

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра водоснабжения

**Методические указания
к выполнению курсового проекта
«Сооружения для забора поверхностных вод»**

для студентов, обучающихся по специальности
270112 «Водоснабжение и водоотведение»

Москва 2011

С о д е р ж а н и е

	стр.
Введение	2
1. Выбор места и типа водозаборных сооружений.....	2
2. Производительность водозаборных сооружений и расчетная подача насосной станции 1 подъема	2
3. Гидравлический расчет водозаборных сооружений.....	4
4. Расчет насосной станции 1-го подъема	11
5. Габариты берегового колодца	12
6. Удаление осадка из приемной камеры берегового колодца.....	13
7. Проверка сооружений на устойчивость.....	14
8. Мероприятия по рыбозащите.....	17
9. Зоны санитарной охраны.....	17
Использованная литература.....	17

Введение

Выполнение курсовых проектов по дисциплине «Водозаборы из поверхностных источников» связано с решением комплекса задач по обоснованию выбора технологического, энергетического, грузоподъемного оборудования, размеров водоприемных сооружений и помещений насосных станций (ВЗС).

Материалы учебного пособия в совокупности с методическими указаниями, приведенными в задании по одноименному курсовому проекту, дают возможность правильно подходить к решению перечисленных выше задач на стадии учебного проектирования сооружений систем водоснабжения.

При выполнении графической части проекта целесообразно пользоваться типовыми проектами, утвержденными государственными ведомствами.

Размеры сооружений и помещений следует назначать в соответствии с действующими правилами по унификации производственных зданий и сооружений.

ВЗС должны обеспечивать прием и подачу воды потребителю при минимальных и максимальных уровнях воды в источнике водоснабжения; удовлетворять санитарным требованиям. Их место размещения, размеры и форма назначаются по условию обеспечения плавного обтекания речным потоком воды, наименьшего стеснения и переформирования русла. При проектировании ВЗС предусматриваются: мероприятия по защите молоди рыб от попадания в водоприемные сооружения; по обеспечению экологического баланса в водной и воздушных средах.

1. Выбор места и типа водозаборных сооружений

Водозаборный узел размещается на правом берегу реки в месте плеса. В выбранном створе реки берег пологий. Проектная производительность водозабора $Q_{\text{в}} < 1 \text{ м}^3/\text{с}$, в этой связи тип его водоприемных устройств предусматривается как у сооружений с забором воды из русла реки через затопленные оголовки. Затопленный оголовок размещается на дне реки при соблюдении условий:

минимальный слой воды над оголовком от нижней кромки льда – 0,2 м;

минимальный слой воды над оголовком от – 0,3 м;

минимальный порог между дном и низом водоприемных окон – 0,5 м.

Состав водозаборных сооружений

1. Оголовок;
2. Самотечные водоводы;
3. Береговой колодец, совмещенный с насосной станцией 1-го подъема.

Проектируемые водозаборные сооружения системы водоснабжения города по надежности относятся к сооружениям 1 категории надежности.

2. Производительность водозаборных сооружений и расчетная подача насосной станции 1 подъема

Производительность водозаборных сооружений рассчитывается по формуле:

$$Q_{\text{вод}} = \alpha Q_{\text{ср.сут}} \cdot K_{\text{сут}}^{\text{макс}}$$

где $Q_{\text{ср.сут}}$ – среднесуточный расход воды в городе, м³/сут;

$K_{\text{сут}}^{\text{макс}} = 1,1 \div 1,3$ – максимальный коэффициент суточной неравномерности;

$\alpha = 1,01 \div 1,08$ – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды водозаборных и очистных сооружений.

$$Q_{\text{вод}} = 1,08 \frac{22267}{24} \cdot 1,2 = 1202,4 \text{ м}^3/\text{час} = 334 \text{ л/с.}$$

3. Гидравлический расчет водозаборных сооружений

Водозаборные сооружения с затопленными оголовками относятся ко 2 или 3 категории. В целях выполнения условия по проектированию сооружений 1 категории и обеспечения бесперебойности подачи воды потребителям водозаборные сооружения проектируются с двумя затопленными оголовками в двух створах реки. Каждый оголовок оборудуется коллектором с вихревой камерой и водоприемными окнами, оборудованных фильтрующими кассетами.

Геометрические размеры водозаборных сооружений определяются из расчета пропуска максимального расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды при нормальных режимах водопотребления.

Потери напора в сооружениях, **энергетические затраты** на подачу воды потребителям рассчитываются при экстремальных ситуациях, т.е. в случае аварийной работы водозабора.

Расчетный расход воды, протекающей через каждый оголовок:

$$q_p = \frac{Q_{\text{вод}}}{2} = \frac{334}{2} = 167 \text{ л/с} = 0,167 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Скорость втекания воды в окно оголовка принимается (см.п.5.94.СНиП 2.04.02-84*) в пределах $v \leq 0,1 \div 0,3$ м/с.

Общая площадь входных окон каждого оголовка рассчитывается по формуле:

$$\Omega_{\text{бр}} = 1,25 \cdot q_p \cdot \frac{K_{\text{ст}}}{v},$$

где $K_{\text{ст}}$ – коэффициент, учитывающий стеснение отверстий;

1,25 – коэффициент, учитывающий засорение отверстий.

Чтобы в оголовок потоком воды не затянуло мальков или не прижало к окнам оголовка, последние оборудуются фильтрующими элементами - сетками или фильтрующими кассетами.

На проектируемых оголовках устанавливаются фильтрующие кассеты с гравийно-щебеночной загрузкой.

Для фильтрующих кассет:

$$K_{ст} = \frac{1}{P_{\phi}} = \frac{1}{0,3} = 3,33,$$

где P_{ϕ} – пористость гравийно-щебеночного фильтра 0,3-0,5

$$\Omega_{\text{ор}} = 1,25 \cdot 0,167 \frac{3,33}{0,1} = 6,95 \text{ м}^2$$

Соблюдая принципы стандартизации при строительстве объектов, размеры окон оголовков принимаются по стандартным размерам решеток, которые могут устанавливаться на окнах в периоды ремонта или замены кассет. Из справочника по специальным работам (под редакцией Москвитина А.С.) выбираются размеры решетки: 1000 x 1250 мм, весом 94 кг. Площадь живого сечения кассеты назначается в соответствии с размерами решетки, т.е. равной $\Omega_{\text{кас}} = 1,08 \text{ м}^2$.

В этой связи, количество кассет на один оголовок принимается:

$$n = \frac{\Omega_{\text{ор}}}{\Omega_{\text{кас}}} = \frac{6,95}{1,08} \approx 6 \text{ шт.}$$

При наличии фильтрующих кассет сетки в водоприемной камере могут не устанавливаться.

Проверяя скорость движения воды на входе перед фильтрующей кассетой с заданными размерами:

$$v = \frac{0,167 \cdot 3,33}{6 \cdot 1,08} = 0,085 \text{ м/с} < 0,1 \text{ м/с},$$

можно сделать вывод, что требование СНиП по пределам скорости входа воды в оголовки, в целях предотвращения гибели молодежи, выполняется.

При промывке фильтрующей кассеты на ее место устанавливается решетка, а в водоприемной камере сетка.

Подача воды потребителям при аварийной ситуации или ремонтах должна быть в пределах: $Q_{\text{ав}} \geq 0,7 Q_{\text{вод}}$, т.е. $Q_{\text{ав}} \geq 0,7 \cdot 0,334 = 0,233 \text{ м}^3/\text{с}$.

Проверим работу водозахватных устройств при ремонтах или промывке одного из оголовков:

если установлены фильтрующие кассеты, то скорость втекания воды в оголовки составит:

$$v_{70\%} = (0,7 \cdot 0,334 \cdot 1,25 \cdot 3,33) / 6,48 = 0,12 \text{ м/с}, \text{ т.е. в пределах } 0,1 \div 0,2 \text{ м/с}.$$

По проекту: оголовок принимается с цилиндрическим коллектором переменного сечения и вихревой камерой.

Сечения коллектора принимаются по условию:

скорость движения воды в коллекторе предусматривается неизменной и не меньше 0,75 м/с;

наибольший диаметр коллектора (камеры) определяется по формуле

$$D_{\text{мак}} = 2 \sqrt{\frac{Q_{\text{в}}}{\pi \cdot v_{\text{м}}}},$$

где $v_{\text{м}}$ – принимается несколько меньше расчетной скорости в водоводе, м/с.

В данном проекте $D_{\text{мак}}$ принимается равным диаметру водовода (в целях упрощения расчетов).

Длина коллектора (вихревой камеры) принимается из расчета $L = 6 \div 10 D_{\text{мак}}$, где $D_{\text{мак}}$ – максимальный поперечный размер вихревой камеры.

Чтобы определить $D_{\text{мак}}$ необходимо рассчитать диаметр водовода $D_{\text{вод}}$.

Водоводы принимаются самотечными от каждого оголовка (самотечные водоводы надежнее сифонных).

Самотечные водоводы

Диаметр каждого водовода назначается по условию:

пропускная способность водовода $q_1 = \frac{Q_{\text{вод}}}{2} = 0,167 \text{ м}^3/\text{с}$, при $0,7 \leq v_1 \leq 1 \text{ м/с}$ (п.5.99 СНиП 2.04.02-84).

Если $v_{1\rho} = 0,9 \text{ м/с}$, то

$$D_{\text{вод}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_1}{\pi \cdot v_1}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,167}{3,14 \cdot 0,9}} = 0,486 \approx 0,5 \text{ м}.$$

По справочнику строителя (под ред. Перешивкина А.К.) выбираются трубы для самотечных водоводов: стальные трубы D_y 500 мм с внутренним цементно-песчаным покрытием. Толщина покрытия $\delta = 7 \text{ мм}$.

Анализируя план источника водоснабжения (выданного по заданию), выбирается место размещения оголовков и водоприемного колодца. Оценивается длина водоводов.

В данном проекте длина самотечных водоводов одинаковая и равна: $L_{\text{вод}} = 60 \text{ м}$.

Потери напора в водоводе при аварийном режиме составят:

$$h = i \cdot L_{\text{вод}} \cdot 1,2 = A \cdot k \cdot q^2 \cdot L_{\text{вод}} \cdot 1,2 = 0,4939 \cdot 0,98 \cdot 0,7 \cdot 0,334^2 \cdot 60 \cdot 1,2 = 0,19 \approx 0,2 \text{ м},$$

$$\text{при } q = 0,7 \cdot 0,334 = 0,233 \text{ м}^3/\text{с}, D_y \text{ 500 мм}, v_{70\%} = 1,12 \text{ м/с}, k = 0,98, A = 0,4939$$

Вихревая камера

Вихревая камера (коллектор) монтируется из стальных телескопических труб с такими диаметрами, которые бы по всей длине камеры обеспечивали равномерное движение воды.

Расход воды, который приходится на один оголовок, составляет: $q = 0,167 \text{ м}^3/\text{с}$. Усредненная скорость в камере принимается равной $v = 0,8 \text{ м/с}$.

$$\text{через одно окно в оголовок поступает } q_{\text{ок}} = \frac{q}{n} = \frac{0,167}{6} = 0,028 \text{ м}^3/\text{с}, \text{ при } v = 0,8 \text{ м/с}$$

где n – количество входных окон.

В этой связи размеры вихревой камеры (коллектора) принимаются:

в конце камеры- $D_{\text{кам}} = D_{\text{вод}} = 500$ мм;

в начале - $D_{\text{кам}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,167}{6 \cdot 3,14 \cdot 0,8}} = 0,21$ м, $D_{\text{кам}} \approx 200$ мм;

после 2 окна- $D_{\text{кам}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,028 \cdot 2}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,29$ м, $D_{\text{кам}} \approx 300$ мм;

после 3 окна- $D_{\text{кам}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,028 \cdot 3}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,36$ м, $D_{\text{кам}} \approx 350$ мм;

после 4 окна- $D_{\text{кам}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,028 \cdot 4}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,42$ м, $D_{\text{кам}} \approx 400$ мм;

после 5 окна- $D_{\text{кам}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,028 \cdot 5}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,47$ м, $D_{\text{кам}} \approx 450$ мм.

Длина камеры принимается: $L = 6 \div 10 D_{\text{макс}} = 10 \cdot 0,5 = 5$ м. Длина оголовка, с учетом условий устойчивости, прочности и размеров его составных узлов, принимается - 8 м
Ширина – 2,4 м.

Проверка на незаиляемость водоводов

Скорость движения воды в водоводе должна быть достаточной, для предотвращения выпадения мелких наносов в количестве ρ , кг/м³. Выполним проверку этого условия по формуле:

$$\rho \leq 0,11 \left(1 - \frac{G}{U}\right)^{4,3} \left(\frac{g^3}{q \cdot G \cdot D}\right),$$

где ρ – мутность воды в реке; для легких условий забора воды $\rho < 0,5$ кг/м³;

по заданию $\rho = 0,1$ кг/м³;

G - гидравлическая крупность взвеси, с учетом задания и данных таблицы 1, $G = 0,0093$ м/с;

U – скорость выпадения взвеси, $U = \frac{\sqrt{g}}{C}$ м/с;

C – коэффициент в формуле Шези, для цементного покрытия $C = 72,2$ м^{0,5}/с;

$g = 9,81$ м/с².

Таблица 1

Гидравлическая крупность взвешенных частиц в воде источника

Взвесь	Гидравлическая крупность,	Размер частиц взвеси, мм
--------	---------------------------	--------------------------

		мм/с	
Галька	крупная	1345	50 – 150
	мелкая	765	16 – 50
Гравий	крупный	425	5 - 15
	мелкий	241	1,5 - 5,0
Песок	крупный	100	1,5 - 0,5
	средний	50	0,5 - 0,15
	мелкий	7	0,15 - 0,05
Ил	крупный	6	0,05 - 0,10
	средний	0,7	0,015 - 0,05
	мелкий	0,066	0,005 - 0,015
Глина	крупная	0,005	0,001 - 0,005
	мелкая	0,00044	0,0005 - 0,001
Коллоидные частицы		0,000007	0,000001- 0,0005

$$U = \frac{\sqrt{9,81}}{72,2} \cdot 0,9 = 0,039 \text{ м/с},$$

$$\rho = 0,11 \left(1 - \frac{0,0093}{0,039}\right)^{4,3} \left(\frac{0,9^3}{9,81 \cdot 0,0093 \cdot 0,5}\right) = 0,52 \text{ кг/м}^3$$

$$0,11 \left(1 - \frac{0,0093}{0,039}\right)^{4,3} \left(\frac{1,24^3}{9,81 \cdot 0,0093 \cdot 0,5}\right)$$

Поскольку $0,52 \text{ кг/м}^3 > 0,1 \text{ кг/м}^3$, то условие выполняется.

**Проверка на возможность смыва со дна
трубопровода песчаных частиц**

Кроме мелких частиц в водовод могут попадать и более крупные частицы, которые осаждаются в трубопроводе. Поэтому на практике водовод промывается (хотя и редко). Чем больше наносов, тем больше требуется скорость движения промывной воды. Эта скорость оценивается по формуле:

$$v_{\text{пр}} \geq A (d \cdot D)^{0,25},$$

где $A=5 \div 10$ коэффициент, определяющий эффективность промывки;

d – средневзвешенный диаметр песка (наносов), мм; $d=2$ мм – по заданию;

$D=500$ мм – диаметр водовода

$$v_{\text{пр}} = 7(0,002 \cdot 0,5)^{0,25} = 1,24 \text{ м/с}.$$

При скорости $v \leq 1,24$ м/с частицы наносов будут откладываться в самотечном водоводе. В этой связи предусматривается промывка самотечных водоводов обратным током воды из напорных водоводов.

Если принять $v_{\text{пр}} = 2$ м/с, тогда расход воды на промывку составит:

$$Q_{\text{пр}} = v_{\text{пр}} \cdot S = 2 \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} = 0,39 \text{ м}^3/\text{с}, \text{ что больше расчетной подачи насосной}$$

станции $Q=0,334 \text{ м}^3/\text{с}$;

при $g_{\text{пр}}=1,24 \text{ м/с}$, $Q_{\text{пр}}=0,243 \text{ м}^3/\text{с}$.

Для обеспечения смыва наносов в водоводе меньшим расходом воды проектом предусматривается импульсная промывка. После импульсной промывки самотечного водовода вода из напорных водоводов насосной станции 1 подъема в сутки минимального водопотребления будет подаваться вновь в самотечный водовод.

Во время промывки одного водовода, другой работает. Нагрузка на работающий водовод составит:

$$Q_{\text{ав.}} = K_{\text{сут}}^{\text{мин}} \cdot 0,7 \cdot Q_{\text{вод}} + Q_{\text{пр}} = 0,62 \cdot 0,7 \cdot 0,334 + 0,243 = 0,379 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $K_{\text{сут}}^{\text{мин}} = 0,62$ – коэффициент неравномерности в сутки минимального водопотребления.

Подача воды по рабочему водоводу, во время промывки второго, обеспечивается при скорости:

$$g = \frac{4 \cdot 0,379}{3,14 \cdot 0,5^2} = 1,93 \text{ м/с},$$

а потери напора в самотечном водоводе составят:

$$h = 0,4939 \cdot 0,922 \cdot 0,379^2 \cdot 60 \cdot 1,2 = 4,7 \text{ м}$$

Прямая промывка водоводов была бы возможна, если бы емкость приемного колодца была достаточна для приема всей промывной воды или были бы установлены дополнительные насосы для сброса воды из приемной камеры. Поскольку дополнительные насосы на станции не предусматриваются, необходимо проверить условие:

$$W_{\text{кол}} = T_{\text{пр}} \cdot Q_{\text{пр}}$$

Время промывки $T_{\text{пр}}$ водовода, при условии мгновенного насыщения потока:

$$T_{\text{пр}} = \frac{\gamma \cdot W_{\text{нан}}}{(\rho_{\text{пр}} - \rho) Q_{\text{пр}}},$$

где γ – объемный вес песка, 1700 кг/м^3 ;

$W_{\text{нан}}$ – объем наносов, м^3 ;

$\rho_{\text{пр}}$ – предельная мутность воды в потоке, перемещаемой промывной водой.

$$W_{\text{нан}} = 0,1 \cdot 60 \cdot (\pi \cdot D^2) / 4 = 0,1 \cdot 60 \cdot (3,14 \cdot 0,5^2) = 1,17 \text{ м}^3$$

$$\rho_{\text{пр}} = 0,11 \left(1 - \frac{0,0093}{0,039}\right)^{4,3} \left(\frac{1,24^3}{9,81 \cdot 0,0093 \cdot 0,5}\right) = 1,37 \text{ кг/м}^3$$

$$T_{\text{пр}} = \frac{1700 \cdot 1,17}{(1,37 - 0,1) \cdot 0,243} = 6445 \text{ с} = 107 \text{ мин.}$$

Необходимый объем приемного колодца:

$$W_{\text{кол}} \geq W_{\text{пр.воды}} = T_{\text{пр}} \cdot Q_{\text{пр}} = 107 \cdot 60 \cdot 0.243 = 1560 \text{ м}^3$$

Если принять диаметр приемного колодца – 9 м, а максимальный подъем воды в колодце – 10 м, то $W_{\text{кол}} = \frac{3,14 \cdot 81}{4} \cdot 10 = 635 \text{ м}^3$, что $< 1560 \text{ м}^3$.

Вывод: Прямая промывка водоводов не целесообразна.

Потери напора в водозаборных сооружениях

Потери напора в самотечных водоводах – $h_{\text{вод}} = 4,7 \text{ м}$

Самотечные водоводы укладываются с уклоном $i = 0,005$ с повышением в сторону водоприемного колодца

Потери напора в сетках принимаются в пределах 0,1 м

Потери напора в фильтрующей загрузке кассеты – 0,2 м (по графику типового проекта)

Потери напора на вход в самотечную трубу $h_{\text{вх}} = (0,03 \div 0,05) + 2,5 \cdot (9^2/2g) = 0,05 + (0,12^2/19,62) \approx 0,052 \text{ м}$.

Суммарные потери напора в оголовке и самотечной линии составляют:

$$\Sigma h = 4,7 + 0,1 + 0,2 + 0,052 = 5,052 \approx 5 \text{ м}$$

Определение отметок водозаборных сооружений

Отметка верха оголовка

$$Z_{\text{огол}} = Z_{\text{мин}} - h_1 - h_2 = 160,5 - 0,9 \cdot 0,8 - 0,2 = 159,58 \text{ м},$$

где $Z_{\text{мин}}$ – отметка зимней межени или минимального уровня воды в реке;

$h_1 = 0,9 \cdot \delta_{\text{л}}$ – толщина льда под уровнем вод, м;

$\delta_{\text{л}}$ – толщина льда, м;

h_2 – минимальный слой воды над оголовком до нижней кромки льда, 0,2 м.

Отметка дна оголовка $Z_{\text{дна}}$.

$$Z_{\text{дна}} = Z_{\text{ог}} - h_3 - h_4 - h_5 = 159,58 - 1,25 - 0,5 - 0,2 = 157,63 \text{ м},$$

где $h_3 = 1,25$ – высота кассеты (решетки), м;

$h_4 = 0,5$ – высота порога между дном и низом водоприемных окон, м;

$h_5 = 0,2$ – толщина потолка оголовка, м;

По условиям типового проектирования русловых водозаборов, глубина воды в реке, в месте размещения оголовка, должна быть $H \geq 3 \text{ м}$.

Отметка дна в месте размещения оголовков принимается 157,63 м.

Толщина крепления дна в месте установки оголовка равна 0,8 м

Отметка пола берегового колодца (нулевая отметка).

Отметка пола берегового колодца должна располагаться на 0,5 м выше горизонта половодья с 90% уровнем обеспеченности.

$$Z_{\text{пол.б.к.}} = Z_{\text{мак}} + \Delta h = 166 + 0,5 = 166,5 \text{ с запасом принимается отметка } \nabla 167 \text{ м}$$

где $Z_{\text{мак}}$ – горизонт половодья (максимальный уровень воды в реке), м;

$\Delta h = 0,5$ – превышение, м.

Отметка уровня воды в приемной камере берегового колодца.

Принимаем потери напора в фильтрующей кассете и в самотечных водоводах – 5 м (при экстремальных условиях). Тогда:

– при максимальном уровне воды в реке

$$Z_{\text{пр.кам}}^{\text{мак}} = Z_{\text{з.в}}^{\text{мак}} - \Sigma h = 166 - 5 = 161 \text{ м}$$

– при минимальном уровне воды в реке

$$Z_{\text{пр.кам}}^{\text{мин}} = Z_{\text{з.в}}^{\text{мин}} - \Sigma h = 160,5 - 5 = 155,5 \text{ м}$$

Отметки уровня воды в скважине берегового колодца.

Принимаем потери напора на вход в скважину – 0,1 м (при экстремальных условиях). Сетки отсутствуют. Тогда:

– при максимальном уровне воды в реке

$$Z_{\text{сет}}^{\text{мак}} = 161 - 0,1 = 160,9 \text{ м}$$

– при минимальном уровне воды в реке

$$Z_{\text{сет}}^{\text{мин}} = 155,5 - 0,1 = 155,4 \text{ м}$$

Отметка дна водоприемного колодца

Для подъема воды из колодца применяются погружные насосы. Насосные агрегаты устанавливаются в скважинах, которые пробурены в дне колодца.

Минимальная глубина приемного колодца назначается по условию заглубления плоских сеток под уровень воды и создания отстойной зоны $h = 0,5$ м в камере перед сетками.

Заглубление верха сетки от уровня воды в колодце принимается $\Delta h = 0,2$ м

Примечание: сетки в колодцах можно не ставить, если на оголовках устанавливаются фильтрующие кассеты (см. п. 5.106 СНиП 2.04.02-84).

Если из гарантийных соображений учащийся предусматривает плоские сетки на водозаборе, то расчет выполняется в следующей последовательности.

Площадь сеток рассчитывается по формуле:

$$\Omega_{\text{сетка}} = 1,25 \cdot q_p \cdot \frac{K_{\text{ст}}}{g},$$

где $K_{\text{ст}} = [(a_{\text{ст}} + c_{\text{ст}}) a_{\text{ст}}]^2$

Для стандартной плоской сетки размерами: 1000x1500 мм, с ячейками 2x2 мм и диаметром проволоки 1,2 мм, весом 90,7 кг (см. справочник монтажника под. Ред. Москвитина А.С.):

$$K_{ст} = [(2+1,2) 2]^2 = 2,56$$

$$\Omega_{сетка} = 1,25 (0,167 \cdot 2,56) / 0,2 = 1,33 \approx 1,5 \text{ м}^2,$$

скорость движения воды в плоских принимается в пределах: $\vartheta_{сет} = 0,2 \div 0,4 \text{ м/с}$.

Принимается: 2 сетки, площадью 1,5 м² каждая. При увеличении скорости втекания воды в сетки свыше 0,4 м/с, последние необходимо промывать.

Отметка дна водоприемного колодца:

$$\nabla Z_{дна} = 155,4 - 0,2 - 1,5 - 0,5 = 153,2 \text{ м}$$

Примечание: в данном проекте сетки не предусматриваются.

4. Расчет насосной станции 1-го подъема

Подача воды потребителям осуществляется при равномерном режиме работы насосной станции 1-го подъема в течение суток с максимальным водопотреблением и составляет $Q_{нас.ст.} = 334 \text{ л/с}$. Количество напорных водоводов – 2 шт.

Напорные водоводы монтируются из чугунных труб с шаровидным графитом (ЧШГ) с внутренним цементно-песчаным покрытием.

Расчетные параметры каждого напорного водовода: расчетный расход $q_n = 0,167 \text{ м}^3/\text{с}$, $D_y = 400 \text{ мм}$, $i = 0,0047$, $\vartheta = 1,38 \text{ м/с}$.

Напор, который должны создавать насосы насосной станции, равен:

$$H = H_r + h + h_{н.ст} + h_{св},$$

где H_r – разность отметок минимального уровня воды во всасывающей камере берегового колодца и отметки уровня воды смесителя на очистных сооружениях, м;

h – потери напора в напорных водоводах, м;

$h_{н.ст} = 2,5 \div 5$ – потери напора в коммуникациях насосной станции, м;

$h_{св} = 1$ – свободный напор на излив, м

$$H_r = 175 - 155,4 + 1 = 18,6 \approx 19 \text{ м}$$

$$h = 1,1 \cdot i \cdot L = 1,1 \cdot 0,0047 \cdot 1000 = 5,17 \text{ м},$$

где 1,1- коэффициент, учитывающий потери напора на местные сопротивления по длине

$L = 1000 \text{ м}$ – длина напорных водоводов, м;

175 – отметка уровня воды в точке потребления.

$$H = 19 + 5,17 + 3 = 27,17 \approx 28 \text{ м},$$

где 3 м потери напора в коммуникациях насосной станции.

Насосная станция оборудуется погружными однотипными насосами: 3 рабочих и 2 резервных. На станции предусматривается дополнительно одна резервная скважина под насос на случай расширения водозаборных сооружений.

Марка однотипного насосного агрегата: ЭЦВ 12-375-30 М, электродвигатель 2ПЭДВ 45-230, $n = 2900$ об/мин, $N = 45$ кВт, $U = 380$ В, вес агрегата: 360 кг, габариты: 1320x860x330 мм, диаметр напорного патрубка $D_n = 219$ мм, водоподъемный трубопровод – $D_n = 219 \times 6$ мм, диаметр скважины – $D_{скв} = 402$ мм.

Погружной насос (по виду конструкции насоса) оборудован обратным клапаном.

Напорные трубопроводы насосного агрегата принимаются из стальных труб $D_y = 200$ мм (по диаметру напорного патрубка насоса, увеличение потерь напора в трубопроводах насосного агрегата при увеличении скорости воды ϑ будет незначительно); коллектора – из стальных труб $D = 400$ мм.

Напорные водоводы монтируются из труб ВЧШГ $D = 400$ мм с цементно-песчаным покрытием.

Для построения характеристики водоводов воспользуемся данными таблицы 1.

Таблица 1

$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	$Q^2, (\text{м}^3/\text{с})^2$	S	SQ^2	$H_r, \text{ м}$	$H = H_r + SQ^2, \text{ м}$
0,1	0,01	292,94	2,92	19	21,92
0,2	0,04	292,94	11,71	19	30,71
0,3	0,09	292,94	26,36	19	45,36

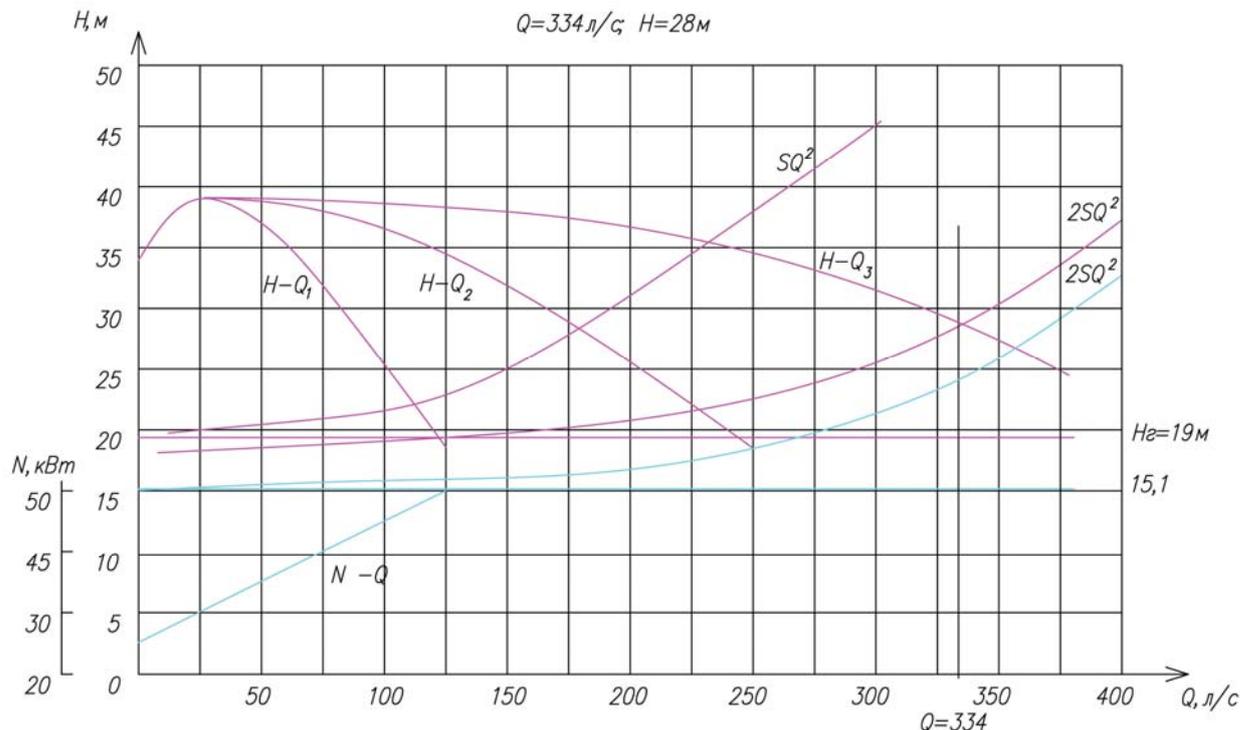
$$\text{где } S = \frac{h}{Q^2} = \frac{8,17}{0,167^2} = 292,94$$

При максимальном уровне воды в реке $H_r = 175 - 160,9 + 1 = 15,1$ м

После построения графиков совместной работы насосов и водоводов анализируется эффективность работы насосной станции 1 подъема.

Вывод: графо-аналитические построения характеристик насосов и водоводов показали, что насосная станция обеспечивает подачу воды потребителям при всех расчетных случаях. Запас мощности двигателей насосов достаточен для подачи воды при максимальных и минимальных уровнях воды в реке.

Графики совместной работы насосов и водоводов



5. Габариты берегового колодца в плане

Принимаются во внимание следующие условия:

колодец делится на секции; количество насосных агрегатов – 5 шт + 1 шт.; диаметр каждой скважины $D_{\text{скв}} = 402 \text{ мм}$; расстояние между агрегатами $\sim 1 \text{ м}$ ($U < 1000 \text{ в}$); агрегаты размещаются в 1 ряд по оси колодца, тогда диаметр колодца может быть равен:

$$\varnothing = (6 \cdot 0,4) + (5 \cdot 1) + (2 \cdot 0,7) = 8,8 \text{ м.}$$

С учетом конструктивности сооружения, принимается диаметр колодца $\varnothing = 9 \text{ м}$.

6. Удаление осадка из приемной камеры берегового колодца

Для удаления осадка из приемной камеры берегового колодца предусматриваются гидроэлеваторы: 1 рабочий и 1 резервный. Рабочий расход воды к гидроэлеваторам поступает по обводным линиям от напорных водоводам.

Приемная камера колодца поделена на 2 секции и занимает $1/3$ площади колодца. Средняя высота осадка в камере достигает $h = 0,1 \div 0,2 \text{ м}$.

Площадь одной секции приемной камеры колодца равна:

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} = \frac{3,14 \cdot 9^2}{24} = 10,59 \approx 11 \text{ м}^2$$

Объем осадка в камере: $W_{\text{ос}} = 11 \cdot 0,2 = 2,2 \text{ м}^3$

Принимаем время откачки осадка $t = 15 \text{ мин}$.

Подача гидроэлеватора равна:

$$Q=Q_1+Q_2,$$

где Q_1 - расход подсасываемой среды,

$$Q_1 = (2 \cdot 60) / 15 = 8 \text{ м}^3/\text{час} = 2,2 \text{ л/с};$$

Q_2 - расход рабочей воды в сопле, л/с

Принимается КПД гидроэлеватора равным 0,3.

Размеры гидроэлеватора назначаются по условию:

$$R = F_1/F_2 = 0,25:0,37$$

где F_1 – площадь сопла, м^2 ;

F_2 – площадь горловины, м^2

Значения: $M = Q_1 / Q_2$, $N = H_r/H_c = 0,48 \div 0,3$, $Q_2 = 0,5Q_1 = 1,1 \text{ л/с}$;

$$d_r/d_c = 1+M = 1,5;$$

где H_r – напор, создаваемый гидроэлеватором,

$H_r = 10 \text{ м}$ (высота подъема воды)

H_c – напор в сопле, м

d_r, d_c – диаметры сопла и горловины гидроэлеватора.

Вода подается по обводной линии от напорных водоводов. Поэтому напор воды на распылке можно принять равным $H_c = 29 \text{ м}$ (напор выбранного насоса).

$$F_1 = \frac{Q_1}{\varphi \sqrt{2g \cdot H_c}} = \frac{0,0011}{0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 29}} = 0,0000485 \approx 0,00005 \text{ м}^2$$

где $\varphi=0,95$ – коэффициент расхода

$$g=9,81 \text{ м/с}^2$$

Диаметр сопла гидроэлеватора равен:

$$d_c = \sqrt{\frac{4F_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00005}{3,14}} = 0,00798 \text{ м},$$

принимаем $d_c = 8 \text{ мм}$.

Площадь поперечного сечения камеры

$$F_2 = F_1/R = 0,00005/0,31 \sim 0,00016 \text{ м}^2$$

Диаметр горловины гидроэлеватора:

$$d_r = \sqrt{\frac{4F_2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00016}{3,14}} = 0,01427 \text{ м} = 14 \text{ мм}$$

$$d_r/d_c = 14/8 = 1,75 (\approx 1,5)$$

$$v_c = \frac{4Q}{\pi d_c^2} = \frac{4 \cdot 0,0011}{3,14 \cdot 0,008^2} = 21,89 \text{ м/с}$$

$$v_r = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,0011}{3,14 \cdot 0,014^2} = 7,14 \text{ м/с}$$

Диаметр обводной линии для подачи рабочей среды, при $Q_2 = 1,1$ л/с, $v = 1$ м/с составит - $D = 0,037$ м ≈ 40 мм

7. Проверка сооружений на устойчивость

Расчет на всплывание берегового колодца

При паводке ($P = 90\%$) наиболее вероятно всплывание берегового колодца.

Диаметр подземной части берегового колодца - 9 м.

Коэффициент устойчивости на всплывание:

$$K = \frac{G + 0,5S_m}{W},$$

где G – вес берегового колодца, т;

S_j – суммарная сила трения грунта о стенки колодца, т;

W – выталкивающая сила, т;

Коэффициент устойчивости на всплывание может быть принят равным коэффициенту устойчивости сооружения на сдвиг (скольжение) по следующей таблице:

№ п/п	Сочетания нагрузок	Значения К при классе			
		I	II	III	IV
1	Только основные	1,4	1,3	1,2	1,15
2	Основные и дополнительные	1,3	1,2	1,15	1,10
3	Основные, дополнительные и особые	1,2	1,15	1,10	-

Вес водозаборных сооружений складывается по всем составляющим:

$$G = \sum_{i=1}^n G_i,$$

Вес подземной части берегового колодца:

$$G_1 = W_1 \cdot \gamma_1$$

где G_i – вес подготовки под днище берегового колодца.

$$W_1 = \pi R^2 h_1$$

где $\pi = 3,14$;

R – радиус подготовки, м;

h_1 – высота подготовки, м;

γ_1 – объемный вес подготовки, т/м³

Принимаем: $\gamma_1 = 2,2$ т/м³, $h_1 = 0,5$ м, $R_1 = 5$ м

$$G_1 = (3,14 \cdot 5^2 / 4 \cdot 0,5) \cdot 2,2 = 86,35 \text{ т}$$

Вес ножа берегового колодца, G_2

$$G_2 = \pi (R_2^2 - R_1^2) \cdot h_2 \cdot \gamma_2$$

где R_2 – радиус ножа, м;

R_1 – радиус колодца, м

h_2 – высота ножа, м.

Принимаем: $h_2 = 1,5$ м; $R_2 = 5,5$ м

$$G_2 = 3,14(5,5^2 - 5^2) \cdot 1,5 \cdot 2,2 = 103,6 \text{ т.}$$

Вес наружных стен подземной части берегового колодца

$$G_3 = 3,14(5^2 - 4,5^2) \cdot 10 \cdot 2,2 = 328,13 \approx 328 \text{ т,}$$

где 10 – глубина подземной части, м.

Вес стен внутренней части берегового колодца

$$G_4 = h(a+b)c \cdot \gamma = 10 \cdot (9+9) \cdot 0,4 \cdot 2,2 = 158,4 \text{ т}$$

Вес перекрытия подземной части

$$G_5 = \gamma \cdot h (\pi D^2) / 4 = 2,2 \cdot 0,3 \cdot 3,14 \cdot 9^2 / 4 = 41,96 \approx 42 \text{ т}$$

Вес насосов, арматуры, трубопроводов, оборудования:

$$G_6 = (0,36 \cdot 5 + 0,104 \cdot 30) \cdot 2,5 = 12,3 \text{ т}$$

Суммарные силы трения

$$S_T = (h_2 + h_3) T_0 \cdot 2 \pi R$$

где $T_0 = 4,5$ т/м² – удельная сила трения стен колодца о грунт (для гравелистых песков);
 $h_2 = 1,5$ м, $h_3 = 10$ м

$$S_T = (1,5 \cdot 4,5 \cdot 3,14 \cdot 11) + (10 \cdot 4,5 \cdot 3,14 \cdot 9) = 1504,8 \text{ т}$$

Общий вес берегового колодца

$$\Sigma G = 12,3 + 42 + 158,4 + 328 + 103,6 + 86,35 = 730,65 \text{ т}$$

Выталкивающая сила

$$W = \frac{\pi D^2}{4} H \cdot \gamma = \frac{3,14 \cdot 9^2}{4} \cdot 10 \cdot 1 = 635,85 \text{ т}$$

Проверка устойчивости берегового колодца

$$K = \frac{730,65 + 0,5 \cdot 1504,8}{635,85} = 2,33 > 1,3 - \text{следовательно, сооружение устойчиво.}$$

Проверка оголовка на всплытие

$$K_0 = \frac{G_0}{W_0} > 1,25$$

где G_0 – вес оголовка, т
 W_0 – выталкивающая сила, т.

$$G_0 = G_6 + G_M + G_p$$

где G_6 – вес бетона в оголовке, т;
 G_M – вес металла в оголовке, т;
 G_p – вес кассет (решеток), т.

$$G_6 = (2,4 \cdot 8 \cdot 2,3) \cdot 0,6 \cdot 1,8 = 47,7 \approx 47 \text{ т}$$

$$G_M = 30\% \text{ от } G_6 = 0,3 \cdot 47 = 14 \text{ т}$$

$$G_p = 0,052 \cdot 6 \approx 0,3 \text{ т}$$

$$G_0 = 47 + 14 + 0,3 = 61,3 \text{ т}$$

Выталкивающая сила: $W_0 = 2,4 \cdot 8 \cdot 2,3 \cdot 1 = 44 \text{ т}$

$$K = 61,3 / 44 = 1,39 > 1,25,$$

следовательно, оголовок устойчив на всплытие.

8. Мероприятия по рыбозащите

Для целей рыбозащиты принимаются объемные контейнеры-фильтры с зернистой загрузкой (щебень, гравий, керамзит).

Рыбозаградительные фильтры, устанавливаются с рамой в низовых устройствах водоприемника на период нереста. В период промывки фильтрующих кассет рыбозащита может достигаться за счет малых скоростей отбора воды, не превышающих $10 \times L_p = 10 \times 0,018 = 0,18 \text{ м/сек}$. На время очистки фильтрующих кассет в окна устанавливаются решетки.

9. Зоны санитарной охраны:

Зоны санитарной охраны имеют 3 пояса.

Зоны 1 пояса – зона строгого режима огораживаются на площади: 100 м – ниже по течению реки, 200 м – выше по течению реки, до границ заливаемой поймы левого берега реки.

В зоне 1 пояса запрещается всякое строительство и пребывания людей.

Зона 2-го пояса простирается на расстояние выше по течению реки от границ 1-го

пояса, обеспечивающее время протекания воды не менее 5 суток. В ней устанавливается контрольный режим, соответствующий требованиям СНиП 2.04.02-84.

Зона 3-го пояса – по границам водозабора от водоисточника, вниз и вверх по течению реки на расстояние до 3-5 км.

10. Пояснения к чертежам

К записке прилагаются примеры чертежей водозаборных сооружений в двух вариантах:

- вариант водозаборных сооружений с погружными насосами, установленных в скважине. Глубина каждой скважины назначается из расчета, что ось насоса должна находиться ниже минимального уровня воды в скважине на величину кавитационного запаса насоса, а отстойник в скважине должен быть равен 0,5-1 м;

- вариант водозаборных сооружений с погружными насосами, с сухой установкой.

Вода к насосам поступает по самотечно-всасывающим водоводам.

Вариант водозаборных сооружений выбирается проектантом.

Рекомендуемая литература

1. СНиП 2.04.02-85. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. М.: Стройиздат, 1996
2. Справочное пособие к СНиП 2.04.02-85. Проектирование сооружений для забора поверхностных вод. М.: Стройиздат, 1990
3. Образовский А.С., Ереснов Н.В., Ереснов В.Н. и др. Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников. – М.: Стройиздат, 1975.
4. Сомов Г.Ю., Журба М.Г. Водоснабжение. Том 1. Системы забора, подачи и распределения воды: Учеб. для вузов. – М.: Издательство АСВ, 2008.
5. Москвитин Б.А., Мирончик Г.М., Москвитин А.С., Дерюшев Л.Г. Оборудование водопроводных и канализационных сетей и сооружений. Учебник для вузов. / Под редакцией Дерюшева Л.Г. – 2-е изд., переработанное и дополненное. – М.: ООО «ИД «БАСТЕТ», 2011
6. Монтаж систем внешнего водоснабжения и водоотведения. Справочник строителя. (Под ред. А.К. Перешивкина). М.: Стройиздат, 2003.
7. Карелин В.Я. Минаев А.В. Насосы и насосные станции. М.: Стройиздат, 2010.
8. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. М.: ООО «Бастет», 2007.
9. Каталоги насосов