

688.
Л 84

ТРАНСПОРТНАЯ АКАДЕМИЯ РККА
ИМ. Л. М. КАГАНОВИЧА

А. П. ЛУКИН

12

РАСЧЕТ МАССИВНЫХ ОПОР МОСТОВ

68-217

36/2

624-2

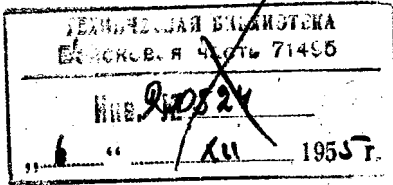
Л 821

ЛЕНИНГРАД
1939

2

А. П. ЛУКИН

60
Л-8



~~102~~

3485

РАСЧЕТ МАССИВНЫХ ОПОР МОСТОВ

(КРАТКОЕ ПОСОБИЕ)

~~117367~~

~~ПЕЧАТ
В. Лукин~~
20 сентября 1952 г.

51



1083

ВОЕННО-ТРАНСПОРТНАЯ АКАДЕМИЯ РККА
имени Л. М. КАГАНОВИЧА

ЛЕНИНГРАД. 1939

ГСС. ПУБЛИЧНАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА ССОР

1360 $\frac{2}{65}$

13543

Ответственный редактор проф. В. К. Качурин.
Технический редактор Л. М. Волкович.
Корректор А. С. Рукавишникова.

Печатн. листов 7,5. Авторск. листов 7.
Сдано в произв. 4/VIII 1939 г.
Подписано к печати 9/XI 1939 г.
Бумага печатная 59×83.
Зак. 354. Г—68344

Типография 3-го ЛАУ

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
1. Предисловие	4
2. Общие положения	5
3. Определение усилий, действующих на опоры мостов	21
4. Форма и размеры массивных опор мостов	30
5. Расчет быков, поддерживающих неразрезные и консольные балочные пролетные строения	39
6. Расчет быков под разрезные балочные пролетные строения	45
7. Расчет быков арочных мостов	49
8. Расчет устоев балочных мостов	57
9. Расчет устоев арочных мостов	63
10. Особенности расчета ряжевых опор	69
11. Пример расчета опор балочного моста	71
12. Пример расчета опор арочного моста	88
13. Упрощения в расчетах при эскизном проектировании	110
14. Приближенные формулы для определения размеров опор по подошве	114

ПРЕДИСЛОВИЕ

Общие вопросы проектирования фундаментов в настоящее время достаточно освещены в соответствующих курсах.

Использование этих общих положений при проектировании опор мостов, однако, связано с необходимостью учитывать целый ряд специфических обстоятельств: размеры фундамента должны быть согласованы с общим очертанием опоры и зависеть от этого очертания; при расчете должны быть рассмотрены многочисленные комбинации действующих на опоры сил и т. д. Поэтому при изложении курса мостов приходится уделять значительное количество времени вопросам общей схемы и практических приемов расчета опор мостов. При этом не представляется возможным ориентироваться на самостоятельную проработку этого вопроса слушателями, так как в имеющихся курсах мостов сведения о расчете опор изложены весьма бегло, разбросаны в разных местах и не учитывают современных требований и приемов расчета. В результате этот раздел курса вызывает затруднения как у слушателей, так и у преподавателей.

Цель настоящей работы—систематизировать приемы и указать порядок расчета опор мостов, учитывая современные взгляды на этот вопрос, а основное назначение ее—служить учебным пособием при прохождении курса мостов.

При изложении вопросов расчета учитывались указания новейших, для текущего момента, Технических Условий:

1) Технических Условий проектирования мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи НКПС. 1938 г.

2. Технических Условий на сооружение автомобильных дорог и мостов Гушосдора НКВД. 1938 г.

При всех ссылках в тексте имеются в виду Технические Условия указанного года издания.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

а) В силу упругих свойств материала фундамента и грунта основания напряжения по подошве фундамента от равномерной нагрузки распределяются неравномерно.

В зависимости от размеров подошвы, материала фундамента и качеств грунта эпюра распределения напряжений, вообще говоря, представляется некоторой кривой.

Причины, определяющие тот или иной вид эпюры, еще недостаточно выяснены, а между результатами теоретических исследований и измерениями в натуре нет удовлетворительной сходимости.

Таким образом, в настоящее время представляется возможным лишь констатировать факт неравномерности распределения давления по подошве фундаментов. Учесть эту неравномерность и, тем более, ввести это обстоятельство в практические расчеты пока не удается.

Поэтому расчеты фундаментов производятся по условной схеме, в предположении, что фундаменты жесткие и напряжения по подошве распределяются по линейному закону.

Некоторая несовершенство таких расчетов учитывается обычно нормами: допускаемое напряжение на грунт включает в себе не только запас против излишне больших осадок, но и запас на несоответствие между действительными и расчетными напряжениями.

Следовательно, в простейшем случае, когда фундамент нагружен центрально действующими силами (фиг. 1), напряжения по подошве определяются делением суммарного давления на подошву $N = P + Q$ на площадь подошвы F

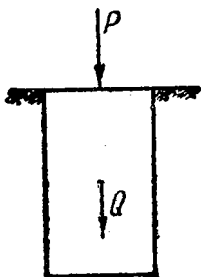
$$\sigma = \frac{N}{F}. \quad (1)$$

Здесь P —максимальное давление от веса сооружения и временных нагрузок, и Q —вес фундамента.

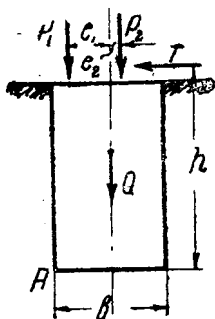
В общем же случае, когда на фундамент, кроме вертикальных сил, действуют и горизонтальные силы (фиг. 2),

напряжения по подошве определяются по формулам внецентренного сжатия.

В этом случае расчетную схему можно представить себе, как это указано на фиг. 3а, приведя действующие



Фиг. 1.



Фиг. 2.

силы к равнодействующей по оси фундамента и моменту.

$$\text{Здесь } N = P_1 + P_2 + Q$$

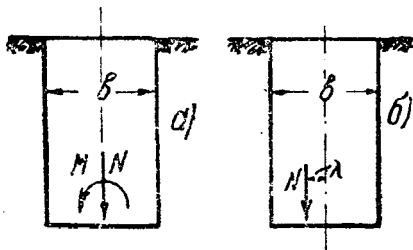
$$\text{и } M = P_1 e_1 - P_2 e_2 + Th.$$

Напряжения тогда определяются по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{Mz}{I}, \quad (2)$$

где в дополнение к обозначениям, применявшимся ранее, I — момент инерции подошвы фундамента относительно оси, проходящей через центр его тяжести и z — расстояние от той же оси до точки, для которой определяются напряжения.

Фундаменты опор мостов, как правило, имеют в плане форму прямоугольника. Для этого частного случая общую формулу для определения напряжений от внецентренного сжатия можно представить в более простом виде.



Фиг. 3а и 3б.

Схему нагрузок, показанную на фиг. 3а, можно изобразить, как указано на фиг. 3б, приведя центрально дей-

ствующую силу N и момент M к внецентренно приложенной силе N .

При этом эксцентриситет

$$\lambda = \frac{M}{N}. \quad (3)$$

Тогда, для случая прямоугольного фундамента шириною b и длиной a , напряжения по крайним фибрам (при $z = \frac{b}{2}$) из формулы (2) будут

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{N\lambda \cdot 12 \cdot b}{a \cdot b^3 \cdot 2} = \frac{N}{a \cdot b} \left(1 \pm \frac{6\lambda}{b} \right), \quad (4)$$

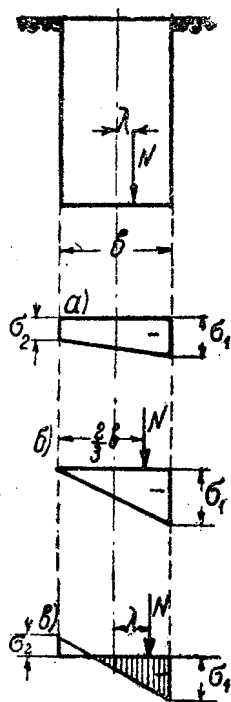
(здесь $I = \frac{a \cdot b^3}{12}$ и по формуле (3) $M = N\lambda$).

В случае фундаментов, имеющих в плане иную форму, напряжения высчитываются непосредственно по формуле (2), с учетом F и I , соответствующих заданной форме и размерам подошвы.

В зависимости от ширины подошвы и величины эксцентриситета $\lambda = \frac{M}{N}$ могут иметь место (если принять линейный закон изменения напряжений) эпюры напряжений по подошве, показанные на фиг. 4.

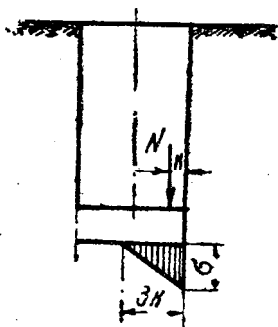
Если равнодействующая давления N не выходит из пределов ядра сечения подошвы фундамента, эпюра напряжений по фиг. 4а представляется трапецией с максимальным напряжением σ_1 и минимальным σ_2 , значения которых определяются по формуле (2).

Если равнодействующая N находится на границе ядра сечения, эпюра напряжений по фиг. 4б представляется в виде треугольника с максимальной ординатой σ_1 и минимальной $\sigma_2 = 0$. И, наконец, если равнодействующая N выходит из пределов ядра сечения, эпюра напряжений, приведенная на фиг. 4в, имеет два знака. Так как сечение по подошве фундамента не может воспринимать растягивающих напряжений, приходится учитывать, при определении напряжений; лишь часть ширины фундамента, соответствующую



Фиг. 4.

ющую длину сжатой части эпюры, которая заштрихована на фиг. 4в. В этом случае, наибольшее напряжение σ для фундамента, имеющего в плане форму прямоугольника, может быть высчитано на основании следующих соображений.



Фиг. 5.

Если расстояние от края фундамента до равнодействующей равно k (фиг. 5), то длина сжатой части эпюры, в соответствии с размером ядра сечения прямоугольника, будет равна $3k$. Площадь этой части эпюры, умноженная на длину фундамента, равную a :

$$\omega = \frac{3ka}{2} \text{ должна уравновесить внешнее давление, и таким образом,}$$

$$\sigma = \frac{2N}{3ka}.$$

Здесь k предполагается в метрах, или вообще в линейных единицах, принятых для измерения ширины и длины фундамента.

Чтобы избежать неравномерных осадок и поворотов фундаментов, нежелательно допускать слишком неравномерное распределение напряжений по подошве. Поэтому выход равнодействующей из пределов ядра сечения (фиг. 4в) допускается лишь в редких случаях, для неответственных сооружений.

По действующим Техническим Условиям фундаменты опор мостов должны быть запроектированы таким образом, чтобы при любых комбинациях нагрузок равнодействующая всех сил находилась в пределах ядра сечения.

Чтобы удовлетворить этому требованию, внецентренно сжатые фундаменты приходится конструировать несимметричными, развивая их в сторону расположения равнодействующей (фиг. 6).



Фиг. 6.

б) Для устойчивости фундаментов, работающих не только на вертикальные, но и на горизонтальные силы, существенную опасность может представлять явление сдвига подошвы по грунту.

Сдвигающей силе T по фиг. 2 будет сопротивляться сила трения, вызываемая вертикальными нагрузками.

Если коэффициент трения материала фундамента по грунту f , то для обеспечения устойчивости необходимо:

$$T < Nf, \quad (5)$$

где N —сумма вертикальных сил. Коэффициент устойчивости на сдвиг $k_1 = \frac{Nf}{T}$ задается обычно нормами и в действующих в СССР Технических Условиях он не ниже 1,4.

Так как сдвигающая сила и удерживающая сила трения по подошве находятся в разных уровнях, фундамент стремится, к тому же, опрокинуться вокруг одного из ребер (например, по фиг. 2 вокруг ребра A).

При этом опрокидывающий момент по фиг. 2 $M_{\text{опр}} = Th$.

Удерживающий момент представляет собой момент всех вертикальных сил относительно ребра A (и если имеются—то и горизонтальных, направленных против действующей силы T), т. е. $M_{\text{уд}} = \sum Pa + Q \frac{b}{2}$, где a —расстояния до сил P от ребра A .

Коэффициент устойчивости на опрокидывание $k_2 = \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{опр}}}$ также указывается в соответствующих технических условиях.

При недостаточной устойчивости на сдвиг в ряде случаев оказывается целесообразным подошву фундамента уложить наклонно. Если на фундамент действует суммарная нормальная сила N и суммарная сдвигающая T , то, разложив их по направлению подошвы и нормально к ней, будем иметь по фиг. 7

$$\left. \begin{aligned} T' &= T \cos \alpha; & T'' &= T \sin \alpha \\ N' &= N \sin \alpha; & N'' &= N \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Тогда сдвигающая сила по направлению подошвы

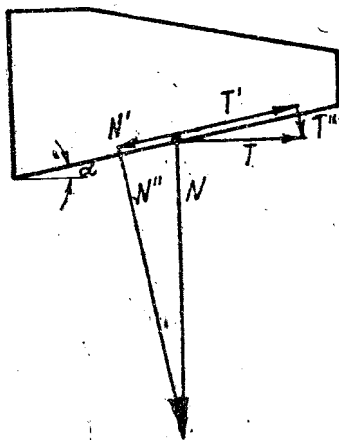
$$T_{\text{расч}} = T' - N' = T \cos \alpha - N \sin \alpha \quad (7)$$

и сила, нормальная к подошве,

$$N_{\text{расч}} = N'' + T'' = N \cos \alpha + T \sin \alpha. \quad (8)$$

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k = \frac{f N_{\text{расч}}}{T_{\text{расч}}}.$$



Фиг. 7.

Уклон подошве следует придавать при наличии прочных грунтов или свайного основания. При грунтах рыхлых или при чрезмерном уклоне на плотных грунтах фундамент может сдвинуться по линии, указанной пунктиром на фиг. 8 вместе с заштрихованной частью грунта. Из тех же соображений уклон подошве более 0,1 давать не принято.

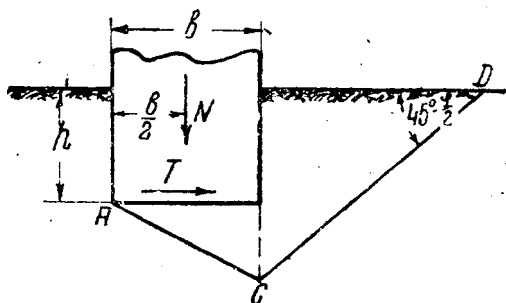


Фиг. 8.

В случае свайного основания сваи при этом должны быть забиты нормально к подошве фундамента.

Возможность сдвига фундамента вместе с некоторой массой грунта существует и при горизонтальном положении подошвы. Поэтому приведенный выше прием определения устойчивости на сдвиг применим при наличии под подошвой плотных, связных грунтов.

в) При расположении фундамента на рыхлых или сыпучих грунтах, при небольшом заглублении подошвы от по-



Фиг. 9.

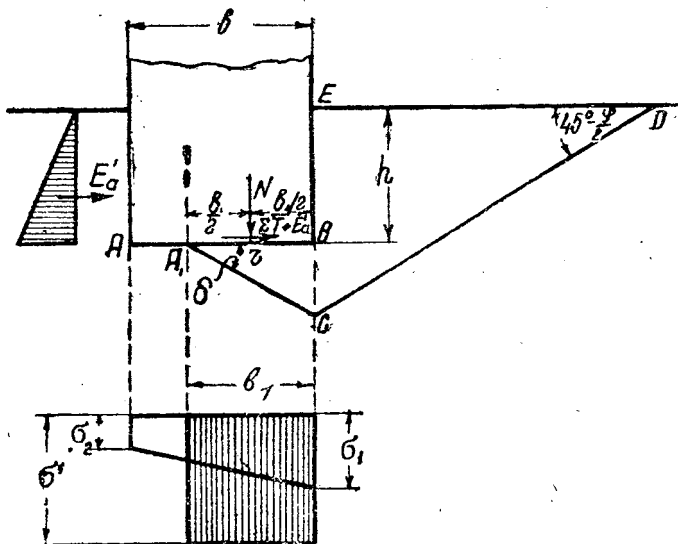
верхности, нельзя удовлетвориться только проверкой на скольжение подошвы по грунту. Необходимо произвести проверку устойчивости на сдвиг и выпирание всей массы грунта основания.

Для такой проверки можно воспользоваться, например, способом, предложенным проф. Н. М. Герсевановым. Этот способ основан на предположении, что сдвиг и выпирание грунта под действием горизонтальных сил произойдут по двум плоскостям AC и CD с линией пересечения C , расположенной на вертикали, проведенной через наружную грань подошвы фундамента (фиг. 9), и давление на грунт по подошве распределено равномерно.

В действительности поверхность скольжения представляет собою некоторую кривую, вид которой однако досто-

верно не выяснен. Допущение, что эта поверхность представляет две плоскости, идет в запас прочности, значительно упрощая решение задачи.

Так как в практике наиболее часты случаи неравномерного давления на грунт, т. е. кривая давления не совпадает с центром тяжести подошвы фундамента, возможно представить, что давление на грунт передается некоторой воображаемой площадью F_1 со стороны b_1 , центр которой совмещен с точкой r приложения нормальной силы. Для этого от точки r (фиг. 10) откладывается отрезок



-Фиг. 10.

зок $rA_1 = rB$ и предполагается, что фундамент опирается на грунт площадью $F_1 = 1,0 \cdot b_1 = b_1$. При таком предположении эпюра давления на грунт будет иметь вид прямоугольника с ординатой $\sigma' = \frac{N}{F_1}$.

Для устойчивого равновесия углубленного в грунт фундамента вместе с массой грунта основания необходимо, чтобы расчетная сдвигающая сила $T_1 = \sum T + E_a'$ была меньше наименьшего усилия S_{\min} , могущего вызвать сдвиг и выпирание грунта по поверхности A_1CD , т. е. должно быть удовлетворено условие $T_1 < S_{\min}$.

Сдвигающая сила T_1 складывается из внешних действующих на фундамент горизонтальных сил $\sum T$ и активного давления земли E_a' на боковую поверхность фундамента, направленного в сторону сдвига. Наименьшее сдвигающее усилие S_{\min} определяется суммой сил, необходимых для сдвига призм CDE и A_1BC .

Не останавливаясь на выкладках, которые приведены, например, в книге проф. Б. Д. Васильева „Основания и фундаменты“, укажем окончательное значение усилия S_{\min}

$$S_{\min} = \frac{Az^3 + Bz^2 + Cz + D}{2(1 + fz)}. \quad (9)$$

Значение коэффициентов, входящих в это выражение,

$$A = b_1^2 f \mu_p; \quad B = b_1 [b_1 (\mu_p - \gamma) + 2hf \mu_p];$$

$$C = 2b_1 h \mu_p + b_1^2 \gamma f + h^2 f \mu_p - 2b_1 \sigma'; \quad D = 2b_1 \sigma' f + h^2 \mu_p;$$

$$\operatorname{tg} \delta = z; \quad \operatorname{tg} \varphi = f; \quad \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \mu_p.$$

Здесь, кроме обозначений, приведенных на фиг. 10:

γ — объемный вес грунта,

φ — угол внутреннего трения грунта.

Минимум значения S определяется из условия

$$\frac{dS}{dz} = 0, \text{ т. е. } 2A f z^3 + (3A + Bf) z^2 + 2Bz + C - Df = 0.$$

Обозначая $u = \frac{3A + Bf}{2Af}$; $v = \frac{B}{Af}$ и

$$w = \frac{C - Df}{2Af},$$

вместо предыдущего уравнения получим следующее кубическое уравнение:

$$z^3 + uz^2 + vz + w = 0,$$

которое подстановкой $z = x - \frac{u}{3}$ упрощается и принимает окончательный вид

$$x^3 + \alpha x + \beta = 0, \quad (10)$$

где

$$\alpha = v - \frac{u^2}{3} \text{ и } \beta = \frac{2u^3}{27} - \frac{uv}{3} + w.$$

Уравнение (10) удобно решать способом постепенного приближения. Первое значение x_1 берется произвольным, последующие приближения определяются по поправкам Ньютона. Для второго приближения поправка имеет вид

$$x_2 = x_1 - \frac{x_1^3 + \alpha x_1 + \beta}{3x_1^2 + \alpha}. \quad (11)$$

Для третьего приближения

$$x_3 = x_2 - \frac{x_2^3 + \alpha x_2 + \beta}{3x_2^2 + \alpha}$$

и т. д. до получения желаемой точности вычисления, т. е. до возможно близкого совпадения двух последующих результатов.

г) При заложении фундаментов небольшой ширины на значительную глубину рекомендуется учитывать боковые силы сопротивления грунта.

Глубоко заложённый жесткий фундамент, имеющий высоту, значительную по сравнению с шириной, находящийся под действием группы сил и момента, стремится сдвинуться по плоскости подошвы и повернуться вокруг некоторой оси D (фиг. 11). Вследствие этого в грунте возникнут пассивные силы, препятствующие такому перемещению как по подошве, так и по боковым поверхностям.

Повороту фундамента будет сопротивляться реакция грунта, возникающая в верхней части фундамента по передней боковой поверхности, а в нижней части — ниже оси вращения, по задней поверхности и по подошве фундамента.

Сдвигу фундамента противодействует сила трения по подошве ($T_{тр}$), а также реакция грунта по боковой поверхности.

Для определения напряжений по подошве с учетом заделки фундамента в грунте возможно воспользоваться решением, данным проф. Прокофьевым.

Сущность решения сводится к следующему. Под действием горизонтальных сил и момента фундамент стремится сдвинуться по плоскости основания и повернуться вокруг некоторой точки (фиг. 11). Этим перемещениям препятствуют: сила трения по подошве ($T_{тр}$), сопротивление грунта по подошве, представляющееся, при неравномерном сжатии, эпюрой с ординатами σ_1 и σ_2 , и сопротивление грунта по боковым поверхностям фундамента.

Величина давления по подошве может быть выражена в функции от коэффициента податливости грунта C и величины осадки, т. е. $\sigma_1 = C\Delta y_1$ и $\sigma_2 = C\Delta y_2$. Тогда угол поворота подошвы можно представить через напряжения

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta y_1 - \Delta y_2}{b} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{C \cdot b}.$$

Очертание эпюр по передней и задней боковым поверхностям фундамента устанавливается в предположении, что фундамент обладает жесткостью, бесконечно большей по сравнению с грунтом, и, следовательно, поворот фундамента вокруг некоторой точки D повлечет наклон боковых граней его на тот же элементарный угол α , на который наклонится подошва. Упругая просадка грунта в отдельных точках каждой грани на расстоянии y от поверхности грунта в таком случае

$$\Delta x_y = (y_0 - y) \operatorname{tg} \alpha$$

и напряжение в грунте: $\sigma_y = C_y \Delta x_y = C_y (y_0 - y) \operatorname{tg} \alpha$.

Коэффициент податливости грунта C_y по высоте граней неодинаков. Есть основания считать его увеличивающимся пропорционально глубине, т. е. $C_y = C \frac{y}{h}$.

Тогда

$$\sigma_y = C \frac{y}{h} (y_0 - y) \operatorname{tg} \alpha.$$

Эпюра давления по боковым граням представляется параболой. Величина напряжения σ_y , по условиям устойчивости, не может превосходить разности между пассивным и активным давлениями грунта в данной точке, т. е.

$$\sigma_y \leq \mu y.$$

Наибольшее значение μ :

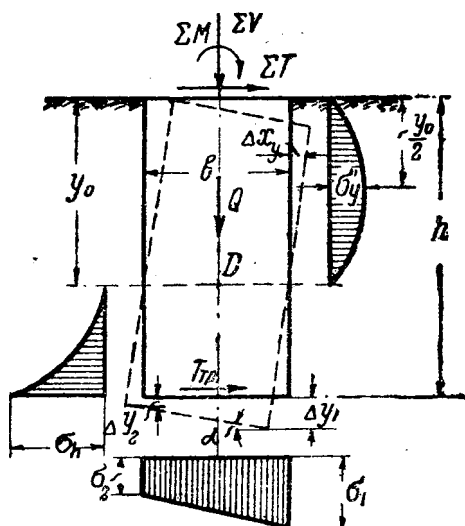
$$\mu_{\max} = \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

После выяснения таким образом закона очертания эпюр можно составить уравнения равновесия, при помощи которых и определяются напряжения с учетом сопротивления грунта по боковым граням фундамента.

Не останавливаясь на выкладках, которые приведены в книге проф. Прокофьева „Теория сооружений“, т. I, вып. II, а также в книге проф. Васильева „Основания и фундаменты“, укажем лишь расчетные формулы.

Сила трения по подошве фундамента

$$T_{\text{тр}} = \frac{1}{6h \left(\frac{b^3}{h^3} - 1 \right)} \left[l\mu (h^3 + 3b^3) - 6Th \left(\frac{b^3}{h^3} + 3 \right) - 24M \right]. \quad (12)$$



Фиг. 11.

Обозначения, помимо указанных ниже, приведены на фиг. 11.

Полученное значение $T_{\text{тр}}$ не должно быть больше наибольшей возможной силы трения для данного грунта определяемой величиной

$$T_{\text{max}} = fN,$$

где f —коэффициент трения кладки о грунт,

N —сумма нормальных сил, действующих на подошву.

В случае, если $T_{\text{тр}} > T_{\text{max}}$, в дальнейшие расчеты надлежит вводить величину T_{max} .

Расстояние от поверхности земли до центра вращения фундамента

$$y_0 = \frac{2h}{3 \left[1 - \frac{2(T + T_{\text{тр}})}{l\mu h^2} \right]}. \quad (13)$$

Здесь l —длина фундамента;

$$\mu = \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right];$$

γ —объемный вес грунта;

φ —угол внутреннего трения грунта.

T и M —внешние силы: горизонтальная и момент, действующие в уровне обреза фундамента.

Краевые напряжения под подошвой фундамента

$$\sigma_1 = \frac{N}{bl} + \frac{\mu hb}{2y_0}; \quad \sigma_2 = \frac{N}{bl} - \frac{\mu hb}{2y_0}. \quad (14)$$

Величина этих напряжений не должна быть выше допускаемых для данного грунта.

Напряжения в грунте по боковым поверхностям (по фиг. 11)

$$\sigma_y' = \frac{\mu y_0}{4}; \quad \sigma_h = \frac{\mu}{y_0} h (y_0 - h). \quad (15)$$

Эти напряжения не должны превышать величины μy , где под величиной y подразумевается расстояние от поверхности земли до уровня, в котором определяются напряжения.

По Техническим Условиям НКПС упругую заделку разрешается учитывать для быков с заложением не менее 5,0 м, считая от линии наибольшего размыва в данном пролете.

В Технических Условиях НКПС 1938 г. приведены таблицы для расчета быков с учетом упругой заделки, значительно упрощающие вычислительную работу.

д) При наличии под фундаментом свайного основания давления на сваи определяются следующим образом:

Если на свайное основание действуют только вертикальные силы, равнодействующая которых N приложена в центре основания, то давление, приходящееся на каждую сваю, при равномерном распределении их в основании

$$P = \frac{N}{n}, \quad (16)$$

где n —число свай в основании.

Возможно, задавшись допустимым давлением на сваю, определить из того же выражения количество свай в основании.

В общем случае, когда на свайное основание действуют вертикальные силы, горизонтальные и моменты и, кроме того, равнодействующая всех сил не совпадает с центром тяжести основания, надлежит для определения усилий

в сваях пользоваться основной формулой внецентренного сжатия

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{Mz}{I}, \quad (17)$$

где N — сумма вертикальных сил, действующих на основание,

M — момент сил относительно центра тяжести основания,

n — количество свай в основании,

I — момент инерции свайного основания относительно центра его тяжести,

z — расстояние до рассматриваемого ряда свай от центра тяжести свайного основания.

Момент M можно выразить через нормальную силу, $M = Ne$, где e — величина эксцентриситета. Таким образом аналогично тому, что было указано при рассмотрении вопроса об определении давлений от фундамента на грунт, общий случай действия сил на основание, указанный на фиг. 2 и 3, приводится к схеме, представленной на фиг. 4. Для того чтобы обеспечить возможно равномерное распределение давлений на сваи, приходится в части фундамента, куда отклоняется равнодействующая N , сваи размещать чаще. Минимальное расстояние между центрами свай при этом не должно быть меньше допустимого Техническими Условиями ($2,5d - 3d$).

При таком неравномерном распределении свай в основании расстояние до центра тяжести свай от какой-либо оси определяется из выражения

$$x = \frac{S}{\omega},$$

где S — статический момент свайного основания относительно оси, от которой будет отсчитываться затем расстояние x , и ω — площадь свайного основания.

По фиг. 12 статический момент свайного основания относительно оси $y-y$

$$S_y = k(F_1x_1 + F_2x_2 + F_3x_3 + F_4x_4 + \dots + F_nx_n).$$

Площадь свайного основания

$$\omega = k(F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n).$$

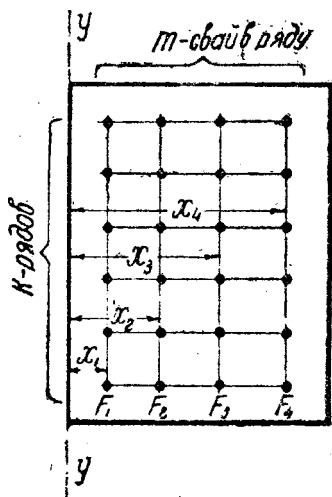
В этих выражениях k — количество рядов свай поперек свайного основания.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЗАДАЧА
Войсковая часть 71455
20521

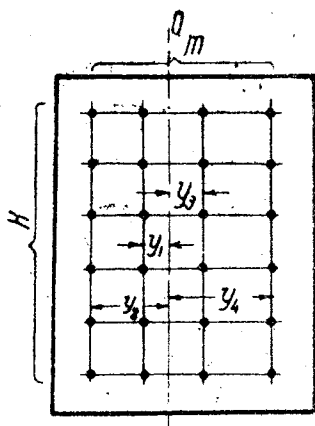
Расстояние от оси $y-y$ до центра тяжести свайного основания

$$x = \frac{S_y}{\omega} = \frac{k(F_1x_1 + F_2x_2 + F_3x_3 + \dots + F_nx_n)}{k(F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n)} = \frac{F_1x_1 + F_2x_2 + F_3x_3 + \dots + F_nx_n}{F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n}. \quad (18)$$

Практически в основаниях чаще всего применяются сваи одного диаметра.



Фиг. 12.



Фиг. 13.

В этом случае $F_1 = F_2 = F_3 \dots = F_n$ и выражение для x принимает вид

$$x = \frac{F_1(x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n)}{mF_1} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{m}, \quad (19)$$

где m — количество свай в одном продольном ряду.

Момент инерции свайного основания относительно оси $O-O$, проходящей через центр тяжести свайного основания, определяется из общего выражения

$$I = k \sum_0^m (I_0 + y_n^2 F_n).$$

Так как обычно определяется давление на 1 сваю основания, а не на 1 $см^2$ сваи, площадь сваи F следует пола-

гать равной 1.¹ Кроме того, в виду малого влияния на результат возможно пренебречь величиной I_0 — моментом инерции сваи относительно оси, проходящей через центр ее тяжести. Следовательно, для случая, когда в основании имеются сваи одного диаметра, выражение для момента инерции будет иметь вид (фиг. 13):

$$I = k(y_1^2 + y_2^2 + y_3^2 + y_4^2 + \dots + y_n^2) \quad (20)$$

и общее количество свай в основании $n = km$.

Если в основании намечены сваи различных диаметров, то, приняв площадь одной из свай за единицу, следует высчитать отношение площадей свай других диаметров к площади принятой, т. е. определить отношения

$$\alpha_1 = \frac{F_1}{F_n}; \quad \alpha_2 = \frac{F_2}{F_n}; \quad \alpha_3 = \frac{F_3}{F_n}; \quad \alpha_{n-1} = \frac{F_{n-1}}{F_n}.$$

Выражение для момента инерции в этом случае будет иметь вид

$$I = k(\alpha_1 y_1^2 + \alpha_2 y_2^2 + \alpha_3 y_3^2 + \dots + \alpha_{n-1} y_{n-1}^2 + y_n^2), \quad (21)$$

и расчетное количество свай в основании будет равно

$$n = k(\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n).$$

Узнав таким образом величину I и имея общее количество свай в основании n , из выражения (17) возможно определить действующее на сваю любого ряда давление P , подставив в указанное выражение расстояние z от оси, проходящей через центр свайного основания до рассматриваемого ряда свай.

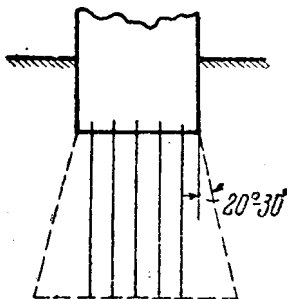
Надлежит при этом иметь в виду, что по исследованиям проф. Терцаги, свайное основание только тогда уменьшает осадку сооружений под нагрузкой, когда длина сваи превышает ширину фундамента. Для фундаментов большой ширины, опертых на относительно короткие сваи, осадка будет почти одинакова как при устройстве сооружений на сваях, так и без свай.

Поэтому, если сооружение на свайном основании имеет большую ширину, то, кроме определения количества и размера свай, необходимо сделать поверку напряжений грунта на уровне острия свай. Это напряжение не должно превышать допустимого на указанной глубине. При расчете напряжений принимается во внимание вся внешняя нагрузка выше подошвы фундамента, с учетом собственного веса

¹ Для случая свай одинакового диаметра.

грунта, находящегося в пределах длины свай. Площадь распределения напряжений принимается равной площади подошвы фундамента.

В случае, если длина забивки свай существенно превышает ширину фундамента, такая проверка может производиться с учетом рассеивающего действия крайних рядов свай. В этом случае принимают, что вся внешняя нагрузка (выше подошвы фундамента), без учета грунта, заключенного в пределах длины свай, распределяется в уровне острия свай на площадь, которая очерчивается наклонными линиями, проведенными от контуров подошвы фундамента под углом 20° — 30° к вертикали (фиг. 14).



Фиг. 14.

По Техническим Условиям НКПС 1938 г. обязательно производить проверку давления на грунт на уровне острия свай.

По § 486 это давление $\sigma = \frac{\Sigma P - T}{F}$ кг/см².

Здесь ΣP — сумма вертикальных сил, включая и вес грунта в пределах свай в килограммах;

T — сила трения по условной боковой поверхности свайного фундамента в килограммах;

F — площадь основания на уровне острия свай в квадратных сантиметрах.

Силу T следует принимать равной $1,5$ — $2,0$ т/м² вертикальной поверхности, ограничивающей свайное основание.

е) При действии на сооружение значительных горизонтальных сил при известных условиях может произойти сдвиг сооружения вместе со свайным основанием и массой грунта, заключенной между сваями. Скольжение сооружения произойдет по некоторой поверхности, проходящей ниже острия свай.

Проверка устойчивости основания в этом случае может быть произведена по способу, предложенному Креем, или по способу Берера. Способы такой проверки описаны в указанной выше книге проф. Васильева „Основания и фундамента“.

Опасность сдвига опоры моста вместе с массой грунта может иметь место весьма редко. Это относится преимущественно к устоям балочных мостов, поддерживающих очень

высокую насыпь. Вообще же это явление характерно для подпорных стенок и высоких набережных.

ж) При проектировании опор мостов, помимо проверки давлений на грунт в уровне подошвы фундамента или давлений на сваи, необходимо производить проверки напряжений в материале опоры.

Такие проверки следует производить в сечениях, соответствующих перелому профиля опоры. Напряжения в сечениях опоры определяются на основании указанных выше соображений. При действии в рассматриваемом сечении центрально приложенной силы напряжения подсчитываются по формуле (1), при наличии центральной силы и момента— по формуле (2) для неравномерного сжатия. В сечениях опоры возможно допускать и растягивающие напряжения, не превышающие допускаемых напряжений на растяжение для материала, из которого проектируется опора.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ОПОРЫ МОСТОВ

Все нагрузки, действующие на опоры мостов, делятся на постоянные и временные.

К постоянным нагрузкам относятся:

- 1) вес пролетного строения,
- 2) вес самой опоры с фундаментом,
- 3) вертикальное и боковое давление грунта,
- 4) вертикальное и боковое давление воды.

Временными нагрузками являются:

- 1) опорное давление от подвижного состава или экипажей,
- 2) тормозная сила от подвижной нагрузки,
- 3) центробежная сила от подвижной нагрузки (для мостов на кривых),
- 4) давление ветра на опору и пролетное строение,
- 5) давление льда во время ледохода,
- 6) влияние колебаний температуры,
- 7) влияние усадки бетона в железобетонных и бетонных пролетных строениях,
- 8) сейсмические силы.

Перечисленные временные нагрузки принято делить на основные, которые действуют на мост систематически, и дополнительные, которые могут иметь место или случайно, или могут действовать редко и в течение непродолжительного времени.

К основным нагрузкам относятся: опорное давление от подвижного состава и центробежная сила. Все остальные (из перечисленных выше) временные нагрузки считаются дополнительными. При расчете только на основные нагрузки должны быть выдержаны допускаемые напряжения на материалы, указанные в Технических Условиях.

При учете совместного действия основных и дополнительных нагрузок допускаемые напряжения могут быть повышены в соответствии с указаниями Технических Условий.

Определение постоянных и временных нагрузок, действующих на опоры мостов, производится следующим образом:

1. Опорное давление от веса пролетного строения подсчитывается по линии влияния опорной реакции с учетом фактического веса единицы длины пролетного строения.

2. Вес опоры и фундамента определяется ориентировочно по эскизно заданным размерам опоры и ее фундамента. Назначение предварительных размеров опоры и фундамента следует производить, пользуясь данными практики. Вообще проектирование опор мостов приходится производить путем последовательных приближений, и в окончательном расчете необходимо иметь совпадение принятого веса опоры с действительным.

3. Вертикальное давление грунта равно весу грунта, который находится над опорой или опирается на обреза опоры и фундамента. Если грунт находится под водой, возможно учесть потерю в весе его вследствие гидростатического давления. Вес единицы объема грунта, находящегося в воде,

$$\gamma' = \gamma - \frac{100 - n\%}{100}, \quad (22)$$

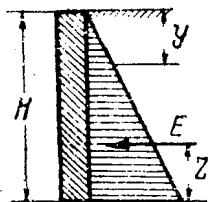
здесь γ —объемный вес сухого грунта,

n —пористость грунта в процентах.

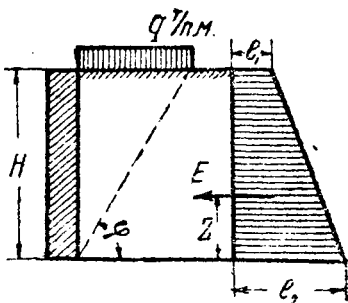
Потерю в весе для грунта, находящегося в воде, следует учитывать в тех случаях, когда вес грунта улучшает условия работы опоры. Например, так следует поступать при расчете опор арочных мостов, для которых грунт увеличивает вертикальное давление на основание, уменьшая опасность сдвига опоры. Поэтому здесь следует учесть действительное значение веса грунта.

4. Боковое давление грунта определяется по теории Кулона.

Для случая вертикальной стенки с горизонтальной засыпкой, пренебрегая трением между грунтом и стенкой, для определения интенсивности активного давления на глубине y (фиг. 15), имеем выражение



Фиг. 15.



Фиг. 16.

$$e_y = \gamma y \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (23)$$

Суммарное давление на стенку, равное площади эпюры давления,

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (24)$$

Здесь φ —угол внутреннего трения грунта,
 γ —объемный вес грунта.

Плечо приложения равнодействующей давления

$$z = \frac{H}{3}. \quad (25)$$

При наличии на призме обрушения нагрузки q эпюра бокового давления имеет вид трапеции (фиг. 16), причем боковое давление на уровне поверхности грунта

$$e_1 = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

и на глубине H

$$e_2 = (q + \gamma H) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

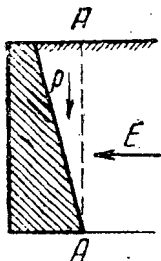
Равнодействующее давление на стенку равно площади эпюры

$$E = \frac{1}{2} H(\gamma H + 2q) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (26)^1$$

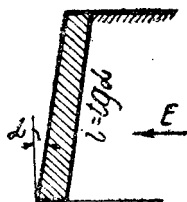
Это давление приложено на расстоянии (фиг. 16)

$$z = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3\frac{q}{\gamma}}{H + 2\frac{q}{\gamma}}. \quad (27)^1$$

Если задняя грань стенки наклонена так, как указано на фиг. 17, то давление определяется по формулам (24)



Фиг. 17.



Фиг. 18.

и (26) на вертикальную плоскость А—А, проведенную через нижнюю точку стенки. Кроме того, учитывается вертикальное давление P земляной призмы на фундамент.

Если задняя грань стенки наклонена в сторону давления (фиг. 18), то боковое давление, подсчитанное по формулам (24) и (26), можно уменьшить на величину $k = 1 - fi$, которая вводится множителем к указанным выражениям.

Здесь f —коэффициент внутреннего трения грунта, равный тангенсу угла естественного откоса: $f = \operatorname{tg} \varphi$ и i —уклон стенки ($i = \operatorname{tg} \alpha$). В практике, однако, такой возможностью уменьшения величины распора пользуются редко.

Если стенка поддерживает водопроницаемый грунт, находящийся в воде, то следует отдельно учитывать давление на стенку воды и к нему прибавлять давление от грунта, имеющего уменьшенный объемный вес.

Пример. Определить боковое давление на стенку высоту 9,0 м, поддерживающую насыпь из песка с объем-

¹ По Т. У. НКПС (§ 34) величина и плечо распора от влияния временной нагрузки определяются с учетом распределения давления в теле насыпи.

ным весом $1,7 \text{ т/м}^3$, углом естественного откоса $\varphi = 30^\circ$ и пористостью $n = 35\%$. На глубине $3,0 \text{ м}$ от поверхности находится уровень грунтовых вод.

На поверхности давление от грунта равно нулю. На глубине трех метров давление от грунта

$$e_1 = 1,7 \times 3,0 \times \text{tg}^2 30^\circ = 1,7 \times 3,0 \times 0,333 = 1,7 \text{ т.}$$

Давление от воды в этом уровне равно нулю. Ниже горизонта грунтовых вод песок имеет объемный вес

$$\gamma' = 1,70 - \frac{100 - 35}{100} = 1,70 - 0,65 = 1,05 \text{ т/м}^3.$$

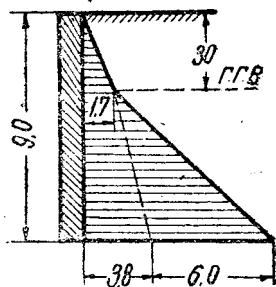
Давление от песка на глубине $9,0 \text{ м}$ от поверхности, рассматривая грунт выше горизонта грунтовых вод как нагрузку $q = 1,7 \times 3,0 = 5,1 \text{ т/м}^2$:

$$e_2 = (5,1 + 6,0 \times 1,05) 0,333 =$$

$$= (5,1 + 6,3) 0,333 = 3,8 \text{ т.}$$

Давление от воды на глубине $9,0 \text{ м}$

$$e_2' = 6,0 \times 1 = 6 \text{ т.}$$



Фиг. 19.

По этим данным на фиг. 19 построена эпюра бокового давления грунта.

Суммарное боковое давление на стенку равно площади эпюры

$$E = \frac{1,7 \times 3,0}{2} + \frac{1,7 + 9,8}{2} 6,0 = 2,55 + 34,50 = 37,05 \text{ т.}$$

Оно приложено в центре тяжести эпюры.

При наличии за стенкой напластования из различных грунтов необходимо построить эпюру бокового давления грунтов с учетом их физических особенностей (φ , γ , n) и суммарное давление определить как площадь этой эпюры.

5. Давление воды на фундаменты может быть вертикальным и боковым. Величина давления в любой точке на глубине одинакова во всех направлениях и равна весу соответствующего столба воды.

Если опора окружена со всех сторон водою, то давление на боковые поверхности ее уравнивается и при

расчете не учитывается. Гидростатическое давление на подошву фундамента опоры, находящейся в воде, направлено вверх и называется взвешивающим давлением.

Величина взвешивающего давления зависит от глубины заложения подошвы фундамента и степени водопроницаемости грунта под подошвой. Так как подошва фундамента соприкасается с грунтом не по всей площади, а лишь с отдельными частицами грунта, взвешивающее давление воды действует по некоторой части площади подошвы фундамента, смоченной водой. Коэффициент смачивания зависит от степени пористости грунта. Для песка этот коэффициент следует принимать равным 0,9—0,95, для глины 0,7—0,8, для скалистого грунта, в зависимости от степени трещиноватости,—от 0,3 до 0,7.

Взвешивающее влияние воды принято учитывать в тех случаях, когда оно неблагоприятно сказывается на условиях работы опоры. Так, например, в арочных мостах, уменьшая вес опор, оно уменьшает устойчивость опор.

В опорах, работающих преимущественно на вертикальную нагрузку (быки балочных мостов), влиянием взвешивания пренебрегают, в результате фактически на основание будет приходиться несколько меньшее удельное давление, чем это учитывается расчетом.

При устройстве опор на свайных основаниях и необходимости учесть взвешивающее давление воды возможно считать, что смачиваемая площадь подошвы фундамента равна разности между полной площадью подошвы и площадью, занимаемой сваями.

6. Опорное давление от временной нагрузки определяется по линии влияния опорной реакции при самом невыгодном расположении нагрузки.

Для мостов под автогужевую дорогу необходимо по ширине моста размещать допустимое по габариту количество рядов экипажей и толпу на тротуарах. Следует при этом иметь в виду, что расчетное давление на опору от временной нагрузки нельзя определять как произведение из опорной реакции, приходящейся на одну главную ферму при наибольшем коэффициенте поперечной установки—на количество ферм.

7. Тормозная сила принимается равной некоторой доле от веса нагрузки, находящейся на мосту. Так по Техническим Условиям НКПС для мостов под железную дорогу с ездой на балласте она принимается равной 10% от веса временной вертикальной нагрузки. При езде на поперечных тормозная сила принимается равной 15% от веса со-

средоточенных сил расчетной схемы и 10% от веса равномерной нагрузки расчетной схемы.

Разрешается также определять величину тормозной силы (в тоннах на один путь) при длине загрузки более 40 м по формуле $T = (5 + 0,1\lambda)k$, где λ —длина загрузки в метрах и k —класс расчетной нагрузки.

При расчете опор балочных мостов тормозную силу разрешается считать приложенной в центре шарнира опорных частей (§ 49).

По Техническим Условиям Гушосдора НКВД сила торможения устанавливается в зависимости от длины линии влияния опорного давления и класса дороги. Она принимается равной весу нормального грузовика расчетной схемы, умноженному на коэффициент, указанный в § 79 Технических Условий Гушосдора. Сила торможения, в мостах под автогужевую дорогу считается приложенной в уровне верха ездового полотна.

Тормозную силу обычно считают передающейся в полном размере на опоры через неподвижные опорные части. Для быков, на которых расположены только подвижные опорные части, в запас принимают передающейся дополнительно некоторую долю расчетной тормозной силы. Так по Техническим Условиям НКПС, в случае наличия на быке скользящих опорных частей, считается, что на бык передается 50% тормозной силы, а при катковых опорах—25%.

При расчете устоев мостов под автогужевую дорогу тормозная сила от нагрузки, расположенной в пределах призмы обрушения насыпи, не учитывается.

Для устоев мостов под железную дорогу тормозная сила в указанном случае принимается равной 10% от веса временной вертикальной нагрузки. По указаниям § 49 Технических Условий НКПС эту силу следует считать приложенной в уровне головки рельса. Однако такое положение вряд ли оправдывается действительностью, и проф. Передерий в своем курсе мостов (ч. 1) рекомендует эту силу считать приложенной на середине высоты устоя.

8. Центробежная сила, возникающая при проходе нагрузки в мостах, расположенных на кривой, учитывается следующим образом.

По Техническим Условиям НКПС действие центробежной силы вводится в расчет в виде горизонтальной равномерно распределенной по пролетному строению нагрузки, приложенной на высоте 2 м от головки рельса. Величина нагрузки зависит от радиуса кривой и указана в Технических Условиях (§ 40).

По Техническим Условиям Гушосдора НКВД центробежная сила принимается равной 10⁰% от подвижной вертикальной нагрузки и считается приложенной в уровне верха ездового полотна.

9. Давление ветра может быть направлено поперек моста и вдоль его. При расчете опор надлежит учитывать давление ветра, приходящееся непосредственно на опору, а также действие ветра на пролетное строение, с которого оно передается опорам через опорные части.

Интенсивность давления ветра указана в Технических Условиях.

Давление ветра на опору подсчитывается как произведение из интенсивности ветра на боковую поверхность, подвергающуюся действию ветра, считая от уровня межени до верха опоры. При этом наиболее опасным для опоры является действие ветра, направленного вдоль моста. В этом случае давление считается действующим на всю боковую поверхность, нормальную оси моста. Это давление надлежит суммировать с продольно направленным ветром, действующим на пролетное строение. Последнее принимается для пролетных строений со сквозными фермами равным 40⁰% от максимального значения поперечно направленного ветра. Продольно направленный ветер считается передающимся полностью через неподвижные опорные части. При расположении на быке только подвижных опорных частей дополнительно учитывается действие на опору продольного ветра в размере: 50⁰% полного значения при скользящих опорных частях и 25⁰% — при катковых.

Высокие опоры, имеющие небольшую длину (поперек моста), следует проверять на нагрузку от поперечно направленного ветра, приходящегося на поверхность опоры и передающегося с пролетного строения через опорные части.

Подсчет величины поперечно направленного ветра, действующего на пролетное строение, производится перемножением интенсивности ветра на боковую площадь пролетного строения с учетом коэффициента сплошности (для пролетных строений со сквозными фермами).

10. Давление льда на промежуточные опоры мостов устанавливается в зависимости от конфигурации верхней части быков, толщины льда и периода ледохода. В Технических Условиях указывается величина давления льда в период первой его подвижки и для горизонтов наи-

высшего ледохода. В первом случае сила давления льда значительно больше, чем во втором, когда лед в значительной степени раздроблен и не идет сплошными полями.

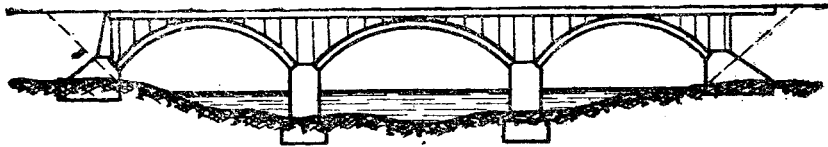
Для опор мостов под автогужевую дорогу давление льда на 1 м ширины опоры определяется по указаниям § 81 Технических Условий Гушосдора НКВД, а для опор мостов под железную дорогу—по указаниям § 53 Технических Условий НКПС.

11. Изменение температуры вызывает дополнительные усилия почти во всех пролетных строениях с распором. Эти дополнительные усилия передаются опорам. В мостах бетонных и железобетонных на опорах сказывается также влияние усадки бетона.

Опоры необходимо проверять как на усилия от увеличения температуры, так и на усилия от уменьшения ее. В последнем случае для арочных бетонных и железобетонных мостов усилия от температуры суммируются с усилиями от усадки, действие которой принимается эквивалентным уменьшению температуры на 15° для конструкций с армированием более 0,5% и на 20° в остальных случаях (по Техническим Условиям Гушосдора НКВД).

Действие температуры следует учитывать таким образом, чтобы, суммируясь с другими усилиями, оно производило наиболее неблагоприятное воздействие на опоры.

Например, при расчете быка, поддерживающего арочные пролетные строения (фиг. 20), надлежит проверить бык



Фиг. 20.

на усилия от увеличения температуры, расположив временную нагрузку только на пролете, со стороны которого имеет место больший распор.

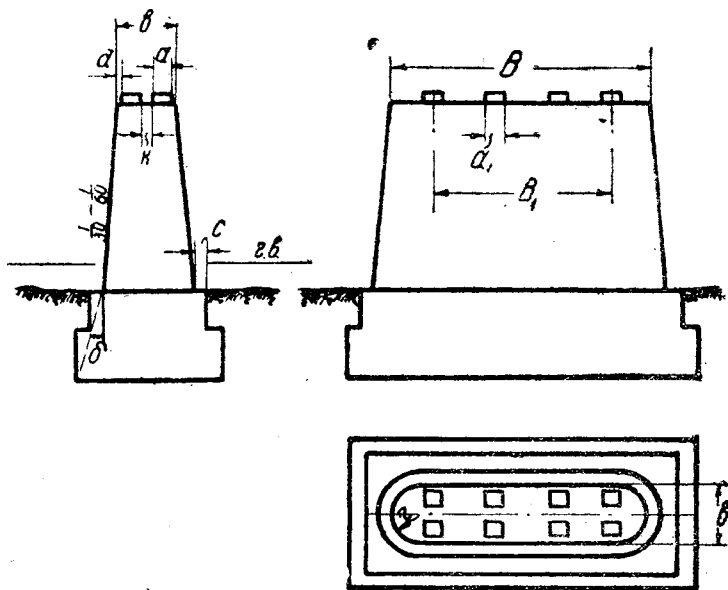
При расчете устоя следует учесть момент и распор от увеличения температуры при наличии нагрузки на пролете. Кроме того, полезно произвести проверку на усилия от понижения температуры и усадки, разместив временную нагрузку только на призме обрушения насыпи.

Величина усилий от температуры определяется при расчете пролетного строения в зависимости от наибольшей возможной разницы температур в данной местности.

ФОРМА И РАЗМЕРЫ МАССИВНЫХ ОПОР МОСТОВ

а) Быки. На фиг. 21 представлены схематические вертикальные разрезы и план массивного быка балочного моста.

Размер подферменной площадки вдоль моста устанавливается в зависимости от размера подферменных камней



Фиг. 21.

и длины участков пролетного строения, заходящих за теоретическую точку опоры. В свою очередь, размер подферменников вычисляется в зависимости от веса пролетного строения и опорного давления от временной нагрузки. Эти величины тем больше, чем больше пролеты, смежные с быком. С другой стороны, размер подферменной площадки зависит также от высоты быка и качества основания.

Так как материал кладки допускает более высокие напряжения, нежели грунт, для обеспечения допустимых давлений на грунт опоры приходится уширять книзу.

Это уширение может быть осуществлено лишь в определенных пределах, которые связаны с соображениями о внешнем виде опоры, а также конструктивными сообра-

жениями. Последние заключаются в том, что давление в кладке распределяется под некоторым углом. Если опора будет развита чрезмерно в ширину, то часть кладки, находящаяся вне линии, ограничивающей зону распределения давления кладкой, не будет участвовать в работе быка и вводить в расчет ее нельзя. На фиг. 22 штриховкой указаны участки кладки, не работающие при чрезмерном развитии опоры в ширину.

Из соображений эстетических видимой части опор придают уклоны в пределах $1/30 - 1/60$.

В частных случаях опоры могут не иметь уклонов вовсе, ограничиваясь вертикальными гранями.

Из соображений конструктивных угол наклона линии, соединяющей крайние точки уступов фундамента (фиг. 22), принимают $\delta \leq 30^\circ$.

Величина обреза c (фиг. 21) для бутовой кладки обычно не превышает 30—35 см, при бетонной кладке—50 см.

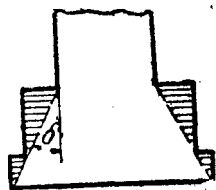
Край подферменника должен находиться на некотором расстоянии от края быка. Этот размер (d —по фиг. 21) должен быть во всяком случае не менее 10 см. По Техническим Условиям НКПС размер d задается в зависимости от величины пролета, а именно: для пролетов до 30 м $d \geq 15$ см, при пролетах от 30 до 100 м $d \geq 25$ см для пролетов свыше 100 м $d \geq 35$ см.

Таким образом ширина быка по верху по фиг. 21

$$b = 2d + 2a + k.$$

Размер k назначается в зависимости от конструкции опорных узлов пролетных строений. Здесь следует учитывать необходимость оставления просвета между торцами пролетных строений для возможности удлинения пролетных строений от температуры, а также для того, чтобы можно было производить окраску и прочие ремонтные работы. Этот просвет делается обычно не менее 10 см. При этом следует предпочитать установку подферменников вплотную друг к другу (без зазора k), так как наличие зазора создает мешок, в котором может скапливаться грязь, влага, неблагоприятно отражающиеся на сохранности кладки верхней части быка.

Длина быка по верху (размер поперек моста) устанавливается в зависимости от расстояния между крайними главными фермами. Так как закругление быка по концам опи-



Фиг. 22а

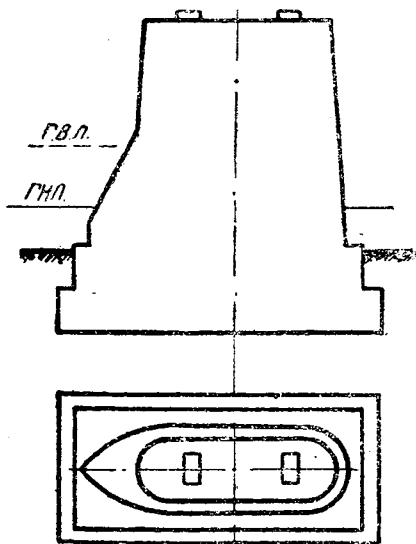
сывается обычно из центра, лежащего на внешней грани крайнего подферменника радиусом, равным половине ширины быка, то полная длина быка по фиг. 21 может быть вычислена из выражения

$$B = B_1 + a_1 + b.$$



Фиг. 23.

Для обеспечения наилучшей обтекаемости и, следовательно, уменьшения подмыва у опор, хорошим решением являются опоры, имеющие в плане форму, указанную на фиг. 23.¹ С верхней стороны опора вытянута и уширена.



Фиг. 24.

Уклоны граней и размер уступов задаются по указанным выше соображениям.

К кормовой части опора несколько уменьшается по ширине и заканчивается полукруглой частью.

В реках с сильным ледоходом быки снабжаются ледорезами. В настоящее время принято ледорезам придавать уклон $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$, доводя его при тяжелом ледоходе до $\frac{1}{3}$.

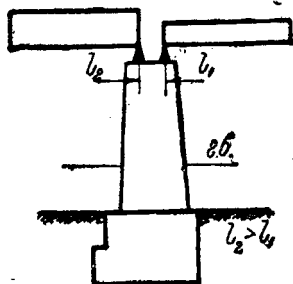
На фиг. 24 представлен план и боковой вид быка с ледорезом. Верх ледореза должен быть не менее чем на 0,5 м выше горизонта самого высокого ледохода, а низ не менее чем на 0,5 м ниже горизонта первой подвигки льда.

При опирании на бык пролетных строений разной длины для обеспечения более равномерной передачи давления на грунт приходится развивать опору в сторону наибольшего пролета при балочных пролетных строениях (фиг. 25) и в сторону наибольшего распора при арочных пролетных строениях (фиг. 26).

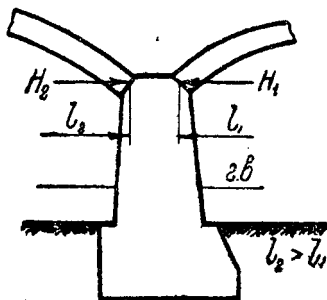
¹ Такого вида опоры построены на 3 мостах через Рейн, сооруженных в 1933—1934 гг.

Развитие опоры обычно производят в части ее, находящейся ниже уровня воды или грунта.

При наличии поперек моста только двух главных ферм, расположенных при этом на большом расстоянии друг от друга, кладка в средней части длины быка используется

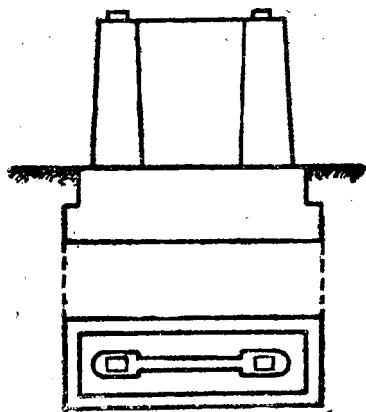


Фиг. 25.



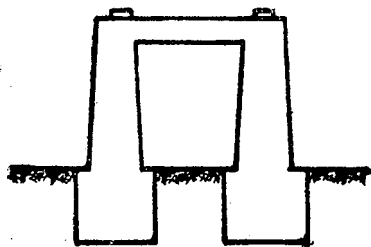
Фиг. 26.

мало. В этих случаях уместно придавать быкам в плане форму двутавра. Тогда колонны под фермами будут воспринимать давление от пролетного строения, а стенка играет роль элемента, связывающего колонны (фиг. 27).



Фиг. 27.

При отсутствии сильного ледохода или при небольшой высоте быка колонны возможно связать только распоркой поверху, устроив и фун-



Фиг. 28.

даменты под них отдельные (фиг. 28).

При небольших давлениях от главных балок быки могут быть выполнены из свай.

Такого вида опоры применяются в деревянных мостах или в железобетонных мостах с малыми пролетами.

б) Устой. В отличие от быков, работающих преимущественно на вертикальные силы, устоям приходится воспринимать значительный односторонний распор. В устоях, поддерживающих балочные пролетные строения, распор является следствием горизонтального давления грунта насыпи, подходящей к мосту. В устоях арочных мостов имеет место распор от пролетного строения, направленный в сторону берега, и распор от грунта насыпи, направленный в сторону реки. В мостах с большими пролетами распор от пролетного строения имеет значительно большую величину и в результате устоя будет стремиться сдвинуться в сторону берега. При малых пролетах, примыкающих к берегу, и при наличии высокой насыпи, однако, может иметь место случай, когда разность распоров от пролетного строения и насыпи будет направлена в сторону реки. Не исключена также возможность, что на направление суммарного распора будет иметь влияние расстановка временной нагрузки.

В мостах небольших пролетов может случиться, что при размещении временной нагрузки на пролете суммарный распор будет направлен в сторону берега, а при установке временной нагрузки на призме обрушения насыпи, наоборот,—в сторону реки.

Форма устоев зависит от направления распора, а размеры их—от величины распора и вертикальных сил.

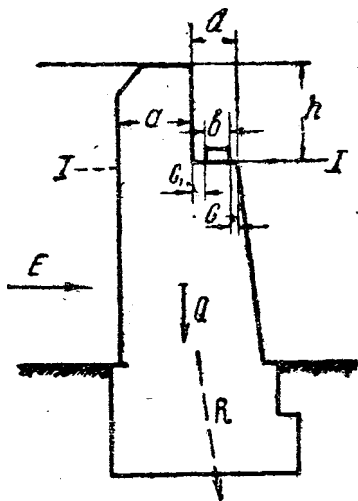
Массивные устои балочных мостов имеют сечение, указанное на фиг. 29. Вследствие того, что равнодействующая R основных сил наклонена в сторону реки, эти устои имеют форму, развитую вперед, в соответствии с направлением равнодействующей. При значительной величине распора от насыпи, равнодействующая всех сил R проходит очень близко к переднему краю фундамента и грунт по подошве у стороны его, обращенной к насыпи, напряжен мало. Вследствие этого оказывается целесообразным и задней грани устоя придавать уклон в сторону реки, чем достигается благоприятное положение равнодействующей в сечении по подошве фундамента (фиг. 30).

Для уменьшения опасности сдвига устоя, подошве его при этом может быть придан уклон, как это указано на фиг. 30 пунктиром. Уклон следует задавать, руководствуясь соображениями, приведенными в § 1.

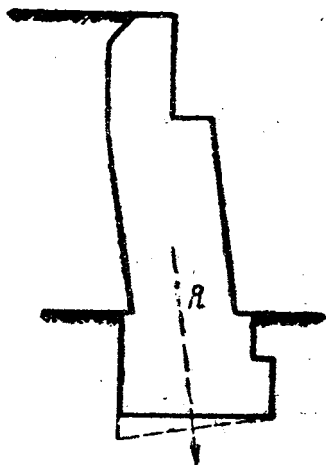
Уклон передней грани устоя задается в зависимости от тех же факторов, которые приводились при описании формы быков. Однако, в устоях возможно из эстетических соображений принимать несколько более пологие уклоны, а именно до $1/15$ — $1/20$. При отсутствии надобности в силь-

ном развитии устоя в сторону реки наружную грань устоя возможно делать вертикальной.

Уклон задней грани в случае, приведенном на фиг. 30, задают, руководствуясь конструктивными соображениями. При возведении устоев из бутовой или бетонной кладки



Фиг. 29.



Фиг. 30.

этот уклон, в соответствии со свойствами кладки, можно доводить, примерно, до $\frac{1}{5}$. При применении железобетона он может быть более пологим.

Высота шкафной части диктуется конструкцией пролетного строения и опорных частей. При езде по низу эта высота складывается из высоты опорных частей с подферменниками и высоты проезжей части.

В мостах с ездой по верху высота шкафа равна сумме высот опорных частей с подферменниками, пролетного строения и проезжей части.

Ширина подферменной площадки также назначается в связи с конструкцией пролетного строения и опорных частей. Минимальная ширина d (фиг. 29) равна ширине подферменного камня, сложенного с обрезами c и c_1 , первый из которых назначается из тех же соображений, как и в быках, а второй выбирается таким, чтобы пролетное строение имело достаточный запас на возможность удлинений от изменений температуры (при подвижных опорных частях) и для того, чтобы можно было производить осмотр и ремонт торцовых частей пролетного строения. Из пос-

ледних соображений просвет между концом пролетного строения и стенкой шкафа следует задавать не менее 10 см. При этом, как указывалось выше, лучше избегать зазора c_1 между подферменником и шкафом.

При необходимости сильно развить устой к подошве минимальный размер $d = b + c + c_1$ (фиг. 29), установленный по указанным соображениям, может быть значительно увеличен.

Толщина шкафной стенки a (фиг. 29) подбирается по напряжениям в сечении I—I, которые определяются из рассмотрения части кладки выше этого сечения, как подпорной стенки высотой h , воспринимающей давление грунта за этой стенкой с временной нагрузкой на призме обрушения.

После установления перечисленных размеров эскизно вычерчивается нижняя часть опоры до подошвы фундамента, глубина заложения которой мотивируется условиями напластования грунтов, соображениями о возможном подмыве и пр.

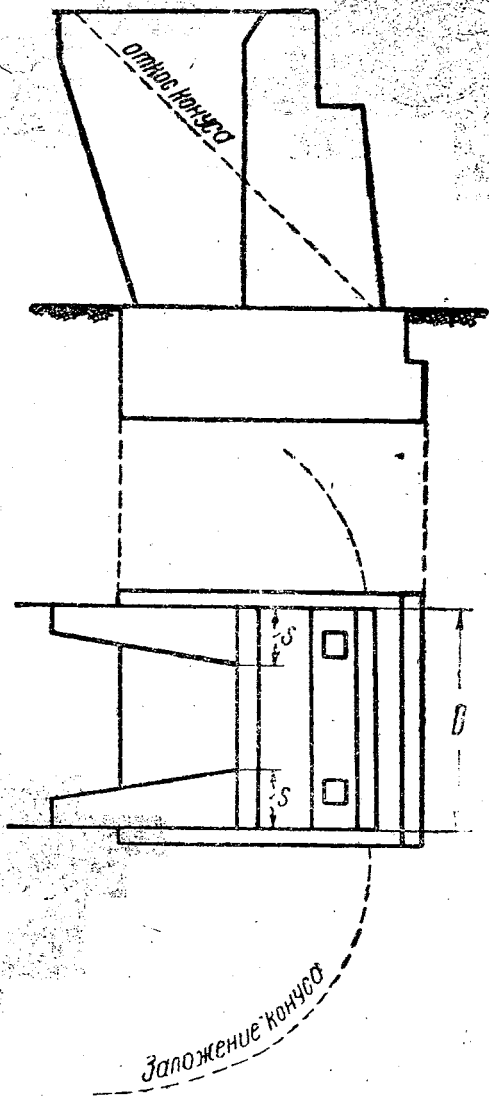
В большинстве случаев для сопряжения устоя с насыпью применяются обратные стенки. На фиг. 31 показана схема устоя с обратными стенками. Обратные стенки могут быть связаны в одно целое с передней стенкой устоя или отделены от нее швом и выложены на отдельном фундаменте. Вопрос о выборе того или иного решения зависит от следующих соображений.

Если временная нагрузка от пролетного строения велика по сравнению с весом устоя и есть опасение, что деформация (осадка) передней стенки будет значительной, а осадка фундамента под обратными стенками, не несущими никакой вертикальной нагрузки, будет ничтожна, то вполне вероятно появление трещин между передней стенкой и обратными. В этом случае не следует устраивать общий фундамент, лучше отделить сквозным по вертикали швом обратные стенки от передней.

Наоборот, когда вес устоя представляет большую долю от всей нагрузки на основание, и нет причин ожидать существенных осадок устоя от временной нагрузки, возможно устроить общий фундамент под устоя и обратные стенки и вести кладку их совместно.

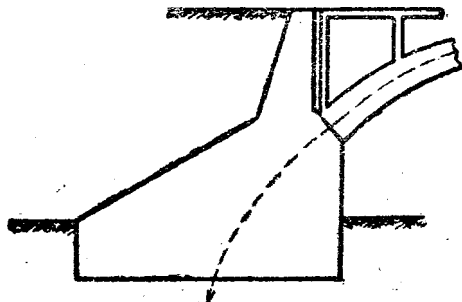
В этом случае обратные стенки, будучи в известной мере заделаны в тело насыпи, будут оказывать существенную помощь устоя.

Однако, следует при этом озаботиться, чтобы связь стенок с устоя была бы надежной. Так, например, при-



Фиг. 31.

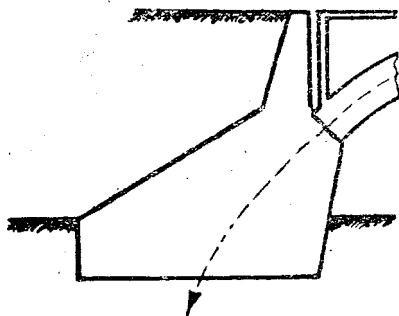
нито учитывать совместную с устоем работу обратных стенок при условии, что суммарная толщина обратных стенок в корне (сумма размеров s по фиг. 31, план) со-



Фиг. 32.

ставляет более половины всей ширины устоя (B по фиг. 31), т. е. при $2s > \frac{B}{2}$.

Устои арочных мостов работают на значительные горизонтальные силы от пролетного строения. Поэтому для

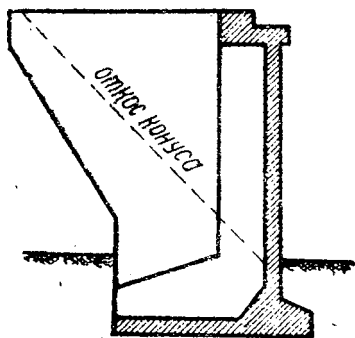


Фиг. 33.

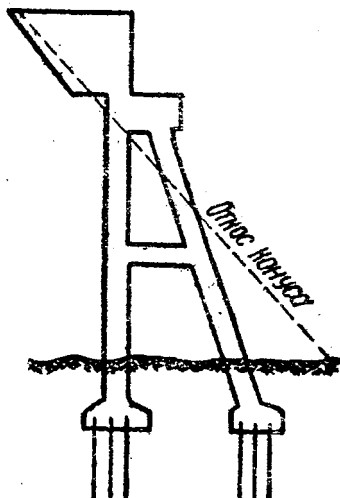
них характерна форма, развитая в сторону насыпи (фиг. 32), в соответствии с направлением равнодействующей давлений, указанной пунктиром. При пологом наклоне равнодействующей давлений, для того чтобы достичь более равномерного распределения давлений по подошве фундамента, допускается срезка передней стенки устоя (фиг. 33).

Помимо указанных массивных устоев, в мостах с балочными пролетными строениями могут применяться легкие

железобетонные устои, схема которых указана на фиг. 34 и 35. Устои такого вида менее трудоемки, хотя и требуют



Фиг. 34.



Фиг. 35.

материала высокого качества, сравнительно сложной опалубки и высокой тщательности работы.

РАСЧЕТ БЫКОВ ПОД НЕРАЗРЕЗНЫЕ И КОНСОЛЬНЫЕ БАЛОЧНЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

На быки, поддерживающие неразрезные и консольные балки, опорные давления от постоянной и временной нагрузок передаются через одну опорную часть с каждой балки. Таким образом, при всех случаях расположения нагрузки на пролетном строении бык работает от вертикальных давлений на центральное сжатие.

В качестве наиболее общего случая расчета опоры такого вида рассмотрим вариант, когда на быке расположены продольно неподвижные опорные части.

Схема опоры представлена на фиг. 36.

Известными из расчета пролетного строения величинами являются: опорное давление от постоянной нагрузки Q , опорное давление от временной нагрузки P , тормозная сила T (совместно с продольно направленным ветром от пролетного строения при езде по низу).

Эскизные размеры опоры намечаются или по примерам осуществленных сооружений или на основании соображений, указанных в §§ 3 и 13.

Проверка напряжений в сечениях опоры от основных сил производится по формулам центрального сжатия.

Так, при действии только основных сил напряжения по подошве фундамента

$$\sigma = \frac{N}{F},$$

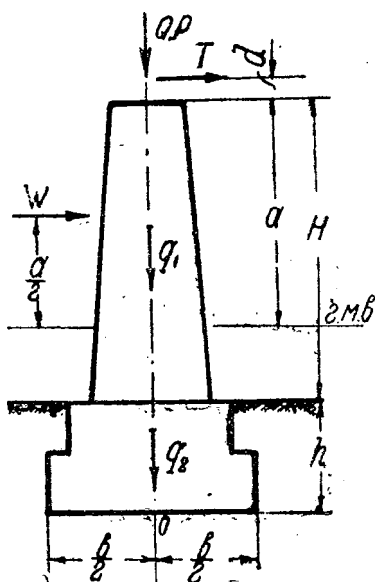
где N —сумма вертикальных сил.

$$N = Q + P + q_1 + q_2.$$

При проверке на действие основных и дополнительных сил необходимо выяснить величину момента, возникающего в любом сечении от действия горизонтальных усилий: ветер W и тормозная сила T .

Так, для сечения по подошве фундамента момент всех сил относительно центра тяжести подошвы

$$M_o = T(h + H + d) + W\left(H + h - \frac{a}{2}\right).$$



Фиг. 36.

Таким образом, по подошве фундамента действует нормальная сила N и момент M_o .

Пользуясь соображениями, указанными в § 1, приводим действие нормальной силы и момента к случаю действия внецентренно приложенной силы N с плечом $\lambda = \frac{M_o}{N}$.

Напряжения по подошве после этого определяются по формуле (для прямоугольного сечения):

$$\sigma' = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6\lambda}{b}\right).$$

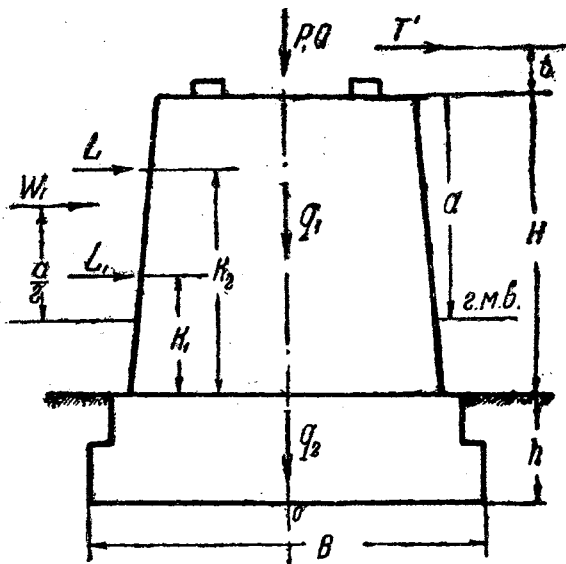
Здесь F —площадь рассматриваемого сечения.

Напряжения σ' , как указывалось выше, как результат действия основных и дополнительных сил, могут быть повышены против допускаемых.

Далее необходимо произвести проверку напряжений в направлении, нормальном оси моста.

В этом случае попережнему центрально действуют основные силы P, Q, q_1, q_2 .

Дополнительными силами являются: действие ветра на опору W_1 и давление льда L . В отношении давления льда необходимо рассмотреть два случая: момент подвижки и момент наивысшего ледохода.



Фиг. 37.

Помимо этих сил, в мостах под автогужевую дорогу необходимо учесть силу T' от боковых толчков. Относительно величины и приложения силы T' указания сделаны в § 78 Технических Условий Гушосдора.

При учете действия льда в период подвижки момент всех сил относительно оси опоры для сечения по подошве (фиг. 37):

$$M_{o'} = W_1 \left(H + h - \frac{a_1}{2} \right) + L_1(k_1 + h) + T'(t + H + h) \dots (a).$$

Эксцентриситет

$$\lambda = \frac{M_{o'}}{N}.$$

и напряжения

$$\sigma'' = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6\lambda}{B} \right).$$

При учете действия льда в период наивысшего ледохода в уравнение моментов (а) взамен величины $L_1(k_1 + h)$ следует ввести величину $L(k_2 + h)$.

Напряжения, определенные при действии сил вдоль и поперек быка, не суммируются.

Указанным образом должны быть проверены и другие сечения опоры. В приведенном примере надлежит произвести проверку сечения по обрезу фундамента.

Пример. Спроектировать бык под пролетное строение с неразрезными балками. Мост под автогужевую дорогу с ездой по верху. Расстояние между крайними главными балками поперек моста 7,7 м. Ширина подферменников 0,6 м. Опорное давление на весь бык: от постоянной нагрузки $Q = 125 \text{ т}$, от временной нагрузки $P = 100 \text{ т}$. Тормозная сила $T = 5 \text{ т}$ приложена в уровне ездового полотна на отметке $+25,0$. Отметка верха быка $+22,0$, отметка г. м. в. $+17,0$, отметка дна $+15,5$.

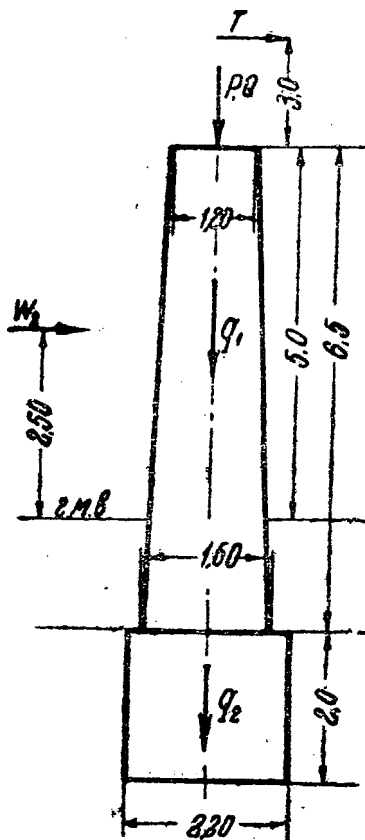
Грунт—плотный суглинок, влажный, допускаемое давление $2,25 \text{ кг/см}^2$.

Отметку заложения опоры назначаем $+13,5$.

Ширину быка по верху примем равной $1,20 \text{ м}$, уклон боковых граней— $1/30$.

Таким образом, у обреза фундамента ширина быка

$$1,2 + 2 \frac{6,5}{30} = 1,20 + 0,43 = \approx 1,60 \text{ м}.$$



Фиг. 38.

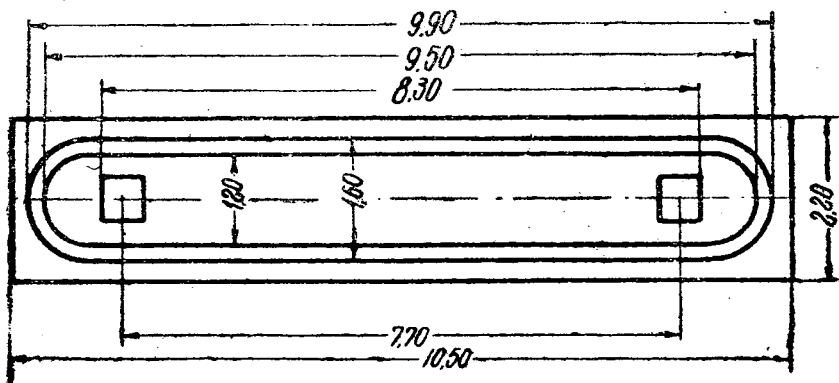
Длина быка по верху

$$B_1 = 7,7 + 0,60 + 1,20 = 9,50 \text{ м.}$$

Длина быка по обрезу фундамента

$$B_2 = 7,7 + 0,6 + 1,60 = 9,90 \text{ м.}$$

На фиг. 38 представлен вертикальный разрез быка, на фиг. 39—план.



Фиг. 39.

Площадь подферменной площадки

$$F_1 = 8,30 \times 1,20 + \frac{3,14 \times 1,20^2}{4} = 11,10 \text{ м}^2.$$

Площадь сечения опоры у образа фундамента

$$F_2 = 8,30 \times 1,60 + \frac{3,14 \times 1,60^2}{4} = 15,30 \text{ м}^2.$$

Объем тела опоры приближенно

$$v = \frac{11,10 + 15,30}{2} \times 6,5 = 85,80 \text{ м}^3.$$

Вес $q_1 = 85,80 \times 2,20 = 188,8 \text{ т.}$

Потребная площадь подошвы приближенно (по формуле, указанной в § 13)

$$F = \frac{P + Q + q_1}{\sigma - 2h} = \frac{100 + 125 + 188,8}{22,5 - 4} = \frac{413,8}{18,5} = 22,4 \text{ м}^2.$$

Поперек моста размер фундамента назначаем равным длине опоры по обрезу, плюс обрезы по 0,30 м.

$$B = 9,90 + 2 \times 0,30 = 10,5 \text{ м.}$$

Потребная ширина опоры

$$b = \frac{22,4}{10,5} = 2,13 \text{ м.}$$

Принимаем — 2,2 м.

Вес фундамента

$$q_2 = 10,5 \times 2,0 \times 2,2 \times 2,20 = 102,0 \text{ т.}$$

Сумма основных сил

$$N = Q + P + q_1 + q_2 = 100 + 125 + 188,8 + 102,0 \cong 516,0 \text{ т.}$$

Давление на грунт

$$\sigma = \frac{516}{10,5 \times 2,2} = 22,3 \text{ т/м}^2 = 2,23 \text{ кг/см}^2.$$

Давление продольно направленного ветра на поверхность быка, при интенсивности ветра 56 кг/м^2 :

$$W_2 \cong 56 \times 5,0 \times \frac{9,9 + 9,5}{2} = 2700 \text{ кг.}$$

Момент всех сил относительно середины подошвы

$$M_0 = 2,7 \times 6,0 + 5,0 \times 11,5 = 73,7 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет

$$\lambda = \frac{M_0}{N} = \frac{73,7}{516,0} = 0,143 \text{ м.}$$

Напряжения от основных и дополнительных сил

$$\sigma_{\max}' = \frac{516}{10,5 \times 2,2} \left(1 + \frac{6 \times 0,143}{2,2} \right) =$$

$$22,3 \times 1,39 = 31,0 \text{ т/м}^2 = 3,1 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_{\min}' = \frac{516}{10,5 \times 2,2} \left(1 - \frac{6 \times 0,143}{2,2} \right) =$$

$$= 22,3 \times 0,61 = 13,6 \text{ т/м}^2 = 1,36 \text{ кг/см}^2,$$

Таким образом максимальное напряжение превышает допускаемое на 37%, следовательно, размеры быка недоста-

точные.¹ Необходимо произвести пересчет при несколько больших размерах фундамента. Так как пересчет этот ничем не отличается от приведенного, здесь он не произведен.

Аналогичным путем производится проверка напряжений по оси, нормальной продольной оси моста.

РАСЧЕТ БЫКОВ, ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ РАЗРЕЗНЫЕ БАЛОЧНЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

На бык в рассматриваемом случае могут опираться пролетные строения одинаковой или разной длины.

В первом случае от постоянных нагрузок фундамент опоры будет работать на центральное сжатие и только расположение временной нагрузки на одном из пролетов; при отсутствии ее на другом, вызовет в быке напряжения от внецентренного сжатия.

Во втором случае, даже при действии только постоянных сил, направление равнодействующей всех давлений не будет совпадать с осью опоры. Для того чтобы создать наиболее равномерное распределение напряжений по подошве фундамента от постоянных сил, которые действуют на опору непрерывно, желательно, чтобы равнодействующая этих сил по возможности близко проходила от центра тяжести подошвы фундамента. Поэтому, когда равнодействующая постоянных сил не совпадает с осью опоры, расчет начинают с подбора такого очертания фундамента, которое отвечало бы указанному требованию.

При наличии постоянных сил, равных по величине и расположенных симметрично относительно оси быка, эта часть расчета отпадает.

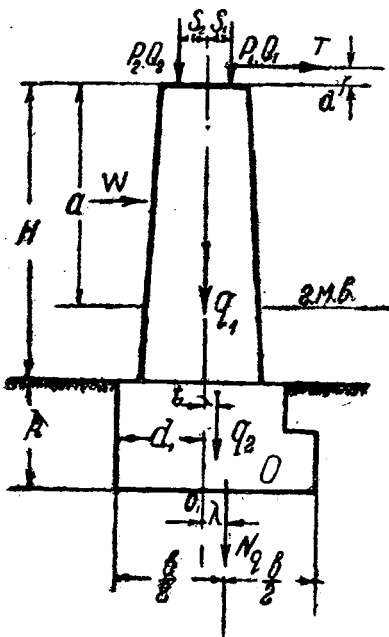
В качестве наиболее общего случая рассмотрим схему расчета опоры, поддерживающей пролетные строения разной величины. При этом примем наиболее распространенный вариант расположения опорных частей, когда на быке одно из пролетных строений имеет неподвижные опорные части, а другое—подвижные (в продольном направлении).

Схема опоры и действующие на нее усилия показаны на фиг. 40.

Известными из расчета пролетного строения силами являются: опорные давления от постоянной нагрузки опирающихся на бык пролетных строений Q_1 и Q_2 , опорные

¹ По Техническим Условиям НКПС при учете основных и дополнительных сил допускаемое давление на грунт разрешается повышать на 20%.

реакции от временной нагрузки P_1 и P_2 . В данном случае предполагается, что больший пролет расположен справа, т. е. $Q_1 > Q_2$ и $P_1 > P_2$. Кроме того, известна величина



Фиг. 40.

тормозной силы и продольно направленного ветра, передающегося с пролетного строения.

Эти силы на фиг. 40 обозначены общим индексом T , так как всегда следует принимать их направление одинаковым.

Размеры опоры назначаем эскизно, руководствуясь соображениями, изложенными выше, и подсчитываем вес тела быка и вес фундамента.

Для того чтобы убедиться достаточно ли близко совпадает положение равнодействующей постоянных сил с центром тяжести подошвы фундамента O , напишем выражение для момента этих сил относительно точки O_1 , лежащей на оси опоры

$$M_{O_1} = Q_1 s_1 - Q_2 s_2 + q_2 t.$$

Сумма нормальных сил $N_q = Q_1 + Q_2 + q_1 + q_2$.

Расстояние от точки O_1 , до равнодействующей постоянных сил $\lambda = \frac{M_{O_1}}{N_q}$.

Следует стремиться к тому, чтобы линия действия равнодействующей постоянных сил N_q делила пополам ширину подошвы фундамента.

Надо учитывать при проектировании быков рассматриваемого типа, что эксцентриситета от постоянных опорных давлений можно избежать, задав расстояния точек приложения реакций на бык до оси его (s_1 и s_2) обратно пропорциональными величинам постоянных давлений Q_1 и Q_2 , т. е. удовлетворив условие $Q_1 s_1 = Q_2 s_2$. В этом случае от постоянных сил бык будет работать на центральное сжатие

и не будет требоваться одностороннего развития фундамента. Отпадает также приведенная первая часть расчета.

Далее необходимо произвести проверку напряжений в сечениях опоры от невыгодной комбинации основных и дополнительных сил.

Рассмотрим схему определения напряжений для сечения по подошве фундамента.

Указать заранее, какое положение временной нагрузки может вызвать наиболее неблагоприятную картину распределения напряжений, не представляется возможным.

Поэтому приходится рассмотреть возможные положения временной нагрузки и убедиться в том, что ни при каком из них в рассматриваемом сечении опоры не возникает напряжений, превышающих допустимые.

1. При размещении временной нагрузки на обоих пролетах будем иметь максимальную величину вертикальной нагрузки. При определении в этом случае напряжений от действия основных и дополнительных сил направление сил T и W следует принимать в сторону отклонения равнодействующей основных сил.

а) Проверка на действие основных сил.

Действующими силами являются: опорные давления P_1, Q_1, P_2, Q_2 , вес опоры q_1 и вес фундамента q_2 .

Для определения положения равнодействующей этих сил напомним выражение для момента этих сил относительно любой точки, лежащей в плоскости рассматриваемого сечения, например, относительно точки O_1

$$M_{O_1} = (P_1 + Q_1)s_1 - (P_2 + Q_2)s_2 + q_2 t.$$

Сумма вертикальных сил $N = P_1 + P_2 + Q_1 + Q_2 + q_1 + q_2$.

Расстояние до точки приложения равнодействующей от точки O_1

$$\lambda_1 = \frac{M_{O_1}}{N}.$$

Эксцентриситет (расстояние равнодействующей от центра тяжести сечения)

$$e = \frac{b}{2} - d_1 - \lambda_1.$$

Размер d_1 — указан на фиг. 40. Эксцентриситет для сечения по подошве фундамента не должен превышать величины $\frac{b}{6}$ (см. § 1).

Напряжения в сечении (предполагается прямоугольник):

$$\sigma = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right).$$

б) Проверка на действие основных и дополнительных сил.

В этом случае добавляются тормозная сила и действие ветра на пролетное строение T и давление ветра на опору W .

Для определения равнодействующей всех сил можно воспользоваться написанным ранее выражением момента для основных сил, прибавив момент от дополнительных сил.

Относительно той же точки O_1 момент всех сил

$$\begin{aligned} M'_{O_1} &= M_{O_1} + T(d + H + h) + W \left(H + h - \frac{a}{2} \right) = \\ &= (P_1 + Q_1)s_1 - (P_2 + Q_2)s_2 + q_2t + T(d + H + h) + \\ &\quad + W \left(H + h - \frac{a}{2} \right). \end{aligned}$$

Сумма вертикальных сил

$$N = P_1 + P_2 + Q_1 + Q_2 + q_1 + q_2.$$

Расстояние до точки приложения равнодействующей от точки O_1

$$\lambda_1' = \frac{M'_{O_1}}{N}.$$

Эксцентриситет $e' = \frac{b}{2} - d_1 - \lambda_1'$.

Напряжения в сечении

$$\sigma' = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e'}{b} \right).$$

Напряжения в этом случае могут быть повышены в соответствии с указаниями Т. У.

2. При размещении временной нагрузки только на правом пролете сумма вертикальных сил будет меньше, но зато значительно увеличится эксцентриситет. Этот вариант размещения временной нагрузки нередко дает более неблагоприятный результат, нежели загрузка обоих пролетов.

Сумма моментов основных сил

$$M_{O_1} = (Q_1 + P_1)s_1 - Q_2s_2 + q_2t.$$

Сумма вертикальных сил

$$N = Q_1 + P_1 + Q_2 + q_1 + q_2,$$

$$\lambda = \frac{M_{O_1}}{N}.$$

Эксцентриситет $e = \frac{b}{2} - d_1 - \lambda$, напряжения

$$\sigma = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right).$$

При учете и дополнительных сил

$$M'_{O_1} = (Q_1 + P_1)s_1 - Q_2s_2 + q_2t + T(d + H + h) + \\ + W \left(H + h - \frac{a}{2} \right),$$

$$N' = Q_1 + Q_2 + P_1 + q_1 + q_2.$$

Эксцентриситет $\lambda' = \frac{M'_{O_1}}{N'}$.

Напряжения определяются попережнему.

3. При сильном развитии опоры в сторону наибольших давлений может оказаться неблагоприятным размещение временной нагрузки только на левом пролете. Поэтому надлежит произвести проверку напряжений и для этого случая. Схема проверки остается та же, что и в предыдущих вариантах загрузки.

Основными силами здесь будут Q_1, P_2, Q_2, q_1, q_2 .

Дополнительные силы могут значительно отличаться от тех, которые принимались выше. Так, если под левым пролетным строением назначены подвижные опорные части, то тормозная сила и давление ветра от пролетного строения должны быть подсчитаны с учетом примечания к § 447 Технических Условий НКПС. Если опорные части неподвижны, то силу T следует направить в сторону левого пролета, а величину ее исчислить, исходя из того, что она будет передаваться от левого пролетного строения.

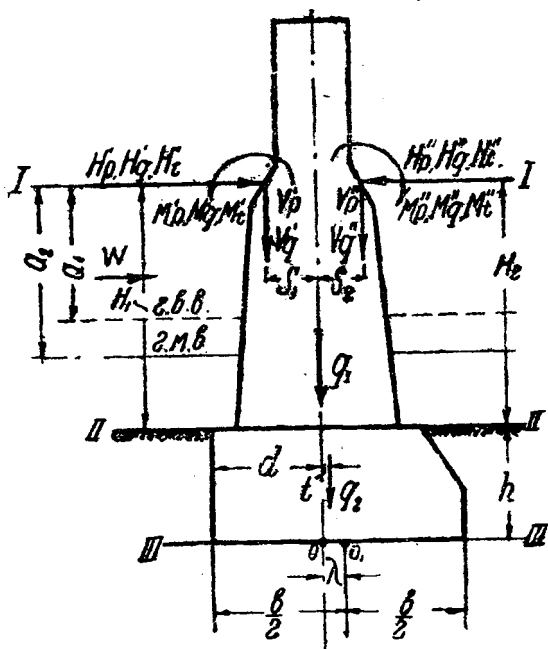
Давление ветра на бык W по величине останется тем же, изменится его направление на обратное.

Проверку напряжений в сечениях опоры по направлению поперек моста следует производить так же, как это было указано для быков под неразрезные или консольные балки.

РАСЧЕТ БЫКОВ АРОЧНЫХ МОСТОВ

Арочные пролетные строения передают на опоры, помимо вертикальных давлений, значительные горизонтальные силы. Так как к быку примыкают два пролетных строе-

ния, распоры от постоянной нагрузки на них, в ряде случаев, могут быть уравновешены, и горизонтальной равнодействующей не будет. Но временная нагрузка может находиться лишь на одном из пролетов, и поэтому от нее



Фиг. 41.

всегда возможен односторонний распор. Наличие горизонтальных сил вносит существенную разницу в условия работы быков арочных и балочных мостов.

Общая схема опоры и действующих на нее усилий представлена на фиг. 41.

Основными силами являются: распоры от постоянной и временной нагрузок от левого пролета H_q' и H_p' и от правого пролета H_q'' и H_p'' ; вертикальные давления от постоянной и временной нагрузок от левого пролета V_q' и V_p' и от правого пролета V_q'' и V_p'' , изгибающие моменты в пятах от постоянной и временной нагрузок на левом пролете M_q' и M_p' и на правом пролете M_q'' и M_p'' (для мостов с шарнирами в пятах эти усилия равны нулю); вес тела быка q_1 и вес фундамента q_2 .

Из дополнительных сил могут иметь место: распоры от изменения температуры H'_t и H''_t — соответственно от левого и от правого пролетов, изгибающие моменты от изменений температуры M'_t и M''_t и давление ветра на боковую поверхность быка W . Распоры от температуры при увеличении ее направлены так, как указано на фиг. 41. При учете уменьшения температуры направление распора от этого воздействия будет обратным. Для мостов с пролетными строениями из бетона или железобетона распор от уменьшения температуры суммируется с усилиями от усадки бетона, которые также считаются дополнительными. Усилия от усадки обычно принимаются эквивалентными уменьшению температуры на определенное количество градусов, согласно указаниям Технических Условий.

Распоры от постоянной нагрузки с обоих пролетов обычно стремятся уравновесить подбором соответствующего отношения стрелок и пролетов или увеличением постоянной нагрузки на свод с меньшим пролетом и уменьшением ее на свод с большим пролетом. Однако не всегда удается достичь равенства этих распоров. В рассматриваемом примере, как наиболее общий, взят случай, когда распоры от постоянной нагрузки неравны. Дальнейшие рассуждения будут вестись в предположении, что слева к быку примыкает больший пролет. Также для общности своды предположены бесшарнирными.

Из стремления добиться наиболее равномерного распределения давлений на грунт по подошве фундамента, в случае неравенства распоров от постоянной нагрузки, фундаменту придают такое очертание, чтобы кривая давления от постоянных сил проходила возможно ближе к центру тяжести подошвы.

С этой проверки и начинается расчет. Задавшись эскизными размерами опоры и фундамента (по данным практики или соображениям, указанным в § 13), подсчитывают вес тела быка и фундамента. Далее определяют положение равнодействующей постоянных сил приемом, описанным выше.

В данном случае момент, например, относительно точки O , лежащей в плоскости подошвы, на оси быка

$$M_q = H'_q (H_1 + h) - H''_q (H_2 + h) + q_2 t - V'_q s_1 + \\ + V''_q s_2 + M''_q - M'_q.$$

Сумма нормальных сил

$$N_q = V'_q + V''_q + q_1 + q_2.$$

Расстояние от точки O до кривой давления

$$\lambda_g = \frac{M_g}{N_g}.$$

Нужно стремиться, чтобы получившаяся таким образом точка O_1 приложения равнодействующей в сечении делила пополам ширину подошвы.

Подобрав очертание быка и фундамента, путем последовательных приближений, удовлетворяющее более или менее близко указанному требованию, приступают к проверке напряжений от основных и дополнительных сил. (В случае равенства распоров от постоянной нагрузки эта часть расчета отпадает).

При проверке напряжений надлежит рассмотреть возможные случаи положения временной нагрузки, чтобы убедиться, что ни при каком из них не возникает в сечениях опоры недопустимых напряжений.

Как известно, расчетные усилия от временной нагрузки: распор, вертикальная реакция и момент в пяте имеют свое максимальное значение при разных схемах загрузки. Вводить при расчете опоры максимальные значения этих усилий нельзя, так как практически невозможен такой случай положения нагрузки на пролете, при котором имел бы место сразу максимум всех трех усилий. Следует, поэтому, поставить нагрузку на максимум какого-то одного усилия, и, определив при этой схеме загрузки остальные, учесть эту комбинацию усилий при расчете опоры. При загрузке временной нагрузкой обоих пролетов, примыкающих к быку, всегда невыгоднейшие результаты дает расстановка грузов на максимум вертикальной реакции. При загрузке одного из пролетов, как правило, наиболее опасным является размещение нагрузки на максимум распора. Однако, в некоторых случаях, при одностороннем загрузке, может быть более невыгодной расстановка и на максимум вертикальной реакции. Поэтому, при подробных расчетах следует выяснить положение при загрузке одного пролета на максимум распора с учетом соответствующих опорной реакции и момента, а затем на максимум опорной реакции с учетом соответствующих распора и момента.

Загрузка на максимум момента в пяте обычно не является невыгодным.

Ниже написаны расчетные формулы для сечения подошвы быка при загрузке временной нагрузкой обоих пролетов и каждого в отдельности. При подстановке в эти

выражения числовых значений усилий необходимо учитывать только что приведенные соображения.

1. Временная нагрузка расположена на обоих пролетах

Действующие основные силы: а) все перечисленные выше постоянные усилия, б) распоры от временной нагрузки с обоих пролетов H_p' и H_p'' , в) вертикальные давления от временной нагрузки V_p' и V_p'' , г) моменты от временной нагрузки M_p' и M_p'' (для сводов с шарнирами они равны нулю).

Для сечения по подошве фундамента момент действующих сил относительно точки O

$$M_1 = M_q + H_p'(H_1 + h) - H_p''(H_2 + h) + V_p''s_2 - V_p's_1 + M_p'' - M_p'.$$

Здесь M_q — момент от постоянных сил относительно той же точки, подсчитанный выше.

Сумма нормальных сил: $N_1 = N_q + V_p' + V_p''$.

N_q — сумма постоянных вертикальных сил.

Расстояние до равнодействующей от точки O :

$$\lambda_1 = \frac{M_1}{N_1}.$$

Эксцентриситет (по фиг. 41)

$$e_1 = \frac{b}{2} - d - \lambda_1.$$

$$\text{Напряжения } \sigma_1 = \frac{N_1}{F} \left(1 \pm \frac{6e_1}{b} \right).$$

2. Временная нагрузка расположена на левом пролете

В этом случае действуют основные силы, перечисленные в п. 1 за исключением H_p'' , V_p'' и M_p'' .

Для сечения по подошве момент относительно O :

$$M_2 = M_q + H_p'(H_1 + h) - V_p's_1 - M_p'.$$

Сумма нормальных сил $N_2 = N_q + V_p'$

$$\lambda_2 = \frac{M_2}{N_2}.$$

Эксцентриситет и напряжения определяются, как указано выше.

3. Временная нагрузка расположена на правом пролете

При таком размещении нагрузки действуют основные силы, перечисленные в п. 1 за исключением H_p' , V_p' и M_p' .

Момент относительно O для сечения по подошве

$$M_s = M_q - H_p''(H_2 + h) + V_p''s_2 + M_p''.$$

Сумма нормальных сил $N_s + N_q + V_p''$.

Эксцентриситет и напряжения определяются, как указано выше.

4. Проверка на действие основных и дополнительных сил

Эту проверку следует произвести для одной из рассмотренных выше схем расположения временной нагрузки, именно для той, которая дает наиболее неблагоприятный результат в данном сечении опоры.

При этом проверка должна быть проведена как на случай повышения температуры, так и на случай понижения ее с учетом усадки бетона (в железобетонных и бетонных мостах). Нужно иметь в виду, что повышение температуры дает более неблагоприятную картину распределения напряжений по сечению при одной из схем загрузки временной нагрузкой, а понижение температуры — при другой.

Все зависит от соотношения расчетных усилий и обычно расчет, проведенный только на основные силы, дает право делать выводы о том, как необходимо учитывать дополнительные силы, чтобы получить наиболее невыгодное положение.

Направление действия ветра на боковую поверхность опоры следует принимать в сторону наибольшего распора от действия температуры.

Вообще в сомнительных случаях, когда наглядно не видно, какое расположение дополнительных сил будет самым неблагоприятным, необходимо проверить напряжения на повышение и на понижение температуры с учетом действия ветра в сторону наибольшего распора от температуры при всех указанных выше схемах расположения временной нагрузки.

Проверка на действие основных и дополнительных сил производится тем же порядком, который применялся выше.

Например, для случая, указанного на фиг. 41, проверку сечения по подошве при учете понижения температуры

с усадкой надлежит произвести следующим образом. Предположим, что равнодействующая распоров от понижения температуры и усадки с обоих пролетов направлена в сторону правого пролета. В эту же сторону следует принять направленным давление ветра. Временную нагрузку следует разместить при этом только на левом пролете.

Тогда момент действующих сил относительно O

$$M_4 = M_2 - H'_i (H_1 + h) - M'_i + M''_i + \\ + H''_i (H_2 + h) + W \left(H + h - \frac{a}{2} \right);$$

$$N_4 = N_2; \quad \lambda_4 = \frac{M_4}{N_4}.$$

Здесь M_2 и N_2 — момент относительно точки O и нормальная сила для случая загрузки временной нагрузкой, рассмотренного в п. 2.

Эксцентриситет и напряжения определяются попережно.

Таким порядком надлежит при расчете быка рассмотреть все сечения опоры, соответствующие переломам профиля ее.

В примере, изображенном на фиг. 41, следует произвести проверку напряжений в следующих сечениях:

- 1) сечение I—I, соответствующее низу пят арок,
- 2) сечение II—II—по обрезу фундамента,
- 3) сечение III—III—по подошве фундамента.

5. Кроме проверки напряжений, необходимо произвести также проверку устойчивости быка на сдвиг. Эту проверку производят на невыгоднейшую комбинацию горизонтальных сил, при наименьшей величине вертикального давления. Для этой проверки учитывают также взвешивающее действие воды, в виде гидростатического давления на подошву. Величина этого давления, направленного вверх, устанавливается в соответствии с указаниями § 2.

При отсутствии уверенности в явной невыгодности одной из схем загрузки временной нагрузкой при проверке на сдвиг эту проверку надо произвести при действии основных и дополнительных сил для всех возможных положений временной нагрузки.

Для примера предположим, что для быка по фиг. 41 самым невыгодным в смысле устойчивости на сдвиг будет положение, когда временная нагрузка находится на правом пролете и при этом имеет место повышение температуры. Направление ветра в таком случае следует принять

обратным указанному на фиг. 41, т. е. действующим в сторону большего пролета.

Тогда сдвигающая сила

$$S = H_q'' + H_t'' + W + H_p'' - H_q' - H_t'.$$

Сумма вертикальных сил

$$N_s = V_q' + V_q'' + V_p'' + q_1 + q_2 - G.$$

Здесь G —потеря в весе части быка, находящейся в воде

$$G = F(H + h - a) \mu.$$

В приведенном выражении, написанном с запасом (не учтено давление воды и грунта сверху на обрезы):

F —площадь подошвы фундамента,

$(H + h - a)$ —расстояние от горизонта высокой воды до подошвы,

μ —коэффициент смачивания.

Коэффициент устойчивости опоры на сдвиг

$$k = \frac{fN_s}{S}.$$

Здесь f —коэффициент трения материала фундамента по основанию. Коэффициент k должен быть не меньше указанного Техническими Условиями.

В случае устройства фундамента на свайном основании при бетонном ростверке проверку можно производить по той же схеме, принимая условно, что сдвиг происходит по грунту, но при более высоком коэффициенте трения f , учитывая наличие свай. В этом случае можно принимать $f = 0,5$.

Помимо указанных проверок, надлежит выяснить напряжения в сечениях опоры и устойчивость на сдвиг в условиях производства работ. Принято производить проверку на односторонний распор от действия только веса арок или свода, так как практически может иметь место неодновременное бетонирование обоих пролетов, примыкающих к быку. Кроме того, должна быть произведена проверка с учетом принятого порядка раскружализания.

В многопролетных арочных мостах, учитывая возможность разрушения одного из пролетов, принято через несколько пролетов устраивать бык, который может воспринять постоянную нагрузку от одного из опирающихся на него пролетных строений при отсутствии другого.

В указанных случаях Техническими Условиями разрешается принимать повышенные допускаемые напряжения и пониженный коэффициент устойчивости на сдвиг. Общая схема проверки остается такой же, как указано выше.

РАСЧЕТ УСТОЕВ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Устои балочных мостов воспринимают вертикальные давления от веса пролетного строения и временной нагрузки, а также распор от насыпи, примыкающей к мосту.

На фиг. 42 представлена схема устоя с обратными стенками и действующие на устой силы.

Так же, как во всех опорах, работающих на внецентренное сжатие, очертание опоры должно быть задано таким, чтобы кривая давлений от постоянных сил проходила по возможности ближе к середине подошвы фундамента.

Постоянными силами в данном случае являются: опорное давление от веса пролетного строения Q , вес устоя q_1 , q_2 , q_3 и давление грунта насыпи E .

При определении распора от грунта насыпи E по Техническим Условиям НКПС (§ 27) следует принимать угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$ и $\varphi = 50^\circ$ в зависимости от того, что является более невыгодным при данной схеме загрузки. Расчетная высота насыпи H устанавливается в соответствии с требованиями § 505 Технических Условий НКПС. Для устоев с глубиной заложения фундаментов менее 5 м величина H учитывается до подошвы фундамента. При глубине заложения более 5 м величина H устанавливается в зависимости от качеств грунта (подробности см. в § 505 Технических Условий НКПС).

В отношении сказанного Технические Условия Гушосдора никаких указаний не дают. Повидимому, следует принимать во внимание приведенные требования Технических Условий НКПС.

Помимо пожелания о том, чтобы равнодействующая постоянных сил проходила ближе к середине подошвы, Технические Условия НКПС требуют (§ 482), чтобы в устоях мостов всех систем давления на грунт от постоянных сил по передней грани устоя при учете $\varphi = 30^\circ$ были бы равны давлениям на грунт по задней грани устоя при $\varphi = 50^\circ$.

Задав очертание устоя на основании данных практики или соображений, приведенных в § 13, следует провести первый этап расчета—выяснить насколько близко проходит кривая давлений постоянных сил от середины подошвы фундамента и проверить равенство величины давлений на грунт по переднему и заднему ребру, при учете распора грунта соответственно с $\varphi = 30^\circ$ и $\varphi = 50^\circ$.

Взяв момент постоянных сил относительно любой точки, находящейся в плоскости подошвы, например, относительно точки O , будем иметь

$$M_o = a_1 q_1 + a_2 q_2 + a_3 q_3 + Q a_r + E_1 (c_1 + h).$$

Активное давление грунта E_1 и плечо распора определяются для высоты насыпи H согласно указаниям § 505 Технических Условий НКПС.

Сумма вертикальных сил $N_q = Q + q_1 + q_2 + q_3$.

Расстояние до кривой давления от точки O

$$\lambda = \frac{M_q}{N_q}$$

Желательно при этом, чтобы эксцентриситет был небольшим.

Задачу о подборе профиля опоры, удовлетворяющего этому требованию, приходится решать путем последовательных приближений.

По установлении надлежащего профиля опоры, при действии только постоянных сил, надлежит произвести проверки напряжений в сечениях опоры от действия основных сил и суммы основных и дополнительных сил.

К основным силам, в данном случае, будут относиться перечисленные выше постоянные нагрузки, опорное давление от временной нагрузки, находящейся на пролетном строении (P) и распор грунта, вызывающийся временной нагрузкой, расположенной на призме обрушения насыпи. Из дополнительных в устоях балочных мостов могут иметь место лишь тормозная сила и давление продольно направленного ветра, передающееся с пролетного строения на опору. Эти дополнительные силы, обозначены на фиг. 42 индексом T . Действие этих сил следует принимать направленным так, чтобы, суммируясь с распором от насыпи, они создавали наиболее неблагоприятное положение для устоя.

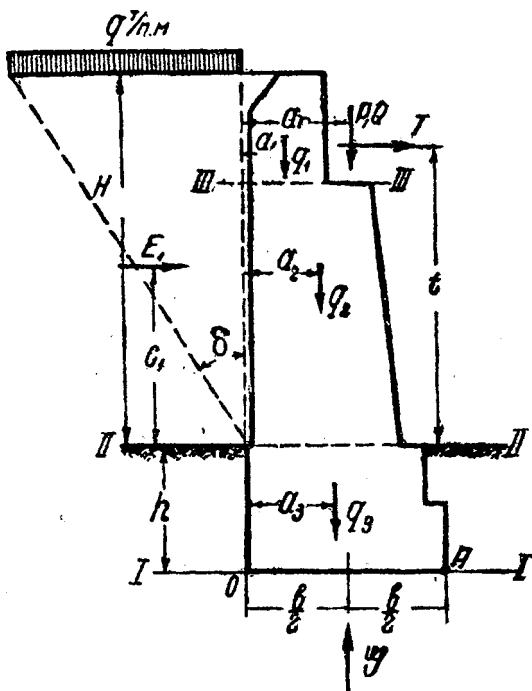
При определении напряжений от всех действующих сил необходимо рассмотреть возможные случаи положения временной нагрузки. Этими возможными положениями будут следующие:

1. Временная нагрузка находится на пролетном строении.

При такой схеме загрузки будут действовать все приведенные на фиг. 42 силы и будет иметь место наибольшая величина вертикального давления. Распор грунта E учитывается при $\varphi = 30^\circ$, если линия действия опорных давлений проходит правее середины подошвы по фиг. 42. В противном случае следует учитывать распор с $\varphi = 50^\circ$.

Проверка напряжений производится по применявшейся ранее схеме. Для выяснения положения равнодействующей

всех сил в данном сечении следует взять момент этих сил относительно точки, лежащей в плоскости сечения.



Фиг. 42.

Для сечения по подошве фундамента, например, момент относительно точки O от основных сил

$$M_1 = M_q + Pa_r .$$

Сумма вертикальных сил $N_1 = N_q + P$.

Здесь M_q и N_q соответственно момент относительно O постоянных сил и сумма вертикальных постоянных сил, которые были определены выше при подборе очертания фундамента.

После этого $\lambda_1 = \frac{M_1}{N_1}$ и эксцентриситет

$$e = \lambda_1 - \frac{b}{2} .$$

Напряжения от основных сил

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right).$$

Для определения напряжений от действия основных и дополнительных сил, в случае наличия их, имеем

$$M_1' = M_1 + T(t + h); \quad N_1' = N_1; \quad \lambda_1' = \frac{M_1'}{N_1};$$

$$e_1' = \lambda_1' - \frac{b}{2}.$$

$$\text{Напряжения } \sigma_1' = \frac{N_1}{F} \left(1 \pm \frac{6e_1'}{b} \right).$$

2. Временная нагрузка находится на призме обрушения.

При этой схеме загрузения будет иметь место наибольшая горизонтальная сила.

Распор грунта насыпи определяется, как и в предыдущих случаях, для высоты H при $\varphi = 30^\circ$, но с учетом равномерно распределенной нагрузки, расположенной на призме обрушения.

Величина этой нагрузки устанавливается следующим образом:

В мостах под железную дорогу нагрузка q по фиг. 42 на 1 пог. м ширины устоя (поперек моста) определяется с учетом распространения давления в теле насыпи, согласно указаниям §§ 34 и 32 Технических Условий НКПС.

В мостах под автогужевую дорогу эту нагрузку можно высчитать, поставив по ширине призмы максимально возможное количество рядов грузовиков. Равномерная нагрузка, приходящаяся на всю ширину устоя, получается делением веса всех грузовиков, размещенных на призме, на длину ее.

Распор от насыпи с нагрузкой на ней и плечо распора определяются согласно указаниям § 2, а для мостов под железную дорогу, с учетом требований § 34 Технических Условий НКПС.

При проверке по этой схеме загрузения временная нагрузка на пролетном строении предполагается отсутствующей.

Если, для данного случая, распор насыпи с временной нагрузкой на призме обрушения будет иметь величину E_2 и плечо c_2 , то сумма моментов для сечения по подошве относительно точки O

$$M_2 = a_1 q_1 + a_2 q_2 + a_3 q_3 + Q a_r + E_2 (c_2 + h).$$

Сумма нормальных сил $N_2 = N_q$.

$$\lambda_2 = \frac{M_2}{N_q}; \text{ эксцентриситет } e_2 = \lambda_2 - \frac{b}{2}.$$

$$\text{Напряжения } \sigma_2 = \frac{N_q}{F} \left(1 \pm \frac{6e_2}{b} \right).$$

3. Временная нагрузка находится и на пролетном строении и на призме обрушения.

Не всегда такая схема загрузки дает самые неблагоприятные результаты. Однако в ряде случаев при такой схеме могут иметь место наибольшие напряжения в сечениях опоры.

Для этой схемы, в сечении по подошве, например, момент относительно O

$$M_3 = M_2 + Pa,$$

$$N_3 = N_1; \quad \lambda = \frac{M_3}{N_1}.$$

Эксцентриситет и напряжения определяются попрежнему.

Далее необходимо проверить напряжения при действии основных и дополнительных сил. Надлежит рассмотреть следующие положения:

1) временная нагрузка на пролете. Действует тормозная сила и продольный ветер в сторону русла. Распор насыпи учитывается при $\varphi = 30^\circ$;

2) временная нагрузка на пролете. Действует тормозная сила и продольный ветер в сторону берега. Распор насыпи учитывается при $\varphi = 50^\circ$;

3) временная нагрузка на призме обрушения. Распор насыпи учитывается при $\varphi = 30^\circ$. По Техническим Условиям НКПС следует учитывать тормозную силу от поезда на насыпи—в сторону русла.

Порядок расчета—при указанных схемах—прежний.

Пользуясь указанными схемами загрузки, необходимо проверить напряжения во всех опасных сечениях опоры.

Опасными сечениями являются все места перелома профиля опоры и, например, для случая, представленного на фиг. 42, проверку напряжений следовало бы произвести для сечений:

1) I—I—по подошве фундамента,

2) II—II—по обрезу фундамента,

3) III—III—в уровне подферменной площадки.

Для сечения III—III следует пользоваться только схемой размещения временной нагрузки на призме обрушения.

Далее необходимо произвести проверку устойчивости опоры на сдвиг и опрокидывание.

Сдвигающей силой будет являться максимальный распор от грунта насыпи. Он определяется при наличии временной нагрузки на призме обрушения.

Кроме того, учитываются тормозная сила T_1 от грузов, расположенных на призме обрушения, и продольный ветер в сторону русла. Таким образом, сдвигающая сила

$$S = E_2 + T_1 + W.$$

Сдвигу от действия этих сил препятствуют силы трения между подошвой фундамента и основанием. Нормальная сила, вызывающая трение,

$$N = q_1 + q_2 + q_3 + Q - G.$$

Здесь G —взвешивающее действие воды, если оно может проявляться в данном случае.

Если коэффициент трения подошвы фундамента по основанию f , то коэффициент устойчивости опоры на сдвиг

$$k_1 = \frac{Nf}{S}.$$

При этой проверке, конечно, не следует учитывать временную нагрузку на пролете, так как в этом случае увеличивается сила N и получается не самое благоприятное положение для опоры.

Если фундамент опирается на свайное основание, при проверке на сдвиг можно пользоваться указаниями § 6.

При проверке на опрокидывание вокруг переднего ребра (A по фиг. 42), надлежит пользоваться тем же значением распора грунта E_2 , которое определено для проверки на сдвиг.

Момент, опрокидывающий опору вокруг ребра A ,

$$M_{\text{опр}} = E_2(c_2 + h) + T_1(h + H) + W(h + t).$$

Удерживающий момент равен моменту постоянных сил относительно A

$$M_{\text{уд}} = q_1(b - a_1) + q_2(b - a_2) + q_3(b - a_3) + Q(b - a).$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_2 = \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{опр}}}.$$

При проверке на опрокидывание опор, расположенных на свайных основаниях, работа свай на выдергивание не

учитывается, за исключением случаев применения железобетонных свай, надежно связанных с телом опоры на возможность восприятия растягивающих усилий. В этом последнем случае проверка для выяснения величины растягивающих напряжений в сечениях кладки особенно важна.

Кроме перечисленных проверок напряжений и устойчивости на сдвиг и опрокидывание, в условиях эксплуатации сооружения, необходимо произвести проверки опоры на устойчивость ее в условиях производства работ. Так, если пролетное строение будет поставлено на опоры после отсыпки насыпи за устоем, то практически может иметь место период, когда устой должен будет воспринимать распор насыпи, не испытывая опорной реакции от веса пролетного строения (Q). Устойчивость на сдвиг и опрокидывание может оказаться при этом недостаточной. Может быть и наоборот, когда пролетное строение будет установлено до отсыпки насыпи. Тогда устой, сильно развитый в сторону реки (см., например, фиг. 30), может опрокинуться к берегу.

Здесь необходимо проверить опрокидывание вокруг заднего ребра подошвы фундамента при отсутствии давления насыпи.

При проверке на производственные условия, согласно Техническим Условиям, разрешается допустить повышенные напряжения и пониженные коэффициенты устойчивости на сдвиг и опрокидывание.

РАСЧЕТ УСТОЕВ АРОЧНЫХ МОСТОВ

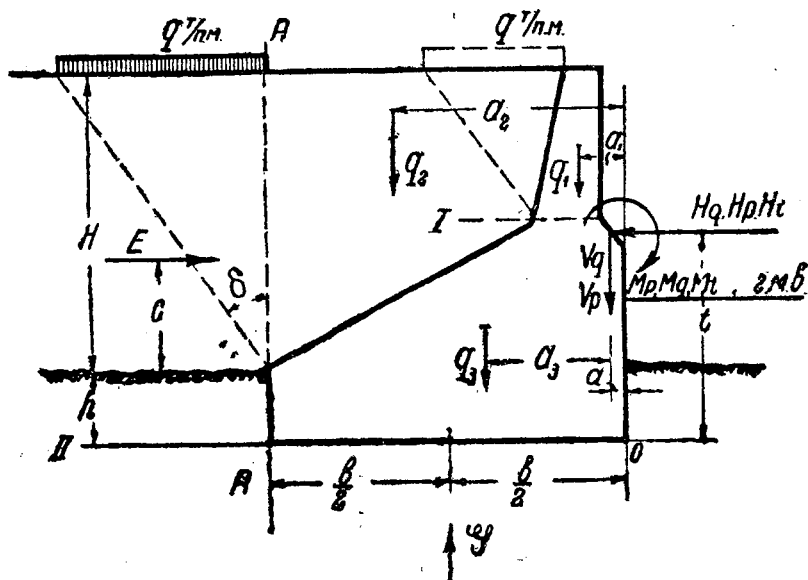
На устои арочных мостов со стороны пролетного строения действуют те же силы, что были указаны при описании расчета быков арочных мостов. В отношении сил, действующих со стороны берега, устои арочных мостов находятся в том же положении, что и устои балочных мостов.

Распор от пролетного строения обычно значительно превышает по величине распор от грунта насыпи, поэтому из стремления расположить материал устоя, следуя, примерно, очертанию кривой давления, придают устоям арочных мостов форму, вытянутую в направлении берега (фиг. 43).

Но необходимо иметь в виду случай, когда распор от грунта может превышать распор от пролетного строения. Это положение будет иметь место в легком мосту с небольшими береговыми пролетами при высокой насыпи.

Очертание устоя тогда будет иметь иной характер, чем указано на фиг. 43.

На фиг. 43 представлена схема устоя и показаны силы, действующие на устой (пролетное строение предположено для общности бесшарнирным).



Фиг. 43.

Очертание и размеры устоя эскизно задаются, руководствуясь данными практики, а также соображениями, приведенными в §§ 3 и 13.

Так же, как и в предыдущих случаях, следует подобрать такое очертание устоя, чтобы кривая давления от постоянных сил прошла возможно близко к центру тяжести подошвы и давления на грунт по передней и задней граням соответственно при $\varphi = 30^\circ$ и $\varphi = 50^\circ$ были бы равны.

Постоянными силами в данном случае являются: вес частей устоя q_1 и q_3 , вес засыпки над устоем и вес обратных стенок q_2 , распор и вертикальное давление от пролетного строения H_q и V_q , момент в пяте свода M_q , распор грунта насыпи E_1 , который определяется для высоты насыпи по указаниям § 7.

Положение равнодействующей определяется обычным порядком. Момент постоянных сил относительно точки O , лежащей в плоскости подошвы,

$$M_O = H_q t + V_q a \pm M_q + q_1 a_1 + q_2 a_2 + q_3 a_3 - E_1 (c + h).$$

Момент M_q в этом выражении для общности показан с двумя знаками. Вообще следует учитывать фактическое направление момента.

$$\text{Сумма нормальных сил } N_q = V_q + q_1 + q_2 + q_3.$$

Расстояние до равнодействующей от точки O

$$\lambda = \frac{M_O}{N_q}.$$

$$\text{Эксцентриситет } e = \lambda - \frac{b}{2}.$$

Желательно, чтобы эксцентриситет e был возможно меньше.

После подбора очертания устоя, удовлетворяющего этому требованию, следует приступить к проверке напряжений в сечениях его при невыгодном размещении временной нагрузки. Здесь приходится обычно рассматривать следующие случаи:

1. Временная нагрузка находится на пролетном строении.

В этом случае имеем наибольшую величину распора в сторону берега. Из основных сил действуют все перечисленные выше постоянные силы и затем распор от временной нагрузки H_p , момент от временной нагрузки M_p , вертикальная реакция V_p . Распор грунта насыпи E определяется при $\varphi = 50^\circ$.

Для сечения по подошве момент относительно точки O

$$M_1 = M_O + H_p t + V_p a \pm M_p.$$

$$\text{Сумма нормальных сил } N_1 = N_q + V_p.$$

M_q и N_q определены ранее.

Положение равнодействующей относительно точки O

$$\lambda_1 = \frac{M_1}{N_1}.$$

$$\text{Эксцентриситет } e_1 = \lambda_1 - \frac{b}{2}.$$

$$\text{Напряжения } \sigma_1 = \frac{N_1}{F} \left(1 \pm \frac{6e_1}{b} \right).$$

В отношении загрузки временной нагрузкой пролетного строения для рассматриваемого случая необходимо

учитывать соображения, приведенные в § 6. Именно: усилия от временной нагрузки (распор, вертикальная реакция, момент) должны быть определены при одном и том же расположении грузов. Так как не всегда ясно, на максимум какого усилия надо разместить нагрузку, следует проверить напряжения при учете максимального распора с соответствующими этому максимуму вертикальной реакцией и моментом, а затем при учете максимальной вертикальной реакции с соответствующими распором и моментом. Производить определение напряжений при загрузении на максимальный момент нет надобности, так как в обычных условиях такое загрузение не является невыгодным.

В написанном выше выражении для M_1 момент M_p показан с двумя знаками. Знак в действительности следует ставить фактический: тот, который будет иметь место при расположении грузов на пролете на максимум распора или на максимум вертикальной реакции.

При определении напряжений в сечениях от действия основных и дополнительных сил надлежит рассмотреть случай повышения температуры.

При этом, учитывая повышение температуры, следует вводить распор грунта насыпи с $\varphi = 50^\circ$.

Общее выражение для момента действующих сил относительно точки O будет

$$M_1' = M_1 + H_t t + M_t,$$

$$N_1' = N_1; \quad \lambda_1' = \frac{M_1'}{N_1}.$$

M_1 и N_1 определены выше.

Эксцентриситет и напряжения определяются попрежнему.

При подробном расчете устоя учет дополнительных сил необходимо производить при всех схемах загрузения пролетного строения. Таким образом, если учесть все возможные варианты действия основных и дополнительных сил при расположении временной нагрузки на бесшарнирном пролетном строении, то приходится производить для каждого сечения определение напряжений от следующих комбинаций:

1) Временная нагрузка размещена так, что возникает максимальный распор, а вертикальная реакция и момент учитываются получающиеся при этом размещении грузов. Дополнительные силы не учитываются. Распор насыпи определяется при $\varphi = 50^\circ$. Напряжения не должны превосходить допускаемых.

2) Временная нагрузка размещена так, что возникает максимальная вертикальная реакция; распор и момент в пяте, учитываются получающиеся при этом размещении грузов. Дополнительные силы не учитываются, напряжения не должны превосходить нормальных допускаемых. Распор насыпи попрежнему при $\varphi = 50^\circ$.

3) Временная нагрузка размещена так, как указано в п. 1. Учитывается при этом повышение температуры. Напряжения допускаются повышенные. Грунт насыпи имеет $\varphi = 50^\circ$.

4) Временная нагрузка размещена по п. 2, учитывается воздействие температуры, дающее момент того же знака, который вызывает временная нагрузка.

При наличии шарниров в пятах требуются те же проверки. Разница в написании выражений для моментов будет заключаться лишь в том, что в них не будут входить величины M_q , M_p и M_t , в виду того, что для сводов с шарнирами они равны нулю.

Нужно заметить, что вообще можно избежать необходимости выяснения невыгодной схемы расположения нагрузки на пролете (максимум распора и максимум вертикальной реакции), воспользовавшись линией влияния ядровых моментов для любого сечения устоя. В практике редко пользуются этой возможностью, но в ряде случаев она может быть полезной.

Идея построения линии влияния ядровых моментов от временной нагрузки указана в книге Каменцева и Дучинского „Бесшарнирные арочные мосты“. Следует иметь в виду, что затрата времени на построение линий влияния ядровых моментов в известной степени компенсируется уменьшением количества проверок при расчете устоя.

2. Временная нагрузка находится на призме обрушения.

В этом случае устой может испытывать большой распор в сторону реки. Временной нагрузкой при проверке сечения I—I надлежит загружать призму, показанную на фиг. 43 штрих-пунктиром. При проверке сечения II—II, как указывалось в § 2, предполагается что распор грунта передается на плоскость А—А, и поэтому надлежит загружать экипажами призму, очерченную пунктиром. Величина нагрузки q определяется так же, как это было указано при расчете устоев балочных мостов (§ 7). Распор E_2 от грунта с равномерной нагрузкой q определяется для высоты насыпи H по указаниям § 2, при $\varphi = 30^\circ$.

Для этого случая загрузки уравнение моментов основных сил относительно точки O

$$M_2 = q_1 a_1 + q_2 a_2 + q_3 a_3 + V_q a + H_q t \pm M_q - E_2 (c_1 + h).$$

Сумма вертикальных сил $N_2 = N_q$.

Расстояние от точки O до равнодействующей

$$\lambda_2 = \frac{M_2}{N_2}.$$

Эксцентриситет $e_2 = \lambda_2 - \frac{b}{2}$.

Напряжения $\sigma_2 = \frac{N_q}{F} \left(1 \pm \frac{6e_2}{b} \right)$.

При проверке на основные и дополнительные силы наиболее невыгодным будет являться учет понижения температуры с усадкой в случае бетонных и железобетонных пролетных строений.

Выражение для момента в этом случае относительно O

$$M_2' = M_2 - H_t t - M_t.$$

Сумма нормальных сил остается той же, т. е. $N_2' = N_q$.

Расстояние до равнодействующей

$$\lambda_2' = \frac{M_2'}{N_q}.$$

Эксцентриситет и напряжения высчитываются попрежнему.

После проверки таким порядком напряжений в сечениях опоры, соответствующих перелому профиля, необходимо убедиться в устойчивости опоры на сдвиг.

Обычно устой стремится сдвигаться в сторону берега, но в сомнительных случаях надо проверить устойчивость на сдвиг в сторону реки.

1. Сдвиг в сторону берега.

Временную нагрузку надлежит расположить только на пролетном строении и притом так, чтобы получить максимальный распор. Кроме того, необходимо учесть повышение температуры.

Сдвигающая сила

$$H_{\text{сдв}} = H_q + H_p + H_t - E_1.$$

Удерживающей силой является трение подошвы фундамента по основанию $T = Nf$. (Распор E_1 определяется при $\varphi = 50^\circ$).

Здесь сумма вертикальных сил

$$N = V_q + V_p + q_1 + q_2 + q_3 - G.$$

G — взвешивающее давление воды, оно учитывается в тех случаях, когда действительно может проявляться.
Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k_1 = \frac{Nf}{H_{\text{сдв}}}.$$

2. Сдвиг в сторону реки.

Временная нагрузка располагается только на призме обрушения, при этом учитывается понижение температуры и усадка бетона. Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 30^\circ$. Распор от насыпи подсчитывается для полной высоты от бровки полотна до подошвы фундамента с учетом равномерно распределенной нагрузки q (выражение для распора, в этом случае написано в описании расчета устоя балочного моста).

Сдвигающая сила $H_{\text{сдв}} = H_t + E_2 - H_q$.

Сумма вертикальных сил

$$N = V_q + q_1 + q_2 + q_3 - G.$$

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k_2 = \frac{Nf}{H_{\text{сдв}}}.$$

Как указывалось выше (§§ 6, 7) и здесь необходимо произвести проверки на сдвиг, учитывая условия производства работ.

Может иметь место случай, когда устой будет испытывать односторонний распор от насыпи, пока не будет возведено пролетное строение. Редко, но также возможно, что насыпь не будет отсыпана полностью, а пролетное строение будет передавать распор на устой.

Подробности указаны в §§ 6 и 7. Порядок определения устойчивости тот же.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА РЯЖЕВЫХ ОПОР

Размеры ряжевых опор задаются обычно конструктивно из соображений общей устойчивости опоры. Эти размеры бывают настолько большими, что преимущественное значение имеет собственный вес опоры и, таким образом, влияние эксцентриситетов по подошве от нецентрального действия на опору временной нагрузки оказывается незначительным.

По существующим правилам, для промежуточных опор ширина ряжа (размер вдоль моста) по подошве должна составлять не менее $\frac{1}{3}$ высоты и не менее 1,5 м.

Как известно, ряж представляет собою сруб из бревен, имеющий продольные и поперечные стенки, и дно, которым он опирается на грунт. Для обеспечения устойчивости ряж загружается камнем. Стены ряжей в настоящее время рубят „в лапу“ с плотной притеской венцов друг к другу. Ряжи, в которых венцы срублены с просветами, дают слишком большую осадку из-за обмятия бревен, и потому рекомендоваться не могут.

Все усилия от пролетного строения передаются исключительно через стенки ряжей. Со стенок через дно ряжа нагрузки переходят на грунт. В зависимости от качеств грунта дно имеет более или менее солидную конструкцию. При слабых грунтах дно делается сплошным из бревен. В другом крайнем случае—при скалистых грунтах, дна вообще может не быть, давления будут передаваться грунту непосредственно стенками. Стенки ряжей, таким образом, работают на смятие поперек волокон, чем и объясняются значительные осадки ряжей, причем они тем больше, чем больше напряжения смятия, т. е. в ряжах, срубленных с зазорами между венцами. Каменное заполнение, во всех случаях, участия в передаче давлений от пролетного строения не принимает.

Принципиально, приемы проверки размеров ряжей остаются те же, что и изложенные в предыдущих параграфах для массивных опор.

При определении давлений на грунт объемный вес ряжа вместе с заполнением принимается равным 2000—2250 кг/м³.¹

При определении устойчивости ряжей учитывается потеря веса в воде и, в запас прочности, обычно, принимается объемный вес 900—1000 кг/м³.¹

Учитывая, что в виду неровностей основания, ряж не всей своей площадью может опираться на грунт, принято вводить в расчет уменьшенную, именно $\frac{2}{3}$ фактической площади по подошве. При этом размеры ряжей должны быть назначены так, чтобы при невыгоднейших положениях нагрузки не было больших эксцентриситетов по подошве. Повидимому, не следует допускать эксцентриситеты больше $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{8}$ ширины подошвы. При определении напряжений от неравномерного сжатия необходимо вводить уменьшенный момент инерции по подошве из тех же

¹ Данные взяты из книги Н. И. Хомутиникова „Деревянные мосты“.

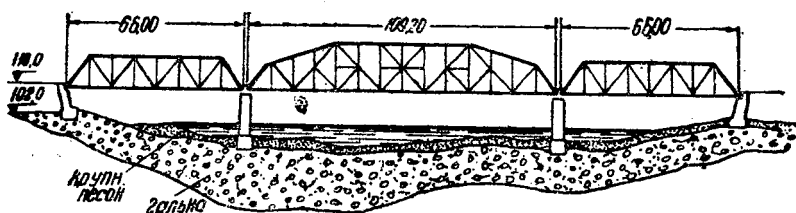
соображений, которыми мотивируется введение уменьшенной площади. Следует уменьшить фактический момент инерции по подошве введением коэффициента 0,7—0,8.

При расчете ряжей проверке подлежат: 1) величина давления на грунт по подошве ряжа, 2) напряжения смятия поперек волокон в стенках ряжа по подошве и в местах изменения профиля ряжа, 3) размеры сечения дна ряжа и 4) устойчивость на сдвиг при наличии горизонтальных сил.

Схемы действующих на ряж сил зависят от конструкции пролетного строения (системы с распором и системы безраспорные) и вида опоры (бык, устой). Они во всем аналогичны разобранным выше для разных видов опор.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ОПОР БАЛОЧНОГО МОСТА

Схема моста приведена на фиг. 44. Отверстие перекрыто типовыми металлическими фермами с ездой по низу под один железнодорожный путь. Опоры—бетонные.



Фиг. 44.

Расчет произведен в соответствии с Техническими Условиями НКПС 1938 г. под нагрузку Н-7.

Грунты основания допускают давление: 1) крупный плотный песок— $3,5 \text{ кг/см}^2$, 2) галька средней плотности— $5,00 \text{ кг/см}^2$.

Характер напластования указан на фиг. 44.

Грунт насыпи имеет объемный вес $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$. Угол внутреннего трения грунта насыпи принимается равным 30° или 50° в зависимости от того, что является более невыгодным при рассматриваемой комбинации нагрузок.

Расчетные нагрузки на опоры от пролетного строения приведены в табл. 1.

Таблица 1.

Расчетные нагрузки от пролетных строений (с обеих ферм)

№№ по порядку	Нагрузка	Крайний пролет	Средний пролет
1	Опорное давление от постоянной нагрузки	$Q_1 = 131,6 \text{ т}$	$Q_2 = 303,8 \text{ т}$
2	Опорное давление от временной нагрузки при загрузении пролета $l_1 = 66,0$	$P_1 = 341,8 \text{ т}$	—
3	Опорное давление от временной нагрузки при загрузении пролета $l_2 = 109,2 \text{ м}$	—	$P_2 = 505,2 \text{ т}$
4	Опорные давления от временной нагрузки при загрузении обоих пролетов	$P_1' = 252,0 \text{ т}$	$P_2' = 417,0 \text{ т}$
5	Тормозная сила при загрузении данного пролета	$T_1 = 59,5 \text{ т}$	$T_2 = 91,0 \text{ т}$
6	Продольно направленный ветер от пролетного строения	$W_1 = 20,0 \text{ т}$	$W_2 = 41,0 \text{ т}$

1. Расчет быка. Вертикальный разрез и план быка приведены на фиг. 45.

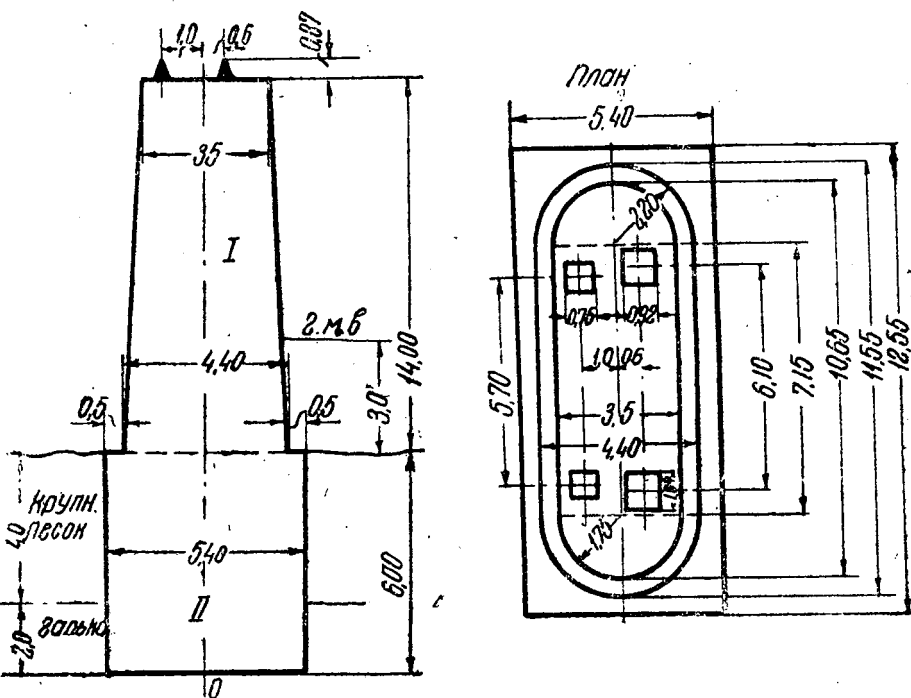
Пролетное строение $L = 66,0 \text{ м}$ опирается на бык через продольно подвижные опорные части, а пролетное строение с $L = 109,20 \text{ м}$ — через продольно неподвижные. В виду значительной разницы в величине опорных давлений опорные части размещены несимметрично относительно вертикальной оси быка с тем, чтобы добиться совпадения равнодействующей постоянных сил с серединой подошвы фундамента.

Подошва фундамента закладывается в слое гальки на глубине $6,0 \text{ м}$ от уровня дна.

Глубина воды в районе опоры 3 м . Допускаемое давление на слой гальки — 5 кг/см^2 . В связи с тем, что подошва фундамента заглублена в грунт более чем на 3 м , а также грунт покрыт слоем воды, расчетное допускаемое давление можно увеличить согласно указаниям § 471 Технических Условий НКПС.

$$\sigma_h = \sigma_0 + kg(h_{гр} - 3,0) + 0,1h_B = 5,0 + 0,25 \times 1,8 \times 3,0 + 0,1 \times 3,0 = 6,5 \text{ кг/см}^3.$$

Для подсчета собственного веса опора разбита на два участка, указанные на фиг. 45.



Фиг. 45.

Вес тела быка (участок 1) складывается из призматической части и усеченного конуса, образованного закруглениями на корме и на носу быка.

Вес части I:

$$q_1 = 2,20 \left[\frac{3,50 + 4,40}{2} \times 14,0 \times 7,15 + \frac{3,14}{3} \times (2,2^2 + 2,2 \times 1,75 + 1,75^2) 14,0 \right] = 1252,0 \text{ т.}$$

Здесь объем конической части вычислен по формуле

$$v = \frac{\pi h}{3} (R^2 + Rr + r^2).$$

Вес участка II:

$$q_2 = 5,40 \times 12,55 \times 6,0 \times 2,20 = 895 \text{ т.}$$

Общий вес опоры $q = 1252,0 + 895,0 = 2147,0 \text{ т.}$

Момент постоянных сил относительно точки O , лежащей в плоскости подошвы (фиг. 45) вычислен в табл. 2.

Таблица 2

Сумма моментов постоянных сил

№ п/п.	Название сил	Обозначен. сил	Величина сил т	Плечо относ. O м	Момент относ. O т·м
1	Вес быка	q	2147,0	0	0
2	Опорная реакция от левого пролета	Q_1	131,6	-1,0	-131,6
3	Опорная реакция от правого пролета	Q_2	303,8	0,60	182,0
Сумма . . .		$N_q = 2582,4$		$M_q = + 50,4$	

Эксцентриситет равнодействующей постоянных сил

$$a_q = \frac{50,4}{2582,4} = 0,019 \text{ м.}$$

Практически такой величиной эксцентриситета можно пренебречь.

Давление на грунт по подошве от постоянной нагрузки

$$\sigma = \frac{2582,4}{5,4 \times 12,55} = 38,1 \text{ т/м}^2 = 3,81 \text{ кг/см}^2.$$

Далее определяются напряжения по подошве от постоянной нагрузки совместно с временной, располагающейся на пролетах в разных комбинациях.

а) Временная нагрузка находится на обоих пролетах. Сумма моментов всех сил относительно O .

$$M_1 = M_q - P_1'c_1 + P_2'c_2 = 54,0 - 252,0 \times 1,0 + 417,0 \times 0,6 = 54,0 \text{ т·м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N_1 = 2582,4 + 252,0 + 417,0 = 3251,4 \text{ т.}$$

Эксцентриситет

$$a_1 = \frac{54,0}{3251,4} = 0,016 \text{ м.}$$

В виду незначительности эксцентриситета напряжения можно определить, не учитывая момент

$$\sigma = \frac{3251,4}{5,4 \times 12,55} = 48,0 \text{ т/м}^2 = 4,8 \text{ кг/см}^2.$$

б) Временная нагрузка на левом пролете. Сумма моментов

$$M_2 = 54,0 - 341,8 \times 1,0 = -291,4 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N_2 = 2582,4 + 341,8 = 2924,2 \text{ т}$$

Эксцентриситет

$$a_2 = \frac{291,4}{2924,2} = \approx 0,1 \text{ м.}$$

Напряжения

$$\sigma = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6a_2}{b} \right) = \frac{2924,2}{5,4 \times 12,55} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,1}{5,4} \right).$$

$$\sigma_{\max} = 43,2 \times 1,11 = 48,0 \text{ т/м}^2 = 4,8 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_{\min} = 43,2 \times 0,89 = 38,5 \text{ т/м}^2 = 3,85 \text{ кг/см}^2.$$

в) Временная нагрузка на правом пролете.

Сумма моментов

$$M_3 = 50,4 + 505,2 \times 0,6 = 50,4 + 303,1 = 353,5 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N_3 = 2582,4 + 505,2 = 3087,6 \text{ т.}$$

Эксцентриситет $a_3 = \frac{353,5}{3087,6} = 0,114 \text{ м.}$

Напряжения:

$$\sigma_{\max} = \frac{3087,6}{5,4 \times 12,55} \left(1 + \frac{6 \times 0,114}{5,4} \right) = 51,5 \text{ т/м}^2 = 5,15 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3087,6}{5,4 \times 12,55} \left(1 - \frac{6 \times 0,114}{5,4} \right) = 39,7 \text{ т/м}^2 = 3,97 \text{ кг/см}^2.$$

г) Временная нагрузка на правом пролете. Учитывается тормозная сила и продольно направленный ветер.

Приведенное в таблице 1 значение опорной реакции $P_2 = 505,2 \text{ т}$ высчитано в предположении, что поезд движется справа налево по фиг. 44. Тормозная сила в этом случае будет направлена по движению поезда.

Давление ветра с пролетного строения и на боковую поверхность опоры учитывается в том же направлении.

Величина ветровой нагрузки на боковую поверхность быка

$$W_0 = 0,125 \times 11,0 \times \frac{10,65 + 11,35}{2} = 15,1 \text{ т.}$$

Плечо этого давления относительно подошвы приближенно

$$w = \frac{11,0}{2} + 9,0 = 14,5 \text{ м.}$$

Момент действующих сил относительно O

$$M_4 = 50,4 + 505,2 \times 0,6 - (91,0 + 41,0) 20,87 - 15,1 \times 14,5 = -2625,5 \text{ т}\cdot\text{м.}$$

Сумма вертикальных сил $N_4 = N_3 = 3087,6 \text{ т}$.

В написанном выражении для M_4 моменты от постоянных нагрузок и временной вертикальной входят со знаком плюс, а моменты от дополнительных сил—со знаком минус. Очевидно, более неблагоприятным будет положение, когда момент от дополнительных сил будет того же знака, что и основных. Если, поэтому, предположить, что поезд движется слева направо, то наибольшая реакция от временной нагрузки на рассматриваемый бык будет $P_2'' = 413,0 \text{ т}$. Тормозная сила и продольный ветер те же, что и выше.

Момент действующих сил относительно O в этом случае:

$$M_4' = 50,4 + 413,0 \times 0,6 + (91,0 + 41,0) 20,87 + 15,1 \times 14,5 = 3279,4 \text{ т}\cdot\text{м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N_4' = 2582,4 + 413,0 = 2995,4 \text{ т}\cdot\text{м.}$$

Таким образом, этот последний случай более невыгоден, так как момент получился больше, а сумма вертикальных сил меньше.

Сумма горизонтальных сил $H_1 = 91,0 + 41,0 + 15,1 = 147,1 \text{ т}$.

Напряжения по подошве определяются с учетом упругой заделки фундамента в грунте, так как глубина заложения подошвы более 5,0 м. Расчет, в этом предположении, производится по указаниям Технических Условий НКПС (приложение 9).

Для возможности воспользоваться таблицами, приведенными в Технических Условиях, подсчитываем коэффициенты.

$$\lambda = \frac{\Sigma M}{\Sigma H_1} = \frac{3279,4}{147,1} = 22,25.$$

$$e = \frac{\lambda}{h} = \frac{22,25}{6,0} = 3,71.$$

$$k = \frac{b}{h} = \frac{5,40}{6,0} = 0,90.$$

По вычисленным величинам и определяется из таблиц Технических Условий коэффициент $\psi = 0,62$.

После этого напряжения по подошве

$$\sigma = \frac{N_4'}{F} \pm \psi \frac{M_4'}{W}.$$

Площадь подошвы $F = 5,4 \times 12,55 = 67,7 \text{ м}^2$.

Момент сопротивления сечения по подошве

$$W = \frac{12,55 \times 5,4^2}{6} = 61,0 \text{ м}^3.$$

Максимальные напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{2995,4}{67,7} + \frac{3279,4}{61,0} 0,62 = 77,4 \text{ т/м}^2 = \\ &= 7,74 \text{ кг/см}^2 > 6,5 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

Минимальные напряжения

$$\sigma_{\min} = \frac{2995,4}{67,7} - \frac{3279,4}{61,0} 0,62 = 10,8 \text{ т/м}^2 = 1,08 \text{ кг/см}^2.$$

Максимальные напряжения превышают допускаемые, подсчитанные выше ($6,5 \text{ кг/см}^2$) на 19%. Согласно § 472 Технических Условий НКПС допускаемые давления на грунт при учете основных и дополнительных сил могут быть повышены на 20%.

д) Временная нагрузка на левом пролете. Учитывается тормозная сила и продольно направленный ветер.

Движение поезда, при определении приведенного в табл. 1 опорного давления $P_1 = 341,8 \text{ т}$, предполагалось слева направо.

Однако, учет дополнительных сил будет наиболее невыгоден, если они будут направлены в сторону меньшего пролета, т. е. при движении поезда справа налево. В этом случае опорное давление при загрузке меньшего пролета $P_1'' = 253,2 \text{ т}$.

Так как левое пролетное строение опирается на бык через продольно подвижные опорные части, продольное усилие от пролетного строения принимается по указаниям § 477 Технических Условий НКПС.

Момент действующих сил относительно O

$$M_5 = 50,4 - 253,2 \times 1,0 - (0,25 \times 59,5 + 41,0) 20,87 - 15,1 \times \\ \times 14,5 = -1590,8 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил $N_5 = 2582,4 + 253,2 = 2835,6 \text{ т}$.
Сумма горизонтальных сил $H_2 = 0,25 \times 59,5 + 41,0 + 15,1 = 71,0 \text{ т}$.

Попрежнему подсчитываются коэффициенты

$$\lambda = \frac{M_5}{H_2} = \frac{1590,8}{71,0} = 22,4; \quad e = \frac{\lambda}{h} = \frac{22,4}{6,0} = 3,74;$$
$$k = \frac{b}{h} = \frac{5,40}{6,0} = 0,90.$$

По таблице Технических Условий коэффициент $\phi = 0,62$.
Максимальные напряжения по подошве

$$\sigma_{\max} = \frac{2835,5}{67,7} + 0,62 \frac{1590,8}{61,0} = 58,2 \text{ т/м}^2.$$

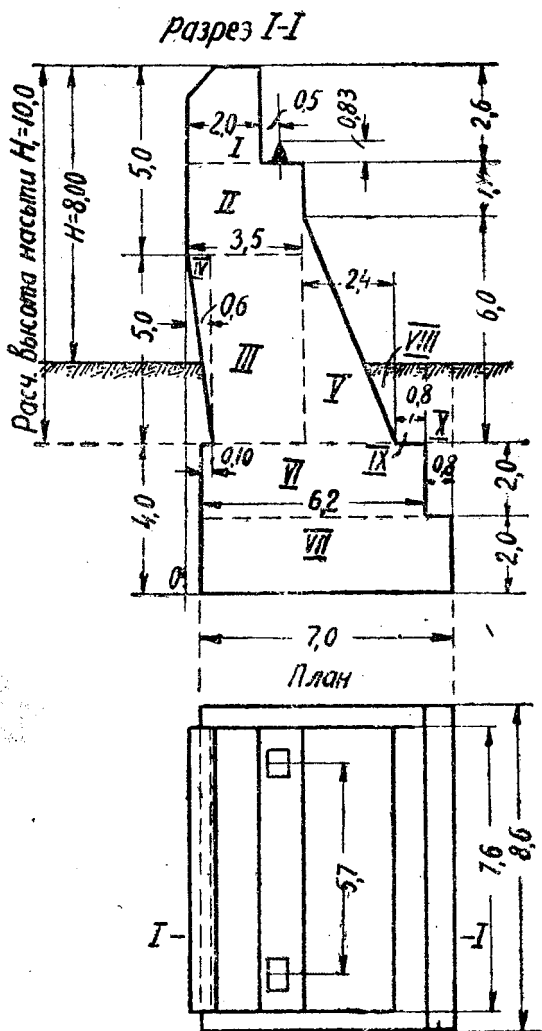
Минимальные напряжения

$$\sigma_{\min} = \frac{2835,6}{67,7} - 0,62 \frac{1590,8}{61,0} = 26,2 \text{ т/м}^2.$$

В заключение расчета необходимо проверить напряжения по приведенным схемам загрузки, в сечении по обрезу фундамента.

2. Расчет устоя. Вертикальный разрез и план устоя приведены на фиг. 46 (устой предположен с откосными крыльями). Размеры устоя получены путем пробного подбора.

На устой опирается пролетное строение пролетом 66,0 м
 через продольно неподвижные опорные части.



Фиг. 46.

Высота насыпи $H = 8,0$ м. Фундамент опоры закладывается от поверхности естественного грунта на глубину $h = 6,0$ м в слое крупного гравелистого песка средней плотности с допускаемым давлением $3,5$ кг/см².

Допускаемое давление на этот грунт на глубине 6,00 м
 $\sigma_h = 3,5 + 1,8 \times 3,0 \times 0,25 = 4,7 \text{ кг/см}^2$.

Величины опорных давлений от пролетного строения берутся из табл. 1 настоящего параграфа.

Для подсчета веса устоя разбит на 7 элементарных участков, показанных пунктиром на фиг. 46. Подсчет веса частей устоя и определение моментов этих частей относительно точки O произведены в табл. 3.

Расчетная высота насыпи при определении бокового давления грунта принята в соответствии с указаниями § 505 Технических Условий НКПС.

Так как в данном случае глубина заложения фундамента $h = 6,0 \text{ м}$ и грунт песчаный, расчетная высота насыпи $H_{\text{расч}} = H + 0,25H = 8,0 + 0,25 \times 8,0 = 10,0 \text{ м}$.

Боковое давление грунта подсчитывается для углов внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$ и $\varphi = 50^\circ$, причем в дальнейшем расчете учитывается величина распора, дающая совместно с другими нагрузками наиболее выгодное положение (§ 27 Технических Условий НКПС).

В обоих случаях объемный вес грунта насыпи принят равным $1,8 \text{ т/м}^3$.

Распор от грунта при $\varphi = 30^\circ$ и $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma H^2_{\text{расч}} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) l = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^3.$$

$$\operatorname{tg}^2 30^\circ \times 7,6 = 0,9 \times 100 \times 0,333 \times 7,6 = 228,0 \text{ т}.$$

Здесь $l = 7,6 \text{ м}$ — размер устоя поперек моста.

Распор от грунта при $\varphi = 50^\circ$ и $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$:

$$E_2 = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 10,0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{50^\circ}{2} \right) l =$$

$$= 0,9 \times 100 \times 0,132 \times 7,6 = 90,3 \text{ т}.$$

В обоих случаях плечо распора грунта относительно расчетной отметки низа насыпи

$$\underline{h} = \frac{10,0}{3} = 3,33 \text{ м}$$

и расстояние от равнодействующей распора до точки O , относительно которой составляются уравнения моментов,

$$e = 3,33 + 4,00 = 7,33 \text{ м}.$$

Таблица 3

Подсчет веса устоя и моментов частей его относительно O

Элементы устоя	Размеры частей устоя m	Объем частей устоя m^3	Объемный вес t/m^3	Вес частей устоя t	Плечо частей устоя относ. O m	Момент относительно O $t \cdot m$
I	$2,0 \times 2,6 \times 7,6 \dots$	38,50	2,20	84,70	1,00	84,70
II	$3,5 \times 2,4 \times 7,6 \dots$	63,80	2,20	140,50	1,75	246,00
III	$2,9 \times 5,0 \times 7,6 \dots$	110,00	2,20	242,00	2,05	497,00
IV	$0,5 \times 0,6 \times 5,0 \times 7,6$	11,40	2,20	25,10	0,40	10,00
V	$0,5 \times 2,4 \times 6,0 \times 7,6$	54,70	2,20	120,30	4,30	517,50
VI	$6,2 \times 2,0 \times 8,6 \dots$	106,70	2,20	235,00	3,60	846,00
VII	$7,0 \times 2,0 \times 8,6 \dots$	120,40	2,20	266,00	4,00	1059,00
VIII	$0,5 \times 2,0 \times 0,8 \times 8,6$	6,9	1,8	12,40	5,64	70,00
IX	$2,6 \times 0,8 \times 8,6 \dots$	13,8	1,8	24,90	6,30	157,00
X	$4,0 \times 0,8 \times 8,6 \dots$	27,50	1,8	49,50	7,10	351,00
Сумма . . .				1200,40		3838,20

Расстояние до равнодействующей веса устоя от точки O

$$r = \frac{3838,20}{1200,4} = 3,20 \text{ м.}$$

Равнодействующая веса не выходит даже из пределов ядра сечения, следовательно, опора будет устойчива на опрокидывание при отсутствии насыпи и пролетного строения.

По Техническим Условиям НКПС (§ 482) требуется подобрать такие размеры и форму устоя, чтобы при максимальном распоре грунта на устоях (при $\varphi = 30^\circ$) давления на грунт по передней грани устоя были бы равны давлениям на грунт по задней грани устоя при минимальном распоре ($\varphi = 50^\circ$). Поэтому ниже приводится проверка давлений на грунт от постоянных нагрузок при двух указанных предположениях.

а) Действуют постоянные нагрузки. Учитывается распор грунта при $\varphi = 30^\circ$.

Момент действующих сил относительно O .

$$M_q' = 3838,20 + 228,0 \times 7,33 + 131,6 \times 2,5 = 5839,20 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил

$$N_q = 1200,40 + 131,6 = 1332,0 \text{ т}.$$

Расстояние до равнодействующей от точки O :

$$a = \frac{5839,2}{1332,0} = 4,38 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda = 4,38 - 4,00 = 0,38 \text{ м}$ (к руслу).

Давления на грунт

$$\sigma_{\max} = \frac{1332,0}{7,0 \times 8,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,38}{7,0} \right) = 29,4 \text{ т/м}^2 = 2,94 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1332,0}{7,0 \times 8,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,38}{7,0} \right) = 14,9 \text{ т/м}^2 = 1,49 \text{ кг/см}^2.$$

б) Действуют постоянные нагрузки. Учитывается распор грунта при $\varphi = 50^\circ$.

Момент действующих сил относительно O

$$M_q'' = 3838,20 + 90,3 \times 7,33 + 131,6 \times 2,5 = 4830,2 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Сумма вертикальных сил попрежнему $N_q = 1332,0 \text{ т}$.

Расстояние до равнодействующей от точки O :

$$a = \frac{4830,2}{1332,0} = 3,62 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda = 4,00 - 3,62 = 0,38 \text{ м}$ (к берегу).

Величина эксцентриситета в точности совпадает с вычисленной для предыдущего случая, но направлена в другую сторону. Следовательно, с точки зрения § 482 Технических Условий форма устоя подобрана удовлетворительно.

Далее надлежит приступить к проверке давлений на грунт при разных положениях временной нагрузки и дополнительных сил.

в) Временная нагрузка на пролете. Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 30^\circ$. Дополнительные силы не учитываются.

Момент действующих сил относительно O

$$M_1 = M_q' + P_1 p = 5839,2 + 341,8 \times 2,5 = 6694,2 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил

$$N_1 = N_q + P_1 = 1332,0 + 341,8 = 1673,8 \text{ т}.$$

Расстояние до равнодействующей от O

$$a_1 = \frac{6694,2}{1673,8} = 4,0 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda_1 = 0$.

Давление на грунт

$$\sigma = \frac{1673,8}{7,0 \times 8,6} = 27,8 \text{ т/м}^2.$$

г) Временная нагрузка на пролете. Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 50^\circ$. Дополнительные силы не учитываются.

Момент действующих сил относительно O

$$M_2 = M_q'' + P_1 p = 4830,2 + 341,8 \times 2,5 = 5685,2 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил, как и в предыдущем случае,

$$N_2 = N_1 = 1673,8 \text{ т}.$$

Расстояние до равнодействующей от O

$$a_2 = \frac{5685,2}{1673,8} = 3,40 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda_2 = 4,00 - 3,40 = 0,60 \text{ м}$ (к берегу).

Давление на грунт

$$\sigma_{\max} = \frac{1673,8}{7,0 \times 8,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,6}{7,0} \right) = 42,1 \text{ т/м}^2,$$

$$\sigma_{\min} = 13,5 \text{ т/м}^2.$$

д) Временная нагрузка на пролете. Учитывается торозная сила и продольный ветер, направленные к берегу. Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 50^\circ$.

Момент действующих сил относительно O

$$M_3 = M_2 - Tt - Ww = 5685,2 - 59,5 \times 12,23 - 20,0 \times \\ \times 12,23 = 4712,6 \text{ м}\cdot\text{м}.$$

Сумма вертикальных сил $N_3 = N_2 = 1673,8 \text{ т}$.
Расстояние до равнодействующей

$$a_3 = \frac{4712,6}{1673,8} = 2,81 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda_3 = 4,00 - 2,81 = 1,19 \text{ м}$.

Кривая давления на 3 см выходит из средней трети, следовательно, размеры устоя необходимо изменить. Однако, с целью пояснения хода расчета произведем остальные проверки при назначенных на фиг. 46 размерах.

е) Временная нагрузка на пролете. Учитывается тормозная сила и продольный ветер, направленные от берега.

Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 30^\circ$.

Принятое направление тормозной силы предполагает движение поезда в сторону правого берега. При таком расположении нагрузки на пролете опорная реакция от поезда на левой опоре $P = 253,2 \text{ т}$.

Величина тормозной силы и продольного ветра те же, что и в предыдущем случае.

Момент действующих сил относительно O

$$M_4 = M'_q + Pp + Tt + Ww = 5839,2 + 253,2 \times 2,5 + \\ + 59,5 \times 12,23 + 20,0 \times 12,23 = 7443,5 \text{ м}\cdot\text{м}.$$

Сумма вертикальных сил

$$N_4 = 1200,4 + 131,6 + 253,2 = 1585,2 \text{ т}.$$

Расстояние до равнодействующей

$$a_4 = \frac{7443,5}{1585,2} = 4,67 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda_4 = 4,67 - 4,00 = 0,67 \text{ м}$ (к руслу).
Давления на грунт

$$\sigma_{\max} = \frac{1585,2}{7,0 \times 8,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,67}{7,0} \right) = 41,5 \text{ т/м}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1585,2}{7,0 \times 8,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,67}{7,0} \right) = 11,2 \text{ т/м}^2.$$

ж) Временная нагрузка на призме обрушения. Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 30^\circ$. Учитывается продольный ветер от пролетного строения в сторону русла и тормозная сила от грузов на призме обрушения.

Давление от грунта насыпи подсчитано выше и равно $E_1 = 228,0 \text{ т}$. Это давление увеличивается при размещении временной нагрузки на призме обрушения. Горизонтальное давление грунта насыпи от влияния временной нагрузки, а также плечо этого давления подсчитаны с учетом распространения давления в теле насыпи, согласно указаниям §§ 34 и 32 Технических Условий НКПС.

$$E_p = 0,75 \times 7,00 \times 10,0 \times 0,42 \times 0,333 \times 7,6 = 55,8 \text{ т.}$$

Плечо распора $c = 0,62 \times 10,0 = 6,2 \text{ м}$.

Длина призмы обрушения в уровне головки рельса при $\varphi = 30^\circ$: $s = H_{\text{расч.}} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 10,0 \times 0,58 = 5,8 \text{ м}$. Сумма грузов поезда, который может быть размещен на этой длине, $\sum P = 98,0 \text{ т}$. Таким образом, тормозная сила $T = 9,8 \text{ т}$. Она считается приложенной в уровне головки рельса.

Момент действующих сил относительно O

$$M_5 = M_q' + E_p e_p + M_T + Ww = 5839,20 + 55,8 \times (6,2 + 4,0) + 9,8 \times 14,0 + 20,0 \times 12,23 = 6790,8 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Сумма вертикальных сил $N_5 = N_q = 1332,0 \text{ т}$.

Расстояние до равнодействующей

$$a_5 = \frac{6790,8}{1332,0} = 5,10 \text{ м.}$$

Эксцентриситет $\lambda_5 = 5,10 - 4,00 = 1,10 \text{ м}$.

Давления на грунт

$$\sigma_{\max} = \frac{1332,2}{7,0 \times 8,6} \left(1 + \frac{6 \times 1,10}{7,0} \right) = 43,0 \text{ т/м}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1332,2}{7,0 \times 8,6} \left(1 - \frac{6 \times 1,10}{7,0} \right) = 1,25 \text{ т/м}^2.$$

Если при рассматриваемой схеме загрузки не учитывать дополнительных сил, то сумма моментов

$$M_6 = 6409,2 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Расстояние до равнодействующей

$$a_6 = \frac{6409,2}{1332,0} = 4,81 \text{ м.}$$

Эксцентриситет $\lambda_6 = 4,81 - 4,00 = 0,81 \text{ м.}$

Давление на грунт

$$\sigma_{\max} = \frac{1332,2}{7,0 \times 8,6} \left(1 + \frac{0,81 \times 6}{7,0} \right) = 37,6 \text{ т/м}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1332,2}{7,0 \times 8,6} \left(1 - \frac{0,81 \times 6}{7,0} \right) = 6,65 \text{ т/м}^2.$$

Пользуясь имеющимися данными, произведем проверки устойчивости опоры.

Проверка устойчивости опоры на сдвиг производится для случая размещения временной нагрузки на пролете при учете тормозной силы и ветра.

Угол внутреннего трения грунта насыпи $\varphi = 30^\circ$.

Коэффициент трения кладки по грунту $f = 0,40$ (§ 483 Технических Условий).

Сдвигающая сила

$$H_1 = E_1 + T + W = 228,0 + 59,5 + 20,0 = 307,50 \text{ т.}$$

Сумма вертикальных сил, в соответствии с подсчетами в пункте е): $N_4 = 1585,2 \text{ т.}$

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k_1 = \frac{1585,2 \times 0,4}{307,5} = 2,06 > 1,50.$$

При размещении временной нагрузки на призме обрушения и учете продольно направленного ветра и торможения сдвигающая сила

$$H_2 = E_1 + E_p + W + T = 228,0 + 55,8 + 20,0 + 9,8 = 313,6 \text{ т.}$$

Сумма вертикальных сил $N = N_q = 1332,0 \text{ т.}$

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k_2 = \frac{1332,0 \times 0,40}{313,6} = 1,70 > 1,50.$$

Для выяснения условий производства работ производится проверка давления на грунт и устойчивости на сдвиг в предположении отсутствия пролетного строения при отсыпанной насыпи. Угол внутреннего трения грунта на насыпи $\varphi = 30^\circ$.

Момент действующих сил относительно O
 $M = 3838,2 + 228,0 \times 7,33 = 5508,2 \text{ т}\cdot\text{м}$.

Сумма вертикальных сил $N = 1200,4 \text{ т}$.

Расстояние до равнодействующей от O

$$a = \frac{5508,2}{1200,4} = 4,60 \text{ м}$$

Эксцентриситет $\lambda = 4,60 - 4,0 = 0,60 \text{ м}$.

Наибольшее давление на грунт

$$\sigma_{\max} = \frac{1200,4}{7,0 \times 8,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,60}{7,0} \right) = 30,2 \text{ т/м}^2$$

Сдвигающая сила $E = 228,0 \text{ т}$.

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k = \frac{1200,4 \times 0,4}{228,0} = 2,10$$

Устойчивость опоры на опрокидывание проверяется при наличии временной нагрузки на призме обрушения и при учете ветра.

Момент сил, опрокидывающих устой вокруг переднего ребра,

$$M_{\text{опр}} = E_1 e_1 + E_p e_p + W w = 228,0 \times 7,33 + 55,8 \times 10,2 + 20,0 \times 12,33 = 2489 \text{ т}\cdot\text{м}$$

Удерживающий момент равен произведению веса опоры на плечо от переднего ребра

$$M_{\text{уд}} = 1200,4 (7,0 + 0,50 - 3,20) + 131,6 \times 5,0 = 5818,0 \text{ т}\cdot\text{м}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_0 = \frac{5818,0}{2489,0} = 2,34 > 1,50$$

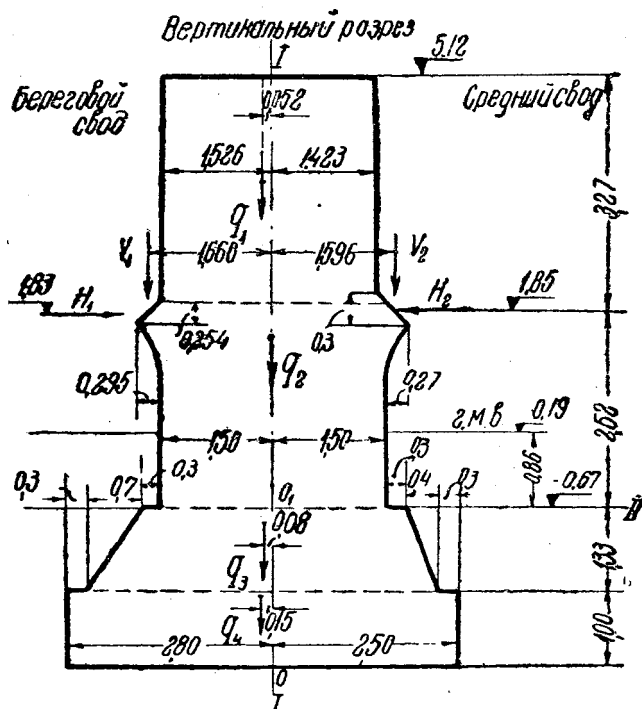
Таким образом, при действии основных сил давления на грунт не превышают допусковых. Однако, проверка на действие основных и дополнительных сил по пункту

„д“ указывает на необходимость изменения размеров опор. Это также желательно и для уменьшения эксцентриситета при действии только постоянных сил.

Далее надлежит произвести подобным же образом проверки напряжений для сечения опоры по обрезу фундамента.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ОПОР АРОЧНОГО МОСТА

Ниже приводятся, в извлечении, расчеты опор трехпролетного железобетонного арочного городского моста.



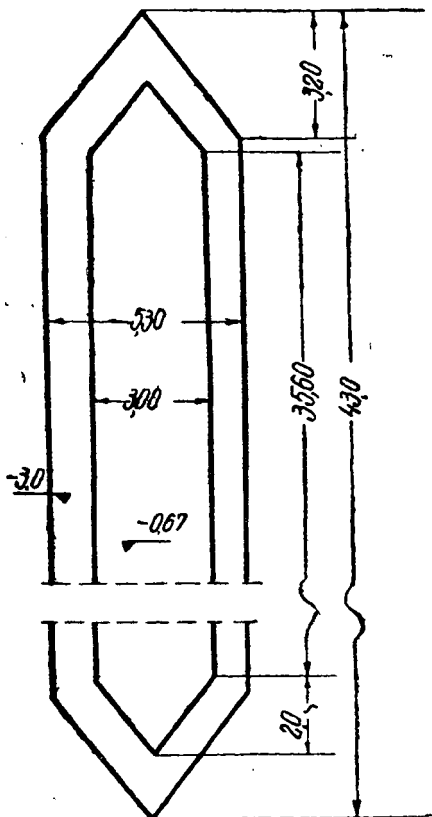
Фиг. 47.

Расчетные пролеты сводов: крайних по 14,03 м, среднего—17,78 м и расчетные стрелки, соответственно, 2,02 м и 2,51 м. Таким образом, пологость крайних сводов

$$\frac{f_1}{l_1} = \frac{2,02}{14,03} = \frac{1}{6,95} \text{ и среднего } \frac{f_2}{l_2} = \frac{2,51}{17,78} = \frac{1}{7,08}.$$

Ширина моста между перилами 36,00 м. Своды двухшарнирные со сплошной забуткой, облицованные по щечковым стенкам гранитом.

План быка на подошве



Фиг. 48.

Мост предназначен под автогужевое движение и трамвай.

Расчетная нагрузка—Н-13 по схеме Гушосдора НКВД, расчетный вес трамвайного вагона 32 т при 4 осях. Толщина сводов назначена одинаковой по всей длине и равной в среднем пролете 0,50 м и в крайних 0,40 м.

Опоры бетонные с гранитной облицовкой.

1. Расчет быка. Вертикальный разрез быка приведен на фиг. 47 и план по подошве фундамента на фиг. 48.

Так как распоры от постоянной нагрузки на пролетном строении не уравновешены, бык несимметричен относительно вертикальной оси.

Точным подсчетом определены веса частей быка, приведенные в табл. 1. При определении положения кривой давления для сечения по подошве учитывалось взвешивающее действие воды. Потеря в весе подводной части кладки учтена по закону Архимеда, уменьшением объемного веса кладки на 1 т/м^3 . В указанной таблице приведены принятые при подсчетах объемные веса материалов и расстояния центров тяжести частей быка от оси I—I, относительно которой подсчитываются моменты для определения положения равнодействующей.

Таблица 1

Вес частей быка и моменты их относительно точки O

Название сил	Объемный вес, принятый при подсчетах	Величина сил в т	Плечо относит. O	Момент относит. O в т·м
q_1	2,37	422,10	0,06	-25,33
q_2	2,37 и 1,20	582,30	0	—
q_3	1,20	256,10	0,08	-20,50
q_4	1,20	254,00	0,15	-38,10
$\Sigma q = 1514,00$			$\Sigma M = -84,00$	

Примечания к таблице 1.

1) Объемный вес кладки выше уровня воды сосчитан с учетом веса облицовки. При объемном весе гранитной облицовки $2,7 \text{ т/м}^3$ было принято, что объем облицовки составляет $\frac{1}{3}$ от объема бетонной кладки, вес которой $2,2 \text{ т/м}^3$. Тогда средний объемный вес

$$\gamma = \frac{2}{3} \times 2,2 + \frac{1}{3} \times 2,7 = 1,47 + 0,90 = 2,37 \text{ т/м}^3.$$

2) При подсчете веса части быка q_2 вес надводной кладки принят $2,37 \text{ т/м}^3$, а вес части от отметки $+0,19$ до отметки $-0,67$ (фиг. 47) принят с учетом взвешивающего действия воды, т. е. для бетонной кладки

$$\gamma = 2,2 - 1,0 = 1,2 \text{ т/м}^3.$$

3) По точным подсчетам и по указанию на фиг. 47 плечо силы q_1 , относительно точки O равно 0,052 м. В расчетах эта цифра округлена до 0,06 м, что и указано в табл. 1.

В табл. 2 приведены реакции на бык от постоянной нагрузки на сводах и усилия от температуры и усадки. При определении усилий от температуры колебание температуры было учтено от $+20^\circ\text{C}$ до -20°C при температуре замыкания свода $+5^\circ\text{C}$.

Влияние усадки бетона учитывалось как дополнительное понижение температуры на 15°C .

Таблица 2

Реакции на бык от постоянной нагрузки на сводах, изменения температуры и усадки бетона

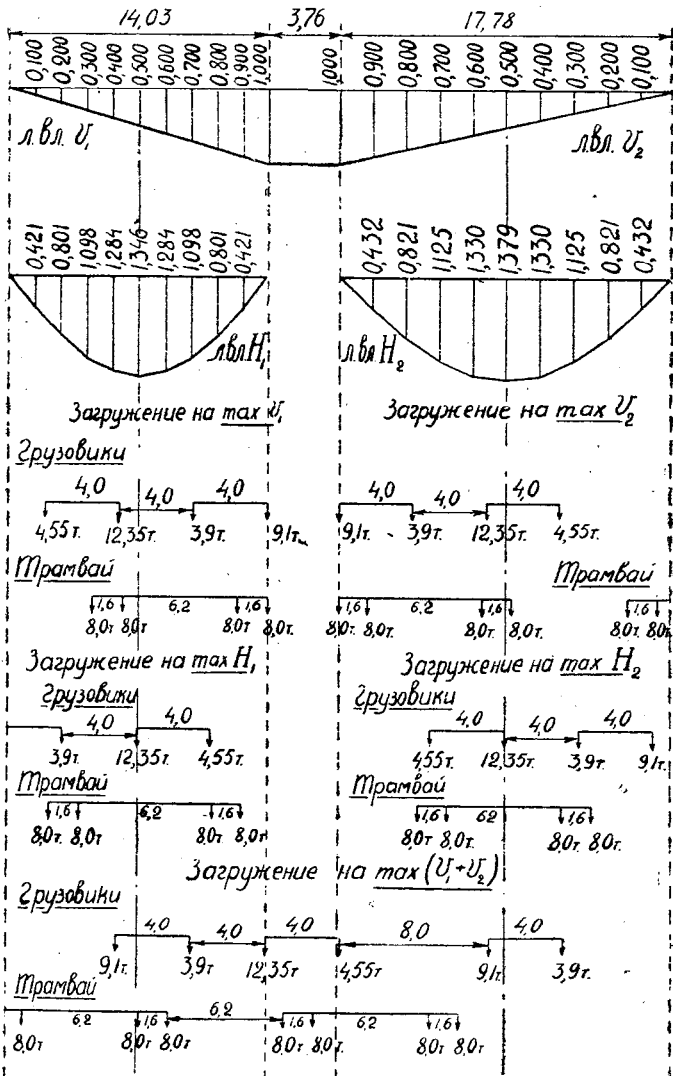
Воздействие	Береговой свод		Средний свод	
	распор	вертикальная реакция	распор	вертикальная реакция
Постоянная нагрузка на сводах	1122,0	833,0	1209,0	864,0
Повышение температуры . .	20,6	—	26,1	—
Понижение температуры и усадка бетона	-55,02	—	-69,6	—

При определении реакций на бык от временной нагрузки были рассмотрены различные комбинации загрузки пролетов. Усилия определялись по линиям влияния, причем поперек моста размещались 4 ленты грузовиков и 2 ленты трамвайных поездов. Кроме того, учитывалось наличие толпы на тротуарах.

На фиг. 49 представлены линии влияния распоров и вертикальных реакций от берегового и среднего свода и показано положение временной нагрузки, дающее наибольшие усилия.

Усилия от разных положений временной нагрузки приведены в табл. 3. В каждой строке этой таблицы указаны величина отыскиваемого максимального усилия и получающиеся, при данной расстановке нагрузки, остальные усилия на бык.

Береговой свод Бык Средний свод



Фиг. 49.

Таблица 3
Усилия от временной нагрузки

№№ п/п.	Схема размещения нагрузки	H_1	V_1	H_2	V_2	Давление на бык
1	Загружение на тах V_1	149,0	132,7	—	—	—
2	Загружение на тах H_1	158,0	93,1	—	—	—
3	Загружение на тах V_2	—	—	178,0	150,5	—
4	Загружение на тах H_2	—	—	193,0	99,8	—
5	Загружение на тах $(V_1 + V_2)$. .	124,0	114,8	129,0	87,6	26,1

Основание быка предположено на сваях.

Прежде чем приступить к проверке давлений на сваи в основании, надлежит выяснить удачно ли задано очертание быка, т. е. установить положение равнодействующей постоянных сил в сечении по подошве фундамента.

С этой целью в нижеследующей табл. 4 приведен подсчет моментов постоянных сил относительно точки O , лежащей в плоскости подошвы на оси I—I (фиг. 47), отстоящей на 15,0 см влево от центра тяжести подошвы.

Таблица 4
Моменты постоянных сил относительно O

№№ п/п.	Название сил	Обознач. сил	Верт. силы t	Гориз. силы t	Плечо относ. O m	Моменты относит. O $t \cdot m$
1	Собственный вес быка (из табл. 1)	Σq	1514,0	—	—	— 84,0
2	Вертикальная реакция берегового свода	V_1^g	833,0	—	1,66	— 1382,0
3	Распор берегового свода	H_1^g	—	1122,0	4,83	5430,0
4	Вертикальная реакция среднего свода	V_2^g	864,0	—	1,596	1380,0
5	Распор среднего свода	H_2^g	—	1209,0	4,85	— 5860,0
Сумма		—	3211,0	—	—	— 516,0

Расстояние от точки O до равнодействующей (в сторону берегового свода):

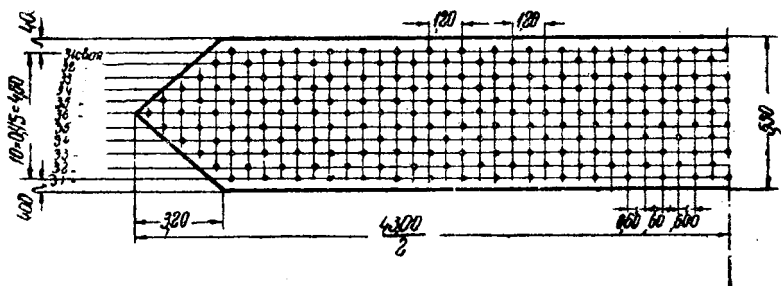
$$a = \frac{516,0}{3211,0} = 0,161 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра подошвы

$$e = 0,161 - 0,150 = 0,011 \text{ м.}$$

Эксцентриситет ничтожен и при разбивке свай в основании можно практически им пренебречь, разместив сваи симметрично относительно оси подошвы.

Схема размещения свай представлена на фиг. 50 (на чертеже показана половина длины быка).



Фиг. 50.

Общее количество свай в основании 366 шт.

Момент инерции свайного основания относительно оси, проходящей через центр его тяжести:

$$I = 2(31 \times 2,25^2 + 32 \times 1,80^2 + 33 \times 1,35^2 + 34 \times 0,90^2 + 35 \times 0,45^2) = 709 \text{ св. м}^2.$$

Момент равнодействующей постоянных сил относительно центра тяжести свайного основания.

$$M_q = -3211,0 \times 0,011 = -35,4 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Наибольшее давление на сваю

$$\max P = \frac{3211,0}{366} + \frac{35,4 \times 2,25}{709} = 8,90 \text{ т}$$

и наименьшее давление

$$\min P = \frac{3211,0}{366} - \frac{35,4 \times 2,25}{709} = 8,67 \text{ м.}$$

Далее производится проверка давлений на сваи при различных положениях временной разгрузки, а также с учетом дополнительных сил.

Так, например, для случая размещения временной нагрузки на среднем своде на тах H_2 (4-я схема загрузки по табл. 3), будем иметь для определения положения кривой давления в уровне подошвы сумму моментов постоянных и временных сил, подсчитанную в табл. 5.

Таблица 5

Моменты постоянных сил и временных при размещении на тах H_2 относительно точки O

№№ п/п.	Название сил	Обознач. сил	Верт. силы t	Гориз. силы t	Плечо относ. O в м	Момент относ. O $t \cdot m$
1	Вес быка (из табл. 1)	Σq	1514,0	—	—	— 84,0
2	Вертик. реакция берег. свода	V_1^g	833,0	—	1,66	— 1332,0
3	Распор берегов. свода	H_1^g	—	1122,0	4,83	5430,0
4	Вертик. реакц. средн. свода .	$V_2^{g,p}$	963,8	—	1,596	1538,0
5	Распор средн. свода	$H_2^{g,p}$	—	142,0	4,85	— 6800,0
	Сумма	—	3310,8	—	—	— 1298,0

Примечание к табл. 5. На крайнем своде действует только постоянная нагрузка, поэтому величины сил для строки 2 и 3 взяты из табл. 2. На среднем своде действует постоянная и временная нагрузки и данные для строки 4 и 5 получены суммированием величин V_2 и H_2 из табл. 2 и 3.

Расстояние от точки O до равнодействующей в сторону берегового свода

$$a = \frac{1298,0}{3310,8} = 0,392 \text{ м.}$$

Эксцентриситет относительно центра опоры

$$e = 0,392 - 0,150 = 0,242 \text{ м.}$$

Момент равнодействующей

$$M = -3310,8 \times 0,242 = -802,0 \text{ т}\cdot\text{м.}$$

Давления на сваи:

$$\text{наибольшее } \max P = \frac{3310,8}{366} + \frac{802,0 \times 2,25}{709} = 11,59 \text{ т,}$$

$$\text{наименьшее } \min P = \frac{3310,8}{366} - \frac{802,0 \times 2,25}{709} = 6,51 \text{ т.}$$

Для рассмотренного случая размещения временной нагрузки является невыгодным учет из дополнительных сил—повышения температуры.

Дополнительный (к определенному в табл. 5) момент относительно O от температурных распоров, величина которых приведена в табл. 2

$$\Delta M = 20,6 \times 4,83 - 26,1 \times 4,85 = -27,2 \text{ т}\cdot\text{м.}$$

Тогда полная сумма моментов $\sum M = -1298,0 - 27,2 = -1325,2 \text{ т}\cdot\text{м.}$

Сумма вертикальных сил та же, что и подсчитанная в табл. 5.

Расстояние до равнодействующей от O :

$$a = \frac{1325,2}{3310,8} = 0,400 \text{ м.}$$

Эксцентриситет в сторону берегового пролета

$$e = 0,400 - 0,150 = 0,250 \text{ м.}$$

Момент равнодействующей относительно центра свайного основания $M = -3310,8 \times 0,250 = -828,0 \text{ т}\cdot\text{м.}$

Давления на сваи:

$$\text{Наибольшее } \max P = \frac{3310,8}{366} + \frac{828,0 \times 2,25}{709} = 11,67 \text{ т.}$$

Наименьшее $\min P = 6,41 \text{ т.}$

Таким способом подсчитаны давления на сваи при иных возможных невыгодных комбинациях временной нагрузки и дополнительных сил. Опуская выкладки, приведем окончательные результаты определения давлений на сваи при разных схемах загрузки.

Таблица 6

Давления на крайние ряды свай при разных комбинациях нагрузок

№ п/п.	Комбинации нагрузки	Давление на сваи, крайние к берег. своду	Давление на сваи, крайние к средн. своду
1	Постоянная нагрузка на обоих сводах	8,90	8,67
2	Постоянная нагрузка, плюс временная на береговом своде на тах V_1	7,64	10,70
3	Постоянная нагрузка плюс временная на береговом своде на тах H_1	7,22	10,84
4	Постоянная нагрузка плюс временная на среднем своде на тах V_2	11,19	7,21
5	Постоянная нагрузка, плюс временная на среднем своде на тах H_2	11,59	6,51
6	Постоянная нагрузка плюс временная на обоих сводах при загрузении на тах $(V_1 + V_2)$. .	9,43	9,33
7	Постоянная нагрузка плюс временная на среднем своде на тах H_2 , плюс повышение температуры	11,67	6,41
8	Постоянная нагрузка, плюс временная на береговом своде на тах H_1 , плюс понижение температуры и усадка бетона	6,89	11,17

Следует обратить внимание на то, что учет понижения температуры и усадки дает наиболее неблагоприятный результат при размещении временной нагрузки на береговом сводe.

Наибольшее давление на сваи при действии основных сил получилось равным 11,59 т. Сваи приняты диаметром 25 см.

Из условий сопротивления материала свай по Техническим Условиям Гушосдора НКВД на сваи такого диа-

метра возможно допустить давление 17 т. Однако грунтовые условия в рассматриваемом случае (иловатые грунты) потребовали бы значительной глубины забивки свай при полном использовании их несущей способности.

Вследствие этого действующее усилие оставлено значительно меньшим допустимого.

Для окончательного выяснения прочности запроектированного быка необходимо произвести проверку напряжений в кладке во всех сечениях, соответствующих перелому профиля опоры.

Для примера приводится проверка напряжений в сечении II—II по фиг. 47—на отметке—0,67.

Проверка производится при том невыгоднейшем положении нагрузки, которое дало наибольшее давление на сваи, а именно: постоянная нагрузка на обоих сводах, временная на среднем своде при размещении ее на $\max H_2$.

Данные о весе быка взяты из табл. 1, отсюда же взят и момент от веса быка относительно точки O_1 , лежащей на оси I—I.

В таблице 7 приведено вычисление момента действующих сил относительно точки O_1 , находящейся в рассматриваемом сечении на оси I—I.

Таблица 7

Момент сил для сечения на отметке—0,67

№№	Напряжение сил	Обозначение сил	Вертикальные силы	Горизонтальные силы	Плечо огнес. O_1	Момент относ. O_1
1	Вес быка	Σq	1004,4	—	0,025	—25,33
2	Вертикальная реакция берегового свода	V_1^g	833,0	—	1,66	—1382,0
3	Распор берегового свода	H_1^g	—	1122,0	2,50	2810,0
4	Вертикальная реакция среднего свода	$V_2^{g,p}$	963,8	—	1,596	1538,0
5	Распор среднего свода	$H_2^{g,p}$	—	1402,0	2,52	—3540,0
	Сумма		2801,2			—599,33

Эксцентриситет к береговому своду

$$e = \frac{599,33}{2801,2} = 0,214 \text{ м.}$$

Размеры сечения II—II на отметке $-0,67$ указаны на фиг. 48. Площадь сечения $F = 35,6 \times 3,0 + \frac{1}{2} \times 2,0 \times 3,0 \times 2 = 112,80 \text{ м}^2$. Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр его тяжести,

$$I = \frac{35,6 \times 3,0^3}{12} + 4 \frac{2,0 \times 1,5^3}{12} = 82,25 \text{ м}^4.$$

Напряжения в сечении

$$\max \sigma = \frac{2801,2}{112,8} + \frac{599,33 \times 1,50}{82,25} = 35,75 \text{ т/м}^2 = 3,58 \text{ кг/см}^2.$$

$$\min \sigma = \frac{2801,2}{112,8} - \frac{599,33 \times 1,50}{82,25} = 13,95 \text{ т/м}^2 = 1,40 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка быка на сдвиг в условиях эксплуатации моста не производится в виду незначительности величины сдвигающей силы по сравнению с весом быка. В самом деле, при невыгоднейшем расположении нагрузки, алгебраическая сумма распоров по таблице 5 составляет $1402,0 - 1122,0 = 280 \text{ т}$, при сумме вертикальных сил $3310,8 \text{ т}$. Устойчивость на сдвиг очевидна. Однако, производилась проверка устойчивости быка на сдвиг в производственных условиях— на случай одновременного раскружаливания сводов. При этой проверке принималось, что крайний свод опирается на подмости, а средний свод без забутки раскружален и оказывает односторонний распор на бык в сторону берегового свода. Кладка быка к этому моменту принималась выведенной до верха пятого сечения свода.

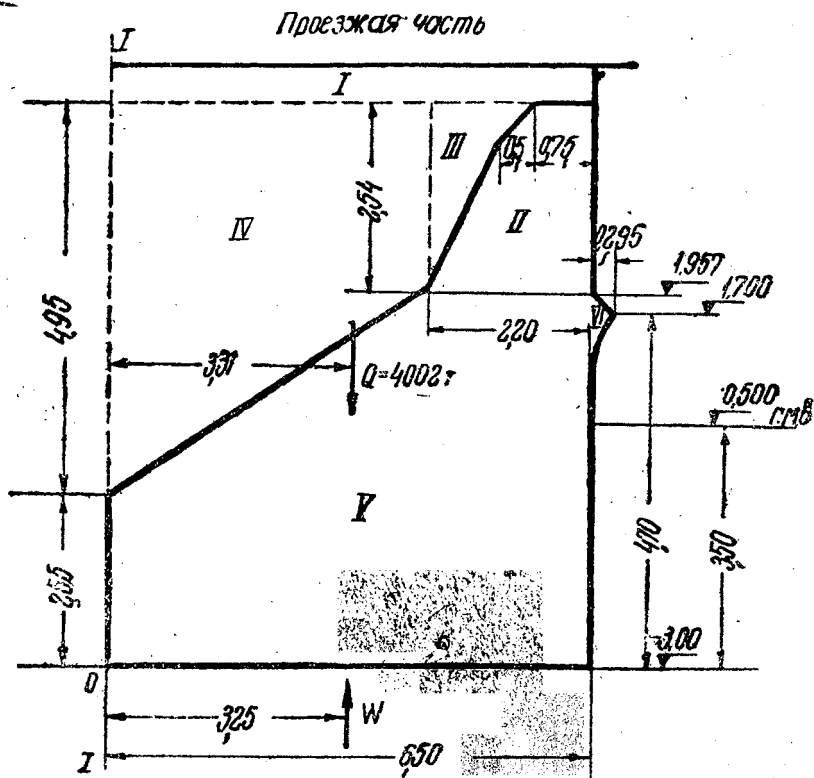
Коэффициент устойчивости на сдвиг получился равным 1,30.

Для этого же случая производилась поверка на срез по сечению, соответствующему низу пят свода. Напряжения в кладке оказались равными 8 кг/см^2 .

2. Расчет устоя. Схема устоя приведена на фиг. 51. Общая длина устоя по подошве (размер поперек моста)— $40,0 \text{ м}$.

Для подсчета веса устоя разбит на 6 частей, показанных пунктиром на фиг. 51 и пронумерованных римскими цифрами. Объемный вес кладки устоя принимался таким же, как и при расчете быка, объемный вес засыпки над

устоем $1,7 \text{ т/м}^3$. Общий вес устоя с засыпкой над ним и проезжей частью $Q = 4002 \text{ т}$ и приложен на расстоянии $3,31 \text{ м}$ от оси I—I.



Фиг. 51.

При расчете устоя учитывалось взвешивающее действие воды. В основании устоя, площадь которого $F = 40 \times 6,5 = 260,0 \text{ м}^2$ размещается 432 сваи диаметром по 25 см. Площадь, занятая сваями,

$$\Delta F = 432 \frac{3,14}{4} 0,25^2 = 21,20 \text{ м}^2.$$

Площадь подошвы, на которую передается гидростатическое давление $F_n = 260,0 - 21,2 = 238,8 \text{ м}^2$.

Глубина воды $h = 0,50 + 3,0 = 3,50 \text{ м}$.

Следовательно, гидростатическое давление, пренебрегая в запас коэффициентом фильтрации

$$W = 238,8 \times 3,50 = 838,0 \text{ т.}$$

Эта сила принята приложенной в середине подошвы фундамента, что не вполне точно, так как сваи в основании размещены несимметрично относительно середины его. Однако, эта погрешность ничтожно сказывается на результатах. При определении величины распора от грунта насыпи на устой приняты следующие данные о грунте:

1) от ездового полотна до отметки $+0,19$ объемный вес грунта $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ и угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$; такие величины учтены при расположении временной нагрузки, вызывающем сдвиг в сторону реки;

2) в тех же пределах (по высоте) принимается $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$ и $\varphi = 40^\circ$ для случаев, когда временная нагрузка вызывает сдвиг в сторону берега;

3) от отметки $+0,19$ до подошвы устоя для всех случаев загрузки грунт принимается с показателями $\varphi = 20^\circ$ и $\gamma = 1,1 \text{ т/м}^3$ (с учетом потери веса в воде).

Ниже приводится подсчет активного давления грунта.

а) Распор грунта при отсутствии временной нагрузки на призме обрушения.

Для этого случая имеем: от отметки $+4,80$ до $+0,19$ грунт имеет показатели $\varphi = 40^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, от отметки $+0,19$ до $-3,00$ грунт с данными $\varphi = 20^\circ$ и $\gamma = 1,1 \text{ т/м}^3$.

Давление грунта на отметке $+4,80$; $e_1 = 0$.

Давление грунта на отметке $+0,19$ в зоне верхнего слоя

$$\begin{aligned} e_2' &= l \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 40,0 \times 1,8 \times 4,61 \times \operatorname{tg}^2 25^\circ = \\ &= 40,0 \times 1,8 \times 4,61 \times 0,466^2 = 71,0 \text{ т/м.} \end{aligned}$$

Давление грунта на отметке $+0,19$ в зоне нижнего слоя

$$e_2'' = l \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 40,0 \times 1,8 \times 4,61 \times 0,7^2 = 160,0 \text{ т/м.}$$

Давление грунта на отметке $-3,0$

$$\begin{aligned} e_3 &= l (\gamma h + \gamma' h') \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 40,0 (1,8 \times 4,61 + \\ &+ 1,1 \times 3,19) 0,7^2 = 228,0 \text{ т/м}^2, \end{aligned}$$

Здесь l — длина устоя, равная $40,0 \text{ м}$.

Эпюра бокового давления грунта приведена на фиг. 52. Суммарный распор равен площади эпюры

$$E_1 = 0,5 \times 71 \times 4,61 + \frac{160,0 + 228,0}{2} \times 3,19 = 782,0 \text{ т.}$$

Точка приложения распора находится в центре тяжести эпюры.

Взяв статический момент площади эпюры относительно основания ее и разделив его на площадь эпюры, получим плечо распора:

$$z_1 = \frac{0,5 \times 71,0 \times 4,61 \times 4,73 + 160,0 \times 3,19 \times 1,60 +}{782,0} \\ + \frac{0,5 \times 68,0 \times 3,19 \times 1,06}{782,0} = 2,19 \text{ м.}$$

б) Распор грунта при наличии временной нагрузки на призме обрушения.

В этом случае имеем от отметки 4,80 до 0,19 грунт с показателями $\varphi = 30^\circ$ и $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$; от отметки 0,19 до $-3,0$: $\varphi = 20^\circ$ и $\gamma = 1,1 \text{ т/м}^3$.

Расчетная высота насыпи $h = 4,80 + 3,0 = 7,80 \text{ м.}$

Длина призмы обрушения приближенно

$$l_p = 7,80 \text{ tg} \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = 7,80 \times 0,7 \approx 5,5 \text{ м.}$$

На такой длине может быть размещен 1 грузовик (утяжеленный) при 4 лентах поперек моста и передняя тележка трамвайного вагона (полная база его 9,6 м) при 2 лентах.

Общий вес временной нагрузки

$$P = 4 \times 16,9 + 2 \times 16,0 = 99,6 \text{ т.}$$

На 1 погонный метр призмы приходится нагрузка $q = P : l_p = 99,6 : 5,5 = 18,0 \text{ т.}$

Величина бокового давления грунта на отметке $+4,80$

$$e_1 = q \text{ tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 18,0 \times 0,333 = 6,0 \text{ т.}$$

На отметке $+0,19$ в зоне верхнего слоя

$$e_2' = (q + \gamma h l) \text{ tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = (18,0 + 1,8 \times 4,61 \times 40) \times \\ \times 0,333 = 116,0 \text{ т/м.}$$

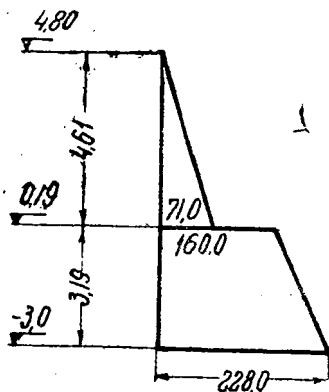
На отметке +0,19 в зоне нижнего слоя

$$e_2'' = (q + \gamma hl) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = (18,0 + 1,8 \times 4,61 \times 40,0) 0,49 = 172,0 \text{ м.}$$

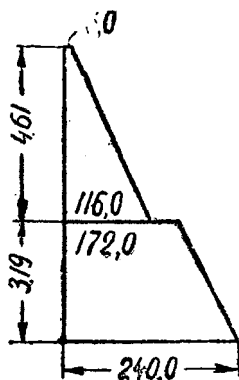
На отметке -3,0

$$e_3 = (q + \gamma hl + \gamma' h'l) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) = (18,0 + 1,8 \times 4,61 \times 40,0 + 1,1 \times 3,19 \times 40,0) 0,49 = 240,0 \text{ м.}$$

Эпюра бокового давления представлена на фиг. 53.



Фиг. 52.



Фиг. 53.

Суммарный распор

$$E_2 = \frac{6,0 + 116,0}{2} 4,61 + \frac{172,0 + 240,0}{2} 3,19 = 937,0 \text{ м.}$$

Центр тяжести эпюры находится от низа ее на расстоянии $z_2 = 2,45 \text{ м.}$

Реакции от постоянной нагрузки свода на устой приведены в табл. 2 (стр. 91).

Распор $H_q = 1122,0 \text{ т}$ приложен по фиг. 51 на отметке

$$\frac{1,957 + 1,70}{2} = 1,829;$$

вертикальное давление $V_q = 806,0^1 \text{ т}$ приложено на расстоянии $\frac{0,295}{2} \text{ м}$ от передней грани устоя.

¹ В табл. 2 $V_q = 833,0$. Так как мост имеет уклон к берегу, реакция на устой несколько меньше, чем на бык.

Вычисление моментов постоянных сил относительно точки O , лежащей в плоскости подошвы, произведено в табл. 7а.

Таблица 7а

Моменты постоянных сил относительно точки O

№ пп.	Действующие силы	Величина вертикал. сил т	Величина горизонт. сил т	Плечо сил относит. O в м	Моменты сил относит. O в $\text{т}\cdot\text{м}$
1	Вес устоя	4002,0	—	3,31	13250,0
2	Распор грунта	—	782,0	2,19	1720,0
3	Распор от свода	—	1122,0	4,83	5430,0
4	Вертикальная реакция свода	806,0	—	6,65	5360,0
5	Гидростатическое давление	—838,0	—	3,25	—2715,0
	Сумма . . .	3970,0	—	—	12185,0

Расстояние до равнодействующей от точки O

$$a = \frac{12185,0}{3970} = 3,07 \text{ м.}$$

Эксцентриситет $e = 3,25 - 3,07 = 0,18 \text{ м}$ (к берегу).

(Интересно отметить, что, если не учесть гидростатического давления воды, то расстояние до равнодействующей будет

$$a = \frac{14900,0}{4808,0} = 3,10 \text{ м и эксцентриситет } e = 0,15 \text{ м.}$$

Таким образом, разница незначительная. Как указывалось выше, учет взвешивающего действия воды имеет практическое значение при проверке устойчивости на сдвиг, а при определении давлений на сваи им вообще можно пренебрегать).

Распор и вертикальная реакция от временной нагрузки на своде, а также от изменения температуры, приведены в табл. 2 и 3. По этим данным подсчитаны величина и положение равнодействующей всех сил при разных положениях временной нагрузки.

Подсчеты произведены обычным порядком. Например, для случая размещения временной нагрузки на своде с учетом повышения температуры имеем

$$\begin{aligned}\sum M_o &= M_q - H_p \times 4,83 + V_p \times 6,65 - H_t \times 4,83 = \\ &= 12185,0 - 158,0 \times 4,83 + 93,1 \times 6,65 - 20,6 \times \\ &\quad \times 4,83 = 11940,0 \text{ т}\cdot\text{м}.\end{aligned}$$

Сумма вертикальных сил

$$N_{p+q} = N_q + V_p = 3970,0 + 93,1 = 4063,1 \text{ т}.$$

Расстояние до равнодействующей от точки O

$$a = \frac{11940,0}{4063,1} = 2,97 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $\lambda = 3,25 - 2,97 = 0,28 \text{ м}$ (к берегу).

Для случая размещения временной нагрузки на призме обрушения при учете понижения температуры и усадки бетона имеем:

$$\begin{aligned}\sum M_o &= M_q - E_1 z_1 + E_2 z_2 + H_t a_t = 12185,0 - 1720,0 + \\ &+ 937,0 \times 2,45 + 55,02 \times 4,83 = 12881,0 \text{ т}\cdot\text{м}.\end{aligned}$$

Сумма вертикальных сил $N_{p+q} = N_q = 3970,0 \text{ т}$.

Расстояние до равнодействующей

$$a = \frac{12881,0}{3970,0} = 3,25 \text{ м}.$$

Эксцентриситет равен нулю.

Таким порядком определено положение равнодействующей и при иных комбинациях сил. Результаты вычислений приводятся в табл. 8, из которой видно, какие случаи размещения нагрузки надлежит рассматривать при расчете устоя.

Таблица 8.

Величина и положение равнодействующей при различных комбинациях сил

№, № п/п.	Схема загрузки	Сумма вертикальных сил т	Расстояние до равнодейств. точки O	Эксцентриситет м
1	Постоянные нагрузки	3970,0	3,07	—0,18
2	Врем. нагрузка на пролете на тах V	4102,7	3,02	—0,23
3	Времен. нагрузка на прол. на тах V , учитывается повышение температуры	4102,7	3,0	—0,25
4	Времен. нагр. на пролете на тах H	4063,0	2,97	—0,26
5	Времен. нагрузка на пролете на тах H , учитыв. повыш. темпер.	4063,1	2,94	—0,31
6	Времен. нагрузка на призме обрушения	3970,1	3,18	—0,07
7	Временная нагр. на призме обрушения учитыв. пониж. темп. и усадка	3970,0	3,25	0,00
8	Времен. нагрузка на призме обрушения и на пролете (загрузка на тах V), учитывается понижение температуры и усадка	4102,7	3,18	—0,07
9	Времен. нагрузка на призме обрушения и на пролете (загрузка на тах H), учит. понижение температуры и усадка бетона	4063,1	3,13	—0,12

При составлении схемы свайного основания учитывались следующие соображения. Если расположить сваи так, чтобы центр свайного основания совпадал с положением равнодействующей от постоянных сил, то получатся такие наибольшие отклонения равнодействующей от центра основания:

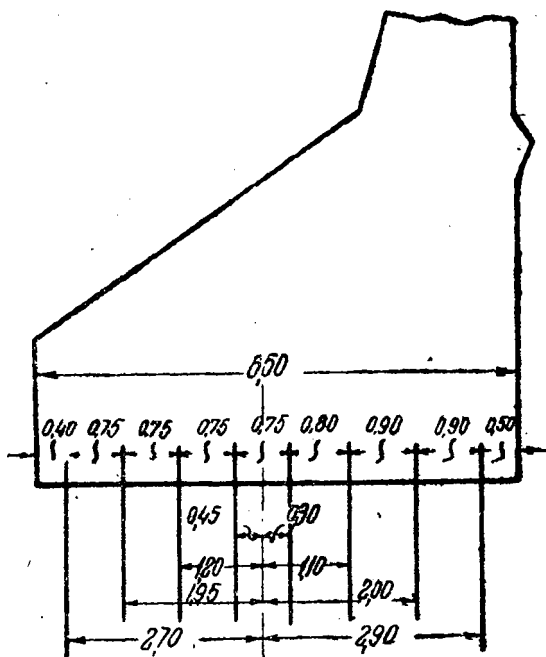
$$\text{к берегу } 0,31 - 0,18 = 0,13 \text{ м}$$

$$\text{к руслу } 0,00 - (-0,18) = 0,18 \text{ м.}$$

Так как по грунтовым условиям давления на сваи не должны превышать нагрузку в 11 т, пришлось разместить

свай из расчета, чтобы центр свайного основания находился приблизительно на равном расстоянии от крайних положений кривой давления при разных положениях нагрузки.

Принятая схема размещения свай в основании приведена на фиг. 54. Поперек моста сваи расположены через



Фиг. 54.

0,74 м. Если от края устоя до центра крайней сваи оставить промежуток 0,40 м, то количество интервалов между сваями поперек моста

$$n_1 = \frac{40,00 - 2 \times 0,40}{0,74} = 53.$$

Следовательно, поперек моста имеем $53 + 1 = 54$ ряда свай и общее количество свай в основании $n = 54 \times 8 = 432$ шт.

Статический момент свайного основания относительно задней грани устоя

$$S = 54 (0,40 + 1,15 + 1,90 + 2,65 + 3,40 + 4,20 + 5,10 + 6,00) = 1339,0.$$

Расстояние до центра свайного основания от задней грани

$$z = \frac{1339,0}{432} = 3,10 \text{ м.}$$

Момент инерции свайного основания относительно оси, проходящей через центр его тяжести

$$I = 54(2,90^2 + 2,00^2 + 1,10^2 + 0,30^2 + 0,45^2 + 1,20^2 + 1,95^2 + 2,70^2) = 1430,0.$$

Давления на сваи определены по формуле внецентренного сжатия.

Например, для случая действия только постоянных сил имеем (по табл. 8): сумма вертикальных сил $N = 3970,0 \text{ т}$, расстояние до равнодействующей $a = 3,07 \text{ м}$, эксцентриситет равнодействующей относительно центра свайного основания

$$e = 3,10 - 3,07 = 0,03 \text{ м (к берегу).}$$

Давление на сваи определяется при действии вертикальной силы $N = 3970,0 \text{ т}$ и момента $M = 3970,0 \times 0,03 = 119,1 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Давление на сваи крайнего к берегу ряда

$$P_{\max} = \frac{3970,0}{432} + \frac{119,10 \times 2,70}{1430,0} = 9,20 + 0,22 = 9,42 \text{ т.}$$

Давление на сваи крайнего к руслу ряда

$$P_{\min} = \frac{3970,0}{432} - \frac{119,10 \times 2,94}{1430,0} = 9,20 - 0,25 = 8,95 \text{ т.}$$

Таким образом подсчитаны давления на сваи для всех случаев загрузки, перечисленных в табл. 8.

Результаты вычислений приведены в табл. 9.

Из рассмотрения данных табл. 9 следует, что при крайних положениях нагрузки наибольшее давление в сваях переднего ряда составляет $10,40 \text{ т}$ (п. 7) и в сваях заднего ряда — $10,63 \text{ т}$ (п. 5). Таким образом, задача достичь, примерно, равной наибольшей нагрузки на сваи, при принятом размещении свай выполнена.

Таблица 9

Давления на сваи переднего и заднего ряда при различных случаях загрузки

№№ п/п	Схема загрузки	Давления на сваи	
		переднего ряда	заднего ряда
1	Постоянная нагрузка	8,95	9,42
2	Временная нагрузка на пролете на тах <i>V</i>	8,83	10,12
3	То же с учетом повышения температуры	8,67	10,28
4	Временная нагрузка на пролете на тах <i>H</i>	8,33	10,40
5	То же с учетом повышения температуры	8,10	10,63
6	Временная нагрузка на призме обрушения	9,85	8,60
7	То же с учетом понижения температуры и усадки бетона	10,40	8,10
8	Временная нагрузка на призме обрушения и на пролете (на тах <i>V</i>) с учетом понижения температуры и усадки бетона	10,17	8,88
9	Временная нагрузка на призме обрушения и на пролете (на тах <i>H</i>) с учетом понижения температуры и усадки бетона	9,65	9,17

Определение коэффициента устойчивости устоя на сдвиг произведено при положениях нагрузки, соответствующих пунктам 1, 4 и 6 таблицы 9.

При определении коэффициента устойчивости на сдвиг, условный коэффициент трения подошвы по грунту с учетом наличия свай принят равным 0,5.

а) Устойчивость на сдвиг при действии постоянных сил. Учитывается повышение температуры. Сдвигающая сила — распор от постоянной нагрузки на своде $N_g = 1122,0 \text{ т}$ и распор от повышения температуры $N_t = 20,6 \text{ т}$.

Суммарная сдвигающая сила $N_{\text{сдв}} = 1122,0 + 20,6 - 782 = 360,6 \text{ т}$.

Удерживающей силой является сила трения по подошве $T = Nf = 3970,0 \times 0,50 = 1985,0 \text{ т}$.

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k_1 = \frac{T}{H_{\text{сдв}}} = \frac{1985,0}{360,6} = 5,5.$$

б) Действуют постоянные силы и временная нагрузка на пролетном строении, расположенная на тах H . Учитывается повышение температуры.

$$\text{Распор от свода } H_{\text{сдв}} = H_q + H_p + H_t = 1122,0 + 158,0 + 20,6 = 1300,6 \text{ м.}$$

$$\text{Распор от грунта } E_1 = 782,0 \text{ м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N = N_q + N_p = 3970,0 + 93,1 = 4063,1 \text{ м.}$$

Сила трения по подошве

$$T = 4063,1 \times 0,5 = 2031,5 \text{ м.}$$

Устойчивость на сдвиг

$$k_2 = \frac{2031,5}{1300,6 - 782,0} = 3,92.$$

в) Временная нагрузка только на призме обрушения. Учитывается понижение температуры и усадка бетона. Распор от свода $H_q = 1122,0 \text{ м}$. Распор от грунта $E_2 = 878,0 \text{ м}$, распор от понижения температуры и усадки $H_t = 55,02 \text{ м}$.

Сдвигающая сила $H_{\text{сдв}} = E_2 + H_t = 878,0 + 55,02 = 933,02 \text{ м}$ —меньше распора от постоянной нагрузки на своде, таким образом, сдвиг в сторону русла не может иметь места.

В приведенном примере расчета не учитывалась тормозная сила в виду незначительности ее по сравнению с весом опор.

УПРОЩЕНИЯ В РАСЧЕТАХ ПРИ ЭСКИЗНОМ ПРОЕКТИРОВАНИИ

Указанная в предыдущих параграфах схема расчета опор применяется обычно при детальном проектировании и окончательной проверке заданных размеров.

Для эскизного проектирования возможно внести некоторые упрощения в схему расчета, так как целью эскизного проекта является, как известно, установление лишь основных размеров сооружения, необходимых для более или менее точного подсчета количества работ.

В отношении опор мостов упрощения в расчете при эскизном проектировании могут быть произведены следующим образом.

Прежде всего, почти всегда возможно ограничиться проверкой напряжений лишь в сечении по подошве фундамента, так как при соблюдении указанных ранее соображений о начертании профиля опоры, в обычных условиях, размеры опоры по подошве являются решающими.

Далее, установив очертание опоры, при котором получается минимальный эксцентриситет от постоянных сил, можно ограничиться определением напряжений для небольшого количества схем размещения временной нагрузки. Вообще возможно приблизительно указать наиболее неблагоприятные схемы положения временной нагрузки, поэтому при эскизном проектировании нет надобности подробно анализировать результаты, получающиеся при различных возможных схемах расстановки временной нагрузки, о которых были даны указания выше. Такой анализ необходим в окончательном расчете, так как все же необходимо иметь полную уверенность в том, что опора обладает надлежащей прочностью при всех условиях.

Как наиболее неблагоприятные в обычных условиях можно указать следующие схемы загрузки для различных видов опор.

а) Быки под разрезные балочные пролетные строения. Чаще всего для этого вида опор наиболее невыгодным является загрузка временной нагрузкой одного из пролетов, примыкающих к быку. В случае опирания пролетных строений разной длины подошву приходится развивать в сторону большего пролета, фундамент несимметричен относительно оси быка и, в этом случае, надлежит убедиться в том, что напряжения не превосходят допускаемых как при размещении нагрузки на большем пролете, так и на меньшем.

Загрузка обоих пролетов сразу чаще всего не дает худших результатов, поэтому его можно не рассматривать.

В приведенном в § 10 примере расчета быка при загрузке обоих пролетов наибольшее давление на грунт составило $4,8 \text{ кг/см}^2$, при загрузке меньшего пролета — $4,8 \text{ кг/см}^2$ и при загрузке большего — $5,15 \text{ кг/см}^2$.

Далее необходимо рассмотреть влияние дополнительных сил, так как нередко (особенно в мостах под железную дорогу) из-за дополнительных сил приходится увеличивать размеры опоры. Например, в том же примере расчета наибольшие напряжения при действии только основных сил ($5,15 \text{ кг/см}^2$) составляют лишь 79% от допускаемых ($6,5 \text{ кг/см}^2$). При учете действия основных и дополнительных сил наибольшие напряжения оказались равными $7,74 \text{ кг/см}^2$, при допускаемых — $7,8 \text{ кг/см}^2$, т. е. находятся на пределе. А в расчете устоя балочного моста, приведенном в том же параграфе, оказалось, что опора, удовлетворительная при действии основных сил, не выдерживает действия основных и дополнительных сил.

Влияние дополнительных сил надлежит учитывать при тех же установках временной нагрузки, которые указаны в этом разделе, направление же дополнительных сил следует задавать так, чтобы получить в основании наибольший момент.

Таким образом, при эскизном расчете этого вида опор, в общем случае, необходимо проверить напряжения по подошве при двух установках временной нагрузки. При каждой установке проверка производится дважды: с учетом только основных сил и с учетом основных и дополнительных сил. В частном случае, когда на бык опираются пролетные строения одинаковой длины и фундамент симметричен относительно оси опоры, количество проверок уменьшается вдвое.

б) Быки арок мостов. Количество и схема установок временной нагрузки будут такими же, как и в предыдущем случае. Но при подробных расчетах приходится, как указывалось выше, отыскивать еще невыгоднейшую комбинацию усилий в своде. При эскизных подсчетах можно ограничиться проверками при расстановке временной нагрузки на своде на максимум распора с учетом соответствующей вертикальной реакции.

Это загрузение чаще всего оказывается наиболее неблагоприятным, что подтверждается и примером, приведенным в § 11.

Указанное положение наиболее справедливо для пологих сводов и лишь в отдельных случаях при очень подьемистых сводах загрузение на максимум вертикальной реакции может дать более неблагоприятный результат.

Затем, при эскизном расчете опор мостов с бесшарнирными сводами можно не учитывать моментов в пятах сводов, в виду того, что обычно они несущественно сказываются на величине напряжений по подошве.

Однако, это может быть неверно в случае очень пологих сводов при большой толщине их.

При учете дополнительных сил их направление следует принимать таким, чтобы они увеличивали равнодействующую распора постоянных и временных нагрузок.

в) Устои балочных мостов. При эскизных расчетах возможно ограничиться проверкой напряжений по подошве при установке временной нагрузки следующим образом. Если опорное давление от пролетного строения создает момент, относительно середины подошвы, направленный в сторону русла, то временную нагрузку следует разместить и на пролете и на призме обрушения. Распор насыпи при этом необходимо учитывать максимальный, т. е. $\varphi = 30^\circ$. Если же, по начертанию опоры, от опорных давлений получается момент относительно середины подошвы, направленный в сторону берега, необходимо проверить напряжения при двух схемах загрузки: а) временная нагрузка только на пролете, распор грунта учитывается с $\varphi = 50^\circ$; б) временная нагрузка только на призме обрушения, распор грунта учитывается с $\varphi = 30^\circ$.

В мостах под автогужевую дорогу можно не учитывать влияния дополнительных сил. В мостах под железную дорогу, за исключением случаев невысоких устоев при малых пролетах, необходимо произвести указанные проверки при учете одних основных сил, а также при учете основных и дополнительных.

Обязательно следует произвести проверку устойчивости опоры на сдвиг. Эта проверка наиболее неблагоприятный результат дает с учетом максимального давления грунта и дополнительных сил, направленных в сторону русла.

г) Устои арочных мостов. При средних и больших пологостях сводов наиболее невыгодным является размещение временной нагрузки на своде на максимум распора.

Однако, за исключением случая очень пологого свода, нередко и размещение временной нагрузки на призме обрушения может вызвать большие напряжения на подошве.

Поэтому при эскизном расчете устоя арочного моста следует определить напряжения при размещении временной нагрузки на своде на максимум распора, а при высокой насыпи и при размещении ее на призме обрушения. В первом случае надлежит учитывать наименьший распор грунта (с $\varphi = 50^\circ$), во втором — наибольший (с $\varphi = 30^\circ$).

В мостах под автогужевую дорогу, в большинстве случаев, можно ограничиться подбором очертания устоя, при котором кривая давления от постоянных сил проходит

близко к середине подошвы и проверку напряжений при наличии временной нагрузки не производить.

В заключение эскизного расчета надлежит произвести проверку на сдвиг в сторону большего распора. В обычных условиях наиболее неблагоприятные условия создаются для сдвига в сторону берега, т. е. при загрузении свода на максимум распора.

ПРИБЛИЖЕННЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАЗМЕРОВ ОПОР ПО ПОДОШВЕ

Как указывалось в § 3, часть размеров опоры определяется конструктивными соображениями, размер же по подошве приходится устанавливать путем последовательных приближений.

В настоящем параграфе приводится попытка дать формулы, позволяющие задать хотя бы приблизительно размер опоры по подошве. Произведенными проверками приводимых формул установлено, что далеко не всегда результаты получаются близкими к необходимым, однако все же для грубых, первоначальных соображений воспользоваться ими можно, тем более, что затрата времени на вычисление невелика.

Таким образом, нижеприводимые формулы следует рассматривать как дающие размер опоры по подошве, являющийся исходным для проверок способами, изложенными в предыдущих параграфах.

а) Быки под неразрезные балки. Если по фиг. 55 P и Q — опорные реакции от постоянной и временной нагрузок на пролетном строении, q — вес тела быка, h — глубина заложения фундамента и F — площадь его подошвы, то сумма нормальных сил, действующих на основание,

$$N = P + Q + q + \gamma h F.$$

Здесь γ — объемный вес кладки фундамента. Фундамент упрощенно принимается с вертикальными боковыми гранями.

Давление на грунт $\sigma = \frac{N}{F}$.

Отсюда $\sigma F = P + Q + q + \gamma h F$; $F(\sigma - \gamma h) = P + Q + q$.

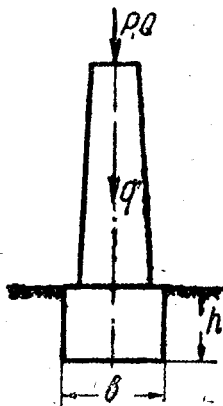
Потребная площадь подошвы фундамента

$$F = \frac{P + Q + q}{\sigma - \gamma h}.$$

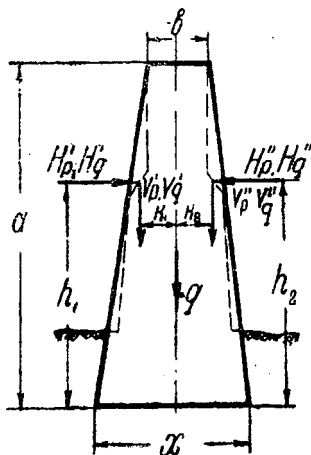
Так как фундамент развивается обычно уступами, а также в запас, объемный вес кладки фундамента (бетон, бутовый камень) можно принять равным $2,0 \text{ т/м}^3$. Тогда окончательно

$$F = \frac{P + Q + q}{\sigma - 2h}$$

Все размеры приняты в тоннах и метрах, в частности допускаяемое давление на грунт в т/м^2 .



Фиг. 55.



Фиг. 56.

Определив потребную площадь фундамента, следует задаться длиной фундамента, которая чаще всего определяется конструктивными соображениями, после чего можно высчитать ширину фундамента b .

б) Быки под разрезные балки и своды. Рассуждения и расчетные формулы одинаковы для быков, поддерживающих разрезные балки и арочные пролетные строения.

Для общности, построение формулы поясним на примере быка арочного моста.

На фиг. 56 представлено очертание быка арочного моста (пунктир),

Для упрощения представим бык ограниченным прямыми линиями, получим в разрезе трапецию. На бык действуют распоры и вертикальные реакции с обоих пролетов. Пользуясь обозначениями на фиг. 56, будем иметь при загрузении пролета, дающего больший распор, например, пра-

вого — момент внешних сил относительно центра тяжести подошвы:

$$M_{\text{вн}} = H_q' h_1 - (H_p'' + H_q'') h_2 - V_q' k_1 + (V_p'' + V_q'') k_2.$$

Вес быка $q = l_1 \left(\frac{x+b}{2} \right) a \gamma$. Можно положить $\gamma = 2,0 \text{ т/м}^3$, тогда $q = (x+b) a l_1$. Здесь l_1 — средний размер быка поперек моста.

Сумма вертикальных сил $N = a l_1 (x+b) + \sum V$, где $\sum V = V_q' + V_p'' + V_q''$.

$$\text{Напряжения по подошве } \sigma = \frac{N}{l_2 x} \pm \frac{6M_{\text{вн}}}{l_2 x^2}.$$

В этом выражении подошва предполагается прямоугольной с размером l_2 поперек моста.

Подставив значение N , будем иметь для максимального и минимального напряжений по подошве два уравнения:

$$\sigma x^2 l_2 = l_1 a x^2 + l_1 a b x + x \sum V + 6M_{\text{вн}},$$

$$\sigma x^2 l_2 = l_1 a x^2 + l_1 a b x + x \sum V - 6M_{\text{вн}}.$$

Таким образом, для определения размера по подошве x по наибольшим допустимым напряжениям имеется квадратное уравнение $x^2 (\sigma l_2 - a l_1) - x (a b l_1 + \sum V) - 6M_{\text{вн}} = 0$. (а)

В это уравнение надлежит подставить значение допустимого давления на грунт $\sigma \text{ т/м}^2$, заданные конструктивно размеры a , b , l_1 и l_2 , сумму вертикальных сил $\sum V$ и момент внешних сил. Все размеры — в тоннах и метрах.

В случае быка балочного моста изменится лишь значение величин $M_{\text{вн}}$ и $\sum V$ в приведенной формуле. Так по фиг. 57 для такого вида опоры при загрузении левого пролета $M_{\text{вн}} = -Q_1 k_1 - P_1 k_1 + Q_2 k_2$,

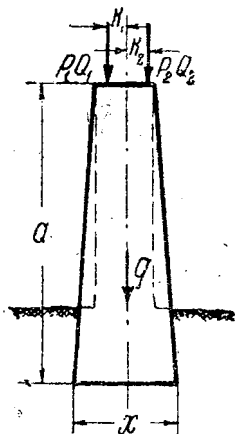
$$\sum V = Q_1 + P_1 + Q_2.$$

Эта же формула (а) может быть использована и для выяснения размера по подошве при действии основных и дополнительных сил. Изменяется соответствующим образом значение $M_{\text{вн}}$.

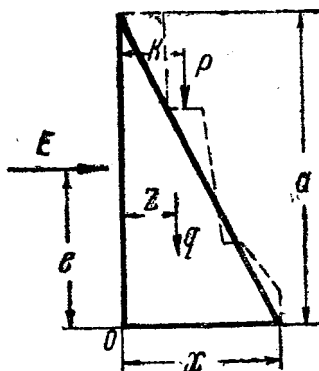
в) Устой балочных мостов. Устой балочного моста для упрощения выкладок можно представить, как указано на фиг. 58, сплошными линиями.

Такое упрощение идет в запас.

Известными величинами должны быть: высота опоры a , средний размер устоя поперек моста l_1 , размер подошвы



Фиг. 57.



Фиг. 58.

фундамента поперек моста l_2 , распор грунта E и плечо его e , величина и точка приложения давлений от пролетного строения P , в которую входят вертикальная реакция от постоянной и временной нагрузок.

Если принять объемный вес кладки устоя равным $2,0 \text{ т/м}^3$, то вес устоя $q = l_1 \frac{ax}{2} \gamma = l_1 ax$. Плечо этого веса относительно точки O $z = \frac{x}{3}$.

Сумма моментов относительно O

$$\sum M = Pk + Ee + \frac{l_1 ax^2}{3} = M_{\text{вн}} + \frac{l_1 ax^2}{3}.$$

Здесь $M_{\text{вн}} = Pk + Ee$ — момент внешних сил относительно O . Сумма нормальных сил $N = P + l_1 ax$.

Расстояние до равнодействующей от точки O

$$s = \frac{\sum M}{N} = \frac{M_{\text{вн}} + \frac{l_1 ax^2}{3}}{P + axl_1}.$$

$$\text{Эксцентриситет } \lambda = \frac{x}{2} - s = \frac{x}{2} - \frac{M_{\text{вн}} + \frac{l_1 ax^2}{3}}{P + axl_1}.$$

В этом выражении принято, что s меньше $\frac{x}{2}$. Так как в дальнейшем, при определении напряжений, будут

написаны два выражения, в которые момент будет входить с плюсом и с минусом, автоматически будет предусмотрен случай, когда s больше $\frac{x}{2}$. Напряжения по подошве, считая ее прямоугольной в плане

$$\sigma = \frac{N}{l_2 x} \left(1 \pm \frac{6\lambda}{x} \right) = \frac{N}{l_2 x^2} (x \pm 6\lambda).$$

После подстановки значений N и λ для определения величины x будем иметь два уравнения, в зависимости от положения равнодействующей:

$$\begin{aligned} \sigma l_2 x^2 &= (P + l_1 a x) \left(x + 3x - \frac{6M_{\text{вн}} + 2l_1 a x^2}{P + a x l_1} \right) = \\ &= 4x(P + l_1 a x) - 6M_{\text{вн}} - 2l_1 a x^2; \end{aligned} \quad (\text{a})$$

$$\begin{aligned} \sigma l_2 x^2 &= (P + l_1 a x) \left(x - 3x + \frac{6M_{\text{вн}} + 2l_1 a x^2}{P + a x l_1} \right) = \\ &= -2x(P + l_1 a x) + 6M_{\text{вн}} + 2l_1 a x^2. \end{aligned} \quad (\text{б})$$

После преобразования эти уравнения принимают вид

$$x^2 (\sigma l_2 - 2a l_1) - 4Px + 6M_{\text{вн}} = 0. \quad (\text{a}')$$

$$x^2 \sigma l_2 + 2Px - 6M_{\text{вн}} = 0. \quad (\text{б}')$$

Так как заранее указать положение равнодействующей не представляется возможным, приходится решать оба уравнения. Большее из значений x необходимо принять как искомое.

В случае получения под корнем, при решении квадратного уравнения, отрицательной величины, уравнение, дающее такой результат, надлежит отбросить.

Все величины, входящие в написанные выражения, должны иметь одинаковый порядок размерности, а именно тонны и метры.

Полученный размер x должен быть согласован с величиной, получающейся при проверке на сдвиг. Во всяком случае x из уравнений (a') и (б') должен быть не меньше x , получающегося из условия устойчивости опоры на сдвиг. Этот последний можно установить следующим образом.

Коэффициент устойчивости на сдвиг

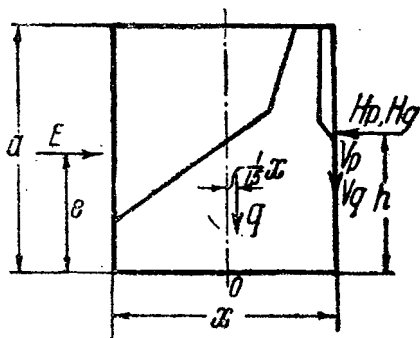
$$k = \frac{Nf}{E} = \frac{Pf + l_1 a x f}{E},$$

$$\text{отсюда } x = \frac{kE - Pf}{l_1 a f},$$

здесь f — коэффициент трения кладки о грунт,

k — коэффициент устойчивости на сдвиг.

г) Устой арочных мостов. Устой вместе с обратными стенками и засыпкой можно для простоты представить, как указано на фиг. 59, прямоугольником со сторонами a и x . Размер устоя поперек моста принят равным l . На устой действует распор грунта E с плечом относительно подошвы e , распоры от постоянной и временной нагрузок на своде, сумма которых обозначена через H , вертикальные реакции от постоянной и временной нагрузок на своде, сумма которых названа V . Сумма распоров H имеет плечо h , а сумма вертикальных реакций V , для упрощения, считается приложенной по передней грани устоя.



Фиг. 59.

Вес устоя $q = \gamma a l x$, где γ — средний объемный вес кладки, обратных стенок и засыпки. Обычно его можно принимать равным $2,0 \text{ т/м}^3$.

Однако в дальнейших выкладках эта величина не заменена цифровым значением, чтобы при подсчетах можно было внести нужные коррективы.

Эту величину вообще следует устанавливать по приближенному соотношению объемов кладки и засыпки с учетом их действительных весов.

Равнодействующую веса устоя можно считать приложенной приблизительно на расстоянии $\frac{x}{15}$ от середины подошвы в сторону передней грани.

Момент действующих сил относительно точки O

$$\sum M = Ee - Hh + V \frac{x}{2} + \gamma a l \frac{x^2}{15} = M_{\text{гор}} + V \frac{x}{2} + \gamma a l \frac{x^2}{15}.$$

Здесь $M_{\text{гор}} = Ee - Hh$ — момент горизонтальных сил относительно подошвы фундамента.

Сумма вертикальных сил $N = V + \gamma a x l$.

Давления на грунт, считая подошву прямоугольной,

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{V + \gamma a x l}{x l} \pm 6 \frac{M_{\text{гор}} + V \frac{x}{2} + \gamma a l \frac{x^2}{15}}{l x^2}.$$

В зависимости от положения равнодействующей, будем иметь два уравнения для определения величины x :

$$\sigma l x^2 = Vx + \gamma a x^2 l + 6M_{\text{гор}} + 3Vx + 0,4\gamma a x^2 l, \quad (\text{а})$$

$$\sigma l x^2 = Vx + \gamma a x^2 l - 6M_{\text{гор}} - 3Vx - 0,4\gamma a x^2 l. \quad (\text{б})$$

После преобразований эти уравнения будут иметь следующий вид:

$$x^2 (\sigma l - 1,4\gamma a l) - 4Vx - 6M_{\text{гор}} = 0, \quad (\text{а}')$$

$$x^2 (\sigma l - 0,6\gamma a l) + 2Vx + 6M_{\text{гор}} = 0. \quad (\text{б}')$$

После подстановки в эти уравнения величины допускаемого напряжения на грунт σ , следует принять как искомое большее из полученных значений x .

Входящие в уравнение величины должны иметь одинаковый порядок размерности (напр., тонны и метры).

Так же, как и в устоях балочных мостов, необходимо убедиться, что полученный решением уравнений (а) и (б) размер x удовлетворителен с точки зрения устойчивости на сдвиг.

Размер x , необходимый из условий устойчивости на сдвиг, получается следующим образом.

Сдвигающая сила $S = H - E$. Сила трения, удерживающая от сдвига $T = f(V + \gamma a l x)$. Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$k = \frac{T}{S} = \frac{fV + f\gamma a l x}{H - E}, \quad \text{отсюда}$$

$$x = \frac{k(H - E) - Vf}{f\gamma a l}.$$

Если этот размер окажется большим, чем определенный из уравнений (а') или (б'), следует принять его, или увеличить объемный вес.

г) Опоры на свайных основаниях. Для опор на свайных основаниях применимы те же соображения при выяснении ориентировочных размеров, что и для опор на грунте. В приведенные в предыдущих пунктах формулы следует лишь подставить некоторое условное значение допустимого напряжения σ , которое можно определить так.

Если допускаемое давление на сваю S , а расстояние между рядами свай вдоль и поперек опоры m и n , то

$$\sigma = \frac{S}{mn}.$$

После этого расчеты ведутся описанным выше порядком.

A

13543