

**• ГИДРОДИНАМИЧЕСКИЙ МЕТОД ОЦЕНКИ  
ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ  
ПОДЗЕМНЫХ ВОД**

**ФИЛЬТРАЦИОННАЯ СХЕМА МЕСТОРОЖДЕНИЯ**

**ПРОСТРАНСТВЕННАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА**

**ПАРАМЕТРЫ ВОДОНОСНОЙ СИСТЕМЫ**

**ГРАНИЧНЫЕ УСЛОВИЯ**

2 рода

3 рода

1 рода

**ИСТОЧНИКИ – СТОКИ**

**РЕЖИМ ФИЛЬТРАЦИИ ВО ВРЕМЕНИ**

**СУПЕРПОЗИЦИЯ (СЛОЖЕНИЕ РЕШЕНИЙ)**

**АНАЛИТИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ СКВАЖИН**

Пример расчёта

## ГИДРОДИНАМИЧЕСКИЙ МЕТОД ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ЗАПАСОВ

Как уже подчёркивалось, при балансовой оценке форма связи между  $S$  и  $Q$  и контролируемые её параметры не рассматриваются. Следовательно, нельзя рассчитать какую-то систему водоотбора (то есть местоположение, схему и конструкцию водозаборного сооружения). Однако, при оценке эксплуатационных запасов под реальную заявленную потребность такую систему обязательно нужно обосновать.

В гидрогеодинамическом смысле задача подсчёта ЭЗ заключается в том, чтобы рассчитать понижение уровней в водозаборной скважине (или в системе скважин) и сравнить его с допустимой величиной. Идеология подсчёта базируется на основном физическом принципе взаимосвязи между величиной работы, выполняемой в среде с определённым сопротивлением, и необходимыми для этого затратами энергии. Применительно к большинству потоков подземных вод этот принцип воплощается в линейном законе фильтрации (законе Дарси):

$$Q = \frac{\Delta H}{\Phi} \rightarrow \Delta H = Q \cdot \Phi.$$

Поскольку речь идет о скважинах (большинство современных водозаборов), то в качестве  $\Delta H$  выступает величина  $S$ , то есть такое изменение (понижение) естественных напоров, которое обеспечивает необходимые градиенты напора в субрадиальном потоке для транспортировки расхода  $Q_3$  к водозабору. 

$\Phi$  – это символ *обобщённого фильтрационного сопротивления* всей области формирования дебита водозабора. Его величина определяется, главным образом, гидрогеодинамическими параметрами водовмещающей толщи, граничными условиями потока в области депрессии и устройством водозабора.

Итак, задача подсчёта ЭЗ имеет такой принципиальный вид:

$$S = Q_{\text{заявл}} \cdot \Phi \leq S_{\text{доп}}$$


Очевидно, что оптимально, если  $\Phi \rightarrow \min$  – тогда заявленный дебит можно получить с минимально возможным понижением.

Другой вариант подсчёта – определить потенциальный максимум водоотбора:

$$Q_{\max} = \frac{S_{\text{доп}}}{\Phi}. \text{ Здесь предметом расчёта выступает } Q_{\max}, \text{ а } S_{\text{доп}} - \text{ задаваемая величина.}$$

Таким образом, в любой постановке основная забота гидрогеолога и, следовательно, *цель проведения поисково-разведочных работ* – выявление, изучение и количественная оценка всех тех факторов, которые определяют величину  $\Phi$  на конкретном месторождении. Существует два принципиально разных подхода к этой проблеме и соответственно – два основных метода оценки ЭЗ: **ГИДРОДИНАМИЧЕСКИЙ** и **ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ**. Более распространённым и рекомендуемым в качестве основного является гидродинамический метод; применение гидравлического обычно имеет в какой-то мере вынужденный характер и требует специального обоснования.

Основной смысл гидродинамического метода: сопротивление  $\Phi$  «препарируется», то есть при разведке должны быть *выявлены, изучены и количественно охарактеризованы* все компоненты природной обстановки, в своей совокупности слагающие величину  $\Phi$ .

Структура фильтрационного сопротивления месторождения:

$$\Phi = f(\Pi, \Gamma, t, \text{Вз}),$$

где  $\Pi$  – гидрогеодинамические **П**араметры водоносной системы,

$\Gamma$  – **Г**раничные условия потока,

$t$  – расчётное время развития депрессионной воронки,

$\text{Вз}$  – схема и конструкция **В**одо**З**аборного сооружения.

При применении гидродинамического метода оценки все эти компоненты, интегрально образующие величину  $\Phi$ , *разведуются отдельно*, всеми известными и доступными методами, а затем *раздельно учитываются* в расчётных формулах фильтрации к водозаборным скважинам или вводятся в состав моделей для моделирования работы водозабора.

Поясняющие примеры:

• По материалам разведки доказана возможность применения расчётной схемы неограниченного в плане, однородного, изолированного в разрезе пласта; следовательно, расчёт понижения уровня в водозаборной скважине можно сделать по формуле Тейса:

$$S_c = \frac{Q_{\text{заявл}}}{4\pi T} W(u); \quad u = \frac{r_c^2}{4at_s} \rightarrow u = \frac{r_c^2 \mu}{4Tt_s}.$$



Поскольку  $S_c = Q_{\text{заявл}} \Phi$ , то  $\Phi = \frac{1}{4\pi T} W\left(\frac{r_c^2 \mu}{4Tt_3}\right) = f(T, \mu, t_3, r_c)$ .

Таким образом, можно видеть, что в условиях «схемы Тейса» величина  $\Phi$  зависит от гидрогеодинамических параметров  $T, \mu$ , времени эксплуатации  $t_3$  и характеристики водозабора  $r_c$ . Данные о граничных условиях в описании отсутствуют, что вполне понятно для *неограниченного* пласта.

• Другой пример: водозаборная скважина рассчитывается для условий стационарного режима фильтрации, который устанавливается за счёт перетекания из смежного водоносного горизонта с постоянным напором:

$$S_c = \frac{Q_{\text{заявл}}}{2\pi T} \ln \frac{1.12B}{r_c},$$

где  $B$  – фактор перетекания.

В этом случае  $\Phi = f(T, B, r_c)$ ; в этом описании фактор перетекания  $B$  является «представителем» граничных условий, а параметр водоотдачи и время отсутствуют, так как речь идёт о стационарном режиме фильтрации.

Такие примеры можно (и полезно) продолжить. Например, для несовершенных водозаборных скважин в величине сопротивления появятся  $l, c$  – длина фильтра и расстояние от края фильтра до кровли пласта (это характеристики водозабора  $\mathbf{B}_3$ ); если область фильтрации в плане ограничена (выклинивание пласта, фациальное замещение и др.), то появится расстояние до этой границы  $L^*$  (характеристика граничного условия  $\mathbf{\Gamma}$ ).

Любое изменение в расчётной схеме отражается в содержании обобщённого фильтрационного сопротивления  $\Phi$ . Форма функциональной связи между его компонентами имеет разный вид в конкретных гидрогеодинамических условиях. В простых случаях она может быть выражена аналитически (как в вышерассмотренных примерах); в сложных условиях фильтрационное сопротивление месторождения реализуется опосредованно в составе гидрогеодинамической модели.

Итак, при использовании гидродинамического метода оценки ЭЗ нужно раздельно разведать и количественно оценить все компоненты расчётной схемы.

После этого подсчёт запасов (точнее, расчёт водозабора, так как подсчёт запасов – это более общая проблема) выполняется как прямая (прогнозная) задача (известны все аргументы, рассчитывается значение функции). Она может быть решена:



– или **АНАЛИТИЧЕСКИ** (по формулам теории притока к скважинам; при этом формулы выбираются в соответствии с разведанной расчётной схемой, а «начинкой» формул являются разведанные параметры)

– или с использованием **МОДЕЛИРОВАНИЯ** работы водозабора – создаётся модель месторождения, на которой при заданном известном (разведанном!) распределении параметров, граничных условий и т.д. получаем прогнозное распределение (во времени и пространстве) напоров и понижений при заданном режиме эксплуатации.

Независимо от метода гидрогеодинамического расчёта для его выполнения необходимо составление **ФИЛЬТРАЦИОННОЙ СХЕМЫ МЕСТОРОЖДЕНИЯ**, которая является *конечной целью разведки* и должна адекватно, с наилучшей возможной степенью приближения отражать все основные гидрогеологические факторы, контролирующие величину  $\Phi$ .

Основой для составления фильтрационной схемы являются результаты поисково-разведочных работ: они (работы) должны быть запроектированы, проведены и интерпретированы так, чтобы схема стала *достоверной*, то есть содержала бы в себе все те элементы природной обстановки, которые в конкретном случае являются **ЗНАЧИМЫМИ** для формирования балансово-гидрогеодинамической ситуации.

Кратко повторим известные принципы и содержание *фильтрационной схематизации* гидрогеологических условий, учитывая некоторую специфику расчётов водозаборных сооружений.

Фильтрационная схема содержит несколько фундаментальных позиций, которые гидрогеолог *должен обосновать*, опираясь на всю совокупность разведочной и привлечённой информации. Последовательность рассмотрения позиций схематизации не является строгой, однако следует понимать их определённую логическую связанность.

• С этой точки зрения в первую очередь должна быть обоснована ожидаемая **ПРОСТРАНСТВЕННАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА** при работе водозабора, определяемая степенью деформации гидрогеодинамической сетки по пространственным координатам. Её обоснование производится на основе общих гидрогеодинамических предпосылок:

– строение водоносной толщи в плане и разрезе, наличие разделяющих слоёв, анизотропии фильтрационных свойств и т.д.,

– конфигурация границ в плане и их положение в плане и разрезе,

– расположение и степень несовершенства водозахватных устройств,

– соотношение мощности пласта и его размеров в плане и др.

Возможные варианты расчётной пространственной структуры течения к водозаборам:



- *одномерная* (обычно радиальная – в большинстве аналитических решений),
- *двумерная* (обычно плоско-плановая, реже – плоско-профильная),
- *трёхмерная* (пространственная).

Для упрощения расчётов желательно понизить мерность (но обоснованно!). Например, в контрастных пластовых разрезах (с соотношением коэффициентов фильтрации слоёв порядка 20-50 и более) допустимо использовать *предпосылки перетекания*, то есть рассматривать реальный пространственный поток как *плоско-пространственный* – с плоскими в плане потоками в проницаемых (водоносных) интервалах разреза и одномерным субвертикальным течением через слабопроницаемые (разделяющие) слои. Это существенно упрощает структуру моделей и проще с точки зрения параметрического обеспечения.

- Должен быть установлен **ХАРАКТЕР РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ВОДОНОСНОЙ СИСТЕМЫ** (в плане и разрезе). Необходимый набор параметров определяется строением водоносной системы и режимом фильтрации во времени. В любом случае он включает параметры *проницаемости* (проводимость для одномерных, плановых и плоско-пространственных потоков или коэффициент фильтрации для одномерных, профильных и трёхмерных потоков). Параметры *ёмкости* – водоотдача (для моделирования) или уровнепьезопроводность (для большинства аналитических решений) – строго обязательны лишь для нестационарных решений, однако они часто необходимы для вспомогательных расчётов (например, для оценки времени наступления стационарного режима фильтрации – см. ниже).



При обосновании возможных вариантов схематизации неоднородности параметров проницаемости, выявленной при разведке, необходимо учитывать используемый метод решения – аналитический расчёт или моделирование.

Для аналитических расчётов должно быть принято одно значение параметра для всей расчётной области влияния водозабора. Это возможно при небольшой амплитуде колебания параметра и хаотическом распределении элементов неоднородности, имеющих относительно небольшие размеры по сравнению с расчётной областью. Частными случаями неоднородности являются в разной степени *ограниченные* пласты, для которых существуют аналитические решения:

- *полуограниченный пласт* – в расчётной области существует одна прямолинейная граница,
- *пласт-полоса* – расчётная область ограничена двумя параллельными границами,

- *пласт-круг* (замкнутый пласт) – область ограничена со всех сторон,
- *пласт-угол* – в расчётной области существуют две прямолинейные границы, пересекающиеся под некоторым углом (в частном случае – под прямым углом, *пласт-квадрант*).

При использовании моделирования для неоднородных пластов составляются карты параметров с использованием изолиний или по кусочно-неоднородному принципу. Различают упорядоченную и хаотическую неоднородность. *Упорядоченная* неоднородность предполагает наличие функциональной, генетически обусловленной зависимости параметра от природных факторов (мощности пласта, глубины эрозионного вреза и т.п.). При *хаотической* неоднородности крупные элементы с контрастными различиями параметра расположены в расчётной области незакономерно; границы между ними проводятся на основе общих геологических или экспертных соображений.

Необходимо отметить одно важное соображение для проектирования разведочных работ: по мере удаления от водозабора роль неоднородности (то есть степень её влияния на результаты расчёта) уменьшается. С максимально возможной точностью нужно учитывать неоднородность:

- в зоне расположения водозахватных устройств,
- на участках между водозабором и основными балансообразующими границами.

Для остальной площади вполне можно использовать осреднённые значения.

• Следующий важнейший пункт фильтрационной схематизации – **ГРАНИЧНЫЕ УСЛОВИЯ** потока (ГУ) в плане и в разрезе. Они должны быть определены для всей области ожидаемой воронки депрессии. Но существует и обратная связь – размер воронки, в свою очередь, зависит от характера и положения граничных условий, поэтому вопрос о необходимых размерах расчётной области приходится решать последовательно.

ГУ могут быть *внешними* и *внутренними*; внешние должны быть определены в любом случае, внутренние – если они имеются. Для каждого граничного условия должны быть обоснованы:

- пространственное *положение* и *форма* (точка, линия, поверхность),
- гидрогеодинамический *род* условия,
- количественные *показатели* условия (для каждого рода – свой набор).

Математическое описание граничных условий будем представлять (для простоты) в удельной форме, то есть на единицу размера (длины, площади) граничного контура.



Обычно говорят о трёх родах граничных условий, хотя фактически можно обойтись и двумя.

Граничное условие 2 рода – заданной является функция расхода через границу:  
 $q_T = f(\text{ГК}, t)$ ; здесь ГК – набор координат граничного элемента, то есть  $x, y, z$  в зависимости от мерности потока и границы.

Что значит «является заданной»? Это значит, что функциональное описание величины трансграничного расхода известно заранее на весь период прогноза и не зависит от изменений, происходящих в расчётной области под влиянием водозабора.

Напор на границе 2 рода на прогноз *неизвестен* и вычисляется как результат решения.

Пример: поток, приходящий в расчётную область из удалённых областей питания («боковой приток»); его величина *не зависит* ни от каких изменений напора (понижения)  $H(S)$  в расчётной области, то есть *не реагирует на работу водозабора*.

Частные случаи ГУ 2 рода:

- $q_T = f(\text{ГК})$ : трансграничный расход не зависит от времени, но может быть разным на разных участках границы;
- $q_T = \text{const}$ : трансграничный расход не зависит от времени и одинаковый по величине для всей границы;
- $q_T = 0$ : непроницаемая граница (уменьшение проводимости пласта практически до нуля по любой причине: выклинивание пласта, фациальное замещение, тектоническое экранирование и т.д.); градиент напора по нормали к такой границе равен нулю. Особый случай – непроницаемая граница в потоке может быть установлена по любой линии тока, поскольку при ламинарном течении между соседними лентами тока нет водообмена.

Возможные варианты границ 2 рода показаны на рис. 3.1.

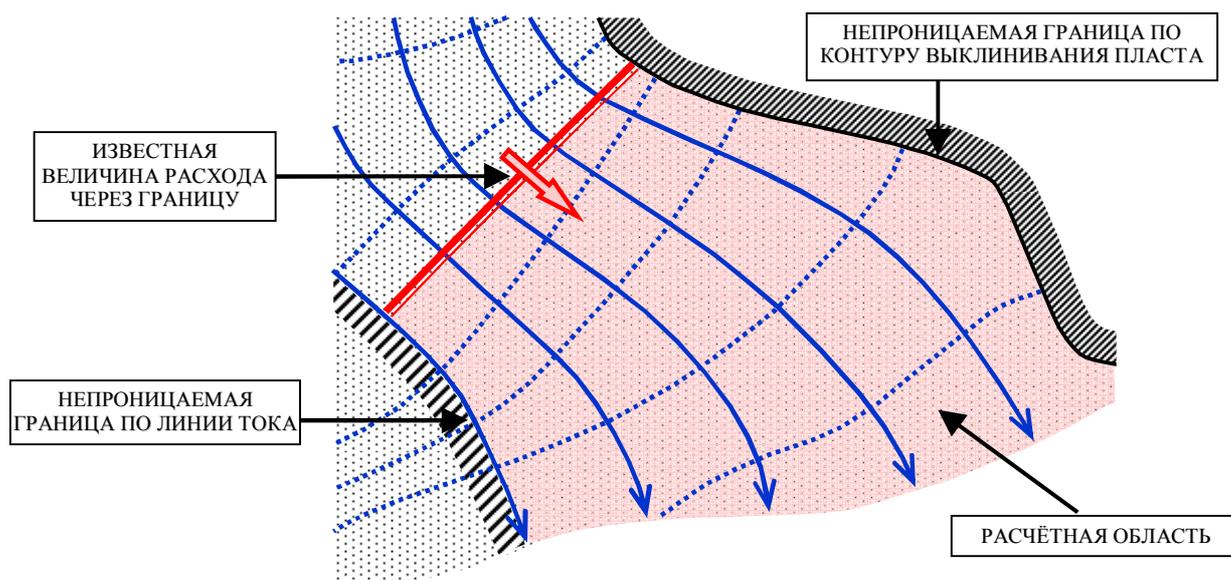


Рис. 3.1. Варианты граничных условий 2 рода



Граничное условие 3 рода – заданным является линейный характер связи между расходом через границу и напором в пласте (точнее – перепадом напоров между пластом и границей).

Такое условие устанавливается для несовершенных рек и водоёмов, на разделяющих слоях в пластовых толщах, на родниках, очагах испарения.

На границе 3 рода напор  $H$  в приграничной области пласта и трансграничный расход  $q_{\Gamma}$  находятся в динамическом равновесии и взаимно регулируют друг друга – изменение напора (например, понижение от действия водозабора) вызывает пропорциональное изменение расхода, которое, в свою очередь, влияет на положение уровней:

$$q_{\Gamma} = \frac{(H_{\Gamma} - X)}{f_0},$$
$$X = \begin{cases} H & \text{при } H > H^0 \\ H^0 & \text{при } H \leq H^0 \end{cases}$$

при этом (рис. 3.2):

$H_{\Gamma} = f(\text{ГК}, t)$ , то есть напор на границе известен заранее и не зависит от ситуации в пласте (это упрощённое описание, но пока будем рассматривать именно так);

$H^0 = f(\text{ГК})$  – уровень конверсии граничного условия. Под конверсией (от лат. *conversio* – изменение) надо понимать изменение рода граничного условия. Если уровень в пласте под действием депрессии от водозабора опустится ниже уровня конверсии ( $H \leq H^0$ ), то на этом уровне в пласте произойдёт *разрыв сплошности* привлекаемого субвертикального потока и расход через границу  $q_{\Gamma}$  утратит связь с положением напора в пласте – в таких случаях можно говорить о «вырождении» граничного условия 3 рода в условие 2 рода. Наиболее характерный пример: для экранированной реки уровнем конверсии является отметка подошвы экранирующего слоя (рис.3.2).

$f_0 = f(\text{ГК}, t)$  – формально коэффициент пропорциональности между разностью напоров и расходом через границу; физически – это удельное (на единицу площади в плане) фильтрационное сопротивление границы, то есть параметр граничного условия 3 рода.

В простом случае  $f_0 = \frac{m_0}{K_0}$ ;  $m_0$  – мощность слоя отложений, создающих сопротивление между граничным напором и пластом (это может быть экран под руслом реки или разделяющий слой в пластовой водоносной системе),  $K_0$  – коэффициент



фильтрации этих отложений. Часто (обычно в программах моделирования фильтрации) используют обратную величину – *параметр перетока*  $\chi_0 = \frac{K_0}{m_0}$ .

Частные случаи ГУ 3 рода:

–  $H_{\Gamma} = f(\text{ГК})$  – напор на границе неизменен во времени, но разный по величине в пределах граничного элемента,

–  $H_{\Gamma} = \text{const}$  – напор на границе неизменен во времени и одинаковый для всего граничного элемента,

–  $f_0 = f(\text{ГК})$  или  $f_0 = \text{const}$  – то же для фильтрационного сопротивления граничного элемента.

Особая ситуация возникает при  $f_0 \rightarrow 0$  (ничтожно малое фильтрационное сопротивление границы) – понятно, что в этом случае должно быть  $(H_{\Gamma} - H) \rightarrow 0$ , то есть на такой границе можно устанавливать граничное условие **1 рода** ( $H = H_{\Gamma}$ ).

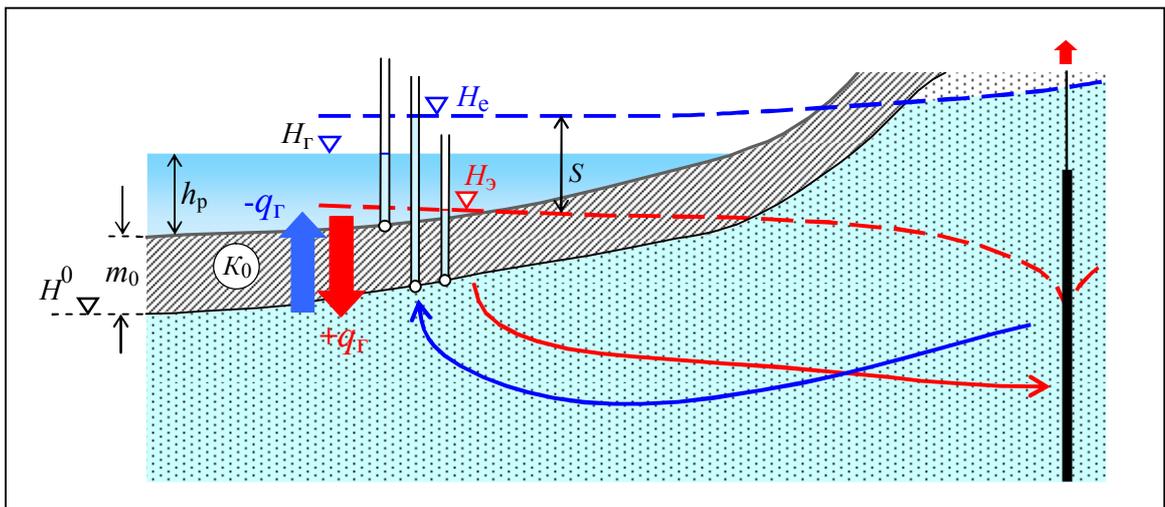


Рис. 3.2. Граничное условие 3 рода на контуре водотока (водоёма) в ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ и при РАБОТЕ ВОДОЗАБОРА

• Отдельно в фильтрационной схеме можно рассмотреть распределение **ИСТОЧНИКОВ-СТОКОВ**. Сюда следует относить все виды поступления воды в пласт (источники, балансовый знак +) и расходования воды из пласта (стоки, балансовый знак –), которые почему-либо не вошли в вышеописанные «стандартные» ГУ.

Например, *инфильтрация* – это, по сути, площадное условие 2 рода с заданной интенсивностью (модулем)  $W = f(\text{ГК}, t)$  – расход питания на 1 м<sup>2</sup> площади.

Другой распространённый пример: *скважины* – водозаборные, дренажные, нагнетательные и т. п. – это практически точечные (с радиусом  $r_c^0$ ) граничные условия 1 рода (если в скважинах задан уровень/понижение, а вычисляется их дебит) или 2 рода (если задан дебит, а нужно вычислить уровень/понижение в скважинах).

• В завершение схематизации должен быть обоснован ожидаемый **РЕЖИМ ФИЛЬТРАЦИИ ВО ВРЕМЕНИ** при работе водозабора. Ответ на этот вопрос определяется:

- выявленными источниками формирования баланса водоотбора и прогнозируемым временем проявления каждого из них,
- заданным режимом водоотбора (постоянный, периодический и др.).

В зависимости от принятого решения по этому пункту схематизации прогноз работы водозабора может быть выполнен в *стационарном* или *нестационарном* виде – первый вариант проще в исполнении (особенно при моделировании) и требует меньшего числа исходных данных (в частности, не нужны ёмкостные параметры).

К вопросам расчётной схематизации относится и одна из особенностей решения задач оценки ЭЗ – применение **СУПЕРПОЗИЦИИ (СЛОЖЕНИЕ РЕШЕНИЙ)**. Принцип суперпозиции – это допущение, согласно которому результирующий эффект сложного процесса воздействий представляет собой сумму эффектов, вызываемых каждым воздействием в отдельности, при условии, что воздействия независимы, то есть не влияют взаимно друг на друга. В математическом смысле принцип суперпозиции базируется на теореме наложения: общее решение дифференциального уравнения есть сумма частных решений.

Этот приём является общим для многих задач фильтрации. При расчётах водозаборов нас, в гидрогеодинамическом смысле, интересуют только прогнозные понижения уровней (чтобы сравнивать их с допустимыми). Поэтому прогнозную задачу работы водозабора достаточно решить относительно **ИЗМЕНЕНИЙ** напора (понижений  $S$ ), приведя уравнение фильтрации (например, для плоско-плановой структуры потока) к виду, в котором учитываются только **ИЗМЕНЕНИЯ** естественных ( $\Delta R$ ) и техногенных ( $Q_э$ ) режимообразующих факторов по сравнению с исходным состоянием потока:

$$T \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + T \frac{\partial^2 S}{\partial y^2} + \Delta R + Q_э = \mu \frac{\partial S}{\partial t}.$$

Если же для каких-то целей (например, для последующего моделирования миграции) необходимо иметь распределение «полных» напоров  $H$ , то можно напрямую вычесть



полученное поле прогнозных понижений из величин естественных напоров (на карте гидроизогипс/гидроизопьез, построенной по данным разведки).

Что даёт применение суперпозиции? Значимое упрощение фильтрационной схемы. Во многих случаях можно принять (но доказательно!), что эксплуатационная депрессия напоров не приведёт к изменению естественных режимобразующих факторов ( $\Delta R = 0$ ) и они, следовательно, не влияют на распределение понижений и поэтому не должны учитываться при решении прогнозной задачи «в изменениях». Это весьма заманчиво, так как изучение и количественная оценка всех режимобразующих факторов при разведке – вещь весьма сложная и практически не достижимая в нужном объёме и с нужной степенью достоверности.

Важно, что при применении суперпозиции должны быть соответственно трансформированы и краевые условия – если уравнение решается относительно понижений (изменений!), то и краевые условия должны быть выражены в понижениях.

– Начальные условия при «полном» решении (в напорах) имеют вид  $H(x, y, z, 0) = H_e$ , а для решения в понижениях они должны быть заданы в виде  $S(x, y, z, 0) = 0$ .

– Граничные условия 2 рода приобретают вид:  $\Delta q_{\Gamma} = q_{\Gamma}^e - q_{\Gamma}^3 = f(\text{ГК}, t)$ . При этом: если условия формирования  $q_{\Gamma}$  при эксплуатации не изменяются, то  $\Delta q_{\Gamma} = 0$ , то есть граница 2 рода в этом случае вырождается в *непроницаемую!* (и даже не нужно знать величину  $q_{\Gamma}$  – это очень сильное и методически значимое упрощение для разведки месторождения).

– Граничные условия 3 рода:

$$\Delta q_{\Gamma} = q_{\Gamma}^e - q_{\Gamma}^3 = \frac{H_{\Gamma}^e - H_e}{f_0} - \frac{H_{\Gamma}^3 - H_3}{f_0} = \frac{(H_{\Gamma}^e - H_{\Gamma}^3) - (H_e - H_3)}{f_0} = \frac{\Delta H_{\Gamma} - S}{f_0}.$$

Очевидно, что если эксплуатация не вызывает изменений в естественном поведении и величине  $H_{\Gamma}$ , то  $\Delta H_{\Gamma} = 0$  и условие 3 рода упрощается:  $\Delta q_{\Gamma} = -\frac{S}{f_0}$ .

Почему может возникнуть изменение  $\Delta H_{\Gamma}$ ? В наиболее наглядном случае такую возможность следует учитывать, если за счёт инверсии естественной разгрузки и формирования привлекаемых ресурсов расход реки существенно уменьшается («ущерб речному стоку»), что повлечёт за собой **уменьшение глубины реки**, то есть соответствующее уменьшение  $H_{\Gamma}$ .

Критерий конверсии граничного условия 3 рода (переход в условие 2 рода при отрыве депрессионной воронки) приобретает вид критического понижения, при котором



произойдёт конверсия:  $S^0 = (H_e - H^0) = (H_e - H_r) + h_p + m_0$ , где  $h_p$  – глубина реки (рис.3.2).

– Наконец, граничные условия 1 рода принимают вид  $S = H_r^e - H_r^z = \Delta H_r$ , то есть если  $H_r$  под влиянием водоотбора не изменяется, то на границе 1 рода задаётся  $S = 0$ .

Итак, общее правило: при решении в понижениях на границах учитываются *только изменения*, возникшие под влиянием эксплуатационных изменений напора в пласте.

Теперь вернёмся собственно к **ГИДРОДИНАМИЧЕСКОМУ МЕТОДУ** расчётов водозаборных сооружений.

• **АНАЛИТИЧЕСКИЕ РАСЧЁТЫ**, то есть использование формул теории притока к скважинам – применяются очень часто, особенно для небольших водозаборов с простой расчётной схемой и небольшой областью влияния. Для использования аналитических решений вынужденно и довольно значительно *упрощаются* реальные условия:

- 1) режим во времени – не всегда есть решения для нестационарного режима,
  - 2) пространственная структура потока – одномерная (радиальная или линейная), плоская в плане или плоско-пространственная,
  - 3) пласт однородный,
  - 4) границы правильной формы (прямая линия, угол, окружность) и однородные по количественным характеристикам,
  - 5) водозабор – сосредоточенный (одиночная скважина или компактный узел скважин);
- для систем скважин расчёты возможны, но заметно усложняются.

Из-за необходимости таких упрощений возникают два неприятных момента:

- есть опасность, что будут неосознанно или вынужденно «потеряны» какие-то важные элементы расчётной схемы,
- упрощения, как правило, делаются в сторону «ужесточения» схемы, следовательно, занижаются реальные эксплуатационные возможности месторождений.

Водозаборы с большой производительностью представляют собой **СИСТЕМЫ СКВАЖИН**.

Различают:

- *контурные*: скважины в плане расположены по геометрически правильному контуру (прямая линия, кольцо...);



– *площадные*: скважины расположены в пределах некоторой площади произвольной формы.

Другой принцип классифицирования:

- *упорядоченные* : в размещении скважин выдерживается какая-то закономерность;
- *неупорядоченные*: взаиморасположение скважин произвольное.

Очевидно, что основной сложностью при расчёте систем водозаборных скважин является необходимость учёта их взаимодействия между собой; в принципе возможно также взаимовлияние соседних водозаборных участков и даже соседних водозаборов. В результате могут возникать громоздкие расчёты.

Достаточным и абсолютно точным является расчёт взаимодействия скважин по принципу «сложения решений»: понижение в каждой скважине системы есть сумма её «собственного» понижения и понижений от действия всех остальных скважин системы:

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



где  $n$  – общее количество взаимодействующих скважин, знак \* означает, что из суммирования исключён член с номером  $j=i$ ;  $S_{i(i)}$  – «собственное» понижение в  $i$ -ой скважине под действием дебита  $Q_i$  на расстоянии  $r=r_{c,i}$ ;  $S_{i(j)}$  – понижение в  $i$ -ой скважине от действия  $j$ -ой скважины с дебитом  $Q_j$  на расстоянии  $r_{i-j}$ .

Для демонстрации идеи гидродинамического метода расчёта водозабора рассмотрим условный, существенно упрощённый пример на основе известных студентам материалов Звенигородской учебной практики. Предположим, что для создания единой централизованной системы водоснабжения окрестных сёл, домов отдыха, пансионатов, детских лагерей и т.д. проектируется водозабор с суммарной заявленной потребностью 8 тыс. м<sup>3</sup>/сутки.

Нужно решить (обосновать!) как минимум такие вопросы:

- перспективный *водоносный горизонт* ?
- наиболее благоприятное *место* расположения водозабора ?
- наиболее экономичная *конструкция и схема* водозабора ?

1) **Водоносный горизонт** – вероятно, мячковско-подольский ( $C_{2pd} - m\bar{c}$ ), обладающий высокими фильтрационными свойствами, хорошим качеством воды, неглубоким залеганием. В то же время этот горизонт относительно слабо защищён от поверхностных загрязнений (хотя и лучше, чем подземные воды в аллювии р.Москвы). Поэтому при

реальных работах следовало бы изучить вопрос о возможности использования более глубоких горизонтов в  $C_1$ : посмотреть имеющиеся материалы предшествующих исследований, пробурить одну-две глубокие скважины...

2) **Место** – как уже отмечалось, здесь может сталкиваться масса условий, часто противоречивых. Однако, будем считать, что все вопросы, связанные с размещением водозабора, так или иначе решены и выбрано место – поверхность I-й надпойменной террасы в районе учебного опытного куста.

3) **Конструкция и схема водозабора** – очевидно, что следует стремиться к наиболее дешёвому варианту водозаборного сооружения (минимальное количество скважин, минимальная их глубина, компактное взаиморасположение). Несомненно, что нужно использовать вертикальные скважины, причём достаточна их глубина порядка 20-25 м (учитывая данные расходометрических испытаний в интервале известняков).

Схема водозабора (количество и взаиморасположение скважин) – подбирается с помощью нескольких вариантов гидрогеодинамического расчёта. Для этого предварительно необходимо обосновать расчётную *фильтрационную схему*, используя хотя бы тот минимум данных, которые получены в ходе практики.

а) распределение параметров по площади – таких сведений практически нет, поэтому область вынужденно принимается *однородной* по всем параметрам. Поскольку расчёт будет выполняться для стационарного режима (см. ниже), то единственным необходимым параметром является проводимость пласта известняков  $T = 800 \text{ м}^2/\text{сутки}$ .

б) граничные условия (тоже не очень уверенно, так как имеются данные только по одной точке опробования):

– *в плане* водоносная система неограниченная (во всяком случае, для относительно небольшой области влияния откачки);

– *снизу*: непроницаемая граница (резкое затухание трещинной проницаемости в нижней части разреза мячковско-подольских известняков);

– *сверху*: площадное условие 3 рода по подошве слабопроницаемого кольматированного слоя между аллювием и известняками, фактор перетекания порядка  $B = 390 \text{ м}$ ; уровень в аллювии при откачке снижался незначительно и в локальной области, поэтому можно принять  $H_{al} = \text{const}$ .

в) ожидаемый режим фильтрации во времени при работе водозабора – судя по опытными данным, при снижении уровней в водоносном горизонте известняков достаточно быстро развивается перетекание из аллювия и затем – приток из реки в аллювий, что



создает *стационарную* балансово-гидрогеодинамическую ситуацию, которую можно прогнозировать на неограниченно долгое время.

Подтвердим это расчётом возможного времени стабилизации в условиях перетекания, приняв (по данным интерпретации кустовой откачки) фактор перетекания  $B = 390$  м и пьезопроводность  $a = 2 \cdot 10^6$  м<sup>2</sup>/сутки:

$$t_{\text{ст}} \approx 5 \frac{B^2}{a} \approx 5 \frac{390^2}{2 \cdot 10^6} \approx 0.4 \text{ суток.}$$

Полученная оценка (около 10 часов) близко совпадает с фактически наблюдающимся временем стабилизации при проведении учебных опытных откачек.

з) пространственная структура течения при работе водозабора – в целом, *трёхмерная*: плоско-плановое течение в пласте известняков и в аллювии и вертикальный приток из аллювия через слабопроницаемый глинистый слой. Однако, чтобы не усложнять расчёт, можно задавать приток из аллювия с помощью площадного граничного условия 3 рода на кровле пласта известняков; тогда можно рассматривать только *двумерное* плоско-плановое течение в известняках.

Правомерность применения предпосылки перетекания подтвердим следующим расчётом:

$$B = \sqrt{T \frac{m_0}{K_0}} \rightarrow \frac{m_0}{K_0} = \frac{B^2}{T} = \frac{390^2}{800} \approx 190 \text{ суток}$$

$$\text{При мощности } m_0 \approx 1 \text{ м} \rightarrow K_0 = \frac{1}{190} \approx 5 \cdot 10^{-3} \text{ м/сутки}$$

$$K = \frac{T}{m} = \frac{800}{20} = 40 \text{ м/сутки}$$

Соотношение коэффициентов фильтрации известняков и слабопроницаемого кольтатированного слоя между аллювием и известняками  $K/K_0 \approx 8000$ , то есть предпосылка перетекания явно выполняется.

д) скважины водозабора – совершенные, так как вскрывают основную проводящую зону в разрезе пласта известняков; диаметр фильтровой части водозаборных скважин можно принять  $d_c = 400$  мм ( $r_c = 0.2$  м).

Обычно при прогнозных расчётах исходят из одинакового дебита всех скважин системы (по соображениям унификации насосного оборудования). Соответственно дебит

каждой скважины в разных вариантах расчёта равен  $Q_c = \frac{Q_{\text{заявл}}}{n}$ .



Для расчёта водозабора можно использовать аналитическое решение из теории притока к скважинам, соответствующее принятой расчётной схеме – *неограниченный в плане пласт, с площадным перетеканием при постоянном уровне в смежном горизонте, при стационарном режиме фильтрации*:

$$S = \frac{Q_c}{2\pi T} \ln \frac{1.12B}{r}. \quad (3.1)$$

Эта формула с погрешностью 5-10% справедлива при  $r < (0.3 - 0.45)B$ , то есть несомненно пригодна для расчёта «собственного» понижения в скважинах и в некоторой относительно небольшой области вокруг них. Для более удалённых точек следует применять точное аналитическое решение:

$$S = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right), \quad (3.2)$$

где  $K_0$  – символ функции Бесселя (подробнее см. ниже, расчёты водозаборных сооружений на пластовых месторождениях).

Сколько потребуется скважин? Для этого сначала нужно определить *максимально возможную производительность одиночной скважины* (то есть при допустимом понижении, без влияния других скважин водозабора):

$$Q_{\max} = \frac{2\pi T S_{\text{доп}}}{\ln \frac{1.12B}{r_c}}. \quad (3.3)$$

Здесь  $S_{\text{доп}}$  – максимальное допустимое понижение в водозаборной скважине. Очевидно, что с гидрогеодинамической точки зрения нежелательно понижать уровень под кровлю пласта известняков, так как будет резко уменьшаться его проводимость (основные проводящие зоны, по данным расходомерии, расположены именно в верхней части пласта). Наиболее простое и надёжное решение – принять допустимое понижение до кровли известняков, то есть округлённо  $S_{\text{доп}} = 6$  м.

$$\text{Тогда } 2\pi T S_{\text{доп}} \approx 3.16 \cdot 10^4 \text{ м}^3/\text{сутки}; \quad \ln \frac{1.12B}{r_c} = 7.69.$$

Максимально возможный дебит одиночной скважины по формуле (3.3) составит  $Q_{\max} \approx 4$  тыс. м<sup>3</sup>/сутки. Следовательно, для получения заявленной потребности, казалось бы, достаточно двух скважин. Но на каком расстоянии  $r_{1-2}$  их расположить?



Выведем расчётную формулу для понижения в любой из этих двух скважин (понятно, что в неограниченной однородной области понижения в них будут одинаковыми, поскольку равны дебиты  $Q_c = Q_1 = Q_2 = \frac{Q_{\text{заявл}}}{2}$ ). По принципу сложения решений:

$$S_1 = S_{1(1)} + S_{1(2)},$$

где  $S_1$  – полное понижение в скв.1,  $S_{1(1)}$  – «собственное» понижение в скв.1,  $S_{1(2)}$  – понижение в скв.1 от действия скв.2.

Для расчёта  $S_{1(2)}$  используем формулу (3.2), так как расстояние между скважинами  $r_{1-2}$  заранее неизвестно и может оказаться достаточно большим.

Соответственно:

$$S_1 = \frac{Q_c}{2\pi T} \left( \ln \frac{1.12B}{r_c} + K_0\left(\frac{r_{1-2}}{B}\right) \right); \quad \frac{Q_c}{2\pi T} = 0.79577, \quad \ln \frac{1.12B}{r_c} = 7.6889.$$

Будем действовать подбором - рассчитаем понижение, которое будет в обеих скважинах при разных расстояниях между ними – начиная, конечно, с малых величин  $r_{1-2}$



$r_{1-2}$ , м	$S$ , м
10	9.13
50	7.86
100	7.33
200	6.84

Приходится всё более раздвигать скважины, так как понижения больше допустимого. В конце концов придётся сообразить, что понижение в обеих скважинах будет равно допустимому только в том случае, если они *не будут взаимодействовать* между собой, то есть если  $S_{1(2)} \rightarrow 0$ . Это достижимо только, если  $K_0\left(\frac{r_{1-2}}{B}\right) \rightarrow 0$ , то есть при  $r_{1-2} \rightarrow \infty$ .

Практически «границу» депрессионной воронки  $r_0$  можно принять по условию некоторой доли  $\varepsilon$  от понижения в центральной скважине:

$$K_0\left(\frac{r_0}{B}\right) = \varepsilon K_0\left(\frac{r_c}{B}\right).$$

Для центральной скважины  $\frac{r_c}{B} = \frac{0.2}{390} \approx 0.0005$ ; соответственно  $K_0(0.0005) = 7.7168$ .

Принимая погрешность 1% и 5% (понижение на «границе» воронки соответственно 0.06 м и 0.3 м), получим:

$\varepsilon$	$K_0\left(\frac{r_0}{B}\right)$	$\frac{r_0}{B}$	$r_0, \text{ м}$
0.01	0.07168	2.35	916
0.05	0.38585	1.06	413

Итак, первый, самый простой вариант водозабора: две невзаимодействующие скважины на расстоянии не менее 400-900 м друг от друга .

Чтобы сделать водозабор компактнее, придётся увеличивать количество скважин. Что это даёт? Дебит каждой скважины будет меньше, чем  $Q_{\max}$ , поэтому и «собственное» понижение в каждой скважине будет меньше, чем  $S_{\text{доп}}$ . Остающийся запас понижения позволяет допустить взаимодействие скважин, то есть расположить их ближе друг к другу.

Поэтому следующий вариант расчёта – три равнодебитные скважины с дебитами  $Q_c = \frac{1}{3}Q_{\text{заявл}} = 2.67$  тыс. м<sup>3</sup>/сутки. Для трёх скважин самая компактная схема расположения – в вершинах равностороннего треугольника, то есть  $r_{1-2} = r_{2-3} = r_{1-3} = \sigma$  (рис. 3.4, а). Рассуждая как в предыдущем случае, получим для трёх скважин:

$$S_1 = \frac{Q_c}{2\pi T} \left( \ln \frac{1.12B}{r_c} + 2 K_0\left(\frac{\sigma}{B}\right) \right); \quad \frac{Q_c}{2\pi T} = 0.5305.$$

В этом уравнении только одно неизвестное – расстояние между скважинами  $\sigma$ ; его можно решить численными методами при  $S_1 = 6$  м или действовать подбором:

$\sigma, \text{ м}$	$S, \text{ м}$
10	8.09
30	6.93
50	6.40
70	6.05

Как видно, этот вариант расстановки скважин уже существенно компактней.

Ясно, что далее по той же методике можно рассмотреть четыре скважины – в вершинах квадрата со стороной  $\sigma$  (рис. 3.4, б) при дебите  $Q_c = \frac{1}{4}Q_{\text{заявл}} = 2$  тыс. м<sup>3</sup>/сутки и т.д.

$\sigma, \text{ м}$	$S, \text{ м}$
10	7.43
30	6.13



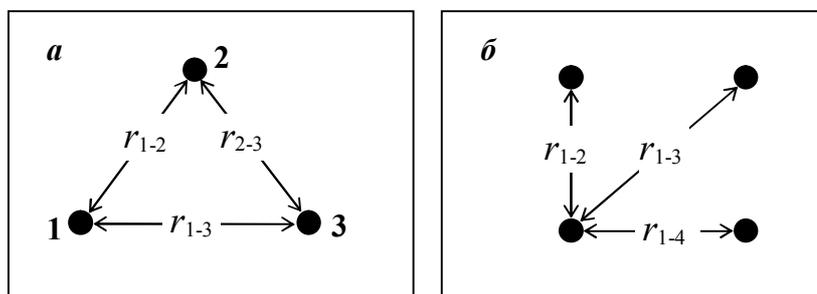


Рис. 3.4. Варианты возможной схемы водозабора

Важен общий вывод: в конкретном случае не существует какой-то однозначно «правильной» схемы водозабора, можно предложить целую серию различных вариантов – либо много близко расположенных скважин, либо мало, но зато удалённых. Каждый из этих вариантов имеет свои достоинства и недостатки; оптимальный вариант всегда выбирается с учётом некоторых дополнительных, «внешних» соображений – экономических, условий строительства, землепользования и т.п. Вспомним также, что на возможную величину дебита эксплуатационной скважины накладываются ограничения, связанные с характеристиками серийных насосов, допустимыми скоростями потока в прискважинной зоне и др.

Завершим рассмотрение этого примера анализом *источников формирования эксплуатационного водоотбора*. В связи с быстрым наступлением стационара и небольшим размером депрессионной воронки (условный радиус питания, как можно судить по величине фактора перетекания, не превышает 400-500 м) можно исключить из анализа явно второстепенную и кратковременно проявляющуюся величину упругих естественных запасов основного, подольско-мячковского горизонта.

В естественных условиях по всей площади днища долины (пойменные и надпойменные террасы) происходит разгрузка потока из основного горизонта восходящим перетеканием в аллювиальный водоносный горизонт (рис. 3.5); естественная разность напоров в этих горизонтах составляет 0.5-1.5 м.

При эксплуатационном понижении напоров основного горизонта практически по всей площади воронки интенсивность разгрузки уменьшается, а в центральной части депрессии



прекращается полностью. Суммарное сокращение расхода естественной разгрузки характеризует долю использования естественных ресурсов основного горизонта.

В зоне полной инверсии разгрузки на некоторой площади возникнет перетекание обратного направления – из аллювия в основной горизонт, что означает появление в балансовой структуре водоотбора привлекаемых ресурсов для основного горизонта.

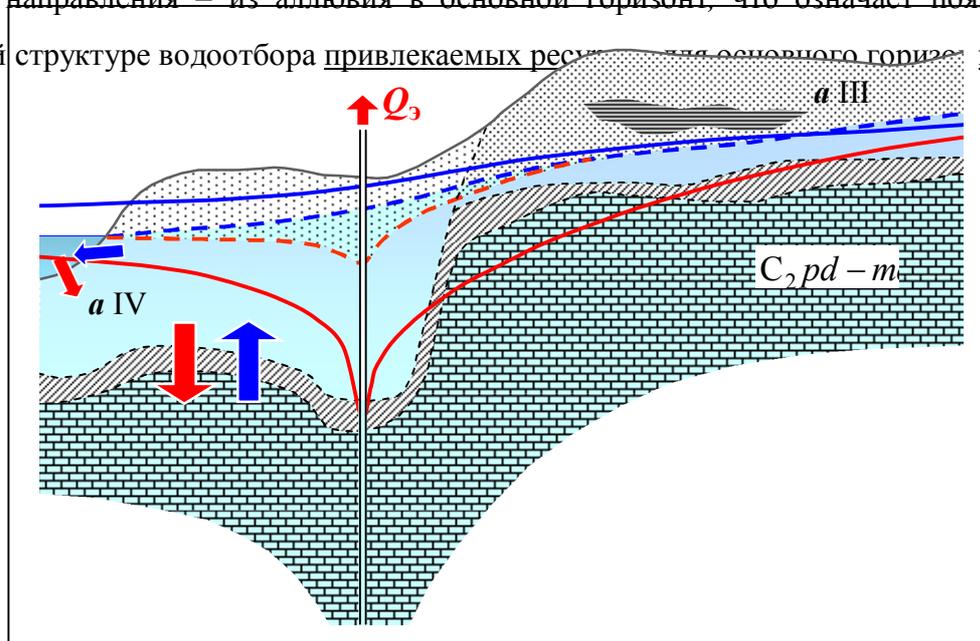


Рис. 3.5. Принципиальная балансово-гидрогеодинамическая схема в **ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ** и при **РАБОТЕ ВОДОЗАБОРА**

Казалось бы, всё просто. Но вспомним «второй сосуд»! Обязательно нужно задуматься: чем обеспечивается перетекание из аллювия? Нужно понимать: в аллювиальном горизонте тоже нарушились естественные балансовые условия (хотя из него и нет водоотбора):

– во-первых, сократилось ранее существовавшее питание в виде восходящего перетекания из известняков; уже один этот факт неминуемо вызовет определённое снижение уровней в аллювии (должен уменьшиться градиент напора в потоке к реке),

– во-вторых, чтобы обеспечивать возникшее нисходящее перетекание в известняки, сначала расходуются ёмкостные запасы аллювия, в результате чего в нём продолжает развиваться понижение уровней;

– в какой-то момент понижение в аллювии достигает уреза р. Москвы, начинается инверсия естественной разгрузки из аллювия в реку, которая в итоге на определённом участке русла приводит к возникновению притока из реки в аллювий (то есть в общей балансовой схеме появляются привлекаемые ресурсы для аллювиального горизонта).

После завершения описанной перестройки естественной балансово-гидрогеодинамической системы картина понижений стабилизируется окончательно и водоотбор может продолжаться теоретически неограниченно долго.

Как же будет выглядеть балансовое уравнение водоотбора? Как это ни обидно, но возникшее перетекание из аллювия в эксплуатируемый горизонт известняков в это уравнение не входит! И это правильно: перетекание – это лишь гидрогеодинамический факт, а в балансовом смысле весь водоотбор в стационарном режиме компенсируется:

- 1) естественными ресурсами эксплуатируемого подольско-мячковского горизонта  $\Delta Q_{p,осн}$  (расход сокращения естественной разгрузки из известняков в аллювий),
- 2) естественными ресурсами смежного аллювиального горизонта  $\Delta Q_{p,смежн}$  (расход сокращения разгрузки из аллювия в р.Москву),
- 3) привлекаемыми ресурсами в аллювиальный горизонт  $\Delta Q_{п,смежн}$  (расход вызванного притока в аллювиальный горизонт из р.Москвы).

Итак, уравнение стационарного баланса водоотбора

$$Q_э = \Delta Q_{p,осн} + \Delta Q_{p,смежн} + \Delta Q_{п,смежн} \cdot$$

