ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«ВНИИГ им. Б.Е. ВЕДЕНЕЕВА»

ИЗВЕСТИЯ ВНИИГ

имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

Издание основано в 1931 году

Том 255

Санкт-Петербург
2009

УДК 626/627 (06)

Редакционно-издательский совет: *Т.С. Артюхина* (отв. секретарь), *Е.Н. Беллендир* (председатель), *А.Г. Василевский, Ю.С. Васильев* (зам. председателя), *С.М. Гинзбург, В.Б. Глаговский* (зам. председателя), *Т.В. Иванова, Д.А. Ивашинцов, В.И. Климович, В.С. Кузнецов, В.А. Прокофьев, С.В. Сольский, А.А. Храпков.*

В настоящем сборнике приводятся результаты анализа отечественного опыта проектирования, строительства и эксплуатации гидроузлов, расположенных в районах с суровыми климатическими условиями.

Разработана математическая модель мелкой воды с возможностью расчета отрывных течений. Приведен пример расчета течения на водосбросе с цилиндрическим трамплином.

Рассмотрены особенности переработки берегов водохранилищ в криолитозоне. Показаны положительные результаты использования геофизической экспресс-диагностики состояния плотины мерзлого типа. Обращается внимание на необходимость тщательного изучения фильтрационной безопасности грунтовых плотин, в том числе с учетом их теплового поля.

Предложена методика определения влажности глинистых грунтов на границе раскатывания, позволяющая практически исключить субъективность определения характеристики.

Дано обоснование возможности использования маркшейдерского проекциометра ПМ-100 для контроля глубинных деформаций котлованов.

На основании результатов исследований сейсмостойкости электротехнического оборудования ОРУ-330 Ирганайской ГЭС даны рекомендации по усилению несейсмостойких конструкций.

Показана эффективность использования регулярной насадки на основе синтетической фибрилированной нити в качестве оросителя градирни и в процессах очистки вредных выбросов.

Приведены результаты решения задач о полубесконечных балках на границе изотропной упругой полосы с использованием метода Винера-Хопфа.

Сборник предназначен для специалистов, работающих в области грунтовых, бетонных и железобетонных сооружений, оснований и фундаментов, градирен, а также для студентов, аспирантов и преподавателей соответствующих специальностей.

The current volume contains the analysis results of native experience of design, construction and operation of hydrosystems in severe climate conditions.

Developed was the megamathematical model of shallow water with possibility to calculate detached flows. Given is the example of the flow evaluation on a spillway with cylindrical springboard.

Considered were the specific features of reformation of the reservoir banks in cryolite zone. Demonstrated were positive results for the use of the geophysical express-diagnostics of the frozen-type dam state. The attention has been paid to thorough study of seepage safety for embankment dams taking into account their thermal field.

Suggested was the method to determine humidity of clay soils on the plasticity limit that permits practically to exclude the subjectivity of characteristics determination.

Substantiated was the possibility to use surveyor project-meter PM-100 to monitor deep deformations of pits.

On the base of study results of seismic stability of electro-technical facilities ORU-330 for Irganaisk HPP there have been recommended to force non-seismic structures.

Demonstrated was the efficiency of use of the regular head consisted of polymeric fiber elements as the sprinkler for cooling towers and for cleaning from harmful emissions.

The results of the problem of semi-infinite beams along the boundary of an isotropic strip using Wiener-Hopf method are presented.

The volume is intended for specialists in the field of embankment, concrete and reinforced-concrete structures, substructures and foundations, cooling towers as well as for students, post-graduated students and teachers of the corresponding specialities.

ISBN 978-5-85529-150-7

© ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева», 2009

УДК 532.51.001.24

МОДИФИЦИРОВАННАЯ МОДЕЛЬ МЕЛКОЙ ВОДЫ С ВОЗМОЖНОСТЬЮ РАСЧЕТА ОТРЫВНЫХ ТЕЧЕНИЙ (ТИПА ЛЕТЯЩИХ СТРУЙ)

В.И. Климович[1]

Существующая классическая модель мелкой воды построена на предположении, что вертикальная составляющая скорости мала, и поэтому давление в жидкости со свободной поверхностью распределено по гидростатическому закону. При течении жидкости со свободной поверхностью, например, по водосливной грани водосброса, которая имеет значительный уклон и кривизну, указанное выше предположение о малости вертикальной проекции скорости уже не проходит. Более того, при наличии значительной кривизны поверхности дна на жидкость действует центробежная сила, которая в рамках классической модели мелкой воды не учитывается. Отметим, что при течении жидкости возможен отрыв потока от поверхности дна по типу отброшенной (летящей) струи. Это обстоятельство в рамках классической модели мелкой воды также не учитывается. Таким образом, модификация модели мелкой воды для учета перечисленных выше особенностей течения представляется актуальной и позволяет расширить диапазон ее применимости.

1. Математическая модель. Трехмерное течение несжимаемой жидкости описывается системой уравнений (1) – (2):

$$\mathrm{div}(\vec{V}) = 0 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \frac{\partial V_x \vec{V}}{\partial x} + \frac{\partial V_y \vec{V}}{\partial y} + \frac{\partial V_z \vec{V}}{\partial z} = -g\vec{i}_z - \frac{1}{\rho}\mathrm{grad}(p) + \vec{f}_{\text{тр}} \ . \qquad (2)$$

Здесь $\vec{V} = (V_x, V_y, V_z)$ – вектор скорости; t – время; g – ускорение свободного падения; ρ – плотность; p – давление; $\vec{f}_{\text{тр}}$ – сила трения; $\vec{i}_z$ – единичный вектор, направленный по вертикальной оси z.

На свободной поверхности ($z = H$, H – отметка свободной поверхности) ставятся граничные условия (3), (4)

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V_x \frac{\partial H}{\partial x} + V_y \frac{\partial H}{\partial y} - V_z = 0, \quad \text{при} \quad z = H \ , \qquad (3)$$

$$p = p_a = \mathrm{const}, \quad \text{при} \quad z = H \ . \qquad (4)$$

На дне ($z = z_b$, z_b – отметка дна) ставится граничное условие непротекания

$$V_x \frac{\partial z_b}{\partial x} + V_y \frac{\partial z_b}{\partial y} - V_z = 0, \quad \text{при} \quad z = z_b \, . \qquad (5)$$

[1] Доктор физ.-матем. наук, проф., главный научн. сотр.
Тел.: (812) 535-88-71. E-mail: klimprok@hydro.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Проинтегрируем по координате z (от $z = z_b$ до $z = H$) проекцию векторного уравнения (2) на ось z. Тогда с учетом граничных условий (3) – (5) имеем ($h = H - z_b$, $p_b = p(z_b)$)

$$\frac{\partial h\overline{V_z}}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V_xV_z}}{\partial x}\ +\ \frac{\partial h\overline{V_yV_z}}{\partial y}=-gh-\frac{1}{\rho}(p_a-p_b)+h\overline{f}_{\text{тр.}z}. \qquad (6)$$

Здесь черта сверху означает осреднение по вертикальной координате

$$\overline{V_i}=\frac{1}{h}\int_{z_b}^{H}V_i dz\,.$$

В дальнейшем будем предполагать, что глубина потока h является малой величиной, а распределения параметров потока по глубине являются достаточно гладкими функциями z. Тогда с точностью до слагаемых второго порядка малости $O(h^2)$ следует

$$\overline{V_iV_j}=\overline{V_i}\ \ \overline{V_j}\,.$$

Определим с помощью (6) давление на поверхность дна с точностью до слагаемых порядка $O(h^2)$, при этом используем связь между проекциями скорости $\overline{V_x},\overline{V_y},\overline{V_z}$ с точностью до слагаемых порядка $O(h)$

$$\overline{V_x}\frac{\partial z_b}{\partial x}\ +\ \overline{V_y}\frac{\partial z_b}{\partial y}=\overline{V_z}\,. \qquad (7)$$

Тогда имеем:

$$\begin{aligned}&\frac{p_b}{\rho}-\frac{p_a}{\rho}=gh+\frac{\partial z_b}{\partial x}I_x+\frac{\partial z_b}{\partial y}I_y+\\&+h(\overline{V}_x^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2}+2\overline{V}_x\overline{V}_y\frac{\partial^2 z_b}{\partial x\partial y}+\overline{V}_y^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2})-h\overline{f}_{\text{тр.}z},\\&I_i=\frac{\partial h\overline{V}_i}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x\overline{V}_i}{\partial x}\ +\ \frac{\partial h\overline{V}_y\overline{V}_i}{\partial y},\quad i=x,y\,.\end{aligned} \qquad (8)$$

Проинтегрируем по координате z (от $z=z_b$ до $z=H$) проекции векторного уравнения (2) на оси x,y. В результате с учетом граничных условий (3) – (5) получим:

$$\frac{\partial h\overline{V_x}}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x\overline{V}_x}{\partial x}\ +\ \frac{\partial h\overline{V}_y\overline{V}_x}{\partial y}=-\frac{1}{\rho}\int_{z_b}^{H}\frac{\partial p}{\partial x}dz\ +h\overline{f}_{\text{тр.}x}; \qquad (9)$$

$$\frac{\partial h\overline{V_y}}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x\overline{V}_y}{\partial x}\ +\ \frac{\partial h\overline{V}_y\overline{V}_y}{\partial y}=-\frac{1}{\rho}\int_{z_b}^{H}\frac{\partial p}{\partial y}dz\ +h\overline{f}_{\text{тр.}y}\,. \qquad (10)$$

Интегральные слагаемые, стоящие в правой части (9), (10), преобразуем следующим образом

$$\int_{z_b}^{H} \frac{\partial p}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{H} p dz - \frac{\partial H}{\partial x} p_a + \frac{\partial z_b}{\partial x} p_b . \qquad (11)$$

С точностью до слагаемых порядка O(h^2) имеем:

$$\frac{1}{h} \int_{z_b}^{H} p dz = \frac{p_a + p_b}{2}.$$

Учитывая последнее соотношение, преобразуем соотношение (11) к виду

$$\frac{1}{\rho} \int_{z_b}^{H} \frac{\partial p}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{h}{2} \left(\frac{p_b}{\rho} - \frac{p_a}{\rho} \right) \right] + \frac{\partial z_b}{\partial x} \left(\frac{p_b}{\rho} - \frac{p_a}{\rho} \right). \qquad (12)$$

Подставляя (12), (8) в (9), окончательно получаем с точностью до слагаемых порядка O(h^2)

$$\begin{aligned} I_x = & - gh \frac{\partial H}{\partial x} - \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} \right)^2 I_x - \frac{\partial z_b}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial y} I_y + \\ & + \frac{\partial z_b}{\partial x} h \left(\overline{V}_x^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} + 2 \overline{V}_x \overline{V}_y \frac{\partial^2 z_b}{\partial x \partial y} + \overline{V}_y^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2} \right) - \\ & - \frac{\partial z_b}{\partial x} h \overline{f}_{\text{тр}.z} + h \overline{f}_{\text{тр}.x}. \end{aligned} \qquad (13)$$

Аналогично уравнение (10) с точностью до слагаемых порядка O(h^2) приводится к виду

$$\begin{aligned} I_y = & - gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\partial z_b}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial y} I_x - \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} \right)^2 I_y + \\ & + \frac{\partial z_b}{\partial y} h \left(\overline{V}_x^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} + 2 \overline{V}_x \overline{V}_y \frac{\partial^2 z_b}{\partial x \partial y} + \overline{V}_y^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2} \right) - \\ & - \frac{\partial z_b}{\partial y} h \overline{f}_{\text{тр}.z} + h \overline{f}_{\text{тр}.y}. \end{aligned} \qquad (14)$$

В дальнейшем будем предполагать, что сила трения $\overrightarrow{\overline{f}}_{\text{тр}}$ определяется с помощью формулы Шези:

$$\overrightarrow{\overline{f}}_{\text{тр}} = -g \frac{\left| \overrightarrow{V} \right| \overrightarrow{V}}{C^2 h_n}, \qquad h_n = \frac{h}{N}, \qquad N = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial y} \right)^2}. \qquad (15)$$

Здесь h_n – нормальная к поверхности дна глубина потока; C – коэффициент Шези, который, например, может быть определен на основании формулы Маннинга $C = \frac{1}{n} h_n^{1/6}$.

Разрешая уравнения (13), (14) относительно I_x, I_y и учитывая (15), (7), окончательно имеем:

$$\frac{\partial h\overline{V}_x}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x\overline{V}_x}{\partial x}+\frac{\partial h\overline{V}_y\overline{V}_x}{\partial y}=-\frac{gh}{N^2}\frac{\partial H}{\partial x}-$$
$$-\frac{h}{N^2}\frac{\partial z_b}{\partial x}\left(\overline{V}_x^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2}+2\overline{V}_x\overline{V}_y\frac{\partial^2 z_b}{\partial x\partial y}+\overline{V}_y^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2}\right)+h\overline{f}_{\text{тр.}x}, \tag{16}$$

$$\frac{\partial h\overline{V}_y}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x\overline{V}_y}{\partial x}+\frac{\partial h\overline{V}_y\overline{V}_y}{\partial y}=-\frac{gh}{N^2}\frac{\partial H}{\partial y}-$$
$$-\frac{h}{N^2}\frac{\partial z_b}{\partial y}\left(\overline{V}_x^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2}+2\overline{V}_x\overline{V}_y\frac{\partial^2 z_b}{\partial x\partial y}+\overline{V}_y^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2}\right)+h\overline{f}_{\text{тр.}y}. \tag{17}$$

Осредненное по вертикальной координате z с учетом (3), (5) уравнение (1) имеет вид

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x}{\partial x}+\frac{\partial h\overline{V}_y}{\partial y}=0. \tag{18}$$

Система уравнений (16) – (18) описывает осредненное по вертикальной координате течение жидкости и учитывает при этом наличие центробежных сил, обусловленных кривизной поверхности дна.

Давление на поверхность дна определяется на основе (8), (7), (16), (17) с точностью до слагаемых порядка $O(h^2)$

$$\frac{p_b}{\rho}-\frac{p_a}{\rho}=\frac{gh}{N^2}+\frac{h}{N^2}\left(\overline{V}_x^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2}+2\overline{V}_x\overline{V}_y\frac{\partial^2 z_b}{\partial x\partial y}+\overline{V}_y^2\frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2}\right). \tag{19}$$

Отметим, что в силу принятых допущений давление в потоке принимает свое экстремальное значение на поверхности дна. В частности, при снижении давления на поверхности дна ниже некоторого критического значения $p_{\text{кр}}$ поток может оторваться от дна и дальше двигаться в виде летящей струи.

Выведем уравнения для осредненных по вертикальной координате параметров летящей струи. Будем предполагать, что над летящей струей давление постоянно ($z=H_u^s$ – верхняя отметка струи)

$$p=p_a=\text{const},\quad \text{при}\quad z=H_u^s \tag{20}$$

и под струей давление постоянно ($z=H_d^s$ – нижняя отметка струи)

$$p=p_0=\text{const},\quad \text{при}\quad z=H_d^s\ . \tag{21}$$

В частном случае, когда пространство под летящей струей сообщается с атмосферой, $p_0=p_a$.

Производя осреднение уравнений (1) – (2) по вертикальной координате для летящей струи аналогично предыдущему с учетом соответствующих граничных условий при $z=H_u^s$ и $z=H_d^s$ (см. (3), (20), (21)) получаем с точностью до слагаемых порядка $O((h^s)^2)$ (верхний индекс s относится к параметрам струи):

$$\frac{\partial h^s}{\partial t}+\frac{\partial h\overline{V}_x^s}{\partial x}+\frac{\partial h\overline{V}_y^s}{\partial y}=0, \qquad (22)$$

$$\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s}{\partial t}+\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s\overline{V}_x^s}{\partial x}+\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s\overline{V}_x^s}{\partial y}=-\frac{\partial z^s}{\partial x}\frac{p_a-p_0}{\rho}+h^s\,\overline{f}_{\text{тр.}x}^s, \qquad (23)$$

$$\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s}{\partial t}+\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s\overline{V}_y^s}{\partial x}+\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s\overline{V}_y^s}{\partial y}=-\frac{\partial z^s}{\partial y}\frac{p_a-p_0}{\rho}+h^s\,\overline{f}_{\text{тр.}y}^s, \qquad (24)$$

$$\frac{\partial h^s\overline{V}_z^s}{\partial t}+\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s\overline{V}_z^s}{\partial x}+\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s\overline{V}_z^s}{\partial y}=-gh^s-\frac{p_a-p_0}{\rho}+h^s\,\overline{f}_{\text{тр.}z}^s. \qquad (25)$$

Здесь $z^s=\left(H_u^s+H_d^s\right)/2;\ h^s=H_u^s-H_d^s$. Для описания струи необходимо также иметь уравнение для определения z^s. Соответствующее уравнение для вертикальной координаты середины летящей струи z^s с точностью до слагаемых порядка $\mathrm{O}((h^s)^2)$ получается из рассмотрения кинематических граничных условий при $z=H_u^s$ и $z=H_d^s$ (см. (3)) и имеет вид (с учетом (22))

$$\frac{\partial h^s z^s}{\partial t}+\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s z^s}{\partial x}+\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s z^s}{\partial y}-h^s\overline{V}_z^s=0. \qquad (26)$$

Уравнения (22) – (26) полностью определяют осредненные по вертикальной координате параметры летящей струи. На границе отрыва струи ($p \le p_{\text{кр}}$) для системы уравнений (22) – (26) ставятся естественные граничные условия, выражающие непрерывность параметров потока.

Необходимо учесть, что в месте попадания струи в основной поток, двигающийся по жесткому дну кинематическое условие (см. (3)) для нижней границы струи и для верхней границы основного потока уже не имеет места. В этом случае при осреднении уравнений (1) – (2) надо учитывать условия сопряжения параметров струи и основного потока, то есть условия сохранения массы и проекций импульса. При этом необходимо также в области попадания струи в основной поток поставить дополнительное граничное условие

$$H=H_d^s=z^s-\frac{1}{2}h^s. \qquad (27)$$

Применяя процедуру осреднения уравнений по вертикальной координате для струи и основного потока аналогично предыдущему, получаем в случае попадания струи в основной поток в предположении $p_0 = p_a$:

$$\frac{\partial h^s}{\partial t}+\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s}{\partial x}+\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s}{\partial y}=-J, \qquad (28)$$

$$\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s}{\partial t}+\frac{\partial h^s\overline{V}_x^s\overline{V}_x^s}{\partial x}+\frac{\partial h^s\overline{V}_y^s\overline{V}_x^s}{\partial y}=-J\overline{V}_x^s+h^s\,\overline{f}_{\text{тр.}x}^s, \qquad (29)$$

$$\frac{\partial h^s \overline{V}_y^s}{\partial t} + \frac{\partial h^s \overline{V}_x^s \overline{V}_y^s}{\partial x} + \frac{\partial h^s \overline{V}_y^s \overline{V}_y^s}{\partial y} = -J\overline{V}_y^s + h^s \overline{f}_{\text{тр.}y}^s, \qquad (30)$$

$$\frac{\partial h^s \overline{V}_z^s}{\partial t} + \frac{\partial h^s \overline{V}_x^s \overline{V}_z^s}{\partial x} + \frac{\partial h^s \overline{V}_y^s \overline{V}_z^s}{\partial y} = -gh^s - J\overline{V}_z^s + h^s \overline{f}_{\text{тр.}z}^s, \qquad (31)$$

$$\frac{\partial h^s z^s}{\partial t} + \frac{\partial h^s \overline{V}_x^s z^s}{\partial x} + \frac{\partial h^s \overline{V}_y^s z^s}{\partial y} - h^s \overline{V}_z^s = -J(z^s - \frac{1}{2}h^s), \qquad (32)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h\overline{V}_x}{\partial x} + \frac{\partial h\overline{V}_y}{\partial y} = J, \qquad (33)$$

$$\frac{\partial h\overline{V}_x}{\partial t} + \frac{\partial h\overline{V}_x \overline{V}_x}{\partial x} + \frac{\partial h\overline{V}_y \overline{V}_x}{\partial y} = -\frac{gh}{N^2}\frac{\partial H}{\partial x} -$$
$$-\frac{h}{N^2}\frac{\partial z_b}{\partial x}\left(\overline{V}_x^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} + 2\overline{V}_x \overline{V}_y \frac{\partial^2 z_b}{\partial x \partial y} + \overline{V}_y^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2}\right) +$$
$$+h\overline{f}_{\text{тр}x} + \frac{\partial z_b}{\partial x}\frac{J\overline{V}_z^s}{N^2} + \left[1 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial y}\right)^2\right]\frac{1}{N^2}\left[J\overline{V}_x^s + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{h}{2}J\overline{V}_z^s\right)\right] - \frac{\partial z_b}{\partial x}\frac{\partial z_b}{\partial y}\frac{J\overline{V}_y^s}{N^2}, \qquad (34)$$

$$\frac{\partial h\overline{V}_y}{\partial t} + \frac{\partial h\overline{V}_x \overline{V}_y}{\partial x} + \frac{\partial h\overline{V}_y \overline{V}_y}{\partial y} = -\frac{gh}{N^2}\frac{\partial H}{\partial y} -$$
$$-\frac{h}{N^2}\frac{\partial z_b}{\partial y}\left(\overline{V}_x^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} + 2\overline{V}_x \overline{V}_y \frac{\partial^2 z_b}{\partial x \partial y} + \overline{V}_y^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2}\right) +$$
$$+h\overline{f}_{\text{тр.}y} + \frac{\partial z_b}{\partial y}\frac{J\overline{V}_z^s}{N^2} + \left[1 + \left(\frac{\partial z_b}{\partial x}\right)^2\right]\frac{1}{N^2}\left[J\overline{V}_y^s + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{h}{2}J\overline{V}_z^s\right)\right] - \frac{\partial z_b}{\partial x}\frac{\partial z_b}{\partial y}\frac{J\overline{V}_x^s}{N^2}. \qquad (35)$$

Давление на поверхность дна в рассматриваемом случае определяется соотношением

$$\frac{p_b}{\rho} - \frac{p_a}{\rho} = \frac{gh}{N^2} + \frac{h}{N^2}\left(\overline{V}_x^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial x^2} + 2\overline{V}_x \overline{V}_y \frac{\partial^2 z_b}{\partial x \partial y} + \overline{V}_y^2 \frac{\partial^2 z_b}{\partial y^2}\right) -$$
$$-\frac{J\overline{V}_z^s}{N^2} + \frac{\partial z_b}{\partial x}\frac{J\overline{V}_x^s}{N^2} + \frac{\partial z_b}{\partial y}\frac{J\overline{V}_y^s}{N^2}. \qquad (36)$$

Уравнения (28) – (32) определяют параметры струи в зоне ее сопряжения с основным потоком, уравнения (33) – (35) – параметры основного потока в указанной зоне. Интенсивность источника массы передаваемой от струи к основному потоку (J) определяется на основе соотношения (27).

Отметим, что в данной работе вопросы, связанные с аэрацией потоков, не рассматриваются.

2. Численное решение. Алгоритм численного решения уравнений (22) – (25) (см. также (28) – (32)) и уравнений (16) – (18) (см. также (33) – (35)) строился на основе метода контрольного объема с помощью явной схемы Roe 2-го порядка точности и MUSCL реконструкции параметров потока на гранях контрольного объема [1 –3]. Для уравнений (22) – (25) такая численная схема по существу аналогична противопоточной схеме 2-го порядка точности. Для уравнений (16) – (18) учет слагаемого, связанного с гидростатическим давлением, производился на основе введения в численную схему дополнительного неизвестного параметра (наряду с глубиной потока h) – отметки свободной поверхности H [4, 5]. Подробно такой подход для произвольной криволинейной сетки узлов рассмотрен в [5]. Отметим, что для получения более крутого фронта струи при ее распространении в воздухе дополнительно применялся метод Лагранжа. А именно, при распространении струи в пустую расчетную ячейку вводились маркеры, которые позволяли проследить движение фронта струи через данную ячейку, и переход струи в соседнюю пустую ячейку позволялся только при достижении какого-либо маркера соответствующей грани.

Интенсивность источника массы J определялась на основе соотношения (27) следующим образом. Так на каждом шаге по времени $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ делалось предварительное вычисление параметров потока и струи при отсутствии источника $J((H)_{J=0}^{n+1}$, $(h^s)_{J=0}^{n+1}$, $(z^s)_{J=0}^{n+1}$). Если при этом оказывалось что $(H)_{J=0}^{n+1} > (H_d^s)_{J=0}^{n+1} = (z^s)_{J=0}^{n+1} - \frac{1}{2}(h^s)_{J=0}^{n+1}$, то источник J определялся на основе уравнений:

$$(H)^{n+1} = (H)_{J=0}^{n+1} + Jdt,$$

$$(h^s)^{n+1} = (h^s)_{J=0}^{n+1} - Jdt,$$

$$(h^s z^s)^{n+1} = (h^s z^s)_{J=0}^{n+1} - J(z^s - \frac{1}{2}h^s)^n dt,$$

$$(H)^{n+1} = (z^s)^{n+1} - \frac{1}{2}(h^s)^{n+1}$$

и имел вид

$$Jdt = (H)_{J=0}^{n+1} - (H_d^s)^n - \sqrt{\left[(H)_{J=0}^{n+1} - (H_d^s)^n\right]^2 + 2(h^s)_{J=0}^{n+1}\left[(H)_{J=0}^{n+1} - (z^s - \frac{1}{2}h^s)_{J=0}^{n+1}\right]}.$$

3. Примеры расчетов. Рассматривался пример расчета течений одного пролета водосливной плотины с цилиндрическим трамплином (радиус трамплина 18 м). Ширина пролета составляла 10 м. Глубина воды в нижнем бьефе за плотиной задавалась равной 15 м, дно в нижнем бьефе

принималось плоским (z_b= const). Глубина воды в начале оголовка водослива (на левой границе расчетной области) задавалась в расчетах равной 9,9 м, на правой границе – граничное условие h = 15 м. Длина расчетной области составляла 500 м. Расчеты выполнялись для двух значений ширины нижнего бьефа – 10 м (одномерная постановка) и 50 м (двумерное течение в нижнем бьефе). Коэффициент шероховатости на водосливной грани принимался n = 0,012, в нижнем бьефе – n = 0,04. Полагалось также, что пространство под летящей струей сообщается с атмосферой $p_0 = p_a$. Условие на возможность отрыва потока и образования летящей струи задавалось в виде $p > p_{кр}$= 0. Расчеты проводились на сетке 6×501 (при ширине нижнего бьефа 10 м) и 26×501 (при ширине нижнего бьефа 50 м).

В качестве начальных условий принималось, что в нижнем бьефе глубина воды постоянна и скорость равна нулю, на водосливной грани в начальный момент времени задавались параметры потока, соответствующие стационарному течению при заданной отметке воды в начале оголовка (на левой границе), предполагалось также, что в начальный момент времени летящая струя отсутствует.

На рис. 1 – 2 показаны результаты расчетов параметров потока на водосливной грани.

На рис. 3 – 8 – результаты расчетов параметров летящей струи и ее взаимодействия с потоком в нижнем бьефе в отдельные (произвольные) моменты времени t^*, отсчитываемые от начала попадания летящей струи в воду.

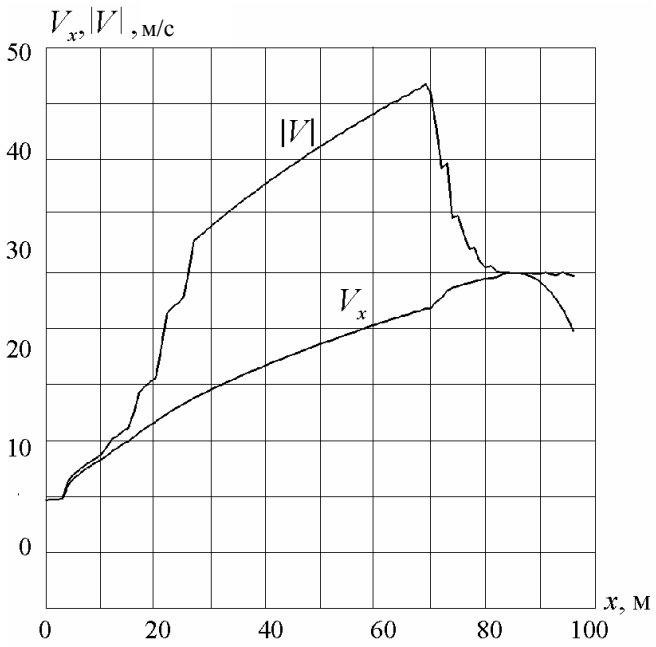


Рис. 1. Распределение скорости потока на водосливной грани
(V_x – горизонтальная проекция скорости;
$|V|$ – модуль вектора скорости)

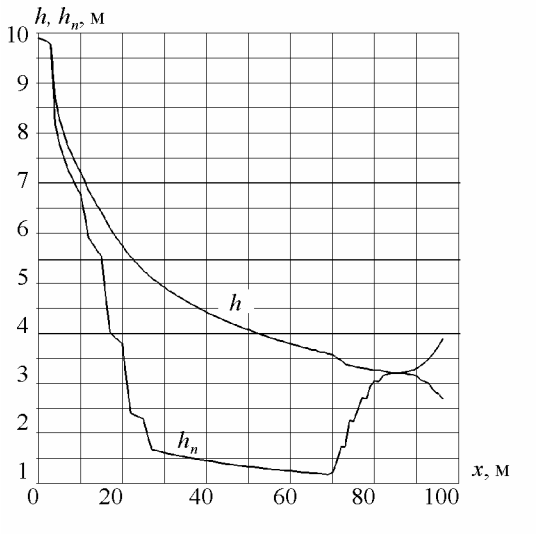


Рис. 2. Распределение глубины потока
на водосливной грани

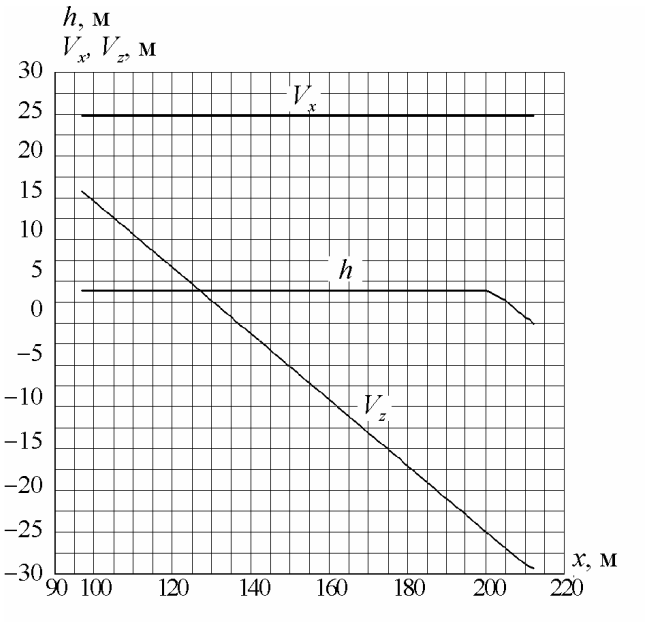


Рис. 3. Распределение параметров летящей
(отброшенной) струи
(t^* = 6 с, ширина нижнего бьефа 10 м)

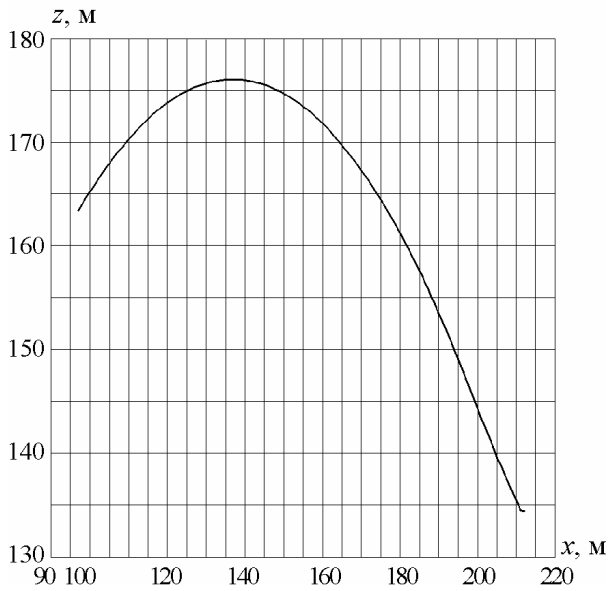


Рис. 4. Распределение вертикальной координаты
середины летящей струи
(t^*=6 с, ширина нижнего бьефа 10 м)

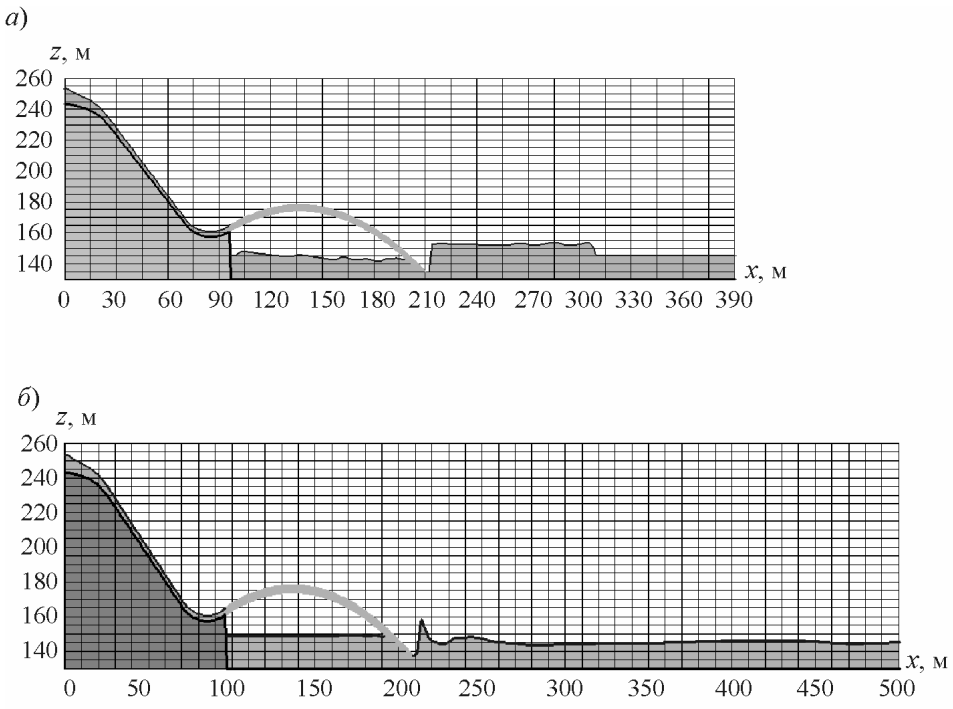


Рис. 5. Распределение отметок свободной поверхности воды в среднем сечении:
а – t^*= 6 с, ширина нижнего бьефа 10 м;
б – t^*= 90 с, ширина нижнего бьефа 50 м

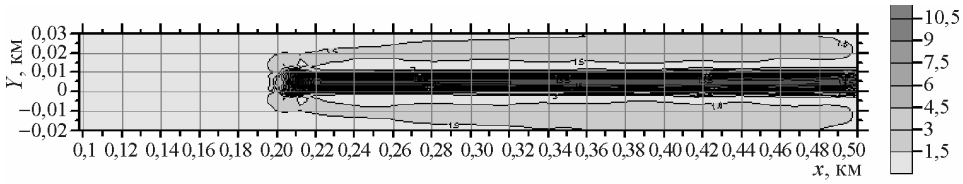


Рис. 6. Распределение средних по глубине скоростей в нижнем бьефе водосливной плотины (t^*=19 мин, ширина нижнего бьефа 50 м)

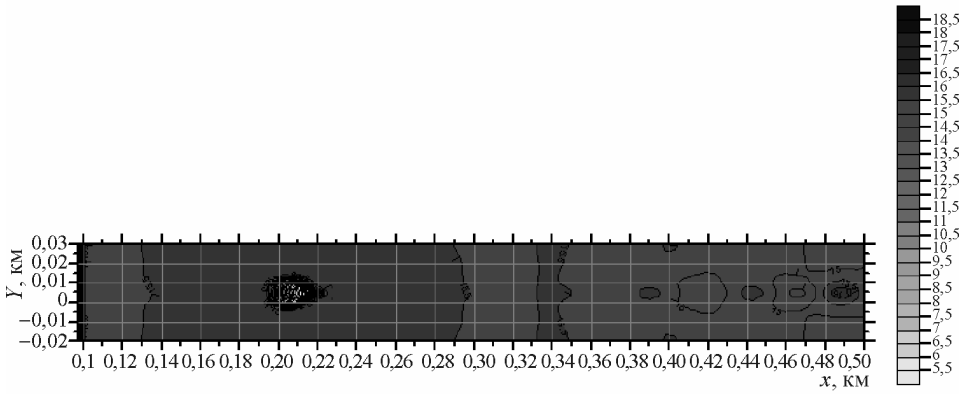


Рис. 7. Распределение глубин в нижнем бьефе водосливной плотины (t^*=19 мин, ширина нижнего бьефа 50 м)

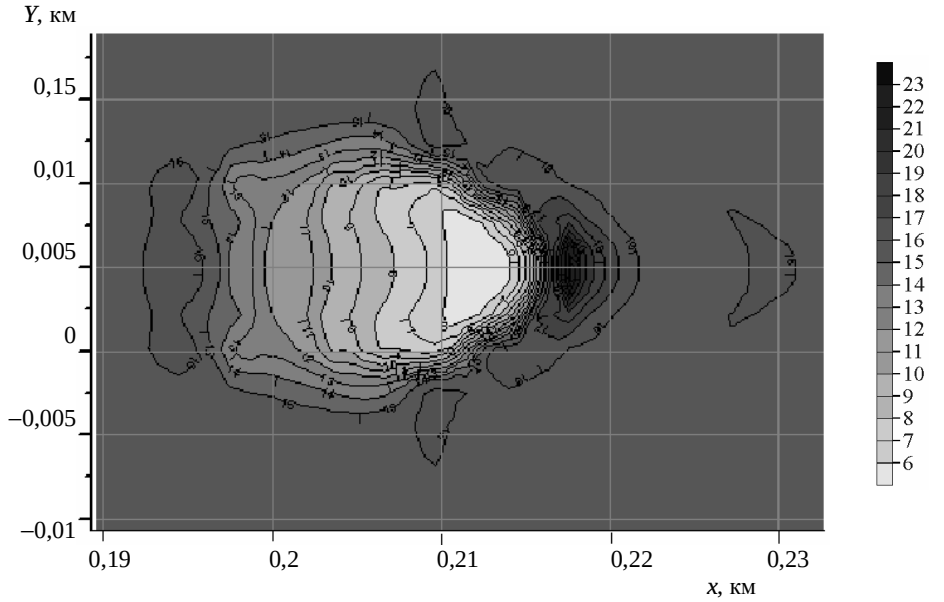


Рис. 8. Распределение глубин в нижнем бьефе водосливной плотины (фрагмент, t^*=19 мин, ширина нижнего бьефа 50 м)

Как видно из представленных результатов параметры струи, полученные расчетным путем, достаточно хорошо согласуются с рекомендациями [6]. Движение отброшенной струи в рассмотренном примере расчета осуществляется по параболе, при этом при стационарных граничных условиях горизонтальная скорость и толщина струи постоянны, а вертикальная

скорость уменьшается по линейному закону. В зоне сопряжения отброшенной струи с основным потоком нижнего бьефа (на рис. 3 при $x > 200$ м) толщина струи уменьшается. В пределах цилиндрического трамплина водосливной грани нормальная к поверхности грани глубина h_n возрастает до своего максимального значения (примерно в точке пересечения биссектрисы угла поворота дна и поверхности грани) и затем убывает. Такой характер изменения нормальной к грани глубины потока также хорошо соответствует рекомендациям [6].

Выводы

1. Разработана математическая модель осредненного по глубине движения жидкости (модифицированная модель мелкой воды), позволяющая описывать течения по твердой поверхности с большим уклоном и кривизной, а также учитывающая возможность отрыва потока и возникновения летящих струй. Применимость модели ограничена течениями с небольшой глубиной (глубина потока должна быть значительно меньше характерных линейных размеров обтекаемых тел или областей течения). Аэрация потоков в разработанной модели не учитывалась.

2. Разработан алгоритм численного решения уравнений модифицированной модели мелкой воды на основе метода контрольного объема и явной схемы Roe 2-го порядка точности с MUSCL реконструкцией параметров потока на гранях контрольного объема.

3. Рассмотрен пример расчета течения на водосбросе с цилиндрическим трамплином, обеспечивающим сопряжение бьефов по типу отброшенной струи. Показано, что полученные численные результаты хорошо согласуются с имеющимися в литературе рекомендациями по характеристикам течения и параметрам отброшенной (летящей) струи.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Sanders B.F. High-resolution and non-oscillatory solution of the St. Venant equations in non-rectangular and non-prismatic channels. Journal of Hydraulic Research. 2001.. Vol. 39. № 3, P. 321-330.

2. Chen Z., Wang G., Wang Z. Numerical solution of the two-dimensional unsteady depth-averaged flow and solute transport. Proc. XXIX IAHR Congr., Beijing. 2001. Theme D, P. 725-733.

3. Hsu C.A. SEC-HY21: a numerical model for two-dimensional open channel flows. Proc. XXIX IAHR Congr., Beijing. 2001. Theme D, P. 821-827.

4. Куликовский А.Г., Погорелов Н.В., Семенов А.Ю. Математические вопросы численного решения гиперболических систем уравнений. М: Наука**.** 2001.

5. Klimovich V.I. Numerical modeling of flows in water basins and channels on the basis of 2D shallow water model. XXX IAHR Congr., Thessaloniki. 2003. Theme D, P. 631-638.

6. **Гидравлические** расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. М.: Энергоатомиздат. 1988.

УДК 624.139.34:626/627

ВОДОСБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ ГИДРОУЗЛОВ, РАСПОЛОЖЕННЫХ В СУРОВЫХ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

В.Б. Судаков [1], А.Г. Василевский[2]

Водосбросные плотины гидроузлов, в отличие от бетонных плотин других типов (глухих, станционных и пр.), подвергаются не только силовым и температурным воздействиям, но и, время от времени, воздействию потоков сбрасываемой воды, несущих наносы, плавающие тела, или движущихся с большими скоростями, порождающими кавитацию и пульсацию давления на лицевых поверхностях водосбросов. Это неизбежно приводит к тому, что водосбросные плотины в процессе эксплуатации гидроузлов повреждаются значительно чаще, чем другие гидротехнические сооружения. При этом некоторые из таких повреждений приводят к выходу водосбросов из строя. Многочисленные случаи повреждений и разрушения водосбросных плотин широко известны и описаны в технической литературе [1 – 11].

В особо неблагоприятных условиях, естественно, эксплуатируются водосбросные плотины гидроузлов, расположенных в районах с суровым и особо суровым климатом, так как совместное воздействие глубокого промораживания и потоков воды гораздо опаснее для бетонных и железобетонных конструкций, чем каждого из этих факторов в отдельности.

Наглядным примером в этом отношении может служить водосбросная плотина Зейской ГЭС, возведенная в 1964 – 1984 гг. по проекту Ленгидропроекта на притоке Амура – р. Зея, в районе, где среднемноголетняя температура воздуха составляет минус 4,2°С, а максимальная годовая амплитуда температур воздуха достигает 95°С.

В состав гидротехнических сооружений Зейской ГЭС входят: бетонная массивно-контрфорсная плотина максимальной высотой 115 м, состоящая из станционной части с приплотинным зданием ГЭС, водосбросной части, правобережной и левобережной глухих частей и, кроме того, сопрягающие сооружения в виде бетонных ныряющих стенок. Общая протяженность напорного фронта – 714,2 м. Отметка гребня плотины – 323,0 м. Все гидротехнические сооружения расположены на скальном основании, представленном крепкими и слабопроницаемыми диоритами. Класс сооружений – первый.

Установленная мощность гидроэлектростанции – 1330 МВт. Первый агрегат введен в действие в 1975 г., последний – в 1980 г.

[1] Доктор. техн. наук, главный научн. сотр.
Тел.: (812) 535-51-19. E-mail: sudakov@buch.vniig.ru
[2] Канд. техн. наук, директор Экспертного центра
Тел.: (812) 535-32-79. E-mail: anton@buch.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Плотина Зейского гидроузла создала большое водохранилище многолетнего регулирования, полный объем которого составляет 68,42 км^3, а полезный объем – 32,26 км^3 при среднемноголетнем стоке 24,69 км^{3*}.

Отметки нормального подпорного уровня воды в водохранилище (НПУ) – 315 м, форсированного подпорного уровня (ФПУ) – 322,1 м, уровня мертвого объема (УМО) – 299,0 м.

Водосбросная плотина

Отметка порога водосбросной плотины – 309,0 м. Суммарный расчетный расход воды через плотину: при НПУ – 2640 м^3/с; при ФПУ – 9500 м^3/с.

При длине 180 м водосбросная плотина имеет 8 поверхностных водосливов практического профиля. Водосливные отверстия оборудованы рабочими затворами типа 270РФ массой 49,8 т, пролетом 12,0 м и высотой 9,5 м. Тип уплотнения: бульбовое в закладных частях затворов, ножевое по порогам затворов. Водосливные отверстия имеют также дополнительные пазы для аварийно-ремонтных затворов. Оголовок плотины очерчен по кривой Кригера-Офицерова. Сопряжение сбрасываемого потока с нижним бьефом выполнено по типу отброшенной струи с помощью короткого высокого носка (рис.1). Для рассредоточения энергии отброшенной струи носки-трамплины смежных секций выполнены с различным углом схода струи в 15° и 35°. В нижнем бьефе в районе падения сбрасываемого потока только на длине 56,5 м от водосбросной плотины имеется крепление из монолитных бетонных плит толщиной 1,5 м. Плиты прикреплены к скале основания пучковыми анкерами.

Технология возведения водосбросной плотины Зейской ГЭС и подробное описание того, как велись бетонные работы, приведено в ряде технических изданий [4, 12, 13, 15]. Нужно особо отметить тщательное выполнение всех технологических операций, входящих в комплекс бетонных работ. В частности, при бетонировании водосливной грани использовалась специально сконструированная для этой цели опалубка, для повышения плотности бетона у поверхностей, соприкасающихся с потоками воды, использовались адсорбирующие прокладки, для предотвращения температурного трещинообразования было применено трубное охлаждение уложенного бетона, бетонирование водосбросной плотины велось только в теплое время года и т.д.

Вместе с тем, необходимо указать на некоторые технологические решения, принятые Ленгидропроектом и осуществленные Зеягэсстроем вопреки рекомендациям, разработанным ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева [14]. Так, по предложению ЛИИЖТ и НИИЖБ для приготовления кавитационно-стойкого бетона вместо щебня использовался гравий местных карьеров с довольно пестрым минералогическим составом частиц, а вместо пластифицирующей добавки использовалась газообразующая добавка ГКЖ-94 [4, 12, 15].

---

* Максимальный наблюденный расход воды в р. Зея (до постройки Зейской ГЭС) достигал 13900 м^3/с (25.07.1928 г.).

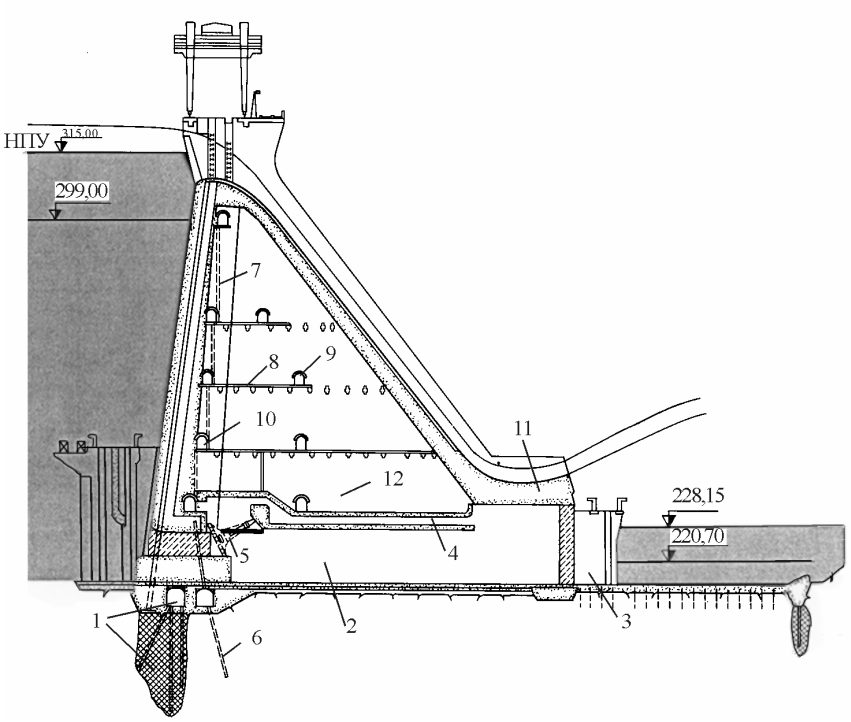


Рис.1. Водосбросная плотина Зейской ГЭС:
1 – цементационная галерея и цементационная завеса в основании; *2* – временные строительные отверстия первой и второй очереди; *3* – бычки строительного периода; *4* – воздухоподводящая галерея; *5* – сегментный затвор; *6* – дренаж основания; *7* – дренаж тела плотины; *8* – плиты перекрытия полостей; *9* – смотровые галереи; *10* – дренажные галереи; *11* – плита водослива; *12* – межконтрфорсные полости

После завершения строительства водосбросной плотины в 1985 г. были проведены испытания ее пропускной способности. Кратковременным испытаниям подверглись водосливные пролеты № 7 и 8, в результате которых на лицевых поверхностях этих пролетов, в концевой их части, возникли небольшие локальные поверхностные повреждения. Наибольшие повреждения имели место за нишами спускных труб носков-трамплинов, где глубина разрушений достигла 25 см на площади около 1,5 м^2. Здесь кавитация была спровоцирована неудачной конструкцией оголовков спускных труб. Все места повреждений были отремонтированы.

Кратковременные сбросы воды для удаления плавающего мусора из водохранилища через крайние водосливные пролеты были проведены в 1990 г. Они не нанесли ущерба плотине.

Затем, вплоть до 2006 г., сбросов воды через водосбросную плотину не было. Уровни воды в водохранилище в 1985 – 2005 гг. находились в пределах 308,9 – 312,0 м.

Паводки 2006 – 2007гг. В 2006 – 2007 гг. Зейская ГЭС, благодаря созданному ее плотиной огромному водохранилищу многолетнего регулирования, за счет трансформации (аккумуляции) части экстремального паводка на р. Зея с приточными расходами воды в водохранилище до 15200 м^3/с, предотвратила возможность затопления городов Зея, Свободный, Благовещенск и др., которое привело бы к колоссальным убыткам.

Вместе с тем, планомерное регулирование сбросных расходов Зейской ГЭС с ограничением их величиной 3500 – 4850 м^3/с привело к дли-

тельному воздействию потоков воды на конструкции всех 8-ми пролетов водосливной плотины, что обусловило появление на водосливной поверхности и раздельных стенках целого ряда локальных повреждений.

После паводка 2006 г. число мест повреждений бетона на каждом из 8-ми пролетов плотины составило от 30 до 58, суммарная площадь 24 – 92,5 м^2, а глубина – от 2 до 50 см. Характерная картина размещения повреждений водосбросной плотины после сброса вод осеннего паводка 2006 г. показана схематически на рис.2*, где представлена поверхность водосливной грани и раздельных стенок пролета № 1, проработавшего всего 131 час. Как видно, основные повреждения приурочены к межблочным швам. Время работы пролетов №№ 2 – 7 во время паводка. 2006 г. составило от 466 до 1174 ч. По восьмому пролету паводковые воды не сбрасывались.

Места повреждений в оперативном порядке были отремонтированы до конца мая 2007 г.

Однако, в 2007 г. прошел еще больший паводок, причем приточные расходы воды начали превышать сбросные уже с конца апреля при уменьшенном потенциальном аккумулирующем объеме водохранилища (из-за заполнения его паводковыми водами 2006 г.) практически на 5 км^3. К 19 июля 2007 г. приточный расход воды в водохранилище достиг максимальной величины – 15 200 м^3/с, а максимальный уровень воды в водохранилище был достигнут 24 июля и составил 318,66 м [16]. Затем приточные расходы воды стали уменьшаться и к концу октября сбросы воды были прекращены.

После паводка 2007 г. число повреждений на каждом из 8-ми пролетов возросло, а отремонтированные в оперативном порядке места повреждений после паводка 2006 г. были частично или полностью разрушены. При этом размеры вновь образовавшихся повреждений, как правило, увеличились и на пролетах №№ 3 – 8, достигли нескольких метров в длину. Значительная часть новых повреждений оказалась также приуроченной к поперечным швам бетонирования.

Всего через водосбросную плотину Зейской ГЭС в 2006 – 2007 гг. было сброшено около 20 км^3 паводковых вод.

Причины возникших повреждений

Как известно, водосбросная плотина Зейской ГЭС, также как и другие водосбросные плотины, построенные примерно в это же время (например, Красноярской ГЭС), не имеет аэраторов и, соответственно, не защищена от кавитационной эрозии вовлеченным в поток воды воздухом. Можно предполагать, что если бы эти плотины были оснащены эффективными аэраторами, это позволило бы сократить число и размеры возникших на них кавитационных повреждений.

Вместе с тем очевидно, что многочисленные и своеобразные повреждения водосбросной плотины Зейской ГЭС после пропуска всего двух больших паводков и, наоборот, единичные небольшие повреждения водосбросной плотины Красноярской ГЭС после пропуска 10 паводков (при

* Обследование поверхностей водосбросной плотины сразу после паводков 2006–2007 гг. организовано Дирекцией Зейской ГЭС и проведено с привлечением бригады альпинистов.

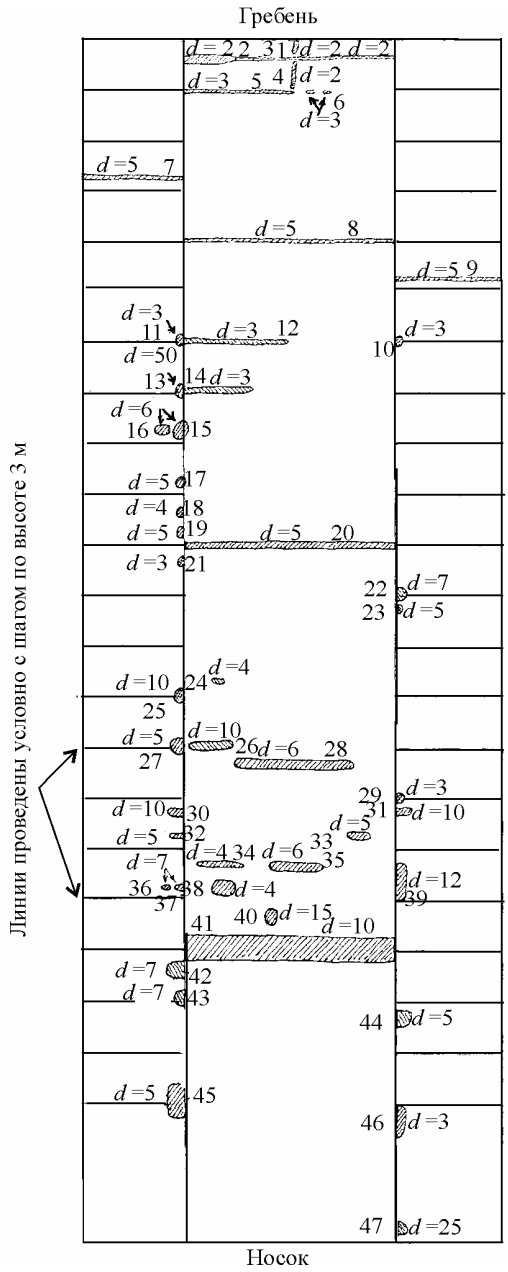


Рис. 2. Схема повреждений водосливной поверхности и раздельных стенок водосбросной плотины Зейской ГЭС (пролет № 1):
15 – номер повреждения;
d = 6 – глубина повреждения, см

этом объем сброшенных вод в 1985 г. достиг 10,7 км^3, а в 2006 г. – 17,65 км^3 [9]) обусловлены, главным образом, особенностями тех конструктивно-технологических решений, которые были приняты и реализованы при их проектировании и строительстве.

Анализ этих конструктивно-технологических решений и их роль в создании предпосылок для появления целого ряда повреждений на водосливной грани и раздельных стенках водосбросной плотины, возникших в основном не из-за кавитации Зейской ГЭС, приведен ниже.

А. Причины повреждений водосливной грани водосбросной плотины Зейской ГЭС

1. Затворы практически на всех водосбросных сооружениях отечественных гидроузлов имеют протечки воды из-за отсутствия надлежащего

качества материалов для уплотнений, сложных и нетехнологичных пазовых конструкций и т.д. Организации-разработчики затворов и организации, занимающиеся их монтажом, предложили ограничить эти протечки некоторыми предельно-допустимыми величинами. Это предложение было принято Госстроем и введено в нормативные документы. Так, в соответствии со СНиП III-18-75 (п.7.43), действовавшим во время конструирования и монтажа затворов водосбросной плотины Зейской ГЭС, величина фильтрации воды на 1 м по периметру уплотнения не должна превышать:

для металлических уплотнений 0,8 л/с;
для неподвижных резиновых уплотнений 0,3 л/с;
для резиновых уплотнений при регулировании
их прижатия под напором 0,1 л/с.

Негативные последствия такого подхода применительно к водосбросным плотинам, расположенным в районах с суровым климатом* (рис. 3), совершенно очевидны: продолжительное насыщение бетона водой с последующим глубоким замораживанием неизбежно вызывает в нем деструктивные процессы, постепенно "подготавливающие" быстрое, интенсивное разрушение под воздействием потока воды. Продолжительное водонасыщение бетона особенно опасно у швов в бетонной кладке, в которые вода проникает легче и глубже и откуда ее испарение затруднено.

2. По предложению специалистов ВНИИГ [15] при строительстве водосбросных плотин Зейской и Усть-Илимской ГЭС межблочные горизонтальные швы были выполнены так, что часть их плоскости, выходящая на криволинейную водосливную грань, располагалась под углом 90° к этой грани (рис.4).



Рис. 3. Вид водосбросной плотины Зейской ГЭС в конце зимы (12.02.2007 г.)
(При таянии наледей вода затекает в межблочные швы)

* В настоящее время такой подход принят и закреплен нормативным документом – РД 34.02.028-2007. Технические правила. Механическое оборудование и специальные стальные конструкции гидротехнических сооружений. Изготовление, монтаж и приемка / ОАО «Трест Гидромонтаж».

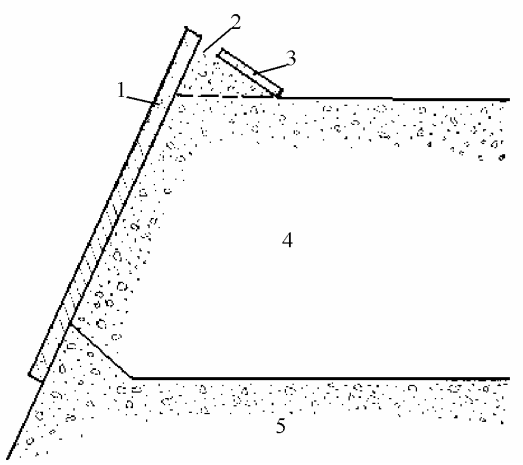


Рис. 4. Схема укладки бетонной смеси у водосливной грани плотины:
1 – основная опалубка водосливной грани; *2* – щель для укладки бетонной смеси в наклонную часть строительного шва; *3* – дополнительная опалубка; *4* – блок бетонирования; *5* – старый бетон

Естественно, что при протечках воды через уплотнения затворов и во время дождей, вода затекала в такие швы, водонасыщая бетон, примыкающий к этим швам. При этом протечки через уплотнения затворов перехватывались, прежде всего, швами, расположенными вблизи оголовков водосливов.

Этот процесс особенно интенсифицировался в осеннее время, когда из-за понижения температуры воздуха раскрытие швов между блоками, забетонированными в теплое время года, существенно увеличивалось. В результате горизонтальные межблочные швы, получая год от года все большие повреждения под действием замораживания-оттаивания, становились теми местами, которые могли легко разрушаться даже при редких сбросах паводковых вод. При этом, могут разрушаться швы даже расположенные в самой верхней части водосливных граней, где потоки сбрасываемой воды еще не имеют достаточной скорости, чтобы возникла кавитация (см. рис.2).

3. Как уже указывалось, для приготовления бетона водосбросной плотины Зейской ГЭС был использован гравий местных карьеров, содержащий зерна пород различного минералогического состава, обладавшие разной прочностью и плотностью, в том числе частицы слабых пород. Это привело к появлению в бетоне конструкций водосбросной плотины вкраплений материала с пониженной морозостойкостью и кавитационной стойкостью, которые с течением времени превратились в потенциальные очаги разрушения.

В этой связи необходимо отметить, что еще до задолго наступления паводков 2006 – 2007 гг., в зоне переменного горизонта воды со стороны нижнего бьефа в бетонных и железобетонных конструкциях Зейской ГЭС появились локальные разрушения, возникшие под действием попеременного замораживания-оттаивания.

4. Другим неверным техническим решением было решение о применении в бетоне водосбросной плотины Зейской ГЭС газообразующей добавки ГКЖ-94. В бетонах с этой добавкой интенсивность выделения пузырьков водорода и распределение их в бетоне, особенно, в его поверхно-

стном слое, трудно управляемо в производственных условиях, так как зависит не только от состава цемента и дозировки добавки, но и от температуры бетонной смеси и окружающей среды, от технологических параметров бетонной смеси, от промежутка времени между приготовлением и укладкой бетона, от длительности вибрирования бетонной смеси, типа используемых вибраторов и т.д. Это тоже стало причиной повышенной неоднородности бетона и появления в водосбросных конструкциях мест с пониженной стойкостью к замораживанию-оттаиванию и воздействию кавитации.

Б. Причины повреждений раздельных стенок водосбросной плотины Зейской ГЭС

1. Из-за того, что раздельные стенки длиной более 100 м не имели и не имеют температурных швов, в них, после завершения бетонных работ, образовались вместо швов сквозные вертикальные трещины с расстоянием между ними 8 – 12 м. В эти трещины свободно проникали дождевые воды и воды от таяния снегов, стекавшие в них по верхней наклонной поверхности стенок. Это при последующем глубоком промораживании бетона в условиях сурового климата приводило к постепенно нараставшему разрушению бетона у трещин. Продукты этого разрушения заполняли, прежде всего, нижние части трещин, не позволяя им смыкаться в теплое время года, что вызывало в этих местах все возраставшую концентрацию напряжений. В результате в них стали появляться сколы – отслоения бетона поверхностных слоев площадью от 0,02 до 2,0 $м^2$ и глубиной до 5 – 6 см.

При сбросе паводковых вод, места сколов превращались в очаги пульсации давления воды в потоках, что усиливало их разрушительную способность и создавало также благоприятные условия для повреждения потоком воды водосливной грани водосбросной плотины.

2. При возведении раздельных стенок использовались достаточно высокопластичные бетонные смеси и адсорбирующая опалубка, которая должна была обеспечить повышенную прочность и плотность бетона лицевых поверхностей стенок. Неизбежным следствием такого сочетания явилось также и существенное различие модулей упругости бетона поверхностных слоев и внутренних частей стенок. Это в значительной мере предопределило возможность сколов в местах появившихся (из-за отсутствия температурных швов) вертикальных трещин и также явилось одной из предпосылок для повреждения водосбросов потоками воды.

Выводы и рекомендации

Анализ отечественного опыта проектирования, строительства и длительной эксплуатации водосбросных плотин гидроузлов, расположенных в районах с суровыми климатическими условиями (Зейского, Красноярского, Усть-Илимского и др.), приводит к следующим выводам и рекомендациям.

1. Необходимо исключить из нормативных документов положения, узаконивающие возможности протечек воды через уплотнения затворов на водосбросных плотинах гидроузлов, создаваемых в районах с суровым и особо суровым климатом.

Наряду с этим, необходимо возобновить и интенсифицировать разработки конструкций уплотнений и закладных частей затворов открытых

водосбросов, гарантированно обеспечивающих полное отсутствие протечек через них воды. Такие разработки должны вестись с учетом передового зарубежного опыта в этой области.

Так, в частности, еще в 1955 – 1960 гг. на водосбросной плотине Княжегубской ГЭС были установлены затворы шведского производства, через уплотнения которых не было фильтрации. Заслуживает внимания и опыт эксплуатации водосбросных плотин каскада Пазских ГЭС Колэнерго, построенных финскими и норвежскими фирмами, который тоже свидетельствует о практической возможности избежать протечек воды через уплотнения затворов.

Очевидно, что для условий сурового климата следует отдавать предпочтение сегментным затворам, не имеющим “карманов”, в которых скапливается замерзающая зимой вода. К тому же для сегментных затворов поверхность скольжения уплотнения затворов по закладным частям достаточно просто облицовывается полосой нержавеющей стали, не подвергающейся коррозии.

2. При строительстве водосбросных плотин с профилем, очерченным по Кригеру-Офицерову, устройство межблочных строительных швов, выходящих на водосливную грань под углом, близким к 90°, должно быть ограничено сооружениями, расположенными в районах, где температуры воздуха практически никогда не опускаются ниже 0°С. В районах с суровым климатом, а также и с умеренным климатом, устройство таких швов, провоцирующих ускоренное разрушение водосливных граней водосбросных плотин, должно быть исключено.

В связи с этим целесообразно разработать применительно к условиям строительства и эксплуатации водосбросных плотин в районах с суровым климатом специальные модификации ступенчатых водосбросов, технология устройства которых будет органично сочетаться с современными методами бетонирования массивных гидротехнических сооружений. При этом, поскольку для ступенчатых водосбросов насыщение горизонтальных строительных швов дождевой водой не будет иметь места, при их создании станет возможным устройство специального дренажа непосредственно за затворами. Такой дренаж может служить дополнительной гарантией полного исключения вредного воздействия на водосбросы протечек воды через уплотнения затворов, если они по тем или иным причинам появятся в процессе эксплуатации водосбросных плотин и не будут своевременно устранены.

3. В тех случаях, когда при проектировании водосбросных плотин в них предусматриваются раздельные стенки, отделяющие друг от друга водосливные пролеты по всей длине водослива, такие решения должны быть особо тщательно обоснованы.

4. В настоящее время все технологические решения и операции при возведении водосбросных плотин должны отвечать Методическим рекомендациям по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации и износостойких облицовок гидротехнических сооружений [14].

5. Очевидно, что проектирование и подборы составов бетона для водосбросных плотин должны выполняться, как правило, специализированными исследовательскими организациями, располагающими для этого необходимыми знаниями и опытом – ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева» и ОАО «НИИЭС».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горенбейн В.Я. Износостойкость облицовок гидротехнических сооружений. М.: Энергия. 1967.

2. Иноземцев Ю.П. Кавитационные разрушения бетона и защитных облицовок в натурных условиях // Гидротехническое строительство. 1969. № 1.С.24-29.

3. Гинзбург Ц.Г., Иноземцев Ю.П., Картелев Б.Г. Кавитационная износостойкость гидротехнического бетона. М.: Энергия. 1972.

4. Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Бетоны для водопропускных сооружений. Л.: Энергия. 1980.

5. ACI Committee 210. Compendium of Case Histories on Repair of Erosion-Damaged Concrete in Hydraulic Structures. American Concrete Institute. 1994.

6. Калустян Э.С. Разрушения и повреждения бетонных плотин на скальных основаниях. М.-СПб.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1997.

7. Брызгалов В.И. Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций. Красноярск. 1999.

8. ICOLD Bulletin 119. Rehabilitation of Dams and Appurtenant Works. Paris, 2000.

9. Кузмин Н.Г., Чупин Г.А. Водосбросной тракт Красноярского гидроузла // Гидротехническое строительство. 2007. № 10. С. 9-11.

10. Худайбердыев А.Р., Смоленцова Г.А., Лавров Н.П., Атаманова О.В., Рудаков И.К., Костина А.С., Ерофеев А.П. Оценка состояния и рекомендации по эксплуатации водосбросных сооружений Токтогульской и Курпсайской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2008. № 1. С. 36-41.

11. Садович М.А., Шляхтина Т.Ф., Тигунцова А.М. Опыт ремонтных работ на водосливе Усть-Илимской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2006. № 11. С. 24-25.

12. Конько В.В., Годасс Р.О. Опыт производства бетонных работ настроительстве Зейской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1973. № 12. С. 3-5.

13. Телешев В.И., Лапин Г.Г., Григорьев Ю.А., Соловьев А.Н., Конько В.В., Емельяненко Б.М. Новые конструктивно-технологические решения плотины Зейской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2002. № 11. С. 24-27.

14. Методические рекомендации по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации, и износостойких облицовок гидротехнических сооружений. П 58-72, Л.: Энергия. 1972.

15. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Влияние производственных факторов на качество бетона в гидротехническом строительстве. Вып. 104, Л.: Энергия. 1976.

16. Лапин Г.Г., Жиркевич А.Н. Пропуск паводков 2006 и 2007 г.г. через сооружения Зейского гидроузла // Гидротехническое строительство. 2008. № 10. С. 2-10.

УДК 624.131.1:626/627

ОСОБЕННОСТИ ПЕРЕРАБОТКИ БЕРЕГОВ ВОДОХРАНИЛИЩ В КРИОЛИТОЗОНЕ

Н.Ф.Кривоногова[1], Л.И.Свительская[2], Д.К.Федоров[3]

Своевременная оценка процессов переработки берегов водохранилищ, возникающих при строительстве и эксплуатации гидроузлов, способствует не только нормальному функционированию сооружений, но и обусловливает минимальное нарушение природного комплекса. Однако в настоящее время эта методика не может считаться разработанной удовлетворительно, хотя ею занимаются давно и много, особенно в части водохранилищ, создаваемых в суровых природных условиях.

Переработка берегов водохранилищ, расположенных в криолитозоне, определяется характером изменения естественных геокриологических процессов под воздействием водохранилищ.

Основными факторами, влияющими на формирование береговой зоны, объемы и скорость переработки берегов водохранилищ в криолитозоне, являются: мерзлый грунт, слагающий берега, скорость и направление ветра, экспозиция склона, геоморфологические особенности береговой полосы и режим эксплуатации водохранилища [1].

Важнейшим определяющим фактором в криолитозоне является наличие в основании и в бортах водохранилищ многолетнемерзлых грунтов с присущими им особенностями состава, температурного режима, криогенного строения и свойств (физико-механических, фильтрационных, теплофизических).

Особенности переработки (переформирования) береговой зоны, возникновение и активизация инженерно-геокриологических процессов и явлений (термокарст, термоэрозия и термоабразия, солифлюкция, и др.), их масштабность и интенсивность проявления рассмотрены на примере двух водохранилищ – Анадырском и Билибинском. В летний период 2002 г. на Билибинском гидроузле и в 2008 г. на Анадырском были выполнены полевые инженерно-геологические обследования водохранилищ для диагностики состояния их береговой зоны, выявления характера, степени и масштаба изменения инженерно-геокриологических условий за период эксплуатации порядка 25 – 30 лет.

Общие сведения о водохранилищах

Анадырский и Билибинский гидроузлы расположены в суровых природно-климатических условиях в зоне сплошного распространения многолетнемерзлых пород (ММП) на территории Чукотского автономного окру-

[1] Канд. геол.-мин. наук, зав. лабораторией
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: knf@ground.vniig.ru
[2] Инженер
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: svit@ground.vniig.ru
[3] Мл. научн. сотрудник
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: fedako@mail.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

га. Гидроузел Анадырской ТЭЦ находится на востоке округа в юго-западной части города Анадырь на правом берегу Анадырского лимана Берингова моря, гидроузел Билибинской АЭС – на западе округа в 160 км южнее побережья Восточно-Сибирского моря, в 7 км от г. Билибино.

Оба водохранилища, созданные при гидроузлах, небольшие по площади и объему: Анадырское водохранилище площадью 1,47 км^2 имеет объем при НПУ 7,23 млн. м^3 при максимальной глубине водохранилища в приплотинной зоне порядка 13 м; площадь Билибинского водохранилища при НПУ – 0,662 км^2, его объем – 5,19 млн. м^3, максимальная глубина – 18 м. Оба водохранилища сезонного типа регулирования являются единственными источниками воды для обеспечения технического водоснабжения ТЭЦ в г. Анадырь и АЭС в г. Билибино, а также хозяйственно-питьевого водоснабжения городов.

Анадырское и Билибинское водохранилище по комплексу климатических и геокриологических условий в значительной степени аналогичны, но существуют и принципиальные различия, играющие доминирующую роль в переработке их берегов.

Климат района расположения гидроузлов суровый, с продолжительной холодной зимой и коротким прохладным летом.

В Анадыре климат континентально-морской. Морской характер определяется местоположением города на побережье обширного Анадырского залива, континентальность – воздействием мощного Сибирского антициклона. Продолжительность безморозного периода составляет в среднем 81 день. Средняя годовая температура воздуха минус 7,7ºС, экстремально наблюденные ее значения: плюс 27ºС в июле, минус 47ºС в январе. Годовое количество осадков около 430 мм. Для территории характерен интенсивный ветровой режим. В зимний период преобладают ветры северных и северо-западных румбов со средней скоростью 8–10,5 м/с, а в летний период – юго-восточные со средней скоростью до 6 м/с. Безветренные периоды очень редки. Среднегодовая скорость ветра составляет 6,7 м/с, число дней с сильным ветром (более 15 м/с) в среднем равно 69 за год. В районе г. Анадырь ежегодно скорость ветра может достигать 45 м/с (162 км/час) [2].

Климат в Билибино определяется как очень холодный и согласно климатическому районированию входит в Арктическую зону перехода от морского к умеренно-континентальному климату. Среднегодовая температура воздуха отрицательная – минус 10,6°С, в течение года среднемесячные температуры положительны только 2 – 3 месяца в году (июнь-август), продолжительность летнего периода составляет в среднем 70 дней. Абсолютный максимум температур плюс 33ºС приходится на июль, абсолютный минимум минус 54ºС – на январь или февраль. Наличие полярного дня и полярной ночи обусловливает крайне неравномерное поступление солнечного тепла в течение года. Годовое количество осадков невелико и составляет от 250 до 275 мм. Основная доля осадков приходится на теплое время года – за три месяца (июнь-август) выпадает почти половина годового количества осадков – 46%. Ветровой режим района близок к континентальному, преобладают восточные и западные направления ветра слабой интенсивности. Средняя скорость ветра летом составляет 2 – 3 м/с, а зимой она равна 1 м/с. Более половины года наблюдаются штилевые условия.

Анадырское водохранилище образовано подпором грунтовой плотиной р. Казачка, долина которой выработана в толще плотных морских суг-

линков и ледниковых глин. Долина реки в районе водохранилища характеризуется аккумулятивным, равнинно-холмистым рельефом [2], относительные превышения составляют 40–50 м; долина асимметрична: правый южный берег (северная экспозиция) представляет собой относительно равнинный участок морской террасы шириной более 1000 м, плавно переходящей в надпойменную террасу р. Казачка (абс. отм. от 14 до 20 м), поверхность ее плоская или пологонаклонная к водохранилищу (до 3º), берег отмелый, наветренный. Поверхность левобережной террасы относительно ровная, угол ее наклона к водохранилищу до 10º, в хвостовой части водохранилища до 15º, ширина террасы порядка 700 м. Левый (северный) берег водохранилища более высокий (абс. отм. от 14 до 50 м и более), приглубый, подветренный. Левый берег в большей степени изрезан временными водотоками, он более крутой в подводной и надводной части. Глубина вреза долины реки около 15 м. Микрорельеф поверхностей – мелкокочкарная тундра.

Геологическое строение района определяется угленосными породами мелового возраста, на отдельных участках с лавовыми покровами базальтов и андезито-базальтов палеогенового возраста. Коренные породы почти повсеместно перекрыты четвертичными отложениями различного генезиса и литологического состава: современными биогенными, представленными торфами; аллювиальными, делювиально-солифлюкционными и делювиальными, состоящими из суглинков, супесей и песков с галькой и гравием – общей мощностью до 8 – 10 м, ледниково-морскими и собственно морскими осадками верхнечетвертичного возраста, сложенными суглинками и глинами. Геокриологические условия района размещения водохранилища закономерно связаны с климатическими и геолого-геоморфологическими особенностями территории и определяются принадлежностью территории г. Анадырь к области сплошного распространения многолетнемерзлых грунтов, достигающих мощности 90 – 150 м [2]. Преобладающая часть грунтов льдонасыщена, отличается высокой льдистостью за счет текстурообразующего льда и мономинеральных крупных залежей льда различного генезиса (широким развитием инъекционного и сингенетического полигонально-жильного льда). Льдистость отложений часто превосходит 70% их объема. В целом льдистость и льдонасыщенность возрастают по мере уменьшения крупности частиц, слагающих грунты. В естественных условиях среднегодовая температура многолетнемерзлых пород в условиях типичной тундры, наиболее широко распространенной на поверхности ледниково-морских террас, составляет –4,5…–5,4ºС, нормативная глубина сезонного оттаивания 1,4 м. На пологих склонах северной экспозиции среднегодовая температура понижается до –5,5…–5,8ºС. Мощность слоя годовых колебаний температур не превышает 10 м. Мерзлые грунты в пределах террас засоленные или слабозасоленные.

Билибинский гидроузел расположен в долине руч. Большой Поннеургген, левого притока р. Большой Кепервеем (бассейн р. Малый Анюй) в пределах низкогорного рельефа. Долина ручья ассимметрична: правый северный склон долины пологий (от 5 – 6º до 10 ºв верхней части склона), левый (южный) берег более крутой с углами наклона >15 – 20°. Микрорельеф нижней части склонов мелкобугристый, кочковатый, в верхней части склоны покрыты редколесьем и кустарником.

Коренные породы представлены флишоидной толщей верхнего триаса, в которой переслаиваются метаморфизованные углисто-глинистые сланцы и песчаники, алевролиты и аргиллиты с углом падения слоев от 40° до 80°, массив трещиноват, в приповерхностной зоне породы выветрены. Коренные породы повсеместно перекрыты четвертичными отложениями, имеющими в пределах района водохранилища мощность от нескольких метров до 8 – 14 м. Они представлены широким спектром геолого-генетических типов: элювиальными, аллювиальными современного руслового вреза и аллювиально-флювиогляционными отложениями, образующими комплекс разноуровенных террас, склоновыми отложениями от делювиально-солифлюкционных до делювиально-десерпционных, а также пролювиальными отложениями конусов выноса и днищ временных водотоков и болотными отложениями. Мощность делювиально-солифлюкционных отложений изменяется от 0,8 до 14 м и более у подножья склонов: на левом южном склоне (северная экспозиция) в пределах 2 – 14 м, на правом северном – от 1,5 до 5 м. Грунты льдонасыщены, льдистые и сильнольдистые. Супеси с включением крупнообломочного материала имеют слоистую криогенную текстуру и при оттаивании превращаются в текучую грунтовую массу. Льдистость отложений изменяется в пределах 16 – 99 %. Лед встречается в виде прослоев, линз и гнезд синкриогенного типа, а также представлен линзами повторно-жильного льда вертикальной мощностью от 3,0 м на правом берегу до 4 – 5 м на левом. Среднегодовая температура пород изменяется от плюс 2°С до –6… –8°С на глубине годовых нулевых амплитуд (12 м).

Таким образом, преимущественно борта обоих водохранилищ слагают льдистые и сильнольдистые солифлюкционные, делювиально-солифлюкционные и делювиальные отложения суглинистого состава, характеризующиеся большой пестротой состава и строения разреза. Отмечены разновидности от супесей и суглинков, часто оторфованных, до дресвяно-щебенистых грунтов с супесчаным и суглинистым заполнителем. С глубиной количество и размеры обломочного материала увеличиваются. Формирование этих отложений происходит под воздействием делювиального сноса, гравитации и солифлюкционного течения.

Отличительными особенностями водохранилищ при однотипном геологическом строении береговых склонов, сложенных многолетнемерзлыми грунтами, являются:

на Анадырском водохранилище:

практически равнинный пологонаклонный тундровый рельеф береговой полосы;

интенсивная ветровая деятельность;

амплитуда колебания уровня воды в течение года в среднем не превышает 0,3 м, максимальная – 0,5 м (по данным наблюдений с 2002 по 2008 гг.);

на Билибинском водохранилище:

более крутые береговые склоны, за исключением его хвостовой восточной области;

слабое волновое воздействие в условиях слабой и умеренной ветровой деятельности, направленной вдоль долины ручья;

максимальная годовая амплитуда колебания уровня воды, в среднем, составляет 3 – 4 м.

Особенности переработки берегов водохранилищ

Создание водохранилищ в криолитозоне существенно изменяет мерзлотную обстановку, нарушает температурный режим грунтов на прилегающей к водохранилищам территории и под отепляющим, а также волновым воздействием активизирует основные криогеодинамические процессы и явления, в частности: термокарст, термоабразию и термоэрозию, солифлюкцию, криогенные оползни, обвалы, развитие бугров пучения, морозобойного растрескивания, повторно-жильное льдообразование, заболачивание [3, 4].

Характер переформирования береговой полосы водохранилища и образование того или иного типа берега зависит от преобладающих процессов, имевшихся в естественных условиях или получивших свое развитие при эксплуатации. Определяющим фактором и главной причиной развития криодинамических процессов является изменение (ухудшение) физико-механических свойств льдистых и льдонасыщенных пород, слагающих берега, под тепловым влиянием водохранилища. В преобладающем большинстве случаев повышение температур грунтов, оттаивание и осадка предшествуют их размыву. Оттаявшие грунты размываются тем интенсивнее, чем существеннее снижение их прочностных свойств. Масштабы и интенсивность развития процессов определяются совокупностью факторов: геоморфологией склонов, скоростью и направлением ветра, экспозицией и пр., упомянутых выше.

Выполненные исследования берегов Билибинского и Анадырского водохранилища позволили выделить по характеру и степени участия криогенных (криогеодинамических) процессов в их переформировании типовые берега: *термоабразионные; термокарстовые; термокарстовые, осложненные плавучими островами (полями) торфа; денудационно-абразионные; нейтральные и т.д*. Для оценки их переработки за прошедший период эксплуатации и прогнозных расчетов на предстоящие 50 лет составлены схемы инженерно-геокриологического районирования береговой зоны водохранилищ с выделением характерных типов берегов по доминирующим криогенным процессам [1, 5].

Термоабразионный тип берега. Ведущим, наиболее активным криогенным процессом формирования этого типа является термоабразия. Переработка берега происходит с формированием уступов и волноприбойных ниш в оттаивающих сильнольдистых грунтах. Интенсивность термоабразии увеличивается в ряду глины – суглинки – супеси – пески, с повышением температур воды и грунтов, с увеличением энергии волн и вдольбереговых течений; размыв ярче проявляется в грунтах со шлировыми криотекстурами и растет с увеличением способности грунта к размоканию. Наибольшее отступление берегов характерно для сильнольдистых грунтов и чистого льда.

На Билибинском водохранилище протяженность полосы наиболее интенсивной термоабразионной переработки вдоль правого берега составила порядка 310 м. Это типично термоабразионный берег с наличием обрывистых уступов высотой от 1,5 до 3 м и волноприбойных ниш глубиной 2 – 4 м и протяженностью 6–8 м, которые к концу лета приводят к обрушению крупных блоков грунта и отступлению берега. В результате отрыва блоков грунта происходит образование островков вблизи берега. Оползневые блоки имеют объемы до 100 м^3. Изрезанность берега очень сильная. На

левом берегу крупные ледяные и ледогрунтовые тела мощностью до 5 м обнажаются в нижней части крутого обрывистого склона водохранилища, сложенного высокольдистыми супесями и суглинками, которые, оттаивая, быстро размываются и оплывают, образуя в береговом склоне ниши высотой до 1,5 м, длиной порядка 6 м и глубиной 2 – 4 м. Термоабразионные процессы привели к образованию уступов в надводном склоне высотой до 10 м. Протяженность полосы интенсивной переработки порядка 100 м. За период эксплуатации отступление берегов водохранилища из-за термоабразии составило от 10 до 110 м. Общий вид термоабразионной переработки берега представлен на рис. 1, 2.



Рис. 1. Термоабразионные ниши в сильнольдистых отложениях Билибинского водохранилища



Рис. 2. Обнажение полигонально-жильных льдов в левобережном береговом уступе Билибинского водохранилища

Ведущим процессом переработки правого наветренного берега Анадырского водохранилища также является термоабразия, на отдельных участках в комплексе с солифлюкцией. Протяженность этого типа берега составляет порядка 500 м. Здесь формируются обрывистые уступы высотой от 1,5 до 3 м. Практически вдоль всего уреза воды наблюдаются глубокие и крутые ниши, в которых обнажаются полигонально-жильные льды мощностью до 3 м. В надводной части склонов отмечается развитие обвально-оползневых процессов, для которых характерны свежие трещины отрыва с обрушением, сползанием и солифлюкционным течением грунта (рис. 3). Процесс протекает также и под влиянием ветровой деятельности, но менее ярко в связи с тем, что берега Анадырского водохранилища более пологие.



Рис. 3. Солифлюкционное течение грунта в нижней части термоабразионного уступа на наветренном берегу Анадырского водохранилища

Термокарстовый тип берега. Это берега с ярко выраженными отрицательными формами рельефа, сформировавшимися на надводной части берега: многочисленными воронками; озерами и западинами, заполненными водой или заросшими мхом, осокой; характерным термокарстовым микрорельефом – линейными канавообразными углублениями по полигонально-жильным льдам, обрамляющим мелкие островки (байджерахи). Такой рельеф особенно характерен на участках террас и долин боковых притоков Билибинского водохранилища. Термокарстовый берег, как правило, низкий, заболоченный, отмечаются многочисленные отстоящие от берега мелкие торфяные островки (1,5 х 2 м), скопление топляка. Активность развития термокарста возрастает с повышением льдистости, температуры грунтов и интенсивности изменения теплообмена. Протяженность такого типа берега на Анадырском водохранилище составляет порядка 1,2 км.

Термокарстовый тип берега, **осложненный плавучими островами** (полями) торфа выделен как на правом, так и на левом берегах Анадырско-

го водохранилища (рис.4). Свободно плавающие торфяные поля, достигающие у наветренного берега длины порядка 200 – 400 м и в поперечнике до 200 м при мощности торфа не превышающей 1 м, покрыты растительностью – осокой, пушицей. Образование торфяных полей связано с всплыванием мощных торфяных залежей после оттаивания содержащихся в них ледяных жил. Под влиянием штормовых ветров многие торфяные острова разбиваются на мелкие плавающие островки.



Рис. 4. Термокарстовый берег с торфяными полями
на Анадырском водохранилище

Денудационно-абразионный тип. Берега, сложенные слабольдонасыщенными полускальными грунтами, менее подвержены разрушению, развиты на локальных участках Билибинского водохранилища. Участками отмечены подтопленные, приглубые берега, близкие к *нейтральным*, отличающиеся низинным рельефом, заболоченностью, с древесной и кустарниковой растительностью на поверхности, препятствующей более интенсивной переработке береговых уступов.

На рис.5 показан пример схемы инженерно-геокриологического районирования территории береговой зоны Анадырского водохранилища.

Таким образом, на примере двух небольших водохранилищ, расположенных в области распространения многолетнемерзлых грунтов, рассмотрены основные типы берегов, формирующиеся при переработке береговой полосы. При этом необходимо отметить, что ложа водохранилищ повсеместно подвержены термокарстовым процессам, формирующим дноуглубление. Однако, размытый пылевато-суглинистый грунт деградирующих берегов, аккумулируясь на переуглублениях дна, компенсирует увеличение глубины водохранилищ.

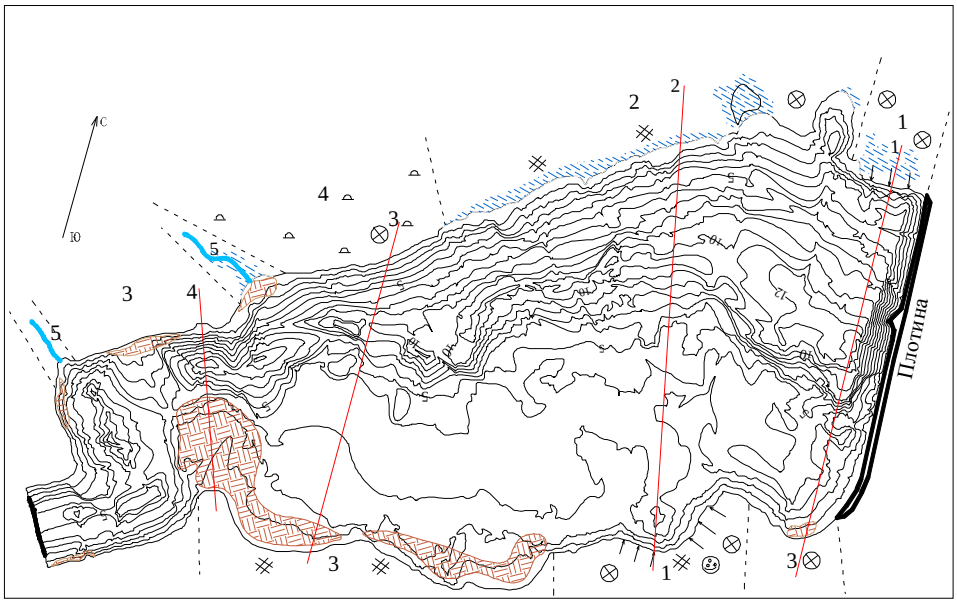


Рис. 5. Схема инженерно-геокриологического районирования береговой зоны Анадырского водохранилища:
1 – термоабразионный берег; *2* – термокарстовый, низкий, заболоченный берег; *3* – термокарстовый берег, с островами торфа; *4* – термокарстовый берег с гидролакколитами; 5 – термоэррозионный берег с конусами выноса; // – активная переработка берега; ⊗ – термокарстовые воронки; ☺ – солифлюкция; ⌓ – бугры пучения (гидролаколиты); ※ – полигонально-жильный микрорельеф; ▨ – торф; ▨ – заболоченность; - - - - - – границы зон районирования

Рассмотренные примеры переформирования берегов двух водохранилищ подтверждают, что принципиальное отличие в переработке берегов малых водохранилищ, на которых развиты геокриологические процессы или возникают при эксплуатации, состоит в том, что скорости переформирования этих берегов больше, чем на берегах вне криолитозоны. Это прежде всего сказывается на увеличении размеров водохранилищ в плане.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Каган А.А., Кривоногова Н.Ф.** Прогнозирование переформирования берегов водохранилища в области развития многолетнемерзлых грунтов // Гидротехническое строительство. 19991. № 4.

2. **Швецов П.Ф.** Вечная мерзлота и инженерно-геологические условия Анадырского района / Под ред. М.И.Сумгина и А.И.Ефимова. Л.: Изд-во Главсевморпути. 1938.

3. **Природные опасности России**. Геокриологические опасности. М.: Изд-во фирмы «Круг». 2000.

4. **Соболь С.В.** Водохранилища в области вечной мерзлоты. Нижний Новгород: Изд-во НГАСУ. 2007.

5. **Финаров Д.П.** Геоморфологический анализ и прогнозирование переформирования береговой зоны и дна водохранилищ. Л.: Наука. 1982.

УДК 624.131.372/373

О СООТНОШЕНИИ НЕКОТОРЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

А.А. Каган[1]

Проектирование, строительство и обеспечение безопасности эксплуатации сооружений невозможно без инженерно-геологической оценки грунтов, рассматриваемых в качестве оснований, среды и материалов для их возведения. Обязательной составляющей при этом является назначение расчетных характеристик физико-механических свойств грунтов. Для максимального использования результатов испытаний физико-механических свойств грунтов, выполняемых различными методами и организациями в разное время, необходимо анализировать функциональные и корреляционные зависимости и взаимосвязи между показателями различных свойств грунтов. Обоснованию этого положения посвящены размещенные далее соображения.

Влажность

Влажность W (как обычно называют весовую влажность) при полном насыщении пор грунтов водой равна

$$W = (\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s})\rho_в, \qquad (1)$$

где ρ_d – плотность скелета грунта; ρ_s – плотность твердых частиц грунта; $\rho_в$ – плотность воды.

Корреляционное отношение взаимосвязи влажности и плотности скелета близко к единице. Отклонение отдельных точек от средней линии в такой зависимости связано с изменениями значений плотности твердых частиц грунта, которые колеблются в пределах одного инженерно-геологического элемента несущественно – коэффициент вариации выборки величин плотности твердых частиц редко превосходит 1%. Кроме того, величина $1/\rho_s$ составляет 0,38, если плотность твердых частиц 2,60 т/м^3, и 0,36, если 2,80 т/м^3. При этом различия в величине влажности оказываются незначительными.

По данным, приведенным в [1], плотность твердых частиц супесей равна 2,71 т/м^3, суглинков – 2,72 т/м^3, глин – 2,74 т/м^3. Тогда для супесей $1/\rho_s$ = 0,369, для суглинков – 0,368, для глин – 0,365. Следовательно, для расчетов допустимо принимать $1/\rho_s$ = 0,37.

Соотношением (1) можно пользоваться при степени влажности больше 0,95.

Сказанное справедливо при тех же условиях и для объемной влажности $W_о$, которую можно вычислять по формуле

$$W_о = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \ . \qquad (2)$$

[1] Доктор геол.-мин. наук
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Плотность скелета грунта

При полном водонасыщении плотность скелета грунта вычисляется по формуле

$$\rho_d = \frac{1}{W_n + \frac{1}{\rho_s}}, \qquad (3)$$

где W_n – влажность, соответствующая полной влагоемкости грунта.

Формулой (3) можно пользоваться при степени влажности больше 0,95.

Для участка размещения сооружений защиты Санкт-Петербурга от наводнений взаимосвязь плотности скелета и влажности для глинистых грунтов разного возраста (от четвертичных до верхнепротерозойских) и генезиса (от морских до гляциальных), построенная по средним значениям этих показателей для каждого инженерно-геологического элемента, имеет вид $\rho_d = 0,61\ln W + 3,51$ с корреляционным отношением 0,999.

Для водонасыщенных глин, развитых в районе р. Кемь, практически такой же тесной (корреляционное отношение 0,98) получена аналогичная взаимосвязь. При построении этой зависимости использовались результаты 233 опытов.

Пористость и коэффициент пористости

Пористость n при степени водонасыщения более 0,95 вычисляется по формуле

$$n = \frac{W}{W + \frac{1}{\rho_s}}, \qquad (4)$$

коэффициент пористости

$$e = \rho_s(W + \frac{1}{\rho_s}) - 1. \qquad (5)$$

Для иольдиевых глин соотношение между пористостью и влажностью оценивается корреляционным отношением 0,99.

Так как величина $1/\rho_s$ меняется слабо, то формулы (3) и (4) практически отражают функциональную зависимость плотности скелета и пористости от влажности грунта.

Границы пластичности

Границы пластичности характеризуются влажностями границ текучести и раскатывания. Оба показателя определяются, главным образом, минеральным составом и дисперсностью грунтов. Это обстоятельство дало М.А. Солодухину [2] основание утверждать, что указанные характеристики должны быть взаимосвязаны. Для суглинков, глин и илов, развитых в районе Вунгтау (СРВ), он установил прямолинейную связь между влажностями границы текучести W_L и раскатывания W_P, которая аппроксимируется единой формулой

$$W_P = 0,41W_L + 0,04. \qquad (6)$$

Отсюда легко получить

$$I_P = W_L - W_P = 0,53W_L - 0,04, \qquad (7)$$

где I_P – число пластичности.

Таблица 1

Сопоставление опытных и расчетных значений влажности границ раскатывания и числа пластичности

Местоположение объекта	Происхождение и возраст грунта	Грунт	Влажность на границе раскатывания, %		Пластичность, %	
			опыт	расчет	опыт	расчет
Финский залив	озерно-ледниковое третичное	суглинок	16	16	9	9
			19	18	10	11
			23	22	16	17
			21	19	10	12
		глина	22	23	18	17
			26	28	24	23
	ледниковое третичное	супесь	12	12	5	5
		суглинок	13	13	6	6
		супесь	13	14	9	8
		суглинок	15	15	8	8
	морское протерозойское	глина	20	20	13	13
			21	20	14	14
Красный Бор, Ленинградская область	озерно-ледниковое третичное	глина	26	25	18	19
	ледниковое третичное	супесь	13	13	6	6
			14	13	6	7
		суглинок	15	15	8	8
	морское, протерозойское	глина	21	20	13	14
Волго-Балтийский водный путь	ледниковое, Калининское оледенение	суглинок	12	15	9	8
р.Икса			14	15	10	9
р. Няндома		супесь	14	14	7	7
г. Вологда		суглинок	14	15	10	9
г. Архангельск			14	15	10	9
Волго-Балтийский водный путь	ледниковое, Осташковское оледенение		14	15	10	9
Центр Ленинградской обл.			14	16	12	12
Юг Ленинградской обл.			7	16	8	9
Юго-восток Ленинградской обл.			14	16	12	12
Северо-запад Псковской обл.		супесь	13	13	6	6
Белоруссия, Полесье	ледниковое, основная морена		14	13	5	6
	то же, конечная морена		13	12	6	6
Белоруссия, моренная равнина	ледниковое, основная морена		13	12	4	5
Белоруссия, моренная возвышенность	ледниковое, конечная морена	супесь	12	12	5	5

В табл. 1 приведены значения влажности границ раскатывания и текучести числа пластичности глинистых грунтов разных по возрасту, происхождению и гранулометрическому составу, преимущественно гидрослюдистых, взятых в различных регионах России. Данные получены экспериментально и вычислены по формуле (6). Видно, что различия между опытными и расчетными значениями либо отсутствуют, либо не превышают 2%. Данные, приведенные в табл. 1, подтверждают справедливость формулы (6).

Для грунтов иного минерального состава зависимость влажности границы раскатывания от влажности границ текучести будет иной.

Исходя из зависимостей (6) и (7), глинистые грунты можно классифицировать по влажностям границ текучести и раскатывания, а не только по числу пластичности (табл. 2). Это позволяет наиболее объективно определять границы текучести, а затем вычислять другие показатели пластичности.

Таблица 2

Классификация глинистых грунтов

Разновидность глинистого грунта	Число пластичности I_p	Влажность на границе текучести W_L, %	Влажность на границе раскатывания W_p, %
Супесь	$1 \le I_p < 7$	$8 \le W_p < 14$	$9 \le W_L < 21$
Суглинок	$7 \le I_p < 17$	$14 \le W_p < 23$	$21 \le W_L < 40$
Глина	≥ 17	≥ 23	≥ 40

Коэффициент фильтрации

Коэффициент фильтрации грунтов определяется многими факторами: состав, плотность, влажность и др. В связи с этим связь между коэффициентом фильтрации и показателями состава и свойств грунтов является вероятностной, хотя в ряде случаев она прослеживается весьма четко. С другой стороны, коэффициент фильтрации с ростом плотности грунта уменьшается, а сопротивление сдвигу и модуль деформации возрастают. Отсюда можно предположить, что между указанными показателями должна существовать взаимосвязь.

Действительно, по результатам испытаний в компрессионно-фильтрационном приборе коэффициент фильтрации K находится по формуле

$$K = \frac{a h^2 \rho_в}{4(1+e)t}, \qquad (8)$$

где h – высота образца; a – коэффициент уплотнения; $\rho_в$ – плотность воды; t – время стабилизации осадки.

Модуль деформации определяется по зависимости

$$E = (1+e)/a. \qquad (9)$$

При подстановке (9) в (8) зависимость для коэффициента фильтрации принимает вид

$$K = \frac{h^2 \rho_в}{4Et}. \qquad (10)$$

Очевидно, что подобное соотношение сохраняется и для грунтов в природном залегании, естественно, после внесения корректирующих коэффициентов, полученных при испытаниях грунтов в лаборатории.

При выводе формулы (8) в основу положен закон Дарси

$$Q = K\,I\,F\,t_1\ , \qquad (11)$$

где Q – количество воды, проходящее через сечение площадью F за время t_1 при градиенте напора I;

$$I = \frac{H_1 - H_2}{l}\ , \qquad (12)$$

($H_1 - H_2$) – напор в поровой воде, возникающий при приложении к грунту нагрузок σ_1 и σ_2; l – длина пути фильтрации.

При этом путь фильтрации считается прямолинейным, хотя в грунтах он практически никогда таким не бывает, и тем больше отличается от прямой линии, чем мельче поры и больше глинистых частей в грунте. Кроме того, если вода при движении может занимать все поровое пространство и перемещаться через сечение F в несвязных грунтах, то в глинистых грунтах часть пор в той или иной мере занята связанной водой, которая при обычном давлении не передвигается.

Для получения поправок к закону Дарси требуется проведение большого объема экспериментальных работ на специальном оборудовании, которое еще не разрабатывалось.

Анализ фактических материалов и формулы (10) позволил предложить осредненные значения коэффициентов фильтрации для грунтов различного состава и плотности (табл.3 и 4).

Таблица 3

Осредненные значения коэффициентов фильтрации несвязных грунтов (м/сут)

Вид грунта	Коэффициент пористости			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Песок				
гравелистый и крупный	50	60	85	–
средней крупности	5	10	20	25
мелкий	1	2	4	5
пылеватый	0,5	0,65	0,8	1

Сопротивление сдвигу

Сопротивление сдвигу зависит от гранулометрического состава, плотности, а для глинистых грунтов и влажности, влажности границы текучести, показателя текучести и др. Поэтому связь между общим сопротивлением сдвигу и его параметрами (углом внутреннего трения φ и сцеплением C) не может быть функциональной, но всегда является вероятностной.

Н.Н.Маслов считал, что сопротивление сдвигу глинистых грунтов зависит от их влажности. По графикам взаимосвязи этих показателей легко найти зависимости коэффициента внутреннего трения и сцепления от влажности, а затем по определенным величинам последней, например,

Таблица 4

Осредненные значения коэффициента фильтрации связных грунтов (м/сут)

Происхождение грунта	Грунт	Показатель консистенции	Коэффициент пористости						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Аллювиальные, делювиальные озерные, озерно-аллювиальные	Супесь	$0 \le I_L \le 0{,}75$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	–	–
	Суглинок	$0 \le I_L \le 0{,}25$	$0{,}5 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	$2{,}5 \cdot 10^{-3}$	–
		$0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	–
		$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	–	–	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-3}$	$6 \cdot 10^{-3}$
	Глина	$0 \le I_L \le 0{,}25$	–	$0{,}5 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$
		$0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	–	–	$5 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$
		$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	–	–	–	$9 \cdot 10^{-4}$	$1{,}2 \cdot 10^{-3}$	$1{,}8 \cdot 10^{-3}$	$2{,}5 \cdot 10^{-3}$
Флювиогляциальные	Супесь	$0 \le I_L \le 0{,}75$	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40	–	–
	Суглинок	$0 \le I_L \le 0{,}25$	$0{,}3 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-4}$	–	–	–
		$0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	$0{,}5 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	–	–
		$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	–	–	$1 \cdot 10^{-3}$	$1{,}5 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$2{,}5 \cdot 10^{-3}$	–
Моренные	Супесь, суглинок	$I_L \le 0{,}5$	0,002	0,005	0,007	–	–	–	–

Примечание. I_L – показатель текучести

средней или максимальной для данного инженерно-геологического элемента, установить соответствующие параметры прочности. Здесь надо иметь в виду, что такие графики строятся с использованием значений влажности в плоскости сдвига. Однако естественная влажность и влажность после опыта достигаются различными путями и приравнивать их не корректно. Можно использовать влажности образца до опыта или находить связи влажности после опыта от влажности до опыта.

Достаточно четко прослеживается взаимоотношение между разрушающим напряжением, полученным при стабилометрических испытаниях, и влажностью, если боковое напряжение одинаково.

Следует иметь в виду еще одно важное обстоятельство. Для многих грунтов сопротивление сдвигу определяется прочностью структурных связей между слагающими их элементами. Чем больше такая прочность, тем слабее влияние других факторов. Именно поэтому с нарастанием прочности структурных связей уменьшается, иногда до исчезновения, зависимость сопротивления сдвигу от влажности, а для так называемых слабых грунтов она наиболее отчетлива.

Модуль деформации

Модуль деформации зависит от тех же факторов, что и прочность. Кроме того, сжатие грунта, если не принимать во внимание упругих деформаций, происходит в результате смещения одних частиц относительно других, то есть находится во взаимосвязи с их прочностью, что не нуждается в особых доказательствах. При этом, как показывает анализ таблиц нормативных значений параметров прочности и деформирумости, приведенных в СНиП 2.02.01-83* [3], взаимосвязь между модулем деформации и общим сопротивлением сдвигу, а также параметрами прочности носит линейный характер. Что же касается коэффициента фильтрации, то этот вопрос рассмотрен выше.

Связь между показателями деформируемости и физических свойств грунта может быть установлена следующим образом.

Строятся графики зависимости $e_{i+1} = f(e_i)$, где e_i, e_{i+1} – коэффициенты пористости соответственно при давлениях p_i, p_{i+1}. Такие зависимости обычно аппроксимируются прямыми линиями с высокими коэффициентами корреляции порядка 0,98 – 0,99, то есть с небольшим разбросом опытных точек вокруг прямой линии. Пользуясь этими графиками, можно построить компрессионные кривые, отвечающие разным начальным коэффициентам пористости и, следовательно, разным значениям влажности и плотности скелета грунта, и подсчитав параметры сжимаемости, получить их величины, отвечающие различным характеристикам физических свойств.

Один из многочисленных примеров зависимостей $e_{i+1} = f(e_i)$, построенных для верхнехвалынских пойменных глин района г. Саратова, приведен в табл.5.

Согласно математической теории оптимального планирования экспериментов для установления зависимости $y = f(x)$ необходимо провести столько опытов в точках x_i, сколько коэффициентов в уравнении $y = f(x)$. Для повышения точности величин коэффициентов для каждой x_i выполняется несколько опытов. Например, известно, что сопротивление сдвигу $\tau = P\,\mathrm{tg}\varphi + C$. Следовательно, опыты нужно проводить при двух значениях

вертикального давления *P*, так как уравнение Кулона содержит два параметра: коэффициент внутреннего трения tgφ и сцепление *C*.

Таблица 5

Зависимости $e_{i+1} = f(e_i)$

Интервал давлений, МПа	Уравнение регрессии	Коэффициент корреляции
0,05 – 0	$e_{0,05} = 0,992\, e_0 + 0,001$	0,998
0,1 – 0,05	$e_{0,1} = 1,005\, e_{0,05} + 0,011$	0,999
0,2 – 0,1	$e_{0,2} = 0,934\, e_{0,1} + 0,322$	0,997
0,3 – 0,2	$e_{0,3} = 0,884\, e_{0,2} + 0,633$	0,997
0,4 – 0,3	$e_{0,4} = 0,416\, e_{0,3} + 0,028$	0,978
0,5 – 0,4	$e_{0,5} = 0,921\, e_{0,4} + 0,034$	0,993

Так как зависимость $e_{i+1} = f(e_i)$ прямолинейна, то необходимо производить для каждого инженерно-геологического элемента по два компрессионных испытания, желательно при максимальной и минимальной величинах коэффициента пористости, а далее строить компрессионные кривые для требуемых коэффициентов пористости.

Таким образом установлено, что между показателями свойств грунтов существуют взаимосвязи детермированного или вероятностного характера. Выявление таких взаимосвязей позволяет более полно и всесторонне оценить инженерно-геологические условия и точнее выполнить расчеты оснований и грунтовых сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Грунтоведение / Под ред. В.Т.Трофимова. М.: Изд-во МГУ. 2005.

2. Солодухин М.А. Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. М.: Недра. 1985.

3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

УДК 550.83

ГЕОФИЗИЧЕСКАЯ ЭКСПРЕСС-ДИАГНОСТИКА СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ МЕРЗЛОГО ТИПА (на примере Анадырской ТЭЦ)

О.Ю. Германова[1], Н.Н. Сигачева[2], О.К. Воронков[3]

Геофизическая диагностика грунтовых плотин и их оснований имеет большие перспективы в гидротехнике. Этому способствует процесс декларирования безопасности сооружений, в ходе которого выясняется необходимость получения дополнительной информации о состоянии сооружения.

Комплексная геофизическая диагностика грунтовых плотин предполагает использование ряда независимых, взаимодополняющих методов: электрометрии (электроразведки), сейсморазведки, георадиолокации, термометрии. В упрощенном варианте при экспресс-диагностике, как показал опыт работ, достаточно применения электрометрии (вертикальные электрические зондирования – ВЭЗ, метод естественного электрического поля – ЕП, реже – резистивиметрия, метод заряженного тела и др.) с привлечением для интерпретации данных натурных наблюдений на плотине с традиционной КИА. Ниже рассмотрен пример таких работ на грунтовой плотине Анадырской ТЭЦ, расположенной в Чукотском автономном округе.

Объект и задачи исследований

Объектом исследований является грунтовая плотина мерзлого типа и ее основание. Это плотина III класса высотой 16 м, длиной по гребню 1330 м, шириной по гребню 8 м, с заложением откосов 1:3 (верхового) и 1:2 (низового). Плотина отсыпана из дресвяно-щебенистых суглинков (коэффициент неоднородности гранулометрического состава d_{60}/d_{10} = 300 – 1000, коэффициент фильтрации 0,01 – 1 м/сут). Плотина имеет центральную противофильтрационную призму с мерзлотной завесой, создаваемой сезоннодействующими паро-жидкостными замораживающими установками (ПЗУ), расположенную между пикетами 2+33 и 13+65 с шагом преимущественно 1 – 3 м.

Основание плотины сложено делювиально-солифлюкционными и аллювиальными отложениями мощностью до 10 м (сильнольдистые супеси, суглинки, реже пески и галечники). Ввиду малой мощности каждой из названных разновидностей грунтов, по данным электроразведки они в первом приближении объединены в один слой. Четвертичные отложения содержат полигонально-жильные льды. Ниже залегают морские суглинки и глины. Вышеизложенное позволяет сделать вывод, что как плотина, так

[1] Инженер
Тел.: (812) 535-60-33. E-mail: germanova@mail.ru
[2] Ведущий инженер
Тел.: (812) 535-60-33. E-mail: geoelectr@groung.vniig.ru
[3] Доктор геол.-мин. наук, главный научн. сотр.
Тел.: (812) 535-51-04. E-mail: lori@groung.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

и основание в целом слабоводопроницаемы, за исключением слоев песка и галечника (в талом состоянии).

Засоленность грунтов плотины 0,2 – 0,3%, пористость 49%; засоленность грунтов основания 0,3 – 1,47%, основной диапазон изменения пористости 40 – 65%.

Объект находится в области сплошного распространения многолетнемерзлых пород, их мощность 150–200 м, температура на подошве слоя годовых колебаний температур (около 10 м) составляет –4 … –5 С (среднегодовая температура воздуха равна –7,4°С). Мощность сезонноталого слоя варьируется в пределах 0,2 – 1,4 м.

В пределах поймы р. Казачка на территории гидроузла до строительства был развит несквозной талик, который в период эксплуатации "старой" плотины и строительства новой значительно расширился до 130 м. С вводом в эксплуатацию ПЗУ размеры талика сократились (причем по оси мерзлотной завесы он был перекрыт).

Водохранилище было образовано низконапорной (старой) плотиной талого типа более 47 лет назад. Современное водохранилище существует более 24 лет. Расчеты оттаивания ложа водохранилища Анадырской ТЭЦ, выполненные Ленгидропроектом и ГИСИ (г. Нижний Новгород), показали, что через 25 лет эксплуатации глубина оттаивания грунтов будет составлять 6 – 12 м. Наши оценки этой же характеристики по формуле Стефана на срок 50 лет дали значение около 16 м.

В период возведения плотины старая плотина и ее основание (частично) находились в талом или пластичномерзлом состоянии. Поэтому отепляющее влияние современного водохранилища накладывалось (в частности, в диапазоне ПК 6+50–7+80) на особое состояние грунтов основания в этой зоне.

Службой эксплуатации ГТС Анадырской ТЭЦ выполняются температурные наблюдения в 25 скважинах, пройденных с гребня плотины и с поверхности низового и верхового откосов (единичные скважины), а также геодезические наблюдения за осадками и смещениями гребня и откосов плотины. Ниже кратко изложены результаты температурных измерений в 2007 г.

Ось мерзлотной завесы. Нами проанализирована выборка значений температуры $t°$ грунта в интервале глубин 5 – 15 м (108 значений), поскольку ряд скважин имел максимальную глубину 15 м. В выборку не включены значения по скв. № 28 (центр водозабора), где до глубины 10 – 12,5 м, то есть ниже поверхности морских глин, температура грунта положительная не только в октябре, но и в другие месяцы года, поэтому эта аномалия будет рассмотрена отдельно при обсуждении результатов наших работ.

С учетом сказанного, ось мерзлотной завесы в целом характеризуется диапазоном $t°$ от минус 3,7°С до минус 10,6°С при среднем значении $t°_{ср}$= –6,7°С. При такой температуре грунты должны находиться в твердомерзлом состоянии.

Низовой откос. Выборка из 11 значений температуры характеризовалась диапазоном от минус 0,4°С до минус 4,3°С при среднем значении $t°_{ср}$= –2,9°С. В указанном диапазоне температур грунты могут находиться

как в твердомерзлом, так и в пластичномерзлом (тем более с учетом их слабой засоленности) состояниях.

Верховой откос. Информация ограничена двумя скважинами: 8-1 и 22. Скважины существенно отличаются по температуре грунтов: если в скв. 8-1 (ПК 11+30) $t° = -4{,}0\ldots-5{,}3°C$, $t°_{ср} = -4{,}7°C$ (5 значений), то в скв. 22 (ПК 3+72) $t° = -2{,}0\ldots-2{,}9°C$, $t°_{ср} = -2{,}7°C$ (6 значений). Такое различие объясняется наличием в правобережной верхней части разреза основания слабоводопроницаемых суглинков и глин, которые отсутствуют в центральной и левобережной частях основания плотины. Поэтому отепляющее влияние водохранилища на верховой откос в пределах ПК 11+00 – 14+00 должно сказываться в меньшей мере.

На основании вышеизложенного можно сформулировать главные задачи натурных геофизических исследований и предложить основные методы их решения.

Задачами являлись изучение и оценка состояния грунтов плотины и основания, в том числе льдогрунтовой завесы, примыканий, а также возможной деградации мерзлоты.

Для решения поставленных задач были применены методы ВЭЗ – 179 физических наблюдений (ф.н) и ЕП (335 ф.н). Работы выполнены в июле-августе 2008 г. Зондирования проведены на шести продольных профилях, проходящих параллельно оси плотины (по верховому откосу на урезе водохранилища, на гребне, по низовому откосу и в нижнем бьефе).

Методика полевых работ, обработки и интерпретации материалов

Работы **методом ВЭЗ** выполнялись трехэлектродной установкой (AMN) с использованием серийной электроразведочной аппаратуры «ЭРА». Зондирования проводились на переменном токе частотой 4,88 Гц. Максимальный разнос установки АО в большинстве случаев равнялся 104,5 м. Величина приемной линии MN равнялась 1 м для ближних разносов (АО $\leq$ 30 м) и 10 м для дальних (АО = 14,5 – 104,5 м). Расстояние до удаленного электрода составляло 800 – 1300 м. Расстояние между точками ВЭЗ по профилю в основном равнялось 25 м (реже – 50 м).

В результате полевых наблюдений в большинстве случаев получены трехслойные кривые ВЭЗ типа *K* (при наличии сезонноталого слоя) и типа *Q* (если мощность сезонноталого слоя настолько мала, что не отображалась на кривой).

Наличие на объекте исследования строительного мусора, кабельных линий, трубопровода, металлических конструкций, термостворов с металлическими соединительными трубами существенно ухудшили технологические условия производства работ и отразились на форме кривых ВЭЗ.

Обработка данных электрозондирований проводилась с помощью программы одномерной интерпретации IPI2WIN (МГУ им. М.В. Ломоносова) [1].

Исходя из имеющихся инженерно-геологических представлений, предполагалось горизонтально-слоистое геоэлектрическое строение разреза под точкой зондирования. Для достижения наилучшего совпадения практической кривой ВЭЗ и теоретической, соответствующей полученной модели, варьировались параметры геоэлектрического строения – удельное электрическое сопротивление слоя либо его мощность. Далее выделенные

геоэлектрические слои интерполировались между соседними точками зондирований.

В начальный период интерпретации материалов была использована табл. 1, составленная А.В. Кондрашкиным [2] на этапе возведения плотины Анадырской ТЭЦ, где по значению удельного электрического сопротивления (УЭС) оценивалось состояние грунтов (талое, пластично-мерзлое, твердомерзлое).

Таблица 1

Влияние различного состояния грунтов в натурных условиях на величину их УЭС (Ом·м)

Виды грунтов	Состояние грунтов		
	талые водонасыщенные	пластично-мерзлые	твердомерзлые
Делювиально-солифлюкционные	< 200	200 – 1500	> 1500
Аллювиальные	< 400	400 – 3000	> 3000
Морские отложения	< 25	25 – 100	> 100
Делювиально-солифлюкционные в отсыпке	60 – 200		500 – 1500
Делювиально-солифлюкционные в отсыпке (в прудки)	60 – 90		

Наиболее четкой геоэлектрической границей, связываемой с инженерно-геологическим строением плотины и основания, являлась поверхность коренных морских глин и суглинков. Перекрывающий их слой делювиально-солифлюкционных и аллювиальных отложений по геоэлектрическим свойствам в большинстве случаев не отличался (или мало отличался) от слоя насыпных грунтов, залегающих выше. Поэтому укрупненная модель геоэлектрического строения представляла собой двухслойную (реже трехслойную) среду, переход к нижележащим слоям отмечался понижением удельного электрического сопротивления (УЭС) в десятки раз.

При съемке **методом естественного электрического поля** по способу потенциала неподвижный электрод сравнения N устанавливался на опорном пункте. Заземления производились с помощью неполяризующихся электродов, устанавливаемых в предварительно увлажненные небольшие лунки в грунте.

Результаты исследований

Итоговым материалом обработки кривых ВЭЗ были разрезы кажущихся сопротивлений $\rho_к$ и геоэлектрические разрезы с нанесенными на них значениями мощности слоев и УЭС. Отождествление геоэлектрического разреза с инженерно-геологическим позволило судить о распределении значений УЭС в основных элементах разреза (рис. 1), из которого следует, что грунты основания характеризуются полимодальным распределением, причем в морских отложениях оно выражено наиболее четко. С учетом данных табл. 1 моды распределения можно связывать с различным состоянием грунта (талым, пластичномерзлым и твердомерзлым). Поэтому приведенные в табл. 2 значения УЭС в период эксплуатации плотины уточняют характеристики табл. 1, полученные в период строительства.

Отложения морских глин и суглинков (опорный геоэлектрический горизонт) неоднородны по УЭС, причем в плане (рис. 2) можно проследить

несколько зон пониженных значений УЭС, отвечающих пластичномерзлому и талому состоянию грунтов. Наиболее широкая зона низких УЭС отмечена между водосбросом и водозабором (ПК 7+00 – ПК 9+00), то есть на участке старой плотины талого типа, возведенной еще в 1960 г. Эта зона прослеживается по всем профилям от верхнего бьефа до нижнего, причем ширина ее по урезу водохранилища составляет 200 м, а в нижнем бьефе несколько сужается до 100 – 130 м. Между ПК 7+00– ПК 8+00 отмечены самые низкие УЭС, более характерные для талого состояния, чем для пластичномерзлого. Зоны пониженных УЭС, но меньших размеров, выявлены около ПК 2+50 и ПК 11+00.

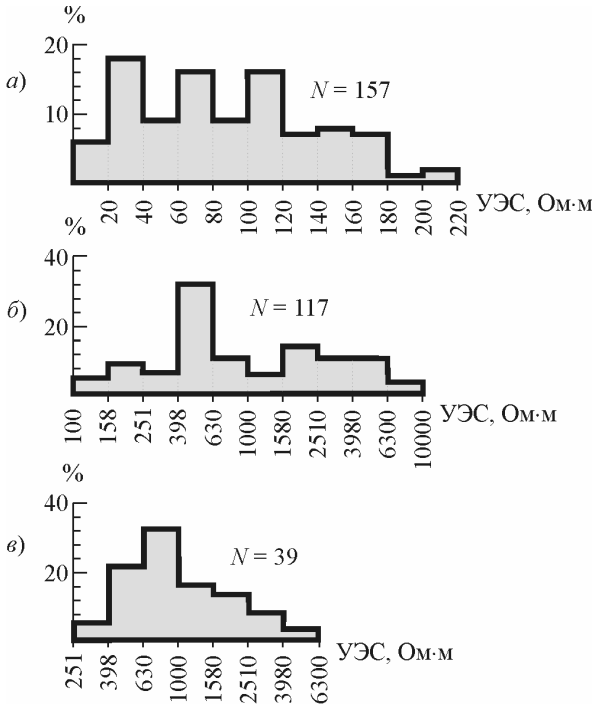


Рис. 1 Распределение значений удельного электрического сопротивления в грунтах плотины и основания:

а – морские отложения основания; *б* – делювиально-солифлюкционные и аллювиальные грунты основания; *в* – делювиально-солифлюкционные и аллювиальные грунты в отсыпке плотины

Таблица 2

Влияние различного состояния грунтов в натурных условиях на величину их УЭС (Ом·м) по данным полевых работ 2008 г.

Виды грунтов	Состояние грунтов					
	талые водонасыщенные		пластичномерзлые		твердомерзлые	
	$x_{мин} - x_{макс}$	$x_{мод}$	$x_{мин} - x_{макс}$	$x_{мод}$	$x_{мин} - x_{макс}$	$x_{мод}$
Делювиально-солифлюкционные и аллювиальные	100 – 300	205	300 – 1000	510	1000 – 10000	2000
Морские отложения	10 – 50	30	50 – 90	70	90 – 220	110
Техногенные делювиально-солилюкционные грунты в отсыпке	–	–	250 – 400	320	400 – 6300	800

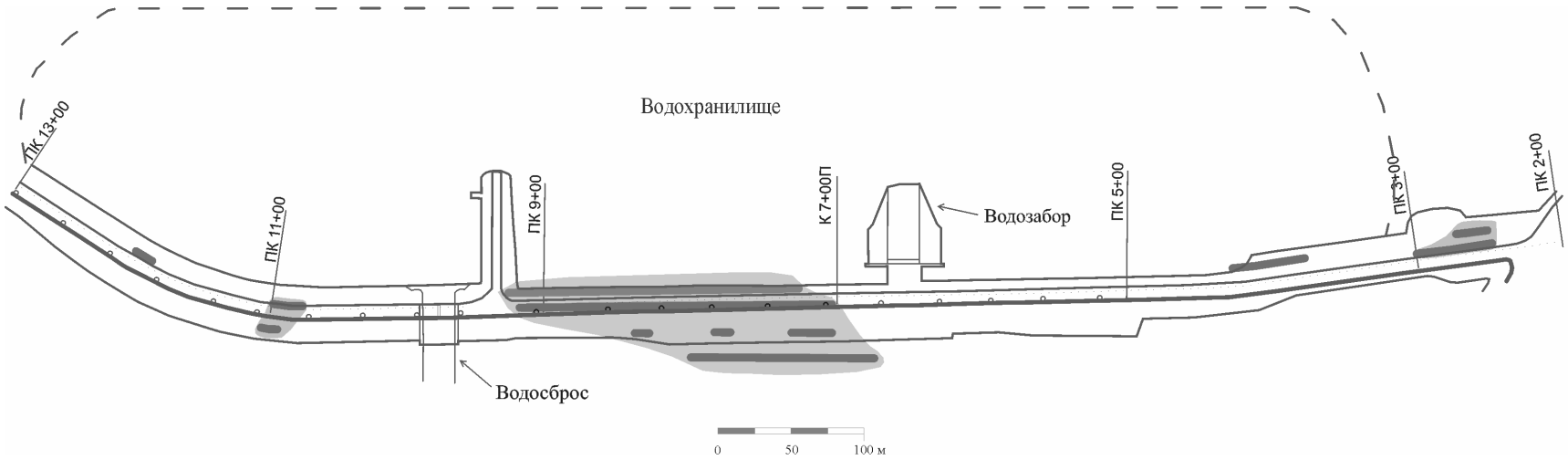


Рис. 2. Зоны пониженных значений УЭС (10 – 60 Ом·м) в морских отложениях основания плотины Анадырской ТЭЦ

Делювиально-солифлюкционные и аллювиальные отложения основания характеризовались широким диапазоном изменения УЭС (10^2 – 10^4 Ом·м) и полигональным распределением с модами 205, 510, 2000 Ом·м, которые были отнесены соответственно к талому, пластичномерзлому и твердомерзлому состояниям. Ввиду того, что этот слой выделен по данным ВЭЗ не повсеместно, проследить в плане аномальные зоны не представилось возможным.

Насыпные грунты плотины на ее гребне и на низовом откосе характеризуются в большинстве случаев твердомерзлым состоянием (основной диапазон УЭС составил 400 – 4000 Ом·м). Сомнение вызвал лишь участок между ПК 8+30 и ПК 8+70, где УЭС понизилось в 3 – 4 раза по сравнению с фоновыми значениями, что вероятно связано с переходом грунта из твердомерзлого в пластичномерзлое состояние. Проверить эту аномалию по результатам температурных наблюдений не удалось, так как в диапазоне ПК 7+87 – ПК 9+60 функционирующих термоскважин нет. На указанном выше интервале ПК 8+30 – ПК 8+70 можно предполагать недостаточно эффективную работу ПЗУ.

Необходимо отметить, что данные электроразведки не всегда однозначно соответствуют данным температурных измерений по линии ПЗУ. Например, состояние морских глин между водозабором и водосбором ближе к пластичномерзлому, чем к твердомерзлому, в то время как температурные замеры здесь дают основной диапазон –5°С…– 10°С. Это объясняется тем, что 80% функционирующих термоскважин находятся вблизи ПЗУ и характеризуют температурное состояние грунтов лишь в ограниченном объеме льдогрунтовой завесы.

Грунты примыканий плотины по данным электроразведки характеризуются преимущественно твердомерзлым состоянием, и в целом не вызывают опасений с точки зрения безопасного состояния сооружения. Однако, на основе литературных и фондовых источников, можно утверждать, что в связи с присутствием в грунтах примыкания полигонально-жильного и погребенного льда возможны термокарстовые явления. Небольшие термокарстовые водоемы можно видеть в правобережном примыкании и в нижнем бьефе от ПК 11+ 00 и далее.

Съемка по методу естественного электрического поля (ЕП) проведена по четырем профилям. Результаты измерений представлены в виде графиков потенциала естественного электрического поля $\Delta U_{\text{ЕП}}$. Выявлено более 20 отрицательных аномалий ЕП, приблизительно 80% из которых имеют техногенную природу (металлический мусор, термостворы с металлическими соединительными трубами, бетон водозабора и водосброса, труба водовода). Две аномалии потенциала естественного электрического поля, явно не связанные с техногенными помехами (наличием металла и пр.), выявлены на профиле 4 (ПК 6+90) и 5 (ПК 7+00), они проходят приблизительно параллельно трубе водовода от водозабора в нижний бьеф (рис. 3). На профиле 5 в точке этой аномалии имеется термокарстовая впадина (сухое блюдце). Возможно, выявленные аномалии связаны с медленным развитием таликовой зоны в песках и гравийно-галечниковых отложениях основания, учитывая более высокий коэффициент фильтрации в них по сравнению с суглинками.

Эти аномалии не только коррелируются между соседними профилями 4 и 5 (ПК 6+90 и ПК 7+00), но и со скв. № 28 (водозабор), где в течение последних 11 лет (располагая данными термонаблюдений за период 1997 – 2007 гг.) зафиксирована зона талых грунтов до глубины 10 – 12,5 м, причем слой аллювия (гравий, галька с суглинистым, супесчаным заполнителем) круглогодично находится при положительной температуре. Нулевая изотерма иногда (4 года из 11) опускалась в морские глины.

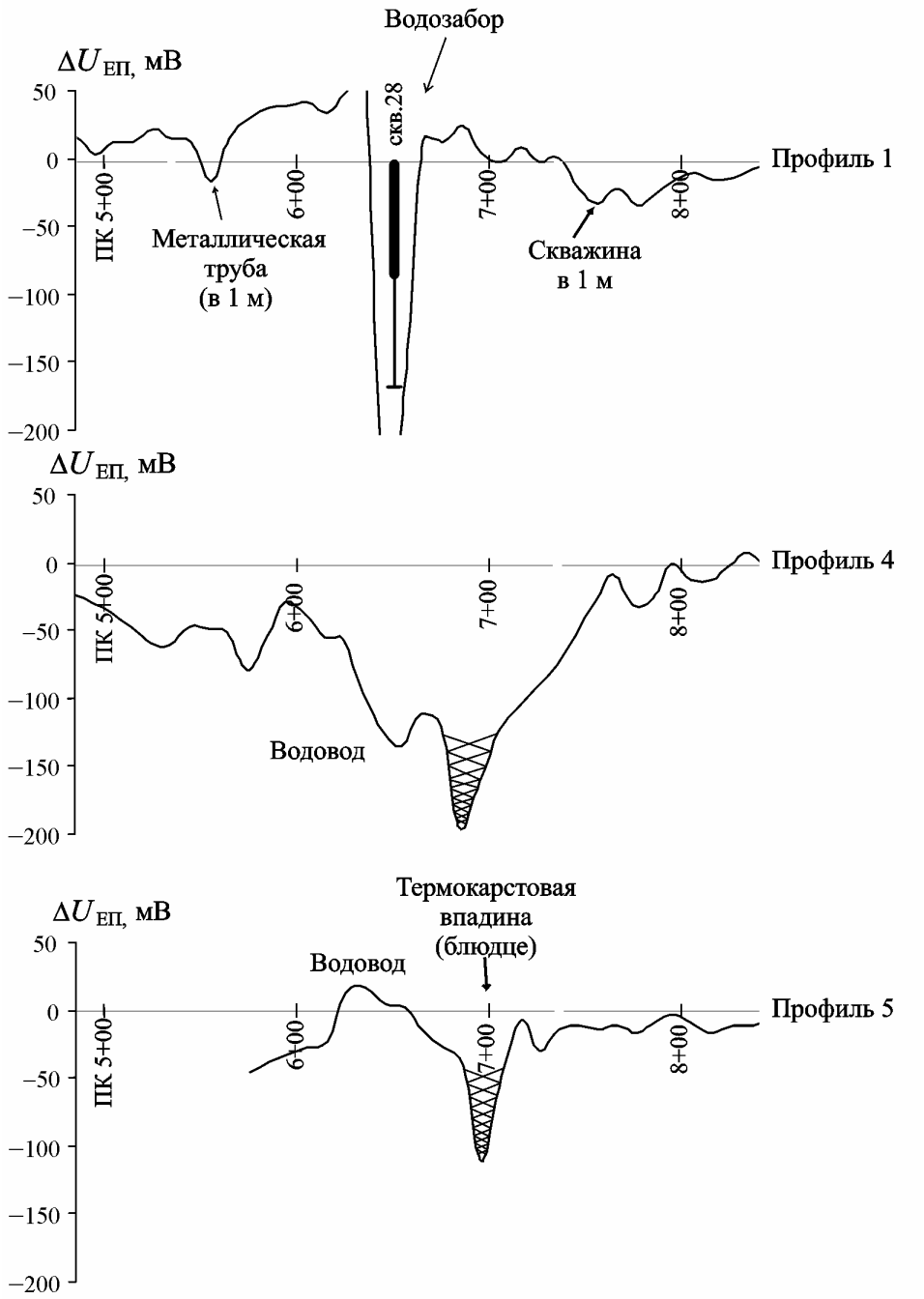


Рис. 3 Графики потенциала естественного электрического поля $\Delta U_{ЕП}$ на участке водозабора и нижнего бьефа

Выводы

1. Выполненные геофизические исследования подтверждают общий вывод о том, что плотина Анадырской ТЭЦ находится в работоспособном состоянии. Вместе с тем, ряд особенностей системы плотина – основание (прежде всего, связанных с некоторыми изменениями температурно-влажностного состояния объекта) требуют постоянного внимания как в плане натурных наблюдений, так и в плане реализации профилактических мероприятий.

2. Грунты в области влияния мерзлотной завесы, а также в низовой призме плотины находятся преимущественно в твердомерзлом состоянии. Аномалия зафиксирована в диапазоне ПК 8+30 – ПК 8+70. Она может быть вызвана либо наличием в теле плотины на данном интервале хорошо проводящих объектов (помимо ПЗУ и осветительных столбов), либо возможными переходами грунта в пластичномерзлое состояние. Поэтому рекомендуется проверить работу ПЗУ в интервале указанных пикетов.

Грунты верховой призмы в приурезовой части водохранилища характеризуются в основном талым состоянием. В пределах верхового откоса верхняя часть разреза (до глубины 4 – 6 м) характеризуется твердомерзлым состоянием, ниже по разрезу – наиболее вероятно пластичномерзлое состояние из-за отепляющего влияния водохранилища. Грунты низового откоса, судя по значениям удельного электрического сопротивления, находятся в твердомерзлом состоянии.

3. Морские глины и суглинки основания неоднородны по своему физическому состоянию. Их засоленность изменяется в значительных пределах (0,3 – 1,47%). Поэтому даже небольшое повышение температуры таких грунтов (в частности, в пределах отрицательных значений без перехода грунта в талое состояние), например, за счет отепляющего влияния водохранилища приведет к увеличению объема жидкой фазы в грунте, а следовательно, к уменьшению его УЭС. Наиболее широкая зона низких сопротивлений в морских глинах и суглинках основания отмечена на участке между водозабором и водосбросом, то есть на участке нижнего бьефа старого водохранилища. Поскольку морские отложения практически водонепроницаемые не только в мерзлом, но и в талом состоянии ($K_ф \leq 10^{-3}$ м/сут), то изменение их температуры возможно за счет отепляющего влияния водохранилища и фильтрации в залегающем над ними аллювии основания.

4. Подавляющее большинство аномалий естественного электрического поля $\Delta U_{ЕП}$ обусловлено техногенными источниками, не связанными с фильтрационными явлениями в грунтах, кроме двух аномалий, находящихся практически на одной линии с водозабором. Учитывая положительные температуры в скв. № 28 (водозабор) можно предположить наличие на этом участке фильтрации в аллювиальных отложениях основания плотины. Поэтому в пределах указанной аномалии рекомендуется заложить термоскважину.

5. Наличие мелких водоемов вблизи плотины, прогреваемых в летнее время, создает предпосылки для перехода грунтов из твердомерзлого состояния в пластичномерзлое. Поэтому рекомендуется выполнить мero-

приятия по снижению интенсивности этого процесса (водоотвод, засыпка и др.).

6. Грунты примыканий плотины характеризуются преимущественно твердомерзлым состоянием, и в целом не вызывают опасений в период эксплуатации. Однако, в связи с присутствием в них полигонально-жильного и погребенного льда возможны термокарстовые явления. В случае появления термокарстовых понижений в примыканиях, а также вблизи подножия низового откоса плотины их следует засыпать.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Электрическое** зондирование геологической среды / Под ред. В.К. Хмелевского, В.А. Шевнина. М.: Изд-во МГУ. 1988 (Т.1). 1992 (Т.2). 1994 (Т.3).

2. **Кондрашкин А.В.** Возможность геоэлектрического контроля за изменениями состояния грунтовых плотин и их оснований в криолитозоне. В кн.: Геофизические исследования криолитозоны. 2000. Вып. 3. С. 39-57.

УДК 624.131.22

ОЦЕНКА СУБЪЕКТИВНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРАНИЦЫ РАСКАТЫВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

В.В.Сокуров[1]

Значения влажности на границах текучести W_L и раскатывания W_P используются при определении номенклатуры глинистых грунтов, показателя консистенции, выделении инженерно-геологических элементов, а также при геотехническом контроле в процессе проведения строительных работ.

Методы определения W_L и W_P регламентируются ГОСТ 5180-84 [1]. На основе анализа сущности процесса, происходящего при формировании образца грунтовой пасты и раскатывании ее в жгут диаметром 3 мм, во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева разработан оперативный способ определения влажности на границе раскатывания глинистых грунтов, защищенный патентом РФ [2, 3]. На основании опытов и обобщения результатов исследований более 500 характерных глинистых грунтов более чем с 30 объектов гидротехнического и промышленного строительства проведенных разными авторами, была установлена связь между величинами W_P и W_L, которая может быть представлена линейной математической моделью

$$W_P = k_P W_L + b\,, \qquad (1)$$

где k_P и b – эмпирические коэффициенты. Численные значения коэффициентов уравнения (1) получены после статистической обработки результатов исследований глинистых грунтов (в широком интервале значений W_L – 0,130–0,914) и основных глинистых минералов: гидрослюды, каолинита, монтмориллонита, палыгорскита, галлуазита.

Как установлено исследованиями, выполненными во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, при формировании образца грунтовой пасты и раскатывании ее в жгут разные исполнители прикладывают различные усилия, что обуславливает субъективный характер получаемых значений W_P.

Для оценки субъективности в определении W_P шестью исполнителями исследовались грунты оснований двух объектов (энергетического объекта в Ленинградской области и высотного здания в Санкт-Петербурге). W_P и W_L определялись традиционным способом в соответствии с ГОСТ 5180-84. Грунты были представлены супесями, суглинками и глинами. Значения W_L исследованных грунтов изменялись от 0,150 до 0,427. Средние значения гранулометрических составов исследованных грунтов приведены в табл. 1. Каждый исполнитель выполнил более 20 определений для первого объекта и более 100 – для второго. Результаты опытов представлены в виде графиков зависимостей влажности на границе раскатывания W_P и влажности на границе текучести W_L (рис. 1, 2). Во всех случаях зависимости имеют вид математической модели (1).

[1] Зав. сектором
Тел.: (812) 535-43-89. E-mail: sokurov@gry.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Таблица 1

Средние значения гранулометрического состава исследованных грунтов

Объект	Разновидность грунта	Плотность частиц ρ_s, г/см^3	Процентное содержание частиц размером, мм							
			2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	0,1–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	< 0,005
Основание энергетического объекта, Ленинградская обл.	Супеси четвертичные	2,69	0,5	6,6	11,7	21,8	19,7	13,6	7,7	18,5
	Суглинки и глины четвертичные буровато-коричневые	2,74	–	0,5	0,9	7,0	13,3	23,5	13,8	40,9
	Глины и суглинки кембрийские голубовато-серые	2,74	–	0,7	1,0	3,4	14,0	20,5	13,8	46,7
Основание высотного здания, Санкт-Петербург	Супеси озерно-ледниковые	2,69	–	0,8	0,6	1,9	17,8	48,0	15,0	15,9
	Суглинки и глины озерно-ледниковые буровато-коричневые	2,71	1,9	1,6	0,2	0,3	7,0	22,0	21,3	45,7
	Глины и суглинки верхнепротерозойские голубовато-серые	2,72	5,7	0,9	2,5	2,6	8,9	22,4	13,8	43,2

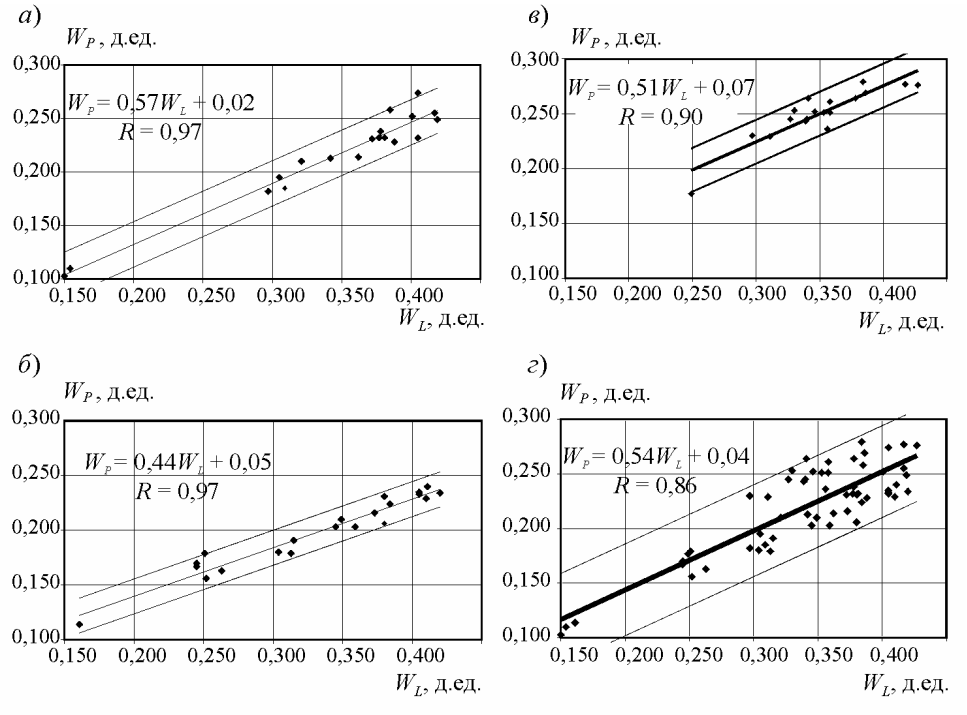


Рис.1. Графики зависимости $W_P = f(W_L)$ грунтов основания энергетического объекта, определенные разными исполнителями:
а – исполнитель 1; *б* – исполнитель 2; *в* – исполнитель 3; *г* – обобщенный (исполнители 1, 2, 3)

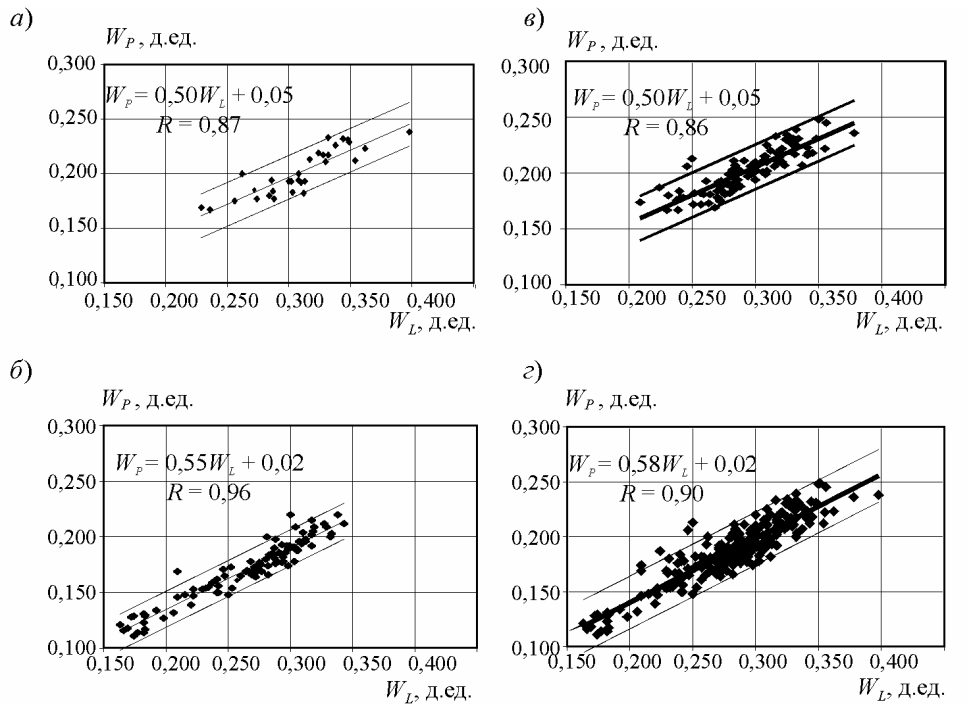


Рис.2. Графики зависимости $W_P = f(W_L)$ грунтов основания высотного здания, определенные разными исполнителями:
а – исполнитель 4; *б* – исполнитель 5; *в* – исполнитель 6; *г* – обобщенный (исполнители 4, 5, 6)

Для анализа результатов определения границы раскатывания грунтов W_P были использованы современные методы теории вероятностей и математической статистики, которые успешно применял А.А.Каган для определения расчетных характеристик грунтов при проектировании и строительстве сооружений [4]. При этом использовались стандартные параметры: среднеквадратическое отклонение, коэффициент корреляции, доверительные интервалы и т.д. Эмпирические коэффициенты k_P и b – параметры математической модели, которые вычислялись по методу наименьших квадратов [5, 6].

Коэффициенты k_p, b, корреляции R, вариации V, доверительные интервалы ΔW_P и показатели точности ρ_α, определенные разными исполнителями, приведены в табл. 2.

На рис. 3 приведен обобщенный график $W_P = f(W_L)$ грунтов оснований исследованных объектов после статистической обработки всей совокупности значений.

Таблица 2

Коэффициенты k_p, b, корреляции R, вариации V, доверительные интервалы Δ_{Wp}, показатели точности ρ_α, полученные разными исполнителями

Объект	Исполнители	Коэффициенты в уравнениях		R	Доверительный интервал ΔW_P, д.ед	Коэффициент вариации V, %	Показатель точности ρ_α
		k_P	b				
Основание энергети--ческого объекта, Ленинградская область	1	0,57	0,02	0,97	0,021	4,9	0,022
	2	0,44	0,05	0,97	0,016	4,0	0,017
	3	0,51	0,07	0,90	0,020	4,0	0,018
	Средние значения	0,54	0,04	0,86	0,042	9,5	0,020
Основание высотного здания, Санкт-Петербург	4	0,49	0,05	0,87	0,020	5,2	0,019
	5	0,55	0,02	0,96	0,016	4,8	0,01
	6	0,50	0,05	0,86	0,020	4,9	0,01
	Средние значения	0,58	0,02	0,91	0,024	6,3	0,01
Обобщенные значения по исследованным объектам		0,56	0,03	0,91	0,028	7,2	0,01

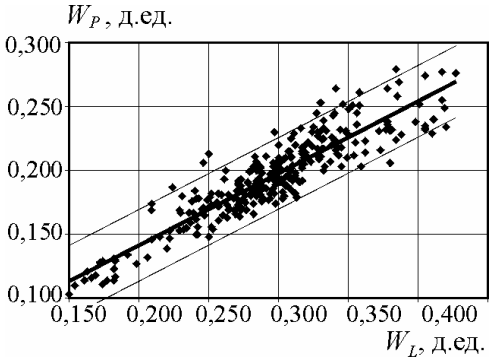


Рис. 3. Обобщенный график зависимости $W_P = f(W_L)$ грунтов оснований исследованных объектов:
—◆— – исполнители 1, 2, 3, 4, 5, 6; —— – границы доверительного интервала

Выполненными исследованиями установлено, что во всех случаях получено достаточно высокое значение коэффициента корреляции R, изменяющееся от 0,86 до 0,97. Для одних и тех же грунтов разными исполнителями получены различные коэффициенты уравнения: k_P изменяется от 0,44 до 0,58, значение коэффициента b – от 0,02 до 0,07. Доверительный интервал при доверительной вероятности P = 0,95 изменяется от 0,016 до 0,021, коэффициент вариации V значений границы раскатывания W_P – от 4,0 до 5,2%, показатель точности ρ_α определения среднего значения W_P – от 0,010 до 0,022.

Сравнение значений W_P, определенных разными исполнителями для исследованных объектов, выполнено для супесей с W_L = 0,150 и суглинков с W_L = 0,450 (табл. 3). Из анализа приведенных результатов следует, что для супесей максимальное и минимальное значения влажности на границе раскатывания, определенные исполнителями 1, 2, 3, отличаются на 0,041, а исполнителями 4, 5, 6 – на 0,022, после совместной обработки всех результатов (исполнители 1 – 6) – на 0,044. Для суглинков соответствующие результаты следующие: максимальные и минимальные значения W_P, определенные исполнителями 1, 2, 3, отличаются на 0,052, определенные исполнителями 4, 5, 6 – на 0,007, а после совместной обработки – на 0,052.

Таблица 3

Сравнение значений W_P исследованных грунтов, определенных разными исполнителями

Объект	Грунт	Исполнитель	Значения влажности на границе раскатывания W_P						
			каждого исполнителя	максимальное	минимальное	разность	итого по исследованным объектам		
							максимальное	минимальное	разность
Энергетический объект	Супесь W_L= 0,150	1	0,106				0,147	0,103	0,041
		2	0,116						
		3	0,147	0,147	0,106	0,041			
Высотное здание		4	0,124						
		5	0,103						
		6	0,125	0,125	0,103	0,022			
Энергетический объект	Суглинок W_L= 0,450	1	0,277				0,300	0,248	0,052
		2	0,248						
		3	0,300	0,300	0,248	0,052			
Высотное здание		4	0,271						
		5	0,268						
		6	0,275	0,275	0,268	0,007			

Таким образом, разница в определении максимальных и минимальных значений влажности на границе раскатывания W_P между разными исполнителями составляет от 2,2 до 5,2% в исследованном интервале W_L.

Представляет интерес сравнение графиков зависимости $W_P = f(W_L)$ для исследованных грунтов, определенных разными исполнителями после совместной обработки и в соответствии с патентом [2] (рис. 4). Для супесей, характеризуемых W_L = 0,150, по обобщенному уравнению исполнителей 1 – 6 значение W_P = 0,114, а в соответствии с патентом W_P = 0,128, разница составляет 0,014. Для суглинков, характеризуемых W_L = 0,450, соответствующие значения следующие: у исполнителей W_P = 0,282, в соответствии с патентом W_P = 0,263, разница – 0,019. Таким образом, для исследованных грунтов в интервале значений W_L= 0,150 – 0,450 разница в определении W_P шестью исполнителями и в соответствии с патентом составляет 1,4 – 1,9%. Трудозатраты и трудоемкость определения влажности на границе раскатывания W_P при использовании патента значительно ниже, а скорость определения – выше.

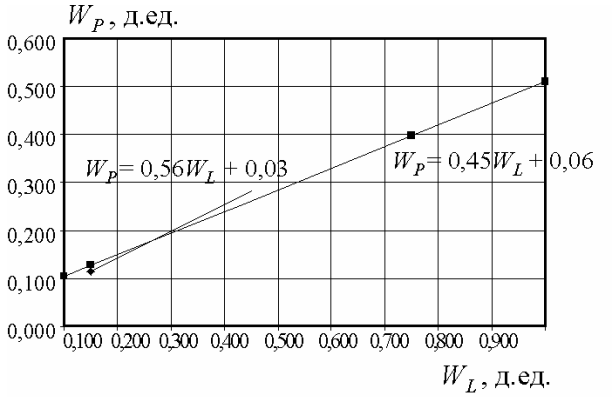


Рис.4. Графики зависимости $W_P = f(W_L)$ исследованных грунтов, определенных разными исполнителями и в соответствии с патентом:
– исполнители 1 – 6; – патент

Выполнена оценка влияния субъективности значений влажности на границе раскатывания W_P, определенных разными исполнителями, среднего значения и в соответствии с патентом на классификационные показатели грунтов: число пластичности I_P, показатель текучести I_L и консистенцию на примере грунтов оснований энергетического объекта и высотного здания. Сравнение полученных показателей приведено в табл. 4 и 5.

Для супесей основания энергетического объекта (см. табл. 4) значения влажности на границе раскатывания W_P, определенные исполнителями 1 – 3, изменяются от 0,115 до 0,155 (среднее W_P = 0,124) и различаются по сравнению со средним значением на 0,1 – 3,1%, по сравнению с патентом – на 0,1 – 2,0%. Значение числа пластичности I_P, определенное разными исполнителями, изменяется от 0,012 до 0,052 (среднее I_P = 0,043), показатель текучести I_L – от –0,365 до –4,917 (среднее I_L = – 0,651), грунт характеризуется всеми исполнителями как супесь твердой консистенции.

Для четвертичных суглинков и глин соответствующие показатели получены следующие: значения W_P изменяются от 0,200 до 0,244 (среднее значение W_P = 0,222) и по сравнению со средним значением отличаются на 0,7 – 2,2%, по сравнению с патентом – на 0,1 – 3,0%.

Таблица 4

Сравнение значений W_P, определенных разными исполнителями, со средним (обобщенным) значением и патентом (на примере грунтов основания энергетического объекта в Ленинградской области)

Грунт	Исполнитель	Влажность грунта, д.ед.			Разность, д.ед.		Число пластичности I_P, д.ед.	Показатель текучести I_L, д.ед.	Консистенция
		природная W	на границе текучести W_L	на границе раскатывания W_P	со средним значением	с патентом			
Супеси четвертичные	1	0,096	0,167	0,115	0,009	–0,002	0,052	–0,365	твердая
	2			0,123	–0,001	–0,001	0,044	–0,631	то же
	3			0,155	0,031	0,020	0,012	–4,917	то же
	Средние обобщенные значения			0,124	0	–0,011	0,043	–0,651	то же
	По патенту			0,135	0,011	0	0,032	–1,219	то же
Суглинки и глины четвертичные буровато-коричневые	1	0,164	0,342	0,215	0,007	0,001	0,127	–0,402	твердая
	2			0,200	–0,022	–0,014	0,142	–0,254	то же
	3			0,244	0,022	0,030	0,098	–0,816	то же
	Средние обобщенные значения			0,222	0	0,008	0,120	–0,483	то же
	По патенту			0,214	–0,008	0	0,128	–0,391	то же
Глины и суглинки кембрийские голубовато-серые	1	0,153	0,348	0,218	–0,007	0,001	0,130	–0,500	твердая
	2			0,203	–0,002	–0,014	0,145	–0,345	то же
	3			0,247	0,002	0,030	0,101	–0,931	то же
	Средние обобщенные значения			0,225	0	0,008	0,120	–0,600	то же
	По патенту			0,217	–0,008	0	0,131	–0,489	то же

Таблица 5

Сравнение значений W_P, определенных разными исполнителями, со средним (обобщенным) значением и патентом (на примере грунтов основания высотного здания, Санкт-Петербург)

Грунт	Исполнитель	Влажность грунта, д.ед.			Разность, д.ед.		Число пластичности I_P, д.ед	Показатель текучести I_L, д.ед	Консистенция
		природная W	на границе текучести W_L	на границе раскатывания W_P	со средним значением	с патентом			
Супеси озерно-ледниковые	4	0,159	0,227	0,164	0,007	0,002	0,064	–0,078	твердая
	5			0,145	0,012	–0,017	0,082	0,171	пластичная
	6			0,164	0,007	0,002	0,064	–0,078	твердая
	Средние (обобщенные) значения			0,157	0	–0,005	0,070	0,029	пластичная
	По патенту			0,162	0,005	0	0,065	–0,049	твердая
Суглинки и глины озерно-ледниковые буровато-коричневые	4	0,320	0,342	0,221	–0,001	0,007	0,121	0,818	текучепластичная
	5			0,208	–0,014	–0,006	0,134	0,836	то же
	6			0,221	–0,001	0,007	0,121	0,818	то же
	Средние (обобщенные) значения			0,222	0	0,008	0,120	0,818	то же
	По патенту			0,214	–0,008	0	0,128	0,828	то же
Глины и суглинки верхнепротерозойские голубовато-серые	4	0,166	0,338	0,219	0	–0,007	0,119	–0,445	твердая
	5			0,206	–0,013	–0,006	0,132	–0,303	то же
	6			0,219	0	0,007	0,119	–0,445	то же
	Средние (обобщенные) значения			0,219	0	0,007	0,119	–0,445	то же
	По патенту			0,212	–0,007	0	0,126	–0,365	то же

Значение числа пластичности I_P изменяется от 0,098 до 0,142 (среднее I_P = 0,120), показатель текучести I_L – от $-0,254$ до $-0,816$ (среднее $I_L = -0,483$), во всех случаях грунт характеризуется как суглинок твердой консистенции.

Для кембрийских глин соответствующие показатели следующие: W_P изменяется от 0,203 до 0,247 (среднее W_P = 0,225) и отличается от среднего значения на 0,28 – 0,70%, по сравнению с патентом – на 0,10 – 3,0%. Значение числа пластичности I_P изменяется от 0,101 до 0,145 (среднее I_P = 0,120), показатель текучести I_L – от $-0,345$ до $-0,931$ (среднее $I_L = -0,600$), во всех случаях грунт характеризуется как суглинок твердой консистенции.

Таким образом, несмотря на различные значения физических показателей W_P, I_P, I_L, полученные разными исполнителями, исследованные грунты классифицируются практически одинаково.

Аналогичный анализ был выполнен для грунтов основания высотного здания (см. табл. 5). Для супесей озерно-ледникового происхождения значения влажности на границе раскатывания W_P, определенные исполнителями 4 – 6, изменяются от 0,145 до 0,164 (среднее W_P = 0,157) и различаются по сравнению со средним значением на 0,7 – 1,2%, по сравнению с патентом – на 0,2 – 1,7%. Значение числа пластичности I_P, определенное разными исполнителями, изменяется от 0,064 до 0,082 (среднее I_P = 0,070), показатель текучести I_L – от минус 0,078 до минус 0,171 (среднее значение I_L = 0,029), грунт характеризуется исполнителями 4, 6 и патентом как супесь твердая, а исполнителем 5 и по среднему значению – как суглинок пластичный.

Для озерно-ледниковых суглинков и глин получены следующие соответствующие показатели: значения W_P изменяются от 0,208 до 0,221 (средняя W_P = 0,222), по сравнению со средним значением отличаются на 0,1 – 1,4%, по сравнению с патентом – на 0,6 – 0,7%. Значения числа пластичности I_P изменяются от 0,121 до 0,134 (среднее I_P = 0,120), показатель текучести I_L – от 0,818 до 0,836 (среднее I_L= 0,818). Во всех случаях грунт характеризуется как суглинок текучепластичной консистенции.

Для верхнепротерозойских глин и суглинков соответствующие показатели следующие: W_P изменяется от 0,206 до 0,219 (среднее значение W_P = 0,219) и отличается от среднего значения на 0 – 1,3%, по сравнению с патентом – на 0,6 – 0,7%. Значение числа пластичности I_P изменяется от 0,119 до 0,132 (среднее I_P = 0,119), показатель текучести I_L – от минус 0,303 до минус 0,445 (среднее I_L = –0,445). Во всех случаях грунт характеризуется как твердый суглинок.

Таким образом, в основании высотного здания исполнителями 4 и 6 и в соответствии с патентом консистенция супесей характеризуется как твердая, а исполнителем 5 и по среднему значению – как пластичный суглинок. Озерно-ледниковые отложения всеми исполнителями характеризуются как суглинки текучепластичной консистенции, а верхнепротерозойские – как твердые суглинки.

На основании выполненных исследований установлено, что при изменении влажности на границе текучести W_L от 0,150 до 0,450 значения влажности на границе раскатывания W_P, определенные отдельными исполнителями, различаются на 0,7 – 5,2%, а по сравнению с патентом – на 0,1 – 3,0%. Субъективность определения W_P приводит к тому, что в некоторых случаях один и тот же грунт по разному классифицируется по разновидностям и консистенции.

Проведенный анализ позволяет рекомендовать способ определения значения влажности на границе раскатывания W_P в соответствии с патентом, так как при его разработке коэффициенты зависимости $W_P = f(W_L)$ были получены на основании обобщения обширных результатов независимых исследований большого количества глинистых грунтов различного минералогического и гранулометрического составов, отобранных на объектах гидротехнического, промышленного и гражданского строительства. Этот способ исключает субъективность и позволяет быстро, с меньшими трудозатратами и более точно определять влажность на границе раскатывания W_P.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. М.: Издание стандартов. 1986.

2. Ермолаева А.Н., Сокуров В.В., Иванов А.А. Способ определения границы раскатывания глинистых грунтов. Патент на изобретение RU № 2305284 C2 G01N 33/24. Бюл. № 24. 2006.

3. Сокуров В.В., Ермолаева А.Н. Экспериментальное исследование границы раскатывания глинистых грунтов и способ оперативного определения// Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2008. Т. 250. С. 62 – 68.

4. Каган А.А. Расчетные характеристики грунтов. М.: Стройиздат. 1985.

5. Крамер Г. Математические методы статистики. М.: Мир. 1975.

6. ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. М.: Издание стандартов. 1996.

УДК 621.311.21+627.82.042:536

ТЕПЛОВОЕ ПОЛЕ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ ВОТКИНСКОЙ ГЭС КАК ИНДИКАТОР ЭФФЕКТИВНОСТИ РАБОТЫ ДРЕНАЖА

М.Г. Лопатина[1], В.П. Терский[2]

Идея использования тепловой энергии в виде индикатора движения подземных вод не нова. Аналитические решения уравнений, описывающие перенос тепла подземными водами известны уже более 40 лет (Suzuki, 1960 г.; Stallman, 1965 г.; Шестаков, 1968 г.; Носова, 1969 г.) [1, 2], однако они были получены лишь для нескольких идеализированных случаев. Только в 1996 г. появилась возможность компьютерного моделирования теплопереноса фильтрационными потоками (Healy, U.S.GS). Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева температурные натурные наблюдения на земляных плотинах ГЭС начали проводить с 1968 г.

В настоящей статье анализируются результаты наблюдений за уровнями и температурой воды в пьезометрах земляной плотины №4 Воткинской ГЭС, полученных в августе – декабре 2008 г. Плотина соединяет правый коренной берег и шлюз. Плотина намывная, материал тела плотины – песчано-гравелистые грунты. Основание плотины сформировано слоем суглинка мощностью 2 – 3 м. Ниже – гравийно-галечниковый слой мощностью 5 – 6 м, залегающий на глинистом водоупоре. Дренаж выполнен в виде гравийно-песчаной призмы с отводом фильтрационных вод через железобетонную перфорированную трубу диаметром 1,0 м, расположенную в центре призмы.

На рис. 1 и 2 представлены планы гидроизогипс в теле и основании плотины по данным об уровнях грунтовых вод в пьезометрах в августе 2008 г. Направления фильтрационных потоков, показанные линиями токов, практически одинаковые. Ограниченное количество пьезометров, контролирующих тело плотины, не позволяет однозначно судить об эффективности работы дренажа. Дополнительную информацию можно получить путем анализа поля температур, показанного на рис. 3. Поле температур неоднородно по сравнению с плавно изменяющейся поверхностью депрессии, описываемой планом гидроизогипс (см. рис. 1 и 2). Температурный каротаж скважин показал, что транзитный фильтрационный поток из водохранилища через тело плотины начинается в районе пьезометра № 11 и далее идет параллельно дренажу через район, контролируемый пьезометром № 20, с разгрузкой в нижний бьеф и частично в дренажную систему. На рис. 3 стрелками показаны два направления разгрузки фильтрационного потока: основное – направленное с северо-востока на запад, и часть потока, направленная в дренаж.

[1] Зав. лабораторией
Тел.: (812) 525-50-04. E-mail: lopatina@dry.vniig.ru
[2] Старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-88-81.
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

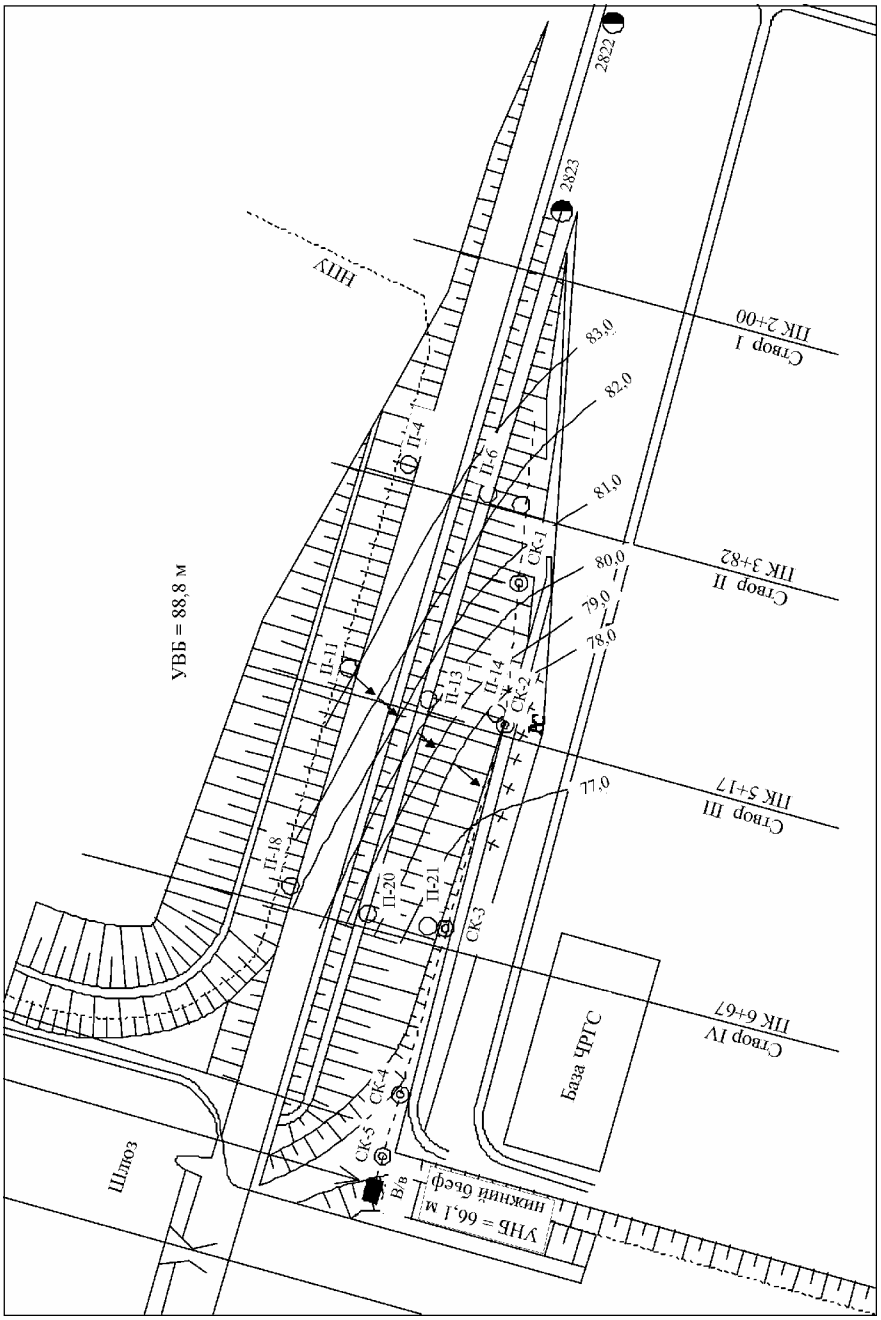


Рис. 1. План гидроизогипс в теле плотины № 4 Воткинской ГЭС

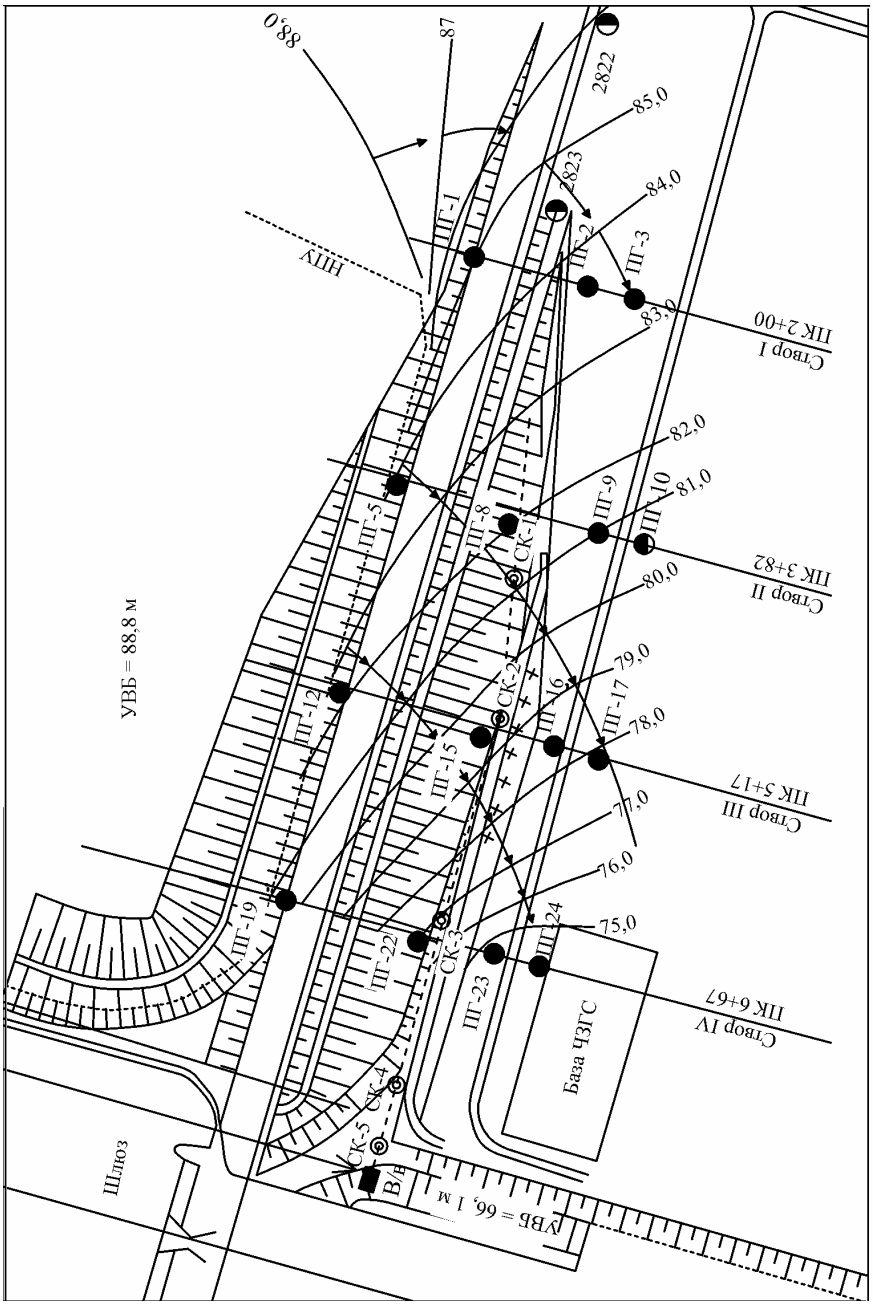


Рис. 2. План гидроизогипс в основании плотины № 4 Воткинской ГЭС

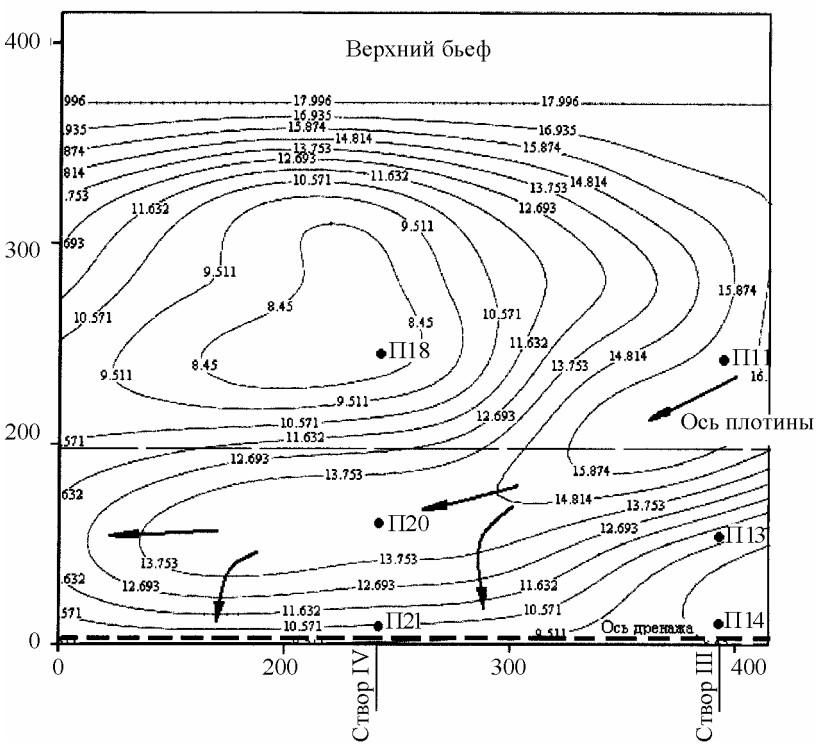


Рис. 3. Поле температур в теле плотины № 4 Воткинской ГЭС

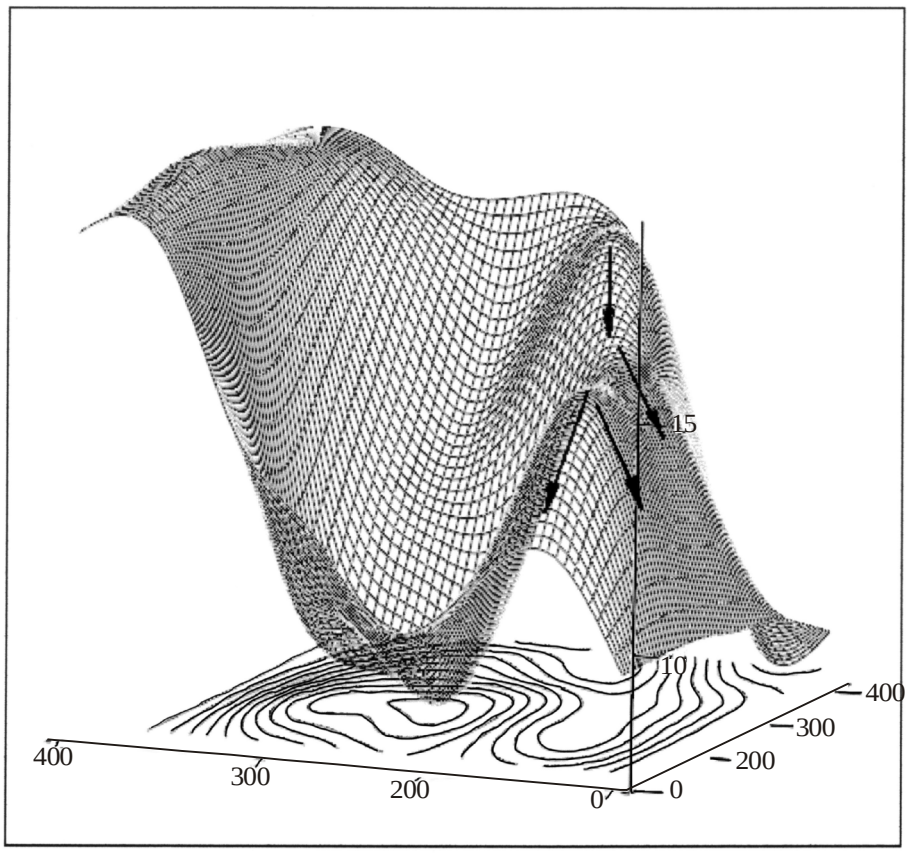


Рис. 4. Трехмерное изображение поля температур в теле плотины № 4 Воткинской ГЭС

Очень важным оказалось выявление застойной области в верховом клине тела и основания плотины в районе пьезометра № 18. На рис. 4 показано трехмерное поле температур на рассматриваемом участке плотины № 4. Здесь также, как и на рис. 3, стрелками показаны основные направления фильтрационного потока, а также температурная впадина в районе пьезометра № 18.

Полученные результаты температурных наблюдений показывают, что в августе 2008 г. температура воды в верхнем бьефе была максимальной. Для сравнения на рис. 5 даны каротажные значения температуры воды в верхнем бьефе в августе и декабре 2008 г. На рис. 6 приведены аналогичные значения для верховых пьезометров № 12, 19 (створы III и IV) и пьезометра № 15, контролирующего низовой откос (створ III), (рис. 6 – 8). Вышеуказанные пьезометры вскрывают всю толщу тела плотины и доведены до песчано-гравийно-галечникового слоя в основании. Положение фильтра скважины для температурных наблюдений не имеет никакого значения в отличие от пьезометрических наблюдений. Очень важным при проведении термокаротажа является максимально глубокое заложение забоя пьезометра, позволяющее получить температуру фильтрационного потока в вертикальном разрезе.

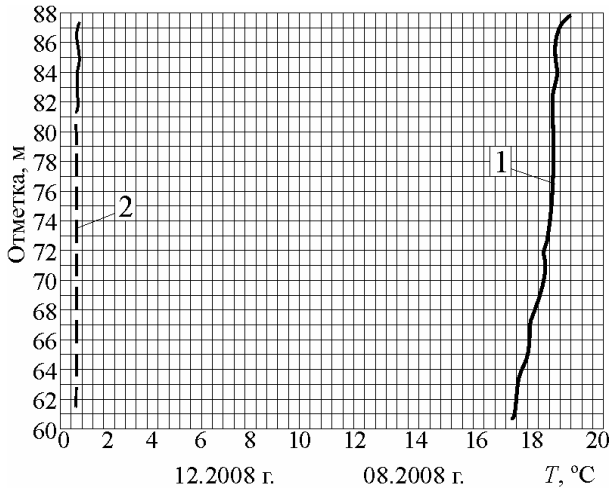


Рис. 5. Каротажные значения температуры воды в верхнем бьефе:
1 – август 2008 г.; *2* – декабрь 2008 г.

Фильтрационный поток в теле плотины, температура которого также максимальна именно в августе, соответствует наиболее фильтрующим зонам тела плотины. Анализируя каротажные данные в пьезометрах № 12 и 15, можно с полной уверенностью выделить два фильтрующих горизонта: первый – от депрессионной поверхности до отметки 78 м; второй – от 72 до 76 м. Первый горизонт соответствует телу плотины, второй – песчано-гравийно-галечниковому слою в основании плотины. Основное различие в температурах воды в горизонтах заключается в том, что максимальная температура в теле плотины наступает в августе, то есть синхронно с температурой в верхнем бьефе, минимальная – в декабре, что также соответствует температуре воды в верхнем бьефе. В то же время в нижнем горизонте максимум температуры наступает в декабре, а минимум – в августе.

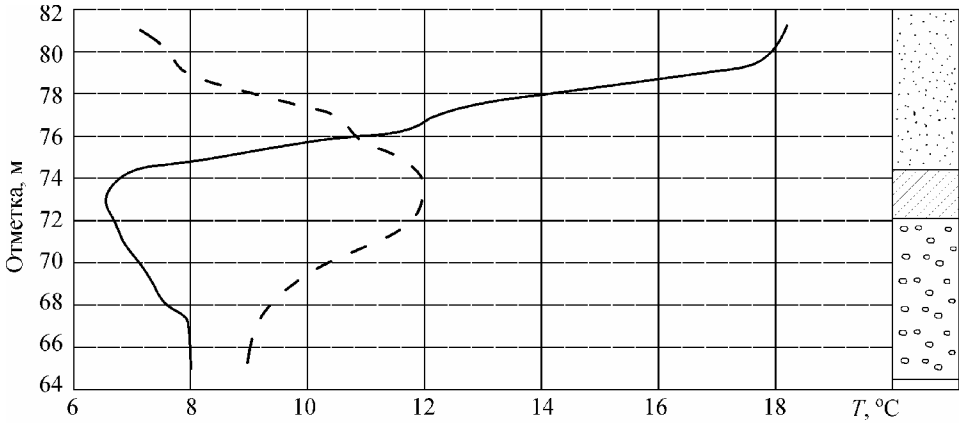


Рис. 6. Результаты термокаротажа пьезометрической скважины ПГ-12 с проектным геологическим разрезом по скважине:

– 08.2008 г.; – 12.2008 г.; – песок;

– песчано-гравийно-галечниковый горизонт; – суглинки; – глины

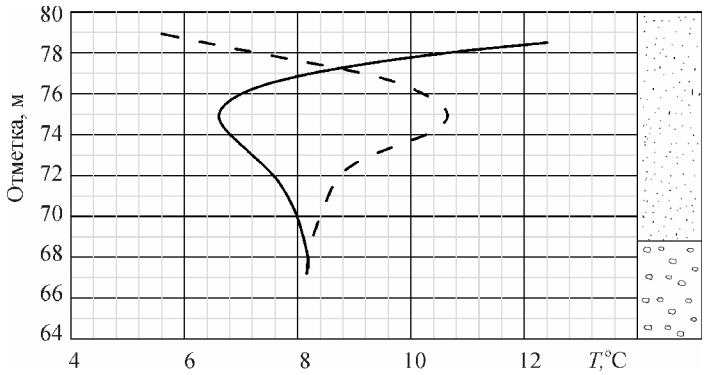


Рис. 7. Результаты термокаротажа пьезометрической скважины ПГ-15 с проектным геологическим разрезом по скважине:

– 08.2008 г.; – 12.2008 г.; – песок;

– песчано-гравийно-галечниковый горизонт

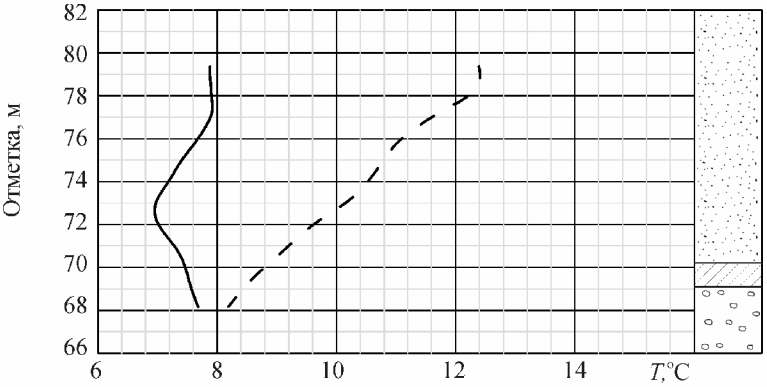


Рис. 8. Результаты термокаротажа пьезометрической скважины ПГ-19 с проектным геологическим разрезом по скважине:

– 08.2008 г.; – 12.2008 г.; – песок;

– песчано-гравийно-галечниковый горизонт; – суглинки

Определено, что в основании плотины время “запаздывания” температурной волны достигает 150 дней. Точно такое же “запаздывание” температуры наблюдается и в верховом пьезометре № 19 (створ IV), но уже по всей вертикали фильтрационного потока.

Таким образом, с помощью температурных наблюдений в верхнем бьефе и в пьезометрах были определены наиболее фильтрующие области тела плотины, а также застойные зоны в теле и основании плотины.

Настоящая статья является своего рода введением в область комплексных температурно-пьезометрических исследований фильтрации на плотинах Воткинского гидроузла, поэтому результаты носят качественный характер. В дальнейшем предполагается выполнить более глубокий анализ результатов исследований с использованием компьютерных программ по теплопереносу, что позволит определить реальную проницаемость верхового откоса, как на плотине № 4, так и на остальных плотинах Воткинской ГЭС.

Выводы

1. На основании анализа температурных наблюдений, проведенных в 2009 г., определена наиболее фильтрующая область тела плотины № 4 Воткинской ГЭС, а также выделены ее слабопроницаемые зоны.

2. Установлено, что дренажная система плотины № 4 Воткинской ГЭС достаточно эффективно перехватывает фильтрационный поток в теле плотины. При этом только часть фильтрационного потока, идущего по основанию плотины, поступает в дренажную систему, основной поток в основании разгружается непосредственно в нижний бьеф.

3. Показано, что результаты температурных измерений позволяют уточнить фильтрационные параметры потока в теле и основании плотины.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Л. Лукнер, В.М. Шестаков.** Моделирование миграции подземных вод. М.: Недра. 1968.

2. **Stallman R.**W. 1963, Methods of collecting and interpreting ground-water data. U.S. Geological Survey-Supply Paper 1544-H. P. 36-46.

УДК 624.131.3

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МАРКШЕЙДЕРСКОГО ПРОЕКЦИОМЕТРА ПМ-100 ДЛЯ КОНТРОЛЯ ГЛУБИННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ

В.В. Голицын[1], Э.А. Фрейберг[2], В.Б. Лебедев[3]

Выемка глубоких котлованов под основание гидротехнических сооружений и строительных объектов, планировка и подрезка склонов в грунтах приводит, как правило, к изменению напряженно-деформированного состояния грунтового массива в зоне выполнения работ и способствует образованию оползневых явлений.

Наблюдениями за этими процессами установлено, что опасным катастрофическим деформациям (смещениям) предшествует период постепенно развивающихся длительных деформаций по глубине массива. Поэтому при строительстве и эксплуатации сооружений определение деформационного состояния вмещающего грунтового массива и самих сооружений является основной частью мониторинга геодинамических процессов.

При мониторинге геодинамических процессов могут быть использованы несколько методов. На поверхности наблюдаемого массива грунтов и на сооружениях в течение некоторого времени традиционными (геодезическими) методами измеряются произошедшие смещения, а внутри массива замеры осуществляются с помощью специальных скважинных наблюдений.

Мониторинг развития деформаций (смещений) и оценку характера распределения напряжений и деформаций по глубине массива при скважинных наблюдениях производят путем замера изменения деформаций (угловых или поперечных) какого-либо первоначального прямолинейного элемента, размещенного в исследуемом массиве.

В качестве такого элемента используется, в основном, наблюдательная скважина, пробуренная в массиве и оборудованная полиэтиленовой наблюдательной колонной. Замер искривления наблюдательной колонны позволяет определить ориентировку и размеры плоскости (зоны) искривления, которые характеризуют значение деформации (смещения) грунтов, скорость смещения различных слоев грунта и место расположения их в массиве.

[1] Канд. техн. наук, старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-43-89;
[2] Канд. техн. наук, ведущий научн. сотр.
Тел.: (812) 535-43-89
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.
[3] Канд. техн. наук, старший научн. сотр.
Тел.: (812) 328-86-55 доб. 120
Научный центр Геомеханики и проблем горного производства СПбГГИ

Для измерения деформаций (искривления) наблюдательной колонны в настоящее время используются инклинометры, практика применения которых выявила их недостаточную точность (чувствительность измерений зенитного угла не превышает 10 – 20′), что допускает их использование только в период активной стадии деформирования. Кроме того, инклинометры невозможно использовать в субвертикальных скважинах: ориентация этих приборов в пространстве сложная и дорогая. Наблюдательная колонна требует обустройства по внутренней поверхности направляющих для фиксации перемещений инклинометра в период замеров (измерение азимута).

Для измерения деформаций в период микроподвижек может быть использован разработанный во ВНИИГ им Б.Е. Веденеева проекциометр маркшейдерский ПМ-100, а для измерений в период макроподвижек (при значительных величинах искривлений) – его модификация с использованием инклинометрической насадки (ПМ-100 изготавливается НПП «Геологоразведка», Санкт-Петербург) [1, 2].

Проекциометр производит съемку профиля продольной оси наблюдательной колонны при определении смещений (деформаций) грунтов и скальных пород по глубине массива. Глубина съемки профиля от 0 до 100 м, внутренний диаметр наблюдательной колонны измеряемой скважины от 100 до 210 мм.

Диапазон измерений отклонений от вертикали в угловой мере:

проекциометром ±2,5°;

инклинометрической насадкой ±10°;

при юстировке диапазона измерения датчика крена ±30°.

Пределы допускаемой погрешности проекциометра при измерении глубины ±0,0003Н (где H – измеряемая глубина).

Пределы допускаемой погрешности при определении плановых координат нижней рабочей точки фиксации каната:

при измерениях проекциометром ±0,0001H;

при измерениях инклинометрической насадкой ±0,001H (где H – глубина, на которой определяют координаты).

Устройство проекциометра

Проекциометр является маркшейдерским прибором (рис. 1), позволяющим определить горизонтальную проекцию отклоненного от вертикали участка каната, заключенного между исходной и искомой точками. При измерении исходной *1* является точка схода каната с направляющего ролика искомой *2* – точка крепления каната к грузу с центрирующим устройством.

Канат намотан на бобину лебедки *3*. С помощью штатива, используя его зажимные винты и фаркопф *4*, лебедку закрепляют на торце опорного оголовка скважины и устанавливают над центром устья наблюдательной колонны. В нижней части лебедки расположены мерный диск *5* для определения глубины замеров, втулка *6* для поворота лебедки на головке штатива и закручивания каната, а также два ролика для увеличения угла обхвата канатом мерного диска. Один из роликов *1*, кроме того, является направляющим, точка схода с него троса в скважину находится на вертикальной

оси вращения лебедки. К щеке корпуса лебедки соосно с мерным диском закреплен счетчик оборотов *7*.

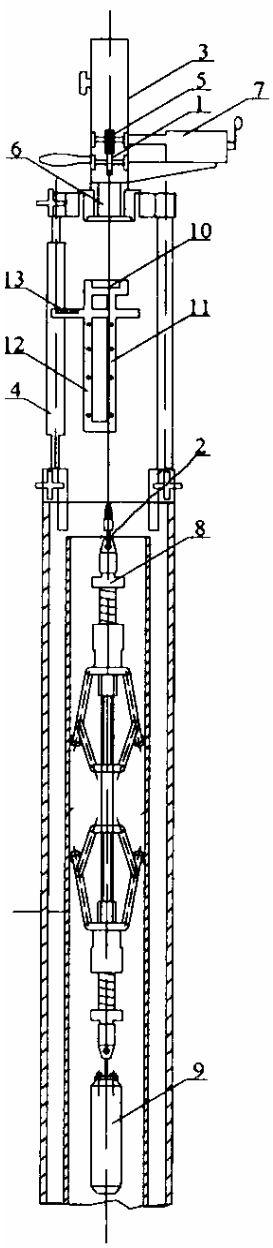


Рис. 1. Проекциометр ПМ-100.
Детали прибора (изделия):
1 – ролик направляющий; *2* – искомая точка;
3 – бобина с канатом; *4* – ножка штатива с фаркопфом;
5 – диск мерный; *6* – втулка лебедки; *7* – счетчик оборотов;
8 – гайка регулировочная; *9* – груз дополнительный;
10 – микрометрическая головка;
11 – неподвижная штанга; *12* – подвижная штанга;
13 – цилиндрический уровень

Для натяжения каната и центрирования его в наблюдательной колонне предназначен груз с центрирующим устройством, который представляет собой направляющий стержень с двумя роликовыми блоками, распираемыми пружинами. Расстояние между наружными поверхностями противоположных роликов устанавливается перемещением регулировочных гаек *8* и должно быть равно внутреннему диаметру наблюдательной колонны с небольшим прижимом. Массу груза можно изменять путем присоединения дополнительного груза *9*.

Микрометрический уровень представляет собой датчик, регистрирующий отклонение каната от вертикали. Одним из основных элементов дат-

чика является микрометрический винт, в качестве которого использована винтовая пара (микрометрическая головка) нутромера НМ 50-75 ГОСТ 10-88. Микрометрическая головка *10* соединена с неподвижной штангой *11*, снабженной двумя зажимами для закрепления датчика на канате.

Неподвижная штанга соединена осью с подвижной штангой *12*, на которой двумя винтами закреплен цилиндрический уровень *13* и визирное устройство. Один из винтов является исправительным. На верхнем конце неподвижной штанги расположен подпятник, который прижимается к микрометрической головке пружиной. Расстояние между осью поворота подвижной штанги и осью микрометрической головки называется базой (*в*) датчика. С целью увеличения диапазона измерений (до 2,5°) в штангах предусмотрены четыре пары отверстий, перезакрепляя в них ось вращения подвижной штанги можно получить датчик с базами 250, 200, 150 и 100 мм.

Устройство инклинометрической насадки

Инклинометрическая насадка (рис. 2) устанавливается на проекциометр для регистрации глубинных смещений массива в искривленных обводненных скважинах.

Насадка состоит из датчика вертикали *7*, лебедки с четырехжильным кабелем *1*, направляющего ролика *5* для кабеля, устанавливаемого на оголовке наблюдательной скважины, блока управления *2*.

Датчик вертикали через переходник крепится к грузу с центрирующим устройством *8*. Спуск и подъем датчика вертикали в скважине производится канатом проекциометра *6*.

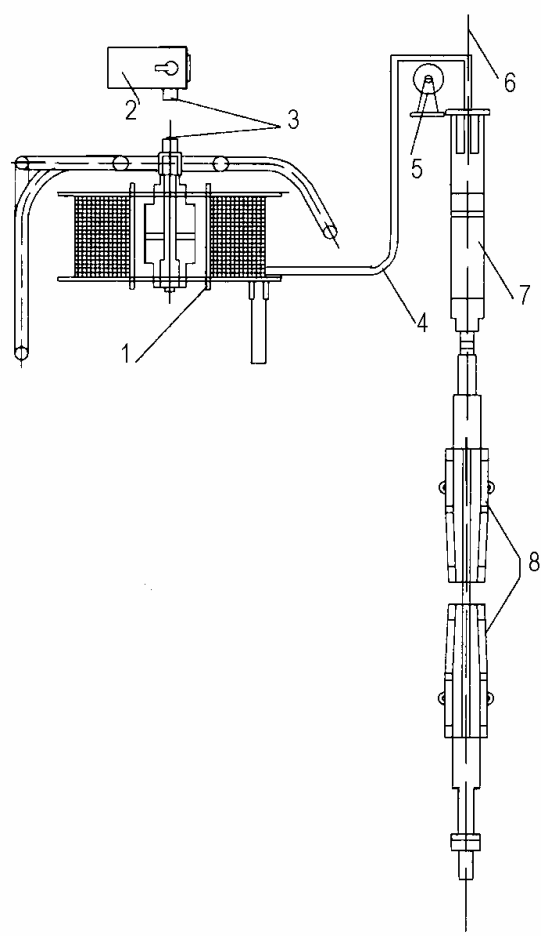


Рис. 2. Насадка инклинометрическая:
1 – лебедка с кабелем; *2* – блок управления; *3* – разъем 2 РМТ14К4Ш1; *4* – кабель 4-жильный; *5* – ролик направляющий; *6* – канат проекциометра; *7* – датчик вертикали; *8* – груз с центрирующим устройством

Датчик вертикали (рис. 3) состоит из корпуса *1*, полированного цилиндра *2*, на котором оптическим квадрантом производятся начальные угловые измерения, крышек *3* и втулок для крепления крышек *4*, двух датчиков крена ДК-1 *6*, располагаемых в корпусе под углом 90°, переходника *14* для крепления датчика вертикали к грузу, вилки крепления каната проекциометра *13*, а также уплотнительных колец *10* и шайбы *11*, гайки *5*, втулки для прижима шайбы *12*.

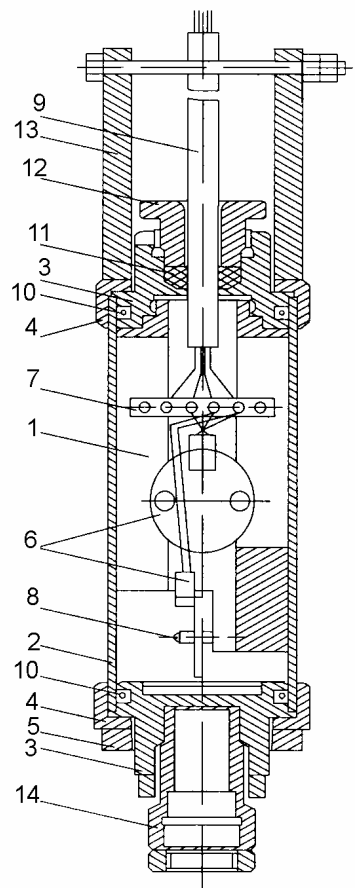


Рис.3.Датчик вертикали:
1 – корпус; *2* – цилиндр полированный; *3* – крышка; *4* – втулка для крепления крышки; *5* – гайка для закрепления втулки; *6* – датчик крена ДК-1; *7* – планка распределительная; *8* – винт крепления датчика; *9* – кабель 4-жильный; *10* – кольца уплотнительные; *11* – шайба уплотнительная; *12* – втулка для прижима шайбы; *13* – вилка для крепления каната проекциометра; *14* – переходник для датчика вертикали к грузу с центрирующем устройством

Датчик крена ДК-1 *6* измеряет углы наклона датчика вертикали, расположенного в скважине в вертикальной плоскости. Состоит из чувствительного элемента, заполненного проводящей жидкостью, и двух планарных электродов. Чувствительный элемент крепится на плато электронного преобразователя.

Контрольно-измерительный прибор квадрант оптический КО-1 служит для контроля установки инклинометрической насадки (датчика вертикали) и определения поправочных углов при стендовых испытаниях на полевом испытательном стенде [3].

Подготовка проекциометра к использованию

На торце наблюдательной колонны или опорного оголовка в устье скважины закрепляют четырьмя точками два взаимно перпендикулярных направления (*X* и *Y*). Наиболее надежно точки закрепляются путем высверливания в торце трубы отверстий и зачеканки стержней или трубочек из цветного металла. Наименование точкам целесообразно давать в соответствии с их расположением по странам света С, В, Ю, З. Координаты точек определяют по результатам их полярной съемки с ближайших пунктов полигонометрии. При съемке профиля продольной оси скважины точки используются для ориентировки микрометрического уровня по направлениям координатных осей *X* и *Y*. Высоты *Z* точек определяют по результатам проложения нивелирных ходов.

Измерения выполняют при спуске или подъеме груза с центрирующим устройством (последнее предпочтительнее). При остановке груза в контролируемых сечениях для уменьшения случайных погрешностей выполняют не менее двух-трех приемов измерений.

Подготовку к измерениям производят в следующей последовательности:

для предотвращения падения груза в скважину его обязательно привязывают шнуром или веревкой к прочному предмету, расположенному вблизи устья скважины;

регулировочной гайкой *8* (см. рис. 1) устанавливают размер груза (центрирующего устройства) несколько больше внутреннего диаметра наблюдательной колонны;

груз опускают в скважину и подвешивают его на вспомогательном стержне диаметром 6 мм, введенным в отверстие, и опирают на торец опорного оголовка;

ушки ножек штатива закрепляют на торце опорного оголовка так, чтобы были видны все четыре точки, закрепляющие горизонтальные оси скважины;

отпускают винты штатива и с помощью отвеса устанавливают центр его головки над центром наблюдательной колонны (точка на верхней гайке груза) и закрепляют винты;

осевую втулку лебедки вводят во втулку головки штатива и закрепляют ее зажимными винтами;

удерживая канат натянутым, присоединяют его карабин к торцевому кольцу груза;

приподнимают груз лебедкой, удаляют вспомогательный стержень и веревку и опускают груз до тех пор, пока точка соединения каната с карабином (искомая точка) установится в плоскости торца наблюдательной колонны;

для предотвращения падения микрометрического уровня в скважину перед началом работы его привязывают на тонком шнуре к одной из ножек штатива.

Проекциометр готов к проведению измерений.

Методика измерений проекциометром

Измерения для контроля глубины спуска груза выполняют в следующей последовательности:

измеряют рулеткой расстояние от исходной точки *1* (см. рис. 1) (ось направляющего ролика) до торца обсадной трубы h_1 и записывают его в журнале;

нажатием на рычаг сбрасывают показания счетчика оборотов *7* до нуля;

опускают груз до нижнего контролируемого сечения забоя скважины, берут отсчет по счетчику оборотов h_2 и записывают его в журнал;

вычисляют и записывают в журнал высоту Z контролируемого сечения

$$Z_1 = Z_т - h_2 f_c; \quad (1)$$

где $Z_т$ – высота торца трубы скважины, определенная по результатам геодезических измерений (нивелирование); f_c – тарировочный коэффициент при спуске груза (из паспорта на проекциометр);

вычисляют глубину H_1 спуска груза:

$$H_1 = Z_т - Z_1 + h_1. \quad (2)$$

Операции в приеме измерений производят в следующей последовательности:

закрепляют на канате под лебедкой микрометрический уровень;

открепляют зажимные винты лебедки и поворачивают ее вокруг вертикальной оси до тех пор, пока визир микрометрического уровня не будет направлен по положительному направлению оси X;

приводят пузырек уровня на середину, вращая микрометрическую головку и берут отсчет a_0 по ее шкалам до 0,01 мм;

вращая лебедку, устанавливают визир микрометрического уровня последовательно по направлениям $+Y$, $-X$, $-Y$ и, приводя каждый раз пузырек уровня на середину, берут соответственно отсчеты a_{90}, a_{180}, a_{270} по шкалам микрометрической головки и записывают их в журнал. Рекомендуемая форма журнала и пример полевых вычислений приведены в таблице.

Форма полевого журнала

Глубина H до контролируемого сечения, м	Приемы измерений	Отсчеты, мм						Полевой контроль, мм		
		a_{180}	a_0	$a_{180}-a_0=\Delta a_x$	a_{270}	a_{90}	$a_{270}-a_{90}=\Delta a_y$	a_0+a_{180}	$a_{90}+a_{270}$	$(a_0+a_{180})-(a_{90}+a_{270})$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
42,122	1	5,03	7,18	–2,13	3,13	9,10	–5,97	12,23	12,23	0,00
42,122	2	5,06	7,19	–2,13	3,13	9,12	–5,99	12,25	12,25	0,00

Аналогично выполняют второй и последующие приемы измерений.

Поднимают груз до следующего контролируемого сечения и продолжают аналогичные измерения.

Полевой контроль и обработку результатов измерений проводят в следующем порядке:

вычисляют в графах 5 и 8 разности отсчетов Δa_x и Δa_y (см. таблицу);

в процессе измерений ведут полевой контроль по разности сумм соответствующих отсчетов $(a_0 + a_{180}) - (a_{90} + a_{270})$, которая не должна отличаться от нуля более чем на ±0,18 мм (графа 11, см. таблицу).

Камеральная обработка измерений заключается в вычислении приращений координат ΔX и ΔY между исходной точкой *1* и искомой точкой *2*, находящейся в центре контролируемого сечения скважины, и в построе-

нии совмещенного плана центров сечений, а также профилей продольной оси скважины по поперечным осям X и Y (см. рис. 1).

Приращения координат ΔX и ΔY вычисляют по формулам

при базе $в$ = 250 мм: $\Delta X = 2Hk_1 \Delta a_x$, $\Delta Y = 2Hk_1 \Delta a_y$;

при базе $в$ = 200 мм: $\Delta X = 2{,}5Hk_1\Delta a_x$, $\Delta Y = 2{,}5Hk_1\Delta a_y$;

(3)

при базе $в$ =150 мм: $\Delta X = 3{,}33Hk_1\Delta a_x$, $\Delta Y = 3{,}33Hk_1\Delta a_y$;

при базе $в$ = 100 мм: $\Delta X = 5Hk_1\Delta a_x$, $\Delta Y = 5Hk_1\Delta a_y$,

где H – глубина до контролируемого сечения, м; k_1 – поправочный коэффициент, учитывающий систематическую погрешность из-за провеса отклоненного от вертикали каната по цепной линии.

Поправочный коэффициент k_1 определяют по таблице, приведенной в паспорте проекциометра, или по формуле

$$k_1 = \left(\frac{\varphi}{H} + 1\right) \ln\left(1 + \frac{H}{\varphi}\right),$$

(4)

где φ – коэффициент, равный отношению массы груза Q к массе одного метра каната ($\varphi = Q/g$), то есть φ – это длина дополнительного участка каната, которым можно заменить по массе центрирующий груз, м; H – глубина до контролируемого сечения, м.

При углах отклонения каната от вертикали, превышающих 1,5°, следует вводить поправки в приращения координат ΔX и ΔY, исключающие влияние систематических погрешностей, возникающих в системе микрометрический уровень – канат. Систематические составляющие погрешности для i-ого горизонта определяют по формулам:

$$\Delta_{cix} = \frac{H_i}{H_t}\Delta_{ctx}; \quad \Delta_{ciy} = \frac{H_i}{H_t}\Delta_{cty},$$

(5)

где H_i – глубина до i-го горизонта; H_t – тарировочная глубина (высота стенда); Δ_{ctx} и Δ_{cty} – систематические тарировочные погрешности, приведенные в паспорте прибора.

Вычитают Δ_{cix} и Δ_{ciy} из абсолютного значения приращений координат:

$$[\Delta X_i] - \Delta_{cix}; \; [\Delta Y_i] - \Delta_{ciy.} \qquad (6)$$

Методика измерений инклинометрической насадкой

Инклинометрической съемке должна предшествовать проекциометрическая съемка прямолинейного участка скважины с построением плана скважины в крупном масштабе (1:1 – 1:3).

Инклинометрическую съемку скважины выполняют в следующей последовательности (см. рис. 3):

1) на канате проекциометра опускают в скважину центрирующий груз и подвешивают его на торце обсадной трубы с помощью стрежня, продеваемого в отверстие направляющего стержня груза;

2) отвинчивают верхнюю гайку и на ее место навинчивают стопорную гайку и переходник *14* с датчиком вертикали насадки:

3) к болту вилки для крепления каната *13* присоединяют карабин каната проекциометра и подвешивают груз на канате;

4) поворачивают груз в скважине так, чтобы координатные метки, зафиксированные на полированном цилиндре *2* датчика вертикали расположились в одних вертикальных плоскостях с соответственными точками, закрепленными на торце обсадной трубы;

5) измеряют расстояние по вертикали от торца наблюдательной колонны до болта подвески к канату *13* и рычагом приводят показания счетчика оборотов к нулю;

6) включают блок управления и поочередно снимают с мультиметра показания верхнего β_x и нижнего β_y датчиков крена, фиксируют измерения в журнале и выключают блок управления;

7) опускают груз на 1 м (величина базы груза h) и производят измерение по п. 6;

8) закрепляют на торце опорного оголовка направляющий ролик кабеля насадки и последовательно производят измерения по пп. 7 и 6 до низа скважины;

9) аналогичные измерения выполняют при подъеме груза с датчиком вертикали насадки.

Вычисляют проекции S базы груза h на горизонтальную плоскость и строят в крупном масштабе план скважины, при этом положение скважины в азимутальном направлении корректируют по результатам съемки скважины проекциометром.

Технология бурения и оборудования скважин для измерения глубинных деформаций грунтового массива

Для получения точных результатов замеров деформации наблюдательной колонны к обустройству скважин предъявляются повышенные требования.

Важно, чтобы начальное положение труб наблюдательной колонны (элемента замеров) было прямолинейно и как можно ближе к вертикальному.

Затрубное пространство должно тампонироваться тщательно подобранным заполнителем для улучшения контакта наблюдательной колонны с деформирующимся массивом, так как плохая заделка этого пространства может привести к значительному разбросу первичных данных замеров.

Наблюдательная колонна должна быть герметична и не допускать проникновения в трубы грунтовой воды, шлама или заполнителя затрубного пространства, что предотвращает в дальнейшем при измерениях заклинивание и деформацию измерительных устройств (инклинометры, центрирующее устройство и т.п.).

Для увеличения диапазона замеров параметров смещения при использовании проекциометра внутренний диаметр наблюдательной колонны должен быть максимально возможным (140 – 200 мм).

По возможности забой наблюдательной скважины должен размещаться на 5 – 6 м и более в грунтах не затронутых смещениями и являться базовым репером для измерений. Если такое размещение забоя наблюдательной скважины сомнительно или невозможно, положение опорного

оголовка трубы наблюдательной колонны проверяется и фиксируется геодезическими методами относительно внешнего базового репера.

Бурение наблюдательных скважин

Как указывалось выше, для получения более точных результатов при замерах деформаций грунтового массива важно, чтобы начальное положение наблюдательных скважин было как можно ближе к вертикальному. Допустимое отклонение наблюдательных скважин от вертикали не должно превышать 0,5 – 1° (при замерах деформаций проекциометром ПМ-100).

Наиболее точно требованиям технологии сооружения наблюдательных скважин отвечают буровые установки ударно-канатного бурения УКС-22М и УКС-30М, которые позволяют бурить скважины значительной глубины и максимально возможного диаметра. Кроме того, эти установки отличаются простотой оборудования, технологической универсальностью и возможностью использования в наиболее сложных геолого-технических условиях.

Технология оборудования наблюдательных скважин

При оборудовании наблюдательных скважин требуется применение обсадных и наблюдательных колонн, в качестве которых используются преимущественно полиэтиленовые трубы. Обсадные колонны используются только в период бурения наблюдательной скважины для крепления стенок скважины и создания условий для оборудования наблюдательной колонны. В определенных условиях (прочные грунты) возможна проходка наблюдательной скважины без обсадных металлических труб с применением плотных промывочных глинистых растворов с присадками для укрепления стенок скважин в процессе бурения.

В скважины в процессе бурения обычно ставятся несколько колонн обсадных труб. Каждая последующая колонна входит в предыдущую, имея диаметр на 50 – 100 мм меньше, выход колонны составляет обычно 40 – 50 м. При наиболее распространенной глубине скважин, проходимых ударно-канатным методом (до 100 м), скважины имеют двух- трехколонную конструкцию.

Для обсадных колонн используют стальные трубы (ГОСТ 632-80), которые выпускаются бесшовными, муфтового соединения с короткой, нормальной, реже с удлиненной резьбой.

Для упрощения конструкции обсадных колонн и уменьшения их диаметров соединительные муфты обсадных труб обтачивают, уменьшая их диаметр на 10 – 15 мм. Это также способствует облегчению извлечения труб.

Могут применяться и ниппельные обсадные трубы.

После опускания в скважину наблюдательной колонны обсадная колонна обязательно извлекается и производится тампонаж затрубного пространства для лучшего контакта с грунтами массива.

Извлечение колонны обсадных труб является одной из наиболее трудоемких операций в процессе обустройства наблюдательных скважин. Поэтому при определении технологии и технических средств для извлечения обсадных труб следует учитывать, что на величину усилий при извлечении оказывают влияние многие факторы, основными из которых являются: соотношение между диаметром скважины и обсадными трубами, то есть ве-

личина зазора между стенками скважины и обсадными трубами; горное давление и физико-механические свойства грунтов (выпучивание глинистых грунтов); продолжительность нахождения скважины в обсаженном состоянии; вид соединений обсадных труб; тип и качество промывочной жидкости, применяемой в процессе бурения скважины; гидростатическое давление на стенки буровой скважины столба промывочной жидкости или грунтовых вод.

Для извлечения обсадных колонн наиболее широко применяются следующие технические средства: лебедки буровых и специализированных установок (ТУ-100/8); поверхностные гидравлические домкраты; специальные трубоподъемники; поверхностные вибраторы.

Лебедки буровых и специализированных установок являются наиболее приемлемым техническим средством для извлечения обсадных труб, так как при этом не требуются дополнительное оборудование и инструменты.

Применение поверхностных вибраторов положительно влияет на уплотнение тампонажных растворов при их подаче в затрубное пространство (наблюдательная колонна – грунтовая стенка скважины) при подъеме обсадной колонны.

После бурения наблюдательной скважины и ее обсадки металлическими трубами скважина должна быть тщательно зачищена и проверена на вертикальность. Только после этого производится монтаж наблюдательной колонны в соответствии с ее конструкцией.

При выборе конструкции наблюдательной колонны необходимо учитывать следующее:

в зависимости от прочности грунтов, слагающих деформирующийся массив, наблюдательная колонна может быть металлической или состоять из полиэтиленовых труб; в мягких сыпучих и пластичных грунтах применяются полиэтиленовые трубы; в скальных и полускальных грунтах – стальные или полиэтиленовые трубы;

соединение труб в колонну должно обеспечивать четкое круглое внутреннее сечение колонны с равным диаметром по всей высоте замерной части скважины; стыки труб не должны иметь выступов или зазоров;

внутренняя часть наблюдательной колонны должна быть полностью гидроизолирована; для облегчения опускания колонны из полиэтиленовых труб в обводненную скважину и предотвращения ее смятия под действием гидростатического давления наблюдательная колонна должна быть заполнена водой;

затрубное пространство по мере вытаскивания из скважины обсадной колонны должно быть заполнено раствором, обеспечивающим хороший контакт наблюдательной колонны с грунтовым массивом; состав заполнителя выбирается в зависимости от характера грунтов, в которых пробурена скважина, и условий их обводнения (то есть является скважина сухой или заполнена водой, стенки ее устойчивы или обрушиваются после удаления обсадной колонны, чистые от шлама). Для получения более точных результатов замеров необходим очень тщательно подобранный заполнитель затрубного пространства, который, в принципе, по деформационным характеристикам должен соответствовать деформационным свойствам грунтового массива, окружающего наблюдательную скважину;

утяжелитель для спуска наблюдательной колонны из полиэтиленовых труб в обводненных скважинах изготовляется из стальных труб с внутренним диаметром, равным наружному диаметру полиэтиленовой трубы, и закрепляется в нижней части колонны; утяжелитель улучшает процесс спуска колонны и предупреждает искривление колонны при принудительном (нажим на верх колонны) спуске;

для лучшего центрирования наблюдательной колонны (соблюдение вертикальности) при ее спуске в скважину и более качественной цементации затрубного пространства на колонне должны быть установлены через 10 – 20 м направляющие фонари (центраторы): конструкция центратора должна пропускать в затрубное пространство тампонажные (заливочные) трубки;

устье наблюдательной скважины должно быть оборудовано опорным оголовком в виде металлической обсадной трубы на глубину 1,5 – 1,8 м в грунте и высотой над поверхностью 0,5 м с запорной крышкой. Торец обсадной трубы должен быть ровным и горизонтальным. Превышение торца обсадной трубы над торцом наблюдательной колонны 100 – 150 мм.

Правильный выбор полиэтиленовых труб (достаточная механическая прочность, гибкость, параметры и простота конструкции) для наблюдательных колонн скважин определяет работоспособность и срок службы наблюдательных скважин.

Для оборудования наблюдательных скважин (наблюдательная колонна) должны использоваться полиэтиленовые трубы, изготовленные согласно ГОСТ 18599 – 2001. Наблюдательные колонны формируются из труб полиэтилена ПЭ63, ПЭ80 и ПЭ100 с наружным диаметром 160 – 225 мм и толщиной стенок 6,2 – 9,1 мм. Колонна формируется из прямых отрезков труб, длина которых зависит от высоты мачты бурового оборудования и средств их транспортирования.

При спуске в скважину полиэтиленовых колонн применяются два вида соединений: термоконтактная сварка встык или термомуфты и резьбовое соединение (для толстостенных труб). Лучший способ соединения – сварка с использованием терморезисторных муфт.

К низу полиэтиленовой колонны приваривается заглушка через терморезисторную муфту или ставится пробка с гидроизоляцией.

Соосность труб в свариваемой колонне устанавливается с помощью позиционометра.

При резьбовом соединении труб швы тщательно гидроизолируются.

Для обеспечения эффективного спуска полиэтиленовых наблюдательных колонн в скважину (для утяжеления их массы) применяются различные стационарные и съемные утяжелители (в обводненных скважинах дополнительно производится заливка колонны водой). Наибольшее распространение получили стационарные утяжелители, расположенные в нижней части колонны. Необходимую массу стационарных утяжелителей, расположенных в нижней части колонны, для спуска полиэтиленовых герметичных колонн в обводненные скважины, можно определить по следующей формуле

$$G_у \geq K_{доп} L\,[S_н \rho_ж - (q + S_{вн} \rho)] \text{ кг}, \quad (7)$$

где L –длина колонны труб, м; $S_н = 0{,}785d_н$ – сечение колонны труб по наружному диаметру, м^2 ; $S_{вн} = 0{,}785d_{вн}$ – сечение колонны труб по внутреннему диаметру, м^2 ; q – масса одного метра полиэтиленовых труб, кг; $\rho_ж$ – плотность размывочной жидкости, $\rho_ж$ =1,0 – 1,2 г/см^3; ρ – плотность заливаемой в колонну воды, $\rho_ж$= 1,0 г/см^3; $K_{доп}$ – коэффицент, учитывающий дополнительные силы сопротивления при спуске полиэтиленовых труб, $K_{доп}$ = 1,3 – 1,5.

После опускания полиэтиленовой колонны в скважину затрубное пространство тампонируется. Хорошие результаты дает гельцементный раствор, состоящий из бентонитовой глины – 12% (расширяется в 5 – 7 раз) и цемента М300 – 8%. Гельцементный раствор подается в низ скважины гибким шлангом диаметром 20,0 – 30,0 мм с помощью насоса и по мере заполнения межтрубного пространства шланг поднимается совместно с обсадными трубами.

В настоящее время прекциометр ПМ-100 используется для контроля за глубинными деформациями грунтов и конструкций сооружений при исследовании долговременной устойчивости склона промпощадки Одесского припортового завода; использовался также при контроле за смещением, при разработке котлована и строительстве подземной автостоянки между музеем Революции и зданием гостиницы «Москва» в Москве, при строительстве сооружений туристско-развлекательного комплекса у Курского вокзала, при оценке деформированного состояния по глубине грунтового основания здания Манежа в г. Ломоносов, а так же при геотехническом мониторинге горизонтальных смещений ограждений котлована (стенка в грунте) при строительстве здания гостинично-делового центра в Москве.

Инклинометричемкая насадка к проекциометру ПМ-100 в настоящее время находится в стендовых и производственных испытаниях.

Предлагаемый метод и измерительное оборудование достаточно просты и могут быть использованы как в оперативных целях, так и при долговременных наблюдениях глубинных деформаций грунтов и конструкций.

Метод и измерительная установка позволяют без использования дорогостоящего оборудования оперативно определять величину горизонтального смещения и его азимут в любой точке по глубине массива.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Голицин В.В., Фрейберг Э.А. Патент на полезную модель Проекциометр. № 26845.

2. Голицин В.В., Фрейберг Э.А., Лебедев В.Б. Патент на полезную модель № 85635. Проекциометр.

3. **Голицин В.В., Фрейберг Э.А., Лебедев В.Б.** Патент на полезную модель № 86234. Полевой испытательный стенд.

УДК 666.972

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ПЕРЕСМОТРУ ПРИЛОЖЕНИЯ СНиП 2.06.08-87, СОДЕРЖАЩЕГО ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА

И.И. Загрядский[1]

Целью настоящей работы стала проверка соответствия типовых характеристик ползучести бетона, заданных в табл. 4 Приложения 2 СНиП 2.06.08-87, ограничениям, налагаемым на них теорией ползучести. Речь идет не столько об уточнении абсолютных значений мер ползучести бетона, которые могут меняться в зависимости от конкретного состава бетона и условий его старения, а о необходимости соблюдения основных ограничений, налагаемых теорией ползучести на семейства мер ползучести любого бетона и их производные. Как правило, результаты опытов по определению характеристик ползучести бетона противоречат этим ограничениям только в случае нарушений регламента проведения экспериментов (см., например, [1 – 3]). Результаты работы предлагается использовать для уточнения расчетов напряженно-деформированного состояния (далее НДС) бетонных сооружений с учетом ползучести.

Типовые характеристики ползучести бетона из СНиП 2.06.08-87 приведены в табл. 1, а диаграммы его мер ползучести представлены на рис. 1. На наш взгляд, при задании этого семейства мер ползучести допущены одна очевидная ошибка, которую следует исправить, и две менее значительные неточности, о целесообразности устранения которых можно дискутировать. Ошибочной, по нашему мнению, является форма кривой ползучести бетона для возраста его загружения τ=0,125 сут. К неточностям относятся: раннее затухание мер ползучести бетона (кривые ползучести выходят на горизонтальные участки после 1000 сут. приложения нагрузки) и относительно ранний переход к установившейся ползучести бетона, когда он превращается в тело наследственной упругости (кривые ползучести перестают изменяться после 512 сут. от момента твердения бетона и после этого срока могут быть получены одна из другой при помощи параллельного переноса).

Исследуем свойства меры ползучести бетона в возрасте загружения τ=0,125 сут (верхняя кривая на диаграмме рис.1,*а*) с точки зрения ее соответствия требованиям теории упруго-ползучего тела Г.Н. Маслова – Н.Х. Арутюняна, которая, по мнению большинства специалистов, наиболее точно описывает ползучесть бетона. В соответствии с положениями этой теории для всех мер ползучести бетона должно выполняться условие

$$\frac{\partial C(t,\tau_1)}{\partial t} < \frac{\partial C(t,\tau_2)}{\partial t} \quad \text{для любых} \quad t > \tau_2 > \tau_1, \qquad (1)$$

[1] Канд. техн. наук, зав. лабораторией
Тел.: (812) 535-60-68. E-mail: zagr@concrete.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

где τ_1, τ_2, – два различных возраста загружения бетона; t – время, отсчитываемое от момента твердения бетона; $C(t, \tau)$ – мера ползучести, или удельная деформация ползучести бетона, загруженного в возрасте τ и наблюдаемая в момент t.

Таблица 1

Меры ползучести бетона $C(t - \tau, \tau)$, 10^{-5}/МПа (СНиП 2.06.08-87)

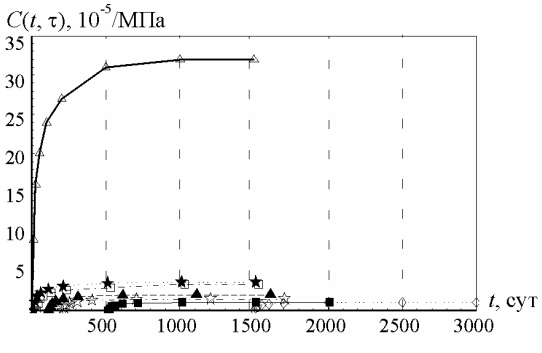
Возраст загружения τ, сут	Длительность загружения (t–τ), сут								
	t–τ = 0	t–τ = 10	t–τ = 25	t–τ = 50	t–τ = 100	t–τ = 200	t–τ= 500	t–τ= 1000	t–τ= 1500
τ = 0,125	0	0,9*	16	20	24	27	31	32	32
τ = 10	0	1,1	1,76	2,23	2,67	3,06	3,48	3,6	3,6
τ = 30	0	0,85	1,41	1,8	2,18	2,52	2,89	3,3	3,3
τ = 112	0	0,5	0,8	1,18	1,45	1,7	1,92	1,98	1,98
τ = 205	0	0,35	0,67	0,88	1,09	1,26	1,42	1,46	1,46
τ = 512	0	0,21	0,46	0,65	0,8	0,91	0,98	1	1
τ = 1500	0	0,21	0,46	0,65	0,8	0,91	0,98	1	1

Примечания.

1. Переход от длительности загружения бетона (t–τ) к времени t, отсчитываемому от момента твердения бетона, производится следующим образом: $C(t–\tau, \tau) \rightarrow C(t–\tau+\tau, \tau) = C(t, \tau)$.

2. Если верить значению $C(10, 0{,}125) = 0{,}9^*$, то на соответствующей кривой ползучести возникает противоестественный излом. Очевидно, в СНиП 2.06.08-87 подразумевалось значение 9,0.

а)



б)

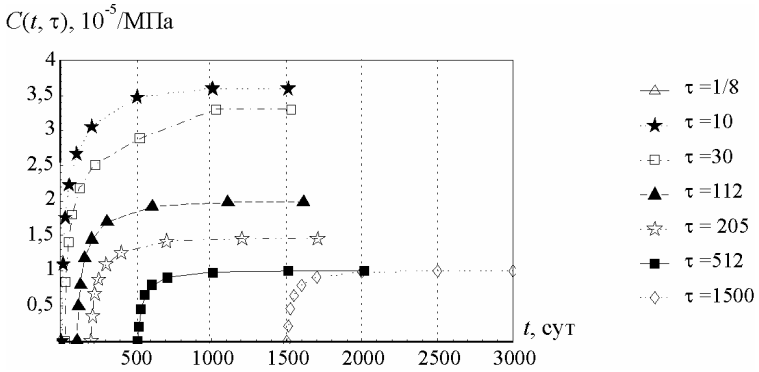


Рис. 1. Диаграммы семейства мер ползучести бетона (СНиП 2.06.08-87):
а – в мелком масштабе; *б* – то же в увеличенном масштабе, только нижняя часть

Условие (1) из [4] означает следующее требование: если на протяжении некоторого временного интервала к упруго-ползучему телу была приложена постоянная нагрузка, и при этом тело накопило $\varepsilon_п$ одного направления, то после снятия этой нагрузки при отсутствии других нагрузок тело должно испытывать $\varepsilon_п$ только противоположного направления вплоть до момента затухания $\varepsilon_п$.

Численные производные мер ползучести из СНиП 2.06.08-87 были определены нами следующим образом:

$$\frac{\partial C(t_2,\tau)}{\partial t} \approx \frac{C(t_3,\tau)-C(t_1,\tau)}{t_3-t_1}, \quad t_2 = t_1 + (t_3-t_1)/2, \quad t_1 < t_2 < t_3, \qquad (2)$$

где t_1 и t_3 – заданные в СНиП 2.06.08-87 границы временного интервала, для которого определяется численное значение производной; t_2 – середина вышеуказанного временного интервала, соответствующая вычисленному значению производной.

Величины численных производных величин $C(t\text{-}\tau,\ \tau)$ из СНиП 2.06.08-87 для различных значений t и τ приведены в табл.2, а их диаграммы – на рис.2. Данные табл.2 и рис.2 показывают, что численная производная $C(t,\ 0{,}125)$ существенно превышает аналогичные численные производные $C(t,\ \tau)$ при τ=10, 30, 112, 205, 512 сут. на продолжительных временных интервалах. Следовательно, для $C(t,\ 1/8)$ = $C(t,\ 0{,}125)$ из СНиП 2.06.08-87 не выполняется условие (1).

Таблица 2

Численные производные мер ползучести бетона $\P_t C(t\text{-}\mathrm{t},\mathrm{t})$, 10^{-5}/МПа/сут (СНиП 2.06.08-87)

Возраст загружения τ, сут	Длительность загружения ($t-\tau$), сут								
	$t-\tau$= 0	$t-\tau$= 5	$t-\tau$= 17,5	$t-\tau$= 37,5	$t-\tau$= 75	$t-\tau$= 150	$t-\tau$= 350	$t-\tau$= 750	$t-\tau$= 1250
τ = 0,125	+∞	0,900	0,4667	0,1600	0,0800	0,0300	0,01333	0,00200	0,0
τ = 10	+∞	0,110	0,0440	0,0188	0,0088	0,0039	0,00140	0,00024	0,0
τ = 30	+∞	0,085	0,0373	0,0156	0,0076	0,0034	0,00123	0,00082	0,0
τ = 112	+∞	0,050	0,0200	0,0152	0,0054	0,0025	0,00073	0,00012	0,0
τ = 205	+∞	0,035	0,0213	0,0084	0,0042	0,0017	0,00053	0,00008	0,0
τ = 512	+∞	0,021	0,0167	0,0076	0,0030	0,0011	0,00023	0,00004	0,0
τ = 1500	+∞	0,021	0,0167	0,0076	0,0030	0,0011	0,00023	0,00004	0,0

Примечание. Переход к шкале времени t осуществляется аналогично таковому в табл. 1.

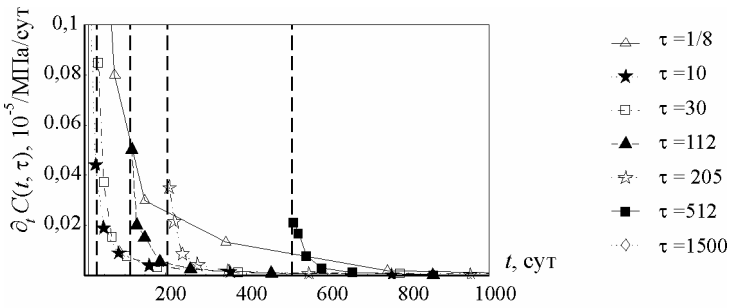


Рис. 2. Диаграммы численных производных семейства мер ползучести бетона (СНиП 2.06.08-87)

Приведем простой пример того, к каким ошибкам при определении НДС бетонных сооружений может привести “неправильная” $C(t, 0{,}125)$ из СНиП 2.06.08-87. Предположим, что к бетонному образцу в возрасте τ=0,125 сут приложены постоянные сжимающие напряжения 1,0 МПа. В соответствии со СНиП 2.06.08-87 через 30 сут $\varepsilon_п$ сжатия этого образца составят около $17\cdot10^{-5}$. Полностью разгрузим образец в этот момент и вычислим его $\varepsilon_п$ в возрасте 1500 сут Применив принцип суперпозиции деформаций ползучести, получим, что приращение $\varepsilon_п$ рассматриваемого образца за период от 30 сут до 1500 сут будет равно разности приращения за этот период $C(t, 0{,}125)$, равного $32\cdot10^{-5}–17\cdot10^{-5}=15\cdot10^{-5}$, и приращения за этот период $C(t, 30)$, равного $3{,}3\cdot10^{-5}$. Таким образом, в соответствии со СНиП 2.06.08-87 через 1500 сут $\varepsilon_п$ сжатия рассматриваемого образца составят $17\cdot10^{-5}+15\cdot10^{-5}–3{,}3\cdot10^{-5}=28{,}7\cdot10^{-5}$. Значит, после полной разгрузки образца в возрасте 30 сут. за последующие 1470 сут, будучи свободным от нагрузки, он получит приращение $\varepsilon_п$ сжатия на $11{,}7\cdot10^{-5}$, что, противоречит экспериментальным данным и всем известным теориям ползучести.

Отметим, что при быстром бетонировании бетонного блока высотой 6 метров сжимающие напряжения по подошве блока только от собственного веса бетона спустя 3 часа после твердения последнего составят около 0,14 МПа. К этой величине напряжений могут добавиться напряжения температурного происхождения такого же порядка. При уровне суммарных напряжений сжатия порядка 0,3 МПа все величины $\varepsilon_п$ обсуждаемого выше образца и их приращений уменьшатся приблизительно в 3 раза. При использовании типовых мер ползучести из СНиП 2.06.08-87 вполне реально получить при этом ошибку определения $\varepsilon_п$ более $4\cdot10^{-5}$ и принципиально неверный характер изменения $\varepsilon_п$, поскольку участки убывания $\varepsilon_п$ совершенно неправомочно будут заменены участками возрастания.

Для устранения подобного недостатка в определении $C(t, 0{,}125)$ СНиП 2.06.08-87 требуется существенно изменить. Поскольку в нашем распоряжении не имелось экспериментальных данных по определению характеристик ползучести крайне молодого бетона, попытаемся установить истинную форму $C(t, 0{,}125)$ путем логических рассуждений, привлекая дополнительную информацию из доступных источников.

В соответствии с ограничениями (1) наиболее интенсивное возрастание мер ползучести бетона должно приходиться на первые дни после его загружения. Затем участок интенсивного возрастания должен сменяться пологим участком плавного возрастания, затухающего на бесконечности. Чем меньше возраст загружения бетона τ, тем выше и отвеснее должен быть первый участок, тем более крутым должен быть поворот от первого участка ко второму и тем положе должен быть второй участок. Эта тенденция хорошо прослеживается на иллюстрациях из [5]. Можно предположить, что при увеличении τ от нуля до нескольких суток величины $C(+\infty, \tau)$ изменяются по гиперболическому закону, уменьшаясь с замедлением от очень больших значений до умеренных [6, 7].

Теперь следует выяснить, какой максимальной конечной величины могут достигнуть удельные $\varepsilon_п$ образцов, загруженных в возрасте 0,125 сут. Для независимой весьма приближенной оценки величины $C(1500, 0{,}125)$ использовалась экстраполяция соответствующей кривой для бетона на обычном портладцементе на диаграмме Вагнера из [6], в соответствии с

которой $C(t, 0{,}125) \approx 39 \cdot 10^{-5}$/МПа при больших t. Результаты этой экстраполяции показывают, что равенство $C(1500, 0{,}125) = 32 \cdot 10^{-5}$/МПа из СНиП 2.06.08-87 вполне может иметь место. Поэтому принимается $C(1500, 0{,}125) = 32 \cdot 10^{-5}$/МПа в соответствии с указаниями СНиП 2.06.08-87.

С учетом вышеизложенного значения $C(t–\tau, 0{,}125)$ вычислялись, начиная с последнего значения $C(1500, 0{,}125) = 32 \cdot 10^{-5}$/МПа, с соблюдением следующего правила. Среднее приращение во времени $C(t, 0{,}125)$ должно быть немного меньше среднего приращения во времени $C(t, 10)$ на всех заданных в табл.1 отрезках временного интервала от 10 до 1500 сут. В результате были получены новые откорректированные значения $C(t–\tau, 0{,}125)$: 0; 29,20; 30,11; 30,62; 31,10; 31,48; 31,89; 32,00; 32,00 (10^{-5}/МПа), которые и предлагается подставить вместо старых значений в табл.1 в строку величин $C(t–\tau, \tau)$ для τ=0,125. Эти откорректированные значения $C(t–\tau, 0{,}125)$ не претендуют на высокую точность, но они удовлетворяют ограничениям теории ползучести. Строка численной производной $C(t–\tau, 0{,}125)$ в табл. 2 при этом также изменит свои значения на следующие: +∞; 2,920; 0,06067; 0,0204; 0,0096; 0,0038; 0,00137; 0,00022; 0,0 (10^{-5}/МПа/сут.). Диаграммы исправленных вариантов $C(t, 0{,}125)$ и ее численной производной показаны на рис. 3.

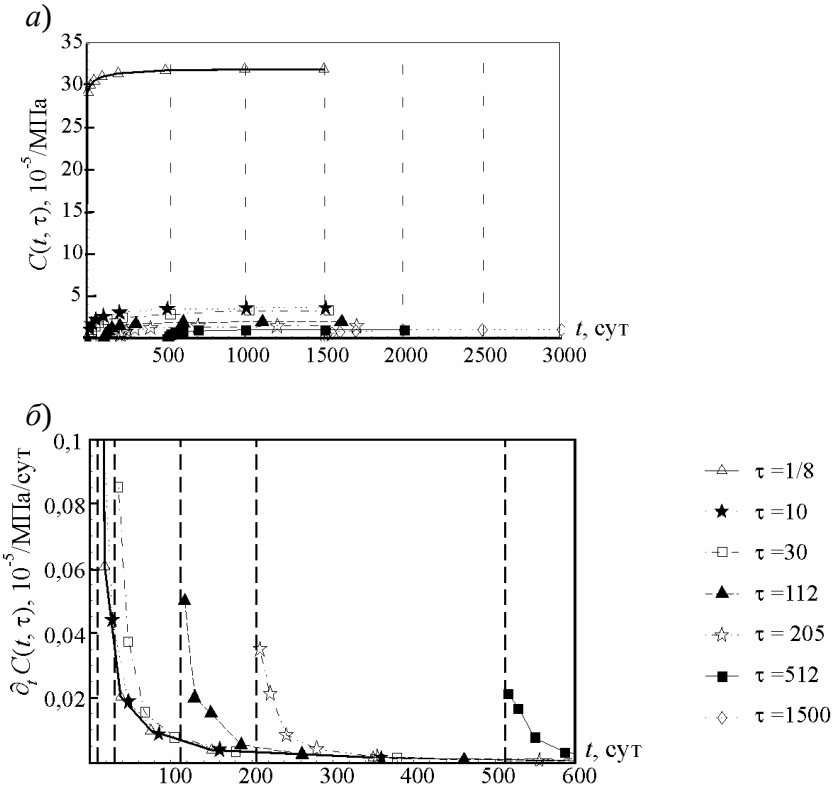


Рис. 3. Диаграммы семейства мер ползучести бетона и их численных производных с исправленной мерой ползучести при τ =1/8=0,125:
а – семейство мер ползучести; *б* – численные производные семейства мер ползучести

После обсуждения необходимости коррекции значений $C(t, 0{,}125)$ можно обсудить существенно менее принципиальные неточности, допу-

щенные при задании характеристик ползучести бетона в табл. 4 Приложения 2 СНиП 2.06.08-87. Выше было отмечено, что приведенные в СНиП 2.06.08-87 срок затухания $\varepsilon_{п}$ бетона (1000 сут) и срок начала режима установившейся ползучести, когда кривые ползучести перестают меняться по форме и величине и бетон превращается в тело наследственной упругости (512 сут), представляются нам сознательно заниженными для упрощения соответствующих расчетов.

Действительно, если рассматривать СНиП 2.06.08-87 как нормативный документ, предназначенный исключительно для проектировщиков гидротехнических сооружений (ГТС), то приведенные в нем характеристики ползучести бетона (за исключением $C(t, 0{,}125)$) и его других физико-механических свойств позволяют выполнить типовые расчеты НДС сооружений на проектной стадии с учетом ползучести и старения бетона с вполне приемлемой точностью. Так, например, допущение о затухании деформаций ползучести бетона в возрасте 1000 сут приводит к завышению уровня расчетных напряжений в старом бетоне, другое упрощающее допущение о прекращении увеличения мгновенного модуля упругости бетона в его возрасте 180 сут – к занижению уровня расчетных напряжений. Это занижение в свою очередь компенсируется занижением интенсивности роста прочности бетона во времени, которое приводит к снижению уровня допустимых напряжений в сооружении. В итоге комбинации вышеперечисленных занижений и завышений приводят, как правило, к оценке НДС сооружений на проектной стадии с запасом прочности, иногда весьма существенным [8, 9].

Но нередки случаи, когда требуется оценить как можно более корректно реальное НДС сооружения, например, на стадии уточненных проектных расчетов с учетом истории возведения сооружения или на стадии его эксплуатации по данным натурных наблюдений. В таких случаях желательно использовать как можно более корректные характеристики физико-механических свойств бетона, а не сознательно упрощенные.

В соответствиями с указаниями СНиП 2.06.06-85 «Плотины бетонные и железобетонные» и [1, 2, 3] проводятся серии экспериментов по определению мер ползучести бетона плотин I класса для типовых возрастов его загружения 3, 7, 14, 28, 90, 180, 360 сут при длительности приложения нагрузки 1 год, а также его модуля упругости, призменной прочности и коэффициента Пуассона в возрасте до года. Более продолжительные эксперименты обычно не финансируются, поскольку это не входит в набор обязательных требований [1, 2, 3]. Но только на основании относительно короткого эксперимента крайне трудно установить закономерности изменения характеристик бетона на областях, не охваченных экспериментом. Возникают следующие вопросы: какими должны быть меры ползучести бетона при возрастах загружения менее 3 сут, а также – более 360 сут; когда должно наступить затухание деформаций ползучести; когда должен наступить переход к установившейся ползучести бетона; когда перестает возрастать мгновенный модуль упругости бетона?

Ответы на эти вопросы лежат далеко за рамками проведенных кратковременных экспериментов и должны быть получены на основе типовых уточненных аналогов, а также рекомендаций нормативных документов по корректному описанию соответствующих экспериментальных данных.

Специального нормативного документа, содержащего уточненные типовые характеристики свойств бетона, в настоящее время нет, и, на наш взгляд, в нем нет необходимости. Предлагается следующий универсальный выход из обсуждаемого положения: приводить в СНиП 2.06.08-87 или его аналоге как привычные упрощенные, так и уточненные типовые характеристики физических свойств бетона (характеристики ползучести, модуль упругости, призменная прочность и другие) с соответствующими примечаниями. В примечаниях следует указывать, для какого типа расчетов рекомендуется использование заданной типовой характеристики. Ниже излагается порядок назначения именно уточненных типовых характеристик ползучести бетона ГТС.

Данные из СНиП 2.06.08-87 о затухании $\varepsilon_п$ при длительности загружения, равной 1000 сут., противоречат [6], где со ссылкой на зарубежных исследователей свойств бетона Троксела, Рафаэля и Дэвиса утверждается, что, если принять $\varepsilon_п$, накопленную за 1 год загружения, за условную единицу, то в среднем величины $\varepsilon_п$ за последующие годы загружения составят: 1,14 – через 2 года; 1,20 – через 5 лет; 1,26 – через 10 лет; 1,33 – через 20 лет; 1,36 – через 30 лет. В соответствии с [6] $\varepsilon_п$ бетона практически полностью затухают в среднем только через 30 лет. На рис. 4,*а*, взятом из [6], показаны диаграммы удельных величин $\varepsilon_п$ гидроизолированных образцов, загруженных в возрастах 7, 28, 105, 365, 1830 сут. При длительности загружения 2240 сут полного затухания $\varepsilon_п$ нет.

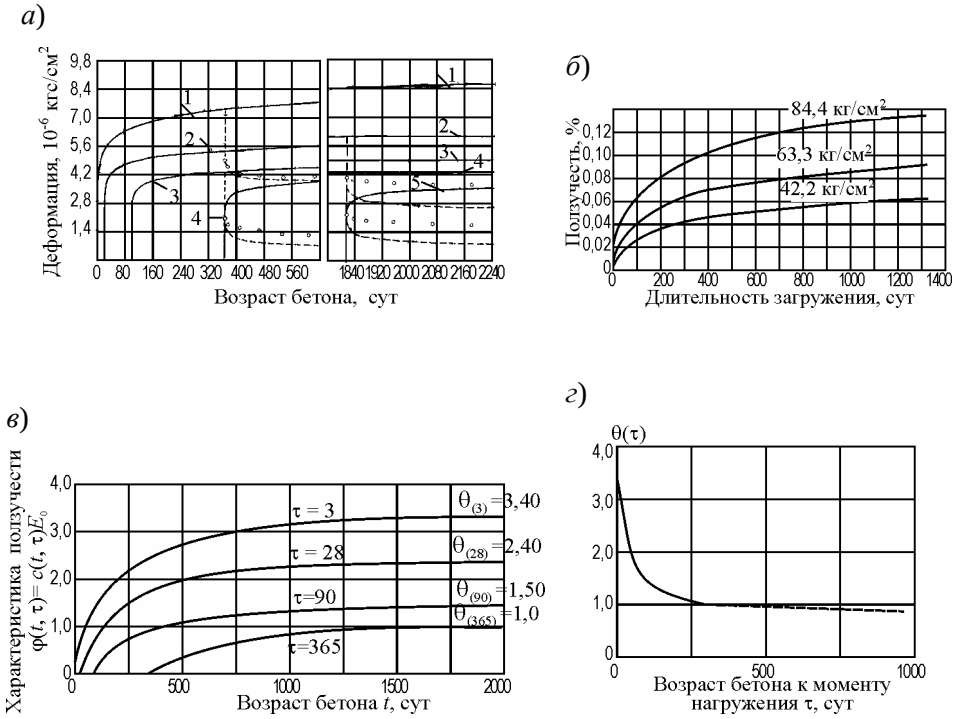


Рис.4. Зависимости удельных деформаций ползучести бетона $\varepsilon_п$ от длительности загружения, а также предельных деформаций ползучести бетона от возрастов загружения:
а – удельные $\varepsilon_п$ в зависимости от возраста и длительности загружения из [6]:
1 – 7 сут; 2 – 28 сут; 3 – 105 сут; 4 – 1 год; 5 – 5 лет; *б* – графики зависимости $\varepsilon_п$ от длительности загружения при различных напряжениях из [10]; *в* – кривые ползучести бетона, умноженные на E_0=38 ГПа из [7]; *г* – зависимость максимальных значений кривых на рис. 4*в* от возраста загружения из [7]

На рис. 4,*б*, взятом из [10], показаны диаграммы $\varepsilon_п$ при различных уровнях напряжений. Видно, что при длительности загружения 1300 сут до затухания $\varepsilon_п$ еще далеко. Другие серии опытов по определению $\varepsilon_п$, описанные в [10], показали, что $\varepsilon_п$ не затухали при длительности приложения нагрузки, равной 10 годам.

На рис. 4,*в*, взятом из [7], показаны кривые ползучести бетона для возрастов загруженния 3, 28, 90, 365 сут, умноженные на его модуль упругости E_0=38 ГПа. При длительности загружения 2000 сут верхняя кривая, которая при больших значениях времени должна затухать интенсивнее всех остальных и быть ближе к горизонтали, продолжает незначительно возрастать. Но автор [7] утверждает, что к концу этого срока $\varepsilon_п$ практически достигли своих предельных значений.

Для оценки (в процентах) разности величин конечных $\varepsilon_п$, определенных в соответствии со СНиП 2.06.08-87 и с [6], можно, воспользовавшись условной единицей измерения $\varepsilon_п$ из [6] (см. выше пояснения в тексте), получить, что через 3 года после загружения $\varepsilon_п$ составят около 1,17. В СНиП 2.06.08-87 полагается, что после этого момента $\varepsilon_п$ перестанут увеличиваться, а в соответствии с [6] $\varepsilon_п$ достигнут значения 1,36 через 30 лет после загружения. Разность двух последних оценок $\varepsilon_п$ достаточно велика для того, чтобы обратить на нее внимание. В процентном отношении она будет равна: (1,36–1,17)/1,17≈0,16=16%, что значительно превышает погрешность инженерных расчетов.

Предлагается при задании уточненного семейства мер ползучести бетона (табл. 3) основываться на указаниях [6], несколько уменьшив в среднем приведенную там ориентировочную интенсивность натекания $\varepsilon_п$, а сроки ее затухания принять равными 30 годам после загружения. Необходимость учета условия (1) приводит к тому, что для фиксированного t при увеличении возраста загружения интенсивность возрастания кривых ползучести увеличивается. А это значит, что единого коэффициента увеличения мер ползучести по годам не существует – для каждой кривой он свой.

Так, например, типовые уточненные кривые ползучести (см. табл. 3) на интервале от 365 сут до 11000 сут получили следующие приращения: возраст загружения 3650 сут – на 44%; 30 сут – на 18%; 0,125 сут – на 0,9%. Здесь за 100% принято значение соответствующих кривых при длительности загружения 1 год.

Важен вопрос прогнозирования срока перехода бетона к установившейся ползучести (когда бетон превращается в тело наследственной упругости), который в СНиП 2.06.08-87 принят равным 512 сут, поскольку кривые $C(t–\tau, 512)$ и $C(t–\tau, 1500)$ совпадают при наложении одна на другую. У авторов [6, 7] другие взгляды на этот вопрос. Согласно [7] на интервале от 500 до 1000 сут с момента загружения предельная величина меры ползучести уменьшается на 10 – 15% (см. рис. 4, *г*). В соответствии с [6] $C(t, 365)$ еще более кардинально отличается от $C(t, 1830)$ при больших значениях t (см. рис. 4, *а*). На основании этих фактов можно предположить, что процесс перехода бетона к режиму установившейся ползучести может длиться многие годы.

Поскольку описания опытов по определению мер ползучести в возрастах загружения более 500 сут нами не найдены, вновь обратимся к логическим рассуждениям.

Таблица 3

Предлагаемые уточненные типовые меры ползучести бетона $C(t, \tau)$, 10^{-5}/МПа

Возраст загружения τ, сут	Длительность загружения (t-τ), сут											
	$t-\tau = 0$	$t-\tau = 10$	$t-\tau = 25$	$t-\tau = 50$	$t-\tau = 100$	$t-\tau = 200$	$t-\tau = 500$	$t-\tau = 1000$	$t-\tau = 1500$	$t-\tau = 3650$	$t-\tau = 7300$	$t-\tau = 11000$
τ = 0,125	0	29,790	30,416	30,913	31,380	31,657	31,863	31,970	31,993	32,013	32,029	32,044
τ = 10	0	1,100	1,760	2,300	2,780	3,100	3,350	3,500	3,546	3,573	3,593	3,612
τ = 30	0	0,850	1,350	1,750	2,200	2,550	2,810	3,000	3,075	3,119	3,157	3,185
τ = 112	0	0,500	0,880	1,180	1,400	1,650	1,920	2,120	2,206	2,273	2,323	2,357
τ = 205	0	0,350	0,630	0,880	1,090	1,300	1,559	1,751	1,846	1,943	2,003	2,042
τ = 512	0	0,270	0,460	0,650	0,800	0,910	1,090	1,241	1,330	1,450	1,523	1,572
τ = 1500	0	0,250	0,430	0,590	0,730	0,840	0,950	1,040	1,100	1,230	1,311	1,360
τ =3650	0	0,190	0,350	0,502	0,635	0,780	0,930	0,990	1,030	1,110	1,192	1,240

Примечания.

Для экстраполяции табличных данных рекомендуется принимать следующие упрощающие допущения:

деформации ползучести бетона достигают максимальных значений при длительности загружения 11000 сут и после этого остаются на постоянном уровне;

форма кривых мер ползучести бетона перестает изменяться, начиная с его возраста загружения более 3650 сут, – наступает установившаяся ползучесть бетона.

Принято считать процесс ползучести установившимся только для полностью состарившегося бетона, свойства которого перестали меняться во времени. Значения модуля упругости бетона Токтогульской плотины из [8] показывают, что в возрасте бетона 730 сут он увеличивался во времени практически без затухания. Данные об увеличении призменной прочности бетона на портландцементах из [6, 9, 11] говорят об отсутствии затухания процесса упрочнения бетона в возрасте до 10 лет и более. И, наконец, в [12] высказывается и обосновывается суждение о том, что значения мер ползучести бетона должны зависеть от характера изменения во времени его модуля упругости на всем рассматриваемом временном интервале.

Эти и другие данные говорят о том, что физические свойства цементного камня и бетона продолжают заметно меняться в течение не менее чем 10 лет после его укладки, что должно приводить и к изменению характеристик ползучести бетона. В связи с этим в уточненном семействе типовых мер ползучести бетона (см. табл. 3) предлагается принять срок перехода бетона к установившейся ползучести равным 10 годам.

Выводы

Рассмотрены типовые характеристики ползучести бетона из СНиП 2.06.08-87.

Рекомендовано исправить меру ползучести бетона в возрасте его загружения 0,125 сут.

Внесены предложения по уточнению всего семейства типовых мер ползучести бетона из СНиП 2.06.08-87 (см. табл.3).

Рекомендовано (без детальной проработки вопроса) приводить в нормативных документах наряду с сознательно упрощенными характеристиками физических свойств бетона, таких, как модуль упругости, призменная прочность и других, их уточненные характеристики с целью использования последних в уточненных расчетах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **ГОСТ 24544-81.** Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести.

2. **ГОСТ 24452-80.** Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.

3. **Рекомендации** по наблюдениям за напряженно-деформированным состоянием бетонных плотин. П100-81/ВНИИГ. Л. 1982.

4. **Арутюнян Н.Х., Дроздов А.Д., Наумов В.Э**. Механика растущих вязкоупруго-пластических тел. М.: Наука. 1987.

5. **Ross A.D.** Creep of concrete under variable stress // J. Amer. Concr. Inst. 1958. V. 29. № 9. P. 739 – 758.

6. **Невиль А.М.** Свойства бетона. М.: Стройиздат. 1972.

7. **Швецов А.В.** Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций при длительно действующих нагрузках. Часть I. Л.: Госэнергоиздат. 1962.

8. **Марчук А.Н.** Статическая работа бетонных плотин. М.: Энергоатомиздат. 1983.

9. **Судаков В.Б.** Рациональное использование бетона в гидротехнических сооружениях. М.: Энергия. 1976.

10. **Сахновский К.В.** Железобетонные конструкции. М.: Госстройиздат. 1959.

11. **Гидротехнические** сооружения. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат. 1980.

12. **Александровский С.В.** Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. М.: Стройиздат, 1973.

УДК 699.841

ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЭЛЕКТРОТЕХНИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ ОРУ-330 ИРГАНАЙСКОЙ ГЭС

М.А. Абдурахманов[1], Е.Я. Скоморовская[2], В.Н. Судакова[3], О.А. Турчина[4]

Для определения сейсмической безопасности высоковольтного электротехнического оборудования (ЭТО), которые изложены в подготовляемом стандарте ОАО «РусГидро» «Гидроэлектростанции. Оценка сейсмостойкости гидротурбинного и электротехнического оборудования. Нормы и требования», рекомендуется использовать расчетные методы.

Настоящая работа посвящена расчетной оценке согласно [1] сейсмостойкости шести изделий, расположенных на ОРУ-330 кВ Ирганайской ГЭС: выключателя ВГУ-330, трансформатора тока ТФРМ-330, ограничителя перенапряжений ОПН-330У1, разъединителя РС31-330, трансформатора напряжения НКФ-330, высокочастотного заградителя ВЗ-2000.

Расчеты прочности для объектов повышенной ответственности, к которым относятся конструкции высоковольтного электротехнического оборудования, рекомендуется выполнять методами динамической теории сейсмостойкости (ДТ) с использованием синтезированных расчетных акселерограмм (РА) на отметке установки изделий. Расчеты на сейсмическое воздействие по ДТ выполнялись на трехкомпонентную расчетную акселерограмму, синтезированную в ЦКТИ-Вибросейсм. Синтез осуществлялся по программе Th-Spec [2, 3]. В качестве спектров компонент расчетной акселерограммы приняты стандартные спектры, рекомендуемые нормативными документами США [4, 5, 6]. В расчетах на сейсмические воздействия по ДТ компоненты акселерограммы были масштабированы таким образом, чтобы значения пиковых горизонтальных ускорений составляли $a_{\text{макс}} = 0{,}4g$, вертикальных $a_{\text{макс}} = 0{,}28g$ для воздействия интенсивностью 9 баллов.

Расчеты по ДТ на действие расчетной акселерограммы выполнялись методом разложения по собственным формам колебаний.

Все изделия рассматривались совместно с непосредственно выполненной на объекте опорной конструкцией.

1. **Элегазовый выключатель ВГУ-330** (изготовитель – ОАО «Запорожский завод высоковольтной аппаратуры») представлен на рис. 1. Общая высота конструкции 7,350 м. Масса выключателя 2950 кг. Основными конструктивными элементами выключателя являются: шкаф управления с пневматическим приводом на стойках, опорная колонка и модуль гасительный.

Шкаф управления представляет собой сварную конструкцию из элементов (фасонных и листовых) различного сортамента сталей Ст3пс3 и 09Г2С. Шкаф управления опирается на 4 наклонные опорные стойки высо-

[1] Инженер. Тел.: (812) 535-53-70. E-mail: pto@sulak.ru.
Филиал ОАО «РусГидро» – Ирганайская ГЭС
[2] Инженер. Тел.: (812) 535-53-70. E-mail: elesko@concrete.vniig.ru
[3] Инженер. Тел.: (812) 535-53-70. E-mail: elesko@concrete.vniig.ru
[4] Инженер. Тел.: (812) 53-53-70. E-mail: sudakv@concrete.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

той 1,10 м, которые крепятся к нижней плите шкафа с помощью четырех болтов.

Опорная колонка включает два фарфоровых изолятора ПВЭо-110 и ПВЭо-220 общей высотой 3,7 м. Внешние поверхности изоляторов имеют геометрически сложную ребристую форму. По высоте цилиндра изолятора ПВЭо-110 располагаются 27 ребер, а по высоте изолятора ПВЭо-220 – 55 ребер. Концы фарфоровых цилиндров изоляторов при помощи цементной заделки закреплены в алюминиевые стаканы – фланцы. Верхний фланец изолятора ПВЭо-220 через пластину кольцевого сечения крепится к модулю гасительному с помощью шпилек. Общая масса опорной колонки составляет 630 кг.

Основными конструктивными элементами модуля гасительного являются: корпус сложной формы; две покрышки и два конденсатора. Покрышка представляет собой изолятор ПВЭг-180. По высоте цилиндра располагаются 43 ребра. Концы фарфорового цилиндра при помощи цементной заделки закреплены в алюминиевые стаканы – фланцы.

Полюс выключателя установлен на опору, представляющую собой 4 железобетонные стойки сечением 0,25×0,25 м и высотой 1,02 м над уровнем грунта. Стойки изготовлены из бетона класса В15. Армирование стойки: в каждом углу поперечного сечения – по 1 стержню ∅18 мм арматуры класса А400 (А-III). Опоры связаны между собой каркасом из швеллеров профиля № 12П.

На рис. 2 представлена расчетная конечно-элементная схема, которая включает 33237 узла и 30268 элементов. Общее число степеней свободы в схеме – 147960.



Рис. 1. Общий вид выключателя ВГУ-330

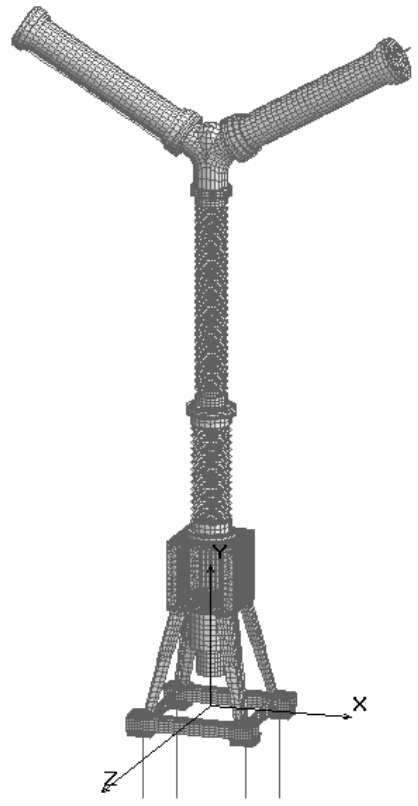


Рис. 2. Конечно-элементная расчетная схема выключателя ВГУ-330

Прочностные характеристики материалов изделия (фарфор изоляторов, бетон и арматура опорных стоек, алюминиевый сплав и различные сортаменты сталей), из которых изготовлена данная конструкция, являются достаточными для обеспечения надежной работы конструкции.

В рамках расчета, выполненного на сейсмическое воздействие интенсивностью 9 баллов по шкале MSK-64 с использованием динамической теории сейсмостойкости и расчетной акселерограммы, конструкцию выключателя ВГУ-330 в данном исполнении следует признать сейсмостойкой.

2. **Трансформатор тока ТФРМ-330** (изготовитель – ОАО «Запорожский завод высоковольтной аппаратуры») показан на рис. 3. Общая высота конструкции 4,820 м. Масса трансформатора 3070 кг.

Конструкция из 2-х опорных швеллеров № 16 (сталь Ст3сп) крепится 4-мя болтами непосредственно к трансформатору. Четыре уголка опорной конструкции являются конструктивным элементом для соединения рамы из швеллеров и 4-х железобетонных стоек, каждая из которых имеет сечение 0,250×0,250 м, количество арматурных стержней – 4, ∅18 мм (арматурная сталь класса А400 (AIII), бетон класса В15). Стойки заглублены в грунт на 2,62 м.

Фарфоровый изолятор высотой 2,875 м изготовлен из фарфора марки С110. Внешняя поверхность изолятора имеет геометрически сложную ребристую форму (31 ребро). На конце фарфоровый изолятор имеет утолщение и специальное крепление к плите, представляющее собой стальное кольцо, которое соединяется с опорной плитой шпильками. Металлический резервуар – головка – имеет сложную форму и выполнен также из стали Ст3сп.

Расчетная конечно-элементная схема показана на рис. 4. Число КЭ – 15040. Количество узлов – 16141. Общее число степеней свободы – 86136.

Прочностные характеристики материалов изделия (фарфор изоляторов, бетон и арматура опорных стоек и различные сортаменты сталей), из которых изготовлена данная конструкция, по результатам расчета оказались недостаточными для обеспечения надежной работы.

Конструкция трансформатора тока ТФРМ-330 не отвечает требованиям сейсмостойкости, предъявляемым отечественными нормативными документами к изделиям, эксплуатируемым в районах с сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64.

3. **Ограничитель перенапряжений ОПН–330У1** (разработчик – ЗАО «НИИ ЗАИ») представлен на рис. 5. Общая высота конструкции 4,075 м. Масса ограничителя перенапряжений 980 кг.

Конструкция из 4-х опорных швеллеров № 16 крепится к ограничителю перенапряжений 6-ю болтами. Четыре уголка № 7,5 опорной конструкции являются конструктивным элементом для соединения рамы из швеллеров и 4-х железобетонных стоек. Опорные швеллеры и уголки выполнены из стали Ст3сп. Каждая железобетонная стойка имеет сечение 250×250 мм, количество арматурных стержней – 4, ∅18 мм, арматурная сталь класса А400 (AIII), бетон класса В15. Стойки заглублены в грунт на 2,67 м.

Фарфоровый изолятор высотой 3,950 мм изготовлен из глазурованного фарфора марки С120. Внешняя поверхность изолятора имеет геометрически сложную ребристую форму. По высоте цилиндра располагаются 60 ребер с внешним радиусом 466 мм, внешний радиус цилиндра между

ребрами составляет 370 мм. На нижнем и верхнем концах фарфоровый изолятор закреплен с помощью алюминиевых фланцев. Верхний фланец прикрыт алюминиевой крышкой. Фланцы и крышка выполнены из сплава АК12.



Рис. 3. Общий вид трансформатора тока ТФРМ-330

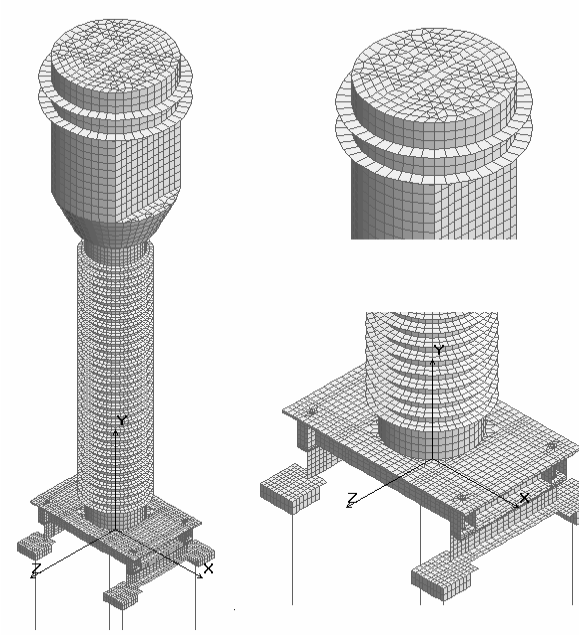


Рис. 4. Конечно-элементная расчетная схема трансформатора тока ТФРМ-330

Расчетная конечно-элементная схема показана на рис. 6. Число КЭ – 27694. Количество узлов – 28595. Общее число степеней свободы – 144507.

Прочностные характеристики материалов изделия (фарфор изоляторов, бетон и арматура опорных стоек, алюминиевый сплав и различные сортаменты сталей), из которых изготовлена данная конструкция, являются достаточными для обеспечения надежной работы конструкции.

Конструкция ограничителя перенапряжений ОПН–330У1 отвечает требованиям сейсмостойкости, предъявляемым отечественными нормативными документами к изделиям, эксплуатируемым в районах с сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64.

4. **Трехполюсный разъединитель РС31-330** наружной установки (изготовитель – Великолукский завод высоковольтной аппаратуры) показан на рис. 7. Общая высота конструкции 2,614 м. Масса разъединителя 1796 кг. Основными элементами изделия являются: стальная опорная конструкция, поворотные фарфоровые колонки изоляторов, поворотные основания изоляторных колонок, размыкаемые токоведущие контактные ножи, система заземлителей и приводы контактных ножей и заземлителей.

Опорная конструкция сварная, изготовленная из фасонных и листовых элементов строительной стали С235. Трехполюсный разъединитель конструктивно состоит из трех однополюсных разъединителей на расстоянии в продольном направлении 3,9 м. Основными несущими элементами

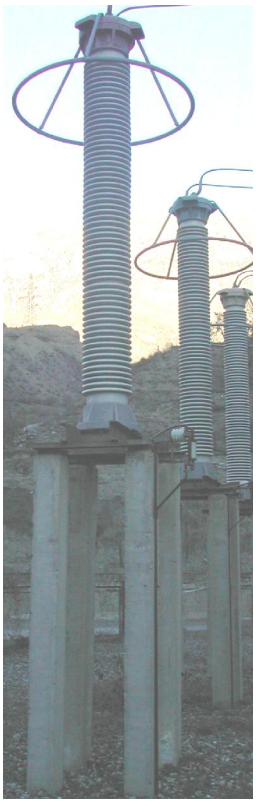


Рис. 5. Общий вид ограничителя перенапряжений ОПН-330

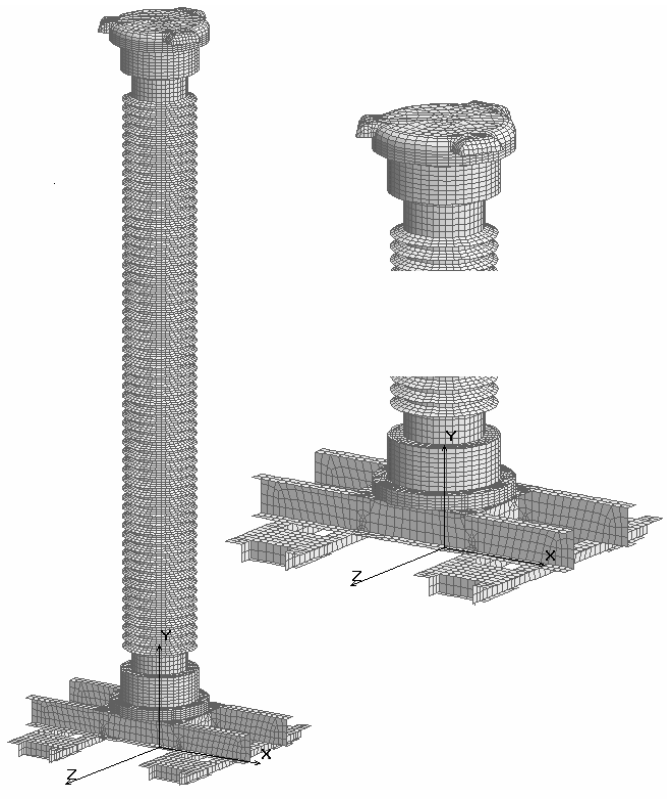


Рис. 6. Конечно-элементная расчетная схема ограничителя перенапряжений ОПН-330

опорной конструкции одного разъединителя служат два параллельно расположенных гнутых швеллера длиной 3,3 м с сечением 160×40×3 мм, установленные полками наружу с зазором между стенками 98 мм. К нижним и верхним полкам швеллера привариваются горизонтальные стальные пластины.

Фарфоровые изоляторы (нижний и верхний) имеют высоту 1,2 м. Изоляторы имеют 22 ребра. Концы стволов изоляторов при помощи цементации закреплены в чугунные стаканы (фланцы). Расстояния между осями изоляторов в поперечном направлении составляют 2,5 м, в продольном – 3,9 м. Поворотные основания изоляторных колонок – литые чугунные изделия, состоящие из корпуса, жестко соединенного болтами со швеллером опорной конструкции, и втулки.

Контакты выполнены в виде кулачкового контакта, закрепленного на конце одного токопровода, и контактных пальцев, закрепленных на конце другого. Трубки заземлителей крепятся к продольным трубам, которые в свою очередь прикреплены к швеллеру опорной конструкции на подставке с помощью кронштейнов.

Каждая из шести подставок разъединителя устанавливается на железобетонную опору сечения 0,25×0,25 м из бетона класса В15. В качестве продольной арматуры для каркасов опор используется арматурная сталь класса А400 (АIII). Количество арматурных стержней – 4, в каждом углу по одному стержню ∅18 мм. Опоры заглублены в грунт основания на 2,37 м и над поверхностью грунта выступают на 2,15 м.



Рис. 7. Общий вид разъединителя РС31-330

Оголовки опор выполняются на месте из элементов стального проката и предназначены для надлежащего соединения их со швеллерами опорной конструкции разъединителя. Опоры на уровне оголовков соединены в продольном направлении швеллерами № 10.

Конечно-элементная расчетная схема конструкции (рис. 8) включает в себя 91769 узла и 86532 элемента. Общее число степеней свободы в схеме – 378564.

Прочностные характеристики материалов оказались достаточными для обеспечения надежной работы конструкции.

В рамках расчета, выполненного на сейсмическое воздействие интенсивностью 9 баллов по шкале MSK-64 с использованием динамической теории сейсмостойкости и расчетной акселерограммы, конструкцию разъединителя РС31-330 в данном исполнении следует признать сейсмостойкой.

5. **Трансформатор напряжения НКФ-330** (изготовитель – ОАО «Запорожский завод высоковольтной аппаратуры») представлен на рис. 9. Трансформатор состоит из трех блоков. Масса каждого блока 650 кг. Общая масса трансформатора 1990 кг. Общая высота трансформатора напряжения НКФ-330 5,200 м. Опорная конструкция трансформатора напряжения представляет собой два швеллера № 24, опирающихся в свою очередь на три швеллера № 10, расположенных в перпендикулярном направлении. Опорная конструкция не симметричная – отсутствует четвертый швеллер № 10, а также укорочены с одной стороны швеллеры № 24. Все швеллеры соединены между собой сваркой. Оголовок железобетонной стойки окантован с четырех сторон уголком № 6. К этому оголовку привариваются

вышеуказанные швеллеры № 10. Все опорные швеллеры и оголовок стойки выполнены из стали Ст3сп.

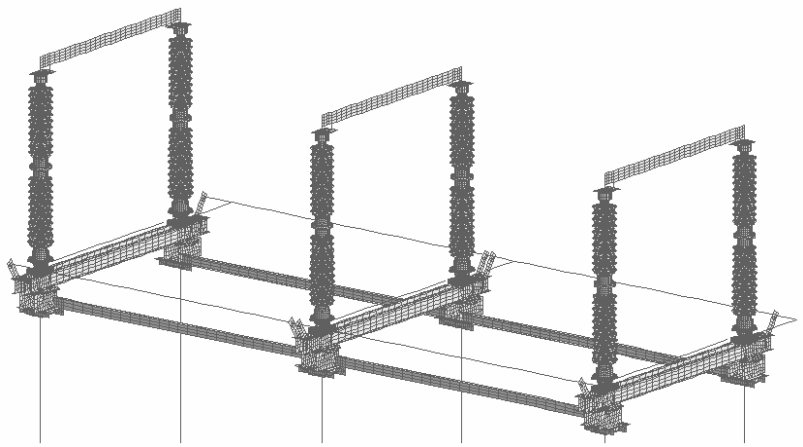


Рис. 8. Конечно-элементная расчетная схема разъединителя РС31-330

Расстояние между осями стоек 950 и 1000 мм. Каждая железобетонная стойка имеет сечение 250×250 мм, количество арматурных стержней – 4, ∅18 мм, арматурная сталь класса А400 (AIII), бетон класса В15. Стойки заглублены в грунт на 2,3 м.

Каждый фарфоровый изолятор имеет высоту 2875 мм, марка фарфора С110. Внешняя поверхность изолятора имеет геометрически сложную ребристую форму. На концах фарфоровый изолятор имеет утолщение и специальное крепление к плите.

Металлические части блоков выполнены из стали Ст3сп. Соединение блоков между собой производится при помощи болтов. Конструкция из опорных швеллеров крепится к основанию трансформатора 4-мя болтами.

Конечно-элементная расчетная схема показана на рис. 10. Число КЭ – 17604. Количество узлов – 18434. Общее число степеней свободы – 103062.

Расчеты сейсмостойкости показали, что прочностные характеристики материалов изделий (бетон и арматура стоек, различные сортаменты стали), из которых изготовлена данная конструкция, не являются достаточными для обеспечения надежной работы конструкции. Следует отметить, что максимальные суммарные перемещения достигаются в верхних точках трансформатора и составляют u_{res} = 121 мм, что представляет собой опасность перенапряжения проводов.

Таким образом, конструкция трансформатора напряжения НКФ-330 не отвечает требованиям сейсмостойкости, предъявляемым отечественными нормативными документами к изделиям, эксплуатируемым в районах с сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64.

6. **Высокочастотный заградитель ВЗ-2000-1,0У1** (разработчик АО «Раменский электротехнический завод «Энергия») показан на рис. 11. Общая высота конструкции 7,434 м от поверхности земли, в том числе высота заградителя – 1,758 м, высота шинных опор – 3,08 м. Масса высокочастотного заградителя 1150 кг, масса 3-х шинных опор 933 кг.



Рис. 9. Общий вид трансформатора напряжения НКФ-330

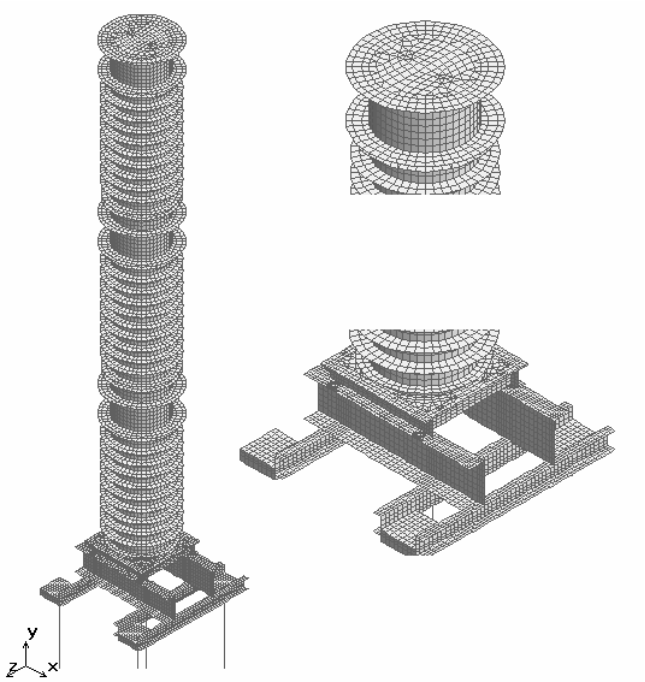


Рис. 10. Конечно-элементная расчетная схема трансформатора напряжения НКФ-330

Конструкция из 2-х опорных швеллеров № 10 приварена к основанию каждой шинной опоры. Эта конструкция опирается на два уголка № 7,5 и два уголка № 5. Два швеллера № 10 и два уголка № 7,5 образуют жесткую треугольную раму, соединяя три опорных конструкции шинных опор. Опорные швеллеры и уголки выполнены из стали Ст3сп.

Расстояние между осями стоек 1,54 м. Каждая железобетонная стойка имеет сечение 250×250 мм, количество арматурных стержней – 4, ∅18 мм, арматурная сталь класса А400 (АIII), бетон класса В15. Стойки заглублены в грунт на 2,67 м.

Фарфоровые шинные опоры высотой 3058 мм изготовлены из глазурованного фарфора марки С120. Каждая шинная опора состоит из трех частей, две части опоры соединены 4-мя болтами М16. Внешняя поверхность каждой части шинной опоры имеет геометрически сложную ребристую форму. На нижнем и верхнем концах каждая часть шинной опоры закреплена с помощью чугунных фланцев.

Конструкция из 3-х опорных уголков № 7 крепится к верху шинных опор 6-ю болтами М16. Три швеллера № 6,5 опорной конструкции являются конструктивным элементом для соединения рамы из уголков с тремя скобами, которые в свою очередь соединены с нижней крестовиной высокочастотного заградителя. Опорные швеллеры и уголки выполнены из стали Ст3сп.

Высокочастотный заградитель представляет собой цилиндрическую конструкцию с верхней и нижней крестовинами, выполненную из стеклотекстолита СТЭФТ-НТ.

Параметры конечно-элементной расчетной схемы (рис. 12): число КЭ – 100 669, число узлов – 115 024, общее число степеней свободы – 484 578.

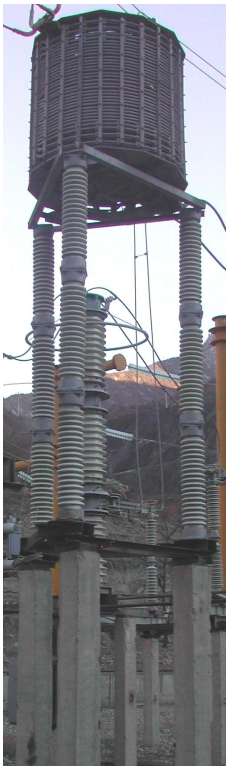


Рис. 11. Общий вид высокочастотного заградителя ВЗ-2000

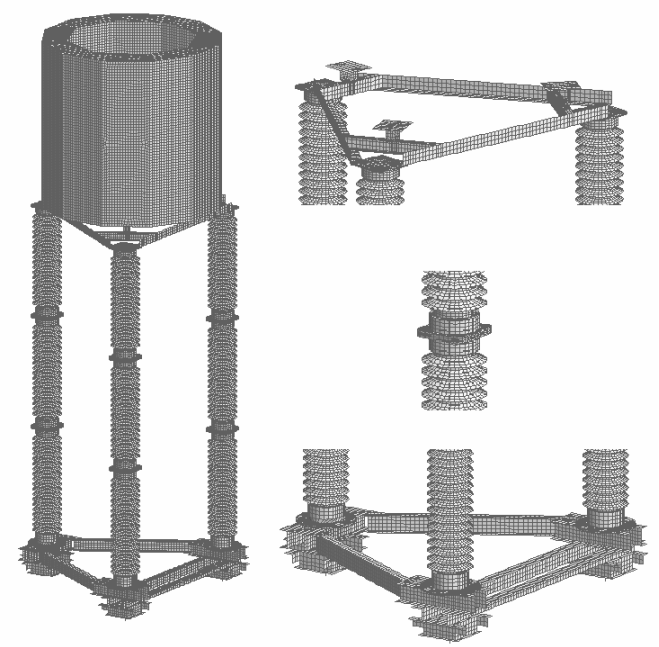


Рис. 12. Конечно-элементная расчетная схема высокочастотного заградителя ВЗ-2000

Прочностные характеристики материалов изделий (фарфор изоляторов, бетон и арматура опорных стоек, различные сортаменты стали), из которых изготовлена данная конструкция, не являются достаточными для обеспечения ее надежной работы.

Конструкция высокочастотного заградителя ВЗ-2000-1,0У1 не отвечает требованиям сейсмостойкости, предъявляемым отечественными нормативными документами к изделиям, эксплуатируемым в районах с сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64.

Таким образом, рассмотрена сейсмостойкость шести изделий электротехнического оборудования ОРУ-330 Ирганайского гидроузла, эксплуатируемых в районе с сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64. Из них три конструкции (трансформатор тока ТФРМ-330, трансформатор напряжения НКФ-330 и высокочастотный заградитель ВЗ-2000-1,0У1) не являются сейсмостойкими и требуют замены. Оставшиеся три конструкции (выключатель ВГУ-330, разъединитель РС31-330 и ограничитель перенапряжения ОПН-330) – сейсмостойкие.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. М.: Госстрой России. 2000.

2. Th-Spec-Computer Code For Generation of Acceleration Time History Function Compatible with a Target Response Spectrum. User Manual, Stevenson & Associates, Romania. 1999.

3. Th-Spec-Computer Code For Generation of Acceleration Time History Function Compatible with a Target Response Spectrum, QA Verification Manual. Stevenson & Associates. Romania. 1999.

4. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Analysis of Safety-Related Nuclear Structures. ASCE 98 -4. 1998.

5. Appendix N of BPVC. 1998.

6. United States Nuclear Regulatory Commission, RG1. 60 Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants. USNRC. Revision 1. December 1973.

УДК 621.165:621.313.322

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОДГЕНЕРАТОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВЕРТИКАЛЬНОГО ГИДРОАГРЕГАТА

А.Б.Козлов[1], В.Г. Штенгель[2], Л.С. Воронова[3]

Работа посвящена оценке состояния подгенераторных конструкций и вибраций гидрогенератора мощностью 25 МВт ГЭС, находящейся в эксплуатации более полувека, в связи с наличием повышенных вибраций статора генератора и обнаружением трещин на бетонных опорах его крепления. На работающих в таких же условиях трех других гидроагрегатах подобных нарушений не наблюдалось.

Для выяснения причин появления в бетоне указанных вибраций и трещин было проведено комплексное статическое и динамическое обследование бетонных подгенераторных конструкций и элементов гидрогенератора № 4.

Программой работ было предусмотрено:

натурное виброобследование статора генератора и бетонных опор;

исследование вибраций крышки турбины и подпятника генератора;

измерение вибраций в отдельных точках на соседнем однотипном гидроагрегате № 3 для сравнения вибропараметров;

визуальное обследование бетонных опор статора генератора;

оценка прочности бетона опор методом неразрушающего контроля.

Анализ чертежей показал, что фундамент гидрогенератора представляет собой массивную конструкцию из монолитного бетона. В верхней части массива расположены восемь опорных тумб, на которых установлен статор генератора. Тумбы расположены равномерно по окружности через 45^{o} (рис. 1), длина тумб – 1000 мм, высота – 600 мм, ширина – 350 мм. Через каждую тумбу для крепления статора пропущены по два анкерных стержня, расстояние между которыми 500 мм. В верхней части тумб под опорными пластинами уложен слой набетонки толщиной до 200 мм. Общая длина замоноличенной части стержней 1300 мм. Нижняя часть анкеров (700 мм) закреплена в монолитном теле фундамента. Анкерные колодцы заполнены раствором. Информация о проектной марке бетона отсутствовала.

Вибрационные исследования гидроагрегата и бетонных опор

В связи с поставленной задачей на первом этапе натурных исследований проводились измерения вынужденных колебаний статора генератора и давалась оценка вибрационного состояния подгенераторных конструкций гидроагрегата. На этом этапе для сравнения также проводились вибрационные исследования в одном из сечений статора соседнего генератора.

[1] Канд. техн. наук, зав. сектором
Тел.: (812) 535-26-47
[2] Канд. техн. наук, старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-88-53. E-mail: stengel@concrete.vniig.ru
[3] Инженер. Тел.: (812) 535-26-47
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

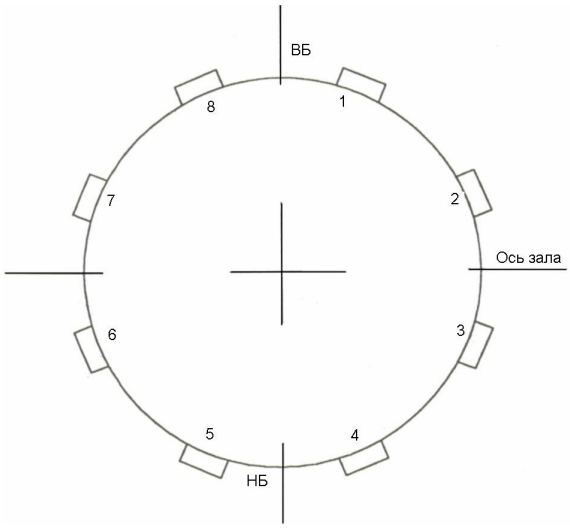


Рис. 1. Схема расположения бетонных опорных тумб статора

Все измерения вибросмещений элементов гидроагрегатов и подгенераторных конструкций выполнялись низкочастотным виброизмерительным прибором «Кварц» производства фирмы «ДИАМЕХ 2000» при активной нагрузке генератора 8 МВт.

Вибрации статора генератора измерялись по наружной окружности его корпуса в восьми сечениях по оси окон, нумерация которых принята в соответствии со схемой, приведенной на рис.1. По высоте на статоре измерения проводились в трех точках (верх, середина и низ), далее на левой и правой опорных плитах, с левой и правой стороны опорных бетонных тумб на уровне плит и внизу – в месте перехода тумб в опорную железобетонную оболочку (табл. 1).

Исследования показали следующее:

максимальные вибрации наблюдаются в радиальном направлении;

в спектре вынужденных частот превалирует двойная оборотная частота (рис.2, 3);

максимумы вибраций наблюдаются в районе окон 2 – 5;

по высоте уровень вибросмещений от верха опорных тумб до середины статора генератора меняется незначительно;

вибрации верха статора генератора примерно на 20% ниже, чем в его середине;

радиальные вибрации низа опорных тумб в 3 – 8 раз ниже, чем в их верхней части;

вертикальные и поперечные вибрации низа тумб соответственно в 1,5 – 2 и в 3–4 раза ниже, чем в их верхней части.

Виброизмерения железобетонной оболочки под статором генератора показали низкий уровень вибросмещений (2 – 7) мкм. Максимальные значения 6 – 7 мкм имели место в районе первых четырех тумб.

Для сравнения были выполнены виброизмерения в одном из сечений однотипного генератора № 3. Измерения радиальной составляющей показали следующее:

уровень вибросмещений в средней и нижней частях генератора (середина, низ, верх тумб) в 5 и более раз выше, чем на соседнем генераторе № 3;

Таблица 1

Результаты виброизмерений корпуса статора генератора № 4 и бетонных опорных тумб (2А мкм)

Номера окон статора*	Направление	Места измерений								
		верх статора	середина статора	низ статора	левая сторона плит	правая сторона плит	левая сторона верха тумбы	правая сторона верха тумбы	левая сторона низа тумбы	Правая сторона низа тумбы
1	В	38	22	23	32	44	44	60	39	26
	Т	88	89	80	93	71	70	71	43	6
	Р	135	175	201	198	199	194	200	53	5
2	В	24	16	20	41	52	76	78	48	41
	Т	128	125	104	105	92	110	98	57	14
	Р	124	225	221	222	214	225	214	110	7
3	В	48	24	18	28	43	40	47	23	14
	Т	104	174	159	143	147	146	111	56	16
	Р	177	217	216	212	214	214	209	27	19
4	В	46	37	22	34	36	36	43	35	18
	Т	134	134	117	99	109	97	110	35	37
	Р	140	201	222	224	210	233	208	62	16
5	В	40	29	30	29	36	51	44	51	24
	Т	105	105	99	89	89	87	85	48	28
	Р	150	227	228	216	238	212	240	46	56
6	В	49	26	23	22	23	46	59	17	16
	Т	146	139	131	121	110	113	111	26	26
	Р	103	176	164	159	163	159	163	31	19
7	В	46	35	39	28	32	50	37	6	19
	Т	137	135	118	88	85	86	88	23	25
	Р	91	148	175	164	166	164	164	47	50
8	В	40	18	11	29	27	48	49	11	17
	Т	109	103	99	76	80	75	80	22	31
	Р	115	172	162	157	145	151	145	27	9

Примечание. * – соответствуют номерам опорных тумб; В – вертикальное, Т – тангенциальное; Р – радиальное направления измерений.

уровень вибросмещений низа тумб генератора № 4 превышает этот уровень на соседнем генераторе не более, чем на 50%;

наибольший вклад в спектр колебаний вносит на обоих гидроагрегатах двойная оборотная составляющая (рис. 2 – 4).

Кроме обследования подгенераторных конструкций и статора генератора исследовались вибрации крышки турбины и подпятника генератора.

Измерения, выполненные на крышке турбины (табл. 2), показали, что ее вибрации не превышают 23 мкм и существенно ниже, чем на соседней однотипной турбине.

Исследование вибраций подпятника гидрогенератора проводились со стороны нижнего бьефа внизу и вверху подпятника. Вертикальные вибросмещения (2А) в обоих случаях достигали 180 мкм, радиальные внизу – того же порядка, а вверху – 380 мкм. В спектре вынужденных колебаний наибольший вклад, в отличие от статора генератора, вносила оборотная составляющая (рис. 5).

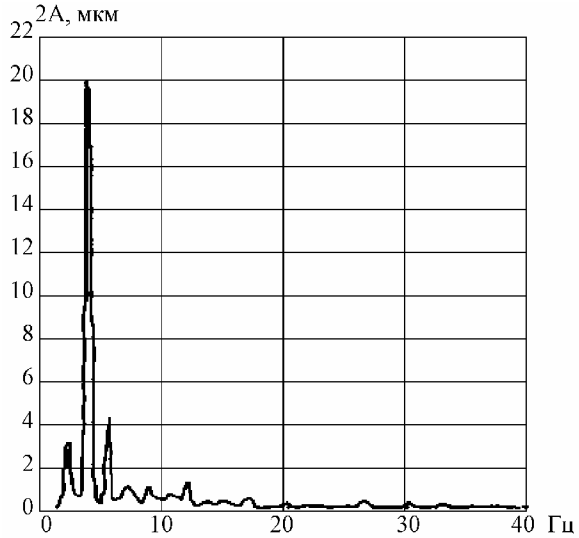


Рис. 2. Спектр вертикальных колебаний середины статора генератора № 4

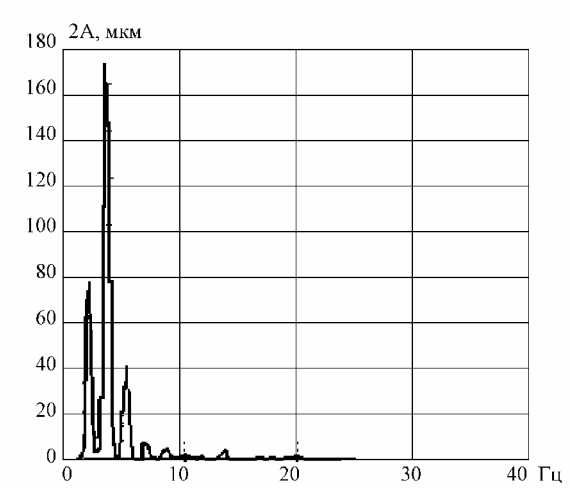


Рис. 3. Спектр радиальных колебаний середины статора генератора № 4

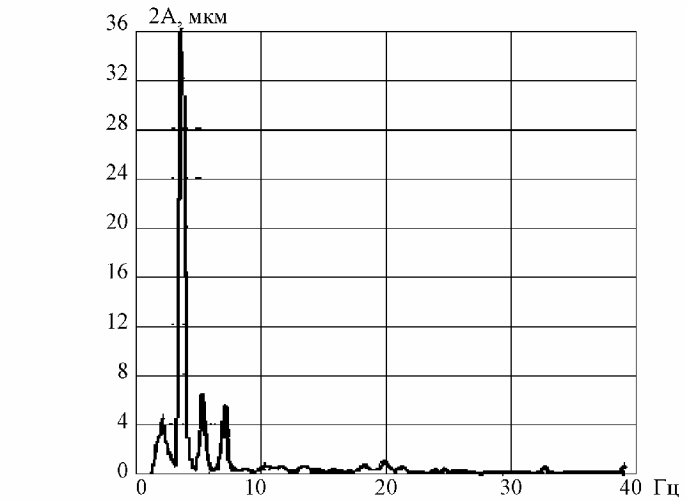


Рис. 4. Спектр радиальных колебаний середины статора генератора № 3

Таблица 2

Результаты измерений вибрации крышки турбины (2А мкм)

Место измерения вибрации	Вертикальные*	Радиальные*
НБ	18/37	17/17
ПБ	23/41	10/30
ВБ	23/25	11/17
ЛБ	18/36	10/17

Примечание. * В числителе приведены величины вибраций на гидроагрегате № 3; НБ – нижний бьеф; ВБ – верхний бьеф; ПБ – правый берег; ЛБ – левый берег.

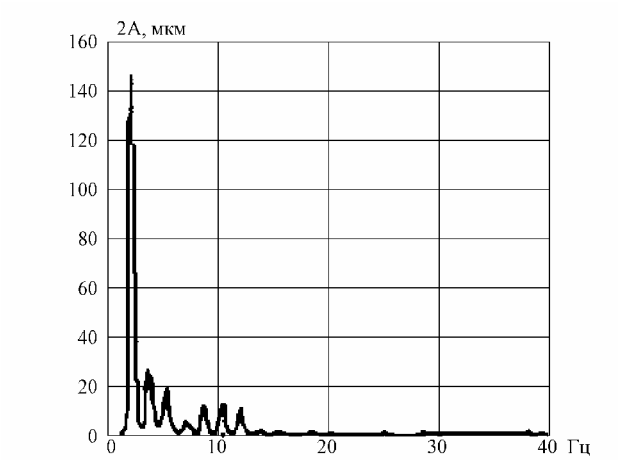


Рис. 5. Спектр радиальных колебаний низа подпятника генератора № 4

Исследования, выполненные монтажной организацией, показали, что на холостом ходе без возбуждения вибрации статора генератора снижаются в 5 – 8 раз по сравнению с другими режимами, что позволяет сделать предположение о влиянии неравномерности воздушного зазора между ротором и статором генератора на его вибрационное состояние.

В связи с тем, что уровень вибраций нижней части опорных тумб генератора мало отличался от уровня на соседних однотипных гидроагрегатах, можно предположить об их незначительном влиянии на вибрационное состояние генератора. Окончательное заключение о состоянии опорных тумб должны были дать результаты статического обследования и оценки их состояния, выполненные при остановленном гидроагрегате.

Результаты визуального обследования

Визуальное обследование опорных бетонных конструкций генератора выявило ряд дефектов.

1. В большинстве опорных тумб обнаружены трещины раскрытием 0,1 – 0,3 мм, в основном идущие от анкерных стержней в радиальном направлении:

в верхней части опоры № 1 в сторону опоры № 8 – угловая трещина от анкерного стержня в пределах набетонки;

в верхней части опоры № 2 в пределах набетонки – две трещины от анкерных стержней к боковым граням;

в опоре № 3 одна угловая трещина – от анкерного стержня к боковой грани;

в опоре № 4 трещины раскрытием 0,1 – 0,2 мм – от статора к наружной грани опоры под углом 45°, внешне откалывающие верхнюю часть тумбы;

в опоре № 5 трещина – от анкерного стержня к боковой грани;

в опорах № 6, 7 и 8 трещин не обнаружено.

2. Опытное вскрытие бетона опорных тумб показало, что верхние части тумб представляют собой слой набетонки толщиной около 100 мм (металлические площадки анкерной крепи и головки анкеров не омоноличены). Основное число трещин в опорах статора генератора находится в пределах этой набетонки. Боковые и наружные грани тумб покрыты известковой штукатуркой толщиной до 10 мм.

3. В стене шахты турбины в районе сервомотора и в нише сервомотора со стороны левого берега обнаружены две вертикальные трещины раскрытием 0,1 – 0,2 мм и длиной более 3 м.

Причины появления большинства вышеуказанных трещин стали понятны после обнаружения на опорных тумбах анкерных стержней крепления статора генератора с приваренными гайками, через которые проходили упорные болты, предназначенные для создания усилия горизонтального смещения статора при его центровке. Таким образом, ранее статор генератора нуждался в центровке и она проводилась. Аналогичные упоры для статора на гидроагрегате № 3 отсутствовали, то есть опорные тумбы этого генератора не подвергались сверхнормативным нагрузкам.

Результаты выборочной оценки прочности бетона опорных конструкций

Для оценки прочности бетона опорных тумб и массива фундаментов подгенераторных конструкций было проведено выборочное инструментальное обследование бетонных элементов с применением ультразвукового метода (с использованием ультразвукового прибора УК-14П).

Ультразвуковые измерения, проведенные на опорных тумбах статоров двух генераторов, показали, что прочность бетона набетонки составляет около 9,0 – 10,0 МПа, что в 1,5 – 2,0 раза ниже, чем у бетона монолитной части тумб (12,0 – 18,0 МПа). Однородность материала набетонки также ниже, чем у монолитной части, причем у набетонки тумб обследуемого генератора она значительно хуже, чем у соседнего (44,5% против 31,5%). По всей вероятности, это связано с наличием сети трещин в набетонках опорных тумб статора генератора. Средняя прочность монолитного бетона тумб (17,7 МПа) выше, чем у соседнего генератора (12,1 МПа). Однако, трещины в тумбах последнего отсутствовали. Следовательно, можно сделать вывод о том, что бетон как материал не являлся причиной появления трещин в опорных элементах. Разброс прочности монолитного бетона в тумбах обоих генераторов незначителен. Это свидетельствует о том, что в монолитном бетоне соседнего гидроагрегата трещины носят одиночный характер.

Состояние бетона тумб удовлетворительное. Значительная неоднородность бетона характерна для технологии бетонирования сороковых го-

дов прошлого века (в настоящее время предельно-допустимая неоднородность для такого вида бетона по ГОСТ 18105-86 составляет 20%). Причиной появления трещин следует считать большие нагрузки, передаваемые на анкеры крепления статора генератора при его центровке с помощью упорных болтов.

При ультразвуковом прозвучивании бетонных опорных элементов статора генератора отмечается сильное затухание ультразвукового сигнала, что характерно для неоднородных структур бетона.

Выводы

1. Причиной повышенных вибраций системы статор генератора – бетонные опоры является неудовлетворительная центровка генератора.

2. Незначительное увеличение вибраций опорных тумб №№ 2 – 5 по сравнению с остальными вызвано наличием в них трещин, являющихся следствием больших статических усилий, прилагаемых к бетонным тумбам через упорные болты при центровке генератора.

3. Для устранения повышенных вибраций статора генератора с двойной оборотной частотой следует качественно выполнить центровку и наладку гидроагрегата, ограничивая при этом величину статической нагрузки, передаваемой на опорные тумбы.

УДК 624.073.2

КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ РОСТВЕРКОВ ВНУТРЕННЕГО КАРКАСА ЗДАНИЯ ДОСУГОВОГО ЦЕНТРА

Н.А. Абросимов[1], А.А. Жонсон[2]

Общие сведения

Реконструкция здания киноцентра (КЦ) «Ленинград» в досуговый центр предполагает кардинальный пересмотр объемно-планировочного решения здания с расширением существующих площадей и надстройкой дополнительных этажей. Проект реконструкции разработал ЗАО НТФ «Стройинвест». Проектом реконструкции КЦ предусмотрено устройство внутри существующего здания дополнительного несущего каркаса и пристройка нового корпуса. В первоначальном проекте реконструкции предполагалось внутренний каркас здания выполнить из железобетона. Каркас из железобетона был запроектирован на свайном фундаменте с ростверками, что и было выполнено к концу 2005 г. В дальнейшем конструкция здания была несколько изменена, в том числе было решено несущий каркас здания выполнить из металла. Так как свайный фундамент к тому времени был уже готов, встал вопрос о возможности установки на нем несущего каркаса из металла, для чего было необходимо определить прочностные характеристики построенного фундамента и его фактическую несущую способность.

Проект реконструкции киноцентра «Ленинград» в досуговый цент был подготовлен ЗАО НТФ «Стройинвест», проекты фундаментов разработаны ОАО «Геострой». Строительно-монтажные работы выполняла строительно-реставрационная компания ООО «Кредо». Технический надзор осуществляли специалисты ООО «Архитектурная мастерская Е.Ю. Меркурьева». Работы по устройству ростверков выполнялись в соответствии с требованиями СП [1]. Схема расположения ростверков под внутренний несущий каркас здания представлена на рис. 1. Фундамент внутреннего каркаса выполнен в виде отдельно стоящих ростверков на пяти сваях диаметром 350 мм, длиной 21,5 м от поверхности пола подвала. Схема свайного фундамента представлена на рис. 2. По проекту для монолитных железобетонных ростверков принят класс бетона В25, марка бетона по водонепроницаемости W4, по морозостойкости F100. Для отдельно стоящих ростверков принято армирование отдельными стержнями.

Устройство фундаментов является одним из самых ответственных этапов строительства. Надежность и долговечность возводимого здания во многом зависит от качества этих работ.

[1] Старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-26-39 . E-mail: abrosimov@concrete.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21
[2] Инженер
Тел.: (812) 535-64-14. E-mail: ajonson@proektvodstroi.ru
Проектводстрой

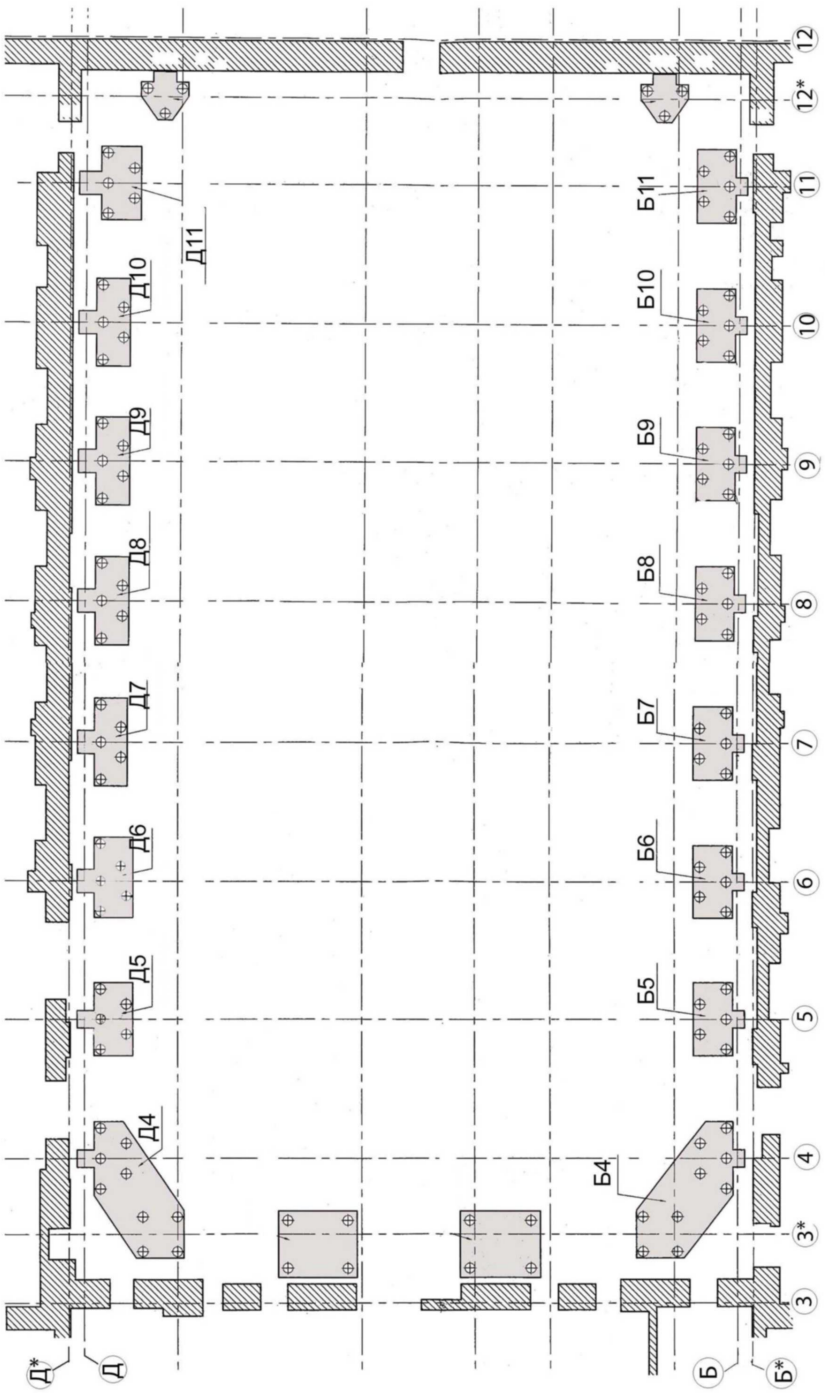


Рис.1. Схема расположения ростверков

а)



б)

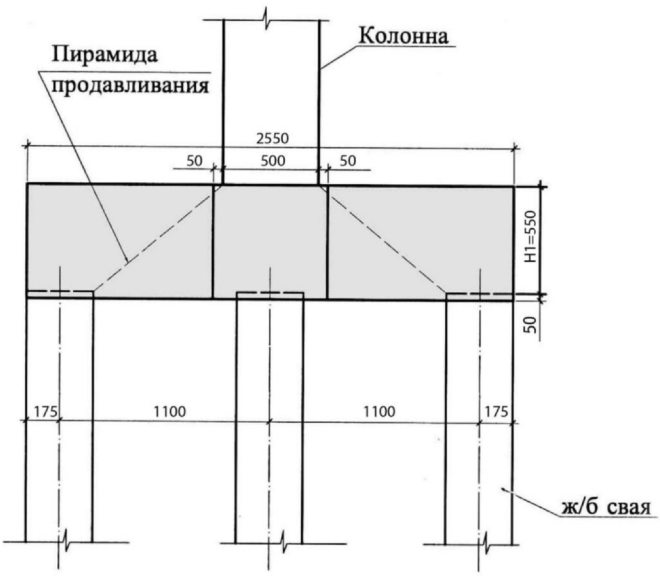


Рис. 2. Схема свайного фундамента на пяти сваях:
а – план; *б* – вид по А-А (размеры даны в мм)

Результаты обследования ростверков

По действующим нормативным документам на проектирование бетонных и железобетонных конструкций за основную характеристику прочности бетона принят класс по прочности при сжатии или растяжении [2, 3].

Процедура приемки бетона по прочности состоит в сравнении фактической прочности бетона, определенной в результате контроля, с требуемой прочностью бетона. Для получения необходимых данных были проведены визуальное и инструментальное обследования ростверков. Со дня окончания бетонирования ростверков до начала их испытания прошло от 28 до 35 суток. Все исследуемые ростверки находились в закрытом отапливаемом здании в условиях положительных температур.

Цель визуального обследования – ориентировочная оценка состояния ростверков колонн внутреннего несущего каркаса здания; выявление возможных дефектов; разработка плана дальнейших инструментальных исследований.

Были обследованы 16 ростверков.

Визуальное обследование было проведено только верхней части конструкции ростверков, к боковым граням ростверков доступа не было.

При визуальном осмотре оценивалось общее состояние видимой части ростверков, определялось наличие трещин, крупных дефектов и повреждений.

Осмотр показал, что верхняя часть всех ростверков загрязнена, но вывалов бетона, трещин, повреждений защитного слоя, оголения арматуры и других внешних признаков нарушений или дефектов строительных конструкций обнаружено не было. В соответствии с проектом в основании ростверков устраивается бетонная подготовка из тощего бетона класса В7,5 толщиной 100 мм. Следовательно, при бетонировании ростверков растворная часть бетона не проникла в грунт. Поэтому нижняя часть ростверков должна быть плотной, без пор и раковин.

В состав инструментальных обследований конструкций ростверков входило: определение прочности бетона неразрушающими методами; установление принадлежности бетона к классу по прочности на сжатие; сравнение характеристик бетона с нормативными и проектными.

В последние годы при исследованиях строительных конструкций и материалов наиболее широко применяются неразрушающие методы испытаний, которые позволяют проверить соблюдение стандартов качества используемых материалов, надежность, прочность и безопасность работы несущих конструкций в эксплуатации. Из неразрушающих методов испытаний распространение получил преимущественно ударно-импульсный метод, достоинствами которого являются:

сохранение целостности контролируемых конструкций, то есть испытания проходят без повреждения конструкции, не снижая ее несущей способности;

возможность многократного испытания конструкций в период эксплуатации;

сравнительно малая затрата времени при проведении испытаний;

возможность определения интересующих характеристик в любой доступной точке.

Инструментальное обследование производилось с использованием электронных измерителей прочности бетона приборов ОНИКС-2.4 и ИПС-МГ4+. Эти приборы предназначены для оперативного определения прочности и однородности бетона ударно-импульсным методом в соответствии с ГОСТ 22690-88 [4] и ГОСТ 18105-86 [5]. Перед измерениями была проведена калибровка приборов. На основании результатов калибровки приборы были разрешены для применения в качестве рабочего средства измерения.

Приборы состоят из электронного блока и датчика-склерометра. В приборе ОНИКС-2.4 датчик-склерометр выполнен в цилиндрическом корпусе со спиральным пружинным ударным механизмом. В склерометре прибора ИПС-МГ4+ впервые применена не спиральная, а листовая пружина (рессора). Данное решение защищено патентом и обладает рядом преимуществ. Приборы имеют автономные высокоскоростные процессоры и электронные записные книжки для хранения информации, собранной в полевых условиях.

Измерение прочности бетона заключалось в нанесении серии из 15 ударов на контролируемом участке ростверка. При этом электронный блок

по параметрам ударного импульса, поступающего от склерометра, оценивает твердость и упругопластические свойства испытуемого материала (бетона), преобразует параметры импульса в прочность, индуцируя ее на дисплее в МПа (кгс/см^2).

Алгоритм обработки результатов измерений включает:

усреднение единичных значений;

сравнение каждого единичного значения со средним, с последующей отбраковкой единичных значений, имеющих отклонение от среднего, более допустимого;

усреднение оставшихся после отбраковки единичных значений;

индикацию и запись в память конечного значения прочности.

При определении прочности бетона ростверков выбирались места с ровной поверхностью без видимых дефектов. Прочность бетона каждого ростверка определялась в нескольких местах. Точки для измерения выбирались так, чтобы они не попали на крупный заполнитель, поры или пустоты. Расстояние между точками нанесения удара принималось не менее 15 мм. Граница участка испытаний находилась не ближе 50 мм от края конструкции и арматуры. Поверхность ростверка в точках проведения испытаний зачищалась.

Основные результаты определения средней прочности бетона с помощью приборов ИПС-МГ4+ и ОНИКС-2.4 приведены в таблице. Из таблицы следует, что при проектной прочности бетона на сжатие ростверков 300 кгс/см^2, фактическая средняя прочность на сжатие колеблется от 218 до 351 кгс/см^2, что соответствует бетону класса В15-В25 и в среднем составляет 252,7 кгс/см^2. Относительная степень разброса результатов измерений, характеризуемая коэффициентом вариации, равна 13,5%.

Располагая значениями единичных показателей качества (см. таблицу), к оценке эксплуатационной пригодности конструкций можно подойти различными путями.

Наиболее простым является сравнение измеренных значений единичных показателей качества с проектными. Отклонение величины любого из единичных показателей качества (с учетом его фактической изменчивости) от проектного значения считается недопустимым, а конструкция признается не соответствующей проекту.

Таким образом, при оценке эксплуатационной пригодности железобетонных ростверков по этому принципу большинство (14 штук) из них следует признать непригодными (см. таблицу).

Такой подход приводит к недооценке эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций. Более точно учесть реальные возможности конструкций позволяет комплексный подход. Он состоит в том, что решение об эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций может быть принято по результатам поверочного расчета. Расчет выполняется по известным зависимостям, приведенным в СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» и Рекомендациях по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий [6] с учетом фактической схемы работы конструкции и действующих на нее усилий. При этом в расчет вводятся фактические прочностные и геометрические характеристики материала рассматриваемой конструкции. Именно такой подход и был выбран для оценки эксплуатационной пригодности железобетонных ростверков фундамента под внутренний несущий каркас здания досугового центра.

Средняя прочность бетона ростверков (кгс/см^2)

Используемая аппаратура	Марка ростверков								
	Б4	Б5	Б6	Б7	Б8	Б9	Б10	Б11	Д4
ОНИКС-2.4 и ИПС-МГ4+	250 (В20)	274 (В20)	273 (В20)	232 (В20)	234 (В20)	225 (В15)	229 (В15)	218 (В15)	221 (В15)

Продолжение таблицы

Используемая аппаратура	Марка ростверков							
	Д5	Д6	Д7	Д8	Д9	Д10	Д11	Проектная прочность бетона, кгс/см^2, (класс бетона)
ОНИКС-2.4 и ИПС-МГ4+	221 (В15)	227 (В15)	248 (В20)	312 (В25)	266 (В20)	263 (В20)	351 (В25)	300 (В25)

К началу испытаний бетон ростверков находился в хорошем состоянии, что было видно после зачистки верхней части ростверков для определения прочности бетона на сжатие. В то же время следует отметить, что для бетонов на портландцементах увеличение возраста бетона при благоприятных температурно-влажностных условиях способствует повышению его прочности. При этом нарастание прочности бетона происходит длительное время. Поэтому при реальных сроках ввода здания в эксплуатацию фактический класс бетона всех ростверков будет близок к проектному или выше его.

Поверочный расчет ростверков

В связи с тем, что фактическая средняя прочность бетона на сжатие у отдельных ростверков на момент испытаний оказалась меньше проектной, было решено выполнить проверочные расчеты ростверка с наиболее низкими прочностными показателями бетона. Для этой цели был выбран ростверк Б11, расположенный на пересечении осей Б и 11 (см. рис. 1). Были выполнены поверочные расчеты ростверка на местное действие нагрузок, в том числе на местное сжатие, на продавливание колонной, на продавливание угловой сваей.

Кроме указанных был выполнен расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы. Расчеты выполнялись в соответствии со СП и СНиП [2, 3 и 6].

Основные параметры ростверка, колонны и куста свай взяты на основании рабочих чертежей заказчика. Ростверк выполнен из железобетона с применением тяжелого бетона на момент обследования класса В15 (см. таблицу), но для расчета был выбран класс В10.

В расчете сечения круглые сваи условно приводятся к сваям квадратного сечения с размером стороны сечения 312 мм (a_n = 0,89$d_{св}$, где $d_{св}$ – диаметр сваи).

Расчетная нагрузка N от колонны на уровне верха ростверка принята равной 200 тс (по проекту). Размеры опорной плиты колонны: a_n = 0,8 м, b_n = 0,5 м, площадь F = 0,8·0,5 = 0, 4 м^2.

1. Расчет ростверка на местное сжатие

Расчет на местное сжатие под стальной опорной плитой колонны выполняется из условия

$$N \le \gamma R_{\text{пр}} F, \qquad (1)$$

где N = 200 тс – расчетная нагрузка на опорную плиту колонны; γ – коэффициент, принимаемый равным 1,5 [6]; $R_{\text{пр}}$= 612 тс/м^2 – прочность бетона на сжатие.

Предельная нормальная сила, которую может воспринять ростверк на местное сжатие:

$N_{\text{п}}$ = 1,5·612·0,4 = 367,2 > N = 200 тс, то есть условие (1) выполняется.

2. Расчет ростверка на продавливание колонной

Расчет на продавливание ростверков свайных фундаментов производится из условия

$$P \le [\alpha_1 (b_n + c_2) + \alpha_2 (a_n + c_1)] H_1 R_p, \qquad (2)$$

где P – расчетная продавливающая сила, равная $2\sum P_{\phi i}$; $\sum P_{\phi i}$ – сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонн, в наиболее нагруженной части ростверка, за вычетом свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания; a_n = 0,8 м, b_n = 0,5м – размеры опорной плиты колонны; H_1 = 0,55 м – рабочая высота ростверка (расстояние от рабочей нижней арматуры до подошвы опорной плиты колонны, в расчете принято, что нижняя арматура проходит на уровне верха свай); c_1 = 0,06 м, c_2 = 0,7 м – расстояния от граней опорной плиты колонны до ближайших граней свай; α_1, α_2 – принимаются по табл. 1 Рекомендаций [6] в зависимости от величины $K_1 = C_i / H_1$; R_p – расчетное сопротивление бетона растяжение, равное 5,81 кгс/см^2 в зависимости от величины $K_1 = C_i / H_1$.

Принят следующий порядок расчета.

1) Величина реакции каждой сваи от расчетной нагрузки колонны на ростверк определяется на уровне верха ростверка. Геометрические параметры для определения реакций свай ростверка представлены на рис. 2. Реакции на одну сваю при внецентренном нагружении относительно одной главной центральной оси инерции определяют по формуле

$$P_{\phi i} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y}{\Sigma y_i^2}, \qquad (3)$$

где n – количество свай; M_x – момент от расчетной нагрузки относительно главной центральной оси подошвы ростверка; y – расстояние от главной центральной оси до оси рассчитываемой сваи; y_i – расстояние от главной оси до оси каждой сваи.

В первом ряду со стороны наиболее загруженной части ростверка реакции свай равны:

$$P_{\phi 1} = P_{\phi 3} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y}{\Sigma y_i^2} = 47,84 \text{ тс}.$$

2) Величина продавливающей силы P равна

$$P = 191{,}4 \text{ тс}.$$

3) Так как $c_1 = 0{,}06$ м $< 0{,}3\,H_1 = 0{,}17$ м и $c_2 = 0{,}070$ м $< H_1 = 0{,}55$ м, то согласно [6], в расчете принимаем:

$$c_1 = 0{,}3H_1 = 0{,}17 \text{ м}, \; \kappa_1 = 0{,}3,$$

$$c_2 = H_1 = 0{,}55 \text{ м}, \; \kappa_2 = 1.$$

По табл. 1 из Рекомендаций [6] определяем значения α_1 и α_2.

$$\alpha_1 = 5{,}24; \quad \alpha_2 = 2{,}13.$$

4) Предельная величина продавливающей силы, которую может воспринять ростверк,

$$P_{\text{п}} = 241{,}8 \text{ тс} > P = 191{,}4 \text{ тс}.$$

Условие прочности на продавливание колонной (2) для железобетонного ростверка с бетоном, условно принятым класса В10, выполняются.

Расчет предельных продавливающих сил для данного ростверка при использовании бетонов нескольких классов В10 – В40 выполняется аналогично (меняются только значения расчетного сопротивления бетона на растяжение $R_{\text{р}}$). Результаты расчета приведены на рис. 3.

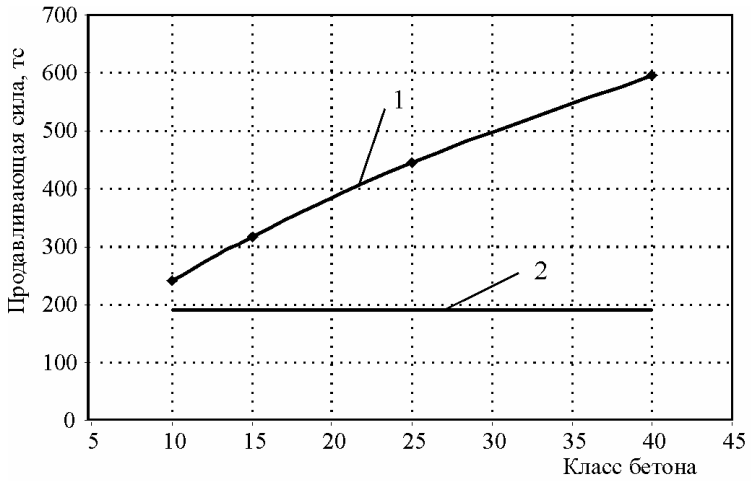


Рис. 3. График предельной продавливающей силы, которую может воспринять ростверк в зависимости от класса бетона, используемого для его изготовления:
1 – предельная сила; *2* – расчетная сила от колонны

3. Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

В соответствии с расчетной схемой продавливания угловой сваей [6] проводится расчет угловой сваи № 4.

Расчет на продавливание угловой сваей производится из условия

$$P_{\text{ф},i} \le \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] h_{01} R_{\text{р}}, \qquad (4)$$

где $P_{\text{ф},i}$ – расчетная нагрузка на угловую сваю, включая собственный вес ростверка ($G_{\text{р}}$); $b_{01} = 0{,}38$ м, $b_{02} = 0{,}91$ м – расстояния от внутренних граней угловой сваи до ближайших наружных граней плиты ростверка, $c_{01} = 0{,}06$ м,

c_{02}= 0,12 м – расстояние от плоскости внутренних граней угловой сваи до соответствующих граней опорной плиты колонны (см. рис. 2); h_{01} = 0,55 м – высота от верха сваи до верха ростверка; β_1, β_2 - коэффициенты, принимаемые по табл. 2 Рекомендаций [6], в зависимости от отношения величины $k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{01}}$.

1) Величина расчетной нагрузки на наиболее нагруженную угловую сваю определяется с учетом собственного веса ростверка.

Собственный расчетный вес ростверка равен (объемный вес железобетона принимаем равным 2,5 тс/м^3, площадь ростверка S = 3,71 м^2, высота ростверка H = 0,6 м)

$$G_{\text{р}} = SH\gamma 1{,}1 = 6{,}12 \text{ тс}.$$

Величина реакции угловой сваи № 4 с учетом веса ростверка определяется по формуле (3):

$$P_{\text{ф}4} = \frac{N + G_{\text{р}}}{n} - \frac{M_x y}{\sum y^2_i} = 33{,}4 \text{ тс}.$$

2) Определяется $k_{01,2} = \frac{c_{01,2}}{h_{01}}$

$$k_{01} = \frac{c_{01}}{h_{01}} = \frac{0{,}06}{0{,}55} = 0{,}11 < 0{,}3; \quad k_{02} = \frac{c_{02}}{h_{01}} = \frac{0{,}12}{0{,}55} = 0{,}22 < 0{,}3.$$

Согласно [6] принимается

$$k_{01} = k_{02} = 0{,}3; \; c_{01} = c_{02} = 0{,}3h_{01} = 0{,}17 \text{ м}; \; \beta_1 = \beta_2 = 1{,}05.$$

3) Предельная величина продавливающей силы угловой сваи, которую может воспринять ростверк

$$P_{\text{п.ф}4} = 50{,}0 \text{ тс},$$

$$P_{\text{п.ф}1} = 50 \text{ тс} > P_{\text{ф}4} = 33{,}4 \text{ тс}.$$

Условие прочности на продавливание угловой сваей (5) для железобетонного ростверка с бетоном класса В10 выполняется.

Результаты расчета для данного ростверка предельных продавливающих сил угловой сваи при использовании бетонов нескольких классов В10 – В40 отражены на рис. 4.

4. Расчет наклонных сечений ростверка по поперечной силе

Расчет прочности в наклонных сечениях по поперечной силе производится по формуле

$$Q \le mbh_0 R_p, \qquad (5)$$

где $Q = \sum P_{\text{ф},i}$ - сумма реакций всех свай за пределами наклонного сечения; b = 1,36 м – ширина подошвы ростверка (принята в запас без учета выступающей части, см. рис. 2); $h_{\text{о}}$= 0,55 м – рабочая высота в рассматриваемом сечении ростверка; m – коэффициент, зависящий от величины c/h_0, где c – длина проекции наклонного сечения (m принимается по табл. 3 Рекомендаций [6]).

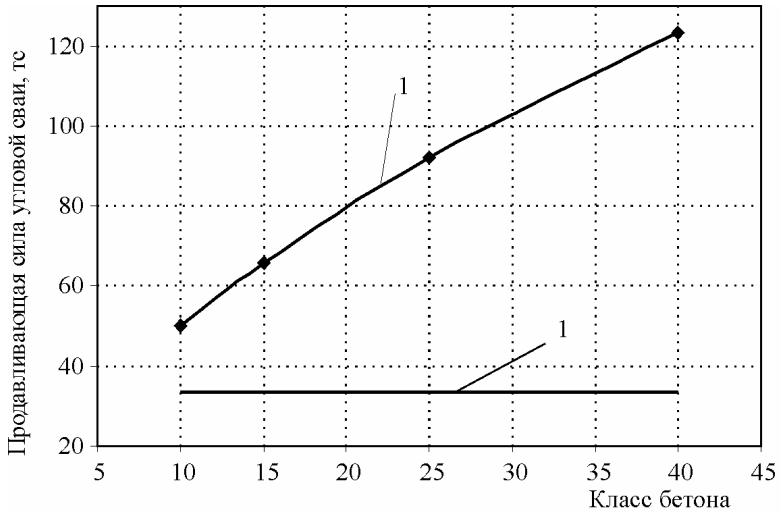


Рис. 4. График предельной продавливающей силы от действия угловой сваи, которую может воспринять ростверк в зависимости от класса бетона, используемого для его изготовления:
1 – предельная сила; *2* – расчетная сила от угловой сваи

1) Расчетная величина поперечной силы (определение величины реакций соответствующих свай) находится из выражения

$$Q = \sum_{1}^{n} P_{\text{ф},i} = P_{\text{ф},1} + P_{\text{ф},4} = 47,84 + 33,40 = 81,24 \text{ тс}.$$

2) Коэффициент m (табл. 3 из Рекомендаций [6]) определяется в зависимости от соотношения

$$\frac{c}{h_0} = 0,22 > 0,3h_0 = 0,17, \text{ принимаем } m = 2,07 .$$

3) Предельная величина поперечной силы, которую может воспринять ростверк по наклонному сечению,

$$Q_{\text{п}} = 90,0 \text{ тс} > Q = 81,24 \text{ тс}.$$

Условие прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе (6) для железобетонного ростверка с бетоном класса В10 выполняется.

Результаты расчета предельных поперечных сил при использовании бетонов нескольких классов В10 – В40 для наклонного сечения ростверка приведены на рис. 5.

Поверочные расчеты показали, что комплексный учет фактических значений единичных показателей качества позволяет оценить эксплуатационную пригодность железобетонных ростверков.

Выводы

Анализ результатов выполненных обследований и поверочных расчетов позволяет сделать следующие выводы:

внешних признаков нарушений или дефектов ростверков не обнаружено;

фактическая средняя прочность бетона ростверков на момент обследования колеблется от 218 до 351 кгс/см^2, что соответствует бетону класса В15-В25;

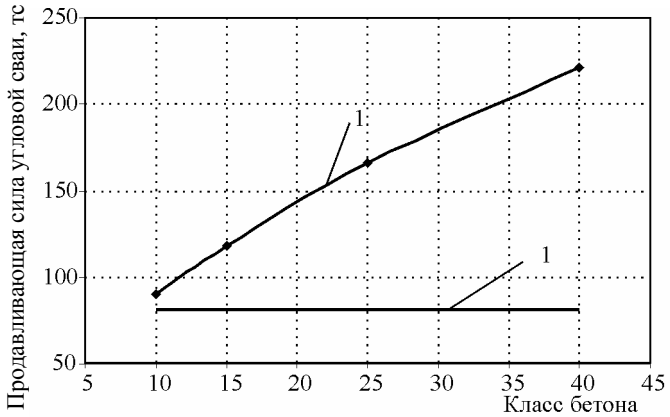


Рис. 5. График предельной поперечной силы, которую может воспринять ростверк по наклонному сечению в зависимости от класса бетона, используемого для его изготовления:
1 – предельная сила; *2* – расчетная сила от угловой сваи

данные испытаний, полученные с помощью различных приборов, близки между собой, поэтому дополнительных испытаний разрушающими методами не требуется;

строительно-монтажные работы по возведению внутреннего каркаса здания следует продолжать в соответствии с проектом;

на момент обследования фактическая прочность бетона некоторых ростверков была ниже проектной, однако проведенные расчеты показали, что в данном случае эта прочность достаточна и эксплуатационная пригодность ростверков обеспечена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **СП 50-102-2003**. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Постановление Госстроя России от 21.06.03 № 96.

2. **СНиП 52-01-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП. 2004.

3. **СП 52-101-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Основные положения / Постановление Госстроя России от 25.12.2003. № 215.

4. **ГОСТ 22690-88**. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

5. **ГОСТ 18105-86**. Бетоны. Правила контроля прочности.

6. **Рекомендации** по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. М.: НИИЖБ Госстроя СССР. 1974.

УДК 621.175.3.

ГИДРОАЭРОТЕРМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ РЕГУЛЯРНОЙ НАСАДКИ НА ОСНОВЕ СИНТЕТИЧЕСКОЙ ФИБРИЛИРОВАННОЙ НИТИ

А.С. Пушнов[1], С.Н. Булатов[2], М.С. Трусов[3], В.И. Шишов[4], Р.Ф. Витковская[5]

Дальнейшее совершенствование конструкций регулярных насадок для осуществления процесса испарительного охлаждения в градирнях, а также процессов тепло- и массообмена, протекающих в аппаратах химической технологии, тесно связано с использование новых доступных полимерных материалов [1 – 5]. В связи с этим значительный интерес представляют полимерные нитевидные материалы, стоимость которых относительно низкая, а технические характеристики позволяют создать конструкцию насадки с развитой поверхностью контакта [6].

Известно, что для колонных аппаратов с насадкой как и для градирен с оросительными устройствами важно равномерно распределить жидкость на входе в насадку (регулярную и насыпную). Обычно стандартные водораспределительные устройства обеспечивают порядка 100 точек орошения на 1 м^2 сечения аппарата [7], поэтому применительно к нитевидной насадке, важное значение имеет ориентация нитевидных элементов в пространстве насадки. Как показывают элементарные расчеты, горизонтальная ориентация нити является более предпочтительной по сравнению с вертикальной.

Кроме того, горизонтальное расположение нити позволяет обеспечить прогиб (провисание) нити, закрепленной на двух опорах. Этот прогиб под воздействием набегающего потока газа приводит к возникновению периодических колебаний полимерной нити, которые позволяют дополнительно интенсифицировать процессы тепло- и массообмена в объеме насадки.

Настоящая работа содержит результаты исследований по оценке коэффициентов тепло- и массоотдачи в газовой фазе в контактном устройстве, выполненном в виде жестких блоков прямоугольного параллелепипеда с намотанными на их боковую поверхность полимерными нитевидными элементами. В отличие от насадок, описанных ранее в работах [2, 6] использована намотка нити с чередующимися горизонтальными и вертикальными участками. Такая конструкция обеспечивала условия для интенсификации процессов тепло- и массообмена за счет действия следующих факторов: турбулизации потока газовой фазы; постоянного обновления пленки жидкости.

[1] Канд. техн. наук, старший научн. сотр. Тел.: (499) 267-07-97
[2] Доктор техн. наук, профессор
Тел.: (499) 267-12-24
[3] Аспирант, Тел.: (499) 267-19-11
МГУИЭ. 107068, Москва, ул. Старая Басманная, 21/4
[4] Научный сотр. (812) 535-88-78. E-mail: shishov22@yandex.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.
[5] Доктор техн. наук, профессор, Тел.: 8 (921) 750-66-95, 315-06-65, 315-06-83
СПГУТД. 191186, Санкт-Петербург, ул. Большая Морская, 18

В работе [1] представлены данные, необходимые для обоснования технологических режимов, обеспечивающих более высокую, по сравнению с традиционными методами охлаждения оборотной воды, интенсивность протекания процессов тепло- и массообмена, и показана перспективность пенного слоя для осуществления процесса охлаждения оборотной воды в градирнях.

Опыты проводились на экспериментальном стенде ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Схема установки представлена на рис. 1. Установка состоит из шахты высотой 5,3 м. Рабочий участок имеет поперечное сечение 0,5х0,5 м.

Во время опытов вода циркуляционным насосом подавалась в бойлерную установку, где нагревалась до необходимой температуры, затем в водонапорный бак и водораспределительное устройство. Восходящий воздушный поток в шахте стенда создавался центробежным вентилятором. Режим течения в шахте – противоток. Воздух засасывался через воздухозаборные окна, расположенные по двум широким сторонам шахты, проходил через рабочую секцию с насадкой, водоуловитель и по воздуховодам выносился в атмосферу. Охлажденная вода стекала в водосборный бак. Далее вода самотеком поступала в приямок теплой воды, откуда насосами через электробойлеры вновь подавалась в напорный подводящий трубопровод и бак горячей воды.

Измерение расхода воды осуществлялось расходомером ЭРСВ-310. Расход воздуха определялся по потерям давления на диафрагме, установленной в отводящем воздуховоде с помощью наклонного микроманометра ММН-240. Расход воздуха регулировался дистанционно шиберной заслонкой, управляемой электроприводом.

Температура горячей и охлажденной воды измерялась цифровыми электронными термометрами ТЭТ-Ц21 с температурными датчиками-терморезисторами, установленными в магистральном трубопроводе и в мерном баке.

Температура и относительная влажность входящего в шахту воздуха определялись электронным термогигрометром «Testo 635» в районе расположения стенда на высоте не менее 1,5 м от пола. Барометрическое давление атмосферного воздуха определялось по показаниям барометра БАММ-1.

Гидравлическое сопротивление насадки замерялось микроманометром ММН-240, соединенным с трубками Нифера, установленными до и после рабочей зоны контакта фаз.

Схема расположения блоков испытанной насадки в аппарате представлена на рис. 2. Общая высота блоков насадки в наших опытах составляла 1,6 м. Шаг намотки полимерных нитевидных элементов – 10 мм. В качестве основных элементов насадки использовали синтетическую фибрилированную нить по ГОСТ 17308-88. Толщина синтетической фибрилированной нити – 3,0 мм.

Гидроаэротермические испытания проводились в диапазоне плотностей орошения $q_ж$ = 6,0 – 12,0 м^3/(м^2·ч), скоростей воздуха в расчете на полное сечение пустого аппарата w = 0,8 – 2,0 м/с, относительных расходов воздуха λ = 0,29 – 1,38. Температура воды, поступающей в аппарат с насадкой, составляла t_1 = 29,4 – 31,7 °С. Температура входящего в аппарат атмосферного воздуха θ = 18,8 – 20,6 °С, а его относительная влажность во время опытов находилась в пределах φ = 50 – 61%.

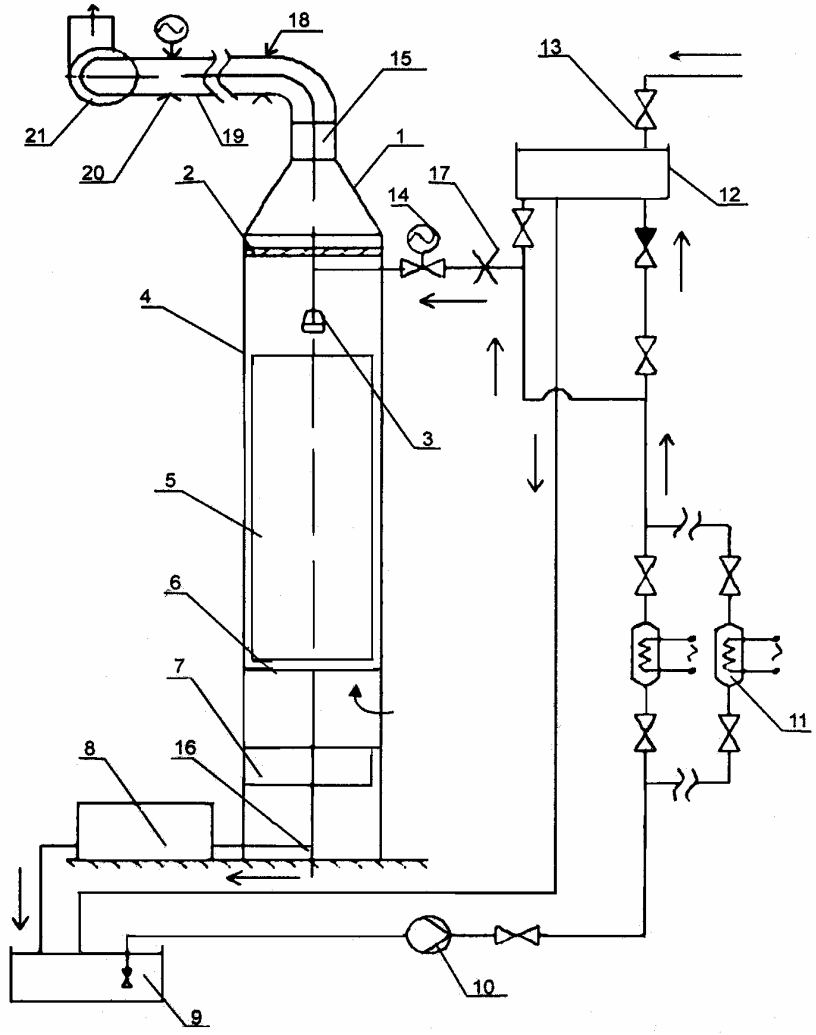


Рис. 1. Схема экспериментальной установки:
1 – конфузор; *2* – сепаратор; *3* – форсунка; *4* – вертикальная шахта; *5* – рабочая секция; *6* – воздухозаборные окна; *7* – приемный бак охлажденной воды; *8* – водослив; *9* – приямок теплой воды; *10* – циркуляционный насос; *11* – бойлерная установка; *12* – напорный бак горячей воды; *13* – кран добавочной воды; *14* – регулировочный затвор; *15* – воздуховод; *16* – температурные датчики; *17* – первичный преобразователь расхода; *18* – нормальная диафрагма; *19* – воздуховод; *20* – шиберная заслонка; *21* – центробежный вентилятор

Результаты опытов по гидравлическому сопротивлению орошаемой насадки представлены в табл. 1.

Таблица 1

Опытные данные по гидравлическому сопротивлению орошаемой насадки

Скорость воздуха w, м/с	Плотность орошения $q_ж$, $м^3/(м^2 \cdot ч)$	Коэффициент аэродинамического сопротивления, ζ	Относительный коэффициент аэродинамического сопротивления, $м^{-1}$
1,5	8,0	13,4	8,38
	10,0	14,8	9,25
1,7	8,0	11,5	7,19
	10,0	12,6	7,88

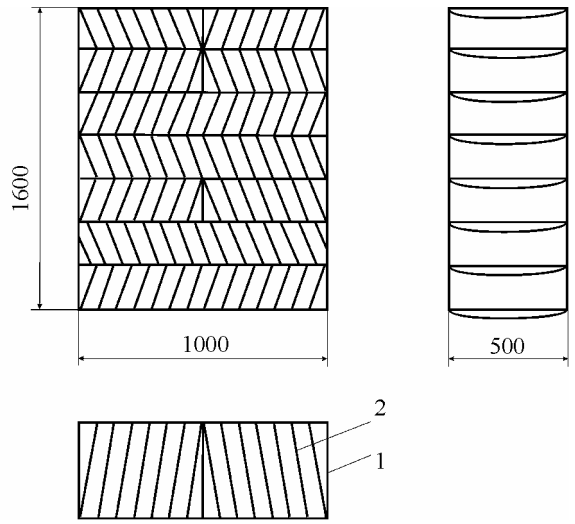


Рис. 2. Схема расположения блоков насадки в аппарате:
1 – каркас блока насадки; *2* – полимерная нить

Данные по величине коэффициентов гидравлического сопротивления (ζ) от скорости воздуха (w) для различных плотностей орошения в расчете на блок насадки высотой H представлены на рис. 3.

Эффективность процесса испарительного охлаждения оценивалась с использованием критерия Меркеля [8]:

$$\text{Me} = \frac{\beta_{xv} h}{q_w} = \frac{\Delta t c_w}{k \Delta i_{\text{ср}}} \approx A h \lambda^m , \qquad (1)$$

где β_{xv} – объемный коэффициент массоотдачи, отнесенный к разности влагосодержаний; q_w – плотность орошения; Δt – перепад температуры воды на входе и выходе из контактного устройства; c_w – удельная теплоемкость воды; k – поправочный коэффициент в упрощенном уравнении теплового баланса; $\Delta i_{\text{ср}}$ – средняя разность удельных энтальпий воздуха; A – эмпирический коэффициент, характеризующий влияние конструктивных особенностей контактного устройства на его охлаждающую способность; $\lambda = G / L$ – относительный расход воздуха, G – расход воздуха, L – расход жидкости; m – показатель степени, характеризующий зависимость от изменения массовой скорости воздуха.

Результаты наших опытов были также обработаны с использованием числа испарения [9]

$$K_{\text{и}} = A_p \lambda^m , \qquad (2)$$

где A_p и m – безразмерные параметры, определяемые по результатам испытаний.

Аппроксимирующая зависимость для числа испарения испытанных блоков насадки при m = 0,6 имеет вид

$$K_{\text{и}} = 0{,}52 \cdot \lambda^{0{,}6} \qquad (3)$$

При этом средняя квадратическая ошибка составляет σ = 0,06.

Величины $K_{\text{и}}$ и Me в испытанном диапазоне относительных расходов воздуха представлены в табл. 2.

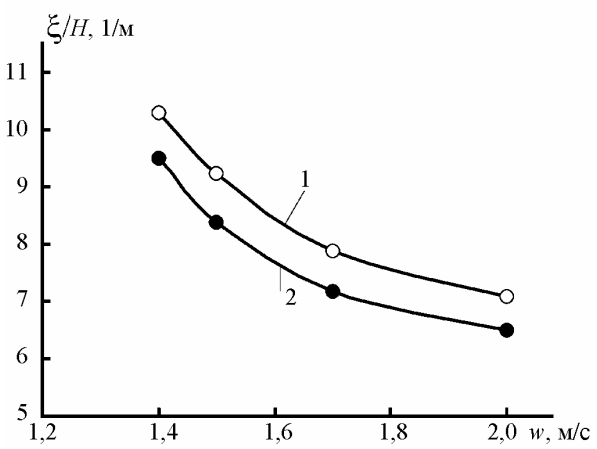


Рис. 3. Гидравлические характеристики блока насадки:
1 – плотность орошения 10 м^3/(м^2·ч); *2* – то же, 8 м^3/(м^2·ч)

Таблица 2

Результаты расчета эффективности процесса испарительного охлаждения в аппарате с регулярной насадкой на основе синтетической фибрилированной нити

λ	$K_и$	Me
0,29	0,247	0,398
0,4	0,3	0,483
1,0	0,52	0,837
1,2	0,58	0,934
1,38	0,63	1,016

На рис. 4 приведено сопоставление наших опытных данных по числу испарения $K_и$, полученных на регулярной насадке на основе синтетической фибрилированной нити в диапазоне нагрузок по жидкости q_w = 6,0 – 12,0 м^3/(м^2·ч), с данными работ [1, 10], в которых изучалось испарительное охлаждение воды в пенном слое на провальных тарелках.

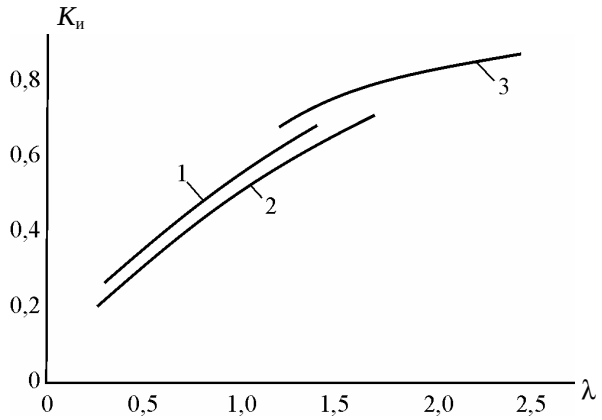


Рис.4. Сравнительные данные тепломассообменных характеристик различных контактных устройств:
1 – опытные данные авторов статьи; *2* – данные с провальной тарелкой F = 13,6 % при плотности орошения $q_ж$ 18 м^3/ (м^2·ч) [9]; *3* – данные по ККУ с псевдоожиженной насадкой ОСПН–2 и пенным слоем провальной тарелки F = 18 % при плотности орошения $q_ж$ 5 м^3/ (м^2·ч) [1]

При этом следует отметить, что в работе [1], где испытывалось комбинированное контактное устройство (ККУ) – провальная тарелка с псевдоожиженной в пенном слое сетчатой насадкой ОСПН-2 – нагрузки по жидкости были существенно ниже, чем в наших опытах, а именно – q_w = 5,0 м^3/(м^2·ч) (см. кривая 3 на рис. 4). Как и следовало ожидать, по этой причине кривая *3* на этом рисунке оказалась несколько выше наших результатов. По данным, приведенным на рис. 4 , величина $K_и$ в наших опытах (кривая 1) в среднем на 12% превосходит результаты работы [10], где проводились испытания провальной тарелки с пенным слоем, сопоставимые с нашими опытами в диапазоне нагрузок по жидкости.

Проведенные исследования предлагаемой регулярной насадки на основе синтетической фибрилированной нити показывают перспективность ее использования в качестве оросителя (насадки) для градирен, а также в аппаратных процессах очистки окружающей среды от вредных выбросов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1**. Исследования** испарительного охлаждения оборотной воды в комбинированных контактных устройств / М.Г. Беренгартен, А.И. Шустиков, М.И. Клюшенкова, Н.А. Кузнецова, А.С. Пушнов, Б.И. Свердлин, В.И. Шишов // Известия ВНИИГ им. Веденеева. 2009. Т.253. С. 92-98.

2. **Насадка** для тепломассообменных устройств и способ ее изготовления. Авторское свид-во СССР. № 901812. 1982.

3. **Насадка** для тепломассообменных аппаратов: Патент 2289472 РФ. 2006.

4. **Высокоэффективные** кольцево-структурные насадки / Т. Коморович, Я. Магера, Д.А. Баранов, М.Г. Беренгартен // Химическое и нефтегазовое машиностроение. 2001. № 8. С. 8 – 19.

5. **Чупалов В.С.** Воздушные фильтры. СПб.: СПГУТД. 2005.

6. **Berger B., Schmok K**. Geordnete Packungen aus Fadenelementen (Aufbau und Hydraulik) // Freiberg. Forschungsh., 1983. № 678. S. 1 – 41.

7. **Леонтьев В.С., Сидоров С.И**. Современные насадочные колонны: особенности конструктивного оформления // Химическая промышленность. 2005. Т. 72. № 7. С. 347 – 356.

8. **Гладков В.А., Арефьев Ю.И., Пономаренко В.С.** Вентиляторные градирни. М.: Стройиздат. 1976.

9**. Свердлин Б.Л., Гельфанд Р.Е.** Методика определения гидроаэротермических характеристик эжекционных градирен по данным натурных испытаний // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2002. Т. 240. С. 222-229.

10. **Свердлин Б.Л., Титков А.А.** Экспериментальные исследования охлаждения оборотной воды в пенном слое // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1994. Т. 228. С. 56-61.

УДК 539.3

ОБ ОДНОЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ СМЕШАННОЙ ЗАДАЧЕ ДЛЯ УПРУГОЙ ПОЛОСЫ

В.К.Лащенов[1]

Рассматривается динамическая стационарная смешанная задача о движении нескольких упругих балок по границе изотропной полосы. Задача решается методом кусочно-однородных решений (КОР) [1–2]. Решения задач о полубесконечных балках и подсистемы КОР построены в квадратурах методом Винера-Хопфа.

Ранее изучались стационарные смешанные задачи о контакте движущихся штампов с полуплоскостью и полосой [3–7], балки с полосой [8], а также аналогичные задачи для составной плоскости [9–10].

1. Постановка задачи

Пусть вдоль границы упругой полосы движутся несколько нагруженных упругих балок конечной длины и кусочно-постоянной жесткости.

Для иллюстрации методики решения задач данного типа ограничимся случаем двух балок, предполагая, что на каждую из них действует сосредоточенная сила, торцы балок свободны от усилий. В прямоугольной системе координат $x0y$, связанной с балками, граничные условия задачи имеют вид:

$$\tau_{xy} = 0 \quad (y = 1), \quad \tau_{xy} = \nu = 0 \quad (y = 0), \tag{1}$$

$$\sigma_y = 0 \quad (x < l_1, l_2 < x < l_3, x > l_4, y = 1), \tag{2}$$

$$\eta_j(x) = -P_j \delta(x - \gamma_j) \quad (l_{2j-1} \le x \le l_{2j}, y = 1), \tag{3}$$

$$\frac{\partial^2 \nu}{\partial x^2} = \frac{\partial^3 \nu}{\partial x^3} = 0 \quad (x = l_{2j-1}, x = l_{2j}, y = 1), \tag{4}$$

где $\eta_j(x) = D_j \partial^4 \nu / \partial x^4 + \sigma_y$; D_j – жесткость j-й балки; P_j – вертикальная сосредоточенная сила, приложенная к балке в точке с абсциссой $x = \gamma_j \in (l_{2j-1}, l_{2j}), j = 1,2$.

Разделим упругую полосу на части

$$\Omega_s = \{(x, y) : \alpha_{s-1} < x < \alpha_s, \quad 0 \le y \le 1\}, \quad s = 1,...,4,$$

$\alpha_0 = -\infty$, $\alpha_4 = +\infty$ так, чтобы каждая из частей имела на грани $y = 1$ одну точку смены типа граничных условий.

Решение задачи (1) – (4) в каждой из областей Ω_S будем искать в виде

$$u_{qs}(x_s, y_s) = u^*_{qs}(x_s, y_s) + \sum_{k=-\infty}^{+\infty} u^k_{qs}(x_s, y_s), \quad (x_s, y_s) \in \Omega_s. \tag{5}$$

[1] Канд физ.-мат. наук, доцент
Тел.: (812) 251-52-37, моб.тел. 8-921-797-46-34, E-mail: LVK_07@mail.ru,
СПб ГУВК, СПб. ул. Двинская д. 5/7

Здесь $x_s = x - l_s$, $y_s = y$ – местные координаты; u^*_{qs} – решение неоднородной смешанной задачи и области Ω_s; u^k_{qs} – элементы КОР, но если для построения решения в Ω_1 и Ω_4 достаточно по одной подсистеме КОР ($u^k_{q1} = 0$ при $k = -1, -2, \ldots$ и $u^k_{q4} = 0$ при $k = 1, 2, \ldots$), то для областей Ω_2 и Ω_3 потребуется по две подсистемы. Подсистемы КОР позволяют удовлетворить условиям полного сцепления на смежных участках упругих областей – произвести сопряжение решений (5) при $x = \alpha_s (s = 1, 2, 3)$, $0 \le y \le 1$, сводя тем самым решение задачи (1)–(4) к нормальной системе Пуанкаре-Коха [11] с внедиагональными коэффициентами, убывающими экспоненциально по номерам строк и столбцов.

2. Решение задачи в Ω_s

Продолжив граничные условия задачи для области Ω_1 на всю верхнюю и нижнюю грани упругой полосы, придем к задаче, имеющей в координатах x_1, y_1 (индексы текущих координат далее опускаем) основные однородные условия (1), смешанные условия

$$\sigma_y = 0 \ (x < 0, y = 1), \ \eta_1(x) = -P_1 \delta(x - \xi_1) \ \ (x \ge 0, y = 1), \qquad (6)$$

где $\xi_1 = \gamma_1 - l_1$ – абсцисса точки приложения силы P_1 в местных координатах, и следующие условия на торце балки:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = 0 \qquad (x = 0, y = 1). \qquad (7)$$

Решение задачи найдем наложением решений основной задачи, в которой при выполнении однородных условий (1) условие для балочной функции распространено на всю верхнюю границу полосы

$$\eta_1(x) = -P_1 \delta(x - \xi_1) \ \ (-\infty < x < +\infty, y = 1), \qquad (8)$$

и корректирующей, снимающей возмущения, вносимые основной задачей в граничные условия (6) – (7) при $x \le 0, y = 1$.

Компоненты решения каждой задачи будем искать, используя обратное преобразование Лапласа [8]:

$$u_{q1}(x, y) = \frac{1}{2\pi i} \int_L C(p) U_q(p, y) e^{px} dp, \qquad q = 1, \ldots, 5, \qquad (9)$$

где согласно однородным условиям (1)

$$U_1(p, y) = p[(1 + b^2) \sin bp \cos apy - 2ab \sin ap \cos bpy],$$

$$U_2(p, y) = ap[2 \sin ap \sin bpy - (1 + b^2) \sin bp \sin apy],$$

$$U_3(p, y) = 2a[(1 + b^2)\mu p^2 (\sin ap \sin bpy - \sin bp \sin apy],$$

$$U_4(p, y) = \mu p^2 [(2a^2 - b^2 + 1)(1 + b^2) \sin bp \cos py - 4ab \sin ap \cos bpy],$$

$$U_5(p, y) = \mu p^2 [4ab \sin ap \cos bpy - (1 + b^2)^2 \sin bp \cos apy],$$

контур интегрирования L совпадает с мнимой осью, исключая окрестность точки $p = 0$, которую в зависимости от рассматриваемой части упругой

области он обходит справа или слева по полуокружности малого радиуса и обозначается в соответствии с этим, как L_- и L_+.

В основной задаче для нахождения функции $C(p)$ используем условие контакта балочной плиты с упругим основанием. Трансформация Лапласа условия (8) дает

$$C(p) = C_1(p) = \frac{P_1 e^{-p\xi_1}}{U_5(p,1) + D_1 p^4 U_2(p,1)} = -\frac{P_1 e^{-p\xi_1}}{N_{21}(p)}, \qquad (10)$$

где $N_{21}(p) = N_2(p)$ при жесткости балки $D = D_1$.

В этом случае граничные условия корректирующей задачи имеют вид – (1), а также

$$\sigma_y = -\sigma_0^{P_1} \quad (x < 0, y = 1),\ \eta_1(x) = 0 \quad (x \geq 0, y = 1), \qquad (11)$$

$$D_1 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -Q_1^{P_1}, \quad D_1 \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = -Q_2^{P_1} \quad (x = 0, y = 1), \qquad (12)$$

где

$$\sigma_0^{P_1} = \sigma_0^{P_1}(x) = -\frac{P_1}{2\pi i} \int_{L_-} \frac{U_5(p,1)}{N_2(p)} e^{p(x-\xi_1)} dp = P_1 \sum_{k=1}^{+\infty} \frac{\sigma_0^k(x)}{N_2'(b_{k1})} e^{-b_{k1}\xi_1},$$

$$Q_j^{P_1} = (-1)^{j+1} \int_{-\infty}^{0} \sigma_0^{P_1}(x) x^{2-j} dx = -P_1 \sum_{k=1}^{+\infty} \frac{\sigma_0^k(0) b_{k1}^{j-3}}{N_2'(b_{k1})} e^{-b_{k1}\xi_1}, \quad j = 1,2 -$$

компоненты решения основной задачи; $\sigma_0^k(x) = N_1(b_{k1}) e^{b_{k1}x}$, b_{k1} – нули функции $N_{21}(p)$. Для нахождения функции $C(p) = C_2(p)$ запишем смешанные условия (11) в изображениях по Лапласу

$$\sigma^+(p) + \sigma^-(p) = C_2(p) N_1(p),\ \eta^-(p) = C_2(p) N_{21}(p),\ p \in L_-, \quad (13)$$

где

$$\sigma^+(p) = \int_0^{+\infty} \sigma_y(x,1) e^{-px} dx,\ \ \eta^-(p) = \int_{-\infty}^{0} \eta(x) e^{-px} dx,$$

$$\sigma^-(p) = -\int_{-\infty}^{0} \sigma_0^{P_1}(x) e^{-px} dx = P_1 \sum_{n=1}^{+\infty} \frac{N_1(b_{n1})}{N_{21}'(b_{n1})(p - b_{n1})} e^{-b_{n1}\xi_1}.$$

Отсюда

$$\frac{\eta^-(p)}{\eta_0^-(p)} = \frac{\sigma^+(p)}{\sigma_0^+(p)} + \frac{P_1}{\sigma_0^+(p)} \sum_{n=1}^{+\infty} \frac{N_1(b_{n1})}{N_{21}'(b_{n1})(p - b_{n1})} e^{-b_{n1}\xi_1},\ p \in L_-, \quad (14)$$

функции $\sigma_0^+(p)$ и $\eta_0^-(p)$ удовлетворяют уравнению

$$\eta_0^-(p) = \frac{N_{21}(p)}{N_1(p)} \sigma_0^+(p),\ \ p \in L.$$

Сопоставив (14) и (13), находим

$$C_2(з) = \frac{\eta_0^-(p)}{N_{21}(p)} \left[P_1 \sum_{n=1}^{+\infty} \frac{N_1(b_{n1}) e^{-b_{n1}\xi_1}}{\sigma_0^+(b_{n1}) N_{21}'(b_{n1})(p - b_{n1})} + A_1 p + B_1 \right]. \quad (15)$$

Значения постоянных A_1 и B_1 определим из условий на торце балочной плиты. Для вертикального смещения имеем

$$u_{21}^{*}(x,1)=\frac{1}{2\pi i}\int_{L_+}C_1(p)U_2(p,1)e^{px}dp+\frac{1}{2\pi i}\int_{L_-}C_2(p)U_2(p,1)e^{px}dp\,.$$

Первый и второй интегралы при $x\in(0,\xi_1)$ разложим в ряды по вычетам в правой и левой полуплоскости соответственно. Тогда с учетом равенств

$$U_2(-p,y)=-U_2(p,y)\,,\ U_2(b_{k1},1)=-D_1^{-1}b_{k1}^{-4}N_1(b_{k1})$$

получим

$$u_{21}^{*}(x,1)=\frac{1}{D_1}\sum_{k=-1}^{-\infty}\frac{N_1(b_{k1})}{b_{k1}^4N_{21}'(b_{k1})}\{P_1e^{-b_{k1}(x-\xi_1)}-$$

$$-\eta_0^-(b_{k1})[P_1\sum_{n=1}^{+\infty}\frac{N_1(b_{n1})e^{-b_{n1}\xi_1}}{\sigma_0^+(b_{n1})N_{21}'(b_{n1})(b_{k1}-b_{n1})}+A_1b_{k1}+B_1]e^{b_{k1}x}\}.$$

Подстановка правой части последнего равенства вместо v в (4) приводит к системе алгебраических уравнений

$$\sum_{k=-1}^{-\infty}\frac{b_{k1}^{j-3}N_1(b_{k1})}{N_{21}'(b_{k1})}\{(-1)^jP_1e^{b_{k1}\xi_1}+\eta_0^-(b_{k1})[A_1b_{k1}+B_1+$$

$$+P_1\sum_{n=1}^{+\infty}\frac{N_1(b_{n1})e^{-b_{n1}\xi_1}}{\sigma_0^+(b_{n1})N_{21}'(b_{n1})(b_{k1}-b_{n1})}]\}=0,\qquad j=1,2. \tag{16}$$

Определение из данной системы постоянных A_1 и B_1 завершает нахождение функции (15), а тем самым и решения (9) корректирующей задачи.

Таким образом, компоненты решения неоднородной смешанной задачи (1), (6)–(7) имеют вид

$$u_{q1}^{*}(x,y)=\frac{1}{2\pi i}\int_{L_-}\{-P_1e^{-p\xi_1}+\eta_0^-(p)[P_1\sum_{n=1}^{+\infty}\frac{N_1(b_{n1})e^{-b_{n1}\xi_1}}{\sigma_0^+(b_{n1})N_{21}'(b_{n1})(p-b_{n1})}+$$

$$+A_1p+B_1]\}\frac{U_q(p,y)}{N_{21}(p)}e^{px}dp. \tag{17}$$

Элементы подсистемы КОР, отвечающие продольным граничным условиям области Ω_1, построены в работе [8]

$$u_{q1}^{k}(x,y)=C_{k1}U_q(b_{k1},y)e^{b_{k1}x}+$$

$$+\frac{C_{k1}N_1(b_{k1})}{2\pi i\sigma_0^+(b_{k1})b_{k1}^2}\int_L\frac{p^2\eta_0^-(p)}{N_{21}(p)(p-b_{k1})}U_q(p,y)e^{px}dp,\qquad k=1,2... \tag{18}$$

Для области Ω_3 решение неоднородной задачи и элементы подсистемы КОР с “особенностью” при $x\to+\infty$ могут быть получены по той же схеме. В местных координатах $x_3=x-l_3$, $y_3=y$ (индексы далее опускаем) они по форме совпадают с (17) и (18). Отличие состоит только в том, что для Ω_3 в (17) и (18) величины $P_1,\xi_1,D_1,b_{k1},A_1,B_1,C_{k1}$ нужно заменить

соответственно на $P_2, \xi_2, D_2, b_{k2}, A_3, B_3, C_{k3}$, где ξ_2 – абсцисса точки приложения силы P_2, то есть $\eta_2(x) = -P_2\delta(x-\xi_2)$, b_{k2} – нули функции $N_{22}(p) = N_2(p)$ при $D = D_2$. Постоянные A_3, B_3 находятся аналогично.

Элементы второй подсистемы КОР, неограниченно возрастающие при $x \to -\infty$, используемые в (5) для области Ω_3, представляют собой сумму решений основной задачи с однородными граничными условиями (1), а также условием $\sigma_y(x,1) = 0$ и корректирующей – с теми же однородными условиями (1) и следующими смешанными условиями:

$$\sigma_y = 0 (x < 0, y = 1), \qquad \eta_2(x) = -D_2 \frac{\partial^4 v_0^k}{\partial x^4} (x > 0, y = 1), \tag{19}$$

$$D_2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -Q_5^k, \qquad D_2 \frac{\partial^3 v}{\partial x^3} = -Q_6^k \qquad (x = 0, y = 1),$$

где $k = -1, -2, \ldots, v_0^k(x) = U_2(a_k, 1) e^{a_k x}$,

$$\begin{aligned} Q_5^k &= -\int_0^{+\infty} \sigma_0^k(x) x dx + \int_0^{+\infty} \eta_2(x) x dx = (\sigma_k^+)'(0) - \frac{N_{22}(a_k)}{a_k^2}, \\ Q_6^k &= \int_0^{+\infty} \sigma_0^k(x) dx - \int_0^{+\infty} \eta_2(x) dx = \sigma_k^+(0) - \frac{N_{22}(a_k)}{a_k}, \end{aligned} \tag{20}$$

a_k – нули функции $N_1(p)$, расположенные в третьем квадранте плоскости комплексного переменного p и занумерованные в порядке убывания их вещественных частей.

Смешанные условия (19) приводят к уравнению

$$\frac{\eta^-(p)}{\eta_0^-(p)} - \frac{N_{22}(a_k)}{\eta_0^-(p)(p-a_k)} = \frac{\sigma^+(p)}{\sigma_0^+(p)}, \qquad p \in L.$$

Отсюда

$$\sigma^+(p) = \sigma_0^+(p)\left[-\frac{N_{22}(a_k)}{\eta_0^-(a_k)(p-a_k)} + Ap + B\right]. \tag{21}$$

Представив функцию $\eta_2(x)$ в (20) как результат обращения преобразования Лапласа и используя равенство (21), получим

$$Q_5^k = A\eta_0^-(0) + (\sigma_k^+)'(0) - \frac{N_{22}(a_k)}{a_k^2} + \frac{\eta_0^-(0) N_{22}(a_k)}{\eta_0^-(a_k) a_k^2},$$

$$Q_6^k = B\eta_0^-(0) + \sigma_k^+(0) - \frac{N_{22}(a_k)}{a_k} + \frac{\eta_0^-(0) N_{22}(a_k)}{\eta_0^-(a_k) a_k}.$$

Сравнив данные выражения с (20), находим

$$A = -\frac{N_{22}(a_k)}{\eta_0^-(a_k) a_k^2}, \; B = -\frac{N_{22}(a_k)}{\eta_0^-(a_k) a_k}. \tag{22}$$

Подстановка (22) в (21) завершает решение смешанной задачи и приводит ко второй подсистеме КОР $(k = -1, -2, \ldots)$

$$u_{q3}^{k}(x,y)=C_{k3}U_q(a_k,y)e^{a_k x}-$$
$$-\frac{C_{k3}N_{22}(a_k)}{2\pi i\eta_0^-(a_k)a_k^2}\int_L\frac{p^2\sigma_0^+(p)}{N_1(p)(p-a_k)}U_q(p,y)e^{px}dp. \qquad (23)$$

Для нахождения решения задачи в области Ω_2 рассмотрим в координатах x_2, y_2 (далее индексы опускаем) задачу с граничными условиями (1), (4)

$$\eta_1(x)=-P_1\delta(x+\xi_3),\quad (x<0,y=1);\quad \sigma_y=0\quad (x\ge 0,y=1), \qquad (24)$$

$$\xi_1+\xi_3=l_2-l_1.$$

Используя очевидную модификацию рассуждений, примененных при решении задачи (1), (6) – (7), получим компоненты ее решения

$$u_{q2}^{*}(x,y)=\frac{1}{2\pi i}\int_{L_+}\{-P_1e^{p\xi_3}+\eta_0^+(p)[P_1\sum_{n=-1}^{-\infty}\frac{N_1(b_{n1})e^{b_{n1}\xi_3}}{\sigma_0^-(b_{n1})N_{21}'(b_{n1})(p-b_{n1})}+$$
$$+A_2p+B_2]\}\frac{U_q(p,y)}{N_{21}(p)}e^{px}dp. \qquad (25)$$

Постоянные A_2 и B_2 находятся из системы линейных алгебраических уравнений:

$$\sum_{k=1}^{+\infty}\frac{b_{k1}^{j-3}N_1(b_{k1})}{N_{21}'(b_{k1})}\{(-1)^jP_1e^{-b_{k1}\xi_3}+\eta_0^+(b_{k1})[P_1\sum_{n=-1}^{-\infty}\frac{N_1(b_{n1})e^{b_{n1}\xi_3}}{\sigma_0^-(b_{n1})N_{21}'(b_{n1})(b_{k1}-b_{n1})}+$$
$$+A_2b_{k1}+B_2]\}=0,\quad j=1,2. \qquad (26)$$

В частном случае, когда усилие приложено к середине балки, то есть $\xi_3=\xi_1$, сопоставив (15) и (26), в силу соотношений

$$\eta_0^+(-p)=\eta_0^-(p),\qquad \sigma_0^-(-p)=\sigma_0^+(p) \qquad (27)$$

и нечетности функций $N_1(p)$ и $N_{21}(p)$, получим $A_2=-A_1$, $B_2=B_1$.

Таким образом, в этом случае, учитывая равенства

$$U_q(-p,y)=(-1)^{q-1}U_q(p,y),\qquad q=1,2,3,4,5,$$

имеем

$$u_{q2}^{*}(x,y)=(-1)^q u_{q1}^{*}(-x,y). \qquad (28)$$

Для удовлетворения условий на границах смежных с Ω_2 областей, для “склеивания” их в единую полосу, как и в случае с Ω_3, потребуется две подсистемы кусочно-однородных решений. Элементы первой подсистемы с особенностью при $x\to-\infty$ удовлетворяют однородным граничным условиям (1) и (19). Эти элементы представим в виде суммы решений двух задач с общими однородными условиями (1) и условием $\eta_1(x)=0$ при $y=1$ для первой задачи и следующими граничными условиями для второй:

$$\eta_1(x)=0\qquad (x<0,y=1),\ \sigma_y=-\sigma_0^k\qquad (x>0,y=1),$$

$$D_1\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}=-Q_3^k,\qquad D_1\frac{\partial^3 v}{\partial x^3}=-Q_4^k\qquad (x=0,y=1),$$

где
$$\sigma_0^k\equiv\sigma_0^k(x)=-D_1\frac{\partial^4 v_0^k}{\partial x^4}=N_1(b_{k1})e^{b_{k1}x},$$

$$Q_{n+1}^k=(-1)^{n-1}\int_0^{+\infty}\sigma_0^k(x)x^{3-n}dx,\qquad n=2,3.$$

Поменяв балочную функцию и нормальное напряжение σ_y местами в (19), придем ко второй подсистеме. Подсистема КОР для области Ω_2

$$u_{q2}^k(x,y)=C_{k2}U_q(b_{k1},y)e^{b_{k1}x}-$$
$$-\frac{C_{k2}N_1(b_{k1})}{2\pi i b_{k1}^2\sigma_0^-(b_{k1})}\int_{L_+}\frac{p^2\eta_0^+(p)}{N_{21}(p)(p-b_{k1})}U_q(p,y)e^{px}dp,\quad k=-1,-2,\ldots, \tag{29}$$

$$u_{q2}^k(x,y)=C_{k2}U_q(a_k,y)e^{a_kx}+$$
$$+\frac{C_{k2}N_{21}(a_k)}{2\pi i a_k^2\eta_0^+(a_k)}\int_{L_-}\frac{p^2\sigma_0^-(p)}{N_1(p)(p-a_k)}U_q(p,y)e^{px}dp\quad k=1,2,\ldots, \tag{30}$$

симметричны в указанном смысле подсистемам (18), (23).

Заменив в (25), (26) и (29) параметры $P_1,\xi_3,D_1,b_{k1},A_2,B_2$ соответственно на $P_2,\xi_4,D_2,b_{k2},A_4,B_4$, где $\xi_4+\xi_2=l_4-l_2$, получим неоднородное решение u_{q4}^* и кусочно-однородные решения $u_{q4}^*(k=-1,-2,\ldots)$, удовлетворяющие условиям на продольных границах области Ω_4.

3. Сопряжение решений. Построение системы Пуанкаре-Коха

Завершая решение задачи, проведем сопряжение полученных решений. Для определенности будем считать, что линии сопряжения решений – отрезки прямых $x=\alpha_s(s=1,2,3)$, $0\le y\le 1$, расположены под серединой каждого контактного или бесконтактного участка. Таким образом, на общих гранях соседних областей Ω_s имеем

$$u_{qs}(\alpha_s,y)=u_{qs+1}(-\alpha_s,y),\ 0<y<1,\ q=1,2,3,4$$

или согласно (5)

$$\sum_{k=-\infty,k\ne0}^{+\infty}u_{qs}^k(\alpha_s,y)-\sum_{k=-\infty,k\ne0}^{+\infty}u_{qs+1}^k(-\alpha_s,y)=$$
$$=u_{qs+1}^*(-\alpha_s,y)-u_{qs}^*(\alpha_s,y)+u_{qs+1}^0(-\alpha_s,y)-u_{qs}^0(\alpha_s,y), \tag{31}$$

где $2a_s=l_{s+1}-l_s-$ соответственно длина первой (s = 1), второй (s = 3) балки и расстояние (s = 2) между балками.

Рассмотрим первое (s = 1) уравнение из (31). Контурные интегралы, входящие в неоднородные решения (17), (25) и в кусочно-однородные решения (18), (29), разложим в ряды по вычетам

$$\sum_{k=1}^{+\infty} u_{q1}^{k}(\alpha_1, y) - \sum_{k=-\infty, k\neq 0}^{+\infty} u_{q2}^{k}(-\alpha_1, y) = \sum_{k=1}^{+\infty} \{C_{k1}[U_q(b_{k1}, y)e^{b_{k1}\alpha_1} +$$

$$+ \sum_{n=-1}^{-\infty} T_{11}(b_{k1}, b_{n1}) U_q(b_{n1}, y)e^{b_{n1}\alpha_1}] + C_{k2} \sum_{n=1}^{+\infty} T_{21}(a_k, b_{n1}) U_q(b_{n1}, y)e^{-b_{n1}\alpha_1}\} -$$

$$- \sum_{k=-1}^{-\infty} C_{k2}[U_q(b_{k1}, y)e^{-b_{k1}\alpha_1} + \sum_{n=1}^{+\infty} T_{31}(b_{k1}, b_{n1}) U_q(b_{n1}, y)e^{-b_{n1}\alpha_1}] =$$

$$= \delta_{q1} \frac{S_{11}(0)(2a^2 - b^2 - 1)}{\mu[4a^2 - (1+b^2)^2]} - \sum_{k=1}^{+\infty} \frac{S_{q1}(b_{k1})}{N'_{21}(b_{k1})} U_q(b_{k1}, y)e^{b_{k1}\alpha_1},$$

где

$$T_{1j}(t,\tau) = \frac{N_1(t)\tau^2 \eta_0^-(\tau)}{t^2 \sigma_0^+(t) N'_{2j}(\tau)(\tau - t)}, \quad T_{2j}(t,\tau) = \frac{N_{2j}(t)\tau^2 \eta_0^+(\tau)}{t^2 \eta_0^+(t) N'_{2j}(\tau)(\tau - t)},$$

$$T_{3j}(t,\tau) = \frac{N_1(t)\tau^2 \eta_0^+(\tau)}{t^2 \sigma_0^-(t) N'_{2j}(\tau)(\tau - t)}, \quad j = 1,2,$$

$$S_{q2j-1}(p) = \eta_{0j}^+(p)\{P_j \sum_{n=1}^{\infty} \frac{N_1(b_{nj})[(-1)^q e^{-b_{nj}\xi_j} - e^{-b_{nj}\xi_{2+j}}]}{\sigma_{0j}^+(b_{nj}) N'_{2j}(b_{nj})(p + b_{nj})} + \tag{32}$$

$$+ (-1)^q (A_{2j-1}p - B_{2j-1}) + A_{2j}p + B_{2j}\}.$$

Заметим, что в силу (27) $T_{3j}(-t,\tau) = T_{1j}(t,-\tau)$, а в частном случае при $\xi_3 = \xi_1$ выражение для функции $S_{q1}(p)$ упрощается (см.(28)):

$$S_{q1}(p) = \begin{cases} -2\eta_{01}^+(p)[P_1 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{N_1(b_{n1})e^{-b_{n1}\xi_1}}{\sigma_{01}^+(b_{n1}) N'_{21}(b_{n1})(p + b_{n1})} + A_1 p - B_1], & q = 1,3 \\ 0, & q = 2,4. \end{cases}$$

В полученных двойных рядах поменяем порядок суммирования и после переобозначения неизвестных

$$X_{k1} = C_{k1}e^{b_{k1}\alpha_1}, \quad X_{-k2} = C_{-k2}e^{-b_{-k1}\alpha_1}, \quad X_{k2} = C_{k2}e^{a_k\alpha_2}, \quad k = 1,2\ldots$$

первое уравнение системы (31) принимает вид

$$\sum_{k=1}^{+\infty} U_q(b_{k1}, y)\{X_{k1} + (-1)^q X_{-k2} - \sum_{n=1}^{+\infty} [((-1)^q X_{n1} + X_{-n2})T_1(b_{n1}, -b_{k1}) -$$

$$- X_{n2} T_2(a_n, b_{k1})]e^{-(b_{k1}+b_{n1})\alpha_1} + \frac{S_{q1}(b_{k1})}{N'_{21}(b_{k1})} e^{-b_{k1}\alpha_1}\} = \tag{33}$$

$$= \delta_{q1} \frac{(2a^2 - b^2 - 1)S_{11}(0)}{\mu[4a^2 - (1+b^2)^2]}, \quad q = 1,2,3,4.$$

Сходным образом, благодаря двум другим условиям сопряжения решений, имеем

$$\sum_{k=1}^{+\infty} U_q(a_k, y)\{X_{k2} + (-1)^q X_{-k3} - \sum_{n=1}^{+\infty}[((-1)^q X_{n2} + X_{-n3})T_4(-\alpha_n, \alpha_k) -$$

$$-(-1)^q X_{-n2} T_5(b_{n1}, a_k) - X_{n3} T_5(b_{n2}, a_k)]e^{-(a_k+\alpha_n)\alpha_2} + \frac{S_{q2}(a_k)}{N_1'(a_k)} e^{-a_k\alpha_2}\} = \quad (34)$$

$$= \delta_{q1} \frac{1 - 2a^2 + b^2}{\mu[4a^2 - (1+b^2)^2]}[P_1 + P_2 - S_{12}(0)],$$

$$\sum_{k=1}^{+\infty} U_q(b_{k2}, y)\{X_{k3} + (-1)^q X_{-k4} - \sum_{n=1}^{+\infty}[((-1)^q X_{n3} + X_{-n4})T_1(b_{n2}, -b_{k2}) -$$

$$-(-1)^q X_{-n3} T_2(a_n, b_{k2})]e^{-(b_{k2}+b_{n2})\alpha_3} + \frac{S_{q3}(b_{k2})}{N_{21}'(b_{k2})} e^{-b_{k2}\alpha_3}\} = \quad (35)$$

$$= \delta_{q1} \frac{(2a^2 - b^2 - 1)S_{13}(0)}{\mu[4a^2 - (1+b^2)^2]},$$

где

$$X_{k3} = C_{k3} e^{b_{k2}\alpha_3}, \qquad X_{-k3} = C_{-k3} e^{-a_{-k}\alpha_2}, \qquad X_{-k4} = C_{-k4} e^{-b_{-k2}\alpha_3},$$

$$T_4(t, \tau) = \frac{N_2(t)\tau^2\sigma_0^+(\tau)}{t^2\eta_0^-(t)N_1'(\tau)(\tau - t)}, \quad T_5(t, \tau) = \frac{N_1(t)\tau^2\sigma_0^+(\tau)}{t^2\sigma_0^+(t)N_1'(\tau)(\tau - t)},$$

$$S_{q2}(p) = \sum_{j=1}^{2}(-1)^{j(q-1)} \frac{\sigma_{0j}^+(p)}{N_1'(p)}[P_j \sum_{n=1}^{\infty} \frac{N_1(b_{nj})e^{-b_{nj}\xi_{4-j}}}{\sigma_{0j}^+(b_{nj})N_{2j}'(b_{nj})(p - b_{nj})} +$$

$$+ (-1)^j A_{j+1p} + B_{j+1}].$$

Следуя работе [8], с помощью соотношения обобщенной ортогональности

$$\int_0^1 [U_1(b_k, y)[-\rho c^2 b_m U_1(b_m, y) + U_4(b_m, y)] - U_2(b_k, y)[-\rho c^2 b_m U_2(b_m, y) +$$

$$+ U_3(b_m, y)]]dy = D b_k (b_k^2 + b_m^2) U_2(b_k, 1) U_2(b_m, 1),$$

равенства (33) и (35) преобразуем в уравнения

$$X_{m1} + (-1)^q X_{-m2} - \sum_{n=1}^{+\infty}[((-1)^q X_{n1} + X_{-n2})T_1(b_{n1}, -b_{m1}) -$$

$$- X_{n2} T_2(a_n, b_{m1})]e^{-(b_{m1}+b_{n1})\alpha_1} = h_{m1} - \frac{S_{q1}(b_{m1})}{N_{21}'(b_{m1})} e^{-b_{m1}\alpha_1}, \quad (36)$$

$$X_{m3} + (-1)^q X_{-m4} - \sum_{n=1}^{+\infty}[((-1)^q X_{n3} + X_{-n4})T_1(b_{n2}, -b_{m2}) -$$

$$-(-1)^q X_{-n3} T_2(a_n, b_{m2})]e^{-(b_{m2}+b_{n2})\alpha_3} = h_{m2} - \frac{S_{q3}(b_{m2})}{N_{21}'(b_{m2})} e^{-b_{m2}\alpha_3}, \quad (37)$$

где m = 1,2,…

$$h_{mj} = \frac{(2a^2 - b^2 - 1)S_{2j-1}(0)}{\mu[4a^2 - (1+b^2)^2][2D_j b_{mj}^3 U_2^2(b_{mj},1) + J(b_{mj})]} \int_0^1 U_6(b_{mj}, y)dy,$$

$$J(p) = \int_0^1 [U_1(p,y)U_6(p,y) - U_2(p,y)U_7(p,y)]dy.$$

Для уравнений (34) – бесконтактный участок, использование соотношения обобщенной ортогональности [12]:

$$\int_0^1 [\rho c^2 p_m U_2(a_m, y) - U_3(a_m, y)]U_2(a_k, y)dy -$$

$$- \int_0^1 U_1(a_m, y)[\rho c^2 a_k U_1(a_k, y) - U_4(a_k, y)]dy = 0$$

дает

$$X_{m2} + (-1)^q X_{-m3} - \sum_{n=1}^{+\infty} [((-1)^q X_{n2} + X_{-n3})T_4(-a_n, a_m) -$$

$$- (-1)^q X_{-n2} T_5(b_{n1}, a_m) - X_{n3} T_5(b_{n2}, a_m)]e^{-(a_m + a_n)\alpha_2} = \qquad (38)$$

$$= \frac{(2a^2 - b^2 - 1)S_2(0)}{\mu[4a^2 - (1+b^2)^2]J(a_m)} \int_0^1 U_6(a_m, y)dy - \frac{S_{q2}(a_m)}{N_1'(a_m)} e^{-a_m \alpha_2}.$$

Уравнения (36) – (38) образуют нормальную систему Пуанкаре-Коха. Полученную систему нецелесообразно усекать блоками, то есть оставлять в ней одинаковое число уравнений и неизвестных. При таком способе усечения компоненты приближенного решения будут сходиться (по числу уравнений редуцированной системы) к точному решению с разными скоростями, зависящими от "номера области", что приведет или к потере точности, или к неоправданно большим системам.

Изложенная методика естественным образом распространяется на случай любого числа балок кусочно-постоянной жесткости, а также на задачи для периодических систем балок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Нуллер Б.М.** Контактные задачи для упругого полубесконечного цилиндра// ПММ. 1970. Т. 34. Вып. 4. С. 620-631.

2. **Нуллер Б.М.** Об одном методе решения смешанных задач теории упругости для конечных областей // Изв. АН СССР. МТТ. 1970. № 3.С. 185.

3. **Галин Л.А.** Контактные задачи теории упругости. М.: Гостехиздат. 1953.

4. **Александров В.М., Мхитарян С.М.** Контактные задачи для тел с тонкими покрытиями и прослойками. М.: Наука. 1983.

5. **Александров В.М., Коваленко Е.В.** Задачи механики сплошных сред со смешанными граничными условиями. М.: Наука. 1986.

6. **Бабешко В.А., Глушков Е.В., Зинченко Ж.Ф**. Динамика неоднородных линейно-упругих сред. М.: Наука. 1989.

7. **Белоконь А.В., Шехов В.П.** Смешанные задачи теории вязкоупругости с движущимися штампами // Статические и динамические смешанные задачи теории упругости. Ростов-на-Дону: Изд-во РГУ. 1983. С. 231-246.

8. **Лащенов В.К.** О стационарном движении упругих балок по границе изотропной упругой полосы // Изв.РАН.МТТ.2002. № 4.С. 163-175.

9. **Симонов И.В.** Динамика трещины отрыва-сдвига на границе раздела двух упругих материалов // Докл. АН СССР. 1983. Т. 271. № 1. С. 65-68.

10. **Нахмейн Е.Л., Нуллер Б.М.** О дозвуковом стационарном движении штампов и гибких накладок по границе упругой полуплоскости и составной плоскости // ПММ. 1989. Т.53. Вып. 1. С. 134-144.

11. **Каган В.Ф.** Основания теории определителей. Одесса: Госиздат Украины. 1922.

12. **Лащенов В.К.** Соотношения обобщенной ортогональности для однородных решений в стационарных динамических задачах теории упругости // Вестник ЛГУ. Сер. 1. Математика, механика, астрономия. 1991. Вып. 4. № 22. С. 23-26.

Климович В.И.[1] **Модифицированная модель мелкой воды с возможностью расчета отрывных течений (типа летящих струй).** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 3-14.

Илл. 9, библиогр. 6.

Разработана математическая модель осредненного по глубине движения жидкости, которая позволяет описывать течения по твердой поверхности с большим уклоном и кривизной, а также учитывающая возможность отрыва потока и возникновения летящих струй. Разработан алгоритм численного решения уравнений модифицированной модели мелкой воды. Приведен пример расчета течения на водосбросе с цилиндрическим трамплином, обеспечивающим сопряжение бьефов по типу отброшенной струи.

Ключевые слова: *модифицированная модель мелкой воды, водосливная поверхность, цилиндрический трамплин, летящая струя, алгоритм, примеры расчета.*

[1]Тел.: (812) 535-88-71. E-mail: klimprok@hydro.vniig.ru

ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Судаков В.Б [1], *Василевский А.Г.*[2] **Водосбросные плотины гидроузлов, расположенных в суровых климатических условиях.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 15-24.

Илл. 4, библиогр. 16.

Анализируется отечественный опыт проектирования, строительства и длительной эксплуатации водосбросных плотин гидроузлов, расположенных в районах с суровыми климатическими условиями (Зейский, Красноярский, Усть-Илимский). Даны рекомендации по использованию ряда специальных конструктивно-технологических решений для водосбросных плотин новых гидроузлов в этих районах.

Ключевые слова: *Плотины, водосбросы, кавитация, швы, повреждения водосливной поверхности.*

[1]Тел.: (812) 535-51-19. E-mail: sudakov@buch.vniig.ru

[2]Тел.: (812) 535-32-79. E-mail: anton@buch.vniig.ru

ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Кривоногова Н.Ф.[1], *Свительская Л.И.*[2], *Федоров Д. К.*[3] **Особенности переработки берегов водохранилищ в криолитозоне**. Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 25-33.

Илл. 5, библиогр. 5.

На примере Анадырского и Билибинского водохранилищ, расположенных в области распространения многолетних грунтов, установлены основные факторы, влияющие на переформирование береговой зоны водохранилищ в криолитозоне. Под тепловым влиянием водохранилищ переформирование берегов малых водо-

хранилищ больше, чем на берегах вне криолитозоны, что сказывается на увеличении размеров водохранилищ в плане.

Ключевые слова: *водохранилище, криолитозона, переработка берегов, Анадырский и Билибинский гидроузлы, переформирования берегов водохранилищ.*

[1]Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: knf@ground.vniig.ru
[2]Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: svit@ground.vniig.ru
[3]Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: fedako@mail.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Каган А.А. **О соотношении некоторых показателей свойств грунтов.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 34-41.

Табл. 5, библиогр. 3.

Рассмотрены вопросы соотношения показателей свойств грунтов, наиболее часто используемые в практической деятельности. Свойства грунтов, отражающиеся их показателями, находятся в детерминированных и вероятностных взаимосвязях.

Ключевые слова: *показатели свойств грунтов, влажность; плотность скелета грунта, пористость; границы текучести, раскатывания, пластичности; коэффициент фильтрации, сопротивление сдвигу; модуль деформации.*

ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Германова О.Ю.[1], *Сигачева Н.Н.*[2], *Воронков О.К.*[3] **Геофизическая экспресс-диагностика состояния грунтовой плотины мерзлого типа (на примере Анадырской ТЭЦ).** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 42-51.

Табл. 2, илл. 3, библиогр. 2.

Приведены методика и результаты электроразведочных исследований (методы электрозондирований и естественного электрического поля) на плотине мерзлого типа Анадырской ТЭЦ (Чукотка) по оценке состояния грунтов плотины и основания, в том числе льдогрунтовой завесы, примыканий, а также возможной деградации мерзлоты. Подтверждено в целом работоспособное состояние плотины.

Ключевые слова: *грунтовая плотина мерзлого типа, оценка состояния; геофизические методы, Анадырская ТЭЦ, Чукотка*.

[1]Тел.: (812) 535-60-33. E-mail: germanova@mail.ru
[2]Тел.: (812) 535-60-33. E-mail: geoelectr@groung.vniig.ru
[3]Тел.: (812) 535-51-04. E-mail: lori@groung.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Сокуров В.В.[1] **Оценка субъективности определения границы раскатывания глинистых грунтов**. Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 52-61.

Табл. 5, илл. 4, библиогр. 6.

Выполнен анализ результатов исследований влажности на границе раскатывания W_P глинистых грунтов, представленных супесями, суглинками и глинами, оснований двух объектов с использованием положений теории вероятностей и математической статистики. Рекомендовано определять влажность на границе раскатывания в соответствии с патентом, который позволяет быстро, меньшими трудозатратами и более точно определять W_P, так как исключает субъективность определения характеристики.

Ключевые слова: *глинистый грунт, граница раскатывания, оценка субъективности, статистика, патент, рекомендации.*

[1]Тел.: (812) 535-43-89. E-mail: sokurov@gry.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Лопатина М.Г.[1], *Терский В.П.*[2]. **Тепловое поле земляной плотины Воткинской ГЭС как индикатор эффективности работы дренажа.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 62-68.

Илл. 8, библиогр. 2.

Излагаются результаты наблюдений за уровнями и температурой воды в пьезометрических скважинах, установленных на земляной плотине Воткинской ГЭС. Особое внимание уделено наблюдениям за формированием поля температур в результате переноса фильтрационным потоком сезонного теплового возмущения из водохранилища через тело и основание плотины. Приведена оценка эффективности работы дренажной системы.

Ключевые слова: *земляная плотина, натурные наблюдения, фильтрация, поле температур, дренаж, эффект, Воткинская ГЭС.*

[1]Тел.: (812) 525-50-04. E-mail: lopatina@dry.vniig.ru
[2]Тел.: (812) 535-88-81.
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Голицын В.В.[1], *Фрейберг Э.А.*[2], *Лебедев В.Б.*[3] **Использование маркшейдерского проекциометра ПМ-100 для контроля глубинных деформаций грунтовых массивов.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 69-81.

Табл. 1, илл. 6.

Контроль деформаций гидротехнических сооружений, глубоких котлованов, подрезанных склонов предполагает мониторинг смещений в глубине массива с помощью маркшейдерского проекциометра ПМ-100, а в период значительных смещений – с использованием модификации проекциометра с инклинометрической насадкой. Рассматриваются устройство проекциометра и инклинометрической насадки и методика измерения.

Ключевые слова: *Мониторинг деформаций массива грунтов, наблюдательная колонна, проекциометр, инклинометрическая насадка, методика измерений, технологии оборудования скважин.*

[1]Тел.: (812) 535-43-89;
[2]Тел.: (812) 535-43-89
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.
[3]Тел.: (812) 328-86-55 доб. 120
Научный центр Геомеханики и проблем горного производства СПбГГИ.

Загрядский И.И.[1] **Предложения по пересмотру приложения СНиП 2.06.08-87, содержащего характеристики ползучести бетона.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 82-91.

Табл. 3, илл. 4, библиогр. 12.

Рассмотрены типовые характеристики ползучести бетона из СНиП 2.06.08-87. Рекомендовано исправить меру ползучести бетона в возрасте его загружения 0,125 суток. Внесены предложения по уточнению типовых мер по ползучести бетона из СНиП 2.06.08-87. Предложено приводить в нормативных документах наряду с упрощенными характеристиками физических свойств бетона их уточненные характеристики для расчетов НДС бетонных сооружений.

Ключевые слова: *Гидротехническое сооружение; напряженно-деформированное состояние; характеристики ползучести бетона; физико-механические свойства бетона; теория упруго-ползучего тела; модуль упругости; коэффициент Пуассона.*

[1]Тел.: (812) 535-60-68. E-mail: zagr@concrete.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Абдурахманов М.А.[1], *Скоморовская Е.Я.*[2], *Судакова В.Н.*[3], *Турчина О.А.*[4] **Исследования сейсмостойкости электротехнического оборудования ОРУ-330 Ирганайской ГЭС**. Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 92-101.
Илл. 12, библиогр. 6.

Изложены результаты расчетов шести изделий (выключателя ВГУ-330, разъединителя РС31-330, трансформатора тока ТФРМ-330, трансформатора напряжения НКФ-330, ограничителя напряжений ОПН-330, высокочастотного заградителя ВЗ-2000-1,0У) электротехнического оборудования ОРУ-330 кВ Ирганайского гидроузла, эксплуатируемых в районе с сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64. Дана оценка их сейсмостойкости и предложены мероприятия по усилению несейсмостойких изделий.

Ключевые слова*: Сейсмостойкость, электротехническое оборудование, ОРУ-330кВ, расчеты, рекомендации, Ирганайская ГЭС.*

[1]Тел.: (812) 535-53-70. E-mail: pto@sulak.ru, Филиал ОАО «РусГидро» – Ирганайская ГЭС
[2]Тел.: (812) 535-53-70. E-mail: elesko@concrete.vniig.ru
[3]Тел.: (812) 535-53-70. E-mail: elesko@concrete.vniig.ru
[4]Тел.: (812) 53-53-70. E-mail: sudakv@concrete.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Козлов А.Б.[1], *Штенгель В.Г.*[2], *Воронова Л.С.*[3] **Исследование подгенераторных конструкций вертикального гидроагрегата.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 102-108.
Табл. 2, илл. 5.

Приведены результаты статических и динамических исследований подгенераторных конструкций гидроагрегата мощностью 25 МВт, находящегося в длительной эксплуатации. Динамические исследования показали повышенный уровень радиальных вибросмещений статора генератора, вызванный неравномерностью воздушного зазора между ротором и статором генератора. Ультразвуковые исследования выявили дефекты в бетоне опорных тумб под статором.

Ключевые слова: *Гидроагрегат, подгенераторные конструкции, статические и динамические исследования, вибросмещения статора генератора, ультрозвуковые исследования, дефекты, бетон.*

[1]Тел.: (812) 535-26-47
[2]Тел.: (812) 535-88-53. E-mail: stengel@concrete.vniig.ru
[3]Тел.: (812) 535-26-47
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Абросимов Н.А.[1], *Жонсон А.А.*[2] **Контроль качества работ при устройстве ростверков внутреннего каркаса здания досугового центра.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 109-119.
Табл. 1, илл. 5, библиогр. 6.

Изложены методика и результаты визуального и инструментального обследования монолитных железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны внутреннего каркаса здания досугового центра «Ленинград» при его реконструкции. Выполнены поверочные расчеты ростверка с наиболее низкими прочностными показателями бетона. Установлено, что эксплуатационная пригодность ростверков обеспечена.

Ключевые слова: *Ростверк, свайные фундаменты, бетон, прочность, контроль качества работ, поверочный расчет ростверков.*

[1]Тел.: (812) 535-26-39 . E-mail: abrosimov@concrete.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.
[2]Тел.: (812) 535-64-14. E-mail: ajonson@proektvodstroi.ru
Проектводстрой

Пушнов А.С.[1], *Булатов С.Н.*[2], *Трусов М.С.*[3], *Шишов В.И.*[4], *Витковская Р.Ф.*[5] **Гидроаэротермические испытания регулярной насадки на основе синтетической фибрилированной нити.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 120-125.
Табл. 2, илл. 4, библиогр. 9.

Экспериментально определена сравнительная эффективность регулярной насадки, состоящей из полимерных нитевидных элементов. Представлены результаты гидроаэротермических и аэродинамических исследований конструкции насадки. Показана перспективность использования данной конструкции насадки в качестве оросителя градирни и в процессах очистки вредных выбросов.

Ключевые слова: *Испарительное охлаждение, тепломассообмен, регулярная насадка, фибрилированные нити, число испарения, число Меркеля, гидравлическое сопротивление.*

[1]Тел.: (499) 267-07-97, [2]Тел.: (499) 267-12-24
[3]Тел.: (499) 267-19-11
МГУИЭ. 107068, Москва, ул. Старая Басманная, 21/4
[4]Тел.: (812) 535-88-78. E-mail: shishov22@yandex.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.
[5]Тел.: 8 (921) 750-66-95, 315-06-65, 315-06-83
СПГУТД. 191186, Санкт-Петербург, ул. Большая Морская, 18

Лащенов В.К. **Об одной динамической смешанной задаче для упругой полосы.** Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 255. С. 126-135.
Библиогр. 12.

Рассматривается динамическая стационарная смешанная задача о движении нескольких упругих балок по границе изотропной упругой полосы. Задача решается методом кусочно-однородных решений (КОР). Решения задач о полубесконечных балках и подсистемы КОР построены в квадратурах методом Винера-Хопфа

Ключевые слова: *упругая полоса, кусочно-однородные решения, метод Винера-Хопфа.*

Тел.: (812) 251-52-37. E-mail: LVK_07@mail.ru,
198035, Санкт-Петербург, ул. Двинская д. 5/7, СПб ГУВК

Modified model of shallow water to evaluate detached flow (flying jet type) *Klimovitch V.I.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIG. 2009. V. 255. P. 3-14.

9 illustrations, 6 references.

Mathematical model of liquid movement averaged by depth was developed. The model describes the flows by hard surface with great slope and curvature and also takes into account the possibility of flow detachment and origination of flying jets. There has been developed the algorithm for numerical solution of equations of the modified shallow water model. The example is given for calculated flows on a spillway with cylindrical springboard providing conjunction of streams by the type of detached jet.

Key words: modified model of shallow water, spillway surface, cylindrical springboard, flying jet, algorithms, analysis examples

Spillway dams of hydrosystems located in severe climate conditions. *Sudakov V.B., Vasilevsky A.G.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 15-24.

4 illustrations, 16 references.

The native experience of designing, building and long operation of spillway dams of hydrosystems located in severe climate conditions (Zeisk, Krasnoyarsk, Ust-Ilimsk) is analyzed. The recommendations on use of a number of design-technological solutions for spillway dams of new hydrosystems in these regions are given.

Key words: dams, spillways, cavitation, joints, damages, spillway surface.

Specifics of reservoir marginal erosion in cryolite zone. *Krivonogova N.F., Svitelskaya L.I., Federov D.K.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 25-33.

5 illustrations, 5 references.

By the example of Anadirsk and Bibinsk reservoirs located in the multiyear soils region there have been defined the main factors influencing on reformation of the reservoir banks in cryolite zone. Due to the reservoir thermal influence the reformation of the small reservoir banks is more than that of the banks outside the cryolite zone, that is why 2D dimensions of the reservoir are increased.

Key words: reservoir, criolitozon, bank development, Anadyrsk and Bilibinsk hydraulic facilities, reservoir bank reformation.

On the correlation of some parameters of soils properties. *Kagan A.A.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 34-41.

5 tables, 3 references.

There have been considered the questions of parameters correlation of soils properties more often used in practical activity. Soils properties characterized by their parameters are in deterministic and probabilistic interrelations.

Key words: indices of soil properties, moisture, skeleton soil density, porosity, limits of liquid, plasticity, permeability coefficient, sliding resistance, deformation module.

Geophysical express-diagnostics of the embankment frozen-type dams of Anadirsk TPP. *Germanova O.Yu., Sigatcheva N.N., Voronkov O.K.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 42-51.

2 tables, 3 illustrations, 2 references.

The method and results of electrical studies (methods of electric sounding and natural electric field) at the frozen type dam of Anadirsk TPP (Chukotka) are given to assess the state of dam and foundation soils including ice-soil curtain, abutments and possible degradation of frozen soils. The operable state of the dam has been confirmed as a whole.

Key words: frozen type earth dam, state assessment, geophysical methods, Anadyrsk TPP, Chukotka.

Assessment of subjective determination of the boundary of clay soils opening. *Sokurov V.V.* // Izvestiyta B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 52-61.

5 tables, 4 illustrations, 6 references.

There were analyzed the results of humidity study on the boundary of clay soils opening W_P. The soils were clay sand, loam, clay for the foundations of two objects. For the analysis there were used the probability theory and mathematical statistics. It was recommended to determine humidity on the opening boundary according to the patent that allows to determine W_P more quickly and with less efforts. It is possible because the subjectivity of the characteristic determination is excluded.

Key words: clay soil, plasticity limit, subjectiveness, statistics, patent, recommendations.

Thermal field of the earth dam of Botkinskaya hydraulic power station. *Lopatina M. G. Terskyi B. P.* // Izvestiyta B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 62-68.

8 illustrations, 2 references.

The results of observations on water levels and temperature in hydraulic wells set at the earth dam of Votkinskaya hydraulic power station are considered. A special attention is paid to formation of temperature fields as a result of transferring seasonal thermal disturbance caused due to seepage flow from the reservoir through the dam foundation and body. The efficiency of drainage system function has been estimated.

Key words: earth dam, field observations, seepage, temperature fields, drainage, effect, Votkinskaya HPS.

Use of surveyor project-meter PM-100 to control deep strains in soil massifs. *Golitsin V.V., Freiberg E.A., Lebedev V.B.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 69-81.

1 table, 6 illustrations.

Control for strains of hydroengineering structures, deep pits, cut slopes is supposed to use monitoring of shear in the depth of the massif with the help of surveyor project-meter PM-100 and during considerable shear – with the use of the project-meter version with inclinometric head. The project-meter and inclinometric head and the measurement method were considered.

Key words: strain monitoring of soil masses, observation column, projection meter, directional survey head, measurement technique, well equipment procedure.

Suggestions to review the Appendix to SNiP 2.06.08-87 on concrete creeping characteristics. *Zagradsky I.I.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 82-91.

3 tables, 4 illustrations, 12 references.

The typical characteristics of concrete creeping from SNiP 2.06.08-87 were considered. It has been recommended to change the measure of concrete creeping in the age of 0.125 day. It was suggested to specify typical measures on concrete creeping from SNiP 2.06.08-87. It was proposed that the normative documents have to contain both the simplified characteristics of the concrete physical properties and their corrected characteristics to calculate stressed-strained state of concrete structures.

Key words: hydraulic engineering structure, stress-strain state, characteristics of concrete creep, physical and mechanical properties of concrete, theory of an elastic-creep body, Young's modulus, Poisson's ratio.

Studies of seismic stability of electro-technical facilities ORU-330 for Irganaisk HPP. *Abdurakhmanov M.A., Skomorovskaya E.Ya., Sudakova V.N., Turchina O.A.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 92-101.

12 illustrations, 6 references.

There have been given the calculation results of six units (including VGU-330, disconnector RS31-330, current transformer TFRM-330, voltage transformer NKF-330, voltage limiter OPN-330, high-frequency rejector VZ-2000-1.0U) of electro-technical facilities ORU-330 kV for Irganaisk hydrosystem operating in the seismic region with 9 magnitudes by MSK-64 scale. The seismic stability was assessed and the measures to strength non-seismostable products were suggested.

Key words: Seismic stability, electrical equipment, Switchgear-330 kV, recommendations, Irganaisk HPS.

Studies of under-generator designs for the vertical hydraulic unit. *Kozlov A.B., Shtengel V.G., Voronova L.S.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 102-108.

2 tables, 5 illustrations.

There have given the results of static and dynamic research of under-generator designs for the hydraulic unit of 25 MW power operating long time. Dynamic research showed the increased level of radial vibro-shears of the generator stator due to irregularity of air gaps between rotor and stator of the generator. Ultra-sonic studies found out the defects in concrete supports under the stator.

Key words: hydraulic unit, under-generator constructions, static and dynamic researches, vibration displacements in the generator stator, ultrasonic researches, defects, concrete.

Quality control during grillage building of internal structure for the entertainment center. *Abrosimov N.A., Zhonson A.A.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 109-119.

1 table, 5 illustrations, 6 references.

There have been given are the method and results of visual and instrumentation inspection of monolithic reinforced concrete grillages of pile foundations under the columns of the internal building structure for the entertainment center “Leningrad” during its reconstruction. Checking calculations of the grillage with the lowest concrete strength parameters were carried out. It has been determined that the grillages are good for operation.

Key words: foundation cross, piled foundation, concrete, strength, quality control, verification foundation cross analysis.

Hydraulic aerothermal testing of the regular head on the base of synthetic fiber. *Pushnov A.S., Bulatov S.N., Trusov M.S., Shishov V.I., Vitkovskaya R.F.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 120-125.

2 tables, 4 illustrations, 9 references.

There has been experimentally defined the comparative efficiency of the regular head consisted of polymeric fiber elements. The results of hydraulic aerothermal researches of the head design are presented. The prospective use of the head design as the sprinkler for cooling towers and for cleaning from harmful emissions is shown.

Key words: evaporation cooling, heat mass interchange, regular head, fibrillated strands, evaporation number, Merkel number, flow friction.

On dynamic mixed problem of an elastic strip. *Lashchenov V. K.* // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 255. P. 126-135.

12 references.

A dynamic stationary mixed problem of several elastic beams movement along the boundary of an isotropic strip is considered. The problem is solved using the method of piecewise – homogeneous solutions (PHS) [1-2]. The solutions of problems of semi-infinite beams and PHS subsystems are built in quadratures using Wiener-Hopf method.

Key words: elastic strip, piecewise homogeneous solutions, Wiener-Hopf method.

CONTENTS

V.I. Klimovitch. Modified model of shallow water to evaluate detached flow (flying jet type) …….. 3

V.B. Sudakov, A.G. Vasilevsky. Spillway dams of hydrosystems located in severe climate conditions. ……. 15

N.F. Krivonogova, L.I. Svitelskaya, D.K. Federov. Specifics of reservoir marginal erosion in cryolite zone. …….. 25

A.A.Kagan. On the correlation of some parameters of soils properties. …….. 34

O.Yu. Germanova, N.N. Sigatcheva, O.K.Voronkov. Geophysical express-diagnostics of the embankment frozen-type dams of Anadirsk TPP. …… 42

V.V. Sokurov. Assessment of subjective determination of the boundary of clay soils opening. ……. 52

M. G. Lopatina, B. P.Terskyi. Thermal field of the earth dam of Botkinskaya hydraulic power station. …….. 62

V.V. Golitsin, E.A. Freiberg, V.B. Lebedev. Use of surveyor project-meter PM-100 to control deep strains in soil massifs. ……... 69

I.I. Zagradsky. Suggestions to review the Appendix to SNiP 2.06.08-87 on concrete creeping characteristics. …….. 82

M.A. Abdurakhmanov, E.Ya. Skomorovskaya, V.N.Sudakova, O.A. Turchina. Studies of seismic stability of electro-technical facilities ORU-330 for Irganaisk HPP. ……. 92

A.B. Kozlov, V.G. Shtengel, L.S. Voronova. Studies of under-generator designs for the vertical hydraulic unit. ……... 102

N.A. Abrosimov, A.A. Zhonson. Quality control during grillage building of internal structure for the entertainment center. ……... 109

A.S. Pushnov, S.N. Bulatov, M.S. Trusov, V.I. Shishov, R.F.Vitkovskaya. Hydraulic aerothermal testing of the regular head on the base of synthetic fiber. …… 120

V. K. Lashchenov. On dynamic mixed problem of an elastic strip. ….. 126

СОДЕРЖАНИЕ

В.И. Климович. Модифицированная модель мелкой воды с возможностью расчета отрывных течений (типа летящих струй)…… 3

В.Б. Судаков, А.Г. Василевский. Водосбросные плотины гидроузлов, расположенных в суровых климатических условиях. ……. 15

Н.Ф. Кривоногова, Л.И. Свительская, Д.К. Федоров. Особенности переработки берегов водохранилищ в криолитозоне. …….. 25

А.А. Каган. О соотношении некоторых показателей свойств грунтов. ……. 34

О.Ю. Германова, Н.Н. Сигачева, О.К. Воронков. Геофизическая экспресс-диагностика состояния грунтовой плотины мерзлого типа (на примере Анадырской ТЭЦ). ……. 42

В.В. Сокуров. Оценка субъективности определения границы раскатывания глинистых грунтов.…… 52

М.Г. Лопатина, В.П. Терский. Тепловое поле земляной плотины Воткинской ГЭС как индикатор эффективности работы дренажа. ……... 62

В.В. Голицын, Э.А. Фрейберг, В.Б. Лебедев. Использование маркшейдерского проекциометра ПМ-100 для контроля глубинных деформаций грунтовых массивов…….. 69

И.И. Загрядский. Предложения по пересмотру приложения СНиП 2.06.08-87, содержащего характеристики ползучести бетона……. 82

М.А. Абдурахманов, Е.Я. Скоморовская[2]*, В.Н. Судакова, О.А. Турчина.* Исследования сейсмостойкости электротехнического оборудования ОРУ-330 Ирганайской ГЭС…… 92

А.Б. Козлов, В.Г. Штенгель, Л.С. Воронова. Исследование подгенераторных конструкций вертикального гидроагрегата. …….. 102

Н.А. Абросимов, А.А. Жонсон. Контроль качества работ при устройстве ростверков внутреннего каркаса здания досугового центра. ……... 109

А.С. Пушнов, С.Н. Булатов, М.С. Трусов, В.И. Шишов, Р.Ф. Витковская. Гидроаэротермические испытания регулярной насадки на основе синтетической фибрилированной нити……. 120

В.К. Лащенов. Об одной динамической смешанной задаче для упругой полосы…….. 126

Перечень организаций, представивших статьи
для опубликования в сборнике
«Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», т. 255

ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева (Санкт-Петербург)

Ирганайская ГЭС (Республика Дагестан)

МГУИЭ – Московский государственный университет инженерной экологии

Научный центр Геомеханики и проблем горного пространства
Санкт-Петербургского государственного гидрологического института

Проектводстрой (Санкт-Петербург)

СПб ГУВК – Санкт-Петербургский государственный университет водных коммуникаций

СП ГУТД – Санкт-Петербургский государственный университет технологии и дизайна

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ РУКОПИСЕЙ СТАТЕЙ, ПРЕДСТАВЛЯЕМЫХ ДЛЯ ОПУБЛИКОВАНИЯ В СБОРНИКЕ НАУЧНЫХ ТРУДОВ «ИЗВЕСТИЯ ВНИИГ им. Б.Е.ВЕДЕНЕЕВА»

Статьи, принимаемые редакционно-издательским советом института для опубликования в сборнике научных трудов «Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», должны включать следующие основные элементы: формулировка целей статьи (постановка задачи); краткий анализ современных достижений по рассматриваемому вопросу; изложение основного материала с анализом полученных результатов; основные выводы, рекомендации для дальнейшего использования полученных результатов исследований.

Объем статьи не должен превышать 10 страниц (из расчета размещения 1800 знаков на 1 странице), включая текст, рисунки, таблицы, список литературы.

Статья должна сопровождаться краткой аннотацией, перечнем ключевых слов.

Текст статьи должен быть набран на ПЭВМ в текстовом редакторе *Word for Windows*.

Индекс УДК проставляется в левом верхнем углу первой страницы статьи.

Ниже, с выравниванием по правому краю, указываются ученая степень, инициалы, фамилия автора и организация. Все набирается шрифтом размером 11 пт. Фамилия автора и инициалы выделяются курсивом.

Заголовок статьи набирается шрифтом *Arial Cyr* размером 14 пт прописными буквами, без подчеркивания с межстрочным интервалом один.

Основной текст статьи набирается шрифтом *Times New Roman Cyr* (нормальный) размером 11 пт с абзацным отступом (красная строка) 1 см, с межстрочным интервалом один и выравниванием абзаца по формату.

Поля с каждой стороны страницы рассчитывают так, чтобы печатный текст разместился на полосе набора размером 125x225 мм.

Формулы следует выполнять в редакторе формул *Microsoft Equation*.

Русские, греческие буквы набираются прямым шрифтом, латинские – курсивом.

Формулы выравниваются по центру, а их порядковые номера (в круглых скобках) выравниваются по правому краю.

Каждый **рисунок** представляется в виде отдельного файла.

Формат: TIFF, Cdr (CorelDRAW), AL (Adobe Illustrator), xls (Microsoft Exsel).

Тоновые рисунки – PSD, TIFF, JPEG, BMP, разрешение для сканированных фотографий 300 dpi.

Подписи к рисункам набираются шрифтом *Times New Roman Cyr* (нормальный) размером 9 пт с межстрочным интервалом один и выравниванием по центру.

Текст в **таблице** набирается шрифтом размером 10 пт, а в шапке – размером 9 пт.

Слово «Таблица» и ее номер набираются курсивом размером 11 пт и располагаются над заголовком таблицы с выравниванием по правому краю.

Заголовки к таблицам набираются шрифтом *Times New Roman Cyr* (нормальный) размером 10 пт с межстрочным интервалом один и выравниванием по центру без точки в конце заголовка.

Подрисуночные подписи и заголовки таблиц – обязательны.

Список литературы набирается шрифтом размером 9 пт и приводится в конце статьи. **Фамилии авторов** выделяются жирным начертанием.

Порядок источников в списке литературы – по мере упоминания в тексте.

Материал представляется в издательство на дискете 3,5″ или лазерном диске и распечатанным на бумаге (1 экз.).

Для специалистов из сторонних организаций статью необходимо сопроводить письмом с указанием сведений об авторах (фамилия, имя и отчество полностью, место работы, ученая степень, должность, служебный и домашний адреса, номера контактных телефонов, электронная почта).

Статьи направлять в редакционно-издательский совет
ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева по адресу:
Россия, 195220, С.-Петербург, ул. Гжатская 21, ВНИИГ.
Тел:(812) 535-54-45, Факс: (812) 535-67-20,
E-mail: vniig@vniig.ru; sedova@buch.vniig.ru

Научный редактор *В.Б. Глаговский*
Редактор *Т.С. Артюхина*
Корректор *Т.М. Бовичева*
Компьютерная верстка *Н.Н. Седова*

Подписано к печати 14.09.2009.
Формат 70x108 1/16. Бумага типографская № 1. Печать офсетная.
Печ.л. 9,375. Усл.печ.л. 13,12. Уч.-изд.л. 9,0. Тираж 300. Заказ 8.

Издательство ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева».
Типография ООО «Наша Марка».
195220, Санкт-Петербург, Гжатская ул., 21.