

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

КУБАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

В.Г. Гринь
Орехова В.И.

Методические указания к выполнению курсового проекта
«Водозаборные сооружения поверхностных и под-
земных вод»

Краснодар
2009

1. РУСЛОВЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

Водозабор должен обеспечить пропуск максимального суточного расхода $Q_{\text{maxсут}}$ в соответствии с режимом работы сооружений.

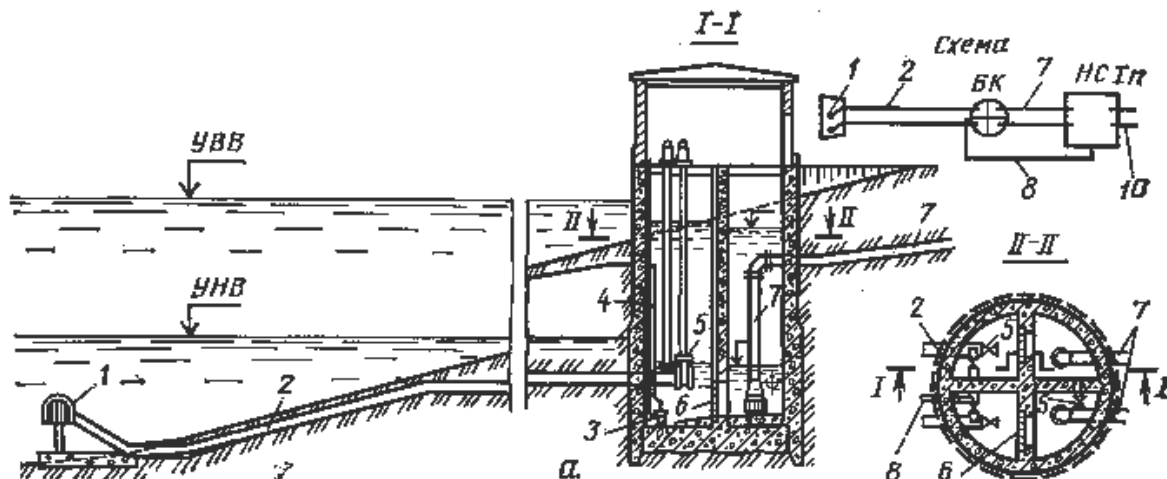


Рисунок 1- Русловой водозабор:

1-оголовок; 2-самотечные трубы; 3-эжектор; 4-трубы эжектора; 5- задвижка; 6-сетка; 7, 10-всасывающие и нагнетательные трубы; 8- подача воды от напорной линии на промывку самотечных труб

1.1 Конструирование оголовка и расчет входных отверстий

Русловой водозабор состоит из приемного оголовка, самотечной линии и берегового приемного колодца (рис. 1).

Принимаем оголовок незащищенного типа, так как река несудоходна и не используется для лесосплава. Согласно СНиП 2.04.02—84 верх оголовка должен размещаться ниже кромки льда не менее чем на 0,2 м, а низ должен быть выше дна водоема не менее чем на 0,5 м.

Водоприемник устраиваем в виде наклонного стояка с воронкой (раструбом). Входные отверстия воронок располагаем по течению реки и перекрываем сороудерживающими решетками.

Площадь входных отверстий (м^2) водоприемников определяем, исходя из скорости входа воды с учетом стеснения сороудерживающими решетками от засорения, по формуле

$$F_{\text{ор}} = 1,25 \frac{Q_{\text{расч}}}{V_{\text{вх}}} K,$$

1,25 — коэффициент, учитывающий засорение отверстий;

$Q_{\text{расч}}$ — расчетный расход одной секции, одного трубопровода, $\text{м}^3/\text{с}$;

$$q_{\text{расч}} = \frac{aQ_{\text{макссут}}}{Ti \cdot 2 \cdot 3600}$$

a - коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды водопровода, принимаем $a=1,09...1,1$;

$Q_{\text{макссут}}$ — максимальный суточный расход, $\text{м}^3/\text{сут}$;

Ti — продолжительность работы насосной станции i подъема, принимаем круглосуточную; $Ti = 24$;

2 — число секций, трубопроводов;

$$q_{\text{расч}} = 1,1 \cdot 240 / (24 \cdot 2 \cdot 3600) = 0,0015 \text{ м}^3/\text{с}$$

$V_{\text{вх}}$ — скорость входа воды в водоприемные отверстия, принимаем $=0,15 \text{ м/с}$ (по СНиП 2.04.02—84 $V_{\text{вх}}=0,1 \dots 0,3 \text{ м/с}$);

K — коэффициент, учитывающий стеснение отверстий стержнями решетки;

$$K=(a+c)/a$$

a — расстояние между стержнями в свету, см;

c — толщина стержней, см;

Для фильтрующего водоприемника с учетом рыбозащиты $K=2$

$$F_{\text{бр}}=1,25 \cdot 0,0015 \cdot 2 / 0,15 = 0,025$$

Диаметр входной воронки

$$D = \sqrt{4F_{\text{бр}}/\pi} = 0,18 \text{ м}$$

Принимаем стандартную решетку (которая должна быть \geq полученной расчетом) с просветом окна $500 \times 500 \text{ мм}$ и $F_{\text{бр}}=0,25 \text{ м}^2$.

Проверим решетку на случай отключения при аварии одной линии самотечных труб, приняв расход по одной линии $0,7q_{\text{расч.водозаб}} = 0,7 \cdot 0,003 = 0,0021 \text{ м}^3/\text{с}$ ($q_{\text{расч.водозаб}} = 2q_{\text{расч.}} = 2 \cdot 0,0015 = 0,003 \text{ м}^3/\text{с}$).

Тогда скорость входа

$$V_{\text{вх}} = \frac{1,25 \cdot 0,7q_{\text{расч.водозаб}} K}{F_{\text{бр}}} = 1,25 \cdot 0,0021 \cdot 2 / 0,25 = 0,021 \text{ м/с}$$

$V_{\text{вх}}=0,021 \text{ м/с} < 0,3 \text{ м/с}$, что находится в допустимых пределах.

1.2 Расчет самотечных линий

Исходя из надежности работы водозабора, принимаем водовод из двух самотечных линий, проложенных с обратным уклоном из стальных труб. Стальные трубы хорошо сопротивляются ударам плавающих предметов и не разрушаются при образовании под ними местных временных промоин.

Расчет самотечной линии заключается в определении диаметра водовода и потерь напора в нем, исходя из следующих требований: скорость течения воды в трубе должна быть не менее скорости течения в реке при УКВ $V_{\text{реки}}=0,5 \text{ м/с}$ и не

менее незаиляющей скорости 0,7 м/с (СНиП 2.04.02—84).

Примем для расчета $V_{\text{расч}}=0,7$ м/с, тогда площадь поперечного сечения самотечных труб

$$F_{\text{сам}}=\pi d^2/4=0,785d^2,$$

Приравниваем

$$F_{\text{сам}}=V_{\text{расч}}$$

откуда диаметр самотечных труб (м)

$$d=\sqrt{q_{\text{расч}}/0,785 \cdot V_{\text{расч}}}=(0,0015/(0,785 \cdot 0,7))^{0,5}=0,052 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр, округляя полученный по расчету в меньшую сторону, 50 мм=0,05 м и проверяем скорость в трубе

$$V=q_{\text{расч}} / F_{\text{сам}}=0,0015/(0,785 \cdot 0,05^2)=0,76$$

1.3 Потери напора в самотечных линиях при УНВ (работе в межень)

Потери напора определяют как сумму потерь на местные сопротивления $\sum h_{\text{мест}}$, поскольку при малой длине трубопровода (самотечных труб) они составляют значительную величину, и потерь напора по длине $h_{\text{дл}}$ (см рис, 1.20, 1.22):

$$\sum h_{\text{УНВ}}=\sum h_{\text{мест}}+h_{\text{дл}};$$

$$\sum h_{\text{мест}}=h_1+h_2+h_3+h_4,$$

где h_1 —потери напора в решетке (на входе), принимают $h_1=0,1$ м; h_2 —потери на вход;

$$h_2=\zeta \frac{V^2}{2g};$$

ζ — коэффициент гидравлического сопротивления при входе в раструб;
 $\zeta=0,1$;

$$h_2=0,1 \cdot 0,7^2/(2 \cdot 9,81)=0,002$$

h_3 — потери напора в фасонных частях (тройнике) и арматуре (задвижке) на самотечных линиях;

$$h_3=\sum \zeta \frac{V^2}{2g}=(\zeta_{\text{тр}}+\zeta_{\text{завд}})V^2/2g=(0,1+0,1)0,7^2/2 \cdot 9,81=0,005$$

h_4 — потери напора на выходе (на вход в колодец);

$$h_4 = h_2 = \zeta \frac{V^2}{2g} = 1(0,7^2/2 \cdot 9,81) = 0,02 \text{ м};$$

$h_{\text{дл}}$ — потери напора по длине, определяют при работе двух линий самотечных труб;

$$h_{\text{дл}} = AKlq_{\text{расч}}^2 = 1,05 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 0,0015^2 = 0,000047 \text{ м};$$

l — длина самотечных труб, $l=10 \text{ м}$

$$\sum h_{\text{УНВ}} = 0,1 + 0,002 + 0,005 + 0,02 + 0,000047 = 0,127 \text{ м}.$$

1.4 Потери напора при аварийной работе водозабора в период отключения одной линии при УНВ

Согласно СНиП 2.04.02—84 при аварийной работе должен быть подан расход не менее 70% расчетного расхода водозабора, то есть

$$Q_{\text{ав}} = 0,7q_{\text{расч.водоз}} = 0,0021 \text{ м}^3/\text{с}$$

Тогда скорость при аварии

$$V_{\text{ав}} = Q_{\text{ав}} / F_{\text{сам}} = 1$$

а потери напора:

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{\text{дл}},$$

$$h_1 = 0,1 \text{ м};$$

$$h_2 = \zeta \frac{V_{\text{ав}}^2}{2g} = 0,05 \text{ м}$$

$$h_3 = \sum \zeta \frac{V_{\text{ав}}^2}{2g} = (\zeta_{\text{тр}} + \zeta_{\text{зав}}) V_{\text{ав}}^2 / 2g = 0,01 \text{ м}$$

$$h_4 = h_2 = \zeta \frac{V_{\text{ав}}^2}{2g} = 0,05 \text{ м}$$

$$h_{\text{дл}} = AKl(0,7q_{\text{расч.водозаб}})^2 = 0,000093 \text{ м}$$

$$\sum h_{\text{ав}} = 0,1 + 0,05 + 0,01 + 0,05 + 0,000093 = 0,21 \text{ м}$$

Потери напора при пропуске расчетного расхода водозабора по одной линии в паводок (при УВВ). Скорость в самотечной линии должна быть больше, чем скорость в реке $V_{\text{реки}}$ при УВВ, поэтому весь расход идет по одной линии (одна отключается).

$$V_{\text{УВВ}} = q_{\text{расч.водозаб}} / F_{\text{сам}} = 0,003 / 0,00196 = 1,53 \text{ м/с}$$

а потери напора:

$$h_1 = 0,1 \text{ м};$$

$$h_2 = \zeta \frac{V_{\text{УВВ}}^2}{2g} = 0,1 \text{ м}$$

$$h_3 = \sum \zeta \frac{V_{\text{УВВ}}^2}{2g} = (\zeta_{\text{тр}} + \zeta_{\text{зав}}) V_{\text{УВВ}}^2 / 2g = 0,02 \text{ м}$$

$$h_4 = h_2 = \zeta \frac{V_{\text{УВВ}}^2}{2g} = 0,1 \text{ м}$$

$$h_{\text{дл}} = AKlq^2_{\text{расч.водоз}} = 1,05 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 0,003^2 = 0,000189 \text{ м}$$

$$\sum h_{\text{УВВ}} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{\text{дл}} = 0,1 + 0,1 + 0,02 + 0,1 + 0,000189 = 0,32 \text{ м}$$

1.5 Промывка самотечных труб

При эксплуатации не исключено засорение входных решеток и труб. Для удаления сора и наносов их промывают обратным током воды. Воду на промывку подают по нагнетательной линии от насосной станции.

Скорость промывной воды

$$V_{\text{пром}} = A(Dd)^{0,25} > 2,5 \text{ м/с},$$

A — коэффициент, согласно СНиП A = 7,5...10, принимаем A = 8; D — диаметр самотечной линии, м; d — диаметр промывных частиц, принимаем 0,1 мм.

$$V_{\text{пром}} = A(Dd)^{0,25} = 8 \cdot (0,05 \cdot 0,10)^{0,25} = 2,13 < 2,5 \text{ м/с}.$$

Расход промывной воды

$$q_{\text{пром}} = V_{\text{пром}} \cdot F_{\text{сам}} = 2,13 \cdot 0,00196 = 0,0042 \text{ м}^3/\text{с}$$

1.6. Определение размеров берегового колодца по высоте.

Между приемным и всасывающим отделениями устанавливают плоскую съемную сетку (см, рис. 1.21,6), размеры которой определяют по скорости V_c прохода воды через ячейки в свету (принимают не более 0,4 м/с при отсутствии внешних рыбозаградителей):

$$F_{\text{бр}} = 1,25(q_{\text{расч}} / V_c) K_c$$

Зная расход, скорость и определив коэффициент, учитывающий стеснение входа стержнями решеток,

$$K = [(a+c)/a]$$

а — расстояние между проволоками сетки, примем 2 мм; с — диаметр проволоки; $c=1 \dots 1,5$ мм, примем $c=1$ мм;

$$K=[(2+1)/2]^2=2,25,$$

вычислим

$$F_{\text{оп}}=1,25 \cdot 2,25 \cdot 0,0015/0,4=0,0105 \text{ м}^2$$

Принимаем стандартную сетку размером 500X500 мм и $F=0,25 \text{ м}^2$, тогда скорость входа

$$V_{\text{вх}}=1,25q_{\text{расч}} K_c / F_{\text{оп}}=1,25 \cdot 2,25 \cdot 0,0015/0,25=0,017 < 0,4 \text{ м/с}$$

Проверим скорость прохождения воды при отключении одной линии самотечных труб (при аварии):

$$V_{\text{ав}}=1,25 \cdot 0,7 \cdot 0,003 \cdot 2,25/0,25=0,024 < 0,4 \text{ м/с.}$$

Следовательно, сетка выбрана правильно.

1.7. Определение уровней воды в береговом колодце

В межень (УНВ) при работе двух линий

$$\nabla z_1 = \nabla z_{\text{УНВ}} - \sum h_{\text{УНВ}} = 95 - 0,127 = 94,87 \text{ м.}$$

В межень при аварийной работе одной линии

$$\nabla z_2 = \nabla z_{\text{УНВ}} - \sum h_{\text{ав}} = 95 - 0,21 = 94,79 \text{ м.}$$

В паводок при работе одной линии

$$\nabla z_3 = \nabla z_{\text{УВВ}} - \sum h_{\text{УВВ}} = 120 - 0,32 = 119,68 \text{ м.}$$

Отметки уровней воды в отделении всасывающих линий принимают ниже, чем в приемном, на 0,1 м:

$$\nabla z'_1 = \nabla z_1 - 0,1 = 94,87 - 0,1 = 94,77 \text{ м}$$

$$\nabla z'_2 = \nabla z_2 - 0,1 = 94,79 - 0,1 = 94,69 \text{ м}$$

$$\nabla z'_3 = \nabla z_3 - 0,1 = 119,68 - 0,1 = 119,58 \text{ м}$$

Отметка пола берегового колодца

$$\nabla z_4 = \nabla z_{\text{УВВ}} + 1 = 120 + 1 = 121 \text{ м}$$

Отметка выхода самотечных труб в приемное отделение берегового колодца должна быть ниже наинизшего уровня воды в нем не менее чем на 0,3 м:

$$\nabla z_5 = \nabla z_{\text{min прием}} - 0,3 = \nabla z'_2 - 0,3 = 94,69 - 0,3 = 94,39 \text{ м}$$

Верх сетки устанавливают на 10 см ниже минимального уровня воды во всасывающем отделении, поэтому

$$z_6 = z'_2 - 0,1 = 94,77 - 0,1 = 94,67 \text{ м.}$$

Нижнее основание будет ниже на высоту сетки $P_c = 0,8$ м на отметке

$$z_7 = z_6 - P_c = 94,67 - 0,8 = 93,87 \text{ м.}$$

Отметка дна колодца на 0,5 м ниже:

$$z_8 = z_7 - 0,5 = 93,87 - 0,5 = 93,37 \text{ м,}$$

где 0,5 — высота порога между приемным и всасывающим отделением, который устраивают для предотвращения попадания песка и ила во всасывающее

отделение колодца, м.

По условиям монтажа оборудования допускается округление отметок, поэтому делаем уточнения: $z_8=93,4$ м; $z_7=93,9$ м; $z_6=94,7$ м.

Для удаления песка и ила из первого отделения береговой колодец периодически промывают при помощи эжекторной установки, работающей от напорной линии насосной станции I подъема.

Схема берегового колодца и положение уровней воды в нем показаны на рисунках 1.1.

1.7.1 Определение размеров берегового колодца в плане.

Размеры колодца в плане находят из условия размещения оборудования в приемных и всасывающих секциях (отделениях). Диаметр самотечных труб, тип и размеры промывного оборудования определены выше. Находим диаметры всасывающих труб и связанного с ними оборудования.

Диаметр всасывающей линии определим по расчетному расходу одной секции и скорости во всасывающей трубе $V_{вс}$:

$$d_{вс} = \sqrt{q_{расч} / (0,785 \cdot V_{вс})} \text{ м}$$

Принимаем $V_{вс}=1,5$ м/с ($V_{вс}=1,2 \dots 2$ м/с), тогда

$$d_{вс} = [0,0015 / (0,785 \cdot 1,5)]^{0,5} = 0,042 \text{ м.}$$

Принимаем стандартный диаметр $d_{вс}=100$ мм. Находим диаметр воронки на концах всасывающих труб

$$D_{вор} = 1,3 \dots 1,5 d_{вс} = 0,059 \text{ м.}$$

Расстояние от дна колодца до сетки на концах всасывающих труб должно быть не менее $2D_{вор} = 0,12$ м.

Расстояние от дна колодца до раструба всасывающей трубы принимаем 1 м. Заглубление воронки под уровень должно быть не менее $D_{вор}$.

Из условия монтажа оборудования и эксплуатации назначаем диаметр колодца 3 м, толщину стенок 25 см.

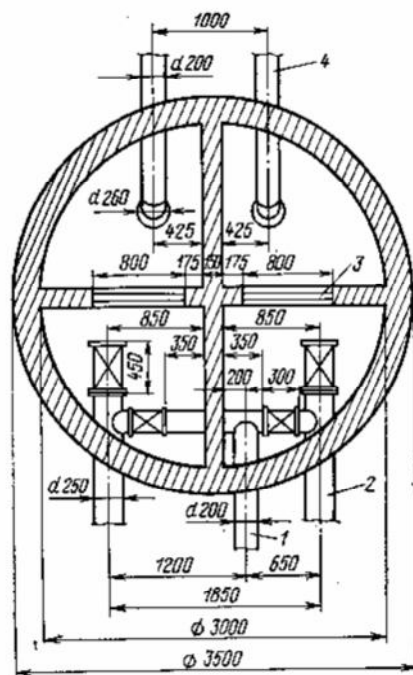


Рисунок-2 Береговой тип водозаборных сооружений.

Береговой тип водозаборных сооружений применяют при крутых берегах, больших глубинах воды у берега, значительных колебаниях уровней в водоисточнике и при большой производительности водозабора. Эти сооружения часто совмещают с насосной станцией I подъема.

Наименьшую глубину (м) реки (не покрытую льдом) в месте расположения водоприемных отверстий (окон) вычисляют по формуле

$$H_{\min \text{ расч}} = p + h + s$$

где p — высота порога от дна реки до низа водоприемных отверстий, м (принимают не меньше 0,5 м);

h — высота приемных окон, м (определяют гидравлическим расчетом);

$$h = \sqrt{F_{\text{ор}}} = 0,5 \text{ м}$$

S — конструктивная величина от верха водоприемных отверстий до ложбинки волны, но не менее 0,5 м.

$$H_{\min \text{ расч}} = 0,5 + 0,5 + 0,5 = 1,5 \text{ м}$$

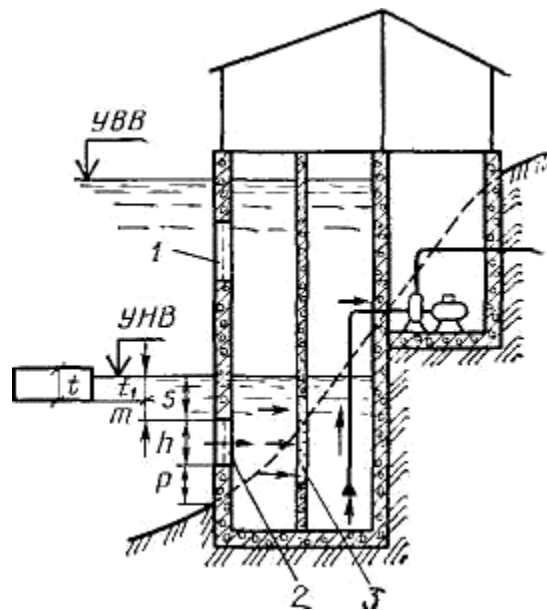


Рисунок 3- Береговой тип водозаборного сооружения совмещенного типа:
1,2-верхние и нижние окна с решетками; 3-сетка

При наличии льда расчетная глубина (м)

$$H_{\min \text{ расч}} = p + h + m + t_1$$

m — расстояние от верха водоприемных окон до нижней кромки льда;

t_1 — толщина льда, находящаяся ниже УНВ, м;

$$t_1 = 0,9t$$

t — толщина льда, $t = 0,5$ м.

$$H_{\min \text{ расч}} = 0,5 + 0,5 + 0,5 + 0,9 \cdot 0,5 = 1,95 \text{ м}$$

Форма водоприемника берегового типа в плане зависит от размещения оборудования и условий производства работ и может быть круглой, эллипсоидальной или прямоугольной.

Гидравлический расчет. Размеры водоприемных окон, решеток, сеток, труб определяют гидравлическим расчетом и обязательно в увязке с режимом работы насосной станции I подъема.

Суммарная площадь входных окон (м^2) при нормальной работе двух секций с учетом закрытия окон решетками согласно СНиП 2.04.02—84

$$F_{\text{вх}} = 1,25(q_{\text{расч. водоз}} / V_{\text{вх}})K$$

$V_{\text{вх}}$ — скорость входа без учета требований рыбозащиты, принимают $V_{\text{вх}} = 0,2 \dots 0,6$ м/с;

K — коэффициент; учитывающий стеснение отверстий стержнями решетки;

Для фильтрующего водоприемника с учетом рыбозащиты $K = 2$

Для рыбозащиты могут быть поставлены рыбозаградительные сетки. Тогда для рек со скоростью течения воды $V_p > 0,4$ м/с скорость на входе $V_{\text{вх. доп}} = 0,25$ м/с.

$$F_{\text{вх}}=1,25 \cdot 0,0015 \cdot 2/0,25=0,015 \text{ м}^2$$

Число и размеры входных окон назначают с учетом эксплуатации и конструктивных соображений. Чтобы решетки были удобны для подъема, рекомендуют высоту их назначать больше ширины. При образовании в водоеме шуги и внутриводного льда предусматривают электрообогрев, обработку горячим паром и др.

Приемное и всасывающее отделения берегового колодца разделены стенкой, имеющей отверстия для сеток, которые могут быть плоские и вращающиеся.

Размеры отделений берегового колодца определяют из условия размещения оборудования, по конструктивным и эксплуатационным соображениям, которые должны обеспечивать эксплуатацию, осмотр и ремонт оборудования. Соотношения размеров в плане должны обеспечивать по-возможности плавное движение воды от входных окон к сеткам, от сеток к всасывающим трубам. Если, водозаборные сооружения устраивают на водоемах (реках, водохранилищах и т. д.) рыбохозяйственного значения, то предусматривают рыбозащитные и рыбоохранные мероприятия. Выбор мероприятий зависит от природных условий источников, от условий обитания (жизни) и поведения рыб.

По видам рыбозащитные устройства РЗУ могут быть:

1. Механические РЗУ — в качестве рыбоохранных заградительных механических устройств используют: сетки различных конструкций — плоские, цилиндрические; сетчатые барабаны; сетки с рыбоотводами, позволяющими отводить рыбу; отбойные козырьки, запаны, отводящие рыбу от места забора воды; фильтрующие РЗУ и др.

Расчетные скорости при проектировании РЗУ устанавливают в зависимости от его вида.

2. Физиологические РЗУ — системы, использующие различные раздражители для рыб (воду, свет, звук), которые управляют поведением рыб или отводят защищаемых рыб от зоны действия водозаборов.

2. ЛУЧЕВЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

В последние годы лучевые водозаборы находят все большее применение для добывания подземных вод. Лучевой водозабор представляет собой водосборную шахту, из которой различными способами пробуривают горизонтальные или наклонные буровые скважины, каптирующие водоносные пласты (рис. 2).

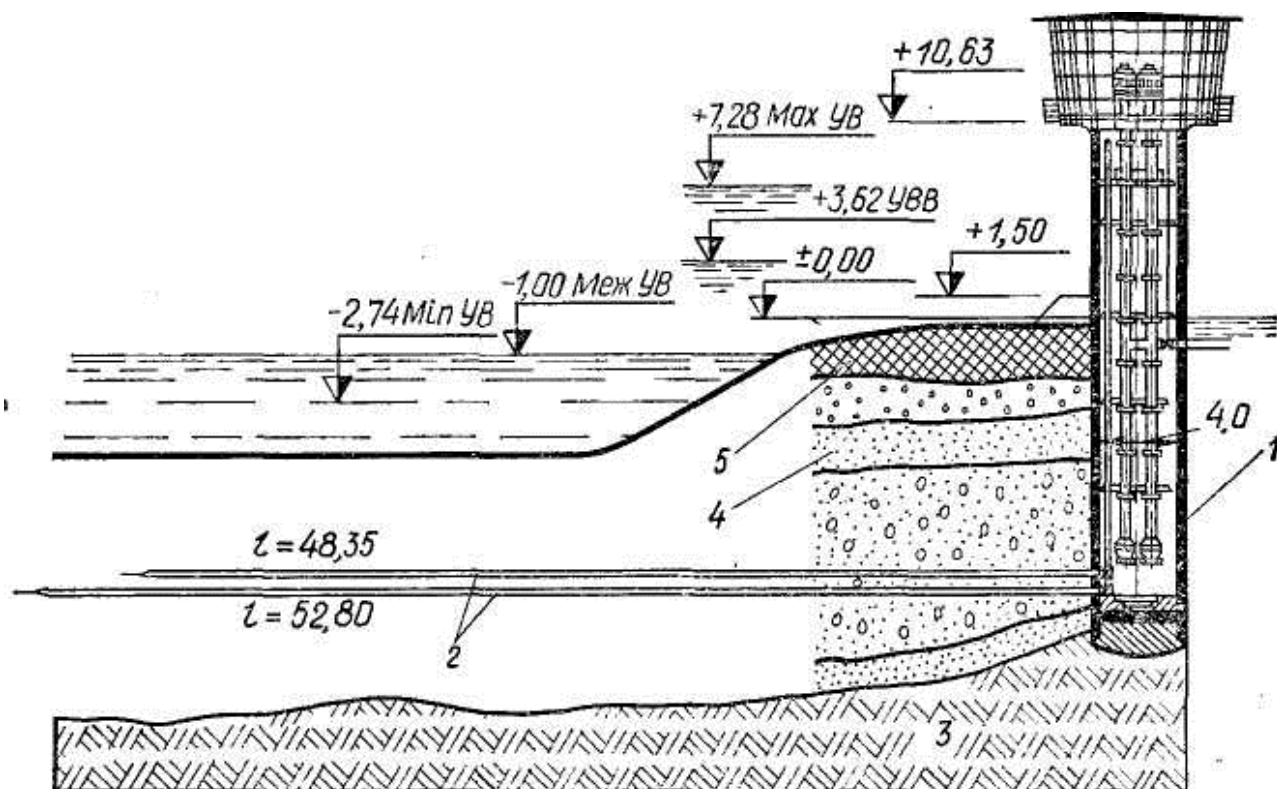


Рисунок 4- Разрез инфильтрационного лучевого водозабора.
1 — водосборная шахта; 2 — горизонтальные скважины — лучи; 3 — глина; 4 — песок; 5 — наброска

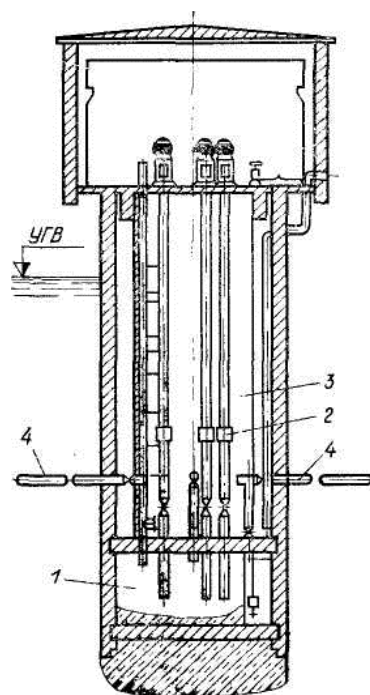


Рисунок 5- Шахта лучевого водозабора, разделенная на две камеры— водосборную и рабочую:
 1 — водосборная камера; 2 — погружной центробежный насос; 3 — рабочая камера; 4 — фильтровые лучи.

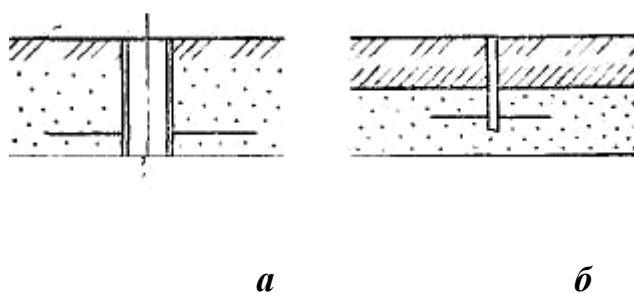
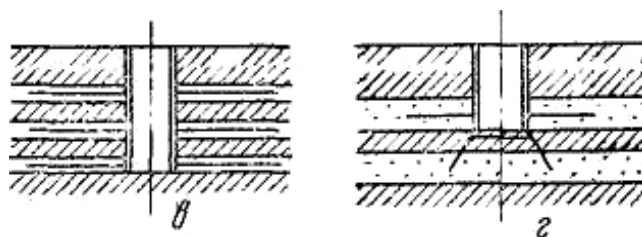


Рисунок 6 - Схемы лучевых водозаборов в разрезе (ВНИИВодгео, 1978):
 а — лучевой одноярусный; б — малый лучевой водозабор; в—многоярусный



водозабор; г— комбинированный лучевой водозабор с вертикальными и наклонными скважинами-усилителями.

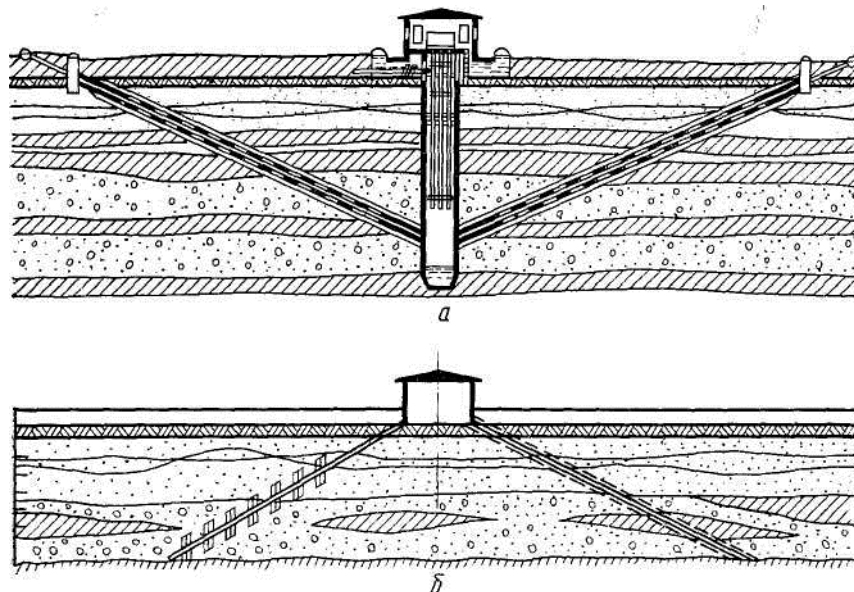


Рисунок 7- Схемы лучевого водозабора с восходящими (а) и нисходящими (б) лучами.

В шахте размещаются насосы. Иногда шахта состоит из двух камер— водосборной и рабочей (рис.5). Это значительно улучшает условия эксплуатации водозабора, так как позволяет контролировать работу каждого луча (взятие проб, измерение давления, расхода). Кроме того, упрощаются очистка скважин и мероприятия по восстановлению их производительности.

Водозаборные скважины-лучи можно устраивать в один ярус (рис.6 а,б) или в несколько ярусов (рис.6 в,г). Возможно бурение наклонных лучей, захватывающих многослойные водоносные пласты (рис. 7).

Водоприемные лучи устраивают двумя способами: а) вдавливанием в грунт фильтровых труб с одновременным отводом грунта водоносного пласта под гидростатическим давлением воды через присоединенную к буровой головке шламовую трубу, размещаемую внутри фильтровых труб (метод Раннея); б) вдавливанием обсадных труб с последующей установкой в них фильтровых труб. Обсадные трубы после этого удаляют.

При методе Раннея в разнородных грунтах удаляются в основном мелкие зерна, проходящие через щели фильтра, и вокруг фильтровой трубы образуется естественный гравийный фильтр.

Некоторые рекомендации по устройству лучевых водозаборов приведены в СНиП П-31—74 (5.66—5.75).

2.1 . Условия применения лучевых водозаборов

В зависимости от условий питания лучевые водозаборы можно разделить на пять типов: подрусовые — фильтровые лучи устраиваются под руслом, а шахта в русле реки (рис. 8а), то же, но водосборная шахта находится на берегу (рис. 8 б);

береговые — шахта и лучи на берегу водоема (рис.8 в); берегорусловые (рис. 8 г); междуречные (рис.8, д); водораздельные (рис.8 е).

Лучевые водозаборы целесообразно применять для захвата водоносных пластов сравнительно небольшой мощности (1... 10 м), но залегающих на глубине до 30... 50 м. При большой мощности малодебитных пластов многоярусные лучевые водозаборы обычно выгоднее вертикальных. Особенно эффективен захват лучевым водозабором инфильтрационных и подрусовых вод.

При наличии в водоносных грунтах валунов или крупной гальки лучевые водозаборы не применяют из-за трудностей при проходке лучей. Значительные препятствия также возникают при проходке лучей в плывунах и илистых мелкозернистых и однородных песках.

Вместе с тем следует отметить ряд достоинств лучевых водозаборов. Общая площадь, занимаемая лучевым водозабором, всегда меньше территории, отводимой на вертикальные водозаборы одинаковой производительности.

Вследствие значительного увеличения водоприемной поверхности обеспечивается возможность снижения входной скорости фильтрации, что приводит к уменьшению механической и химической коагуляции фильтров и увеличению срока службы водозабора.

Более надежен захват лучевыми водозаборами пресных вод из линз, залегающих над водами высокой минерализации.

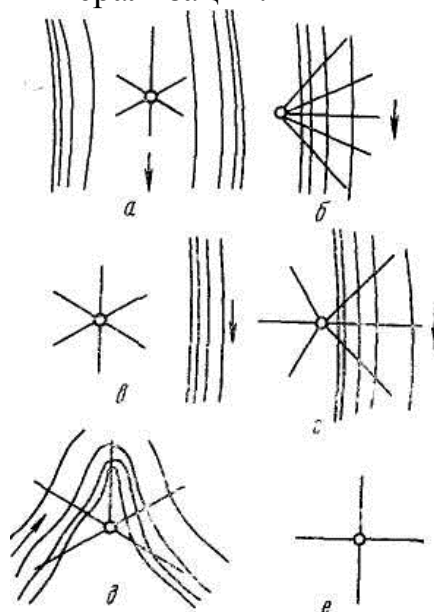


Рисунок 8- Типы водозаборов по условиям питания к расположения на местности:

а и б — подрусовые; в — береговой; г — берегорусловый; д — междуречный; е — водораздельный.

2.2 Расчет лучевых водозаборов

Дебит лучевого водозабора определяют методом приведения его к дебиту

колодца (Водгео, 1978)

$$Q=2\pi KmS(1/R_б+1/R_п),$$

K — коэффициент фильтрации водоносного грунта, м/сут; $K=30$ м/сут

m — мощность напорного водоносного пласта, м; для безнапорных пластов $m \sim 0,8H_e$; $m=15$ м

H_e — мощность безнапорного пласта до откачки, м;

S — глубина понижения уровня воды в сборном колодце, то есть

$$S=H_e - H_о=3$$
 м

H_e и $H_о$ — напор воды в пласте до откачки и при откачке, м;

$$H_e=15/0,8=18,75\text{ м}; \quad H_о=18,75-3=15,75\text{ м}$$

$R_б, R_п$ — фильтрационные сопротивления соответственно береговых и подрусловых горизонтальных скважин.

2.2.1 Расчет берегового лучевого водозабора.

При расчете берегового лучевого водозабора, то есть когда подрусловые лучи отсутствуют, можно полагать, $R_п=\infty$ и, следовательно, $1/R_п=0$.

Фильтрационное сопротивление береговых скважин

$$R_б=(\ln V_r+2\eta \ln V_r)m/(lK_n N_б)$$

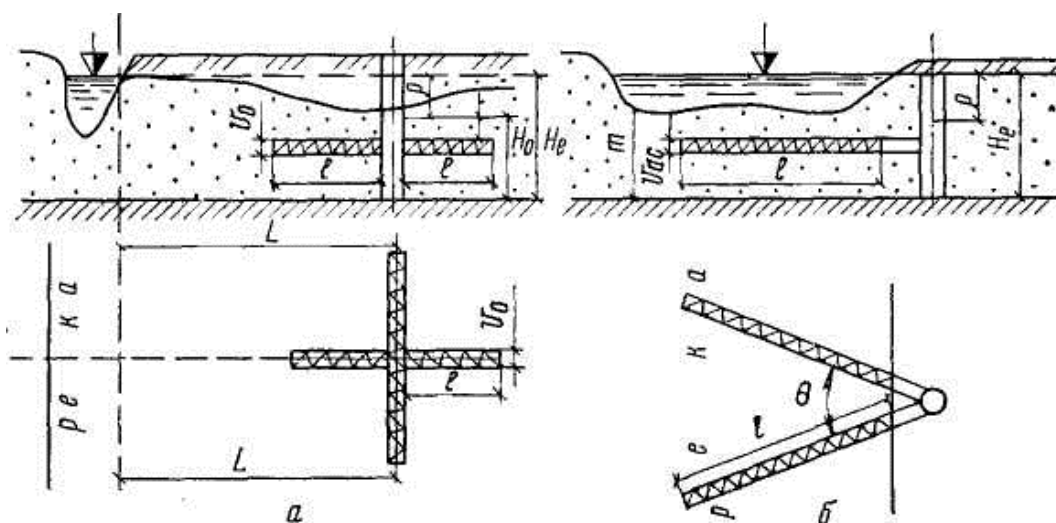


Рисунок 9- Схемы к расчету производительности лучевых водозаборов

(Водгео, 1978):
а — берегового; б — подруслового.

Для определения R_6 необходимо предварительно вычислить величины, входящие в формулу

$$V = \sqrt{\frac{4L-1}{4L+1}} \quad V_r = \frac{IV}{1,36r_0} \quad V_r = \frac{1 + \sqrt{l^2 + 4m^2}}{2m} V$$

N_6 — число лучей водозабора, размещенных равномерно по всему кругу;

$$N_6 = 360 / \theta = 360 / 30 = 12$$

r_0 — радиус горизонтальной скважины, $r_0 = 0,1$ м;

L — расстояние от оси водосборного колодца до уреза воды в водоеме, $L = 50$ м;

l — длина луча, $l = 30$ м.

Значения коэффициентов взаимодействия лучей K_n и η приведены в таблице 1.

$$V = \sqrt{\frac{4 \cdot 50 - 30}{4 \cdot 50 + 30}} = 0,86$$

$$V_r = \frac{30 \cdot 0,86}{1,36 \cdot 0,1} = 189,7$$

$$V_r = \frac{30 + \sqrt{30^2 + 4 \cdot 15^2}}{2 \cdot 15} \cdot 0,86 = 2,08$$

Таблица 1. Значения коэффициентов K_n и η в формуле

N_6	l/m				
	2	4	6	8	10
	Коэффициент K_n				
3	0,63	0,67	0,70	0,71	0,72
4	0,48	0,52	0,57	0,60	0,63
6	0,33	0,38	0,40	0,45	0,47
8	0,28	0,33	0,36	0,42	0,45
	Коэффициент η				
L/					
50	4,5	5,0	6,2	7,0	8,0
25	4,2	4,5	5,5	6,2	7,0
10	2,8	3,5	4,0	4,5	5,0

$$R_6 = (\ln 189,7 + 2 \cdot 2,8 \ln 2,08) 15 / (30 \cdot 0,28 \cdot 12) = 1,39$$

$$Q = 2 \cdot 3,14 \cdot 30 \cdot 15 \cdot 3 (1/1,39) = 6099,28 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

2.2.2 Расчет подруслового лучевого водозабора.

Производительность подруслового лучевого водозабора определяют по формуле, но принимают $R_6 = \infty$. Фильтрационное сопротивление подрусловых лучей (Водгео, 1978)

$$R_{\Pi} = (u_0 + u_{\Pi}) m / N_{\Pi}$$

здесь

$$u_0 = \ln \frac{3cm[l + \sqrt{l^2 + 16(m-c)^2}]}{r_0(m-c)(l + \sqrt{l^2 + 16m^2})(l + \sqrt{l^2 + 16c^2})}$$

N_{Π} — число лучей под руслом;

$$N_{\Pi} = 360 / \theta = 12$$

c — заглубление лучей под русло реки, $c = 3,0$ м;

Когда $l/m \geq 3$, то u_{Π} можно определить по формуле

$$u_{\Pi} = \frac{N_{\Pi} + 2}{3} \ln \left\{ 1 + \left[\frac{4m}{(l - 0,5m) \sin \theta} \right]^2 \right\}$$

$\theta = 30$ — угол между лучами.

$$u_0 = \ln \frac{3 \cdot 3 \cdot 15 \cdot 30 [30 + \sqrt{30^2 + 16(15-3)^2}]}{0,1(15-3)(30 + \sqrt{30^2 + 16 \cdot 15^2})(30 + \sqrt{30^2 + 16 \cdot 3^2})} = 3,88$$

$l/m = 2 \leq 3$. Но в учебных целях я принимаю $l/m = 3$, тогда

$$u_{\Pi} = \frac{12 + 2}{3} \ln \left\{ 1 + \left[\frac{4 \cdot 15}{(30 - 0,5 \cdot 15) \sin 30} \right]^2 \right\} = 8,61$$

$$R_{\Pi} = (3,88 + 8,61) 15 / 30 \cdot 12 = 0,52$$

$$Q = 2 \cdot 3,14 \cdot 30 \cdot 15 \cdot 3 (1/0,52) = 16303,85 \text{ м}^3/\text{сут}$$

При наличии в русле отложений или других обстоятельств, указывающих на

фильтрационное несовершенство реки, к действительному расстоянию от водозабора до реки L прибавляют ΔL , заглупление лучей принимают $c_n = c + \Delta L$.

2.3.3 Расчет комбинированного лучевого водозабора.

Так как лучи подрусловой части водозабора находятся выше береговой ($c \leq S$), то при $\theta = 30$ можно разместить 24 лучей (12 вверху и 12 внизу).

$$N_n = 12; \quad N_6 = 12$$

$$V = \sqrt{\frac{4 \cdot 50 - 30}{4 \cdot 50 + 30}} = 0,86; \quad V_r = \frac{30 \cdot 0,86}{1,36 \cdot 0,1} = 189,7;$$

$$V_r = \frac{30 + \sqrt{30^2 + 4 \cdot 15^2}}{2 \cdot 15} \cdot 0,86 = 2,08;$$

$$R_6 = (\ln 189,7 + 2 \cdot 2,8 \ln 2,08) 15 / (30 \cdot 0,28 \cdot 12) = 1,39$$

$$u_0 = \ln \frac{3 \cdot 3 \cdot 15 \cdot 30 [30 + \sqrt{30^2 + 16(15-3)^2}]}{0,1(15-3)(30 + \sqrt{30^2 + 16 \cdot 15^2})(30 + \sqrt{30^2 + 16 \cdot 3^2})} = 3,88$$

$$u_n = \frac{12+2}{3} \ln \left\{ 1 + \left[\frac{4 \cdot 15}{(30 - 0,5 \cdot 15) \sin 30} \right]^2 \right\} = 8,61$$

$$R_n = (3,88 + 8,61) 15 / 30 \cdot 12 = 0,52$$

$$Q = 2 \cdot 3,14 \cdot 30 \cdot 15 \cdot 3 (1/1,39 + 1/0,52) = 22403,13 \text{ м}^3/\text{сут}$$

3. ШАХТНЫЕ КОЛОДЦЫ

Шахтный колодец — один из наиболее распространенных видов вододобывающих сооружений. Шахтные колодцы устраивают главным образом для захвата сравнительно малodeбитных, неглубоко залегающих водоносных пластов. Добывать воду из водоносных пластов 'большой производительности, хотя бы они и залегали на небольшой глубине, выгоднее трубчатыми колодцами. Глубина шахтных колодцев редко превышает 40... 50 м, обычно она составляет не более 10... 20 м.

Основные элементы шахтного колодца следующие: оголовок, ствол, водоприемная часть, зумпф.

Зумпф устраивают только при необходимости создания некоторого запаса воды, а также для лучшего использования водоносного пласта. Образование запаса воды в колодце может быть также достигнуто уширением водоприемной части, то есть устройством так называемого шатра.

Зумпф нельзя устраивать в следующих случаях:

- 1) если ниже водоносного слоя с пресной водой идут пласты с недоброкачественной водой;
- 2) если под водонепроницаемым подстилающим слоем лежат пласты большой водопроницаемости, или сухие, или водоносные, но с напором, меньшим, чем в captируемом водоносном пласте.

Размеры зумпфа определяются объемом необходимого запаса воды плюс некоторый мертвый неиспользуемый слой воды. Запас не следует делать чрезмерно большим, так как вследствие застоя воды в колодце может ухудшиться ее качество.

Для увеличения отбора воды из колодца при периодической его откачке запас воды в нем должен размещаться ниже предельного динамического уровня. Если объем водоприемной части ниже предельного динамического уровня недостаточен для размещения потребного запаса воды, то необходимо увеличить диаметр водоприемной части или заглубить колодец, то есть устроить зумпф. Во всех случаях ниже хrapка насоса или приемного клапана сифона должен быть слой воды толщиной 0,7... 1 м.

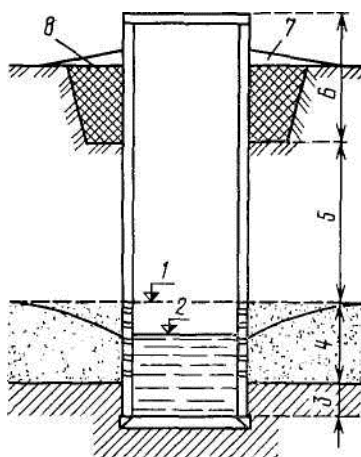


Рисунок 10- Общая схема устройства шахтного колодца:

1 — статический уровень воды в колодце; 2 — динамический уровень воды; 3 — зумпф; 4 — водоприемная часть; 5 — ствол; 6 — оголовок; 7 — отсыпка; 8 — глиняный замок.

$$q=2\pi Kr_0 S=2\cdot 3,14\cdot 30\cdot 0,1\cdot 3=56,52 \text{ м}^3/\text{сут}$$

Водоприемная часть служит, как показывает само название, для приема воды из водоносного пласта. Ее размеры определяются из условий неразмываемости грунта.

Ствол служит для размещения в нем в случае необходимости водоподъемных приспособлений. Кроме того, он необходим для отрывки колодца и устройства водоприемной части. С учетом этих соображений назначают его размеры.

Размеры ствола, достаточные для удобного производства земляных работ, следующие: для квадратных колодцев—1,4 X 1,4 м по внутреннему обмеру (как нежелательный минимум— 0,9X0,9 м) и для круглых— 1 м по внутреннему обмеру. Обычно стволу придают размеры, одинаковые с размерами водоприемной части.

Оголовок защищает колодец от попадания в него сверху загрязнений и создает наиболее удобные условия эксплуатации (водоподъем, водозабор, наблюдение за работой колодца). Вместе с этим в районах с суровым климатом и при небольшой глубине колодца оголовок должен предохранить воду в колодце от промерзания. Поэтому, если обычно оголовок делают одинаковых размеров со стволом, то при необходимости защиты колодца от промерзания размеры оголовка несколько уменьшают.

Для выполнения своей основной задачи — добыть воду в необходимом количестве и с сохранением ее качества — всякий колодец должен удовлетворять следующим требованиям:

1. Крепление стен ствола и оголовка должно быть водонепроницаемым и не допускать проникновения в колодец загрязненных поверхностных вод и вод верхних водоносных горизонтов, по каким-либо соображениям признанных непригодными для водоснабжения.

2. Крепление стен ствола и оголовка должно быть выполнено из материалов, не ухудшающих качество воды и не способствующих образованию на стенках колодца плесени и слизи.

3. Колодец сверху должен быть всегда плотно закрыт водонепроницаемой крышкой.

4. Водоподъем из колодца следует осуществлять приспособлениями, не вносящими в колодец возможных загрязнений.

5. Внутреннее пространство над водой в колодце должно вентилироваться через особые вентиляционные трубы или вентиляционные отверстия, не допускающие попадания в колодец загрязнений.

6. Крепление колодца должно быть прочным и долговечным; все части

крепления должны быть прочно и плотно подогнаны друг к другу и выдерживать внешнее давление грунта; стенки ствола необходимо делать по отвесу.

7. За креплением в грунте не должно быть никаких пустот и каверн. Последние должны быть заполнены грунтом.

8. Конструкция водоприемной части должна предохранять колодец от заиления проникающими через водоприемные отверстия частицами грунта.

9. Колодец должен быть удален от возможных очагов загрязнения (жилых домов, скотных дворов, навозохранилищ и т. д.). Вопрос об удалении колодцев от источников загрязнения следует решать в каждом случае особо, учитывая все местные условия питания и залегания водоносного пласта и свойства возможного очага загрязнения.

10. Колодцы должны располагаться в местах, не затапливаемых поверхностными водами.

По виду материала, из которого выполняется крепление стен колодцев, они делятся на деревянные, каменные, кирпичные, бетонные, железобетонные и др. Конструкции каждого из этих колодцев определяются свойствами материалов.

4. РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВОДОЗАБОРОВ.

Устраивают их при глубине залегания подземных вод до 8 м. Горизонтальные водозаборы — дренажные трубы (трубы с отверстиями) или галереи, которые захватывают воду из водоносного пласта и подводят ее самотеком к сборным камерам или резервуарам (рис. 4, а). В смотровой камере размещают переливные и сливные трубы и арматуру по управлению ими. В плане горизонтальные водозаборы располагают перпендикулярно направлению подземного потока (приток с одной стороны) или вдоль подземного потока (приток с обеих сторон).

Приток воды к горизонтальному водозабору, уложенному на водоупоре (рис. 4, б) перпендикулярно движению подземного потока по длине участка, называют путевым притоком (приток с одной стороны) и определяют по формуле

$$q_{\text{пут.пр}} = K_{\phi} l (H^2 - h^2) / (2R),$$

K_{ϕ} — коэффициент фильтрации, м/сут; Для песка средней крупности $K_{\phi} = 10$ м/сут

l — длина водозабора, $l = 980$ м;

H — глубина воды в водоносном слое, $H = 3$ м;

h — глубина слоя воды, м; принимают $h = (0,15 \dots 0,3)H$, $h = 0,6$ м;

R — радиус влияния, определяют по эмпирической формуле К. В. Кусакина

$$R = 2S \sqrt{K_{\phi} H} = 2 \cdot 3 \cdot (10 \cdot 3)^{0,5} = 32,9$$

Диаметр труб определяют гидравлическим расчетом из условия пропуска

расчетного расхода при заполнении $h/d=0,5$ (где h — высота слоя воды в трубе, м; d — диаметр трубы, м; принимают не менее 150 мм) и скорости движения $V \geq 0,7$ м/с.

Расчет проводят в таком порядке.

1. Назначают расчетные участки трубчатого водозабора, обычно расстояния между колодцами принимают около 50 м.

2. Определяют путевой приток воды $q_{\text{пут.пр}}$.

$$q_{\text{пут.пр}} = 10 \cdot 980 \cdot (3^2 - 0,6^2) / (2 \cdot 32,9) = 1286,8 \text{ м}^3/\text{сут}$$

3. Вычисляют расчетные расходы ($\text{м}^3/\text{с}$) на участках

$$q_{\text{расч}} = q_{\text{тр}} + a q_{\text{пут.пр}}$$

$q_{\text{тр}}$ — транзитный расход со стороны вышележащих участков, $\text{м}^3/\text{с}$; a — гидравлический коэффициент, зависящий от соотношения путевого и транзитного расходов на участке; $a=0,5$.

$$q_{\text{расч}} = 259,2 + 0,5 \cdot 1286,8 = 902,6 \text{ м}^3/\text{сут} = 0,01 \text{ м}^3/\text{с}$$

4. Определяют диаметры и гидравлические уклоны, задаваясь скоростью $V \geq 0,7$ м/с ($V=1,35$) и наполнением h/d , по таблицам расчета безнапорных трубопроводов.

$$F = q_{\text{расч}} / V = 0,01 / 1,35 = 0,0074 \text{ м}^2$$

5. Рассчитывают сборную камеру или сборный колодец. Сборная камера чаще всего состоит из двух отделений (одно рабочее и одно с оборудованием). Расчетom определяют длину и ширину камеры.

Длина (м) рабочего отделения камеры

$$l = 1,5 V_k h_k / u_k,$$

V_k — скорость движения воды в камере, м/с;

h_k — глубина воды в камере, м;

u_k — скорость осаждения частиц, м/с.

Задаются значениями $v_k = 0,01 \dots 0,015$ м/с; $h_k = 0,7 \dots 1,5$ м; $u_k = 0,006 \dots 0,01$ м/с.

$$l = 1,5 \cdot 0,01 \cdot 1 / 0,01 = 1,5 \text{ м}$$

Ширина (м) камеры

$$b_k = F_k / h_k$$

F_k — площадь поперечного сечения камеры, м^2 ;

$$F_k = q_{\text{расч}} / V_k$$

$$F_k = 902,6 / 0,01 = 9,02 \text{ м}^2$$

$$b_k = 9,02 / 1 = 9,02 \text{ м}$$

Так как при расчете камеры задаются цифровыми значениями некоторых величин, входящих в формулы, после расчета полученные размеры камеры уточняют для нахождения оптимальных конструктивных соотношений.

Во втором отделении размещают оборудование.

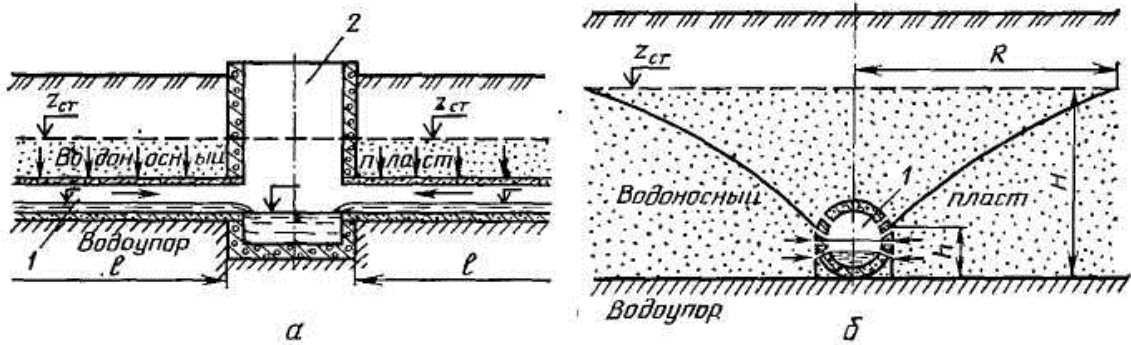


Рисунок 11- Горизонтальный водозабор:

1— дренажные трубы или галерея с отверстиями; 2 — сборная камера

5. СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН

5.1 Анализ исходных данных

Произведя анализ исходных данных можно сделать вывод, что данный разрез состоит из 9 различных по-своему геологическому строению слоев.

Суглинок тугопластичный-твердые с примесью свыше 20 % мелкой (до 3 см) гальки и щебня, мергелистые, загипсованные, песчанистые. Лесс твердый. Дресва. Глины полутвердые с частыми прослоями (до 5 см) слабосцементированных песчаников и мергелей.

Глина полутвердая- глины с прослоями доломита и сидеритов. Конгломерат осадочных пород на известковистом цементе. Песчаники: полево-шпатовые, кварцево-известковистые.

Глина тугопластичная - полутвердые с частыми прослоями (до 5 см) слабосцементированных песчаников и мергелей. Низкой прочности: алевролиты глинистые, песчаники на глинистом и известковистом цементе, магнезиты, гипс тонкокристаллический выветрелый, мергели, сланцы тальковые, разрушенные всех разновидностей.

Мергель плотный: мергели, известняки и доломиты, магнезиты, пористые известняки и туфы, гипс кристаллический. Опоки глинистые. Ангидрит. Калийные соли. Каменный уголь средней твердости. Бурый уголь крепкий. Каолин (первичный). Сланцы глинистые, песчано-глинистые, горючие, углистые, алевролитовые низкой прочности. Апатиты кристаллические. Мартитовые и им подобные руды сильновыветрелые

Известняк плотный: песчаники, известняки. Доломиты кремнистые. Фосфориты пластовые окремненные. Сланцы кремнистые очень прочные. Кварциты: магнетитовые и гематитовые. Роговики. Альбитофиры и кератофиры. Трахиты. Порфиры окварцованные. Диабазы тонкокристаллические. Туфы: окремненные, ороговикованные. Крупно- и среднезернистые фунты: гранито-гнейсы, гранодиариты. Сиениты. Габбро-пориты. Пегматиты

Первый водоносный горизонт –не обеспечивает необходимое качество воды, но обеспечивает дебит.

Второй водоносный горизонт – песок мелкозернистый плотный –слишком малый дебит.

Третий водоносный горизонт – известняк трещиноватый – обеспечивает качество, но не обеспечивает дебит.

Для эксплуатации пригоден только первый водоносный горизонт - песок с галечником на отметках 285-265,8 м. Статический горизонт находится в 19,2 м от поверхности земли. Удельный дебит колодца равен $q_{\text{дд}} = 2 \text{ м}^3/\text{ч}$.

При заборе воды из крупнозернистых песков рекомендуется принимать щелевые фильтры всех типов либо фильтры с сетками квадратного плетения на трубчатых каркасах.

5.2 Расчет основных параметров скважины.

Расчетный водоносный горизонт имеет мощность 20м. Определим удельный дебит скважины:

$$q_{уд} = \frac{q}{S},$$

q – дебит скважины в разрезе откачки, м³/ч;

S – понижение уровня, соответствующий принятому дебиту, м.

$$q_{уд} = \frac{38,4}{1} = 28,6 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

Понижение уровня воды в скважине, при ее отборе, в зависимости от данной потребности, определяется

$$S_{расч} = \frac{q_{треб}}{q_{уд}} = \frac{26}{38,4} = 0,68 \text{ м}.$$

Абсолютная отметка устья скважины 360 м, а глубина статического уровня второго водоносного горизонта от устья составляет 19,2 м. Исходя, из этого можно определить отметку статического уровня воды в скважине:

$$\nabla z_{см} = \nabla z_{уст} - h_{см},$$

$\nabla z_{см}$ - отметка статического уровня воды в скважине, м;

$\nabla z_{уст}$ - абсолютная отметка устья скважины, 360 м;

$h_{см}$ - глубина статического уровня второго водоносного горизонта от устья 19,2м.

$$\nabla z_{см} = 360 - 19,2 = 340,8 \text{ м}.$$

Зная отметку статического уровня воды в скважине можно определить отметку динамического уровня воды в скважине при потреблении воды:

$$\nabla z_{дин} = \nabla z_{см} - S_{расч} = 340,8 - 0,68 = 340,12 \text{ м}.$$

5.3 Определение количества обсадных труб и элементов обсадной колонны.

Анализируя состав и расположение литологических слоев определяем, что общее количество обсадных колонн составляет 2 штуки. Вторая обсадная колонна будет являться эксплуатационной, а первая устанавливается в неустойчивых грунтах впоследствии для устойчивости скважины. Также проектируем направляющий кондуктор.

Колонны обсадных труб устанавливаем в грунте для большей водоупорности. Трубы в обсадной колонне соединяем при помощи сварки. Вторая колонна обсадных труб будет опускаться в первую при условии, что ее наружный диаметр будет меньше внутреннего диаметра трубы предыдущей минимум на 14 мм. Башмак каждой обсадной колонны погружается в плотный грунт на 2-5м, соответственно и обсадная колонна. Башмак второй обсадной колонны необходимо погрузить в эксплуатационный горизонт на глубину 0,5-1м. Башмак изготавливают из стальных толстостенных труб, он предохраняет обсадную трубу от сжатия, а также расширяет скважину.

1. Параметры кондуктора:
Условный диаметр -426 мм;
Наружный диаметр – 425,5 мм;
Толщина стенки трубы - 12 мм;
Внутренний диаметр – 402,0 мм;

2. Параметры второй обсадной колонны:
Условный диаметр трубы -324 мм;
Наружный диаметр – 323,9 мм;
Толщина стенки трубы - 12 мм;
Внутренний диаметр – 299,9 мм;
Теоретический вес 1пм – 92,6 кг.

Параметры башмака:
Диаметр башмака – 346 мм;
Вес башмака – 44 кг.

3. Параметры эксплуатационной колонны:
Условный диаметр трубы -219 мм;
Наружный диаметр – 219,1мм;
Толщина стенки трубы - 10 мм;
Внутренний диаметр – 199,1 мм;
Теоретический вес 1пм – 51,5 кг.

Параметры башмака:
Диаметр башмака – 243 мм;
Вес башмака – 19 кг.

5.4 Выбор типа фильтра и расчет его основных параметров

При заборе воды из крупнозернистых песков рекомендуется принимать щелевые фильтры всех типов либо фильтры с сетками квадратного плетения на трубчатых каркасах. Сетки из латуни и нержавеющей стали устанавливаются на каркасах при помощи подкладочной проволочной спирали из нержавеющей стали. Ширина щели 1,25 – 3 мм, сетка с размером ячейки 1×1 до 2×2 мм по ГОСТ 6613-53, в зависимости от преобладающей крупности частиц обсыпки.

Определим диаметр фильтра:

$$D_{\phi} = D_3 - 50;$$

D_{ϕ} – диаметр фильтра, мм:

D_3 - эксплуатационный диаметр обсадной колонны, мм.

$$D_{\phi} = 197 - 50 = 147 \text{ мм.}$$

Определим длину фильтра:

$$L_{\phi} = \frac{q_n \cdot a}{D_{\phi}} ;$$

L_{ϕ} – длина фильтра, м;

q_n – полный приток воды (дебит) в скважину, м³/ч;

a – эмпирический коэффициент;

D_{ϕ} – диаметр фильтра, мм.

$$L_{\phi} = \frac{38,4 \cdot 50}{147} = 13,06 \text{ м.}$$

Конструктивно мы принимаем длину фильтра 13,2 м.

Определим допустимую входную скорость фильтрации, исключающую размыв прифильтровой зоны:

$$V_{\phi} = 65 \cdot \sqrt[3]{K_{\phi}} ;$$

V_{ϕ} – допустимая входная скорость фильтрации, м/сут.

K_{ϕ} – коэффициент фильтрации водоносного горизонта, м/сут.

$$V_{\phi} = 65 \cdot \sqrt[3]{20} = 176,4 \text{ м/сут} ;$$

После установки фильтра, для создания прифильтровой зоны необходимо выполнить засыпку песчаной смеси в межтрубное пространство на глубину от забоя скважины до башмака эксплуатационной колонны.

Определяем объем засыпки прифильтровой зоны:

$$V_3 = K \cdot 0,785 \cdot (D_3^2 - D_{\phi}^2) \cdot h_3 ;$$

V_3 – объем засыпки прифильтровой зоны, м³;

h_3 – глубина от забоя скважины до эксплуатационной колонны, м.

$$V_3 = 1,3 \cdot 0,785 \cdot (0,197^2 + 0,147^2) \cdot 15 = 0,925 \text{ м}^3 .$$

Материал обсыпки должен быть однородным. Согласно пособию к СНиП 2.04.02-84 определяем диаметр частиц обсыпки $D_{50} = 10$ мм.

Размеры отверстий фильтра конструктивно принимаем равными $1,25d_{50}$, где d_{50} – средний размер частиц водоносного горизонта 0,75 мм. Определяем размеры отверстий фильтра: $1,25 \cdot 0,75 = 0,94$ мм.

Теперь необходимо проверить выполнение условия

$$D_{50} / d_{50} = 10 / 0,94 = 10,6.$$

Условие выполняется, параметры фильтра определены верно.

В качестве породоразрушающего инструмента при роторном бурении чаще всего применяют трехшарошечные долота. По соответствующим таблицам определяем: диаметр долот равен 269 мм, условный номер 11, марки «М» для бурения легких пород и марки «С» для бурения песка. Вес долота 46 кг.

5.5 Расчет цементировки за трубного пространства скважины

Цементация затрубного пространства применяется для следующих целей:

- изоляция одних геологических пластов от других;
- защиты от загрязнения эксплуатационного водоносного горизонта;
- недопущение перетоков из водоносных пластов, содержащих соленые воды, в пресные водоносные пласты;
- изоляция друг от друга водоносных горизонтов при производстве испытаний промежуточных водоносных горизонтов;
- обсадки скважины трубами из антикоррозийных материалов, образование цементного стакана и придание жесткости трубам на закрепленном интервале.

Объем цементного раствора определяется по формуле:

$$V_{\text{ЦР}} = 0,785 \cdot ((D_{\text{СК}}^2 - D_{\text{Н}}^2) \cdot H \cdot K + d_1^2 \cdot h);$$

$V_{\text{ЦР}}$ – объем цементного раствора, м³;

$D_{\text{СК}}$ – диаметр скважины, м;

$D_{\text{Н}}$ – наружный диаметр обсадных труб, м;

H – высота подъема цементного раствора в за трубном пространстве, м;

K – коэффициент, учитывающий возможное увеличение цементного раствора от заполнения расширений и каверн 1,3;

d_1 – внутренний диаметр обсадных труб, м;

h – высота цементного стакана в обсадных трубах, принимают согласно ГОСТа 3м.

$$V_{\text{ЦР}} = 0,785 \cdot ((0,269^2 - 0,219^2) \cdot 168 \cdot 1,3 + 0,1991^2 \cdot 3) = 4,3 \text{ м}^3;$$

Определяем плотность цементного раствора:

$$\gamma_{\text{ЦР}} = \frac{\gamma_{\text{Ц}} \cdot \gamma_{\text{В}} \cdot (1 + m)}{(\gamma_{\text{В}} + m \cdot \gamma_{\text{Ц}})};$$

$\gamma_{\text{ЦР}}$ – плотность цементного раствора, т/м³;

$\gamma_{\text{Ц}}$ – плотность цемента, 3,15 т/м³;

$\gamma_{\text{В}}$ – плотность воды, 1 т/м³;

m – водоцементный фактор 0,5.

$$\gamma_{\text{ЦР}} = \frac{3,15 \cdot 1 \cdot (1 + 0,5)}{(1 + 0,5 \cdot 3,15)} = 1,83 \text{ т/м}^3$$

Определяем массу сухого цемента, необходимого для приготовления 1 м³ цементного раствора:

$$q_{\text{СЦ}} = \frac{\gamma_{\text{Ц}} \cdot \gamma_{\text{В}}}{(\gamma_{\text{В}} + m \cdot \gamma_{\text{Ц}})} = \frac{3,15 \cdot 1}{(1 + 0,5 \cdot 3,15)} = 1,22 \text{ т.}$$

Определим общую массу цемента необходимого для цементации

$$Q_{ц} = q_{сц} \cdot V_{цр} \cdot \beta;$$

$V_{цр}$ – объем цементного раствора. $0,64 \cdot 168 / 10 = 10,8 \text{ м}^3$;

β - коэффициент потери цемента при его затвердевании 1,15.

$$Q_{ц} = 1,22 \cdot 10,8 \cdot 1,15 = 15,15 \text{ т.}$$

Объем воды необходимой для приготовления цементного раствора определяют:

$$V_{в} = Q_{ц} \cdot m = 15,15 \cdot 0,5 = 7,58 \text{ м}^3$$

Объем жидкости для выдавливания цементного раствора определяют:

$$V_{ж} = 0,785 \cdot D_{н}^2 \cdot (H-h) \cdot K,$$

K – коэффициент, учитывающий сжатие жидкости, для воды $K = 1$.

$$V_{ж} = 0,785 \cdot 0,2191^2 \cdot (168-3) \cdot 1 = 6,22 \text{ м}^3.$$

6. РАСЧЕТ ГРУППЫ ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ СКВАЖИН

Расчет группы взаимодействующих скважин заключается в определении их числа, производительности, расстоянии между скважинами и понижения уровня воды в них при откачке.

В данном расчете мы берем скважины пробуренные бесконечным линейным рядом ; количество скважин $n=6$ шт.; расположение скважин –линейное.

Мощность водоносного пласта –19,2м; коэффициент фильтрации 20 м/сут; понижение уровня воды в скважине 0,68 м и дебит скважины 2 м³/ч для всех скважин одинаковы.

Определение радиуса влияния ведется по формуле:

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{\alpha \cdot t},$$

α - коэффициент пьезопроводности, применяемый $1 \cdot 10^4$;
 t - срок эксплуатации скважины, 10 лет $\cong 3650$ суток.

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{1 \cdot 10^4 \cdot 3650} \cong 9000 \text{ м.}$$

Дебит одиночной скважины определяют по эмпирической формуле:

$$q = 2,73 \cdot K_{\phi} \cdot \frac{m \cdot S}{\lg \frac{R}{r}};$$

R - радиус влияния, м;

r - радиус скважины, м.

Величину удельного дебита одной скважины берем из расчета скважины в предыдущем разделе $q_{\text{уд}} = 38,4$ (921,6 т).

Определяем суммарный дебит группы скважин:

$$Q = n \cdot q_{\text{уд}} = 6 \cdot 38,4 = 230,4 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Так как определение понижения уровня воды ведется по эмпирическим формулам, то это значение также берем из предыдущих расчетов $S_{\text{расч}} = 0,68$

Необходимо определить максимальное суммарное понижение уровня воды при взаимодействии всех 6-и скважин. Для этой цели воспользуемся формулой определяющей суммарное понижение уровня воды для группы скважин:

$$S_{\text{сум}} = \frac{Q_{\text{сум}}}{k} \times \sqrt{a \times t \times \text{ierfc}(u)},$$

$$S_{\text{сум}} = \frac{230,4}{1,3} \times \sqrt{0,02} = 25,1 \text{ м}$$

Определяем допустимое понижение уровня воды (для напорных вод и насоса ЭЦВ 8-40-65).

$\Delta N_{\text{Н}}$ – максимальная глубина погружения нижней кромки насоса под динамический уровень, м;

$\Delta N_{\text{Ф}}$ - потери напора на входе в скважину, м;

H – напор воды над подошвой водоносного горизонта, м.

$$S_{\text{доп}} = 93,2 - (0,7 \cdot 22 + 35 + 5) = 37,8 \text{ м}$$

Необходимо проверить выполняются ли два обязательных условия:

1 Необходимо, чтобы расчетное понижение уровня воды $S_{\text{расч}}$ было меньше, чем допустимое понижение уровня $S_{\text{доп}}$, т.е. $S_{\text{расч}} < S_{\text{доп}}$.

Так как $S_{\text{доп}} = 37,8 \text{ м}$, $S_{\text{расч}} = 25,1 \text{ м}$, следовательно условие выполняется ($25,1 < 37,8$) и расчет выполнен верно.

2 Необходимо, чтобы допустимое понижение уровня $S_{\text{доп}}$ ($S_{\text{доп}} = 37,8$) было меньше $0,75H$. Так как $0,75H = 0,75 \cdot 93,2 = 69,9$ следовательно $37,8 \text{ м} < 69,9 \text{ м}$ условие выполняется.

При $S_{\text{расч}} < S_{\text{доп}}$ дебит может водозабора быть увеличен, а если в этом нет надобности, то может быть сокращено количество скважин и уменьшено расстояние между ними.

ПРИЛОЖЕНИЕ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВОДОЗАБОРНЫХ УЗЛОВ

Таблица 1. Коэффициент водоотдачи

Наименование породы	Величина коэффициента водоотдачи, μ
Скальные и закарстовые породы в зависимости от степени трещиноватости	0,005-0,05
Галечник	0,22-0,25
Гравий	0,24-0,28
Песок	
крупнозернистый	0,19-0,23
среднезернистый	0,17-0,21
мелкозернистый	0,14-0,18
пылеватый	0,10-0,15

Таблица 2. Способы бурения скважин на воду

Способ бурения	Условия применения	Достоинства	Недостатки
Роторный: с глинистым раствором	При любой глубине скважины в благоприятных гидрологических условиях, если возможно обеспечение водой и высококачественной глиной.	Относительно большая скорость бурения мягких пород, значительная экономия обсадных труб	Глинизация водоносных горизонтов; невозможность попутного опробования в процессе бурения; необходимость утепления при работе в зимних условиях
с промывкой чистой водой или продувкой воздухом	В устойчивых скальных породах	Отсутствие глинизации водоносных горизонтов; возможность бурения в зимних условиях без	Небольшая скорость бурения
с обратной промывкой			

	Скважины глубиной до 300 м диаметром до 1000 мм и более в породах без включения валунов и большого количества крупной гальки	утепления Относительно большая скорость бурения; отсутствие глинизации водоносных горизонтов	Требуется большое количество воды; бурение возможно только в устойчивых породах; необходимость утепления при работе в зимних условиях (при $t < 0^{\circ} \text{C}$)
Ударно-канатный	При бурении скважин глубиной до 100-150 м в любых гидрологических условиях	Не требуется вода; отсутствует глинизация водоносных горизонтов	Сравнительно небольшая скорость бурения; большой расход обсадных труб
Комбинированный (ударно-канатный и роторный)	При бурении скважин глубиной более 150 м в сложных гидрологических условиях	Возможность бурения в любых гидрогеологических условиях на любую глубину	Требуется наличие станков двух типов; недостатки обоих способов бурения
Реактивно-турбинный	При бурении скважин глубиной более 200 м диаметром не менее 1000 мм	Относительно большая скорость бурения мягких пород	То же, что и при роторном бурении с глинистыми растворами
Колонковый	При бурении скважин диаметром до 200 мм в скальных породах на любую глубину	Относительно большая скорость бурения; возможность получения образца породы в естественном состоянии	Требуется вода и глина; ограничен диаметр скважины; глинизация водоносных горизонтов; требуется утепление при работе в зимних условиях
Гидравлический	При бурении неглубоких скважин в устойчивых	Относительно большая скорость бурения;	Требуется большое количество

	рыхлых породах, посадка фильтра в водоносный горизонт, намеченный для эксплуатации, при роторном или колонковом способе бурения	отсутствует глинизация водоносного горизонта	воды; незначительная глубина бурения; условия применения ограничены характеристикой пород; требуется утепление при работе в зимних условиях
Шнековый	При бурении неглубоких (до 50-80 м) скважин в глинистых безводных породах	Относительно большая скорость бурения; не требуется вода; отсутствует глинизация водоносного горизонта	Незначительная глубина скважины; условия применения ограничены характеристикой породы
Вибрационный	При бурении мелких (до 25-30 м) скважин в мягких породах и креплении скважин обсадными трубами при ударно-канатном способе бурения	Относительно большая скорость; не требуется вода; отсутствует глинизация водоносного горизонта	Малая глубина скважины; условия применения ограничены характеристикой породы

Таблица 3 Коэффициент взаимодействия (интерференции) k_n лучевых дрен и коэффициент η .

N_6	l/m				
	2	4	6	8	10
	Коэффициент k_n				
3	0,63	0,67	0,70	0,71	0,72
4	0,48	0,52	0,57	0,60	0,63
6	0,33	0,38	0,40	0,45	0,47

8	0,28	0,33	0,36	0,42	0,45
<i>l/m</i>	Коэффициент η				
50	4,5	5,0	6,2	7,0	8,0
25	4,2	4,5	5,5	6,2	7,0
10	2,8	3,5	4,0	4,5	5,0

Таблица 4 Коэффициент крепости породы кровли f

П о р о д а	Глина	Известняк	Песчаник	Доломит	Мел	Сланцы	Угли	Мергель
	f	0,8...15	2...5	3...8	3...5	1,5...2	2...5	0,8...1,5

Таблица 5 Плотность породы кровли γ

Порода	Глина	Песчаник	Известняк	Доломит
γ	2,7	2,5	2,7	2,8

Таблица 6 Основные размеры и масса буровых долот для ударно-канатного бурения

Тип долота	Длина лезвия, мм	Диаметр шейки долота, мм	Масса долота, кг
Плоское	148	112	42
	198	140	70
	248	165	120
	298	165	140
	345	188	180
	395	188	220
	445	220	280
	495	220	340
	595	220	450
	695	220	520
Двухавровое	148	112	42,5
	198	140	70
	248	165	93
	298	165	120
	345	188	180
	395	188	200

	445	220	320
	495	220	400
	595	220	440
	695	220	520
	795	220	570
	850	220	630
Округляющее	148	112	85
	195	140	120
	245	165	200
	295	165	310
	345	188	370
	395	188	398
	445	220	596
	495	220	700
	595	220	900
	695	220	1400

Таблица 7. Значение $\text{tg } \alpha$ для различных грунтов

Горные породы	$\text{tg } \alpha$	Среднее значение
Глины пластичные	0,48-1,19	0,78
Сланцы глинистые	1,19-2,74	1,73
Известняки и песчаники средней плотности	2,75-5,67	3,73
Полевой шпат, кварцевые породы, гранитный сиенит	5,67-11,43	7,45

Таблица 8. Значение $\text{tg } \varphi$ и угла естественного откоса под водой пород, слагающих водоносные горизонты

Наименование пород	φ°	$\text{tg } \varphi$
Песок: мелкий, илистый средней крупности крупный, гравелистый	0-15	0-0,27
	25-30	0,47-0,61
	35	0,7
Галечник с песком	25	0,47

Таблица 9. Размеры проходных отверстий фильтров

Водоприемная фильтрующая поверхность	Размеры проходных отверстий, мм, при коэффициенте неоднородности пород водоносного пласта (η)	
	$\eta \leq 2$	$\eta > 2$
Трубчатый каркас с отверстиями: круглыми щелевыми	2,5-3 d_{50} 1,25-1,5 d_{50}	3-4 d_{50} 1,5-2 d_{50}
Сетки	1,5-2 d_{50}	2-2,5 d_{50}

Примечания. 1. Коэффициент неоднородности $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, где d_{10} , d_{50} , d_{60} - размеры частиц, мельче которых в составе пород водоносного пласта содержится соответственно 10, 50, 60 %.

2. Меньшие значения проходных отверстий – для мелких песков, большие – для крупных.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Смагин В.П., Небольсина К.А., Белякова В.М. Курсовое и дипломное проектирование по сельскохозяйственному водоснабжению. - М.: Агропромиздат, 1990. – 337 с.
2. Николадзе Г.И., Сомов М.А. Водоснабжение.- М.: Стройиздат, 1995. - 120 с.
3. Оводов В. С. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. -М.: Колос, 1984.-480 с.
4. СНиП 2.04.02 – 84*Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. - М.: Стандарт, 1996.