


МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Тульский государственный университет»

Институт горного дела и строительства
Кафедра «Санитарно-технические системы»

Утверждено на заседании кафедры
«Санитарно-технические системы»
«20» января 2022 г., протокол № 5

Заведующий кафедрой



Р.А. Ковалев

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по проведению практических (семинарских) занятий
по дисциплине (модулю)
«Технологии забора и очистки природных вод»

основной профессиональной образовательной программы
высшего образования – программы магистратуры

по направлению подготовки
08.03.01 – "Строительство"

с профилем
"Водоснабжение и водоотведение"


Форма(ы) обучения: очная, заочная

Идентификационный номер образовательной программы: 080401-01-22

Тула 2022 год

Разработчик(и) методических указаний

Злобин Е.К., проф., д.т.н., доцент
(ФИО, должность, ученая степень, ученое звание)



(подпись)

Выбор источника водоснабжения

Источник хозяйственно-питьевого водоснабжения следует выбирать в соответствии с требованиями ГОСТ 2761-84, которые предусматривают максимальное использование для этой цели всех наличных ресурсов подземных вод, удовлетворяющих санитарно-гигиеническим требованиям. При этом в первую очередь следует выбирать такие водоисточники, качество воды которых соответствует требованиям СанПиН 2.1.4.559-96 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества». Подземные воды одинакового качества следует принимать к использованию в зависимости от степени надежности их защиты от внешнего загрязнения, в первую очередь - артезианские. При отсутствии или невозможности использования артезианских вод как из-за недостаточного их дебита или неудовлетворительного качества, так и по технико-экономическим соображениям необходимо рассмотреть возможности использования других видов подземных вод в следующем порядке: межпластовые безнапорные, грунтовые воды, искусственно пополняемые и подрусловые воды, при отсутствии или невозможности их использования - воды поверхностных источников (рек, водохранилищ, озер, каналов).

При использовании поверхностных источников следует выбирать участки водоемов, которые соответствуют общим требованиям, указанным в Типовых положениях «Правила охраны поверхностных вод» и в «Правилах представления в пользование водных объектов, находящихся в государственной собственности, установления и пересмотра лимитов водопользования, выдачи лицензии на водопользование и распорядительной лицензии».

При отсутствии пресных подземных и поверхностных вод для хозяйственно-питьевого водоснабжения допускается использование минерализованных вод и морской воды при условии их опреснения, а также

геотермальных вод, если они удовлетворяют санитарным требованиям, а их максимальная температура не превышает 24-26° С.

Выбор источника производственного водоснабжения необходимо производить с учетом требований, предъявляемых потребителями к качеству воды в каждом конкретном случае. При этом следует помнить, что использование подземных вод питьевого качества для производственных нужд допускается только в районах, где нет необходимых поверхностных водных источников и имеются достаточные запасы подземных вод питьевого качества, с разрешения органов по регулированию, использованию и охране вод.

Таким образом, основными источниками производственного водоснабжения являются поверхностные воды и частично минеральные и геотермальные воды.

Помимо указанных требований к качеству водных ресурсов, для правильного выбора источника следует учитывать следующие факторы: расходный режим, водохозяйственный баланс по источнику с прогнозом на 15-20 лет; качественную характеристику воды в источнике с указанием агрессивности воды и прогноз возможного изменения ее качества.

При выборе в качестве источника водоснабжения поверхностных водоемов водообеспеченность их среднемесячных или среднесуточных расходов, а также максимальных и минимальных уровней должна приниматься в зависимости от категории надежности подачи воды соответственно характеристике потребителей по данным, приведенным в СНиП (11, табл.2).

При относительном водоотборе (отношение расчетного расхода водоотбора Q_v к минимальному расчетному расходу Q_{\min} воды в источнике соответствующей обеспеченности) $Q_v/Q_{\min} \leq 0,25$ можно забирать воду из русла реки или канала самым простым и недорогостоящим сооружением водозабора без каких-либо дополнительных мероприятий. При $0,25 < Q_v/Q_{\min} < 0,75$ надежный водоотбор возможен только из нешугоносных открытых потоков с особо благоприятными формой и состоянием русла. Чаще в таких случаях требуется проводить руслорегулирующие работы, улучшение условий забора воды, а также строительство водоподъемных

плотин, обеспечивающих достаточную глубину в месте устройства водозабора, а при необходимости - и требуемый запас воды.

2. Выбор места расположения водозаборного сооружения

2.1. Общие положения

Бесперебойная работа водозабора при надежном водоисточнике практически полностью зависит от места его расположения, состава и конструкции сооружений, входящих в технологическую схему водозаборного узла.

Обычно при выборе места расположения водозабора исходят из следующих условий: водозабор должен располагаться как можно ближе к водопотребителю; размещать водозабор следует таким образом, чтобы не мешать проведению намеченных водохозяйственных мероприятий на водоисточнике и не ущемлять интересы других водопотребителей и водопользователей; топографические, гидрологические, геологические и гидрогеологические условия должны быть приемлемы для строительства и эксплуатации водозаборных сооружений; техническое решение водозаборного узла и всей системы водоснабжения должно быть экономичным, а сооружения - простыми и доступными в период эксплуатации санитарная охрана - надежной и не дорогостоящей.

2.2. Возможные источники загрязнения речной воды

Качество забираемой воды из реки оказывает влияние на стоимость ее дальнейшей очистки до требуемых норм : чем хуже качество воды , тем больше стоимость ее очистки. Водозаборные сооружения должны обеспечивать защиту системы водоснабжения от попадания в нее наносов, сора, планктона, шуги и т.п. Поэтому места расположения водозаборов, особенно хозяйственно-питьевого назначения, должны выбираться с учетом возможных постоянных и временных источников загрязнения речной воды.

К местам поступления в реку различного рода загрязнений относятся:

- выпуск сточных вод;

- населенный пункт;
- стоянка судов;
- товарно-транспортные базы и склады;
- овраги вблизи поймы реки;
- впадение в реку притоков.

Водозаборы устраиваются выше этих мест по течению реки.

Запрещается устраивать водозаборы в местах нагона и скопления плавника и водорослей, которые не только ухудшают качество воды, но и затрудняют работу водоприемных отверстий.

Запрещается устраивать водозаборы в акваториях портов и бухтах, качество воды в которых, как правило, значительно хуже, чем в основном потоке реки.

2.3. Русловые деформации реки и устойчивость берегов

Размещение водозаборов при различных типах русловых процессов, может быть принято по рекомендации И.В.Попова.

В любом случае должны быть обеспечены устойчивость водозаборного сооружения и возможность забора воды при уровнях и расходах воды расчетной обеспеченности.

3. Определение технологической схемы водозаборного сооружения

Технологическая схема водозабора должны обеспечивать 1-ю категорию надежности подачи воды в средних условиях. Определим возможные варианты водозаборного сооружения, способного обеспечить надежный отбор из водоисточника расчетного расхода воды и подачу его потребителю. Таких вариантов возможно три:

ПЕРВЫЙ ВАРИАНТ - береговые незатопляемые водоприемники с водоприемными отверстиями, всегда доступными для обслуживания, с необходимыми ограждающими и вспомогательными сооружениями и устройствами, расположенными в одном створе (береговой водозабор);

ВТОРОЙ ВАРИАНТ - затопленные водоприемники всех типов, удаленные от берега, практически недоступные в отдельные периоды года, в количестве нескольких штук, снабженные средствами борьбы с шугой, наносами и имеющие другие затруднения забора воды (русловый водозабор с несколькими водоприемниками);

ТРЕТИЙ ВАРИАНТ - затопленные водоприемники всех типов, удаленные от берега, практически недоступные в отдельные периоды года (русловые водозаборы с одним водоприемником), при выполнении одного из следующих условий:

- размещение водоприемников в затопляемом самопромываемом водоприемном ковше;
- подвод к водоприемным отверстиям теплой воды в количестве не менее 20% забираемого расхода и применение специальных наносозащитных устройств;
- обеспечение надежной системы обратной промывки сороудерживающих решеток, рыбозаградительных устройств водоприемников и самотечных водоводов.

Для всех вышеперечисленных вариантов необходимо предусмотреть секционирование водоприемной части водозаборного сооружения.

Определим, какой из вариантов водозаборного сооружения можно разместить в каждом из трех створов. Для этого проведем предварительную прикидку по размещению водоприемного окна в каждом из них.

Практика проектирования показывает, что водоприемные окна без особых сложностей удастся расположить в тех местах, где глубина реки не меньше 2-3 м. Следовательно, в первом створе отметка дна реки в месте устройства водоприемных окон должна быть:

-в зимнюю межень обеспеченностью $p = 97\%$ для поддержания требуемой глубины $H_{тр} = 2,0$ м под сплошным ледовым покровом толщиной $\delta_{л} = 0,9$ м

$$\nabla Z_{гр} \leq \nabla_{\text{дна}} - \delta_{л} - 2.0 = 135.05 - 0.9 - 2.0 = 132.15$$

-в летнюю межень обеспеченностью $p = 97\%$ для обеспечения требуемой глубины $H_{тр} = 2,0$ м под ложбиной волны высотой $h_{в} = 0,8$ м.

$$\Delta Z_{гр} \leq \nabla_{\text{дна}} - 0.5 \times h_{в} - 2.0 = 133.35 - 0.5 \times 0.8 - 2.0 = 130.95$$

Из двух отметок выбираем минимальную (130,95), т.к. она отвечает обоим требованиям.

Определяем горизонтальное расстояние между вертикалью соответствующей этой отметке дна, и урезом воды в паводок (при ГВВ = 140,20). Если это расстояние не превышает 20-30 м, то следует предусматривать устройство водозабора берегового типа. Если же оно больше 30-40 м, то следует проектировать устройство водозабора руслового типа.

Для 1-го створа это расстояние составляет 16,25 м. Поэтому в 1-м створе можно предусмотреть устройство водозабора берегового типа.

Аналогичное расстояние во 2-м створе составляет 36,0 м

Таким образом, во 2-м следует устанавливать водозабор руслового типа. Его можно выполнить или по второму варианту (с двумя водоприемниками) или по третьему варианту (с одним водоприемником, но при выполнении или второго, или третьего дополнительного условия).

Анализ 3-го створа показывает, что из-за малой глубины р. Истра в летнюю межень в 3-м створе нельзя разместить водоприемное отверстие (глубина воды меньше $H_{тр} = 2.0$ м). Поэтому для организации забора воды в

3-м створе требуется или устроить ковшевой водозабор (третий вариант с первым дополнительным условием), или соорудить дамбы и шпоры для поднятия уровня воды в реке, или углубить дно последней.

4. Расчет элементов водозаборного сооружения

4.1. Определение диаметра самотечной трубы

Диаметр самотечной трубы определяем из условия пропуска эксплуатационного расхода Q_3 при скоростях, рекомендуемых СНиП.

В связи с тем, что рекомендуемая скорость зависит от диаметра самотечной трубы и от категории надежности водозабора, расчет проводим методом подбора, принимая в первом приближении значение скорости $V^{(1)} = 1$ м/с. Тогда

$$d^{(1)} = 1.129 \times \sqrt{\frac{Q_3}{V^{(1)}}} = 1.129 \times \sqrt{\frac{0.795}{1}} = 1.007 \text{ м.}$$

При $d^{(1)} = 1000$ мм рекомендуемая скорость $V = 1,5$ м/с, в этом случае во втором приближении

$$d^{(2)} = 1.129 \times \sqrt{\frac{0.795}{1.5}} = 0.822 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр стальной самотечной трубы $d_y = 900$ мм. Она изготовлена из стальных электросварных труб наружным диаметром $d_H = 920$ мм, внутренним диаметром $d_{ст} = 896$ мм и толщиной стенки $\delta_m = 12$ мм (масса 1 пог.м $M_{ст} = 268,7$ кг). Внутренняя поверхность трубы обрабатывается полимерцементным покрытием, нанесенным методом цетрифугирования. Наружную защитную изоляцию самотечной трубы принимаем весьма усиленного типа толщиной $\delta_C = 9$ мм (плотность $\rho_C = 1100$ кг/м³). Масса 1 пог.м самотечной трубы с изоляцией

$$M_{ст.и} = M_{ст} + \pi \times d_H \times \delta_C \times \rho_C = 268,7 + 3,140,92 \times 0,009 \times 1100 = 301,3 \text{ кг}$$

Находим скорость потока воды в самотечной трубе при эксплуатационном режиме работы водозабора:

$$V_{ст.3} = 1.274 \times \frac{Q_3}{d_{ст}^2} = 1.274 \times \frac{0.795}{0.896^2} = 1.25 \text{ м/с.}$$

Эта скорость несколько меньше, чем рекомендуемая ($V = 1,5$ м/с).

Если же принять ближайшее меньшее значение диаметра самотечной трубы ($d_y = 800$ мм), то скорость потока будет $V = 1,58$ м/с, что больше максимальной рекомендуемой ($V = 1,4$ м/с). Поэтому принятый диаметр самотечной трубы не изменяем.

Скорость потока воды в самотечной трубе $V_{ст.э}$ должна быть не меньше незаиливающей скорости $V_{нз}$, величину которой можно определить для речных мутных вод по формуле:

$$V_{нз} = \sqrt{\frac{g \times \rho \times W \times d_{ст}}{0.11 \times (1 - \frac{W}{0.07 \times V_{ст.э}})^{4.3}}},$$

где $g = 9,81$ м/с² - ускорение свободного падения;
 ρ - мутность речной воды, кг/м³; по заданию; $\rho = 1100$ мг/л = 1,1 кг/м³; $d_{ст}$ - диаметр самотечной трубы, м; $V_{ст.э}$ - скорость потока воды в самотечной трубе, м/с; W - средневзвешенная гидравлическая крупность взвешенных наносов в речной воде, м/с; диаметр частиц взвешенных наносов $d_{вн} = 0,1$ мм. По таблицам находим, что $W = 6,92$ мм/с = 0,00692 м/с;

$$V_{нз} = \sqrt{\frac{9.81 \times 1.1 \times 0.00692 \times 0.9}{0.11 \times (1 - \frac{0.00692}{0.07 \times 1.25})^{4.3}}} = 0.95 \text{ м/с.}$$

Скорость потока воды в трубе при эксплуатационном режиме $V_{ст.э} = 1,25$ м/с больше незаиливающей скорости $V_{нз} = 0,95$ м/с, поэтому дальнейшую корректировку диаметра самотечной трубы не проводим (в противном случае необходимо уменьшить диаметр самотечной трубы до такого ближайшего стандартного диаметра, при котором будет выполнено условие $V_{ст.э} \geq V_{нз}$).

Скорость потока воды в самотечной трубе при аварийном режиме будет

$$V_{ста} = 1.274 \times \frac{Q_a}{d_{ст}^2} = 1.274 \times \frac{1.59}{0.896^2} = 2.50 \text{ м/с.}$$

В процессе эксплуатации водозабора возможно опорожнение самотечной трубы в период ее ремонта или профилактического осмотра, поэтому самотечную трубу следует проверить на устойчивость к всплыванию. Для этого вычислим коэффициент всплывания:

$$K_{вспл} = \frac{4 \times M_{сти}}{\rho_b \times \pi \times (d_n + 2 \times \delta_n)^2},$$

где ρ_v - плотность воды, $\rho_v = 1000 \text{ кг/м}^3$, т.е.

$$K_{\text{вспл}} = \frac{4 \times 301.3}{1000 \times 3.14 \times (0.92 + 2 \times 0.009)^2} = 0.445.$$

Т.к. $K_{\text{вспл}} = 0,445 < 1.2$, то необходимо применить пригрузку самотечной трубы балластными грузами . Требуемую массу пригрузки плотностью $\rho_{\text{пр}} = 2400 \text{ кг/м}^3$ (железобетон) на пог. м длины самотечной трубы определим по формуле

$$\begin{aligned} M_{\text{пригр}} &\geq \left[1.2 \times \frac{\rho_v \times \pi \times (d_n + 2 \times \delta_n)^2}{4} - M_{\text{сти}} \right] \times \frac{\rho_{\text{пр}}}{\rho_{\text{пр}} - 1.2 \times \rho_v} = \\ &= \left[1.2 \times \frac{1000 \times 3.14 \times (0.92 + 2 \times 0.009)^2}{4} - 301.3 \right] \times \\ &\times \frac{2400}{2400 - 1.2 \times 1000} = 1023 \text{ кг}. \end{aligned}$$

В тех случаях, когда в процессе эксплуатации водозабора опорожнение самотечных труб не предусматривается или когда возможно лишь частичное заполнение объема трубы воздухом, при определении массы пригрузки следует учесть массу находящейся в трубе воды.

5. Расчет фильтрующей сетки

Фильтрующие сетки, расположенные в береговых колодцах водозаборного сооружения, могут быть плоскими или вращающимися. Первые требуют значительно меньшего объема берегового колодца, вторые позволяют механизировать очистку сетки, что особенно важно при большом количестве загрязнений, поступающих из реки (загрязненность речного потока или большой расход водозаборного сооружения). Вращающиеся сетки следует применять при средних, тяжелых и очень тяжелых условиях забора воды по загрязненности речного потока или при подаче водозабором более $1 \text{ м}^3/\text{с}$.

В соответствии с исходными данными (условия по засоренности - средние, подача более $1 \text{ м}^3/\text{с}$) принимаем вращающуюся сетку. В соответствии с принятой технологической схемой водозабора одна секция водозабора оборудуется двумя насосами НС-1. Т.о., поток речной воды, поступая в колодец по одной самотечной трубе и фильтруясь через одну сетку, затем делится на два отдельных потока (каждый к своей всасывающей трубе). Следовательно, подвод воды к сетке должен быть выполнен по схеме "с внутренним подводом воды" или по схеме "с лобово-внешним подводом воды". Из двух вариантов выбираем второй, т.к. в этом случае улучшаются условия очистки сетки, требуется приемная камера меньших размеров и создается удовлетворительная структура потока в камере всасывания.

Характеристика фильтрующей сетки:

-марка сетки	ТЛ-3100
-пропускная способность.....	$2-3 \text{ м}^3/\text{с}$
-расход промывной воды.....	30 л/с
-напор промывной воды на мойке.....	40 м (0,4 МПа)
-скорость движения полотна.....	5,25 м/мин
-масса (при $H = 10500 \text{ мм}$).....	15000 кг
-ширина фильтрующего полотна.....	3100 мм

-превышение оси ведомого ролика над дном берегового колодца....1000мм

Одним из недостатков этой сетки является то, что при фильтрации воды используется только одно полотно.

Рабочее полотно (сито) фильтрующей сетки поверхностных водозаборов изготавливается из проволоки некоррозийного материала (медь, латунь, нержавеющая сталь). Диаметр проволоки и размер ячеек зависят от типа сетки. Для плоских сеток диаметр проволоки $d = 1-1,5$ мм, размер ячеек в свету от 2×2 до 5×5 мм ($a = 2...5$ мм), для вращающихся сеток $d = 0,2...0,4$ мм с размерами ячеек от $0,3 \times 0,3$ до 2×2 мм ($a = 0,3...2$ мм).

Принимаем рабочее полотно фильтрующей сетки из латунной проволоки $d = 0,2$ мм с размерами ячеек в свету $a = 2$ мм. Коэффициент стеснения такой сетки

$$K_c = \left(\frac{a+d}{a} \right)^2 = \left(\frac{2+0,2}{2} \right)^2 = 1,21$$

Скорость процеживания воды сквозь сетку следует принимать не более 1 м/с (11, п.5.106), рекомендуемые значения в пределах от 0,4-0,5 м/с до 0,8-1,2 м/с. Для нашего расчета принимаем $V_c = 0,8$ м/с.

Рабочая площадь вращающейся сетки

$$\Omega_{\text{сет}} = 1,25 \frac{Q}{m_n \cdot V_c} \cdot K_c$$

где m_n - количество фильтрующих полотен сетки; в нашем случае $m_n = 1$:

-при эксплуатационном режиме

$$\Omega_{\text{сет.э}} = 1,25 \frac{0,795}{1 \cdot 0,8} \cdot 1,21 = 1,5 \text{ м}^2;$$

-при аварийном режиме

$$\Omega_{\text{сет.а}} = 1,25 \frac{1,59}{1 \cdot 0,8} \cdot 1,21 = 3,0 \text{ м}^2$$

Определяем глубину погружения сетки под рабочий уровень воды в камере всасывания при аварийном режиме:

$$h_p = \frac{\Omega_{\text{сет.а}}}{B} = \frac{3,0}{3,1} = 0,98 \text{ м.}$$

Тогда при эксплуатационном режиме скорость процеживания будет

$$V_{c.э} = 1,25 \cdot \frac{0,795}{3,0} \cdot 1,21 = 0,4 \text{ м/с},$$

т.е. в пределах рекомендуемых значений.

В случае, если для фильтрования используются плоские сетки, то по требуемой площади сетки $\Omega_{\text{сет.э}}$ подбирают типовую сетку, а затем проверяют скорость процеживания при аварийном режиме.

6. Подбор марки насосов НС 1-го подъема

В соответствии с принятой схемой распределения потока по элементам водозабора и НС 1-го подъема требуемая подача одного насоса

$$Q_H = Q_3 = 0,5 \cdot Q_a = 0,795 \text{ м}^3/\text{с} = 2862 \text{ м}^3/\text{ч}$$

Требуемая величина напора определяется так:

$$H = H_{\Gamma} + h_{\text{вс}} + h_{\text{нап}} + h_{\text{вод}} ,$$

где H_{Γ} - геодезический напор; - потери напора соответственно во всасывающей и напорной линиях НС-1 и в водоводе до ОС.

Найдем геодезический напор:

$$H_{\Gamma} = Z_{\text{бос}} - Z_{\text{квс}} = (144 + 6) - 131,75 = 18,25 \text{ м}.$$

Потери напора во всасывающей и напорной линиях вычислим по формуле Дарси-Вейсбаха

$$h = \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\zeta_i}{d_i^4} + i \cdot l$$

Коэффициенты местных сопротивлений на всасывающей линии принимаем следующими:

-вход в трубу с раструбом $\zeta_{\text{вх}} = 0,15$;

-конфузор 900х800 мм $\zeta_{\text{конф}} = 0,18$;

-задвижка (простая, $h/d = 1$) $\zeta_{\text{зав}} = 0,5$;

-конфузор 800х600 мм $\zeta_{2\text{конф}} = 0,20$.

По таблицам для $Q = 795$ л/с и $d = 900$ мм имеем $i = 0,00187$.

Потери напора во всасывающей линии

$$h_{\%0} = \frac{8 \cdot 0,795^2}{9,81 \cdot 3,14^2} \cdot \left(\frac{0,15}{0,9^4} + (0,18 + 0,05) \times \frac{1}{0,84^4} + 0,2 \cdot \frac{1}{0,6^4} \right) + 0,00187 \cdot 5,35 = 0,1314$$

Коэффициенты местных сопротивлений на напорной линии принимаем такими:

-диффузор 500х600 мм $\zeta_{\text{диф}} = 0,24$;

-обратный клапан $\zeta_{\text{ок}} = 2,5$;

-задвижки $\zeta_{\text{зав}} = 0,05$;

-тройник $\zeta_{\text{тр}} = 1,1$;

-поворот на 30° $\zeta_{\text{пов}} = 0,155$;

-поворот на 90° $\zeta_{\text{пов}} = 1,19$ (с.59).

По таблицам для $Q = 795$ л/с и $d = 600$ мм имеем $i = 0,0143$.

Потери напора в напорной линии (до камеры переключения и подсоединения водоводов) составляют

$$h_{\text{н}} = \frac{0,795^2 \cdot 8}{9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,6^4} \cdot (0,24 + 2,5 + 2 \cdot 0,05 + 2 \cdot 1,1 + 2 \cdot 0,155) + 0,0143 \cdot 3,2 = 2,94 \text{ м.}$$

Диаметр водовода подбираем по расходу, равному

$$0,7Q_p = 0,7 \cdot \frac{5400}{3600} = 1,05 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По таблицам Шевелева находим

$$d_{\text{вод}} = 1000 \text{ мм}; V_{\text{вод}} = 1,32 \text{ м/с}; i = 0,00188.$$

Потери напора в водоводе ($l = 7,5$ км)

$$h_{\text{вод}} = i \cdot l_{\text{вод}} = 0,00188 \cdot 7500 = 14,1 \text{ м.}$$

Потребный напор насоса

$$H_{\text{н}} = 18,25 + 0,13 + 2,94 + 14,1 = 35,42 \text{ м.}$$

По требуемой подаче ($Q = 2862 \text{ м}^3/\text{ч}$) и напору ($H = 36 \text{ м}$) подбираем насос марки Д-3200-55 (33 НДС), подача которого $Q = 3200 \text{ м}^3/\text{ч}$ и напор $H = 55 \text{ м}$.

Отметка оси насоса $Z_{\text{он}} = Z_{\text{ок}} + E$, где E - превышение оси насоса над полом. Для насоса Д-3200-55 $E = 630 \text{ мм}$, $Z_{\text{он}} = 126,05 + 0,63 = 126,68$, что ниже ГНВ $= 133,3 \text{ м}$, т.е. рабочие насосы находятся " под заливом".

Если рабочие насосы не окажутся "под заливом", то необходимо проверить, чтобы превышение оси насоса над наинизшим уровнем воды в камере всасывания (высота всасывания $h_{\text{вс}}$) не было больше величины, зависящей от возможного вакуума $H_{\text{вак}}$ во всасывающем патрубке насоса:

$$h_{\text{вс}} = H_{\text{вак}} - \left(\alpha + \sum \zeta + \lambda \cdot \frac{b_{\text{вс}}}{d_{\text{вс}}} \right) \cdot \frac{Q_a^2}{2g \cdot \omega_{\text{вс}}^2},$$

Допустимая величина вакуума $H_{\text{вак}}$ зависит от температуры воды в реке и кавитационного коэффициента быстроходности насоса. Если это условие не выполняется, то необходимо уменьшить отметку дна колодца в НС-1 на соответствующую глубину.

Подача воды на промывку фильтрующих сеток

При применении вращающихся фильтрующих сеток в соответствии с технологией работы водозаборного сооружения необходимым условием является непрерывная подача промывной воды в течение всего периода работы данной секции. Требуемые величины промывного расхода и остаточного напора на мойке зависят от принятого типа вращающейся сетки. Для фильтрующей сетки ТЛ-3100 расход промывной воды $Q_{п.с} = 30$ л/с при напоре на мойке $H_{НМ} = 0,4$ МПа = 40 м вод. ст..

Промывная вода может подаваться или из напорного коллектора НС-1, или специальными насосами. В том случае, если рабочие насосы НС-1 способны создать требуемый напор на мойке сетки, то промывную воду берут из напорного коллектора, т.к. технология не требует установки дополнительных насосов внутри "сухой" части берегового колодца. Проверим возможность ее применения.

Над минимальным уровнем воды в камере всасывания ($Z_{квс} = 128,59$) рабочие насосы Д 3200-55 создают напор, равный 55 м. Мойка фильтрующей сетки расположена на отметке

$$Z_m = Z_{nn} + 1,17 = 141,5 + 1,17 = 142,67 \text{ м.}$$

Определим диаметры труб:

а) на участках с $Q = 30$ л/с; $d = 150$ мм; $V = 1,53$ м/с (в требуемом интервале $V = 0,8 \dots 2,0$); $1000i = 27,6$;

б) на участках с $Q = 60$ л/с; $d = 200$ мм; $V = 1,75$ м/с (в требуемом интервале $V = 0,8 \dots 2,0$); $1000i = 25,0$.

Вычислим потери напора на участке труб, подающих воду на промывку сеток:

$$h_{ном} = i_1 \cdot l_1 + i_2 \cdot l_2 = 0,0276 \cdot 5 + 0,025 \cdot 30 = 0,89 \text{ м.}$$

Величина остаточного напора на мойке фильтрующих сеток при подаче воды из напорного коллектора составит

$$\Delta H = 55 - (142,67 - 128,59) - 0,89 = 40,03 > 40 \text{ м вод.ст.} = 0,4 \text{ МПа},$$

что указывает на способность принятых рабочих насосов НС-1 создавать необходимый напор на мойке фильтрующих сетки. Подключение труб промывки сеток к напорному коллектору НС-1 предусматривается в двух точках.

Аналогично рассчитывается подача воды для промывки плоских сеток. В этом случае необходимо подавать до 15 л/с при напоре до 0,2 МПа.