию частиц диаметр, мм.

Скорость динамического равновесия – это скорость движения воды в русле, где соблюдается баланс наносов. Скорость динамического равновесия определяется по графику (рисунок 2.2), в зависимости от глубины потока после размыва и среднего диаметра частиц грунта.

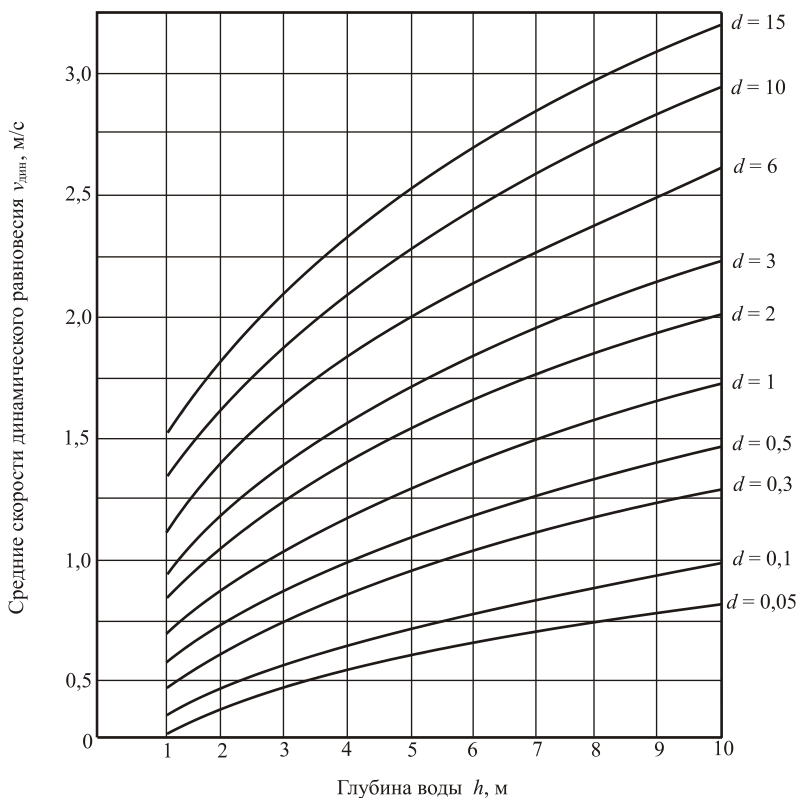


Рисунок 2.2 – График определения скорости динамического равновесия

Пример расчета. На миллиметровой бумаге формата А4 в соответствии с исходными данными вычерчивается грансостав грунта (рисунок 2.3). Затем определяется средний диаметр частиц грунта $d_{ср}$.

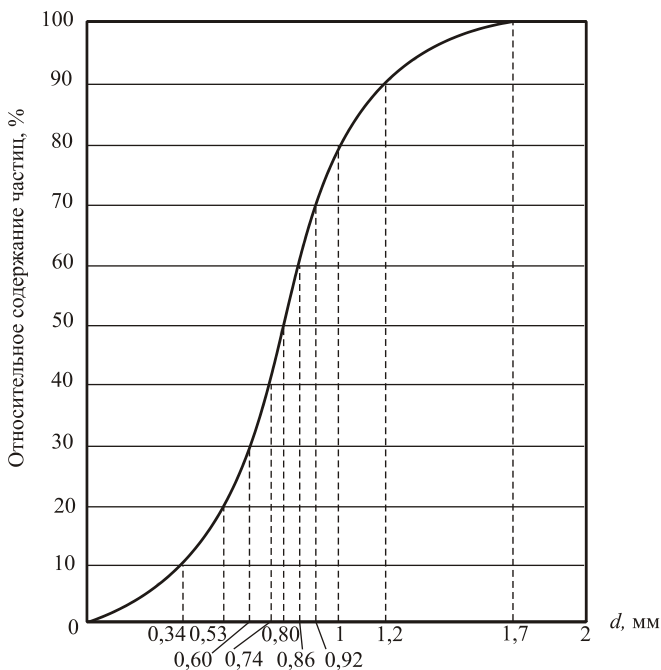


Рисунок 2.3 – Грансостав грунта

Взяв данные из графика (см. рисунок 2.3), по формуле (2.7) получим

$$d_{ср} = \frac{100 \cdot 1,7 + 90 \cdot 1,2 + 80 \cdot 1 + 70 \cdot 0,92 + 60 \cdot 0,86 + 50 \cdot 0,8}{10 + 20 + 30 + 40 + 50 + 60 + 70 + 80 + 90 + 100} + \frac{40 \cdot 0,74 + 30 \cdot 0,6 + 20 \cdot 0,53 + 10 \cdot 0,34}{10 + 20 + 30 + 40 + 50 + 60 + 70 + 80 + 90 + 100} = \frac{575,6}{550} = 1,05 \text{ мм.}$$

При $\nabla_{РУВВ} = 56,40$ м и $\nabla_{УРГ} = 55,00$ м по формулам (2.2) – (2.3)

$$h_{п}^{дп} = 56,40 - 55,00 = 1,40 \text{ м; } h_{п}^{пп} = 1,75 \cdot 1,40 = 2,45 \text{ м.}$$

При $d_{ср} = 1,05$ мм и $h_{п}^{пп} = 2,45$ м по формуле (2.5)

$$v_{г \text{ до}} = 3,6 \sqrt[4]{2,45 \cdot 1,05 \cdot 10^{-3}} = 0,81 \text{ м/с.}$$

Вычислив средний диаметр частиц грунта и глубину потока после размыва, на листе миллиметровой бумаги формата А4 изображается график для определения скорости динамического равновесия

(рисунок 2.4). Кривая среднего диаметра частиц проводится между ближайшими кривыми диаметров. По оси абсцисс откладывается глубина потока после размыва и проводится перпендикуляр на кривую среднего диаметра частиц. Затем из полученной точки по оси ординат находим скорость динамического равновесия $v_{\text{дин}}$.

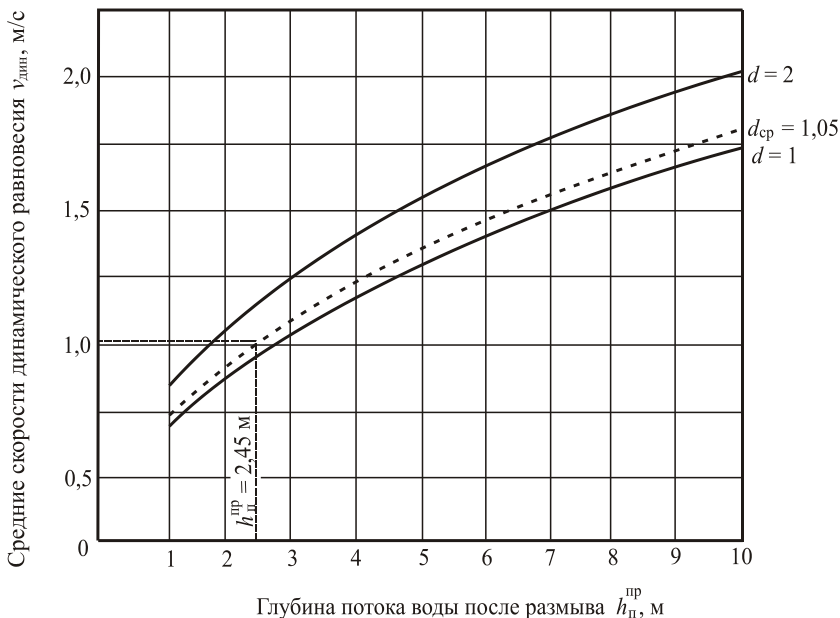


Рисунок 2.4 – График определения скорости динамического равновесия для разрабатываемого проекта

Из рисунка 2.4 находим $v_{\text{дин}} = 1,005$ м/с, принимаем $v_{\text{дин}} = 1$ м/с.

При $v_{i \text{ дд}} = 0,81$ м/с и $v_{\text{дин}} = 1$ м/с расчетная скорость по формуле (2.5) $v_{\text{ддн}} \approx (0,81 + 1) : 2 = 0,905$ м/с.

При $Q_{\text{расч}} = 67,35$ м³/с и $v_{\text{ддн}} = 0,905$ м/с по формуле (2.4) $\omega = 67,35 : 0,905 = 74,420$ м².

При $\omega = 74,420$ м² и $h_{\text{п}}^{\text{пр}} = 2,45$ м по формуле (2.1)

$$L_0 = 74,420 : 2,45 = 30,376 \text{ м}.$$

3 РАСЧЕТ ДЛИНЫ МОСТА И РАЗБИВКА ЕГО НА ПРОЛЕТЫ

Расчетное отверстие моста (L_0) измеряется между лобовыми откосами насыпи на уровне средней линии между расчетным уровнем высокой воды (РУВВ) и линией общего размыва (ЛОР); стеснение живого сечения промежуточными опорами компенсируется добавкой 10 % к отверстию моста. Схема к определению длины моста представлена на рисунке 3.1.

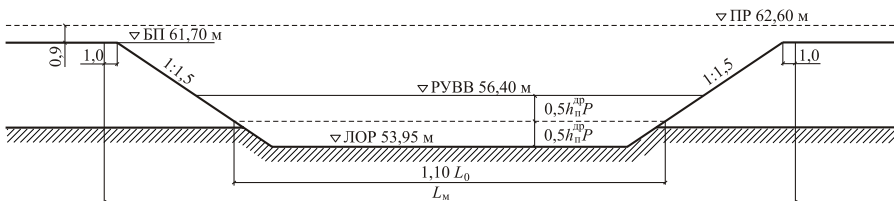


Рисунок 3.1 – Схема к определению длины моста

Бровка земляного полотна (ВБП) располагается на 0,9 м ниже подошвы рельса (ВПР), а отметка подошвы рельса устанавливается по уровню меженных вод (УМВ) и заданной высоте моста (H_m) как $\nabla ПР = \nabla УМВ + H_m$. Отметку $\nabla ЛОР$ следует определять через среднюю глубину потока при паводке до размыва $h_{cp}^{др} = h_{п}$ и заданный коэффициент размыва P как $\nabla ЛОР = \nabla РУВВ - h_{cp}^{др} P$.

В соответствии с рисунком 3.1 длина моста определяется как

$$L_1 = 1,1L_0 + 3(\hat{A} - \hat{B} + 0,5h_{п}^{др} P) + 2, \quad (3.1)$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий толщину промежуточных опор; L_0 – отверстие моста в свету, м; P – коэффициент общего размыва.

Схема моста характеризуется разбивкой на пролёты и расположением езды на пролетных строениях.

Технически рациональная разбивка моста на пролеты возможна в виде равнопролетной схемы ($nl_{п}$) или в виде схемы с уменьшенными крайними пролетами ($l_k + ml_{п} + l_k$). Следует учитывать, что размеры крайних пролетов связаны с типом береговых опор (устоев), которые, в свою очередь, зависят от высоты насыпи у концов моста.

При высоте насыпи до 6–8 м устои могут быть приняты по типовому проекту инв. № 708; они допускают длину l_k до 11,5 м. При большей высоте насыпи возможны типовые устои по проекту инв. № 828/1, пригодные под железобетонные пролетные строения всех остальных размеров (от 16,5 до 27,6 м).

Среднюю часть моста (или весь мост при равнопролетной схеме)

следует перекрывать одинаковыми пролетными строениями длиной от 11,5 до 27,6 м.

Данные по типовым конструкциям железобетонных пролетных строений приведены в приложении Б. Данные по типовым конструкциям опор балочно-разрезных мостов и путепроводов приведены в приложении В.

При разбивке моста на пролеты береговые пролетные строения следует выбирать такой длины, чтобы крайние промежуточные опоры не обсыпались лобовыми откосами насыпей.

Фактическая длина моста при равнопролетной схеме определяется по формуле

$$L_M^\phi = 2l_y + nl_{\text{п}} + 0,05(n+1), \quad (3.2)$$

где l_y – длина устоя; $l_{\text{п}}$ – длина пролётного строения; n – число пролетов, принимаемое в процессе расчётов.

Фактическая длина моста при схеме с уменьшенными крайними пролетами определяется по формуле

$$L_1^\phi = 2l_y + \sum_{i=1}^n n_i l_{\text{б}i} + \sum_{i=1}^m m_i l_{\text{р}i} + 0,05(n+m+1), \quad (3.3)$$

где n_i , m_i – число береговых (крайних) и русловых пролетов; $l_{\text{б}i}$, $l_{\text{р}i}$ – длины береговых и русловых пролётных строений.

Фактическая длина моста будет несколько отклоняться от расчетной ввиду суммирования ее из строго определенных размеров типовых пролетных строений и устоев; отклонения допустимы до $\pm 5\%$:

$$\Delta = \frac{L_1 - L_1^\phi}{L_1^\phi} \cdot 100 \% \leq \pm 5 \% . \quad (3.4)$$

Необходимо убедиться в достаточности высоты моста при выбранных пролетных строениях путем проверки условия

$$\nabla \text{ПР} - \nabla \text{РУВВ} - h_c \geq 0,75 \text{ м}, \quad (3.5)$$

где h_c – строительная высота наибольшего пролетного строения.

Если условие не выполняется, то при езде поверху приходится использовать пролетные строения с пониженной строительной высотой или уменьшать длину пролетов.

Пример расчета. Длина моста определяется на основании рисунка 3.1.

При $L_0 = 30,376$ м, $\nabla\text{БП} = 61,70$ м, $\nabla\text{РУВВ} = 56,40$ м, $h_{\text{п}}^{\text{ДР}} = 1,40$ м и $P = 1,75$ по формуле (3.1):

$$L_{\text{м}} = 1,1 \cdot 30,376 + 3 \cdot (61,70 - 56,40 + 0,5 \cdot 1,40 \cdot 1,75) + 2 = 54,99 \text{ м.}$$

Таким образом, расчетная длина моста $L_{\text{м}} = 54,99$ м.

Для определения фактической длины моста назначается схема моста с разбивкой на пролеты.

Последовательность расчета:

1 *Выбрать тип устоев в зависимости от высоты насыпи.*

Высота насыпи

$$H_{\text{н}} = \text{БП} - \text{УРГ} = 61,70 - 55,0 = 6,70 \text{ м.}$$

Следовательно, принимаются свайные устои для мостов эстакадного типа под железобетонные пролетные строения с ездой поверху по типовому проекту инв. № 708/11, ЛГТМ–1974 (рисунок В.1).

2 *Выбрать длину крайних пролетных строений.*

Длина крайних пролетных строений зависит от типа и длины устоев.

Предварительно можно принять длину устоев $l_{\text{у}} = 3,2$ м. По типовому проекту инв. № 708/11 ЛГТМ–1974 на устои опираются пролетные строения длиной $l_{\text{к}} = 11,5$ м (таблица В.1).

3 *Проверить условие необсыпаемости крайних промежуточных опор.*

Для выполнения условия необсыпаемости крайних промежуточных опор следует определить расстояние по горизонтали от шкафной стенки принятого устоя до подошвы лобового откоса насыпи. Полученная величина должна быть меньше, чем длина береговых пролетных строений.

Расчетная схема условия необсыпаемости крайних промежуточных опор лобовыми откосами насыпей представлена на рисунке 3.2.

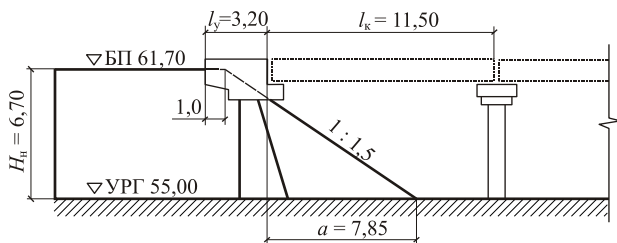


Рисунок 3.2 – Расчетная схема условия необсыпаемости крайних промежуточных опор лобовыми откосами насыпей

Исходя из рисунка 3.2 определим расстояние по горизонтали от шкафной стенки принятого устоя до низа лобового откоса насыпи (a) из выражения

$$a = H_i \cdot 1,5 - (l_o - 1,0). \quad (3.6)$$

При $H_n = 6,70$ м и $l_y = 3,2$ м имеем $a = 6,70 \cdot 1,5 - (3,2 - 1,0) = 7,85$ м.

Следовательно, предварительно выбранные длины устоев и крайних пролетных строений обеспечивают выполнение условия необсыпаемости крайних промежуточных опор лобовыми откосами насыпей.

Для дальнейших расчетов принимается $l_y = 3,2$ м; $l_k = 11,5$ м.

Если условие необсыпаемости крайних промежуточных опор не выполняется, то следует увеличивать длины устоев и крайних пролетных строений.

4 Выполнить разбивку моста на пролеты.

Необходимо выполнить разбивку той части моста, которая перекрывается русловыми пролетами $\left(\sum_{i=1}^m m_i l_{i i} \right)$. Длины устоев и крайних пролетов назначены в предыдущем пункте.

Длина перекрываемой части моста русловыми пролетными строениями определяется из выражения

$$\sum_{i=1}^m m_i l_{i i} \approx L_1 - 2(l_y + l_o) = 54,99 - 2 \cdot (3,2 + 11,5) = 25,99 \text{ м}.$$

Таким образом, длину руслового пролета можно назначить $l_n = 23,6$ м.

К расчетам принимается схема моста с уменьшенными крайними пролетами $l_k = 11,5$ м и русловым пролетом $l_n = 23,6$ м. Береговые пролетные строения двухблочные из обычного железобетона по типовому проекту инв. № 3.501.1–146 (рисунок Б.2). Русловой пролет двухблочный из предварительно напряженного железобетона по типовому проекту инв. № 3.501–175.93 (рисунок Б.3).

Схема разбивки моста на пролеты представлена на рисунке 3.3.

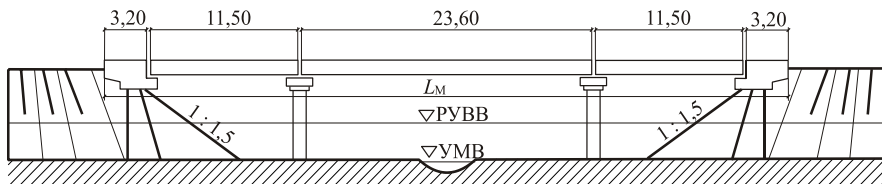


Рисунок 3.3 – Схема разбивки моста на пролеты

Определим фактическую длину моста.

При $l_y = 3,2$ м, $l_k = 11,5$ м, $l_{п1} = 23,6$ м, $n = 2$, $m = 1$ по формуле (3.3)

$$L_1^0 = 2 \cdot 3,2 + 2 \cdot 11,5 + 23,6 + 0,05 \cdot (3 + 1) = 53,21 \text{ м}.$$

При $L_1 = 54,99$ м и $L_1^0 = 53,21$ м по формуле (3.2)

$$\Delta = \frac{54,99 - 53,21}{53,21} \cdot 100 \% = 3,36 \% \leq 5 \%.$$

Следовательно, разбивка моста на пролеты выполнена верно.

Убедиться в достаточности высоты моста при выбранных пролетных строениях можно путем проверки условия (3.5): при $\nabla ПР = 62,60$ м; $\nabla РУВВ = 56,40$ м, $h_c = 1,55$ м

$$62,60 - 56,40 - 1,55 = 4,65 \geq 0,75 \text{ м}.$$

Условие выполняется.

После произведенных расчетов в курсовой работе необходимо изобразить в масштабе поперечное сечение пролетного строения максимальной длины (рисунок 3.4) и привести его характеристику (таблица 3.1).

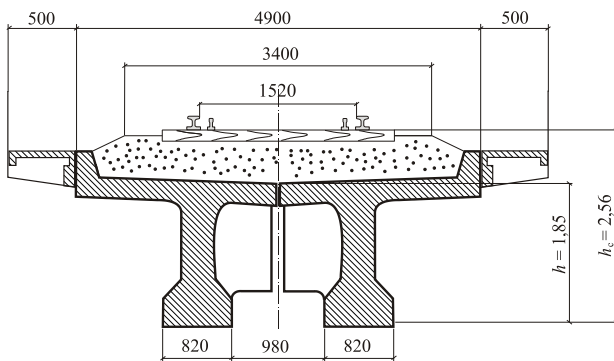


Рисунок 3.4 – Поперечное сечение балочного двухпролетного из обычного железобетона пролетного строения по типовому проекту инв. № 3.501–175.93

Т а б л и ц а 3.1 – Основные характеристики принятого пролетного строения по типовому проекту инв. № 3.501–175.93

Полная длина $l_{п1}$, м	Расчетный пролет l_p , м	Строительная высота от подошвы рельса до низа балки h_c , м	Высота балки h , м	Класс бетона балок	Масса одной балки с изоляцией, т

23,6	22,9	2,56	1,85	B30	82,9
------	------	------	------	-----	------

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОПОР МОСТА

Основное назначение опор – восприятие нагрузок от пролетных строений и передача их основанию. Опоры должны обладать достаточной прочностью и устойчивостью, а величина осадок, кренов и сдвигов их не должна превышать допустимой. Перемещения опор, особенно неравномерные осадки, могут вызвать затруднения в эксплуатации моста, если при их появлении заметно нарушается профиль проезда или возникают значительные дополнительные усилия в пролетных строениях или в самих опорах.

В современных условиях для опор применяют, как правило, бетон и железобетон. Опоры могут быть массивными или облегченными. Применяют монолитные, частично сборные и полносборные опоры.

4.1 Проектирование концевых опор

Конструкция концевой опоры (устоя) имеет следующие части: подферменную плиту, шкафную стенку, переднюю стенку или тело устоя, конструкцию, сопрягающую устой с насыпью подходов и фундамент.

Устои разделяют на два основных вида: *необсыпные* и *обсыпные*. Для обсыпных устоев характерно, что конус насыпи входит в пролет. При устоях необсыпного типа конус расположен в пределах длины самого устоя и его подошвы, он не выходит за переднюю грань устоя. В средних и больших мостах чаще всего применяют обсыпные устои.

По соображениям экономичности и технологичности устои целесообразно использовать по возможности в их простейшем – свайном – виде. При выборе устоев необходимо учитывать длину опирающегося пролетного строения (l_n) и высоту насыпи (H). Типовые конструкции устоев представлены в приложении В.

Несущая способность свай зависит от многих факторов. Среди них важнейшими являются размеры свай, наличие уширения в основании, свойства грунтов, в которых работает свая, технология погружения забивных свай.

В расчете несущей способности грунтового основания фундамента необходимо проверить выполнение условия

$$N_{\max} + Q_c \leq F_d \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (4.1)$$

где N_{\max} – наибольшее расчетное продольное усилие в верхнем сечении свайного элемента, кН (приводится в таблицах приложения В как сжимающее усилие N_c); Q_c – вес свайного элемента, кН (таблица Г.1); F_d – несущая способность основания свайного элемента, кН; γ_c – коэффициент работы сваи в грунте, принимаемый равным 1,0; γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения и условий работы.

Если свайные элементы фундамента моста опираются на нескальный грунт и плита ростверка расположена над его поверхностью, значения γ_n следует принимать в зависимости от числа свай в фундаменте n (таблица Д.11).

Расчётная несущая способность основания свайного элемента F_d определяется по формуле

$$F_d = \gamma_{cr}RA + U_i \sum \gamma_{cf} h_i R_{fi}, \quad (4.2)$$

где γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под или над уширениями, по длине ствола и под нижним концом сваи, допускается принимать γ_{cr} и γ_{cf} по таблице Д.7; A – площадь опирания на грунт нижнего конца (поперечного сечения) сваи, м²; U_i – усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в i -том слое грунта, м; R – расчетное сопротивление грунта под или над уширениями по длине ствола и под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице Д.5; h_i – толщина i -го слоя грунта, м, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, принимаемая разбивкой массива на слои или по толщине прослоек; R_{fi} – расчетное сопротивление (прочность) i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, кПа, принимаемое по таблице Д.6.

Нагрузки на сваи N_c при высоте насыпи 7 м можно принимать на 10 %, а при высоте 8 м – на 20 % больше табличных значений, отвечающих высоте насыпи 6 м (при прочих условиях).

При слабых грунтах условие $N_{\max} + Q_c \leq F_d \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$ для свайных устоев по типовому проекту инв. № 708 не выполняется даже при максимальных размерах свай. Выход из затруднений с применением

свайных устоев по типовому проекту инв. № 708 может быть найден за счет использования части насыпи в качестве основания для свай устоя с естественным грунтом. Для этого можно предусмотреть в проекте **намыв головной части насыпи** до отметки низа насадки перед возведением устоев. Сваи при этом забиваются через тело насыпи. Данный прием дает эффект, подобный эффекту уменьшения высоты насыпи. Он проявляется в уменьшении нагрузки на сваю N_c и в удлинении рабочего участка сваи в грунте. Уровень заделки сваи в основание принимается при этом на отметке, где обеспечено удаление оси ближайшей к лобовому откосу сваи на величину $a = 3d_c$ при толщине сваи до 40 см (рисунок 4.1). От этого же уровня отсчитывается условная высота насыпи, используемая при определении давления на сваю H^y .

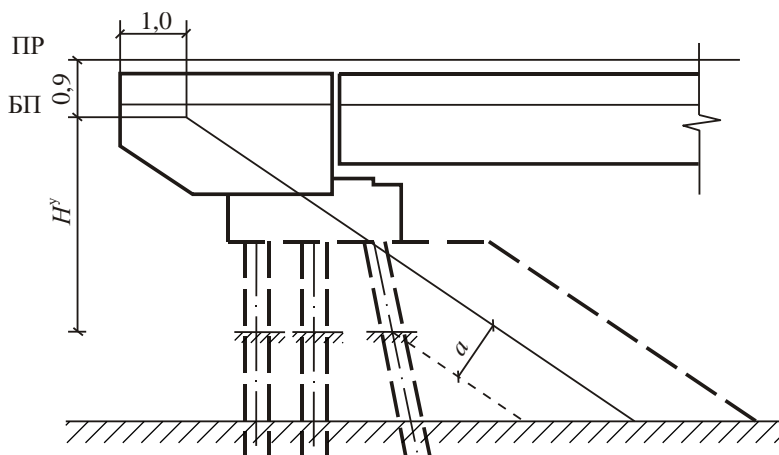


Рисунок 4.1 – Схема к определению уровня условной заделки сваи при предварительном намыве насыпи

Устройством бермы на лобовом откосе в уровне низа насадки (рисунок 4.1 – пунктир) можно дополнительно повысить расчетный уровень заделки свай, однако это приводит к уменьшению отверстия моста и может быть реализовано лишь при наличии избытка отверстия против расчетного. Предварительное возведение насыпи способом намыва снимает проблему уплотнения ее нижней части и обеспечивает минимальные осадки насыпи за устоями в процессе эксплуатации моста.

Пример расчета. В предыдущем разделе для

проектируемого моста был назначен свайный устой по типовому проекту № 708/11, ЛГТМ–1974.

На миллиметровой бумаге в курсовой работе необходимо выполнить чертеж свайного устоя. Масштаб следует принять 1 : 100. На чертеже требуется указать отметки ∇ ПР и ∇ УРГ. Чертеж свайного устоя приведен на рисунке 4.2.

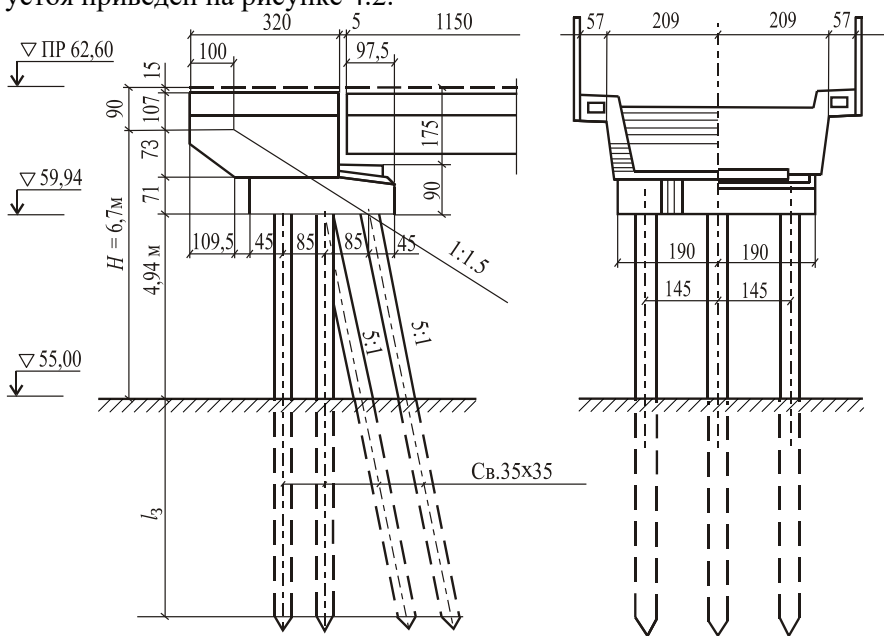


Рисунок 4.2 – Свайный устой для мостов эстакадного типа под железобетонные пролетные строения с ездой поверху по типовому проекту № 708/11, ЛГТМ–1974 г.

Последовательность расчета:

1 *Определить длину сваи в свету.*

Длина сваи в свету – это расстояние от верха сваи до отметки ∇ УРГ. Верх сваи располагается на $2d_c$ выше отметки низа насадки. Таким образом, необходимо определить высоту от отметки низа насадки принятого устоя до отметки ∇ УРГ и прибавить к ней толщину заделки сваи в насадку $2d_c$.

Отметку низа насадки можно определить в зависимости от заданной отметки ∇ ПР и высотных размеров устоя.

В соответствии с рисунком 4.2 вычислим отметку низа насадки:
 $\nabla_{\text{ПР}} - 0,15 - 1,07 - 0,73 - 0,71 = 62,60 - 0,15 - 1,07 - 0,73 - 0,71 = 59,94 \text{ м.}$

Принимаем $d_c = 0,3 \text{ м}$, тогда отметка верха сваи:

$$59,94 + 0,3 \cdot 2 = 60,54 \text{ м.}$$

Следовательно, длина сваи в свету:

$$60,54 - \nabla_{\text{УРГ}} = 60,54 - 55,0 = 5,54 \text{ м.}$$

2 *Определить расчетное усилие в сваях.*

Расчетное усилие N_c в сваях принятого устоя зависит от высоты насыпи H и опираемого на устой пролетного строения. Расчетные значения N_c представлены в таблице В.2.

При $H = 6,70 \text{ м}$ и $l_{\text{п}} = 11,5 \text{ м}$ выберем расчетное усилие из таблицы В.2 и увеличим на 10 %, так как $6 \text{ м} < H < 7 \text{ м}$:

$$N_c = 700 \cdot 1,1 = 770 \text{ кН.}$$

3 *Рассчитать несущую способность грунтового основания фундамента.*

Расчет несущей способности грунтового основания фундамента удобно вести в табличной форме (таблица 4.1).

Расчетная схема свайного основания представлена на рисунке 4.3.

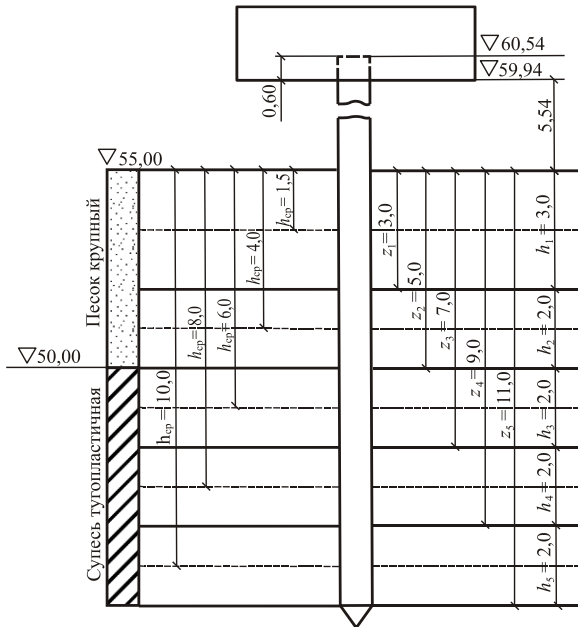


Рисунок 4.3 – Расчетная схема свайного основания

При расчете в таблице 4.1 с применением сваи марки С16-40 несущая способность основания свайного элемента не обеспечивается ($833,27 \text{ кН} > 514,42 \text{ кН}$). Таким образом, в работе необходимо предусмотреть намыв головной части насыпи. Расчетная схема для определения уровня условной заделки сваи при предварительном намыве насыпи представлена на рисунке 4.4.

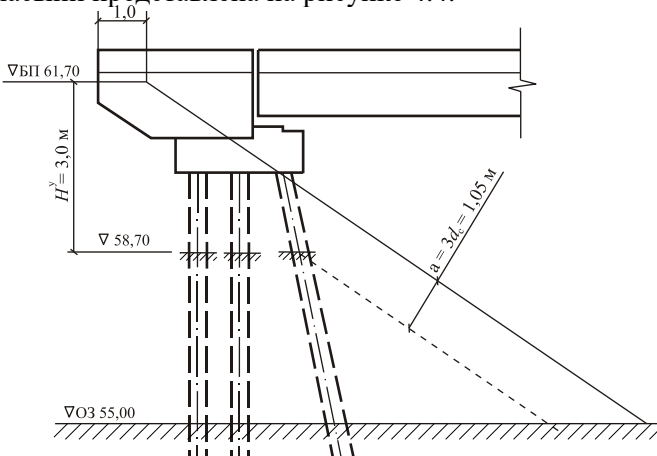


Рисунок 4.4 – Расчетная схема для определения уровня условной заделки сваи при предварительном намыве насыпи

Определив отметку уровня условной заделки сваи, следует повторить расчет в последовательности изложенной выше.

Следует учесть, что при условном изменении высоты насыпи до $H^y = 3,0 \text{ м}$ (см. рисунок 4.4) изменяется расчетное усилие в сваях $N_c = 630 \text{ кН}$, а также количество и размещение свай в устье (таблица В.2).

Расчет несущей способности грунтового основания фундамента с учетом намыва головной части насыпи представлен в таблице 4.2. При расчете в таблице 4.1 с применением сваи марки С8-35 несущая способность основания свайного элемента обеспечивается ($654,53 \text{ кН} < 768,41 \text{ кН}$).

4 Разработать схему расположения свай в плане

Выполнив расчет несущей способности основания свайного элемента и уточнив количество свай в устье ($n_b = 8 \text{ шт.}$), используя размеры насадки, разрабатывают схему расположения свай (рисунок 4.5).

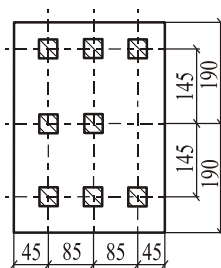
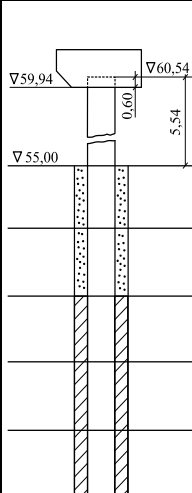
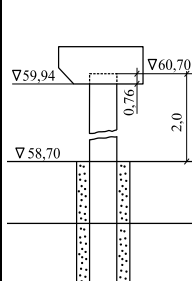


Рисунок 4.5 – Схема расположения свай в плане

Т а б л и ц а 4.1 – Расчет несущей способности грунтового основания фундамента

	Грунт	Толщина слоя h_i , м	Средняя глубина слоя грунта, м	Марка сваи	Усилие на сваю $N_{\max} + Q_c$, кН	R , кПа	R_{fi} , кПа	Расчет несущей способности $F_d = \gamma_{cr}RA + U_i \sum \gamma_{ci} h_i R_{fi}$, кН	$F_d \gamma_c / \gamma_n$, кН
	Песок крупный	3	1,5	С8–35	$770 + (2,5 \cdot 9,81) =$ $= 794,53$	6600	38,5	$1 \cdot 6600 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 38,5 =$ $= 970,2$	$970,2 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 588$
	Песок крупный	2	4	С10–35	$770 + (3,1 \cdot 9,81) =$ $= 800,41$	7000	53	$1 \cdot 7000 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot (115,5 + 2 \cdot 53) =$ $= 970,2$	$970,2 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 588$
	Супесь тугопласт ичная	2	6	С12–35	$770 + (3,73 \cdot 9,81) =$ $= 806,59$	1400	25	$1 \cdot 1400 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot (221,5 + 2 \cdot 25) =$ $= 551,59$	$551,59 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 334,3$
	Супесь тугопласт ичная	2	8	С14–35	$770 + (4,33 \cdot 9,81) =$ $= 812,48$	1467	26	$1 \cdot 1467 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot (271,5 + 2 \cdot 26) =$ $= 632,59$	$632,59 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 383,39$
Супесь тугопласт ичная	2	10	С16–40	$770 + (6,45 \cdot 9,81) =$ $= 833,27$	1530	27	$1 \cdot 1530 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 1 \cdot (323,5 + 2 \cdot 27) =$ $= 848,79$	$848,79 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 514,42$	

Т а б л и ц а 4.2 – Расчет несущей способности грунтового основания фундамента с учетом намыва

	Грунт	Толщина слоя h_i , м	Средняя глубина слоя грунта, м	Марка сваи	Усилие на сваю $N_{\max} + Q_c$, кН	R , кПа	R_{fi} , кПа	Расчет несущей способности $F_d = \gamma_{cr}RA + U_i \sum \gamma_{ci} h_i R_{fi}$, кН	$F_d \gamma_c / \gamma_n$, кН
	Песок крупный	3	1,5	С8–35	$770 + (2,5 \cdot 9,81) =$ $= 794,53$	6600	38,5	$1 \cdot 6600 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 38,5 =$ $= 970,2$	$970,2 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 588$
	Песок крупный	2	4	С10–35	$770 + (3,1 \cdot 9,81) =$ $= 800,41$	7000	53	$1 \cdot 7000 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot (115,5 + 2 \cdot 53) =$ $= 970,2$	$970,2 \cdot 1 / 1,65 =$ $= 588$

4.2 Проектирование промежуточных опор

В конструкции промежуточной опоры (*быка*) обычно различают следующие основные части: подферменную плиту или оголовок, тело быка и фундамент. Если тело быка и его фундамент конструктивно не разделяют, то один элемент (например, железобетонная оболочка) выполняет функции обеих частей.

При выборе типа основания опоры необходимо обеспечить прочность элементов основания с учетом местных условий, отсутствие недопустимых осадок или смещений, а также минимальные расходы на сооружение основания, возможность индустриализации и механизации, безопасные условия труда.

Часто в одних и тех же условиях тип фундамента может быть принят различным; в этих случаях его выбирают в результате составления и сравнения вариантов конструкции опоры.

Под пролетные строения длиной от 6,0 до 16,5 м применяются стоечные опоры по проекту инв. № 708 (рисунок В.5) на свайных фундаментах в виде высокого ростверка (взамен естественного основания, предусмотренного в проекте). Расположение фундамента при этом может быть как традиционное, так и повышенное – с превышением низа плиты над УМВ (рисунок 4.6). Плита при этом проектируется индивидуально в монолитном виде взамен сборной, предусмотренной в проекте, толщина плиты должна быть не менее двойной толщины сваи.

При традиционном расположении фундамента (рисунок 4.6, а) отметку расположения обреза фундамента определяют по формуле

$$\nabla\text{ОФ} \leq \nabla\text{УМВ} - h_{\text{л}} - 0,5, \quad (4.3)$$

где $\nabla\text{ОФ}$ – отметка обреза фундамента; $h_{\text{л}}$ – толщина льда.

В этом случае к элементам фундамента не предъявляется никаких специальных требований в части морозостойкости, но фундамент приходится сооружать с устройством котлована и ограждения.

В набухающих грунтах (все грунты, кроме скальных, гравелистых и крупнопесчаных) подошва фундамента должна быть заглублена на 0,25 м ниже глубины промерзания грунта. С учетом этого отметка подошвы фундамента определяется по формуле

$$\nabla\text{ПФ} \leq \nabla\text{УРГ} - h_{\text{гп}} - 0,25, \quad (4.4)$$

где $\nabla\text{ПФ}$ – отметка подошвы фундамента; $h_{\text{гп}}$ – глубина

промерзания грунта.

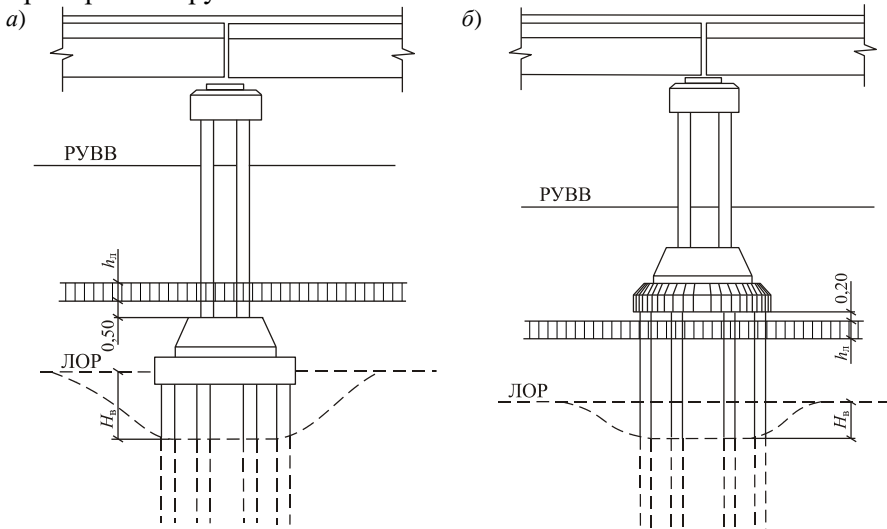


Рисунок 4.6 – Варианты расположения свайных фундаментов стоечных опор:
а – традиционное; б – повышенное

При возможном размыве грунта в русле подошва фундамента должна быть расположена ниже отметки дна после размыва не менее чем на 2,5 м, чтобы учесть возможные ошибки при определении уровня размыва и обеспечить достаточную заделку фундамента в грунт. С учетом этого отметка подошвы фундамента определяется по формуле

$$\nabla \hat{O} \leq \nabla \hat{E} \hat{I} \hat{D} - 2,5. \quad (4.5)$$

При повышенном расположении фундамента (рисунок 4.6, б) отпадают котлованные работы, и уменьшается требуемая длина стоек, но поскольку плита, башмаки и сваи фундамента попадают в зону размораживания, все эти элементы должны быть выполнены из бетона повышенной морозостойкости. Кроме того, форма фундаментной плиты в плане при этом должна быть обтекаемой, а по ее верхнему периметру необходимо устраивать фаску не менее 30×30 см.

Под пролетные строения длиной от 16,5 до 23,6 м можно использовать облегченные цельноперевозимые рамные опоры по типовому проекту инв. № 636 (рисунок В.6) на фундаментах в виде

высокого свайного ростверка, расположенного как традиционно, так и в повышенном уровне (подобно решениям со стоечными опорами, описанными выше). Соблюдать указанное в проекте инв. № 636 расположение свай при этом не обязательно, поскольку плита фундамента проектируется индивидуально в монолитном виде.

Под пролетные строения длиной от 16,5 до 27,6 м можно использовать массивные промежуточные сборно-монолитные и монолитные бетонные опоры по типовому проекту инв. № 828/2 и 828/3 (рисунки В.7 – В.9) на фундаментах в виде высокого свайного ростверка.

Индивидуально проектируемые свайные опоры и свайные фундаменты стоечных, рамных и массивных опор нуждаются в специальном расчете. Во всех случаях расчет сводится к определению количества свай в опоре (фундаменте). Необходимое количество свай может быть приближенно определено через условную суммарную вертикальную нагрузку на весь фундамент.

Размеры плиты свайного фундамента целесообразно сохранить равными размерам плиты типовой опоры, и в этих пределах размещается вычисленное количество свай. Размеры ростверка в массивных опорах необходимо назначать на основании типовых размеров опоры с учетом уступов (размеры уступов применять 0,3–0,5 м).

Условная суммарная вертикальная нагрузка на фундамент определяется по формуле

$$N_{\text{н}} = \frac{1,3(P + \sum G_i \gamma_{f,i})}{n_{\text{на}}}, \quad (4.6)$$

где 1,3 – коэффициент надежности расчета, в котором не учитываются горизонтальные нагрузки; P – усилие, создаваемое поездной нагрузкой, кН; $\sum G_i \gamma_{f,i}$ – сумма всех постоянных нагрузок, действующих в уровне подошвы фундамента, с учетом коэффициентов перегрузки, кН; $n_{\text{св}}$ – число свай в фундаменте.

Усилие, создаваемое поездной нагрузкой, определяется по формуле

$$P = 0,5(l_1^{\delta} + l_2^{\delta})k_i \gamma_{f,i}, \quad (4.7)$$

где l_1^{δ} , l_2^{δ} – расчетные длины опирающихся на опору пролетных строений; k_i – эталонная временная вертикальная эквивалентная нагрузка схемы Н1, кН/м пути; нагрузка учитывается для двух

опирающихся на опору пролетных строений с определением ее интенсивности по суммарной длине нагружения $\lambda = l_1^0 + l_2^0$ (таблица Д.12); $\gamma_{f,i}$ – коэффициент надежности для вертикальной нагрузки от подвижного состава, тормозной и центробежной сил (таблица Д.8).

Сумма всех постоянных нагрузок с учетом коэффициентов перегрузки определяется по формуле

$$\sum G_i \gamma_{f,i} = G_{i\bar{i}} \gamma_{f,i\bar{i}} + G_{i\bar{n}} \gamma_{f,i\bar{n}} + G_{i\bar{i}} \gamma_{f,i\bar{i}} + G_{\delta} \gamma_{f,\delta}, \quad (4.8)$$

где $G_{\text{мп}}$ – вес мостового полотна, кН; $G_{\text{пс}}$ – вес пролетных строений, опирающихся на опору, кН; $G_{\text{оп}}$ – вес тела опоры, кН; $G_{\text{р}}$ – вес ростверка (плиты) свайного фундамента, кН; $\gamma_{f,i\bar{i}}, \gamma_{f,i\bar{n}}, \gamma_{f,i\bar{i}}, \gamma_{f,\delta}$ – коэффициенты надежности по нагрузке для постоянных нагрузок, принимаемые по таблице Д.9.

Вес мостового полотна

$$G_{i\bar{i}} = 0,5(l_1^0 + l_2^0) \gamma_n, \quad (4.9)$$

где γ_n – удельный вес материала мостового полотна, кН/м³ (таблица Д.10).

Вес пролетных строений, опирающихся на опору, рассчитывается по формуле

$$G_{\text{пс}} = 0,5(m_1^{\text{пс}} + m_2^{\text{пс}}) g, \quad (4.10)$$

где $m_1^{\text{пс}}, m_2^{\text{пс}}$ – массы опирающихся на опору пролетных строений с изоляцией, т; g – ускорение свободного падения, м/с².

Вес тела опоры

$$G_{i\bar{i}} = V_{i\bar{i}} \rho, \quad (4.11)$$

где $V_{\text{оп}}$ – объем железобетона тела опоры, м³; ρ – плотность железобетона, кН/м³.

Вес ростверка (плиты) свайного фундамента определяется по формуле

$$G_{\text{р}} = V_{\text{р}} \rho, \quad (4.12)$$

где $V_{\text{р}}$ – объем железобетона ростверка (плиты).

Пример расчета. Последовательность расчета:

1 *Определить требуемые отметки расположения фундамента.*

При $\nabla \hat{A} = 54,60$ и $h_{\hat{e}} = 0,45$ (по заданию) по формуле (4.3)

$$\nabla \hat{O} \leq 54,60 - 0,45 - 0,5 = 53,65 \text{ м}.$$

При $\nabla \hat{O} \hat{A} = 55,0 \text{ м}$ и $h_{\delta} = 1,2 \text{ м}$ (по заданию) по формуле (4.4)

$$\nabla \hat{O} \leq 55,0 - 1,2 - 0,25 = 53,55 \text{ м}.$$

При $\nabla \hat{O} \hat{B} = 53,95 \text{ м}$ по формуле (4.5)

$$\nabla \hat{O} \leq 53,95 - 2,5 = 51,45 \text{ м}.$$

Таким образом, фундамент промежуточной опоры должен размещаться в соответствии с требуемыми условиями.

2 Выбрать типовую конструкцию промежуточной опоры.

По принятой схеме моста (см. рисунок 3.3) на промежуточную опору опирается пролетное строение с максимальной полной длиной $l_{\text{п}} = 23,6 \text{ м}$. По типовому проекту инв. № 636 под данное пролетное строение можно использовать рамную опору (рисунок В.6). Следует убедиться, чтобы фактические отметки фундамента типовой опоры находились не выше требуемых отметок ($\nabla \text{ОФ}_{\text{факт}} < \nabla \text{ОФ}$ и $\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} < \nabla \hat{O}$). Для этого на основании высотных размеров опоры выполним проверки.

Проверка размещения обреза фундамента:

$$\nabla \text{ОФ}_{\text{факт}} = \nabla \text{ПР} - h_{\text{с2}} - H_0 + 1,3.$$

При $\nabla \hat{O} \hat{B} = 62,6 \text{ м}$, $h_{\text{п2}} = 2,56 \text{ м}$ (таблицы А.3) и $H_0 = 7,48 \text{ м}$ имеем:

$$\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} = 62,6 - 2,56 - 7,48 + 1,3 = 53,86 \text{ м}.$$

$$\nabla \text{ОФ}_{\text{факт}} > \nabla \text{ОФ}.$$

Условие не удовлетворяется.

В таком случае необходимо применить большую высоту опоры.

При $H_0 = 9,18 \text{ м}$ имеем:

$$\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} = 62,6 - 2,56 - 9,18 + 1,3 = 52,16 \text{ м}.$$

$$\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} < \nabla \hat{O}.$$

Условие удовлетворяется.

Проверка размещения подошвы фундамента:

$$\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} = \nabla \hat{O} \hat{B} - h_{\text{п2}} - H_0 - d.$$

При $d = 0,4 \text{ м}$ имеем:

$$\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} = 62,26 - 2,56 - 9,18 - 0,4 = 50,06 \text{ м}.$$

$$\nabla \hat{O}_{\delta \hat{a} \hat{e} \hat{d}} < \nabla \hat{O}.$$

Условие удовлетворяется.

Таким образом, применяем в работе рамную опору с высотой $H_0 = 9,18 \text{ м}$.

3. Определить условную суммарную вертикальную нагрузку на фундамент.

Расчетная схема загрузки промежуточной опоры представлена на рисунке 4.7.

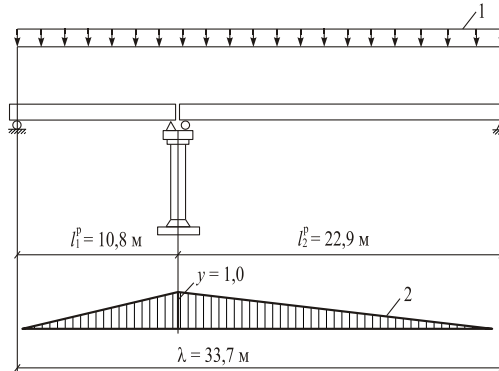


Рисунок 4.7 – Схема загрузки промежуточной опоры:
1 – допускаемая временная вертикальная нагрузка интенсивностью k ;
2 – линия влияния вертикальных сил

Исходя из рисунка 4.7 $\lambda = 33,7 \text{ м}$, $a = l_1^\delta = 10,8 \text{ м}$, тогда $\alpha = a / \lambda = 10,8 / 33,7 = 0,32$. По таблице Д.12 $k_i = 15,0$. По таблице Д.8 $\gamma_{f,i} = 1,20$.

При $l_1^\delta = 10,8 \text{ м}$, $l_2^\delta = 22,9 \text{ м}$, $m_1^{i\bar{n}} = 63,4 \text{ т}$, $m_2^{i\bar{n}} = 165,8 \text{ т}$, $V_{i\bar{i}} = 9,86 \text{ м}^3$, $V_\delta = 18,12 \text{ м}^3$, $k_i = 15,0$, $\gamma_{f,i} = 1,20$, $\gamma_n = 20 \text{ т} / \text{м}^3$, $\gamma_{f,i\bar{i}} = 1,3$, $\gamma_{f,i\bar{n}} = \gamma_{f,i\bar{i}} = \gamma_{f,\delta} = 1,1$, $g = 9,81 \text{ м} / \text{с}^2$, $\rho = 25 \text{ т} / \text{м}^3$ по формулам (4.6) – (4.12) имеем:

$$P = 0,5 \cdot (10,8 + 22,9) \cdot 15,0 \cdot 1,20 = 303,3 \text{ т} ;$$

$$G_{i\bar{i}} = 0,5 \cdot (10,8 + 22,9) \cdot 20 = 337 \text{ т} ;$$

$$G_{i\bar{n}} = 0,5 \cdot (63,4 + 165,8) \cdot 9,81 = 1124,2 \text{ т} ;$$

$$G_{i\bar{i}} = 9,86 \cdot 25 = 246,5 \text{ т} ;$$

$$G_\delta = 18,12 \cdot 25 = 453 \text{ т} ;$$

$$\sum G_i \gamma_{f,i} = 337 \cdot 1,3 + 1124,2 \cdot 1,1 + 246,5 \cdot 1,1 + 453 \cdot 1,1 = 2444,17 \text{ т} ;$$

$$N_{\bar{n}} = \frac{1,3(303,3 + 2444,17)}{n_{\bar{n}a}} = \frac{3571,71}{n_{\bar{n}a}} .$$

Для определения суммарной вертикальной нагрузки на фундамент необходимо знать количество свай, размещенных в ростверке (плите) фундамента.

Исходя из размеров ростверка (плиты) опоры необходимо разместить в ней сваи, учитывая следующие требования:

- расстояние от боковой грани ростверка (плиты) до наружной грани крайней сваи должно быть не менее 25 см;
- расстояние между осями свай должно быть не менее трех диаметров ($3d$) свай.

Таким образом, предварительно размещаем в плите фундамента 12 свай. Тогда $N_{\bar{n}} = \frac{3571,71}{12} = 297,64 \text{ т}$.

4 *Рассчитать несущую способность грунтового основания фундамента.*

Расчет несущей способности грунтового основания фундамента ведется в табличной форме аналогично таблице 4.1.

5 *Выполнить чертеж промежуточной опоры.*

На миллиметровой бумаге в курсовой работе необходимо выполнить чертеж промежуточной опоры в масштабе 1 : 100. Также требуется изобразить схему расположения свай в плане (масштаб 1 : 50).

5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМОВ ОСНОВНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

Ведомость потребности в строительных материалах и конструкциях ведется по форме таблицы 5.1.

Т а б л и ц а 5.1 – Ведомость потребности в строительных материалах и конструкциях

Наименование конструктивных элементов	Единица измерения	Количество
Подмости под копер для забивки свай и шпунта на грунте	м ² плана	
Металлическое шпунтовое ограждение	м ² стенки	

Тампонаж dna котлована бетоном	м ³ бетона	
Железобетонные сваи	м ³ сваи	
Монолитная железобетонная плита свайного фундамента	м ³ железобетона	
Тело опор из монолитного бетона	м ³ бетона	
Тело опор сборно-монолитное	м ³ бетона и железобетона	
Монолитные железобетонные подферменники и прокладные ряды	м ³ железобетона	
Сборный железобетон в мостовых опорах (стойки, ригели, башмаки, шкафные коробки, цельноперевозимые рамы)	м ³ железобетона	

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 5.1

Наименование конструктивных элементов	Единица измерения	Количество
Пролетные строения из обычного железобетона сборные двухблочные	м ³ железобетона	
Пролетные строения из преднапряженного железобетона сборные двухблочные	м ³ железобетона	
Балластное мостовое полотно	п.м. пути	
Укрепление конусов бетонными плитами	м ² укрепления	

Площадь подмостей под копер для каждой опоры можно принимать по прямоугольному контуру, отстоящему на 4 м от крайних рядов свай. Объемы типовых элементов можно брать по справочным данным из типовых проектов (см. приложения Б, В).

6 РАЗРАБОТКА СХЕМЫ МОСТА

На миллиметровой бумаге в курсовой работе необходимо вычертить схему запроектированного моста. Горизонтальный и вертикальный масштабы рекомендуется принять 1 : 200, используя при этом шкалу отметок.

В состав чертежа требуется включить:

- фасад моста;
- поперечный разрез моста по одному из пролетных строений;
- вид на устой со стороны пролетного строения.

На схеме моста изображаются участки подходов насыпи. На лобовых откосах показывают укрепления по поверхности и подошве. Указываются границы дренирующей обсыпки устоев или контуры предварительно возведенной части насыпи. У одной из промежуточных опор показывают шпунтовое ограждение котлована и тампонажный

слой бетона на его дне толщиной не менее 1 м. Верх шпунта назначается на 1 м выше УМВ, а низ – на 1–1,5 м ниже дна котлована. Шпунтовую стенку располагают на расстоянии 0,5 м от боковых граней фундамента.

На схеме показывают также линию общего размыва и местного размыва у опор.

Проставленных размеров и отметок на схеме должно быть достаточно для подсчета объемов всех частей моста кроме размеров деталей, полностью определяемых типовыми проектами.

Пример оформления схемы моста приведен в приложении Е.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(рекомендуемое)

Ведомость
расчета скоростей течения и расходов воды по морфоствору № _____
реки _____ на _____ км участка _____
($i = 0,0002$; $\sqrt{i} = 0,014$)

Отметка РУВВ	Номер отсека	Средняя глубина $H_{ср,i}$, м	Ширина участка B_i , м	Коэффициент шероховат. γ_i	$\sqrt{R_i}$, $R_i = H_{ср,i}^2$	$\frac{\gamma_i}{\sqrt{R_i}}$	$1 + \frac{\gamma_i}{\sqrt{R_i}}$	$C_i = \frac{87}{1 + \frac{\gamma_i}{\sqrt{R_i}}}$	$\sqrt{R_i} \sqrt{i}$	$v_{\text{дв},i} = C_i \sqrt{R_i} \sqrt{i}$, м/с	Площадь живого сечения $\omega_i = B_i H_{ср,i}$, м ²	Расход воды на участке $Q_i = v_{\text{дв},i} \omega_i$, м ³ /с	Общий расход воды $Q_{\text{двн}} = \sum_{i=1}^n Q_i$, м ³ /с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
56,40	1	0,7	6	9	0,84	10,7	11,7	7,43	0,012	0,089	4,2	0,37	
56,40	2	1,40	160	9	1,18	7,63	8,63	10,08	0,017	0,017	224,0	38,08	
56,40	3	1,40	10	5	1,18	4,24	5,24	16,60	0,017	0,28	14,0	3,92	
56,40	4	1,50	7	3	1,23	2,44	3,44	25,29	0,017	0,43	10,5	4,52	
56,40	5	1,70	7	3	1,30	2,31	3,31	26,28	0,018	0,47	11,9	5,59	
56,40	6	1,70	4	3	1,30	2,31	3,31	26,28	0,018	0,47	6,8	3,20	
56,40	7	1,50	4	3	1,23	2,44	3,44	25,29	0,017	0,43	6,0	2,58	
56,40	8	1,40	10	5	1,18	4,24	5,24	16,60	0,017	0,28	14,0	3,92	
56,40	9	1,40	15	7	1,18	5,93	6,93	12,55	0,017	0,21	21,0	4,41	
56,40	10	0,70	7	5	0,84	5,95	6,95	12,52	0,012	0,15	4,9	0,74	
Итого												67,35	

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

Типовые конструкции пролетных строений

Двухблочные пролетные строения из обычного железобетона с пониженной строительной высотой (плитные). Серия проекта инв. № 3.501.1–146

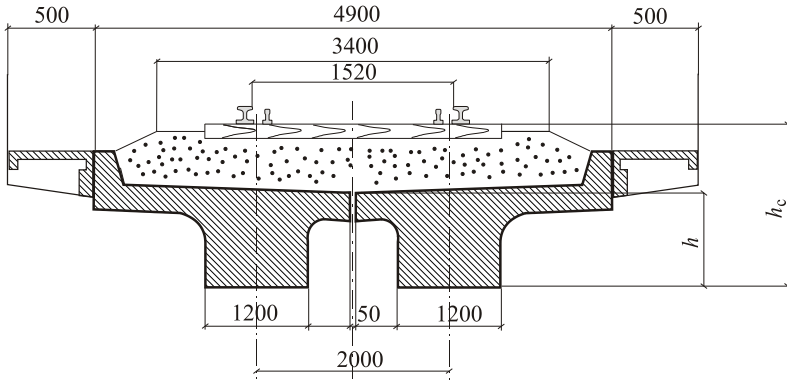


Рисунок Б.1 – Поперечное сечение пролетного строения

Т а б л и ц а Б.1 – Основные данные пролетных строений

Полная длина l_n , м	Расчетный пролет l_p , м	Строительная высота от подошвы рельса до низа балки h_c , м	Высота балки h , м	Класс бетона балок	Масса балки с изоляцией, т
2,95	2,55	0,97	0,35	B25	7,6
4,00	3,60	0,97	0,35	B27,5	10,3
5,00	4,50	1,02	0,40	B27,5	13,5
5,30	4,80	1,02	0,40	B27,5	14,3
6,00	5,40	1,07	0,45	B27,5	17,0
7,30	6,70	1,17	0,55	B30	21,3
7,70	7,10	1,17	0,55	B30	22,3
9,30	8,70	1,22	0,60	B30	28,3
9,85	9,25	1,22	0,60	B30	29,8

11,50	10,80	1,32	0,70	<i>B30</i>	41,3
-------	-------	------	------	------------	------

Двухблочные пролетные строения из обычного железобетона (ребристые). Серия проекта инв. № 3.501.1–146

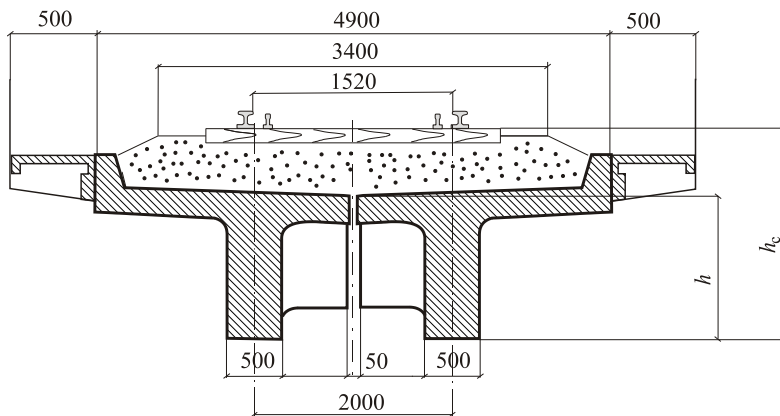


Рисунок Б.2 – Поперечное сечение пролетного строения

Т а б л и ц а Б.2 – Основные данные пролетных строений

Полная длина $l_{п}$, м	Расчетный пролет $l_{р}$, м	Строительная высота от подошвы рельса до низа балки h_c , м	Высота балки h , м	Класс бетона балок	Масса балки с изоляцией, т
9,30	8,70	1,51	0,89	<i>B27,5</i>	23,9
9,85	9,25	1,51	0,89	<i>B27,5</i>	25,3
11,50	10,80	1,66	1,04	<i>B27,5</i>	31,7
12,20	11,50	1,66	1,04	<i>B27,5</i>	33,6
13,50	12,80	1,81	1,19	<i>B27,5</i>	39,8
14,30	13,60	1,81	1,19	<i>B27,5</i>	42,1
16,50	15,80	2,01	1,39	<i>B27,5</i>	52,8

Двухблочные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона. Серия проекта инв. № 3.501-175.93

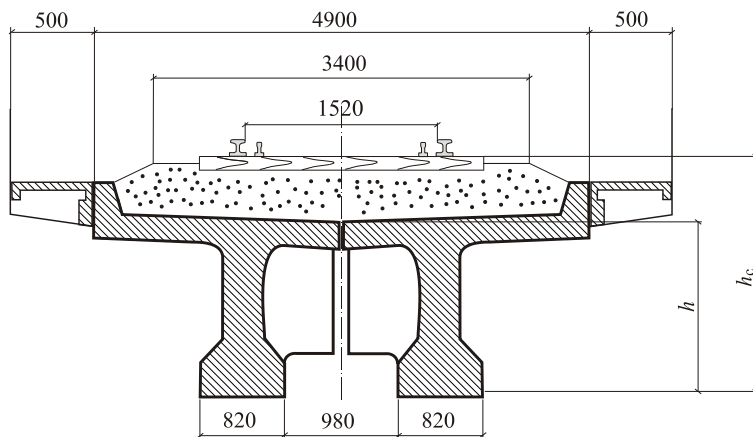


Рисунок Б.3 – Поперечное сечение пролетного строения

Т а б л и ц а Б.3 – Основные данные пролетных строений

Полная длина l_n , м	Расчетный пролет l_p , м	Строительная высота от подошвы рельса до низа балки h_c , м	Высота балки h , м	Класс бетона балок	Масса балки с изоляцией, т
16,5	15,8	2,01	1,39	B30	46,9
18,7	18,0	2,43	1,55	B30	60,9
23,6	22,9	2,56	1,85	B30	82,9
27,6	26,9	3,26	2,25	B30	107,6

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(*справочное*)

**Типовые конструкции опор
балочно-разрезных мостов и путепроводов**

Ниже приведены схемы и основные данные по современным типовым опорам. Возможность применения того или иного типа опор помимо других факторов ограничивается их высотой, а также типом и длиной опирающихся пролетных строений. Для промежуточных опор возможно опирание неодинаковых пролетных строений. В таком случае конструкция их оголовков дополняется переходными железобетонными подферменниками (на схемах показаны пунктиром), имеющими размеры в плане, отвечающие размерам опорных частей, увеличенным на 30–40 см в каждом направлении,

В.1 Свайные опоры

При оценке возможности использования свайных опор следует учитывать, что их высота отсчитывается от линии размыва дна, а на болоте – от уровня минерального дна до проектной линии профиля (бровки насыпи).

Привязка свайных опор к местным условиям требует расчета несущей способности свай по грунту, в результате которого устанавливаются необходимая глубина их забивки l_3 и полная длина. Эти данные позволяют определить объемы свай, не включенные в таблицы основных данных к опорам. Расчетные нагрузки на сваю – сжимающая N_c и растягивающая N_p приведены в таблицах.

**В.1.1 Свайные устои для мостов эстакадного типа
под железобетонные пролетные строения с ездой поверху.
Типовой проект № 708/11, ЛГТМ – 1974 г.**

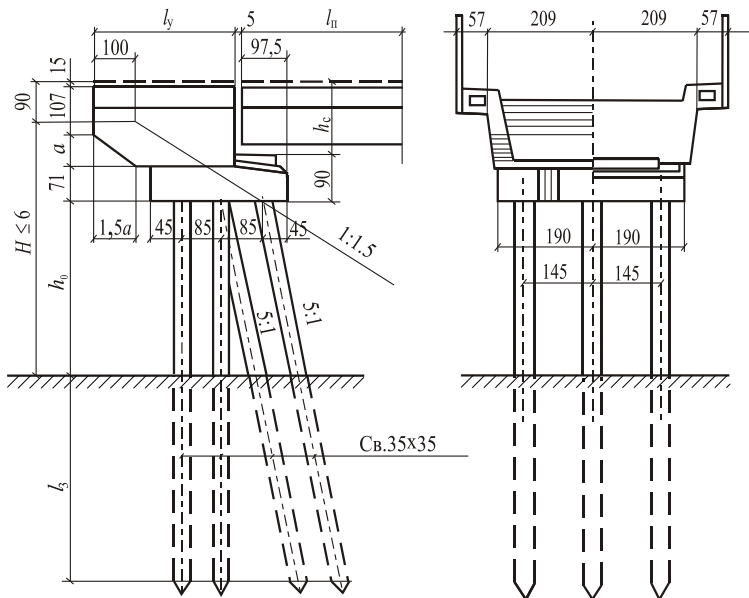


Рисунок В.1 – Схема устоя

Т а б л и ц а В.1 – Длина и объем бетона устоя

Размеры, см				Объемы, м ³	
$l_{п}$	$h_{с}$	$l_{у}$	a	Сборный железобетон без свай	Монолитный бетон
600	103	210	0	8,8	0,9
930	161	295	58	11,6	0,9
1150	176	320	73	12,4	0,9

Т а б л и ц а В.2 – Количество вертикальных n_v и наклонных n_n свай в опоре, расчетные усилия в сваях

$l_{п}, м$	6,0					9,3					11,5				
$H, м$	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6

n_b	8	8	8	3	4	8	8	8	3	4	8	8	8	3	4
n_n	0	0	0	3	4	0	0	0	3	4	0	0	0	3	4
N_c , кН	380	430	490	520	470	440	530	630	680	610	550	630	710	760	700
N_p , кН	10	80	150	–	70	–	20	140	–	60	–	60	160	–	90

Примечание – При использовании свай сечением 40×40 см ($n_b = n_n = 4$) допустимая высота устоя увеличивается до 8 м.

**В.1.2 Свайные промежуточные опоры для мостов эстакадного типа под железобетонные пролетные строения с ездой поверху.
Типовой проект № 708/11, ЛГТМ – 1974 г.**

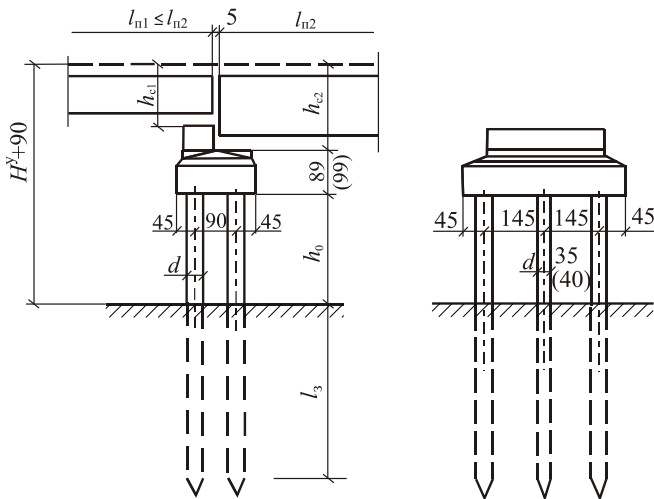


Рисунок В.2 – Схема опоры
(размеры в скобках при сечении свай 40×40 см)

Т а б л и ц а В.3 – Длина и объем бетона устоя

Размеры, см		Объемы, м ³	
l_{n2}	h_{e2}	при сваях 35×35 см	при сваях 40×40 см
		сборный железобетон без свай	монолитный бетон
600	103	4,5	5,9
930	161	4,5	5,9
1150	176	4,5	5,9
1350	190	4,5	5,9
1650	210	4,5	5,9

Т а б л и ц а В.4 – Количество вертикальных n_b и наклонных n_n свай в опоре

l_n , м	6,0						9,3			
H^y , м	3	4	5	6	3	4	5	6	7	8
d , см	35	35	35	35	35	35	35	35	40	40
N_c , кН	440	450	460	480	600	660	680	710	730	750
N_p , кН	–	–	–	–	–	–	–	–	20	50

Окончание таблицы В.4

l_n , м	11,5						13,5				16,5			
H^y , м	3	4	5	6	7	8	4	5	6	7	4	5	6	7
d , см	35	35	35	35	40	40	35	35	40	40	40	40	40	40
N_c , кН	770	790	820	860	890	920	900	940	980	1020	1040	1090	1140	1190
N_p , кН	–	–	–	–	80	110	–	30	70	110	–	50	100	150

В.1.3 Свайные устои под железобетонные пролетные строения
 длиной $l_n = 16,5...27,6$ м с ездой поверху.
 Типовой проект № 828/1, ЛГТМ – 1971 г.

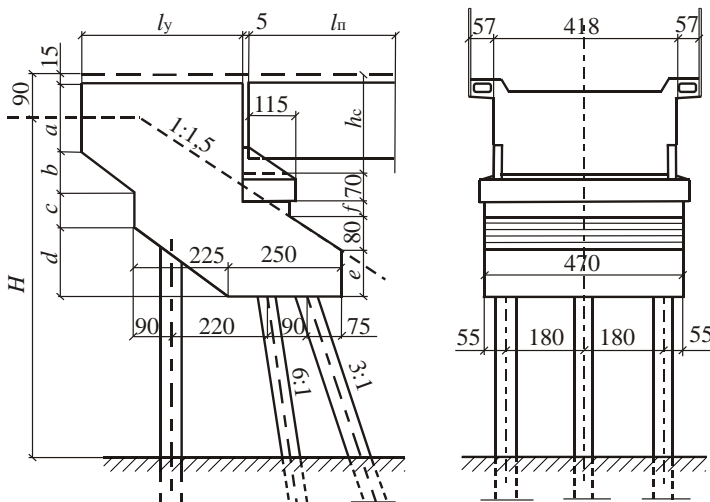


Рисунок В.3 – Схема опоры
 (при использовании в опоре 12 призматических свай
 их располагают в 3 поперечных ряда по 4 штуки с интервалом 120 см)

Таблица В.5 – Длина и объем бетона устоя

l_n , м	H , м	Размеры, см							
		l_y	h_c	a	b	c	d	e	f
16,5	8...10	375	212	150	90	85	165	112	31
18,7	8...10	375	243	150	90	85	165	112	34
23,6	8...12	530	285	135	155	135	165	92	78
27,6	8...12	530	326	135	155	135	165	75	54
34,2	8...12	530	350	135	155	135	165	75	44

Таблица В.6 – Длина и объем бетона устоя

l_n , м	H , м	Количество свай, шт.	Сечение свай, см	Объемы (без свай), м ³		Усилия N_c в сваях, кН
				сборный железобетон	монолитный железобетон	
16,5	8	9	Ø60	11,88	42,47	1300

	8	12	35×35			950
	8	12	40×40			970
	10	12	40×40			1010
18,7	8	9	Ø60	11,88	40,88	1310
	8	12	35×35			980
	8	12	40×40			1000
	10	12	40×40			1080

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы В.6

l_n , м	H , м	Количество свай, шт.	Сечение свай, см	Объемы (без свай), м ³		Усилия N_c в сваях, кН
				сборный железобетон	монолитный железобетон	
23,6	8	9	Ø60	15,68	46,19	1480
	10	9	Ø60			1615
	10	12	40×40			1168
	12	12	40×40			1306
27,6	8	9	Ø60	15,68	43,23	1620
	10	9	Ø60			1600
	10	12	40×40			1300
	12	12	40×40			1340

В.2 Стоечные и рамные опоры. Привязка к местным условиям

Для стоечных и рамных опор предусмотрены в качестве основного типа фундаменты мелкого заложения на естественном основании. Возможность их применения устанавливается путем сопоставления расчетных напряжений по подошве фундамента δ с расчетным сопротивлением грунта R .

При $\delta > R$ стоечные и рамные опоры могут применяться с фундаментами из вертикальных свай, объединенных железобетонной плитой толщиной не менее 60 см. Этой плитой заменяют сборную плиту, если последняя предусмотрена в составе обычного фундамента. Для рамных опор плита свайного фундамента в типовом проекте предусмотрена сборной, для стоечных – монолитной.

Расчет свайных фундаментов должен выполняться индивидуально. Для эскизного проектирования допустимо принимать расчетное усилие в свае $N_c = \delta \Delta_x \Delta_y$, где Δ_x и Δ_y – расстояния между сваями в плане в двух направлениях, указанные в типовом проекте или принятые самостоятельно; величина δ должна соответствовать размерам подошвы фундамента, равным размерам плиты свайного фундамента. По усилию N_c подбирается длина свай принятого сечения.

Объемы свай и плиты свайного фундамента учитываются в дополнение к табличным данным.

Верхние части – насадки и шкафные блоки – стоечных опор конструктивно однотипны с аналогичными элементами свайных опор. Поэтому данные по их размерам и объемам здесь не приводятся. Идентификация свайных и стоечных опор осуществляется по размерам опирающихся на них пролетных строений.

В.2.1 Стоечные устои для мостов эстакадного типа на вертикальных стойках.

Типовой проект № 708/11, ЛГТМ – 1974 г.

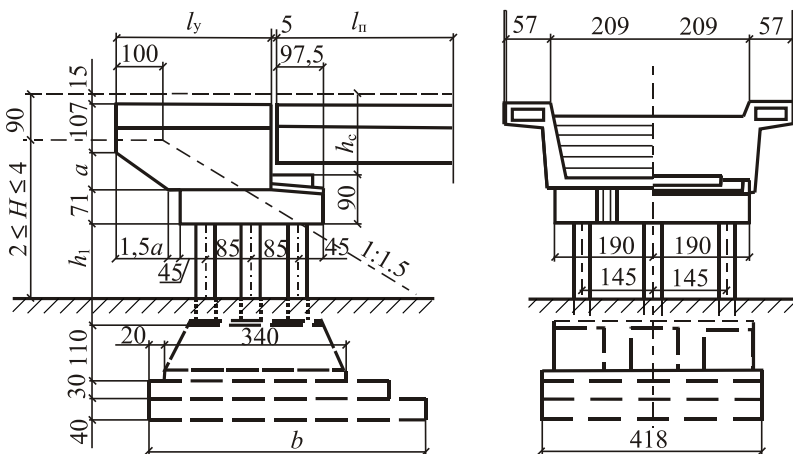


Рисунок В.4 – Схема опоры

Таблица В.7 – Длина и объем бетона устоя

l_n , м	H , м	Размеры, см		стоек	Объемы, м ³		Напряжения по подошве фундамента σ , МПа
		h_1	b		фундамента		
					сборного	монолитного	
6,0	2	150	480	2,5	22,0	3,8	0,23
	3	250	540	3,4	22,8		0,24
	4	350	540	4,4	22,8		0,28
9,3	2	100	480	2,0	22,0	3,8	0,26
	3	200	540	3,0	22,8		0,26
	4	300	540	3,9	22,8		0,30
11,5	2	50	480	1,5	22,0	3,8	0,30
	3	150	540	2,5	22,8		0,31

	4	250	540	3,4	22,8		0,34
--	---	-----	-----	-----	------	--	------

**В.2.2 Стоечные промежуточные опоры для мостов эстакадного типа под железобетонные пролетные строения с ездой поверху.
Типовой проект № 708/11, ЛГТМ – 1974 г.**

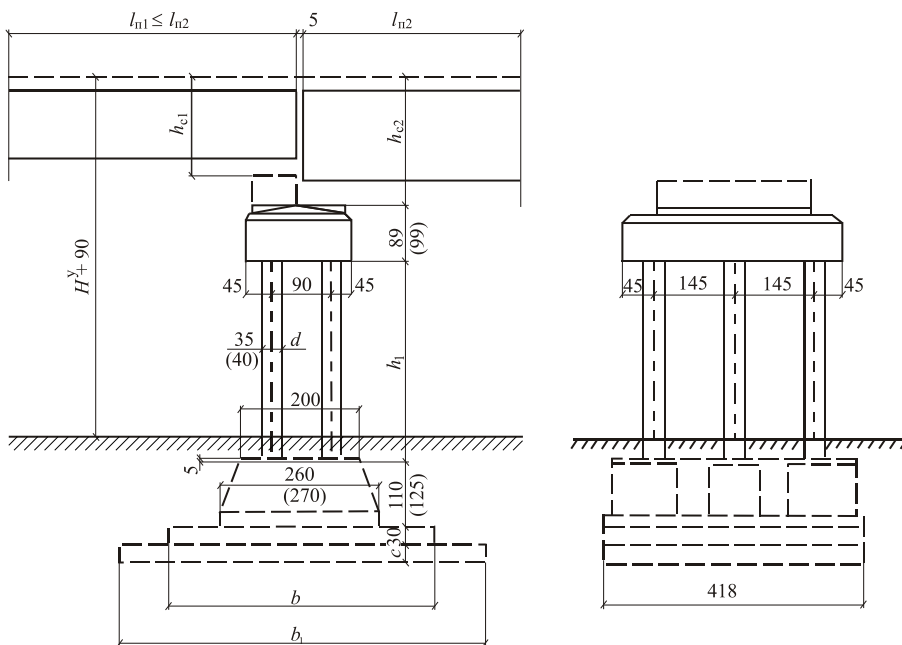


Рисунок В.5 – Схема опоры
(размеры в скобках при сечении стоек 40×40 см)

Т а б л и ц а В.8 – Опоры на стойках сечением 35×35 см

l_{n2} , м	H^y , м	Размеры, см					Объемы, м ³			Напряжения по подошве
		h_{e2}	h_1	b	b_1	c	оголовка	стоек	фундамента	

							сборного	монолитного		сборного	монолитного	фундамента σ , МПа
6,0	2	103	150	380	-	-	4,5	-	1,9	12,0	3,9	0,20
	3		250						2,6			0,21
	4		350						3,3			0,22
	5		450						4,0			0,23
	6		550						4,8			0,24

Окончание таблицы В.8

l_{n2} , м	H^F , м	Размеры, см					Объемы, м ³					Напряже ния по подошве фундамен та σ , МПа
		h_{c2}	h_1	b	b_1	c	оголовка		стоек	фундамента		
							сборного	монолитного		сборного	монолитного	
9,3	2	161	100	380	-	-	4,6	-	1,5	12,0	3,9	0,27
	3		200						2,2			0,28
	4		300						2,9			0,30
	5		400						3,7			0,31
	6		500						4,4			0,32
11,5	2	176	50	380	-	-	4,6	-	1,1	12,0	3,9	0,30
	3		150						1,9			0,31
	4		250						2,6			0,33
	5		350						3,3			0,35
	6		450						4,0			0,31
13,5	4	190	250	440	-	-	4,6	-	2,6	12,8	3,9	0,32
	5		350		540	40			3,3	21,4		0,29
	6		450						4,0			0,30
16,5	4	210	250	440	-	-	4,6	-	2,6	12,8	3,9	0,38
	5		350		540	40			3,3	21,4		0,32
	6		450						4,0			0,34

Таблица В.9 – Опоры на стойках сечением 40×40 см

l_{n2} , м	H^F , м	Размеры, см					Объемы, м ³					Напряжения по подошве фундамента σ , МПа
		h_{c2}	h_1	b	b_1	c	оголовка		стоек	фундамента		
							сборного	монолитного		сборного	монолитного	

9,3	7	161	600	440	-	-	-	5,9	6,7	13,4	3,9	0,29
	8		700						7,7			0,30
11,5	7	176	550	440	-	-	-	5,9	6,2	13,4	3,9	0,32
	8		650						7,2			0,34
13,5	7	190	550	440	540	40	-	5,9	6,2	22,0	3,9	0,31
16,5	7	210	550	440	540	40	-	5,9	6,2	22,0	3,9	0,36

В.2.3 Промежуточные опоры рамного типа под железобетонные пролетные строения длиной $l_{п} = 13,5...23,6$ м с ездой поверху. Типовой проект № 636, ГТМ – 1969 г.

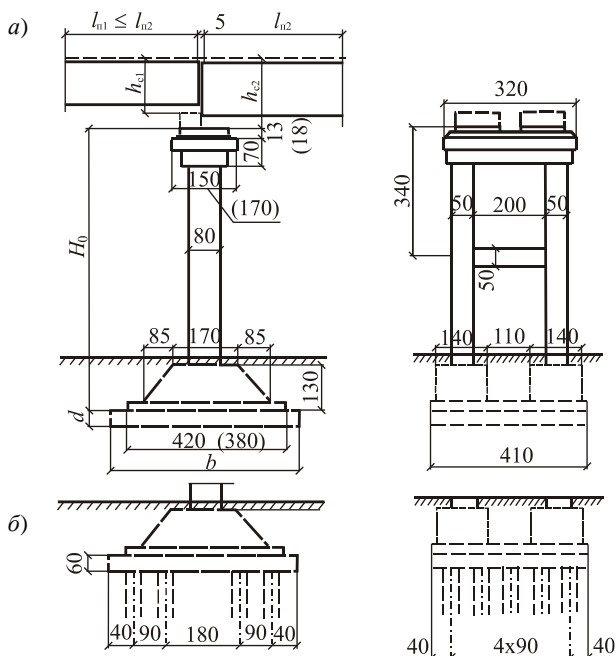


Рисунок В.6 – Схема опор: *a* – опора под езду поверху с фундаментом на естественном основании; *б* – вариант свайного фундамента (размеры в скобках – при $l_{n2} > 18,7$ м)

Т а б л и ц а В.10 – Опоры на стойках сечением 40×40 см

$l_{п2}$, м	H_0 , м	Размеры, см		Объемы, м ³			Напряжения по подошве фундамента σ , МПа
		b	d	сборный железобетон		монолитный железобетон	
				рамы	фундамент		
13,5	7,43	520	40	8,5	18,12	1,39	0,29
		380	–		9,23		0,43
	9,13	520	40	9,86	18,12	1,39	0,35
		380	–		9,23		0,50
16,5	7,43	520	40	8,5	18,12	1,39	0,37
		380	–		9,23		0,55
	9,13	520	40	9,86	18,12	1,39	0,39
		380	–		9,60		0,52

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы В.8

$l_{п2}$, м	H_0 , м	Размеры, см		Объемы, м ³			Напряжения по подошве фундамента σ , МПа
		b	d	сборный железобетон		монолитный железобетон	
				рамы	фундамент		
18,7	7,48	520	40	8,5	18,12	1,39	0,37
		420	–		9,60		0,50
	9,18	520	40	9,86	18,12	1,39	0,41
		440			16,81		0,51
	11,2	520	40	11,5	18,12	1,39	0,43
	8,0	500		0	17,80		0,46
23,6	7,48	520	40	8,5	18,12	1,39	0,44
		460			17,14		0,52
	9,18	520	40	9,86	18,12	1,39	0,48
		460			17,14		0,58
	11,2	520	40	11,5	18,12	1,39	0,51
	8,0	500		0	17,86		0,53

В.3 Массивные опоры

Массивные промежуточные сборно-монолитные и монолитные бетонные опоры под железобетонные пролетные строения

длиной $l_n = 16,5...27,6$ м с ездой поверху.

Типовой проект № 828/2 и 828/3, ЛГТМ – 1971 г.

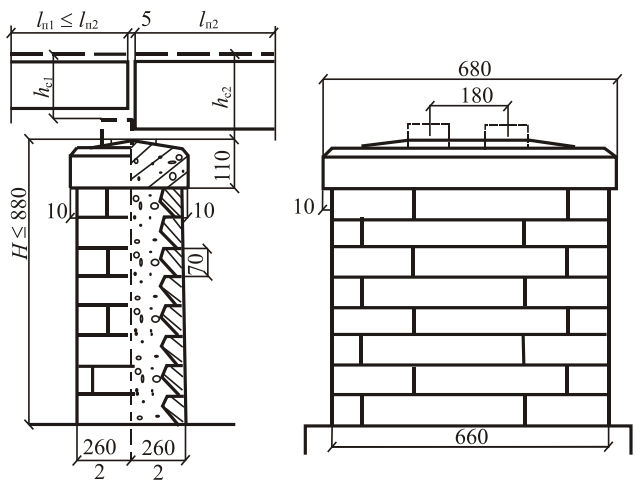


Рисунок В.7 – Схема опоры

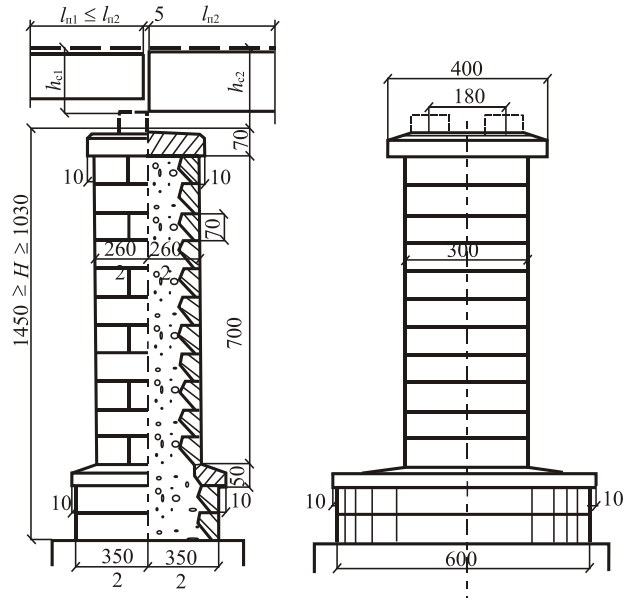


Рисунок В.8 – Схема опоры

Таблица В.10 – Опоры на стойках сечением 40×40 см

Номер рисунка	H, м	Объемы сборно-монолитных опор, м ³	Объемы монолитных бетонных опор, м ³
---------------	------	---	---

		блоки	заполнение	бетонное тело	подферменник и прокладной ряд
В.7	6,7	38,3	58,8	87,9	9,2
	7,4	42,2	65,9	98,9	
	8,1	46,2	72,9	109,9	
	8,8	50,1	80,0	120,9	
В.8	10,3	55,3	81,7	124,5	12,5
	11,0	57,7	84,8	130,0	
	11,7	60,1	87,8	135,4	
	12,4	62,5	90,9	140,9	
	13,1	64,9	94,0	146,4	
	13,8	67,3	97,1	151,9	
	14,5	69,7	100,2	157,4	
В.9	16,4	80,9	136,3	201,4	15,8
	17,1	84,1	142,2	210,5	
	17,8	87,3	148,1	219,6	
	18,5	90,4	154,10	228,7	
	19,2	93,6	160,0	237,8	
	19,9	96,7	165,9	246,8	
	20,6	101,0	171,8	257,0	

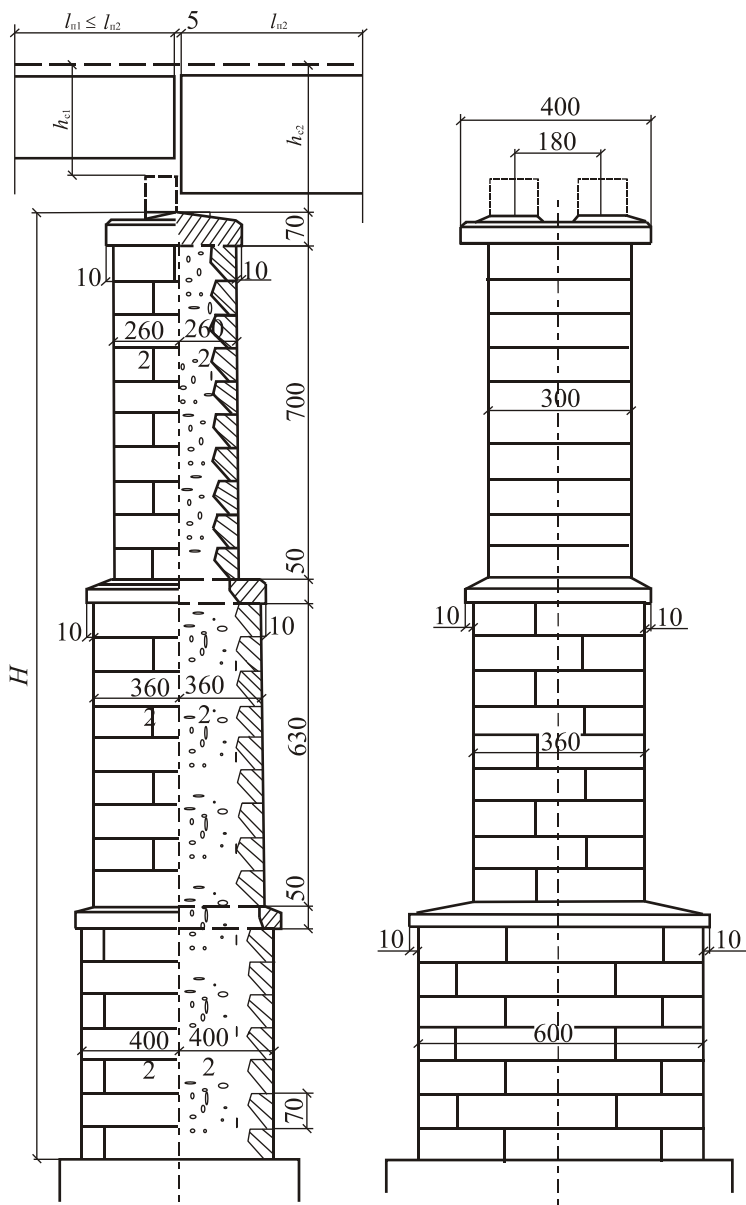


Рисунок В.9 – Схема опоры

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

**Характеристики свай сплошных квадратного сечения
с ненапрягаемой стержневой арматурой**

Марка свай	Основные размеры, мм				Расход на сваю		Масса свай, т	Класс бетона
	длина	сторона квадрат а d	продольная арматура		бетона, м ³	арматуры, кг		
			диаметр	количество стержней				
C6-30	6000	300	12	4ØA1	0,55	33,96	1,38	B15
C7-30	7000	300	12	4ØA1	0,64	37,76	1,60	B22,5
C8-30	8000	300	12	4ØA1	0,73	42,08	1,83	B22,5
C9-30	9000	300	12	4ØA1	0,82	46,40	2,05	B22,5
C10-30	10000	300	14	4ØAII	0,91	64,68	2,28	B22,5
C11-30	11000	300	16	4ØAII	1,00	86,96	2,50	B22,5
C12-30	12000	300	16	4ØAII	1,09	94,04	2,73	B22,5
C8-35	8000	350	12	4ØAII	1,00	45,13	2,50	B22,5
C9-35	9000	350	12	4ØAII	1,12	49,81	2,80	B22,5
C10-35	10000	350	12	4ØAII	1,24	68,59	3,10	B22,5
C11-35	11000	350	16	4ØAII	1,37	91,09	3,43	B22,5
C12-35	12000	350	16	4ØAII	1,49	98,33	3,73	B22,5
C13-35	13000	350	16	4ØAIII	1,61	106,81	4,03	B22,5
C14-35	14000	350	18	4ØAIII	1,73	138,05	4,33	B22,5
C15-35	15000	350	18	4ØAIII	1,86	146,98	4,65	B22,5
C13-40	13000	400	12	8ØAIII	2,10	121,69	5,25	B22,5
C14-40	14000	400	14	8ØAIII	2,26	166,26	5,62	B22,5
C15-40	15000	400	16	8ØAIII	2,42	221,73	6,05	B22,5
C16-40	16000	400	16	8ØAIII	2,58	223,30	6,45	B22,5
<i>Примечания</i>								
1 Марка свай сплошных с поперечным армированием ствола расшифровывается следующим образом: С – с ненапрягаемой стержневой арматурой; первая цифра означает длину призматической свай, м, вторая – размер стороны поперечного сечения свай, см.								
2 Длина острия свай А в зависимости от стороны поперечного сечения d:								
d, см	25	30	35	40				
A, см	15	25	30	35				

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(справочное)

Справочные материалы для расчета опор

Т а б л и ц а Д.1 – Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Песок	Распределение частиц по крупности, % от массы воздушно-сухого грунта
Гравелистый	Масса частиц крупнее 2 мм более 25 %
Крупный	То же 0,5 мм более 50 %
Средний	“ 0,25 мм более 50 %
Мелкий	“ 0,1 мм 75 % и более
Пылеватый	“ 0,1 мм менее 75 %

Т а б л и ц а Д.2 – Классификация песчаных грунтов по водонасыщению

Наименование по степени влажности	Значение степени влажности
Маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Водонасыщенные	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Т а б л и ц а Д.3 – Классификация песчаных грунтов по плотности сложения (учебная)

Вид песков	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средние	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Т а б л и ц а Д.4 – Классификация глинистых грунтов по консистенции

Консистенция		Показатель текучести
Супесь	твердая	$I_L < 0$
	пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	твердые	$I_L < 0$
	полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
	мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
	текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	текучие	$I_L > 1$

Таблица Д.5 – Расчетные сопротивления грунта R под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, не заполняемых бетоном

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R , кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравели- стых	крупн ых	–	средни х	мелки х	пылева- тых	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых при показателе текучести I_L										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	$\frac{7100}{6000}$	$\frac{6000}{3200}$	2500	$\frac{3400}{1800}$	$\frac{1800}{1300}$	$\frac{1200}{1000}$	900	800	600	400	300
3	$\frac{7500}{6500}$	$\frac{6600}{4000}$	3500	$\frac{3800}{2200}$	$\frac{2100}{1600}$	$\frac{1300}{1200}$	1000	900	700	500	400
4	$\frac{8300}{7000}$	$\frac{6800}{4800}$	4000	$\frac{4400}{2600}$	$\frac{2300}{1700}$	$\frac{1350}{1300}$	1100	1000	750	550	450
5	$\frac{8900}{7500}$	$\frac{7000}{6000}$	4400	$\frac{4600}{2800}$	$\frac{2400}{2000}$	$\frac{1400}{1350}$	1150	1050	800	600	500
6	$\frac{9400}{8100}$	$\frac{7200}{6500}$	4500	$\frac{4700}{3000}$	$\frac{2450}{2100}$	$\frac{1450}{1400}$	1200	1100	850	650	550
7	$\frac{9700}{8500}$	$\frac{7300}{6900}$	4600	$\frac{4800}{3200}$	$\frac{2500}{2200}$	$\frac{1500}{1450}$	1250	1150	900	700	600
8	$\frac{9900}{8700}$	$\frac{7550}{7100}$	4800	$\frac{4900}{3300}$	$\frac{2600}{2300}$	$\frac{1550}{1500}$	1280	1170	920	720	610
9	$\frac{10200}{6500}$	$\frac{7800}{7200}$	4900	$\frac{5000}{3400}$	$\frac{2560}{2350}$	$\frac{1600}{1550}$	1300	1200	940	740	620
10	$\frac{10500}{9100}$	$\frac{7900}{7350}$	5000	$\frac{5100}{3500}$	$\frac{2700}{2400}$	$\frac{1650}{1600}$	1320	1220	960	760	630
12	$\frac{11000}{9300}$	$\frac{8200}{7500}$	5200	$\frac{5200}{3700}$	$\frac{2800}{2500}$	$\frac{1750}{1650}$	1350	1250	980	780	640
15	$\frac{11700}{9500}$	$\frac{8500}{7700}$	5600	$\frac{5400}{4000}$	$\frac{3000}{2600}$	$\frac{1900}{1700}$	1380	1280	1000	800	650
20	$\frac{12600}{10000}$	$\frac{8800}{7800}$	6200	$\frac{5600}{4500}$	$\frac{3200}{2700}$	$\frac{1950}{1750}$	1400	1300	1020	820	680
25	$\frac{13400}{10500}$	$\frac{9000}{7900}$	6800	$\frac{5800}{4800}$	$\frac{3500}{2800}$	$\frac{2000}{1800}$	1450	1320	1040	840	700

Примечания

1 В числителе даны значения R для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

2 Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах – от уровня дна болота.

3 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L значения R и R_f в таблицах Д.5 и Д.6 определяются интерполяцией.

4 Значения расчетных сопротивлений R допускается использовать при условии, если заглубления свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляют не менее 4,0 м для мостов и гидротехнических сооружений.

5 Для супесей при числе пластичности $I_p < 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления грунтов R и R_f следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

Т а б л и ц а Д.6 – Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $R_{\text{н}}$, кПа

Средняя глубина расположения слоя грунта	Расчетные сопротивления i -го слоя грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $R_{\text{н}}$, кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	средних	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых при показателе текучести I_L										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{52}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	10,0	8,0	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0
9	$\frac{104}{72}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0	11,0	8,0

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай $R_{\text{н}}$ следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 1, 2 и 3 к таблице Д.5.

2 При определении расчетных сопротивлений грунта на боковой поверхности свай $R_{\text{н}}$ пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3 Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай $R_{\text{н}}$ следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

4 Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице, при любых значениях показателя текучести.

Т а б л и ц а Д.7 – Коэффициенты условий работы грунта

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта; виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее чем на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре: а) равном стороне квадратной сваи б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор ЛЭП)	1,0	0,5
	1,0	0,6
	1,0	1,0
	1,0	1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты: а) песчаные средней плотности: крупные и средние мелкие пылеватые б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$: супеси суглинки глины в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,2	1,0
	1,1	1,0
	1,0	1,0
	0,9	0,9
	0,8	0,9
	0,7	0,9
	1,0	1,0
	1,0	1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом: а) при диаметре полости 0,4 м и менее б) то же от 0,4 до 0,8 м	1,0	1,0
	0,7	1,0
6 Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном: а) 1,0 м независимо от указанных видов грунтов б) 1,5 м в песках и супесях в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,9	1,0
	0,8	1,0
	0,7	1,0

Окончание таблицы Д.7

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта; виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
7 Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средние и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$	1,1	1,0
г) то же $I_L > 0,5$	1,0	1,0
<i>Примечание</i> – Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} по п. 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией.		

Т а б л и ц а Д.8 – Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f к временным нагрузкам и воздействиям

Воздействие	Длина заграждения λ , м		
	0	50	150 и более
Вертикальное	1,30	1,15	1,10
Горизонтальное	1,20	1,10	1,10

Т а б л и ц а Д.9 – Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для постоянных нагрузок

Нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Вес бетонных и железобетонных конструкций в мостах	1,1
Вес мостового полотна с ездой на балласте под железную дорогу	1,3

Т а б л и ц а Д.10 – Удельный вес материалов мостового полотна γ_n

Материал	Удельный вес γ_n , кН/м ³
Балласт щебеночный	17,0
Балласт щебеночный с частями верхнего строения пути	20,0
Железобетон	25,0
Бетон на гравии или щебне из природного камня	23,5
Сталь	78,5
Сосна, ель, кедр	7,0
Дуб и лиственница	9,0

Т а б л и ц а Д.11 – Значения коэффициентов надежности по назначению сооружения и условий работы γ_n для фундаментов в нескальных грунтах

Число свай в свайном фундаменте n , шт.	От 1 до 5	От 6 до 10	От 11 до 20	Более 20
Коэффициент γ_n	1,75	1,65	1,55	1,4

Т а б л и ц а Д.12 – Эталонная нагрузка k_n для треугольных линий влияния, кН/м

Длина загрузки λ , м	Положение вершины линии влияния		
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0,5$
1	68,67	68,67	68,67
2	41,20	34,33	34,33
3	33,55	29,53	24,62
4	30,90	25,21	24,03
5	28,55	23,64	23,64
6	27,47	22,17	22,17
7	26,58	22,17	22,17
8	25,80	22,37	22,37
9	24,62	21,88	21,88
10	23,74	21,19	21,19
12	22,47	20,11	19,42
14	21,19	19,33	18,44
16	19,91	18,44	17,85
18	19,13	17,36	17,56
20	18,44	16,58	17,07
25	17,36	15,79	15,60
30	16,97	15,30	14,91
35	16,68	15,20	14,32
40	16,19	14,91	14,13
45	15,79	14,32	14,13
50	15,50	14,03	14,03
60	14,81	13,44	13,44
70	14,32	13,05	12,95
80	13,83	12,65	12,46
90	13,44	12,36	11,97
100	13,14	12,16	11,58
110	12,95	11,97	11,28
120	12,65	11,77	11,08
130	12,46	11,58	10,89
140	12,36	11,38	10,79
150	12,16	11,28	10,59
160	12,07	11,18	10,50
170	11,87	10,99	10,40
180	11,77	10,89	10,40
190	11,67	10,79	10,30
200	11,58	10,69	10,30
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 λ – длина загрузки линии влияния; α – положение вершины линии влияния, определяемое по формуле $\alpha = a/\lambda$, где a – расстояние от вершины до ближайшего конца линии влияния.</p> <p>2 Для промежуточных значений λ и α значения эталонной нагрузки принимают по интерполяции.</p>			

Список литературы

- 1 **СНиП 2.05.03-84.** Мосты и трубы. Нормы проектирования. – Взамен СНиП П-Д.7-62*, СН 200-62 и СН 365-67 ; введ. 01.01.1986. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 199 с.
- 2 **П2-03 к СНиП 2.05.03-84.** Проектирование оснований и фундаментов под мосты и трубы. – Введ. 01.01.2004. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2004. – 49 с.
- 3 **СНБ 5.01.01-99.** Основания и фундаменты зданий и сооружений. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.02.01-83, СНиП 2.02.03-85, СНиП 2.02.05-87, СНиП 3.02.01-87 ; введ. 01.07.1999. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 1999. – 36 с.
- 4 **П 4-2000 к СНБ 5.01.01-99.** Проектирование забивных свай. – Введ. 01.07.2001. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2001. – 68 с.
- 5 **СТБ 943-2007.** Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 947-93 ; введ. 01.01.2007. – Мн. : Госстандарт РБ, 2007. – 20 с.
- 6 **Осипов, В. О.** Мосты и тоннели на железных дорогах / В. О. Осипов. – М. : Транспорт, 1988. – 367 с.
- 7 **Российский, В. А.** Примеры проектирования сборных железобетонных мостов / В. А. Российский. – М. : Высшая школа, 1970. – 519 с.
- 8 **Петропавловский, А. А.** Проектирование деревянных и железобетонных мостов / А. А. Петропавловский. – М. : Транспорт, 1978. – 359 с.
- 9 Руководство по определению грузоподъемности опор железнодорожных мостов. – М. : Транспорт, 1995. – 144 с.
- 10 **Другов, Л. И.** Разработка вариантов моста и путепровода под железную дорогу / Л. И. Другов. – Гомель: БелИИЖТ, 1985. – 51 с.
- 11 **Другов, Л. И.** Методические указания и задания на контрольные работы № 1 и № 2 для студентов ФБО / Л. И. Другов. – Гомель: БелИИЖТ, 1991. – 29 с.
- 12 **Другов, Л. И.** Гидрологические работы и проектирование мостовых переходов / Л. И. Другов, Т. Н. Зайцева. – Гомель: БелИИЖТ, 1979. – 36 с.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

П. Ю. ЭТИН, В. В. ЛЕВТРИНСКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СРЕДНЕГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО
МОСТА НА СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ

Учебно-методическое пособие
по курсовому проектированию

Одобрено методической комиссией строительного факультета

Гомель 2009

Учебное издание

ЭТИН Павел Юрьевич
ЛЕВТРИНСКИЙ Владимир Викторович

**Проектирование
среднего железобетонного железнодорожного моста
на свайном основании**

Учебно-методическое пособие
по курсовому проектированию

Редактор *Н. А. Дашкевич*
Технический редактор *В. Н. Кучерова*
Компьютерный набор и верстка *П. Ю. Этина, Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 15.04.2009 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 3,49 + 1 вкл. (0,23 усл. печ. л.). Уч.-изд. л. 3,13. Тираж 300 экз.
Зак. № . Изд. № 45

Издатель и полиграфическое исполнение
Белорусский государственный университет транспорта:
ЛИ № 02330/0133394 от 19.07.2004 г.

ЛП № 02330/0148780 от 30.04.2004 г.
246653, г. Гомель, ул. Кирова, 34.