

КОНТУРНЫЕ СИСТЕМЫ СКВАЖИН

ТОЧНОЕ АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ

ПРИБЛИЖЁННЫЕ РАСЧЁТЫ

НЕУПОРЯДОЧЕННЫЕ ПЛОЩАДНЫЕ СИСТЕМЫ

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ВОДОЗАБОРОВ

ВЫЧИСЛИТЕЛЬНАЯ СХЕМАТИЗАЦИЯ

КАЛИБРАЦИЯ МОДЕЛИ

ПРОГНОЗНЫЕ ЗАДАЧИ

АНАЛИЗ БАЛАНСОВОЙ СТРУКТУРЫ ВОДООТБОРА

Дельта-баланс

МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ СКВАЖИН

КОНТУРНЫЕ СИСТЕМЫ СКВАЖИН

В качестве примера гидрогеодинамического расчёта систем скважин рассмотрим **ТОЧНОЕ АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ** для контурной системы – равномерного линейного ряда равнодебитных водозаборных скважин вдоль несовершенной реки (это часто используемый вариант упорядоченной контурной системы скважин).

Построение решения основано на использовании:

а) приёма зеркального отражения каждой действующей скважины (но с противоположным знаком дебита) относительно уреза реки, сдвинутого на величину ΔL – для учёта граничного условия 3 рода на контуре несовершенной реки;

б) приёма сложения решений – для учёта взаимодействия скважин ряда между собой и с отражёнными скважинами.

Аналитическое решение для понижения в точке M от действия одиночной скважины у прямолинейного контура несовершенной реки (рис. 4.1. А) получается путём сложения понижений от реальной (с дебитом $+Q_c$) и отражённой (с дебитом $-Q_c$) скважин:

$$S = \frac{Q_c}{2\pi T} \ln \frac{r''}{r}, \quad (4.1)$$



где r – радиальная координата точки M относительно реальной скважины, r'' – то же относительно отражённой скважины.

Для «собственного» понижения в действующей скважине (то есть при расположении точки M на стенке скважины) в формуле (4.1) надо принимать: $r = r_c$; $r'' = 2(L_0 + \Delta L)$.

Теперь применим это описание к двум взаимодействующим равнодебитным скважинам, расположенным параллельно урезу реки. Очевидно, что понижения в них будут одинаковыми. Следуя принципу сложения решений, запишем понижение в скв.1 с учётом влияния скв.2 и отражённых скважин 1' и 2' (рис. 4.1, Б):

$$S_1 = S_{1(1)} + S_{1(2)} = \frac{Q_c}{2\pi T} \ln \frac{r''}{r_c} + \frac{Q_c}{2\pi T} \ln \frac{r''_{1-2}}{r_{1-2}} = \frac{Q_c}{2\pi T} \left\{ \ln \frac{2(L_0 + \Delta L)}{r_c} + \ln \frac{\sqrt{4(L_0 + \Delta L)^2 + r_{1-2}^2}}{r_{1-2}} \right\},$$

Для учёта взаимодействия n равнодебитных скважин в ряду:

$$S_i = S_{i(i)} + \sum_{j=1}^{n^*} S_{i(j)} ;$$

$$S_i = \frac{Q_c}{2\pi T} \left\{ \ln \frac{2(L_0 + \Delta L)}{r_c} + \sum_{j=1}^{n^*} \ln \frac{r''_{i-j}}{r_{i-j}} \right\}; \quad r''_{i-j} = \sqrt{4(L_0 + \Delta L)^2 + r_{i-j}^2}.$$

(надстрочный знак *, как и прежде, означает исключение из суммирования члена с номером $j = i$).

В равномерном ряду (при постоянном шаге между скважинами σ) величины r_{i-j} будут кратны σ и формула для учёта влияния всех n скважин унифицируется:

$$S_i = \frac{Q_c}{2\pi T} \left\{ \ln \frac{2(L_0 + \Delta L)}{r_c} + \sum_{j=1}^{n^*} \ln \frac{\sqrt{4(L_0 + \Delta L)^2 + \{\sigma|i-j|\}^2}}{\sigma|i-j|} \right\}. \quad (4.2)$$

(обратим внимание: нужно использовать модуль разности номеров скважин $|i - j|$).

Это абсолютно точная формула, но использовать её для «ручного» счёта при значительном числе скважин (а для крупных водозаборов оно может измеряться десятками) затруднительно. Поэтому на ранних стадиях оптимизационных расчётов можно пользоваться более простыми, но приближёнными приёмами.

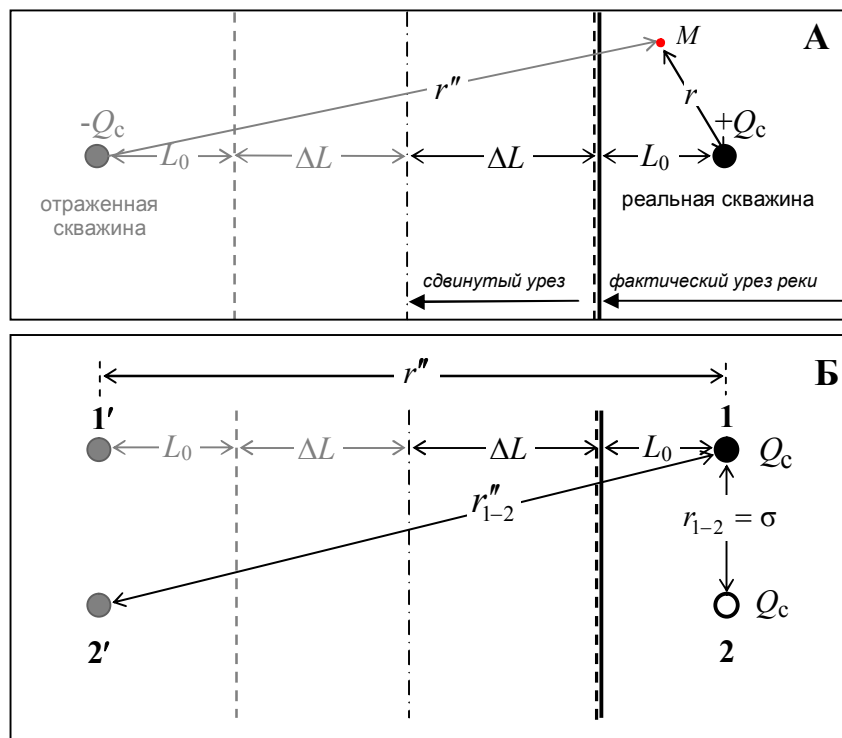


Рис. 4.1. К расчёту взаимодействия скважин

Покажем идею **ПРИБЛИЖЁННЫХ РАСЧЁТОВ** на примере *линейного ряда* скважин в простейшей фильтрационной схеме (рис. 4.2):

- Ряд *равномерный* – шаг между скважинами постоянный, $\sigma = \text{const}$,
- Ряд *равнодебитный* – дебиты скважин одинаковые, $Q_c = \text{const}$,
- Режим фильтрации – *стационарный*.

– Две исходных предпосылки:

1. $L_0 > \sigma$ – граничные условия (Γ), обеспечивающие стационарный режим фильтрации, удалены от линии ряда более, чем на σ ;
2. $L_p \gg L_0$ – длина ряда существенно больше расстояния до границы (теоретически речь идет о ряде «неограниченной» длины).

При выполнении этих условий зона деформации линий тока вблизи скважин невелика и составляет 0.5σ в каждую сторону. За границами этой зоны поток имеет **ЛИНЕЙНУЮ** структуру – как будто поток идёт к сплошной эквивалентной (по интенсивности водоотбора) траншее с удельным (на 1 м длины) расходом $q_0 = \frac{Q_c}{\sigma}$ и одинаковым по её длине уровнем $H_{\text{л}}$.

Разница в уровнях H_c и $H_{\text{л}}$ (рис.4.2) вызвана необходимостью расходования энергии (напора) для поворота линий тока к скважинам, то есть является следствием реальной дискретности водоотбора скважинами по сравнению со «сплошным» притоком к траншее.



Теоретически доказывается, что независимо от характера граничных условий (поскольку они удалены) разность $H_{\text{л}} - H_c$ определяется общим выражением:

$$H_{\text{л}} - H_c = \frac{Q_c}{T} f_{\text{кс}}. \quad (4.3)$$

Символом $f_{\text{кс}}$ обозначено *собственное «внутреннее» сопротивление контурной системы* – безразмерная величина, зависящая только от характеристик σ и r_c :

$$f_{\text{кс}} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\sigma}{2\pi r_c}.$$

Так как $Q_c = q_0\sigma$, то формулу (4.3) можно представить в виде:

$$H_{\text{л}} - H_c = \frac{q_0}{T} \sigma f_{\text{кс}}, \text{ откуда } q_0 = T \frac{H_{\text{л}} - H_c}{\sigma f_{\text{кс}}}.$$

Это выражение по структуре идентично описанию величины расхода линейного в плане потока по единичной ленте тока:

$$q = \Pi = T \frac{\Delta H}{L}.$$

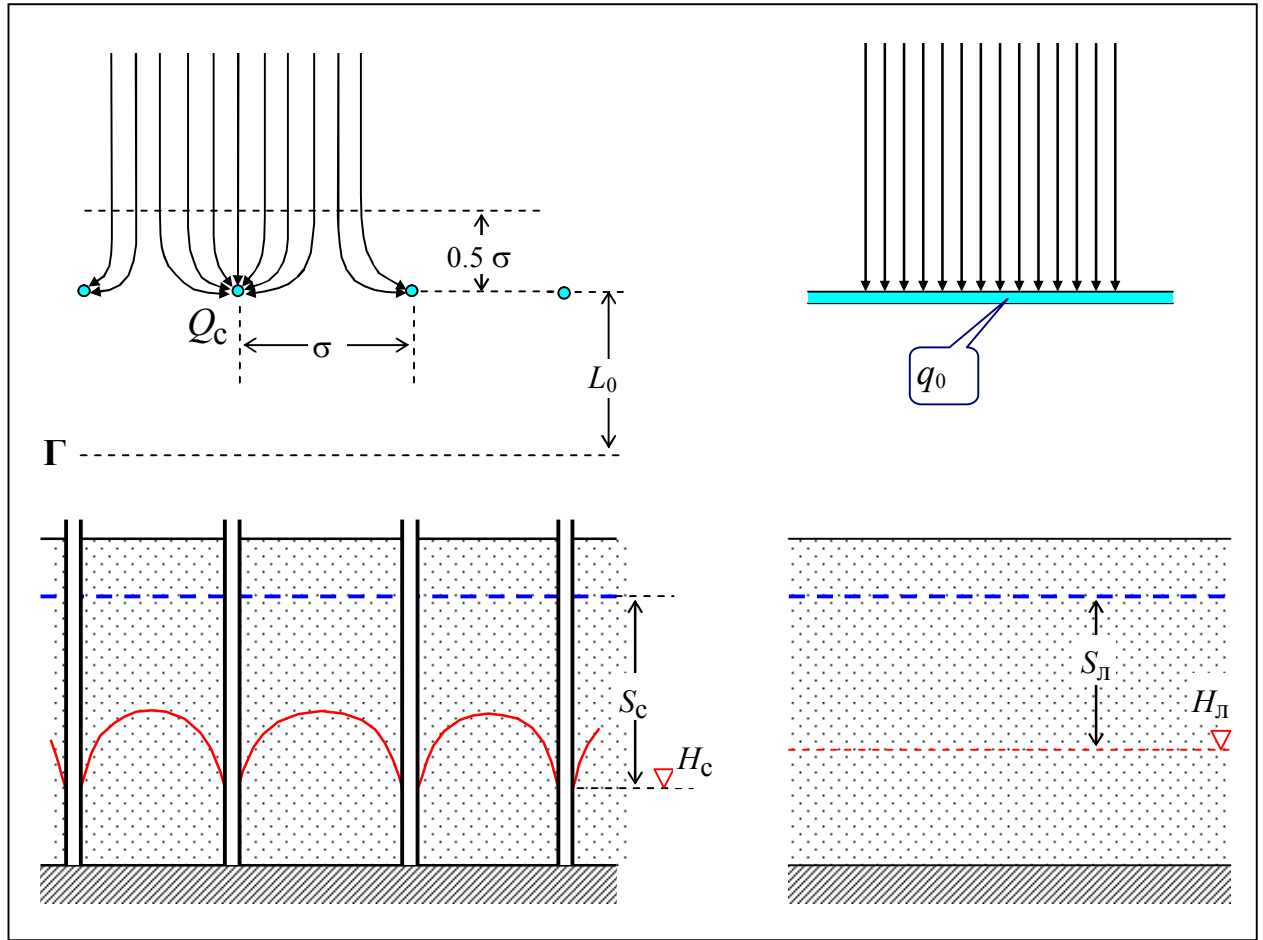


Рис. 4.2. Схема притока к линейному водозаборному ряду и к эквивалентной траншее

Отсюда следует формальная аналогия: величину $\sigma f_{\text{кc}}$ можно рассматривать как эквивалентную длину $L_{\text{кc}}$, то есть длину такого участка линейного в плане потока (с проводимостью T), на преодоление которого затрачивается разность напоров $H_{\text{л}} - H_{\text{c}}$.

Итак, можно записать:

$$q_0 = T \frac{H_{\text{л}} - H_{\text{c}}}{L_{\text{кc}}} \quad (4.4)$$

или

$$q_0 = T \frac{S_{\text{c}} - S_{\text{л}}}{L_{\text{кc}}}. \quad (4.5)$$

Как использовать эти теоретические построения ?

Вернёмся к схеме равномерного равнодебитного линейного ряда скважин, расположенного параллельно реке (рис. 4.3). Поскольку зона деформации потока вблизи скважин локальна, то правомерно использование метода локальных фильтрационных сопротивлений:

- сначала сделаем расчёт для *траншеи* по простым зависимостям для линейных потоков,
- а потом введём *поправку на дополнительные потери напора* и получим уровни в скважинах.

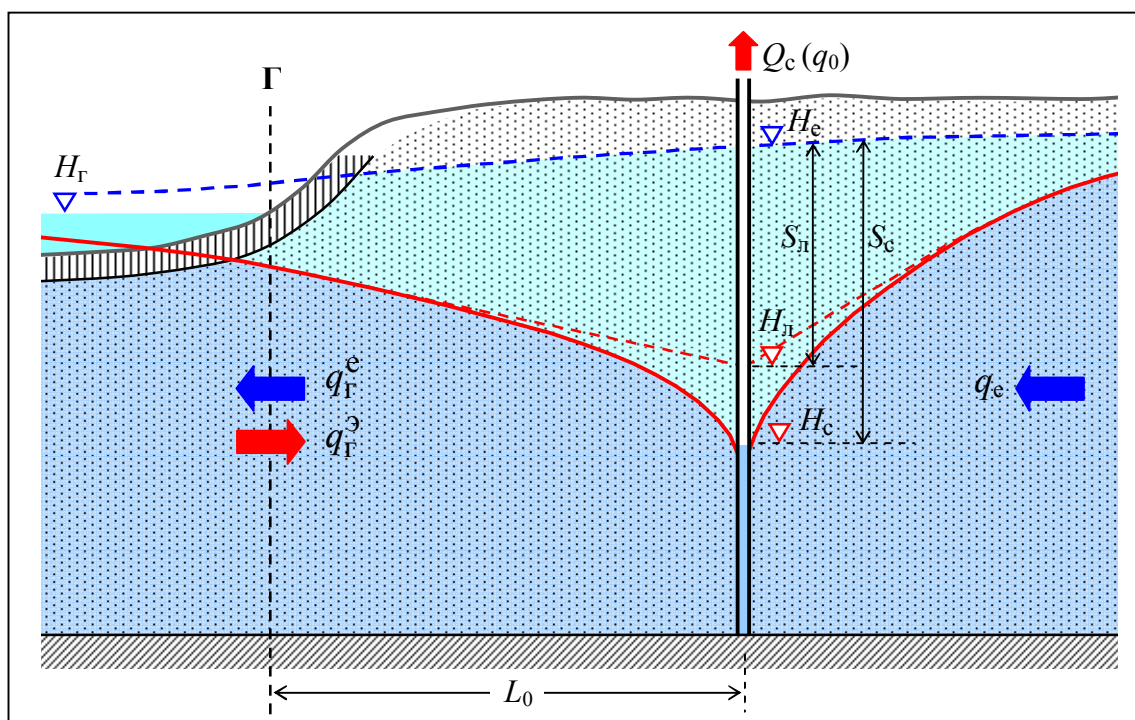


Рис. 4.3. Расчётная схема линейного ряда у реки

Для простоты записи расчётных формул будем считать, что проводимость не зависит от положения уровня ($T = \text{const}$), хотя фактически это не так (принципиального значения это не имеет, поскольку при необходимости можно легко преобразовать зависимости в «безнапорный вид» по известным правилам).

Режим фильтрации – стационарный, так как при работе водозабора за счёт инверсии русловой разгрузки естественного потока и возникновения привлекаемого потока из реки образуется достаточная величина Δq_Γ , полностью компенсирующая водоотбор.

Для **ПРИБЛИЖЁННОГО** расчёта воспользуемся вышерассмотренной моделью ряда «неограниченной» длины, заменив его водозаборной траншеей с уровнем H_Γ и погонным расходом q_0 :

$$q_0 = \Delta q_\Gamma = q_\Gamma^э - q_\Gamma^e = T \frac{H_\Gamma - H_\Gamma}{L_0 + \Delta L} - T \frac{H_\Gamma - H_e}{L_0 + \Delta L} = T \frac{H_e - H_\Gamma}{L_0 + \Delta L} = T \frac{S_\Gamma}{L_0 + \Delta L}. \quad (4.6)$$

Сравнивая это выражение с (4.5), получим

$$S_{\text{л}} = \frac{S_{\text{с}}(L_0 + \Delta L)}{L_0 + \Delta L + L_{\text{кс}}}.$$

Подстановка $S_{\text{л}}$ в (4.6) даёт окончательно:

$$q_0 = \frac{TS_{\text{с}}}{L_0 + \Delta L + L_{\text{кс}}} \rightarrow Q_{\text{с}} = \frac{\sigma TS_{\text{с}}}{L_0 + \Delta L + L_{\text{кс}}} \rightarrow Q_{\text{с}} = \frac{\sigma TS_{\text{с}}}{L_0 + \Delta L + \frac{\sigma}{2\pi} \ln \frac{\sigma}{2\pi r_{\text{с}}}}. \quad (4.7)$$

Дальше всё зависит от того, что задано и что нужно получить.

Естественно, что всегда должны быть известны (разведаны!) параметры T , ΔL и величина допустимого понижения $S_{\text{доп}}$.

Заданной чаще всего выступает заявленная потребность. Нередко заранее ограничено удаление ряда от реки L_0 (по условиям строительства и землепользования).



ОПРЕДЕЛИТЬ же обычно нужно, сколько потребуется скважин (n) и как их расставить (какой шаг между скважинами σ является оптимальным).

Если не ограничивать возможную производительность одной скважины $Q_{\text{с}}$ (но не выше Q_{max}), то решений великое множество. Действуем так:

- берём разные $Q_{\text{с}}$ (например, по маркам насосов),
- решаем уравнение (4.7) относительно σ при $S_{\text{с}} = S_{\text{доп}}$,
- находим необходимое количество скважин $n = \frac{Q_{\text{заявл}}}{Q_{\text{с}}}$,
- определяем длину ряда $L_{\text{р}} = n\sigma$,
- строим график $L_{\text{р}} = f(Q_{\text{с}}, \sigma, n)$.

Этот график даёт возможность выбрать любой вариант расстановки и нагрузки скважин линейного ряда (при данной величине L_0). Нужно только решить (с заказчиком и специалистами проектирующей организации) – что выгоднее: много скважин и короткий ряд или меньше скважин, но длиннее ряд.

На рис.4.4 показан пример такого графика при $L_0 = 100$ м, $\Delta L = 100$ м, $T = 500$ м²/сутки, $S_{\text{доп}} = 10$ м, $r_{\text{с}} = 0.1$ м, $Q_{\text{заявл}} = 40000$ м³/сутки, $Q_{\text{max}} = 3788$ м³/сутки.

Варианты расчёта:

а) Не исключено, что длина ряда будет ограничена (землеотвод, условия строительства, санитарно-охранные соображения и т.д.) некоторой предельно допустимой величиной $L_{p, доп}$.

б) Если положение ряда относительно уреза не лимитируется, полезно исследовать, как зависит возможная длина ряда L_p (или необходимое количество скважин n) от удаления от реки L_0 .

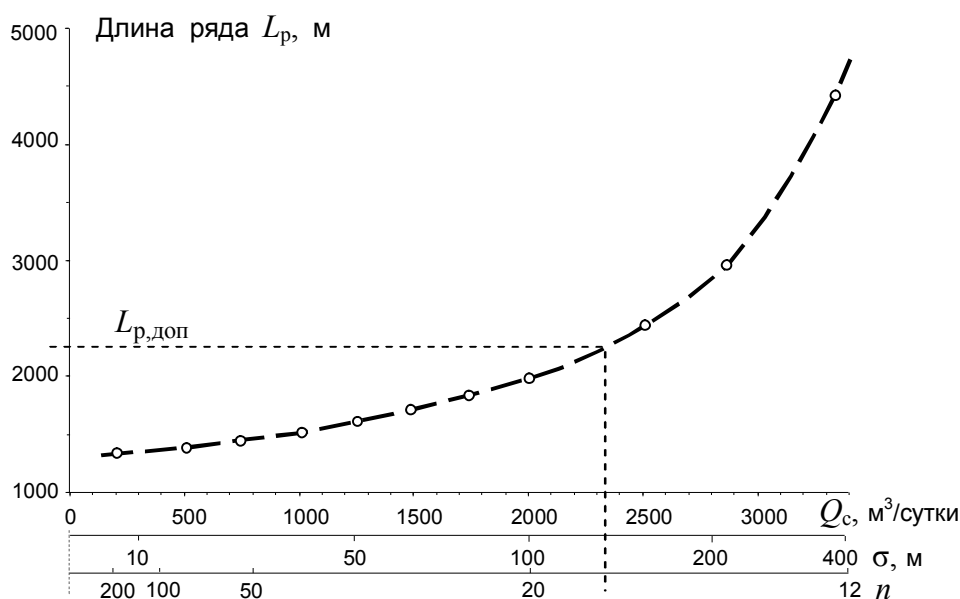


Рис. 4.4. График взаимосвязи характеристик линейного приречного водозаборного ряда

Теперь логично задать **вопрос**: почему же эти расчёты приближённые? Ведь все используемые зависимости имеют строгое гидрогеодинамическое обоснование.

Это так, но они справедливы для «неограниченной» длины ряда, то есть для бесконечно большого количества взаимодействий скважин между собой. Как следствие – понижения во всех скважинах такого ряда: а) одинаковые, б) завышены по абсолютной величине. Фактически же для ряда ограниченной длины понижения на флангах меньше, чем в средней части ряда; да и в целом величины понижений по всему ряду будут меньше.

Поэтому приближённый расчёт всегда даёт *завышение* реально необходимого расстояния между скважинами; полученный результат следует использовать лишь как первое приближение для окончательного уточнения по «нормальным» аналитическим зависимостям вида (4.2).

Степень погрешности расчёта понижения в средней скважине реального ряда (обычно в первую очередь рассчитывают именно это понижение, поскольку оно самое большое и именно его надо сравнивать с допустимой величиной) существенно зависит от длины ряда и её соотношения с удалением от действующей границы. Приведём результаты небольшого исследования, сравнив результаты расчётов по приближённой и точной методике.

1) Водозаборный ряд из 9-ти скважин производительностью 2 тыс. м³/сутки каждая, на удалении $L_0 = 500$ м от уреза реки. Проводимость водоносного горизонта 650 м²/сутки, эквивалентная длина для ложа реки 70 м, радиус фильтра скважин 0.1 м. Будем последовательно увеличивать расстояние между скважинами σ (не забывая о требовании $L_0 > \sigma$) и рассчитывать понижение в скважинах приближённым способом ($S_{пр}$ – оно будет одинаковым для всех скважин) и точное значение $S_{точн}$ для средней скважины ряда. Погрешность оценки (см.

таблицу) снижается по мере возрастания длины ряда L_p и соотношения $\frac{L_p}{L_0}$.



n	σ , м	$\frac{L_0}{\sigma}$	Длина ряда L_p , м	$\frac{L_p}{L_0}$	$S_{точн}$, м	$S_{пр}$, м	$\varepsilon = \frac{S_{пр} - S_{точн}}{S_{точн}} \times 100\%$
9	50	10	400	0.8	13.74	37.22	170.9
	100	5	800	1.6	11.10	20.02	80.4
	150	3.33	1200	2.4	9.64	14.37	49.1
	200	2.5	1600	3.2	8.67	11.59	33.7
	250	2	2000	4	7.97	9.95	24.8
	300	1.67	2400	4.8	7.45	8.87	19.1
	400	1.25	3200	6.4	6.72	7.55	12.4
	500	1	4000	8	6.24	6.78	8.6

2) Теперь сравним эти же понижения при постепенном наращивании длины ряда за счёт добавления на флангах новых скважин (с тем же дебитом 2 тыс. м³/сутки каждая) при постоянном шаге между ними $\sigma = 50$ м.

n	σ , м	$\frac{L_0}{\sigma}$	Длина ряда L_p , м	$\frac{L_p}{L_0}$	$S_{точн}$, м	$S_{пр}$, м	$\varepsilon = \frac{S_{пр} - S_{точн}}{S_{точн}} \times 100\%$
3	50	10	100	0.2	7.64	37.22	387.2
5			200	0.4	10.03		271.1
9			400	0.8	13.74		170.9
15			700	1.4	17.79		109.2
25			1200	2.4	22.31		66.8
35			1700	3.4	25.27		47.3
45			2200	4.4	27.32		36.2
55			2700	5.4	28.81		29.2

Видно, что при нарушении условия $L_p \gg L_0$ погрешность приближённого расчёта чрезвычайно велика.

В целом следует заметить, что методы приближённых расчётов разрабатывались в первой половине XX века, в условиях отсутствия эффективных вычислительных средств. В наше время, при абсолютной доступности персональных компьютеров, целесообразно использовать точные решения. Разработка небольших прикладных вычислительных программ прямых и оптимизационных расчётов не представляет проблемы для современных специалистов, обладающих минимальной подготовкой и практическими навыками программирования на любом алгоритмическом языке.

Теперь рассмотрим особенности расчётов **ПЛОЩАДНЫХ СИСТЕМ** водозаборных скважин. Нередко такие системы имеют **НЕУПОРЯДОЧЕННЫЙ** характер: в силу особенностей условий строительства и землепользования, исторически сложившихся обстоятельств и т.д. Их точный расчёт всегда возможен по принципу суммирования взаимодействий, но эта процедура может быть очень громоздкой и трудоёмкой при выполнении многовариантных расчётов, так как количество скважин в системе может достигать десятков и даже сотен. В таких случаях целесообразно использование методики *приближённого* расчёта крупных площадных систем взаимодействующих скважин, который бывает вполне достаточен для решения двух важных задач:

- а) расчёт *влияния* таких систем на некоторые удалённые от них точки (почему-либо интересные в конкретных условиях – например, влияние на соседний водозабор);
- б) предварительная оценка возможного *суммарного дебита* или *среднего понижения* для проектируемых площадных систем.

Для приближённого расчёта площадных систем используют идею «**БОЛЬШОГО КОЛОДЦА**», под которым понимается одна-единственная скважина с большим радиусом r_k , эквивалентная всей системе, то есть имеющая тот же суммарный дебит и дающая те же понижения в области влияния.

Наиболее чисто этот приём обосновывается при отсутствии близко расположенных границ – например, для классической «схемы Тейса». Система состоит из n скважин с разными дебитами $Q_{1...n}$ и разным временем ввода в действие $t_{1...n}$ для каждой скважины. Определим по принципу сложения решений понижение уровня в некоторой точке M в момент времени t (рис. 4.5), полагая, что расчётное время достаточно для наступления квазистационарного режима в точке M :

$$S_M = \sum_{i=1}^n S_{M(i)} = \frac{Q_1}{4\pi T} \ln \frac{2.25a(t-t_1)}{r_{1-M}^2} + \dots + \frac{Q_n}{4\pi T} \ln \frac{2.25a(t-t_n)}{r_{n-M}^2} =$$

$$= \frac{1}{4\pi T} \left[Q_1 \ln 2.25a + Q_1 \ln(t - t_1) - Q_1 \ln r_{1-M}^2 + \dots \right] =$$

(теперь введём долевые коэффициенты дебита $\chi_i = \frac{Q_i}{Q_{\text{сум}}}$)

$$= \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi T} \left[\frac{(\chi_1 + \dots + \chi_n) \ln 2.25a + \chi_1 \ln(t - t_1) + \dots + \chi_n \ln(t - t_n) - \chi_1 \ln r_{1-M}^2 - \dots - \chi_n \ln r_{n-M}^2}{1} \right]$$

Учитывая, что $(\chi_1 + \dots + \chi_n) = 1$, а две подчёркнутые группировки однородных членов можно свернуть по свойствам логарифма:

$$\chi_1 \ln(t - t_1) + \dots + \chi_n \ln(t - t_n) = \ln \prod_{i=1}^n (t - t_i)^{\chi_i},$$

$$\chi_1 \ln r_{1-M}^2 + \dots + \chi_n \ln r_{n-M}^2 = \ln \prod_{i=1}^n (r_{i-M}^{\chi_i})^2,$$

получим окончательное выражение в виде:

$$S_M = \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi T} \ln \frac{2.25a \prod_{i=1}^n (t - t_i)^{\chi_i}}{\prod_{i=1}^n (r_{i-M}^{\chi_i})^2} = \frac{Q_{\text{сум}}}{4\pi T} \ln \frac{2.25a\tau}{\rho^2}.$$

Видно, что полученное выражение для S_M по форме аналогично действию одной скважины с суммарным дебитом $Q_{\text{сум}}$, находящейся на расчётном расстоянии

$\rho = \prod_{i=1}^n r_{i-M}^{\chi_i}$ от точки M и действующей в течение расчётного времени $\tau = \prod_{i=1}^n (t - t_i)^{\chi_i}$.

Такая скважина и называется «большим колодцем».

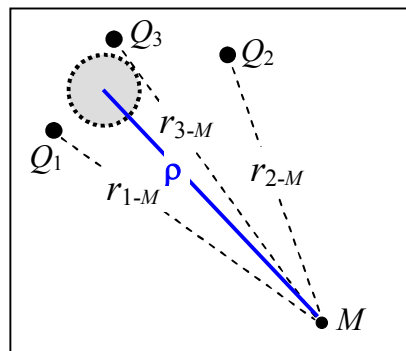


Рис. 4.5.



Некоторые комментарии:

- В частном случае равнодебитных скважин ($Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$) долевые коэффициенты дебита также равны между собой $\chi_1 = \chi_2 = \dots = \chi_n = \frac{1}{n} = \text{const}$; тогда

$$\rho = \sqrt[n]{r_{1-M} \cdot r_{2-M} \cdot \dots \cdot r_{n-M}}$$

- Очевидно, что при рассмотренной методике расчёта понижения S_M физическое положение «большого колодца» в принципе безразлично; важно только, что он находится на расчётном расстоянии ρ .

- Можно использовать и другую методику, не требующую специального вычисления ρ : предварительно рассчитывается положение центра (оси) «большого колодца» как центра тяжести системы скважин по их дебитам, от которого и измеряется расчётное расстояние до точки M (рис. 4.6). В этом случае координаты центра «большого колодца» в произвольной системе декартовых координат $\{X, Y\}$ вычисляются с учётом координат и долевых коэффициентов дебита каждой скважины:

$$X_K = x_1\chi_1 + \dots + x_n\chi_n; \quad Y_K = y_1\chi_1 + \dots + y_n\chi_n.$$

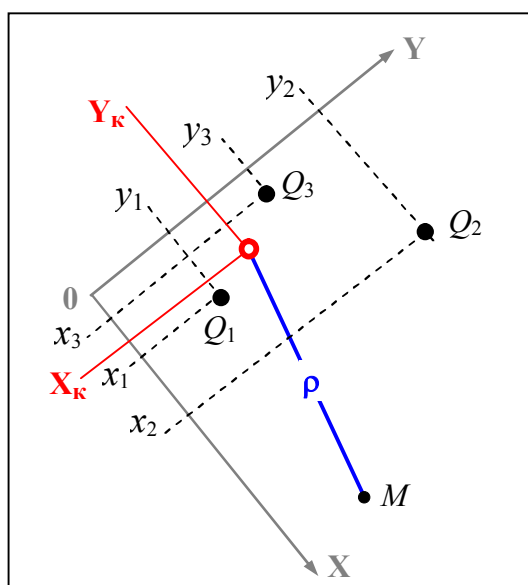


Рис. 4.6. Определение координат центра «большого колодца»

Другая полезная практическая задача: оценка возможного *суммарного притока* к системе скважин. Для этого рассчитывается радиус «большого колодца» r_K – точка M перемещается на стенку одной из скважин системы (условно номер 1); от неё рассчитываются расстояния до всех остальных скважин, после чего оценивается

$r_k = r_{c,1}^{\chi_1} \cdot r_{1-2}^{\chi_2} \cdot \dots \cdot r_{1-n}^{\chi_n}$. Для равнодебитной системы скважин ($\chi_i = \frac{1}{n}$) радиус эквивалентного «большого колодца» $r_k = \sqrt[n]{r_{c,1} \cdot r_{1-2} \cdot \dots \cdot r_{1-n}}$.

При полученном радиусе r_k можно рассчитать потенциальный суммарный дебит системы как дебит «большого колодца» по любой формуле, отвечающей расчётной схеме; например, в «схеме Тейса»:

$$Q_{\text{сум}} = \frac{4\pi T S_{\text{доп}}}{\ln \frac{2.25at}{r_k^2}}$$

где $S_{\text{доп}}$ – некоторое среднее для системы значение допустимого понижения уровня.

В целом надо понимать, что «большой колодец» – весьма приближённая замена реальных систем скважин. При современных вычислительных технологиях этот приём выглядит уже архаичным и использовать его следует лишь для самых предварительных оценок. Более или менее удовлетворительные результаты получаются в условиях неограниченных пластов и при относительно равномерном расположении скважин системы в пределах относительно изометричного полигона. В остальных случаях следует осторожно относиться к имеющимся в литературе рекомендациям по расчётам радиуса «большого колодца»:

– для площадной системы скважин $r_k \approx 0.1P$, где P – длина периметра площади размещения скважин,

– для линейного ряда скважин $r_k \approx 0.2L_p$, где L_p – длина ряда.

Наиболее близко приём «большого колодца» отвечает схеме равномерной и равнодебитной кольцевой батареи из n скважин, для которой

$$\ln r_k = \ln R^0 - \frac{1}{n} \ln \frac{\sigma}{2\pi r_c},$$

где R^0 – радиус кругового контура расположения скважин, σ – длина хорды между соседними скважинами батареи.

При достаточно большом n можно приближённо принимать $\sigma \approx \frac{2\pi R^0}{n}$; тогда:

$$\ln r_k = \frac{n-1}{n} \ln R^0 + \frac{1}{n} \ln nr_c. \quad (4.8)$$

Для иллюстрации расчёта систем скважин с использованием приёма «большого колодца» вернёмся к примеру выбора схемы водозабора для условий Звенигородского

учебного полигона. Очевидно, что «большой колодец» представляет собой наиболее компактную систему водоотбора. Для «звенигородской» расчётной схемы его радиус должен составлять:

$$\ln r_k = \ln 1.12B - \frac{2\pi TS_{\text{доп}}}{Q_{\text{заявл}}} = 2.3096 \rightarrow r_k = 10.07 \text{ м.}$$

Зная эту величину, можно рассчитать оптимальную расстановку равнодебитных скважин для разных схем водозабора:

– две скважины: $r_k = \sqrt[2]{r_c \cdot \sigma} \rightarrow \sigma = \frac{r_k^2}{r_c} \approx 510 \text{ м}$

– равносторонний «треугольник» скважин: $r_k = \sqrt[3]{r_c \cdot \sigma^2} \rightarrow \sigma = \sqrt[2]{\frac{r_k^3}{r_c}} = 71.45 \text{ м}$

– «квадрат» скважин: $r_k = \sqrt[4]{1.414 \cdot r_c \cdot \sigma^3} \rightarrow \sigma = \sqrt[3]{\frac{r_k^4}{1.414 \cdot r_c}} = 33.13 \text{ м}$

– кольцевая батарея скважин: из формулы (4.8) $\ln R^0 = \frac{n (\ln r_k - \frac{1}{n} \ln nr_c)}{n-1}$.



По мере увеличения количества скважин радиус окружности батареи будет стремиться к величине r_k :

n	$R^0, \text{ м}$
5	21.33
10	13.02
20	10.96
50	10.21
100	10.07


В последнем варианте ($n = 100$) скважины будут располагаться с шагом по дуге чуть более 0.5 м, что уже практически приближается к сплошной *кольцевой траншее*, которая является гидродинамическим аналогом «большого колодца».

В завершение характеристики гидродинамических расчётов коротко остановимся на **МОДЕЛИРОВАНИИ РАБОТЫ ВОДОЗАБОРОВ**.

Моделирование как инструмент гидрогеодинамических расчётов обладает существенно более широкими возможностями по сравнению с аналитическими расчётами. Его применение позволяет учесть пространственную параметрическую неоднородность во всём объёме разведваемой водоносной системы, задать любые комбинации граничных

условий разного рода с их реальной конфигурацией и неоднородностью количественных характеристик.

Необходимо особо подчеркнуть, что достоинства моделирования эффективно реализуются лишь при достаточно полной разведочной информации, иначе его применение в принципе не может улучшить результаты расчёта. Это означает, что содержание поисково-разведочных работ должно быть изначально модельно-ориентированным, то есть мысль об использовании моделирования для подсчёта запасов должна появляться у гидрогеолога не после завершения разведки, а уже на начальных стадиях изучения месторождения.

В последние 25–30 лет гидрогеодинамическое моделирование практически исключительно реализуется в математической форме, то есть путём прямого численного решения системы дифференциальных уравнений фильтрации. Характер гидрогеодинамических моделей для подсчёта ЭЗ подземных вод принципиально не отличается от иных задач моделирования фильтрации – может быть, только лишь  обязательным наличием действующих водозахватных устройств (чаще всего – скважин).

Основой для построения модели месторождения подземных вод, как и для любого гидрогеодинамического расчёта, является **ФИЛЬТРАЦИОННАЯ СХЕМА**, обоснованная совокупностью данных выполненных разведочных работ и фондовых материалов предшествующих исследований (в том числе и опытом эксплуатации водозаборов, если таковой имеется). Далее производится **ВЫЧИСЛИТЕЛЬНАЯ СХЕМАТИЗАЦИЯ**, имеющая две основные цели:

1. Создание дискретной пространственно-временной структуры численного решения.

Большинство современных программ моделирования фильтрации использует метод конечных разностей, поэтому процесс вычислительной схематизации начинается с назначения схемы разбивки моделируемой области на прямоугольные элементы (блоки). Жёстких правил сеточной разбивки области нет; некоторые общие рекомендации сводятся к следующим положениям:

а) ориентировка осей сетки по возможности должна совпадать с преобладающим направлением основных природных и техногенных контуров (границы распространения отложений, гидрографическая сеть, линейные системы скважин и т.д.),

б) оптимальна равномерная сеточная разбивка (квадратная форма блоков); в случае использования неравномерной разбивки соотношение размеров граней прямоугольных блоков не должно превышать 5–7,

в) абсолютные размеры блоков – здесь нужно понимать, что реальная конфигурация линий тока на модели выглядит как система прямоугольных течений между узлами сетки, поэтому чем меньше размеры блоков, тем детальнее воспроизводится реальная структура потока. В зависимости от требований решаемой задачи размер блоков сетки может назначаться от первых метров до километров (в региональных задачах),

г) каждая водозаборная скважина по возможности должна размещаться в узле «своего» блока, желательно – квадратной формы,

д) между скважинами, а также между скважинами и блоками с граничными условиями следует предусмотреть хотя бы 1-2 «пассивных» блоков.

При решении нестационарных задач весь прогнозный период разбивается на некоторое количество шагов по времени. Они могут быть равными по величине; однако, следует помнить, что депрессия напоров в водозаборных скважинах и в ближайшей области наиболее активно развивается именно на начальной стадии эксплуатации водозабора. Поэтому более целесообразна неравномерная сетка временных шагов: более плотную на начальной стадии с постепенным возрастанием на последующий срок прогноза. При решении обратных задач (см. ниже **КАЛИБРАЦИЯ** (верификация) модели) сетка временной дискретизации может быть ещё более детальной.

2. Передача исходной информации программе моделирования. В современных программах ввод данных осуществляется с помощью оригинальных систем интерфейса, предусматривающих как поблочный ввод, так и графические и матричные операции, а также взаимодействие со стандартными приложениями.

Особую группу составляют данные, требующие предварительного расчёта в соответствии с принятой сеточной разбивкой области. К ним относится, например, «дополнительная проводимость» для блоков сетки, содержащих граничные условия 3 рода на водотоках и водоёмах. Подобные индивидуальные характеристики рассчитываются также для родников, дрен, очагов испарения.

На следующем этапе должна быть выполнена **КАЛИБРАЦИЯ** (верификация) модели, которая является необходимым этапом подготовки прогнозных решений и предпринимается с целью подтверждения *адекватности* модели реальным природным условиям. Построенная предварительная модель может считаться адекватной, если экспериментально доказано, что в ней достоверно (в параметрическом отношении) отображены все основные механизмы формирования динамики и баланса фильтрационного потока в моделируемой природной водоносной системе.



С этой целью на модели решаются *обратные задачи*, то есть воспроизводятся некоторые стационарные или нестационарные состояния потока, для которых имеются по возможности полные и надёжно задокументированные наблюдения за элементами потока. Эти данные (положение уровней подземных вод, величины понижений, расходы родников, расходы русловой разгрузки в речную сеть и др.) используются в качестве контрольной информации (калибрационных критериев), по которым оценивается качество модели. В ходе решения обратной задачи получаемая на модели реакция водоносной системы сравнивается с фактически наблюдаемой; при необходимости производится коррекция исходных параметров среды и граничных условий до достижения удовлетворительной сходимости модельных результатов с калибрационными критериями.

Основой для постановки обратных задач обычно служат:

а) данные длительных и мощных опытных или опытно-эксплуатационных откачек, предпринятых при разведке месторождения и имеющих значительную область влияния и достаточно представительную сеть наблюдений по площади;

б) данные опыта многолетней эксплуатации водозаборов (обычно при переоценке запасов на очередной расчётный срок);

в) данные естественного (сложившегося) режима фильтрации – наблюдения за стационарным состоянием потока (по данным единовременных обмеров) и данные режимных наблюдений в периоды существенно нестационарного состояния потока (половодье, высокие паводки и т.п.).

Известны объективные проблемы, связанные с постановкой обратных задач и свойственные многофакторным системам. В первую очередь, это неоднозначность, проявляющаяся в возможности неединственности решения – одинаковый отклик на модели может быть получен разным сочетанием корректируемых параметров.

Примеры:

а) На модели воспроизводится естественный стационарный режим потока от водораздела к дренирующей реке. При предварительно заданных значениях проводимости и интенсивности инфильтрационного питания уровни на модели ниже фактически наблюдаемых натуральных. Повысить уровни на модели можно либо увеличением инфильтрации, либо уменьшением проводимости пласта между водоразделом и рекой, либо какими-то комбинациями с изменением обоих этих параметров. Это непосредственно следует из аналитического описания инфильтрационных потоков:

$$H_x = H_L + \frac{W}{2T} (L^2 - x^2)$$

(здесь расстояние x отсчитывается от водораздела ($x = 0$) к реке ($x = L$)).



б) При опытно-эксплуатационной откачке на момент времени 50 суток на расстоянии 5 000 м зафиксировано понижение уровня в скважине 2.97 м. На модели при предварительных значениях проводимости 100 м²/сутки и водоотдачи 0.001 получено заметно более низкое значение 2.18 м (рис. 4.7). Нужное значение понижения в этой точке может быть достигнуто за счёт раздельной корректировки проводимости или водоотдачи, либо совместным их изменением.

На рис. 4.7 показаны лишь три возможных варианта, хотя можно подобрать великое множество таких комбинаций. Очевидно, что в этой ситуации нельзя ориентироваться только на конечную величину понижения; решающее значение имеет форма графика временного прослеживания, приобретающая смысл своеобразного калибрационного критерия. Это обстоятельство лишний раз подчёркивает необходимость детального временного прослеживания при производстве опытно-фильтрационных работ.

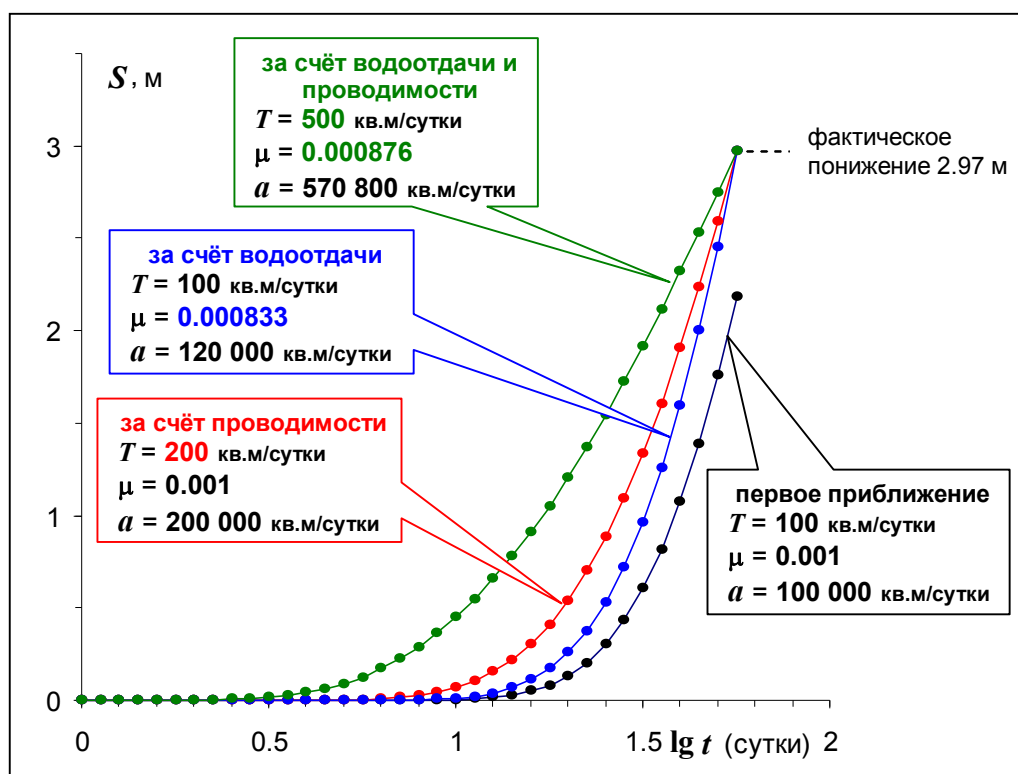


Рис. 4.7. О возможности неединственного решения обратной задачи

Известна также проблема некорректности решения, проявляющаяся в слабой чувствительности системы, когда изменение какого-либо параметра в весьма широком диапазоне даёт незначительный отклик на модели.

Наиболее сложны для калибровки многофакторные модели, содержащие комбинации разнородных граничных условий на фоне неупорядоченной контрастной параметрической неоднородности. В таких условиях чрезвычайно важно, во-первых, минимально варьировать наиболее надёжно охарактеризованные параметры и, во-вторых, для каждого элемента фильтрационной схемы объективно определить возможный природный интервал

его изменчивости и установить относительный «вес», учитывающий степень его влияния на конечный результат. Особые сложности и неопределённость вызывает локализация элементов (зон) фильтрационной неоднородности, поскольку количество опытных точек, в которых известны значения калибруемого параметра, как правило, крайне ограничено. В таких условиях особенно важен внимательный анализ и учёт геологической природы строения водовмещающей толщи.

Дополнительные проблемы возникают при калибровке нестационарных моделей, поскольку период наблюдений, используемый для калибровки, как правило, намного меньше проектного прогнозного периода.

Существование этих проблем, конечно же, не исключает возможности успешного решения обратных задач, но требует неформального подхода к решению в конкретных условиях, учёта региональных и местных особенностей гидрогеологического строения, привлечения критериев физического правдоподобия и нередко – экспертных и даже интуитивных оценок, основанных на квалификации исполнителя. Полезным на этапе калибровки модели является выполнение *имитационного* моделирования, смысл которого заключается в изучении моделируемой водоносной системы, действующих в ней связей, её чувствительности к разным факторам («разведочное моделирование» по терминологии В.М.Шестакова, «факторно-диапазонный анализ» по И.К.Гавич).

Менее известна другая проблема гидрогеодинамического характера, возникающая при решении обратных задач по данным наблюдений при длительной эксплуатации водозаборов (так называемые «эпигнозные» задачи). Основным калибрационным критерием для них должны являться величины понижений уровней, вызванные длительным водоотбором. Однако, логичное стремление решать такие задачи «в понижениях» нередко встречает значительные затруднения. Следует точно понимать содержание термина **«Понижение уровня»**. Парадоксально (но лишь на первый взгляд), но при сколько-нибудь длительной работе водозабора вызванное им понижение уровня точно определить нельзя. Дело в том, что единственно правильно под понижением уровня следует понимать разность между тем уровнем, который был бы в данной точке в данный момент времени без водоотбора, и фактически наблюдаемым при работе водозабора. Ключевым в этой проблеме является условие «был бы ... в данный момент времени». Оно сформулировано в сослагательном наклонении – иначе и нельзя, ведь совершенно очевидно, что при работе водозабора естественный уровень в данной точке в конкретный момент времени измерить уже невозможно; следовательно, величина понижения точно не может быть рассчитана.

В практике обычно подсчитывают понижение в период эксплуатации так же, как и при кратковременных опытных откачках – по отношению к так называемому «статическому уровню», существовавшему в момент пуска скважины. Это некорректное употребление термина «понижение», так как рассчитанная таким образом величина по сезонам года меняется как в сторону



уменьшения, так и в сторону увеличения (рис. 4.8). Между тем даже на уровне простой гидрогеодинамической логики понятно, что изменение уровней, вызванное откачкой с постоянным дебитом, может либо возрасти во времени, либо стабилизироваться, но никак не уменьшаться. Уменьшение понижения может быть обусловлено только уменьшением дебита (если не рассматривать возможность изменения состояния фильтра или прискважинной зоны пласта в процессе эксплуатации скважины).

Эта проблема (неопределённость величин понижения) хорошо известна. Она значительно затрудняет обработку длительных опытных откачек – именно поэтому их рекомендуется проводить в межenniе периоды с малодинамичным режимом уровней. Но особенно значимой эта проблема может быть при решении эпигнозных задач, предпринимаемых при переоценке запасов по данным многолетней предшествующей эксплуатации водозабора на месторождении. В этих случаях в поведении уровней неизбежно проявляются сезонные составляющие естественного режима, сопоставимые по амплитуде с общей величиной понижения. Это приводит к необходимости решать эпигнозную задачу «в напорах», с полным воспроизведением на модели всех режимообразующих процессов, что не только осложняет технологию решения, но и значительно снижает его достоверность и однозначность из-за недостаточности информации.



Как практически преодолеть эту проблему, то есть отпрепарировать величину эксплуатационного понижения из общего хода уровней за многолетний период?

1. Теоретически существует возможность решить её (хотя бы приближённо) на основе корреляционных (парных или множественных) связей между уровнями в конкретной водозаборной скважине и в «фоновой» скважине, находящейся в максимально близкой гидрогеологической ситуации, но заведомо за пределами зоны депрессии от водозабора (то есть испытывающей действие только естественных режимообразующих факторов). Однако, применение такой методики на практике выливается в длительное, хлопотное, дорогостоящее и, главное – требующее тщательного исполнения, а потому неосуществимое мероприятие:

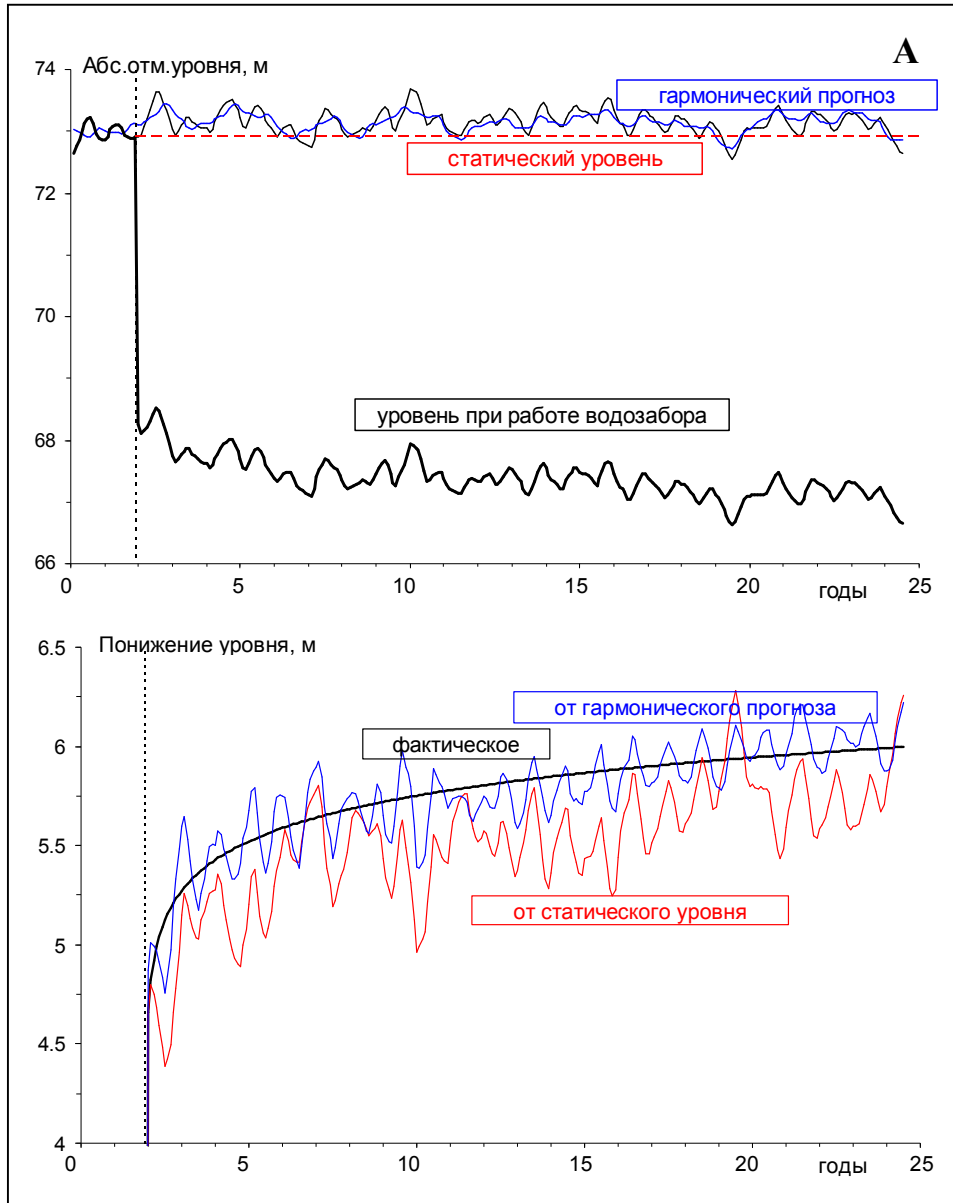
а) за несколько лет (!) до пуска водозабора должны быть начаты совместные, достаточно детальные (10-15 замеров в месяц или чаще) режимные уровенные наблюдения в будущей водозаборной скважине (уже построенной!) и в «фоновой» (одной или нескольких) скважине;

б) к моменту пуска водозабора должна быть подтверждена и количественно охарактеризована устойчивая регрессионная связь между этими уровнями для всех сезонных фаз внутригодового режима;

в) в период эксплуатации «фоновая» скважина (находящаяся на расстоянии, как правило, многих километров от водозабора!) наблюдается по единой программе со скважинами водозабора;

г) для расчёта понижения в водозаборной скважине «естественный» уровень в ней на нужную дату рассчитывается по уравнению регрессионной связи с «фоновой» скважиной на ту же дату.

К сожалению, сложившаяся практика наблюдений и документации на абсолютном большинстве действующих водозаборов и в целом – уровень технологической культуры эксплуатации подземных вод в нашей стране пока не позволяют надеяться на практическое воплощение подобной методики.



См. след. стр.

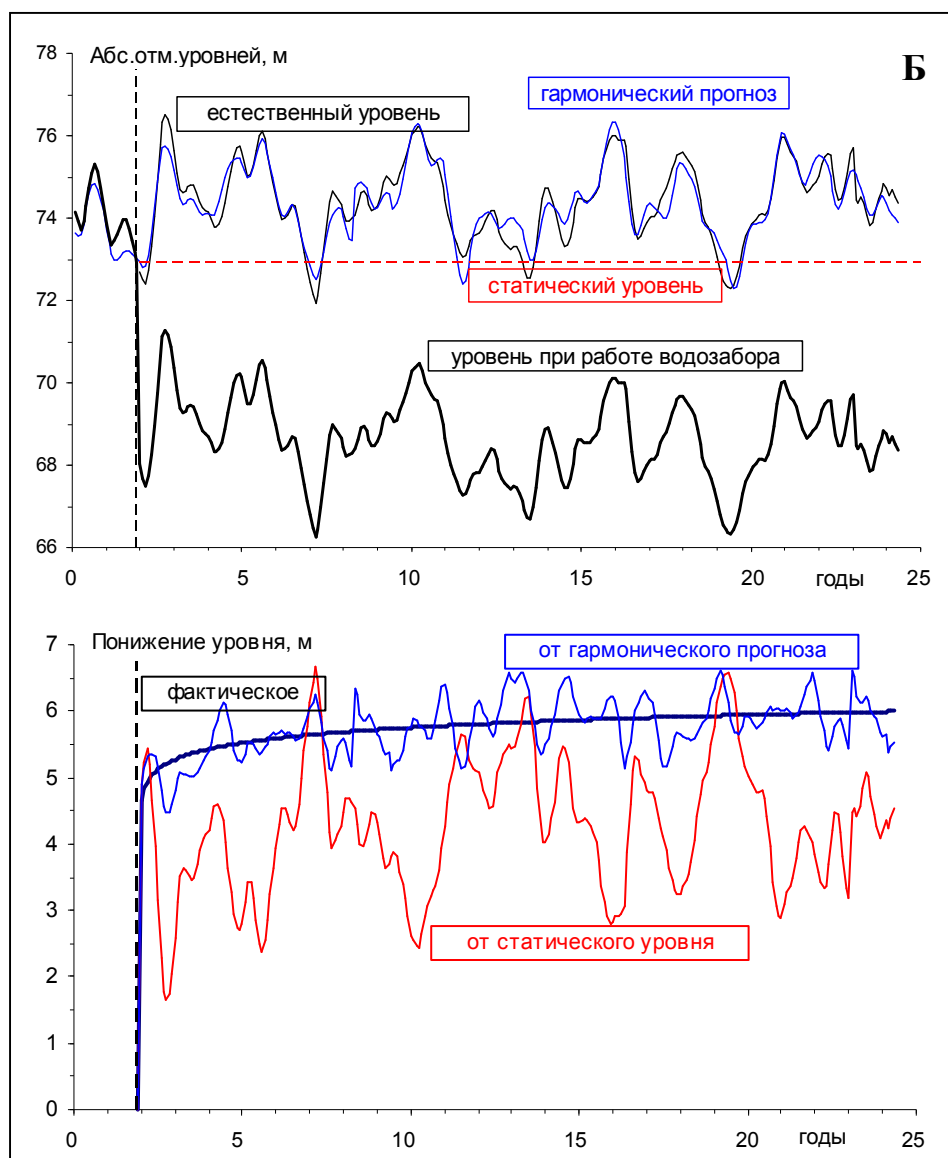


Рис. 4.8. Сравнение фактических и расчётных величин понижения при небольших (А) и значительных (Б) амплитудах естественного режима

2. Другая возможность – тоже приближённая и, скорее всего, только лишь теоретическая. Если перед пуском водозабора проводились достаточно длительные режимные наблюдения, то можно, применив методы спектрального анализа временных рядов, синтезировать некую композицию гармонических колебаний разной амплитуды, частоты и фазы, которая будет удовлетворительно описывать генеральный ход естественного режима. Распространяя её действие на период эксплуатации водозабора, можно рассчитать истинное понижение уровня как разность между гармоническим прогнозом естественного режима и фактически наблюдаемыми уровнями.

Ещё более возможность препарирования понижения осложняется многолетней изменчивостью режимобразующих факторов в связи с наличием природных или техногенных трендов.

Очевидно, что острота этой проблемы определяется, в первую очередь, соотношением величин понижения и амплитуды естественных колебаний уровней – это хорошо видно на рис. 4.8. Поэтому она наиболее значима при эксплуатации грунтовых водоносных горизонтов и в гораздо меньшей степени – для межпластовых горизонтов.

После завершения калибровки модель подготовлена для решения **ПРОГНОЗНЫХ ЗАДАЧ** работы водозабора. Они могут быть предприняты:

- в уникальной постановке – обычно при переоценке запасов действующих водозаборов, когда схема водозабора и распределение нагрузки заранее однозначно определены; задача заключается лишь в подтверждении возможности водоотбора (или его расширения) в пределах допустимых понижений и каких-то других ограничений;
- в оптимизационной постановке – для проектируемых водозаборов решается серия прямых задач с варьированием схемы расстановки скважин и распределения нагрузки, после чего выбирается окончательный вариант, оптимальный по гидрогеодинамическим, экологическим, технико-экономическим и другим значимым соображениям. Обычно рассматриваются как базовые варианты, отвечающие актуальной заявленной потребности 1-ой очереди, так и перспективные – для предварительной оценки возможностей расширенной эксплуатации месторождения.

Важнейшее достоинство модельных решений (как прогнозных, так и эпигнозных) заключается в возможности детального анализа **БАЛАНСОВОЙ СТРУКТУРЫ ВОДООТБОРА**, дифференцированно по всем источникам формирования запасов, реализованным в структуре модели. Все программные средства моделирования фильтрации предоставляют возможность вывода протокола баланса модели на любой заказанный момент решения.

Согласно смыслу основного уравнения (1.1), водоотбор обеспечивается суммарными изменениями интенсивности балансовых процессов при эксплуатации. При решении «в напорах» необходимо зафиксировать исходное состояние баланса моделируемой системы (без водоотбора). Если решение будет выполняться при статическом состоянии граничных условий (включая процессы питания), то исходный протокол баланса будет единственным. В случае динамичного описания (например, в сезонной изменчивости) необходимо выполнить специальное решение без водоотбора и зафиксировать исходные протоколы баланса на все нужные моменты времени. Затем, при выполнении основного решения с водоотбором, в протоколах на соответствующие моменты времени необходимо по каждой статье баланса вычесть из текущего значения исходную величину. Полученная



разность характеризует изменение интенсивности (и возможно – направленности) данного балансового процесса при эксплуатации («ДЕЛЬТА-БАЛАНС»). При этом необходимо учитывать балансовый знак процесса – «плюс» для расходования ёмкости (снижение уровней) и всех механизмов питания пласта, «минус» для накопления в ёмкости (подъём уровней) и всех механизмов разгрузки потока из пласта.

В нижеследующих таблицах приведен схематический пример анализа модельного баланса для проектируемого водозаборного ряда у реки с суммарной производительностью 125 тыс. м³/сутки. В ненарушенном режиме на расчётной площади (около 543 км²) за счёт инфильтрационного питания (50 мм/год, 1.37·10⁻⁴ м/сутки) формируется поток со среднегодовым расходом 74 370 м³/сутки, разгружающийся в реку. При работе водозабора расходуются запасы воды в пласте, частично перехватывается разгрузка потока в реку и постепенно развивается приток речной воды в пласт. Величина и динамика относительной роли этих процессов показаны в таблице балансовой структуры эксплуатационного водоотбора, полученной вычитанием «нулевой» строки полного баланса модели из текущих значений.



Полный баланс водоносного горизонта в пределах модельной области

Время, суток от начала водоотбора	тыс. м ³ /сутки						
	Питание	Ёмкость водоносного горизонта		Взаимодействие с реками		Водоотбор	Сумма
		Накопление	Расходование	Разгрузка	Приток		
0	74.370	0	0	-74.370	0	0	0
10	74.370	0	122.584	-72.101	0.147	-125	0
400			21.926	-43.265	71.969		
1 500			2.132	-34.242	82.740		
10 000			0	-33.002	83.632		

Балансовая структура обеспечения эксплуатационного водоотбора («дельта-баланс»)

Время, суток от начала водоотбора		Естественные запасы (сработка ёмкости)	Естественные ресурсы (сокращение разгрузки в реки)	Привлекаемые ресурсы (возникновение притока из рек)	Сумма
10	тыс. м ³ /сутки	122.584	2.269	0.147	125
	% от водоотбора	98	< 2	< 1	100
400	тыс. м ³ /сутки	21.926	31.105	71.969	125
	% от водоотбора	17.5	24.9	57.6	100
1 500	тыс. м ³ /сутки	2.132	40.128	82.740	125
	% от водоотбора	1.7	32.1	66.2	100
10 000	тыс. м ³ /сутки	0	41.368	83.632	125
	% от водоотбора	0	33.1	66.9	100

При решении «в понижениях» методика оценки баланса водоотбора несколько видоизменяется. Формальный исходный баланс в этом случае будет нулевым, поэтому при работе водозабора полный баланс модели образуется только из изменений, вызванных понижением уровней, то есть уже является «дельта-балансом». С одной стороны, это упрощает анализ, но, с другой стороны, осложняет генетическое разделение источников формирования запасов. Так, в случае чрезвычайно распространённого граничного условия 3 рода на контуре несовершенной реки формирование баланса при работе водозаборов происходит в два этапа: сначала происходит перехват естественной разгрузки – пока понижающийся уровень ещё находится выше уровня реки, а затем начинается формирование привлекаемого потока из реки. Раздельная оценка баланса при этом абсолютно необходима, так как на первом этапе водозабором используется пластовая вода, а на втором дополнительно привлекается речная вода со своим качеством, обычно отличным от пластового. При решении «в напорах» это разделение осуществляется просто – по текущему соотношению уровня в пласте и заданного уровня реки. Кроме того, можно ориентироваться на знак трансграничного расхода – на первом этапе он остаётся отрицательным, а на втором становится положительным. При решении «в понижениях» обе эти возможности пропадают, так как в исходных данных в этом случае начальные условия имеют вид $S(x, y, z, 0) = 0$, то есть не определены абсолютные значения уровней в пласте и уровней реки. Трансграничный расход на обоих этапах сохраняет один знак (противоположный заданному знаку водоотбора). Таким образом, генетическое расчленение баланса водоотбора при решении «в понижениях» существенно осложняется и требует специального дополнительного анализа решения. Это обстоятельство необходимо учитывать при постановке прогнозных и эпигнозных задач на моделях.

Ещё одна важная особенность возникает при реализации на модели **ДЕЙСТВУЮЩИХ СКВАЖИН** (то есть с ненулевым дебитом): если в блок модели подать дебит скважины Q_c , то в нём при решении будет получен напор $H_{\text{бл}}$ (или понижение $S_{\text{бл}}$), не отвечающий реальному напору (понижению) в скважине $H_c(S_c)$. Почему ?

В природе поток в непосредственной близости от скважины имеет практически *радиальный* характер (рис. 4.9), а распределение напоров подчиняется логарифмике Дюпюи:



$$H^* - H_c = \frac{Q_c}{2\pi T} \ln \frac{\Delta x}{r_c}. \quad (4.9)$$

В отличие от этого, на модели приток к водозаборному блоку происходит в виде *линейных* потоков из четырёх смежных блоков; расход каждого из таких потоков:

$$Q = T\Delta x \frac{H^* - H_{\text{бл}}}{\Delta x}.$$

Так как $Q = \frac{1}{4}Q_c$, то $H^* - H_{\text{бл}} = 0.25 \frac{Q_c}{T}.$ (4.10)

Если теперь почленно вычтем (4.10) из (4.9), получим:

$$H_{\text{бл}} - H_c \text{ (или } S_c - S_{\text{бл}}) = \frac{Q_c}{T} \left(\frac{1}{2\pi} \ln \frac{\Delta x}{r_c} - 0.25 \right). \quad (4.11)$$

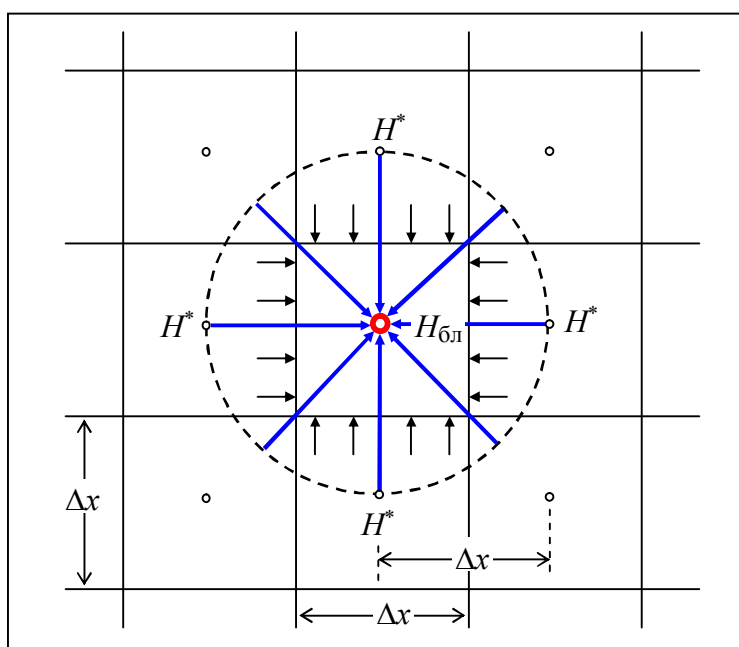


Рис. 4.9. Характер притока к водозаборной скважине в **РЕАЛЬНОМ** фильтрационном потоке и на **СЕТЧНОЙ** МОДЕЛИ

Таким образом, к напору (понижению), получаемому в «скважинном» блоке, следует сделать поправку по формуле (4.11), так как разность $S_c - S_{\text{бл}}$ может быть весьма значительной. Как правило, в программах численного моделирования фильтрации такая возможность не предусмотрена (это можно проверить только путём тестирования программы по аналитическим решениям).

Замечания:

– При разбивке сетки модели следует стремиться к квадратной форме блоков ($\Delta x = \Delta y$) в области расположения действующих скважин; однако, есть решение и для прямоугольных сеток ($\Delta x > \Delta y$):

$$S_c - S_{\text{бл}} = \frac{Q_c}{2\pi T} \left(\ln \frac{\Delta x}{r_c} - 0.577 - \ln \frac{4\Delta x}{\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}} \right), \quad (4.12)$$

либо (в интервале $\frac{\Delta x}{\Delta y} = 1-5$):
$$S_c - S_{\text{бл}} = \frac{Q_c}{T} \left(\frac{1}{2\pi} \ln \frac{\Delta y}{r_c} - 0.25 \right) (0.75 + 0.25 \sqrt{\frac{\Delta x}{\Delta y}}). \quad (4.13)$$

– Следует всегда стремиться совмещать узлы сетки со скважинами.

– Если в один блок сетки попадают несколько водозаборных скважин, то их придётся объединить в одну эквивалентную, то есть заменить их «большим колодцем» с суммарным дебитом, рассчитав его радиус по ранее рассмотренным зависимостям. Тогда в формулах перехода от $H_{\text{бл}}$ к H_c надо использовать радиус r_k вместо r_c .

– Очевидно, что поправка к модельному решению будет нулевой, если в формуле (4.11)

$$\frac{1}{2\pi} \ln \frac{\Delta x}{r_c} = 0.25.$$

Это условие выполняется при $r_c \approx 0.2\Delta x$.

– Вышеприведенные зависимости справедливы для напорного пласта с независимой проводимостью. Для безнапорного, однородного по вертикали пласта необходима их модификация:

$$\begin{aligned} (h^*)^2 - h_c^2 &= \frac{Q_c}{\pi K} \ln \frac{\Delta x}{r_c}, \\ (h^*)^2 - h_{\text{бл}}^2 &= 0.5 \frac{Q_c}{K}, \\ h_c &= \sqrt{h_{\text{бл}}^2 - \frac{Q_c}{K} \left(\frac{1}{\pi} \ln \frac{\Delta x}{r_c} - 0.5 \right)}, \\ S_c - S_{\text{бл}} &= h_{\text{бл}} - \sqrt{h_{\text{бл}}^2 - \frac{Q_c}{K} \left(\frac{1}{\pi} \ln \frac{\Delta x}{r_c} - 0.5 \right)}. \end{aligned} \quad (4.14)$$

Следует обратить внимание на особенности моделирования скважин в безнапорном потоке. В напорных пластах с независимой проводимостью поправка к модельному



решению в «скважинном» блоке возрастает только пропорционально дебиту (см. формулу 4.11). В безнапорных потоках она возрастает нелинейно и более интенсивно, так как сложно зависит не только от дебита, но и от текущей мощности потока h (см. формулу 4.14). Поэтому модельное решение значительно «отстаёт» от реального уровня в скважине – это хорошо видно на рис. 4.10 при сравнении кривых реального понижения в скважине и модельного понижения в «скважинном» блоке. Когда в реальной скважине сработано уже почти 90% исходной мощности потока и она обвально перепонижается уже при небольшом увеличении дебита, на модели понижение ещё не превышает даже 50% мощности, что создаёт иллюзию возможности значительно наращивать дебит. Эту особенность нужно учитывать, в частности, при автоматизированном решении оптимизационных задач по подбору дебитов в группах взаимодействующих скважин.

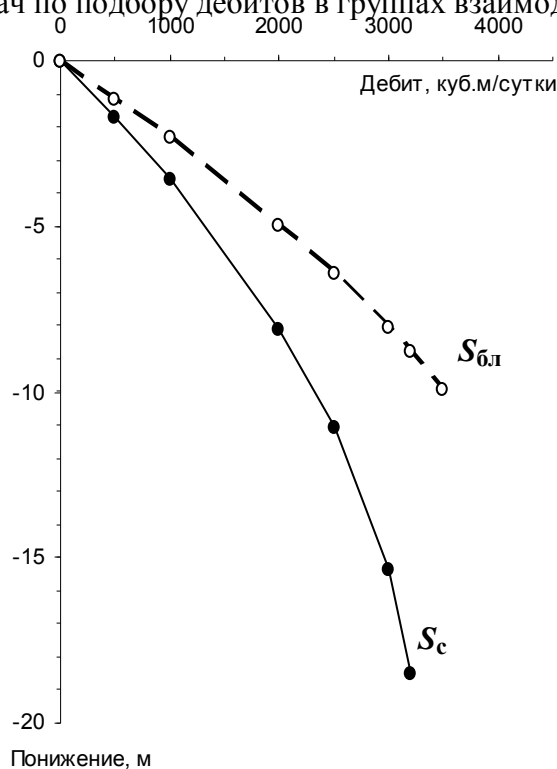


Рис. 4.10. Зависимость понижения от дебита в безнапорном потоке в реальной скважине (S_c) и на модели ($S_{б.л.}$)

