

УЩЕРБ РЕЧНОМУ СТОКУ В РАЙОНЕ ДЕЙСТВИЯ ПРИРЕЧНЫХ ВОДОЗАБОРОВ

**АНАЛИТИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ
МОДЕЛИРОВАНИЕ**

ФОРМИРОВАНИЕ КАЧЕСТВА ВОДЫ НА ПРИРЕЧНЫХ ВОДОЗАБОРАХ

**СОСРЕДОТОЧЕННЫЙ ВОДОЗАБОР
ЛИНЕЙНЫЙ ВОДОЗАБОРНЫЙ РЯД
ЗОНА САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ**

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ РАЗВЕДКИ ПРИРЕЧНЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЙ

**ОПЫТНО-ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ОПРОБОВАНИЯ
ГИДРОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЁМКА
РУСЛОВЫЕ ГИДРОГЕОФИЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ
УРОВЕННЫЕ РЕЖИМНЫЕ НАБЛЮДЕНИЯ
ЗОНА «ЭФФЕКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ»**

РАСЧЁТЫ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ПРИРЕЧНЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЯХ

АНАЛИТИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ
Пример расчёта
МОДЕЛИРОВАНИЕ

УЩЕРБ РЕЧНОМУ СТОКУ В РАЙОНЕ ДЕЙСТВИЯ ПРИРЕЧНЫХ ВОДОЗАБОРОВ

Под ущербом речному стоку понимается уменьшение расхода реки в зоне действия приречного подземного водозабора. Ущерб стоку рек образуется за счёт таких процессов, связанных с эксплуатационным понижением уровней подземных вод:

а) частичная или полная *инверсия естественной родниковой разгрузки* подземных вод в днище речной долины (поскольку сток от очагов родниковой разгрузки происходит в реку и является одной из составляющих её руслового баланса);

б) частичная или полная *инверсия естественной русловой разгрузки* подземных вод (в гидрологии эта компонента руслового баланса называется «подземным питанием реки»);

в) непосредственное поглощение речного стока в виде *привлекаемого потока*.

На рис. 7.15 приведена теоретическая модель формирования ущерба стоку реки. При постоянных величинах уклона водной поверхности, подземного питания реки (q_e) и при неизменном строении подруслового экрана продольный профиль расхода реки P до работы водозабора представляет собой прямую линию, отвечающую постепенному равномерному приращению расхода реки вниз по течению за счёт склонового стока и подземного питания. Уровень подземных вод под руслом располагается выше уровня воды в реке на величину ΔH_e . При наложении эксплуатационной депрессии напоров от работы водозабора в продольном профиле образуется несколько характерных зон:

1 – вне депрессионной воронки выше по течению, $S = 0$ – ненарушенный гидрогеодинамический и гидрологический режим;

2 – периферийная часть депрессионной воронки, $S < \Delta H_e$ – частичная инверсия подземного питания реки, появление ущерба речному стоку, однако, расход реки ещё сохраняет приращение вниз по течению;

3 – внутренняя часть депрессионной воронки, $\Delta H_e < S < S^0$ – полная инверсия подземного питания реки, поглощение речного стока в подпёртом режиме, интенсивность поглощения возрастает, а расход реки уменьшается вниз по течению;

4 – ближайшая к водозабору часть депрессионной воронки; $S > S^0$ – полная инверсия подземного питания реки, поглощение речного стока в свободном режиме, интенсивность поглощения постоянная в пределах зоны, происходит равномерное уменьшение расхода реки вниз по течению;

5 – в гидрогеодинамическом смысле зеркально повторяет зону **3**; общая величина ущерба стоку реки продолжает возрастать, однако интенсивность её возрастания постепенно снижается к нижней по течению границе зоны;

6 – в гидрогеодинамическом смысле зеркально повторяет зону **2**; ущерб стоку ещё возрастает, но с затуханием интенсивности, расход реки постепенно начинает увеличиваться за счёт частично восстанавливающегося подземного питания;

7 – вне зоны депрессии напоров – ненарушенный гидрогеодинамический режим; ущерб стоку реки достигает максимума ΔP на границе зон **6** и **7**; сток реки имеет естественное приращение вниз по течению.

Несколько комментариев к рассмотренной картине:

– Минимальное значение расхода реки существует ниже по течению на расстоянии l^* от створа водозабора, на выходе из зоны **5**, то есть на нижней границе зоны формирования привлекаемого потока (см. также рис. 7.5).

– Полученный рекой ущерб стоку в абсолютном значении наследуется вниз по течению до устья, но его относительная величина вниз по течению уменьшается по мере естественного роста расхода реки.

– Зоны **3-5** образуются лишь при выполнении критерия существования привлекаемого потока ($\bar{Q}_3 > 1$), а зона **4** – при выполнении критериев отрыва воронки от подошвы подруслового экрана.

Какова общая величина ущерба стоку реки ΔP на рис. 7.15 ?

В случае подпёртого режима величина ущерба равна дебиту водозабора за вычетом суммарной величины инверсируемой бессточной естественной разгрузки в области депрессии напоров. За этой, может быть, не сразу понятной формулировкой кроется достаточно простая вещь: приходящий в речную долину естественный поток подземных вод, сформировавшийся на междуречных областях питания, дренируется не только путём русловой разгрузки и/или родниками (с последующим стоком в реку), но и в какой-то (возможно, достаточно значительной) мере за счёт эвапотранспирации на площади днища долины, где уровни обычно располагаются близко от поверхности. Эта разгрузка имеет *бессточный* характер и не участвует в подземном питании реки. Инверсия её при работе водозабора (на той части площади днища, где понижение напоров приводит к сокращению испарения) обеспечивает некоторую долю в балансе водоотбора, но не приводит к ущербу речному стоку.



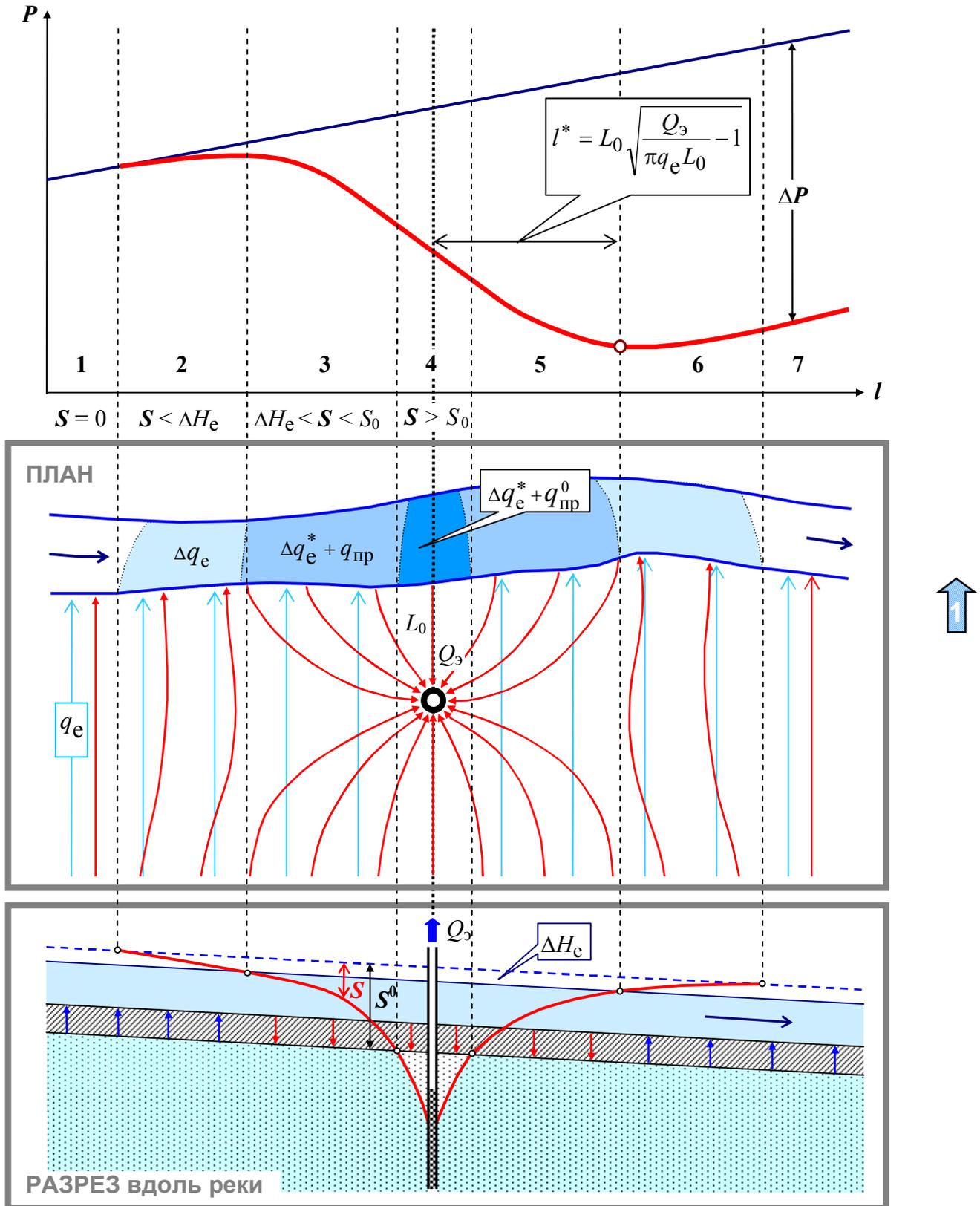


Рис. 7.15. Локализация зон нанесения ущерба стоку реки при работе приречного водозабора

При образовании значительной зоны свободного режима фильтрации под рекой формирование ущерба стоку несколько осложняется – в зависимости от сезонной динамики речного стока величина ущерба может быть больше или меньше дебита водозабора (с поправкой на инверсию бессточной разгрузки). Не детализируя это положение, заметим лишь, что оно вполне понятно даже на качественном уровне – поглощение речного стока в зоне отрыва не регулируется величиной понижения (и, следовательно, дебита), а определяется только сопротивлением экрана и режимом уровня реки (см. формулу 7.6).

Следует различать локальный и региональный ущерб речному стоку. Под локальным надо понимать ущерб стоку конкретной реки непосредственно в зоне его нанесения, то есть на площади эксплуатационной депрессии от конкретного водозабора. Именно об этом мы говорим в этом разделе. Однако, если рассматривать в целом водный баланс региона, в который входит бассейн реки, то ущерб речному стоку, скорее всего, окажется значительно меньше. Почему? Потому что добываемая водозабором вода подаётся на нужды хозяйственно-питьевого водоснабжения и после применения по назначению в той или иной форме (через системы водоотведения, а также за счёт потерь и утечек из водонесущих коммуникаций) возвращается либо в виде техногенного питания подземных вод, либо прямым сбросом в гидросеть. В практике водохозяйственных расчётов доля возвратных вод достигает 80%, то есть региональный ущерб речному стоку (за счёт безвозвратных потерь – в основном, испарения) составляет не более 20% от водоотбора.

В завершение этой темы: для чего нужны оценки локального ущерба речному стоку?

Во-первых, такие оценки представляют собой обязательный элемент прогнозирования воздействия водоотбора на окружающую среду и являются, таким образом, одним из условий утверждения ЭЗ месторождений подземных вод.

Во-вторых, ущерб расходу реки означает и соответствующий ущерб глубине реки. Это, в свою очередь, означает, что по мере нанесения ущерба стоку реки количественно меняется условие 3 рода на контуре реки, так как меняется (понижается) уровень на границе H_r . Недоучёт этого обстоятельства может приводить к неопределённым погрешностям фильтрационного расчёта со всеми вытекающими балансовыми последствиями. Однако, надо понимать, что этот вопрос имеет практическое значение лишь при сопоставимых величинах водоотбора и расходов рек.



Как можно прогнозировать ожидаемую величину ущерба речному стоку – во времени и по контурам гидросети, попадающим в область депрессии?

1. *Аналитические расчёты* – как всегда, дают лишь предварительную упрощённую оценку.

Для совершенной реки:

$$\Delta P = Q_0 \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at}} \right), \quad (7.11)$$

где a – урвннепроводность, t – расчётный момент времени от начала работы водозабора, erfc – обозначение функции дополнительного интеграла вероятности; Q_0 – дебит водозабора (если необходимо – с поправкой на инверсию бессточной разгрузки).

Для широкой несовершенной реки:

$$\Delta P = Q_0 \left\{ \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at}} \right) - \exp \left(-\frac{L_0^2}{4at} \right) \cdot \left[\exp(z^2) \cdot \operatorname{erfc}(z) \right] \right\}, \quad (7.12)$$
$$z = \frac{L_0}{2\sqrt{at}} + \frac{\sqrt{at}}{B}.$$

Для узкой несовершенной реки:

(Е.Л.Минкин)

$$\Delta P = Q_0 \left\{ \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at}} \right) - \exp \left(-\frac{L_0^2}{4at} \right) \cdot \left[\exp(z_1^2) \cdot \operatorname{erfc}(z_1) + \exp(z_2^2) \cdot \operatorname{erfc}(z_2) \right] \right\}, \quad (7.13)$$
$$z_1 = \frac{L_0}{2\sqrt{at}} + \frac{\sqrt{at}}{B} \operatorname{th} 0.5 \bar{G}; \quad z_2 = \frac{L_0}{2\sqrt{at}} + \frac{\sqrt{at}}{B} \operatorname{cth} 0.5 \bar{G}.$$

(В.Хунт)

$$\Delta P = Q_0 \left\{ \operatorname{erfc} \left(\frac{L_0}{2\sqrt{at}} \right) - \exp \left(\frac{\lambda^2 t}{4\mu T} + \frac{\lambda L_0}{2T} \right) \operatorname{erfc} \left(\sqrt{\frac{\lambda^2 t}{4\mu T} + \frac{L_0}{2\sqrt{at}}} \right) \right\}, \quad (7.14)$$
$$\lambda = \frac{G}{f_0}.$$

Расчёты по приведенным формулам дают только динамику ущерба во времени, но не по длине реки – будто бы весь ущерб наносится в одном створе реки.

2. Поэтому при явной необходимости учёта пространственно-временных характеристик ущерба следует применять *комбинированное моделирование* взаимодействия подземных и поверхностных вод, смысл которого заключается в корректировке уровней рек в процессе решения в соответствии с текущей величиной ущерба речному стоку.

Алгоритм комбинированного расчёта таков:

- – на очередном шаге по времени расчёт сетки напоров выполняется с учётом состояния граничного условия, полученного на конец предыдущего шага;
 - при найденных значениях напора в каждом блоке, содержащем граничное условие 3 рода, вычисляется величина расхода взаимодействия пласта с рекой;
 - после этого последовательно для всех «речных» блоков, начиная с самого верхнего по течению, вычисляется остаточный расход реки (путём алгебраического сложения с расходом взаимодействия в каждом блоке);
 - затем для каждого блока вычисляется новая глубина реки, соответствующая остаточному расходу реки в этом блоке, и вычисляется разница Δh_p между начальной глубиной и текущей (это и есть искомое изменение уровня на границе ΔH_r к концу расчётного временного шага);
 - полученное значение Δh_p вычитается из начального значения уровня на границе H_r ;
 - теперь можно делать следующий шаг, на котором трансграничный расход будет равен:

$$q_r = \frac{(H_r - \Delta h_p) - H_{\text{расч}}}{f_0},$$

где $H_{\text{расч}} = H$ (если сохраняется подпёртый режим взаимодействия с рекой),

или $H_{\text{расч}} = H^0$ (если уровень опустился ниже отметки отрыва).

Видно, что трансграничный расход при наличии ущерба меньше, чем без него. Не исключается, что в отдельных блоках расчётная величина притяжения окажется больше остаточного расхода реки – это означает, что произошёл полный перехват стока реки на этом участке и, следовательно, на следующем временном шаге граничное условие в этом блоке должно быть исключено из расчёта.

Как вычислить глубину реки, соответствующую известному её расходу? Есть разные подходы; один из наиболее простых (и потому – жизнеспособных) – применение формулы Шези, являющейся аналогом формулы Дарси применительно к поверхностным потокам и устанавливающей связь между расходом водотока, гидравлическими русловыми сопротивлениями и затратами энергии в водном потоке:

$$P = C\omega\sqrt{RI},$$

где C – коэффициент Шези (аналог коэффициента фильтрации), ω – площадь поперечного сечения потока, R – гидравлический радиус (отношение площади поперечного сечения потока к длине смоченного периметра), I – уклон водной поверхности потока.

Полагая гидравлический радиус практически равным средней глубине реки h_p (что вполне допустимо для рек, глубины которых много меньше их ширины G), можно считать:

$$P = Ch_p G \sqrt{h_p I},$$

что позволяет вычислять среднюю глубину реки в соответствии с известным расходом (разумеется, изменчивость ширины реки, уклона её водной поверхности и коэффициента Шези должны быть изучены при разведке и заданы в описании исходных данных для моделирования).

Коэффициент C может быть определён непосредственно с помощью полевых измерений, однако обычно его вычисляют через так называемый «коэффициент шероховатости» n , зависящий от характера русла, материала дна, наличия водной растительности и т.д. (принимается по таблицам из гидрологических справочников). Существуют разные эмпирические формулы связи C и n – наиболее известна, например, формула Мэннинга: $C = \frac{1}{n} \sqrt[6]{R}$.

В современных программах моделирования фильтрации существуют модули комбинированного гидролого-гидрогеодинамического моделирования, однако описания опыта их применения для реальных объектов в отечественной литературе пока нет. На кафедре гидрогеологии МГУ более 30 лет применяется программа комбинированного моделирования фильтрации (МСГ, автор С.О.Гриневский), основной алгоритм которой апробирован, в частности, при подсчёте и утверждении ЭЗ крупного приречного Пермилковского месторождения подземных вод (сумма эксплуатационных запасов около 320 тыс. м³/сутки \approx 4 м³/с, что приближается к суммарному межённому речному стоку с контура месторождения).

ФОРМИРОВАНИЕ КАЧЕСТВА ВОДЫ НА ПРИРЕЧНЫХ ВОДОЗАБОРАХ

Прогноз качества воды, извлекаемой приречными водозаборами, базируется на предполагаемой структуре баланса эксплуатационного водоотбора:

$$C_э = C_e + \bar{Q}_{пр} (C_{речн} - C_e),$$

где символом C обозначается концентрация отслеживаемого показателя качества в пластовой (e) и речной (речн) воде. Заметим, что такое описание основывается на

консервативной миграционной модели, предполагающей неизменность величины $C_{\text{речн}}$ на пути фильтрации речной воды к водозабору.

Привлекаемые ресурсы являются наиболее уязвимым компонентом, так как качество воды в речном стоке часто бывает невысоким в связи с естественной русловой метаморфизацией воды (в частности, за счёт биологических процессов), многочисленными бытовыми и промышленными сбросами (далеко не всегда через очистные сооружения), судоходством и т.д.

Если приведенный расход $\bar{Q}_э < 1$, то опасности загрязнения из реки нет, так как нет привлекаемого потока. В противном случае надо рассчитывать предельное загрязнение; необходимая для этого доля привлекаемых ресурсов $\bar{Q}_{\text{пр}}$ может быть оценена либо аналитически (при относительно небольшом несовершенстве реки по формулам 7.2, 7.3, 7.5), либо на модели (см. рис. 7.10, 7.11, табл. 7.3, 7.4, 7.5).

Очевидно, что снижение риска загрязнения водозабора может быть достигнуто за счёт выбора оптимального удаления от реки с соответствующей минимизацией доли привлекаемых ресурсов.

Для одиночной скважины или компактного водозаборного узла критическое удаление от уреза совершенной реки, при котором $\bar{Q}_{\text{пр}} = 0$, составляет (см. формулу 7.1):

$$L_0 \geq \frac{Q}{\pi q_e}.$$

При характерных соотношениях $\frac{Q}{q_e}$ (в диапазоне 1000-5000) риск привлечения загрязнённых речных вод можно полностью исключить (либо существенно его минимизировать) при удалении водозабора от реки на расстояние 300-1500 м. По сути, такой водозабор уже нельзя рассматривать как приречный. Неизбежной «платой» за это является возрастание понижения уровня в водозаборе по мере удаления от реки и в конечном итоге – необходимость увеличения количества скважин для получения требуемой производительности. Однако, сравнительный анализ показывает, что темп возрастания понижений существенно меньше, чем снижение доли привлечения речных вод. На рис. 7.16 показано изменение удельного понижения \bar{S} и доли привлечения речной воды $\bar{Q}_{\text{пр}}$ по отношению к типичному положению водозабора на расстоянии $L_0 = 100$ м от уреза. Видно, что, например, при $L = 500$ м удельное понижение возрастает в 1.2 раза, а доля привлечения снижается в 2.7 раза; при $L = 1000$ м соответственно в 1.3 раза и более, чем в 20 раз. Таким образом, можно утверждать, что в технико-экономическом смысле цена снижения риска загрязнения водозабора за счёт его удаления от реки относительно невелика.



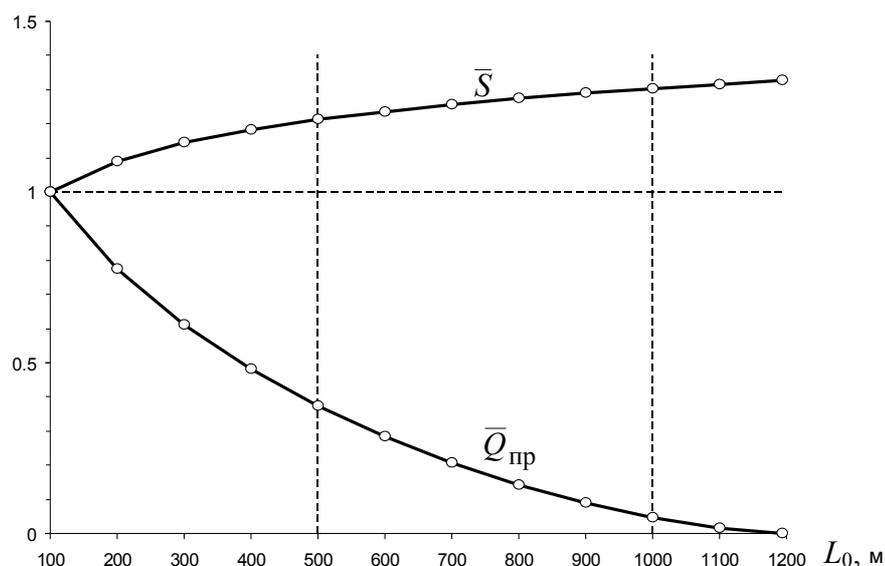


Рис. 7.16. Изменение удельного понижения и доли привлекаемых ресурсов при удалении водозабора от совершенной реки

Для оценки угрозы бактериального загрязнения из реки рассчитывается время «добегания» речной воды до водозабора.

Сосредоточенный водозабор. Скорость движения воды на участке между урезом реки и водозабором заметно меняется – увеличивается по мере приближения к водозабору (радиальная структура течения). При совершенном характере реки условие нулевого понижения на урзе учитывается введением зеркально (относительно уреза) отражённой скважины с равным дебитом противоположного знака (рис. 7.17).



Градиент напора в любом потоке $I = \frac{v}{K}$. Градиент напора в произвольной точке М равен сумме градиентов от действия реальной (с дебитом $-Q$) и отражённой ($+Q$) скважин:

$$I_M = \frac{v_p + v_o}{K}.$$

Скорость фильтрации в радиальном потоке:

$$v = \frac{Q}{2\pi r m},$$

откуда
$$I_M = -\frac{QL_0}{\pi m K l (2L_0 - l)}.$$

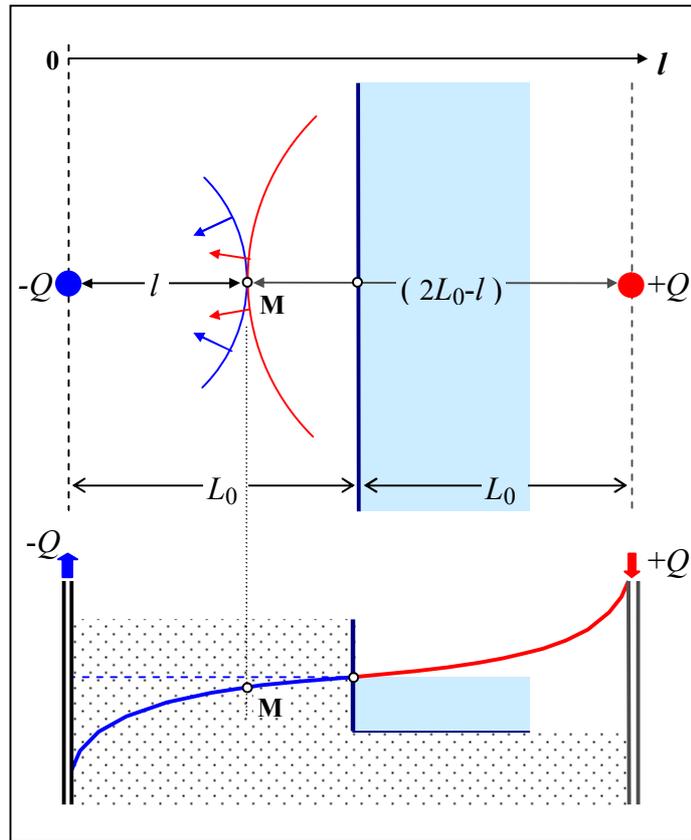


Рис. 7.17. К расчёту времени добегания речной воды

Действительная скорость движения воды к водозабору $u = \frac{dl}{dt}$. С другой стороны, в точке М её можно выразить через скорость фильтрации и активную пористость:

$$u_M = \frac{v_M}{n_0} = \frac{KI_M}{n_0}.$$

Теперь можно записать дифференциальное уравнение

$$\frac{dl}{dt} = -\frac{QL_0}{\pi mn_0 l(2L_0 - l)}$$

или, разделяя переменные,

$$-l(2L_0 - l)dl = \frac{QL_0}{\pi mn_0} dt.$$

Интегрируя его в пределах от 0 до t по времени и соответственно от L_0 до 0 по длине, получаем:

$$-\int_{L_0}^0 2lL_0 dl + \int_{L_0}^0 l^2 dl = \frac{QL_0}{\pi mn_0} \int_0^t dt \rightarrow L_0^3 - \frac{L_0^3}{3} = \frac{QL_0}{\pi mn_0} t,$$

откуда конечное решение

$$t_p = \frac{2}{3} \frac{\pi m n_0 L_0^2}{Q}$$

Для характерного набора параметров ($Q = 3$ тыс. м³/сутки, $L_0 = 200$ м, $m = 20$ м, $n_0 = 0.1$) время добегания речной воды составляет около 55 суток, то есть заметно меньше времени выживания болезнетворных микроорганизмов в подземных водах. Некоторый запас в этом расчёте может дать несовершенство реки за счёт глинистых подрусовых отложений, которые выполняют роль «грунтового фильтра», однако достоверной методики оценки параметров и прогнозных расчётов для таких условий пока нет.

Линейный водозаборный ряд (длиной L_p с суммарным дебитом $Q_{\text{сум}}$).

Приближённое решение предполагает постоянную скорость на участке между рекой и водозабором:

$$t_p = \frac{L_0}{u} = \frac{L_0 n_0}{v},$$

где u, v – действительная скорость и скорость фильтрации соответственно.

Скорость фильтрации можно оценить двумя путями:

$$1) v = KI = K \frac{S_c}{(L_0 + \Delta L)}; \text{ тогда } t_p = \frac{L_0(L_0 + \Delta L)n_0}{KS_c}; \quad (7.15)$$

$$2) v = \frac{Q_{\text{пр}}}{F}$$

– расход к водозабору со стороны реки $Q_{\text{пр}} = Q_{\text{сум}} - q_e L_p$;

– площадь поперечного сечения привлекаемого потока $F = m L_p$;

$$\text{– тогда } t_p = \frac{m n_0 L_0 L_p}{Q_{\text{сум}} - q_e L_p}. \quad (7.16)$$

(если привлекаемый поток на участке между рекой и водозаборным рядом имеет безнапорный характер, то приближённо $m \approx h_e - 0.5 S_c$).

Конкретный пример: $L_p = 615$ м, $Q_{\text{сум}} = 40$ тыс. м³/сутки, расчётное понижение уровня $S_c = 2.5$ м; удаление ряда от реки $L_0 = 100$ м, $\Delta L = 20$ м; коэффициент фильтрации водовмещающих галечников $K = 500$ м/сутки, активная пористость $n_0 = 0.2$; расход естественного потока $q_e = 4.375$ м²/сутки, мощность на участке между рядом и рекой $m \approx 5$ м.

Время добегания речной воды по формуле 7.15 составит:



$$t_p = \frac{100 \cdot (100 + 20) \cdot 0.2}{500 \cdot 2.5} \approx 1.9 \text{ суток,}$$

а по формуле 7.16
$$t_p = \frac{5 \cdot 0.2 \cdot 100 \cdot 615}{40000 - 4.375 \cdot 615} \approx 1.65 \text{ суток.}$$

Для обоснования размеров **зоны санитарной охраны** приречных водозаборов в случае сложной плановой структуры потока (конфигурация речных русел, фильтрационная неоднородность продуктивного пласта и подрусловых отложений, расстановка скважин и др.) следует использовать гидрогеодинамическую сетку, полученную по результатам прогнозного моделирования. В относительно простых условиях можно использовать аналитический расчёт для **сосредоточенного водозабора**, руководствуясь следующими соображениями:

1. Если приведенный расход $\bar{Q}_3 < 1$ (то есть привлечение из реки отсутствует), то расчёт ЗСО производится как для неограниченного пласта.

2. При $\bar{Q}_3 > 1$: в размер ЗСО вниз по потоку включается весь участок между водозабором и урезом реки ($R_1 = L_0$). При этом надо иметь в виду, что граница 2-го пояса может не достигать уреза реки, если время добегания речной воды t_p будет больше 100-400 суток. Однако, это возможно лишь при значительном удалении водозабора от реки или при высоких расходах естественного потока. Так, например, в вышерассмотренном примере такая ситуация существовала бы, если бы водозабор был удалён от реки на расстояние более 5-6 км.

3. Размер ЗСО вверх по потоку R_2 (вглубь берега) вычисляется из уравнения:

$$\bar{t} = \frac{R_2}{L_0} - \frac{1 + \bar{L}_0^2}{\bar{L}_0} \operatorname{arctg} \frac{R_2}{\bar{L}_0(R_2 + L_0) + l^*},$$

где $\bar{t} = \frac{q_e t}{m n_0 L_0}$; $\bar{L}_0 = \frac{L_0}{l^*}$; $l^* = L_0 \sqrt{\bar{Q}_3 - 1}$; t имеет смысл нормативного времени для расчёта размеров 2-го и 3-го поясов.

4. Полуширина ЗСО вычисляется по зависимости:

$$d = l^* + \frac{Q_3}{\pi q_e} \operatorname{arctg} \bar{L}_0.$$

Для **линейного ряда скважин**, параллельного урезу реки:

1. Полуширина ЗСО вычисляется по зависимости:

$$d = \frac{Q}{\pi q_e \bar{L}_p} \ln \left[\bar{L}_p \sin \left(\frac{\pi q_e L_p}{Q} \right) \right] + 0.5 L_p,$$

где Q – суммарный дебит ряда, L_p – длина ряда, $\bar{L}_p = \frac{L_p}{L_0}$.

2. Размер ЗСО вверх по потоку R_2 может быть рассчитан приближённо (при условии $L_p > 8L_0$):

$$\bar{t} = \frac{R_2}{L_0} - \frac{Q}{\pi^2 \lambda q_e} \operatorname{arctg} \left(\frac{\lambda R_2}{R_2 L_0 + \lambda^2} \right),$$

где $\lambda = \sqrt{0.25 L_p^2 + \frac{Q L_0}{\pi q_e}}$.

Все зависимости для расчёта размеров ЗСО приведены для совершенной реки. Они могут быть использованы и при относительно небольшом несовершенстве с заменой расстояния L_0 на $(L_0 + \Delta L)$ во всех выражениях, включая расчёт \bar{Q}_3 . При значительном несовершенстве реки (в частности, для «узких» рек) использование аналитических расчётов может давать некорректные результаты; в таких случаях нужно прибегнуть к моделированию.

Линейный ряд скважин параллельно урезу реки – наиболее выгодная в гидрогеодинамическом отношении схема для крупных приречных водозаборов.

Однако, при ухудшении качества привлекаемой речной воды скважины такого водозабора «пострадают» в равной степени и практически одновременно. Для уменьшения риска загрязнения целесообразно ориентировать водозаборный ряд под углом (в пределе – по нормали) к урезу реки. В этом случае дебит наиболее удалённых от реки скважин полностью обеспечивается только пластовой водой естественного потока подземных вод, что гарантирует их от загрязнения при любом качестве воды в реке.

В качестве примера приведём схему строящегося водозабора в долине р. Амур. Водозабор состоит из 50 скважин с суммарной производительностью 120 тыс. м³/сутки, расположенных в двух параллельных рядах длиной около 2500 м каждый и ориентированных практически по нормали к береговой линии протоки Амура (рис. 7.18). Крайние скважины восточного фланга удалены от реки на 1700–1800 м. Единичный расход естественного потока в продуктивном плиоцен-нижнечетвертичном водоносном горизонте 1–1.5 м²/сутки.

По результатам моделирования прогнозируется, что доля привлекаемых ресурсов в балансе водоотбора составит $\bar{Q}_{пр} = 0.6$. Однако, это соотношение достигается в течение длительного времени (5–10 лет); кроме того, чрезвычайно важно, что около 20-ти скважин на западном фланге водозабора в течение всего расчётного срока эксплуатации (25 лет) обеспечиваются только пластовой водой, то есть принципиально не подвержены загрязнению при любом состоянии речного стока.

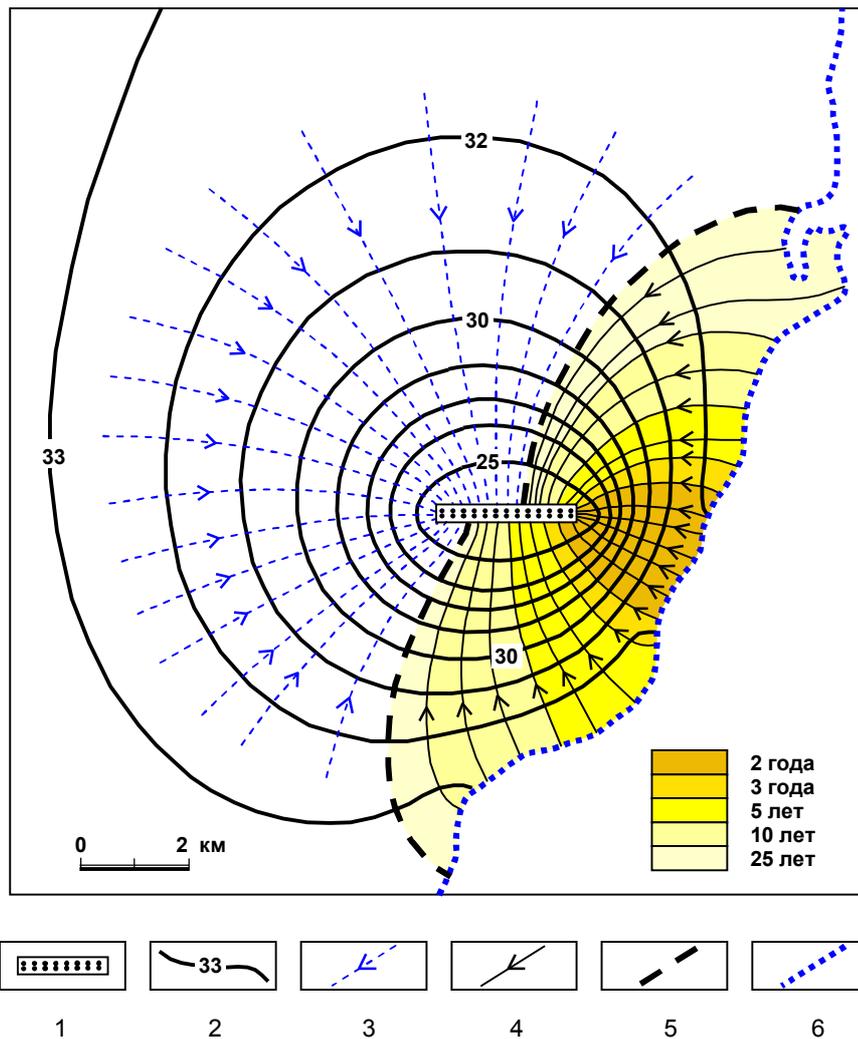


Рис. 7.18. Сетка движения подземных вод к водозабору
1 – водозаборный ряд, 2 – линии равного напора, м, 3 – линии тока пластовой воды, 4 – линии тока речной воды, 5 – граница зоны формирования привлекаемого потока, 6 – контур уреза реки. Цветом показано время движения речной воды к водозабору

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ РАЗВЕДКИ ПРИРЕЧНЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЙ

Наиболее важным балансово-гидрогеодинамическим признаком приречных МПВ является взаимодействие депрессионной воронки с рекой.

С балансовой точки зрения это означает активное участие ЕР в формировании баланса ЭЗ (инверсия естественной разгрузки в реку) и возможное возникновение ПР в виде фильтрации из реки.

С гидрогеодинамической точки зрения: достаточно быстро устанавливается стационарный режим понижений.

С точки зрения методики разведки: кроме проводимости продуктивного горизонта T (всегда важный параметр, линейно влияющий на величины понижений), должны быть достоверно оценены параметры взаимодействия водоносного горизонта с рекой ($\Delta L, B, f_0, \chi_0 \dots$). Этими параметрами в первую очередь определяется выбор места расположения водозаборного участка – максимальная проводимость продуктивного горизонта и минимальное сопротивление подрусловых отложений.

Отсюда вытекают важнейшие задачи поисково-разведочных работ:

– изучение генетических закономерностей распределения **проводимости** основного горизонта, опытные работы для оценки её расчётных значений и при необходимости – построения карты T , выбор участков с наибольшими значениями проводимости.

– изучение генетических закономерностей изменчивости **фильтрационного сопротивления подруслового экрана**, опытные работы для оценки его расчётных значений, выбор участков рек с минимальным сопротивлением ложа реки.

При проектировании опытно-фильтрационных опробований нужно учитывать особенности интерпретации откачек у реки:

– В схеме опытного куста особого внимания требует нормированное расположение наблюдательных скважин относительно центральной скважины и уреза реки. Поскольку заранее не всегда возможно предвидеть гидрогеодинамическую «ширину» реки, необходимо в составе куста проектировать «заречный» пьезометр. Соблюдение этих правил существенно повышает однозначность интерпретации опытов и достоверность оценки проводимости горизонта и сопротивления ложа реки. Теория и методы интерпретации откачек у реки широко представлены в учебной и методической литературе.

– Длительность опытов должна быть достаточной для уверенного заключения об истинной стабилизации понижений.

– Выбор периода проведения откачек должен гарантировать устойчивый гидрологический режим на протяжении опыта; в любом случае в систему наблюдений должен входить уровенный пост на реке в створе опытного куста. При проектировании длительных откачек, когда избежать значимых колебаний уровня реки проблематично, в составе наблюдений следует предусматривать «фоновую» скважину вне зоны влияния откачки, что позволит при необходимости ввести поправки на основе корреляционных связей, установленных при совместных наблюдениях (до и после опыта) в скважинах куста и в «фоновой» скважине.

Изучение **условий взаимосвязи подземных и поверхностных вод** важно с точки зрения оптимального выбора местоположения водозаборного участка (участков) и общей достоверности всех прогнозных расчётов. Особенно это важно для малых рек, играющих роль внутренних границ и весьма чувствительных (в силу малой водности) к воздействию длительного эксплуатационного водоотбора. Следует стремиться к возможно более широкому комплексированию разнообразных прямых и косвенных методов, начиная с маршрутных гидрогеологических и гидрографических наблюдений. К числу таких методов относятся (кроме вышеназванных опытно-фильтрационных опробований):

- Единовременная меженная гидрометрическая съёмка в зоне месторождения с целью характеристики неоднородности естественной русловой разгрузки в реки. Важным количественным показателем является **линейный модуль разгрузки** (расход двусторонней русловой разгрузки на единицу длины водотока):

$$M_{\text{л}} = \frac{\Delta P}{L},$$

где ΔP – приращение расхода реки на участке длиной L .

Величину линейного модуля разгрузки можно использовать для ориентировочной оценки обобщённого сопротивления подрусловых отложений на данном участке реки. Полагая, что русловая разгрузка с обоих берегов имеет симметричный характер (рис. 7.19), можно записать, используя ранее введённые обозначения:

$$M_{\text{л}} = 2q_{\text{е}} = \frac{\Delta H_{\text{е}}}{\Phi_0},$$

где $\Phi_0 = \frac{f_0}{G}$ [сутки/м] – линейное фильтрационное сопротивление подруслового экрана (на единицу длины русла при его ширине G).

Величина $\Delta H_{\text{е}}$ определяется относительным нивелированием уровня реки и уровня подземных вод в прирусловой скважине или забивном пьезометре. После этого можно оценить обобщённое удельное сопротивление экрана на данном участке реки:

$$f_0 = \frac{\Delta H_{\text{е}} G}{M_{\text{л}}}.$$

Очевидно, что такие оценки применимы лишь на малых реках, где абсолютные и относительные величины ΔP превышают реальные погрешности гидрометрических работ.

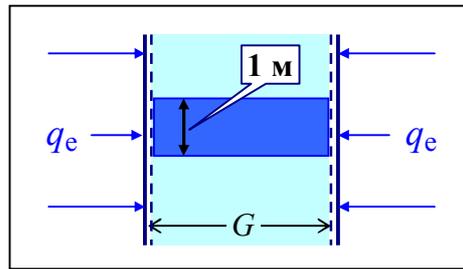


Рис. 7.19. К оценке обобщённого удельного сопротивления подруслового экрана

• Русловые гидрогеофизические работы (профилирование), включающие:

а) измерение потенциалов естественного электрического поля донных отложений и выявление их положительных и отрицательных аномалий, отвечающих (соответственно) участкам более интенсивной разгрузки подземных вод или поглощения речных вод,

б) резистивиметрию речной воды (в придонном слое), реагирующую на изменения удельного электрического сопротивления воды на участках интенсивной русловой разгрузки подземных вод,

в) термометрию донных отложений и речной воды, фиксирующую температурные аномалии на участках дна водотока, где происходит более интенсивная разгрузка подземных вод.

– Уровенные режимные наблюдения на створах приречных скважин для оценки параметра сопротивления ложа водотока ΔL – как по стационарным состояниям потока в периоды устойчивой межени, так и по периодам активного нестационарного режима в половодье и при паводках. Гидрогеодинамическое обоснование этих методов и условия их применения и выбора представительных периодов для оценок широко освещены в учебной и методической литературе.

Нужно иметь в виду, что наиболее достоверная параметрическая оценка требуется для центральной части месторождения – в зоне водозаборного узла. Её можно формально представить в виде прямоугольника со сторонами (рис. 7.20):

- L_p в каждую сторону вверх и вниз по течению от створа водозабора,
- L_{B1} от уреза реки вглубь берега, на котором расположен водозабор,
- L_{B2} (для несовершенных рек) от уреза реки вглубь противоположного берега.

За пределами этой зоны (назовём её зоной «эффективных параметров» – ЗЭП) любое изменение параметров (вплоть до полного отсутствия горизонта и реки)

вызывает изменение понижения уровня в водозаборе менее принятой погрешности прогнозных расчётов ε .

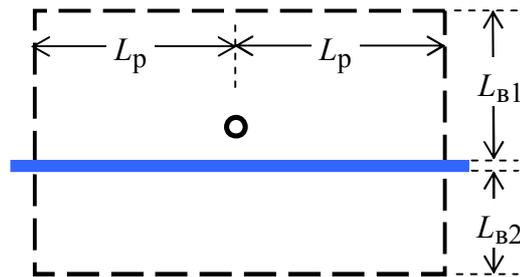


Рис. 7.20.

Для подтверждения этого положения выполним модельную имитацию работы приречного водозабора в стационарном режиме при различной степени несовершенства реки.

Водоносный горизонт с постоянной проводимостью $T = 750 \text{ м}^2/\text{сутки}$; модельная область $24 \times 24 \text{ км}$; река шириной $G = 60 \text{ м}$ проходит посередине территории. Водозабор – одиночная скважина с радиусом фильтра $r_c = 0.1 \text{ м}$, дебит $Q = 2500 \text{ м}^3/\text{сутки}$.

Методика модельных экспериментов следующая:

– Этап 1. Совершенная река ($f_0 = 0$, $B = 0$, $\bar{G} \rightarrow \infty$, $\Delta L^* = 0$), водозабор на удалении от уреза реки $L_0 = 200 \text{ м}$. Инфильтрационное питание $W = 4 \cdot 10^{-5} \text{ м/сутки}$ ($\approx 15 \text{ мм/год}$); удельный расход естественной разгрузки подземных вод в реку (с одного берега) $q_e = 0.48 \text{ м}^2/\text{сутки}$. Приведенный расход $\bar{Q}_e = 8.3$ (то есть привлекаемый поток из реки существует). 95% дебита водозабора формируется на участке реки по 2400 м вверх и вниз по течению.

Стационарное понижение уровня в водозаборе на модели $S_0 = 4.43 \text{ м}$. Теоретическое понижение 4.40 м (по формуле 4.1 при $\Delta L = 0$). Небольшое различие теоретического и модельного решения связано, по-видимому, с объективными погрешностями сеточного представления непрерывной области фильтрации.

Далее на модели сокращается активная действующая область – за её пределами задаётся нулевая проводимость водоносного горизонта и ликвидируется условие 1-го рода по контуру реки. Вновь определяется понижение уровня в водозаборе S и

рассчитывается погрешность по отношению к «полному» решению $\varepsilon = \frac{S - S_0}{S_0}$.

Проследив изменение ε при нескольких размерах активной области (табл. 7.6, рис. 7.21), можно видеть, что погрешность оценки S существенно возрастает лишь в ближайшей к водозабору области, что подтверждает возможность выделения некоей зоны «эффективных параметров».

– Этап 2. Возникает вопрос: какими факторами определяются размеры этой зоны? Такими факторами в рассматриваемой фильтрационной схеме могут быть: проводимость водоносного горизонта, дебит водозабора, расход разгрузки естественного потока, удаление водозабора от уреза реки и степень несовершенства реки.

Таблица 7.6. Погрешность оценки понижения уровня в водозаборе при изменении размера зоны «эффективных параметров»

Размеры активной области		$S, \text{ м}^*$	$\varepsilon, \%$
Вверх и вниз по течению $L_p, \text{ м}$	К водоразделу от реки $L_{в1}, \text{ м}$		
10 000	10 000	4.43	< 1
5 000	5 000	4.43	< 1
1 000	1 000	4.46	< 1
700	700	4.50	1.6
490	490	4.58	3.4
390	390	4.66	5.2
250	270	5.00	12.9

* – с округлением до целых см

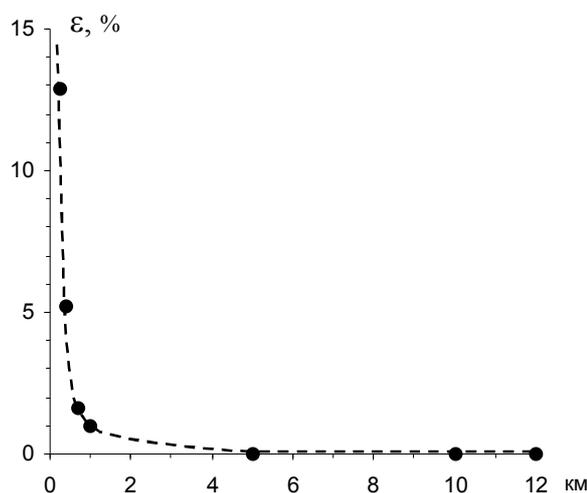


Рис. 7.21. Зависимость погрешности оценки понижения уровня в водозаборе при изменении размера зоны «эффективных параметров»

Для оценки их влияния выделим на модели условную ЗЭП с размерами $L_p = L_{в1} = 490 \text{ м}$.

а) Ранее, при анализе баланса эксплуатационного водоотбора, уже подчёркивалось, что величина расхода естественного потока в принципе не влияет на величину понижения в скважине. Подтвердим это модельным экспериментом: при различном инфильтрационном питании ($4 \cdot 10^{-5}$ и $4 \cdot 10^{-4}$ м/сутки) понижение в водозаборе остаётся одинаковым $S = 4.58 \text{ м}$, то есть погрешность за счёт ограничения ЗЭП $\varepsilon = 0.15 / 4.43 = 3.4\%$.

б) Теперь уменьшим проводимость водоносного горизонта вдвое – до $375 \text{ м}^2/\text{сутки}$. Соответственно в полной области понижение увеличивается вдвое $S_0 = 8.86 \text{ м}$, при ограничении ЗЭП до 490 м оно возрастает до $S = 9.16 \text{ м}$, то есть погрешность оценки понижения $\varepsilon = 0.3 / 8.86 = 3.4\%$. Следовательно, величина проводимости также не влияет на размер ЗЭП.

в) К таким же результатам приводит и варьирование дебита водозабора. Увеличив его вдвое (до 5000 м³/сутки), получим понижения $S_0 = 8.86$ м, $S = 9.16$ м, $\varepsilon = 0.3 / 8.86 = 3.4\%$.

з) Для оценки влияния удаления от реки уменьшим расстояние $L_0 = 100$ м. В полной области понижение составляет $S_0 = 4.06$ м, при ограничении ЗЭП оно возрастает до $S = 4.1$ м; соответственно $\varepsilon = 0.04 / 4.06 = 1\%$.

Таким образом, можно заключить, что на величину погрешности оценки понижения в пределах ЗЭП влияет только удаление водозабора от реки (а для несовершенных рек – с добавлением виртуальной длины ΔL). Это позволяет:

- 1) представить каждый из размеров ЗЭП (L_p, L_{B1}, L_{B2}) в виде $\lambda(L_0 + \Delta L^*)$, где ΔL^* – обобщённая эквивалентная длина по формуле (7.4), λ – эмпирический коэффициент для каждого из размеров,
- 2) дальнейшие модельные эксперименты проводить в понижениях (т.е. исключив из решения инфильтрационное питание) для любого удобного сочетания T и Q .

– Этап 3. Оценка коэффициентов λ для совершенной реки. Примем допустимую погрешность расчёта понижений $\varepsilon = 5\%$ (это очень оптимистичный критерий, учитывая обычные многочисленные и неопределённые допущения при фильтрационной схематизации гидрогеологических условий реальных месторождений подземных вод). Результаты модельных экспериментов приведены в табл. 7.7. С учётом округлений и дискретности измерения длин на модельной сетке можно принимать $L_p \approx L_{B1} \approx 2L_0$.



Таблица 7.7. Результаты оценки λ для совершенной реки

Удаление от реки L_0 , м	Понижение в водозаборе, м		Погрешность ε %	L_p		L_{B1}	
	в полной области	в ЗЭП		м	λ	м	λ
100	4.06	4.26	4.9	220	2.2	210	2.1
200	4.43	4.65	5	410	2.05	390	1.95
500	4.92	5.16	4.9	970	1.95	940	1.9
1000	5.29	5.55	4.9	1800	1.8	1900	1.9

– Этап 4. Оценка коэффициентов λ для несовершенных рек. Это достаточно трудоёмкое исследование, так как степень несовершенства реки – понятие относительное. Одно и то же значение обобщённой эквивалентной длины ΔL^* может быть получено при разном сочетании проводимости пласта T , удельного сопротивления подруслового экрана f_0 и ширины реки G :

$$\Delta L^* = \sqrt{Tf_0} \operatorname{cth} \frac{G}{\sqrt{Tf_0}} \quad (\text{см. также формулу 7.4}).$$

Поэтому необходимо экспериментальное доказательство инвариантности коэффициентов λ к сочетаниям этих параметров. Здесь мы ограничимся лишь изучением зависимости λ от f_0 при фиксированных величинах $T = 750 \text{ м}^2/\text{сутки}$, $G = 60 \text{ м}$ и удалении водозабора от реки $L_0 = 100 \text{ м}$.

Результаты модельных экспериментов приведены в табл. 7.8. На рис. 7.22 виден существенно нелинейный характер поведения коэффициентов λ при возрастании степени несовершенства реки.

Таблица 7.8. Результаты оценки λ для несовершенной реки

Удельное фильтрационное сопротивление экрана f_0 , сутки		0	0.533	4.8	10	13.33	
Фактор перетекания B , м		0	20	60	87	100	
Приведенная ширина реки \bar{G}		∞	3	1	0.69	0.6	
Обобщённая эквивалентная длина ΔL^* , м		0	20	80	144	186	
Понижение уровня в водозаборе, м		в полной области	4.06	4.12	4.32	4.38	4.53
		в ЗЭП	4.26	4.32	4.54	4.60	4.76
		ε %	4.9	4.9	5.1	5	5.1
L_p , м	в скобках – коэффициент λ	220 (2.2)	240 (2.4)	590 (3.3)	2000 (8.2)	4500 (15)	
L_{B1} , м		210 (2.1)	230 (2.3)	590 (3.3)	1600 (6.6)	3500 (12)	
L_{B2} , м		0	0	200 (1.1)	720 (2.3)	1200 (3.5)	
Размер зоны формирования 95% дебита водозабора, м		1240	1780	1980	2900	6720	
Доля привлекаемых ресурсов в дебите водозабора, %		69	56	39	28	23	

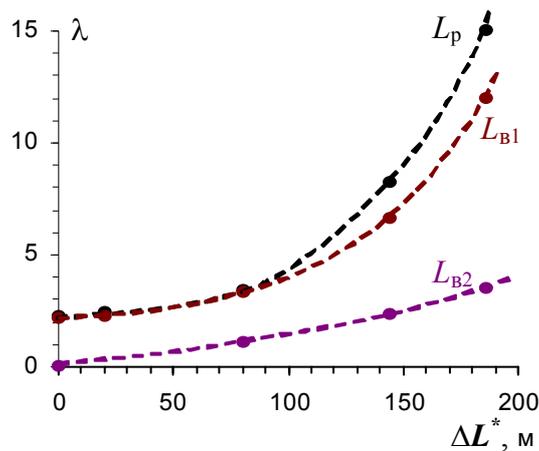


Рис. 7.22. Зависимость размеров ЗЭП от степени несовершенства реки

В завершение несколько комментариев:

– Не следует воспринимать полученные количественные показатели как точные критерии нормативного характера; они лишь дают представление о порядке явления и при разведке реальных приречных месторождений должны уточняться для конкретной схемы водозабора по мере накопления параметрической информации о неоднородности пласта, изменчивости характеристик граничного условия на реке и т.д.

– При оценке размеров ЗЭП использовался наиболее жёсткий вариант – по контуру ЗЭП принималось условие непроницаемой границы, то есть нулевая проводимость пласта и нулевой коэффициент перетока в ложе реки. На реальных месторождениях за пределами ЗЭП можно принимать условие однородной области с осреднёнными параметрами водоносного горизонта и граничных контуров, при этом погрешность оценки понижения уровня в водозаборе будет даже меньше, чем в рассмотренных модельных имитациях.

– Особо следует подчеркнуть, что речь идёт лишь о прогнозных расчётах понижений уровня в водозаборе. Однако при оценке запасов всегда существует ряд задач, требующих более широкой площадной характеристики области месторождения: расчёты размеров зоны санитарной охраны, локализации участков и величин привлечения речных вод, оценка взаимодействия с соседними водозаборами, расчёты подтягивания загрязнений и др. Поэтому, кроме детальных исследований на площади ЗЭП, на месторождениях должен быть предпринят необходимый и достаточный комплекс разведочных работ в окружающей области, значительно превосходящей размеры ЗЭП (рис. 7.23).

Ещё одной важнейшей задачей поисково-разведочных работ является оценка **расчётных величин подземного и поверхностного стока**, гарантирующих (с высокой вероятностью превышения) балансовую обеспеченность водоотбора даже в критические периоды водности. По нормативным требованиям надёжности водоподачи для хозяйственно-питьевых водозаборов, обслуживающих относительно крупные городские поселения, в качестве критического периода рассматривается календарный месяц или произвольный 30-суточный период минимального (в данной климатической зоне) стока, а расчётная величина стока за этот период приводится к вероятности превышения (обеспеченности) 85-95%, то есть в 85-95 случаях из 100 реальная величина стока должна быть выше принятой расчётной.

Общая идея и техника выполнения операций приводки рассматривается в литературе по статистической обработке режимных гидрологических и гидрогеологических данных. Здесь лишь отметим, что гидрометеорологические процессы в силу их многофакторности являются случайными и для их анализа применяются вероятностно-статистические подходы.

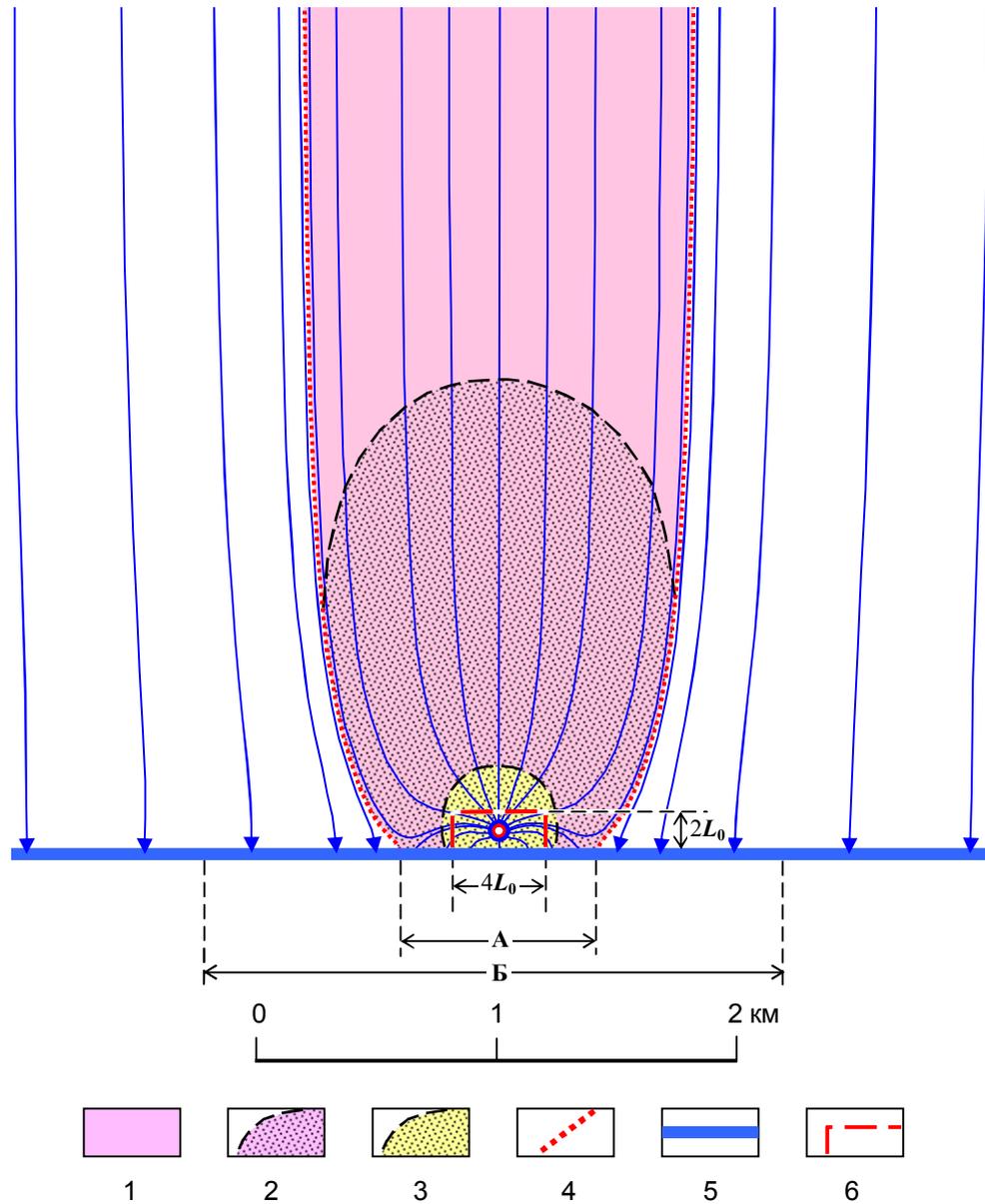


Рис. 7.23. Схема течения к приречному водозабору у совершенной реки

- 1 – зона захвата водозабора, 2 – площадь 3-го пояса ЗСО, 3 – площадь 2-го пояса ЗСО,
 4 – нейтральная линия тока, 5 – урез реки, 6 – граница зоны «эффективных параметров»,
 А – зона притяжения из реки, Б – зона формирования 95% дебита водозабора

За относительно кратковременный период разведки (несколько лет даже для наиболее крупных месторождений) не может быть получен представительный ряд многолетних режимных стоковых наблюдений, поэтому обычно используют приёмы корреляции между наблюдаемыми створами на месторождении (короткие ряды) и длинными рядами наблюдений на стационарных створах Гидрометслужбы на той же реке или на ближайших реках. Проблема заключается в обосновании гидролого-гидрогеологической аналогии соответствующих водосборных бассейнов. Для таких работ, как правило, привлекают специалистов-гидрологов.

РАСЧЁТЫ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ПРИРЕЧНЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЯХ

Аналитические расчёты скважин и их систем в условиях взаимодействия с поверхностным водотоком (водоёмом) являются «классической» задачей гидрогеодинамики (расчётная схема полуограниченного пласта с границей 1 или 3 рода). Базовые решения для одиночной скважины и для равномерного равнодебитного ряда скважин, параллельного урезу реки, уже рассмотрены при характеристике гидродинамического метода оценки ЭЗ подземных вод (см. формулы 4.1, 4.2). По таким же принципам могут быть получены решения для других контурных систем (например, для поперечных рядов, применяемых в долинах временных водотоков) и для неупорядоченной расстановки разнодебитных скважин.

Для оценки необходимой длины L_p равномерного равнодебитного ряда с суммарным дебитом $Q_{\text{сум}}$, параллельного урезу реки на расстоянии L_0 , можно последовательно воспользоваться несколькими приёмами.

а) Приближённый балансовый расчёт: $L_p = \frac{Q_{\text{сум}}}{q_e + q_{\text{пр}}}$. Удельный расход естественного

потока q_e должен быть известен по данным разведки (например, по гидрометрической оценке линейного модуля разгрузки), либо рассчитывается по проводимости и уклону естественной поверхности потока (с карты гидроизогипс).

Для оценки удельного расхода привлекаемого потока $q_{\text{пр}}$ рассчитывается градиент напора, исходя из проектной величины допустимого понижения уровней в скважинах:

$$I = \frac{S_{\text{доп}}}{L_0 + \Delta L} \rightarrow q_{\text{пр}} = TI = T \frac{S_{\text{доп}}}{L_0 + \Delta L}. \quad (7.17)$$

Понятно, что такой расчёт даст завышенную величину притяжения, поскольку реально на флангах ряда и на межскважинных интервалах градиент в привлекаемом потоке будет меньше. Соответственно полученная длина ряда окажется заниженной.

б) Приближённый гидрогеодинамический расчёт – его обоснование рассматривалось выше применительно к расчётам контурных систем скважин (см. формулы 4.7). Задаваясь некоторым проектным дебитом скважин, определяем необходимое количество скважин n и затем находим минимальный шаг между скважинами σ из уравнения:

$$n = \frac{Q_{\text{сум}}}{\sigma T S_{\text{доп}}} \left(L_0 + \Delta L + \sigma \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\sigma}{2\pi r_c} \right). \quad (7.18)$$

Полученное значение σ и, следовательно, длина ряда $L_p = n\sigma$ будут завышены, поскольку идея такого расчёта базируется на представлении о неограниченной длине ряда (бесконечное число взаимодействий).

в) Наконец, точный гидрогеодинамический расчёт по принципу сложения решений – при известном количестве скважин n с дебитом Q_c надо найти минимальный шаг σ , чтобы в средней скважине ряда (или в двух средних – при чётном n) понижение уровня отвечало допустимому значению:

$$S_{\text{доп}, i} = S_{i(i)} + \sum_{j=1}^{n^*} S_{i(j)}$$

(используя решение 4.1 для понижения уровня в скважине у несовершенной реки).

Во многих случаях основной водоносный горизонт на приречных месторождениях имеет грунтовый характер, что требует учёта изменения его проводимости при образовании депрессионной воронки. Заменяя $T \rightarrow K$, $H \rightarrow \frac{h^2}{2}$, получим модификацию формулы (4.1) для безнапорного потока:

$$S_c = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{Q_c}{\pi K} \ln \frac{r''}{r_c}}, \quad Q_c = \frac{\pi K S_c (2h_0 - S_c)}{\ln \frac{r''}{r_c}},$$

где h_0 – мощность («глубина») безнапорного потока в ненарушенном состоянии.

Аналогичным образом следует модифицировать формулы (7.17, 7.18).



Пример расчёта проектного приречного водозабора в долине «широкой» реки

Исходные данные:

- Заявленная потребность 40 тыс. м³/сутки
- Коэффициент фильтрации песчано-галечниковых аллювиальных отложений $K \approx 500$ м/сутки
- Мощность грунтового потока в зоне водозаборного ряда $h_0 \approx 7$ м; соответственно начальная проводимость $T_0 \approx 3500$ м²/сутки
- Допустимое понижение $S_{\text{доп}}$ принимается не более 2.5 м (нужно оставить достаточный столб воды в скважинах для размещения насосного оборудования)
- Удаление линии ряда от уреза реки $L_0 = 100$ м
- Эквивалентная длина $\Delta L \approx 20$ м, то есть реку следует считать «широкой» (ширина русла $G = 80$ м, приведенная ширина реки $\bar{G} \approx 4$)
- Радиус фильтра в скважинах $r_c = 0.1$ м

Возможный максимальный дебит скважины $Q_c^{\text{max}} = \frac{\pi K S_{\text{доп}} (2h_0 - S_{\text{доп}})}{\ln \frac{2(L_0 + \Delta L)}{r_c}} \approx 5800$

м³/сутки. Это слишком большая величина; во избежание суффозии и просадок обсадных колонн рекомендуется $Q_c = 2000$ м³/сутки, соответственно $n = 20$.

а) Приближённый балансовый расчёт

– Градиент напора в естественном потоке (по карте гидроизогипс) $I = 0.00125$, удельный расход естественного потока $q_e = \Pi I = 3500 \cdot 0.00125 = 4.375$ м²/сутки

– Удельный расход привлекаемого потока $q_{\text{пр}} = 3500 \cdot \frac{2.5}{100 + 20} = 72.9$ м²/сутки

– Длина ряда $L_p = \frac{40000}{4.375 + 72.9} = 518$ м (это заниженная оценка).

б) Приближённое гидрогеодинамическое решение

$$n = \frac{2Q_{\text{сум}}}{\sigma K S_{\text{доп}} (2h_0 - S_{\text{доп}})} \left(L_0 + \Delta L + \sigma \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\sigma}{2\pi r_c} \right).$$

Решение этого уравнения (подбором или каким-либо численным методом для трансцендентных уравнений) даёт $\sigma = 37.25$ м; соответственно длина ряда $L_p = n\sigma = 745$ м – это завышенная оценка.

в) Точное гидрогеодинамическое решение (на базе формулы 4.2):

$$S_{\text{доп}} (2h_0 - S_{\text{доп}}) = \frac{Q_c}{\pi K} \left\{ \ln \frac{2(L_0 + \Delta L)}{r_c} + \sum_{j=1}^{n^*} \ln \frac{\sqrt{4(L_0 + \Delta L)^2 + (\sigma |N_{\text{ср}} - j|)^2}}{\sigma |N_{\text{ср}} - j|} \right\},$$

где $N_{\text{ср}}$ – номер средней скважины (в данном случае это скважины №10 и №11).

Решение этого уравнения даёт точную оценку $\sigma = 30.8$ м; длина ряда $L_p = 615$ м.

Моделирование работы приречных водозаборов при подсчёте ЭЗ применяется, как правило, для относительно крупных месторождений со сложной геометрией речных

контуров и других граничных условий, при существенной неоднородности параметров пласта и граничных условий. Основного внимания здесь требует рациональная разбивка модельной сетки, наилучшим образом аппроксимирующая контуры речной сети, особенно в области наибольшей деформации потока на участке между водозабором и реками.

Каждый блок модели, содержащий контур реки с граничным условием 3 рода, в исходных данных должен быть охарактеризован значением «дополнительной проводимости» $T_{ГУ}$, обеспечивающей расход взаимодействия водоносного горизонта с рекой:

$$Q_{ГУ} = T_{ГУ}(H_{Г} - H).$$

Для широкой несовершенной реки, образующей внешнюю границу области моделирования, дополнительная проводимость для блока, содержащего контур уреза реки длиной $L_{ГУ}$ (рис. 7.24 а), составляет:

$$T_{ГУ} = \frac{TL_{ГУ}}{\Delta L}.$$

Для узких несовершенных рек, являющихся внутренним граничным условием для области моделирования, дополнительная проводимость рассчитывается по зависимости:

$$T_{ГУ} = \frac{F_{ГУ}}{f_0}.$$

Здесь $F_{ГУ}$ – площадь русла реки в блоке. Если ширина реки больше размера блока (рис. 7.24 б), то $F_{ГУ} = \Delta x \Delta y$; если русло реки помещается в пределах одного блока (рис. 7.24 в), то $F_{ГУ} = GL_{ГУ}$ (либо любой способ расчёта площади русла в блоке).

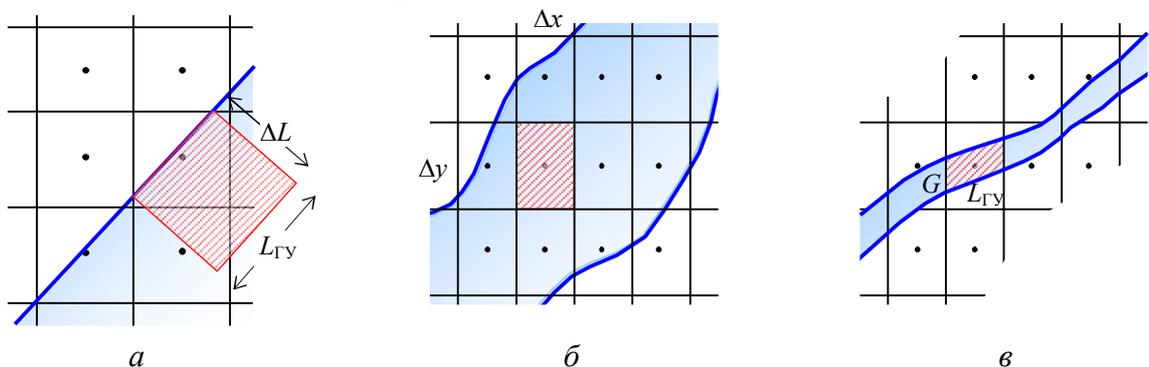


Рис. 7.24. Варианты расчёта дополнительной проводимости граничного условия 3 рода на несовершенных реках

Использование моделирования позволяет максимально достоверно учесть развитие явлений отрыва депрессионной воронки от ложа несовершенных рек. Возможность их возникновения следует предварительно оценить по аналитическим критериям (7.8, 7.9, 7.10). В описании исходных данных для каждого узла сетки с граничным условием 3 рода должен присутствовать показатель типа «Уровень отрыва» или «Уровень подошвы экрана» и т.п., отвечающий при решении «в напорах» отметке подошвы экрана H^0 в принятой системе отсчёта напоров, а при решении «в понижениях» – величине критического понижения S^0 . Если такой показатель в описании исходных данных отсутствует (редакция его наименования может быть, разумеется, иной), то следует выяснить, способна ли применяемая программа моделирования к реализации конверсии граничного условия 3 рода.

Исходя из полученных на модели значений уровней H (или понижений S) в «речных» блоках, можно рассчитать расходы взаимодействия водоносного горизонта с рекой:

$$Q_{ГВ} = T_{ГВ}(H_{Г} - H) \text{ или } Q_{ГВ} = T_{ГВ}(S - \Delta H_e). \quad (7.19)$$

При этом (см. рис. 7.4):

- если $H > H_{Г}$ (или $S < \Delta H_e$), то $Q_{ГВ} < 0$ (сохраняющийся расход естественной разгрузки в реку, частичная инверсия),
- если $H^0 < H < H_{Г}$ (или $S^0 > S > \Delta H_e$), то $Q_{ГВ} > 0$ (расход привлечения речной воды в подпёртом режиме).

Для расчёта расхода привлечения речной воды в блоках с отрывом уровня от подошвы экрана, где $H < H^0$ (или $S > S^0$), в зависимостях (7.19) следует заменить $H \rightarrow H^0$, $S \rightarrow S^0$.

