

## УЧЕТ ФАКТИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ ОЦЕНКЕ ЕГО БЕЗОПАСНОСТИ

*Н.Н. Гусев, В.И. Яковлев, А.В. Бажухин*

*Рассматривается влияние фактического состояния конструкций и грунтового основания гидротехнического сооружения при оценке его безопасности на момент обследования и при проведении поверочных расчетов общей устойчивости причала на глубинный сдвиг.*

**Ключевые слова:** *безопасность гидротехнического сооружения, поверочные расчеты, общая устойчивость причала на глубинный сдвиг, обследование технического состояния гидротехнического сооружения.*

Причалы как гидротехнические сооружения в соответствии с действующими нормами [1, 2], подлежат периодическим обследованиям и экспертизам безопасности гидротехнических сооружений, предусматривающим проведение поверочных расчетов.

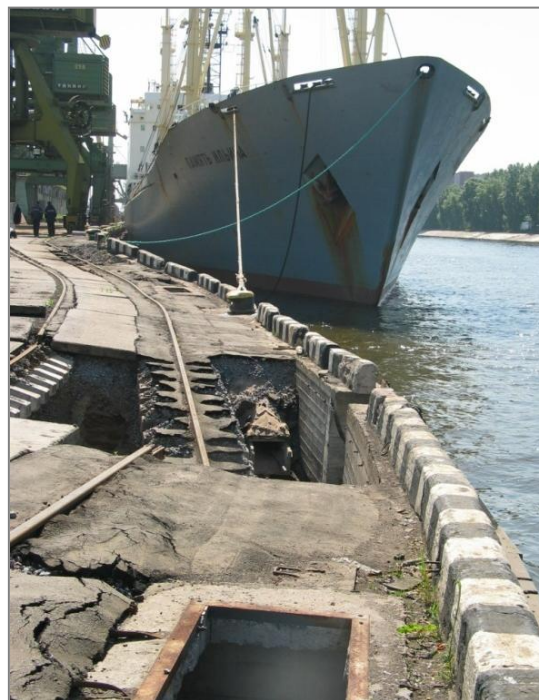
Поверочный расчет – расчет существующей конструкции по действующим нормам проектирования с введением в расчет полученных в результате обследования или проектной и исполнительной документации геометрических параметров конструкций, фактической прочности строительных материалов, действующих нагрузок, уточненной расчетной схемы с учетом дефектов и повреждений [3, 4]. В соответствии с РД 31.31.55-93 «Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений» [5] расчеты общей устойчивости причала на глубинный сдвиг выполняются по классической расчетной схеме, а именно, «по круглоцилиндрическим или ломаным (фиксированным) поверхностям скольжения» в соответствии с требованиями раздела 6 РД 31.31.55-93[5]. Указанная расчетная схема не учитывает существующее состояние конструкций причала на момент обследования.

**Гусев Николай Николаевич**, директор ООО «НПФ «Лидинг», доктор тех. наук, профессор; Россия, Санкт-Петербург, e-mail: goussev\_nn@mail.ru.

**Яковлев Владимир Иванович**, технический директор ООО «Промтехэксперт», начальник отдела экспертизы технических устройств ООО «НТЦ Экспертсервис». Россия, Санкт-Петербург, доктор тех. наук, профессор, e-mail: lubov\_y@mail.ru.

**Бажухин Александр Викторович**, инженер ООО «Промстандарт»; ассистент, Санкт-Петербургский национальный исследовательский университет информационных технологий, механики и оптики. Россия, Санкт-Петербург, e-mail: bazhukhin@gmail.com.

Рассмотрим влияние указанного фактора на конкретном примере поверочного расчета общей устойчивости причала на глубинный сдвиг аварийного Причала №21 Морского порта Санкт-Петербурга, выполненного по результатам обследования конструкций и грунтового основания причала.



**Рис. 1.** Состояние причала №21 после обрушения.

По результатам обследования установлено, что обрушение причала произошло при нагрузке на причал 98,1-166,7 кПа на удалении 16,0 ÷ 31,4 м от линии кордона.

Краткая характеристика объекта (по паспортным данным):

Год постройки – 1926 (ПК0 - 45,0м). Реконструкция – 1963 год. Тип сооружения – вертикальная стенка. Класс сооружения – III.

Основные размеры:

- длина – 175 м;
- ширина: 12,55 м на интервале (ПК0 – 38,5 м); 23,00 м на интервале (ПК38,5 – 175,0 м);
- проектная отметка дна у сооружения (в Балтийской системе высот): минус 9,750 м на интервале (ПК0 – 45,0м); минус 10,150 м на интервале (ПК 45 – 175,0м);
- проектная отметка кордона причала (в Балтийской системе высот) - 3,350 м,;
- верхнее строение – монолитный железобетон 2,85×0,70 м;
- свайное основание – железобетонные сваи 380×420 мм с расстоянием между рядами 3,50 м и шагом 1,50 м;

- заанкеренный больверк с лицевой стенкой из стального шпунта Ларсен-5 (с отметкой низа шпунта минус 17,600 м) и железобетонными анкерными опорами 3160×2600 мм;

- анкерные тяги – стальные диаметром 75 мм;

- грунты засыпки: каменная призма, песок  $\varphi=30^\circ$ , песок  $\varphi=24^\circ$ ;

- нормативная эксплуатационная равномерно-распределенная нагрузка: от 0 до 100 кПа;

- нормативная эксплуатационная крановая нагрузка: 300 кН на каток крана типа К-30;

Расчетная схема фактического глубинного сдвига причала № 21 представлена на рис. 2, которая учитывает следующие параметры технического состояния конструкций и грунтового основания причала № 21, не учитывавшихся при проектировании причала.

Сечение I-I

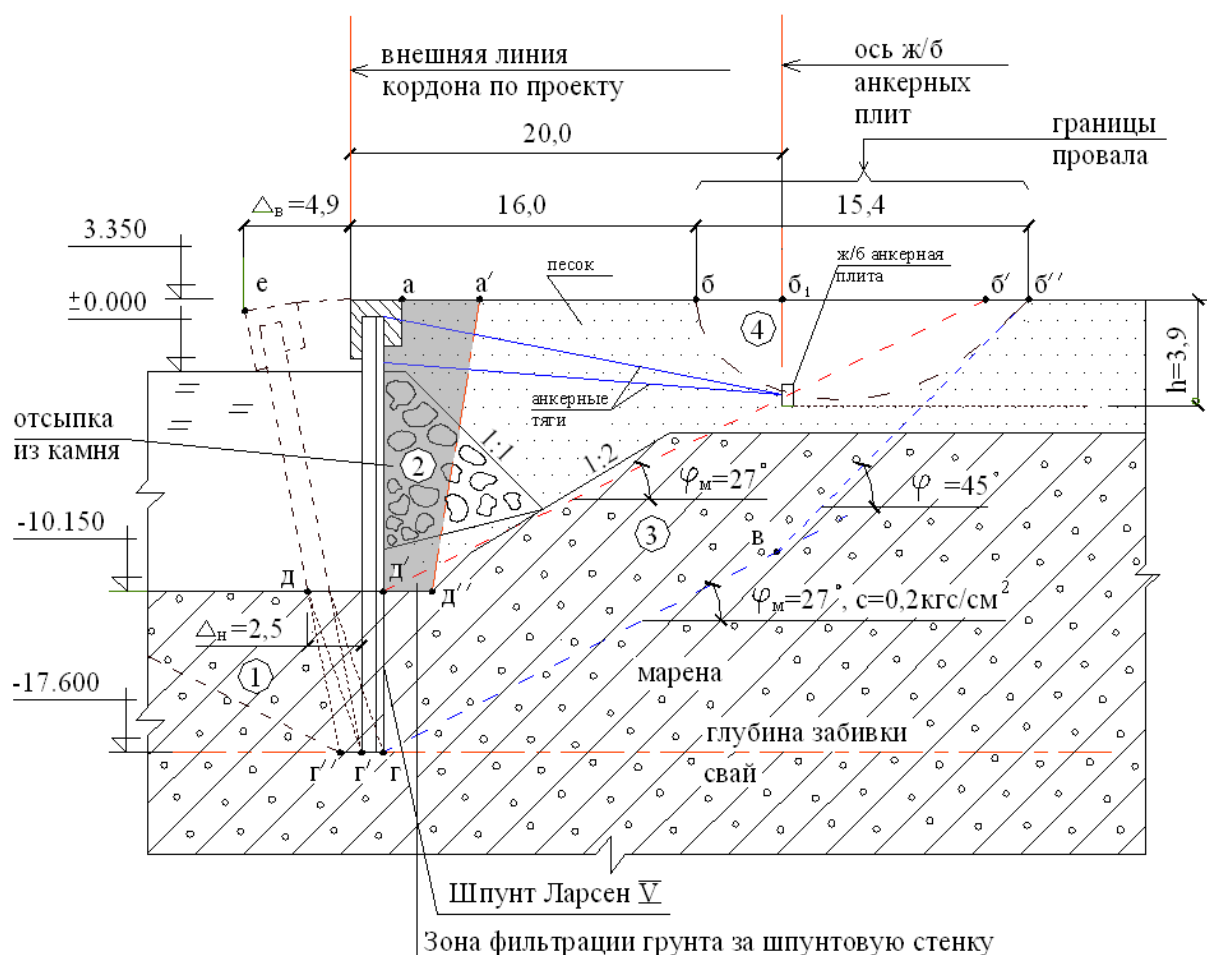


Рис. 2. Расчетная схема глубинного сдвига причала №21.



А. Ввиду того, что проектные данные по причалу № 21 существенно различаются по геологическому строению берегового грунтового массива и по проводимым по проекту мероприятиям по устройству насыпного песчаного основания поверх материкового «маренного» массива, на рис.2 представлен обобщенный разрез прибрежной части причала по сечению 1-1, характерный для середины аварийного участка причала, установленный по результатам обследования и анализа проектных материалов.

Б. При проектировании данного причала, очевидно, использовалась классическая схема расчета общей устойчивости причала на глубинный сдвиг, согласно которой предполагалось, что возможный сдвиг грунтового массива, расположенного за шпунтовой стенкой, должен удерживаться (рис.2):

а) анкерными плитами, установленными на удалении  $20 \div 21$  м от внешней линии кордона;

б) грунтовым массивом в зоне 1, расположенным перед шпунтовой стенкой (слева от нее, рис.2), и обеспечивающим жесткую заделку (неподатливость) шпунтовой стенки, заглубленной до отм. -17.600 с отм. -10.150 дна канала и работающей выше отм. -10.150 по консольной схеме при напоре грунта, расположенного за шпунтовой стенкой (справа от нее, рис. 2);

в) шпунтовой стенкой выше отм. -10.150, работающей по консольной схеме;

г) гидростатическим давлением воды слева от шпунтовой стенки.

В. Расчетные предпосылки, указанные в п. Б, верны при условии (как предполагалось на стадии проектирования), что конструктивное устройство шпунтовой стенки обеспечивает ее непроницаемость для грунта, расположенного за шпунтовой стенкой.

Г. В отличие от исходных (проектных) предпосылок, изложенных в п. Б, В, фактическое состояние конструкций и грунтового основания, как следует из результатов обследования, характеризуется следующими параметрами:

а) наличие значительных дефектов в шпунтовой стенке, вызванных некачественным ее выполнением в период строительства причала и длительным сроком его эксплуатации, не обеспечивало непроницаемость шпунтовой стенки грунтом, расположенным за шпунтовой стенкой, в течение длительного периода эксплуатации причала;

б) обстоятельство, указанное в п. Г, а), явилось причиной для многолетней фильтрации песчаной подсыпки за шпунтовую стенку в местах отсутствия ее сплошности по следующей схеме:

б<sub>1</sub>) на начальной стадии эксплуатации произошёл смыв песчаной подсыпки, устроенной непосредственно за шпунтовой стенкой в нижней ее части в зоне 2;

б<sub>2</sub>) отсыпка из камня, устроенная за шпунтовой стенкой в зоне 2 на песчаном основании, со

временем обрушилась на место вымытого за шпунтовую стенку песчаного основания, что и засвидетельствовано результатами обследования;

б<sub>3</sub>) заполнение нижнего участка зоны 2 каменной отсыпкой (см. п. б<sub>2</sub>) и попытки несвоевременной заделки проемов в шпунтовой стенке мешками с цементом не обеспечили непроницаемость шпунтовой стенки для песчаного основания, выполненного в зоне 3 над материковым маренным массивом грунта;

б<sub>4</sub>) в силу обстоятельства по п. б<sub>3</sub>) в течение длительного периода эксплуатации причала происходило смещение (осадка), за счет фильтрации поверхностных и грунтовых вод, песчаного основания над материковым маренным массивом из зоны 3 и из зоны 4 в зону 2, а из зоны 2 сквозь каменную отсыпку за шпунтовую стенку (см. рис. 2);

б<sub>5</sub>) следствием многолетнего процесса, описанного в п. б<sub>4</sub>), являлась неоднократная неравномерная просадка асфальтового покрытия и рельсовых подкрановых путей на причале, что устранялось при эксплуатации причала наращиванием асфальтового покрытия, достигшего в зоне 4 (рис.2) толщины в 34,5 см, и ремонтом подкрановых путей, с дополнительной подсыпкой щебня что подтверждается представленными Заказчиком эксплуатационно-техническими документами;

б<sub>6</sub>) выполнение ремонтных мероприятий, указанных в пункте б<sub>5</sub>), осуществлялось без устранения причин (см. п.п. Г, а), б<sub>1</sub>)-б<sub>4</sub>)), вызывающих осадку основания причала, что (при длительном сроке эксплуатации причала) требовало (по действующим нормативам) уже по крайней мере трех капитальных ремонтов данного причала;

б<sub>7</sub>) в силу обстоятельства, указанного в п. б<sub>6</sub>), в зоне 2 за шпунтовой стенкой (справа от нее – рис.2) со временем образовалось пустое пространство шириной до 0,5 м, незаполненное грунтом.

Последнее обстоятельство по п. Г, б<sub>7</sub>) в корне меняет расчетную схему глубинного сдвига грунтового массива причала:

А. При классической расчетной схеме, использованной на стадии проектирования причала), следовало бы предполагать (при выборе круглоцилиндрической поверхности скольжения), что скольжение (сдвиг) грунтового массива должно происходить (на плоском разрезе, рис.2) по окружности, проходящей через точку «г» и примерно через точку «б<sub>1</sub>» (высота Н от точки «а» до точки «г» по проекту составляет:  $17,6+3,35=20,95$ [м], а длина анкерных тяг (по линии а-б<sub>1</sub>) составляет  $20 \div 21$  м).

Б. Действительная же схема глубинного сдвига (скольжения) грунтового массива с учетом его обрушения в зоне 4 (см. рис.2) вообще не соответствует классической проектной схеме поверочных расчетов. Как следует из рис.2, фактическая зона сдвига грунтового массива с учетом его обрушения в зоне 4 достигла точки б”.

В. С учетом указанного обстоятельства, можно было бы предположить (путем «реконструкции» фактического механизма сдвига по рис.2), что глубинный сдвиг грунтового массива фактически происходил по ломаной поверхности примерно через точки б''-в-г с наклоном участка в-г под углом внутреннего трения материкового маренного массива  $\varphi_m=27^\circ$  (по проекту), а на участке б''-в (с учетом обрушения в зоне 4) под углом  $\varphi=45^\circ$ . При таком предположении сдвигу грунтового массива в зоне 3 должен был бы противодействовать массив грунта в зоне 1.

Г. Данное предположение относительно возможного глубинного скольжения по ломаной линии б''-в-г следует считать маловероятным (практически нереализуемым) в силу следующих обстоятельств.

Известно, что скольжение (обрушение) всегда происходит по линии наименьшего сопротивления. Такой линией по схеме на рис. 1 является линия б'-д'. Данный вывод неизбежно следует из того, что в зоне 2 в течение очень длительного периода эксплуатации причала имела место пустота, и, следовательно, грунтовый массив над плоскостью скольжения по линии б'-д' вообще не имел слева (около шпунтовой стенки) массива, удерживающего массив над линией б'-д' в проектном положении. Единственными силами, удерживавшими массив над линией б'-д' в проектном положении, являлись сила сцепления грунта по плоскости скольжения б'-д' и сопротивление самого грунта.

Д. При схеме обрушения (скольжения) грунтового массива, описанной в п. Г, из работы были исключены:

- а) шпунтовая стенка;
- б) грунтовый массив в зоне 1;
- а) анкерные плиты, оказавшиеся внутри самого сдвигаемого грунтового массива.

С учетом обстоятельства, изложенного в п. Д, неприемлемой оказывается классическая методика расчета, использованная при проектировании причала для объяснения (анализа) фактических причин обрушения причала, так как в использованной классической расчетной схеме глубинного сдвига не учтено фактическое состояние грунтового массива и конструкций причала.

С учетом выше изложенного для реализации в поверочном расчете фактической схемы глубинного сдвига целесообразно воспользоваться известной в механике грунтов формулой, приводимой, в частности, в ВСН 3-80 «Инструкция по проектированию морских причальных сооружений» [6] в п. 8.20 под номером (10), относительно ординат

эпюры горизонтальной составляющей активного давления грунта на плоскости скольжения  $\sigma_{ax}$ :

$$\sigma_{ax} = (q_i^H + \sum \gamma_i^H h_i) \lambda_a - c \lambda_{ac}, \quad (1)$$

где  $q_i^H$  – временная эксплуатационная нагрузка на территории причала;

$\sum \gamma_i^H h_i$  – вертикальное давление от собственного веса грунта на глубине определения ординаты активного давления;

$\gamma_i^H$  – объемная масса грунта в состоянии естественной влажности, взвешивания или насыщения;

$h_i$  – высота i-го слоя грунта с неизменными физико-механическими характеристиками;

$c$  – сцепление грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления;

$\lambda_a$  и  $\lambda_{ac}$  – коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления грунта и от сил сцепления, определяемые по характеристикам грунта, расположенного в сечении, для которого определяется ордината активного давления.

Формулу (1) можно переписать относительно временной эксплуатационной нагрузки  $q_i^H$ :

$$q_i^H = \frac{c \lambda_{ac} + \sigma_{ax} - \lambda_a \sum \gamma_i^H h_i}{\lambda_a} \quad (2)$$

С учетом схемы, представленной на рис. 2, составляющую  $\sum \gamma_i^H h_i$  в (2) в первом приближении можно определить как для однородного (песчаного) массива с треугольным вертикальным сечением а-б'-д' площадью  $S_\Delta$  и единичной шириной  $B=1$  м с единичным объемом  $V_\Delta$ , равным (рис.3):

$$V_\Delta = BS_\Delta \quad (3)$$

Поскольку нагрузка  $q_i^H$  в (2) должна быть определена на  $1 \text{ м}^2$ , то из объема  $V_\Delta(3)$  достаточно выделить единичный столб высотой  $H$ , шириной  $B=1$  м и длиной  $L=1$  м – из плоскости треугольника  $\Delta ab'd'$  (рис.1), где  $L=1$  м должно быть выбрано симметрично высоте  $H$ , которая определяется в центре тяжести треугольника  $\Delta ab'd'$  (рис. 3).

Из геометрических построений высота  $H$  расчетного единичного столба сползающего массива грунта с единичной площадью основания  $S_1=BL=1 \text{ м}^2$  равна (рис. 3):

$$H=9,55 \text{ м} \quad (4)$$

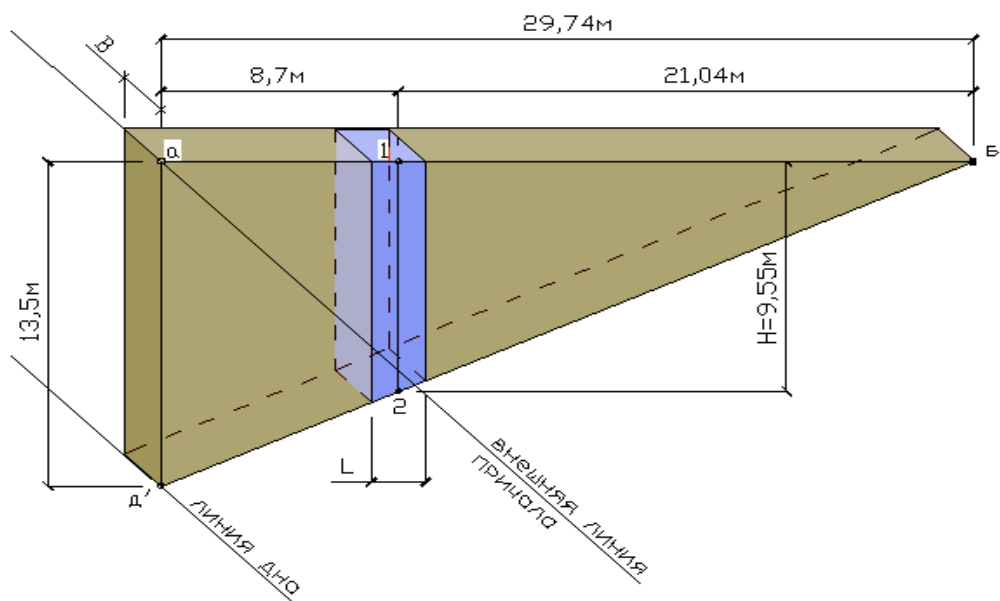


Рис. 3. Расчетная схема единичного грунтового массива.

Условие выбора расчетного единичного грунтового столба с размерами  $B \times L \times H$ :

$$S_{a12d'} = S_{\Delta 16^2},$$

где  $S$  – площади геометрических фигур: трапеции  $a12d'$  и треугольника  $16^2$ .

Тогда для приведенного единичного массива грунта с высотой  $H$  (4) для формулы (2) справедлива замена:

$$\sum \gamma_i^H h_i = \gamma_n H, \quad (5)$$

где  $\gamma_n = 1,5 \div 1,8 \text{ тс/м}^3$  – плотность песка.

На основании (4), (5) получаем:

$$\begin{aligned} \gamma_n H &= (1,5 \div 1,8) * 9,55 = (14,33 \div 17,19) \text{ т/м}^2 \\ &= (140,5 \div 168,6) \text{ кПа} \end{aligned} \quad (6)$$

Скольжение расчетного единичного столба грунта (6) могло происходить двояким образом (рис.2):

А. По поверхности материкового маренного грунта (наиболее выгодный вариант по устойчивости грунтового массива), для которого удельное сцепление по проекту составляет:

$$c = 0,2 \text{ кгс/см}^2 = 2 \text{ т/м}^2 = 19,6 \text{ кПа} \quad (7)$$

Б. По насыпному песчаному грунту над моренным массивом (наименее выгодный вариант), для которого угол внутреннего трения (по проекту)

$$\varphi_n = 28^\circ \quad (8)$$

По СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» [7] для подобных песчаных грунтов (8) удельное сцепление (Приложение 1, табл. 1) вообще не нормируется, а для песчаных грунтов с углом внутреннего трения

$$\varphi_n = 32^\circ \quad (9)$$

не превышает значения

$$c = 0,02 \text{ кгс/см}^2 = 0,2 \text{ тс/м}^2 = 19,6 \text{ кПа} \quad (10)$$

Значения коэффициентов  $\lambda_a$  и  $\lambda_{ac}$  может быть определено по, табл. 1 ВСН 3-80 «Инструкция по проектированию морских причальных сооруже-

ний» [6] по интерполяции между значениями угла внутреннего трения  $\varphi = 27^\circ$  (для марены по проекту) и  $\varphi_n = 28^\circ$  (8) и значениями угла  $\delta$ , равного  $\varphi$  и  $0,5 \varphi$ , что дает:

$$\lambda_a = 0,355 \quad (11)$$

$$\lambda_{ac} = 1,18 \quad (12)$$

Горизонтальную составляющую активного давления  $\sigma_{ax}$  в формуле (2), которую вообще может выдержать в данном случае подошва сползающего грунтового массива, следует определять по указаниям СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» [7], который в приложении 3, табл. 5 регламентирует для насыпных грунтов расчетное сопротивление  $R_0$ .

Результаты инженерно-геологических изысканий, проведенных в период обследования причала, показали разброс по виду и физико-механическим характеристикам фактически отсыпанного при строительстве грунта в основание причала от крупнозернистых песков до пылеватых фракций и текучих суглинков. В этой связи и разброс по расчетному сопротивлению насыпных (будем полагать уплотненных) грунтов  $R_0$  следует в расчете назначать по всему допуссаемому СП 22.13330.2011 [7], Приложение 3, табл. 5 диапазону, а именно:

$$R_0 = (1,0 \div 2,5) \text{ кгс/см}^2 = (10 \div 25) \text{ тс/м}^2 = (98,07 \div 245,16) \text{ кПа}. \quad (13)$$

При этом разброс по углу внутреннего трения  $\varphi$  по результатам лабораторных испытаний и по СП 22.13330.2011 [7] следует принимать в диапазоне от минимально возможных для пылеватых грунтов  $\varphi^{\min} = 18^\circ$  до проектных  $\varphi_n = 28^\circ$  (8):

$$\varphi = 18^\circ \div 28^\circ. \quad (14)$$

Очевидно, что для горизонтальной составляющей активного давления  $\sigma_{ax}$  в любом случае (из механики грунтов) справедливо соотношение

$$\sigma_{ax} \leq R_0 \sin \varphi, \quad (15)$$

что при диапазонах (13), (14) дает результат

$$\sigma_{ax} = (3,09 \div 11,74) \text{ тс/м}^2 = (30,3 \div 115, 1) \text{ кПа} \quad (16)$$

Теперь, когда все параметры в формуле (2) определены, можем получить значения временной эксплуатационной нагрузки на причал: максимальные  $q^{\max}$  – наиболее выгодные с точки зрения обеспечения устойчивости грунтового массива и минимальные  $q^{\min}$  – наименее выгодные по обеспечению устойчивости грунтового массива под асфальтовым покрытием причала при его эксплуатации, что при использовании числовых значений (6), (7), (10) – (16) дает:

$$q^{\max} = \frac{2 * 1,18 + 11,74 - 14,33 * 0,355}{0,355} = \quad (17)$$

$$= 25,38 \text{ (тс/м}^2) = 2,54 \text{ (кгс/см}^2) = 254 \text{ (кПа)}$$

$$q^{\min} = \frac{0,2 * 1,18 + 3,09 - 17,19 * 0,355}{0,355} = \quad (18)$$

$$= -7,81 \text{ (тс/м}^2) = -0,78 \text{ (кгс/см}^2) = -78 \text{ (кПа)}$$

Полученные результаты (17), (18) дают весьма значительный разброс от явно завышенного (оптимистичного) (17) до отрицательного (18).

При этом отрицательные значения  $q^{\min}$  (18) физически означают, что при фактически сложившихся условиях эксплуатации данного причала имели место факторы, при которых глубинный сдвиг всего грунтового массива мог произойти в любой момент просто под действием его собственного веса при нулевой временной нагрузке на причал,

$$q = 0, \quad (19)$$

а при приложении временной нагрузки горизонтальная составляющая сопротивления грунтового основания

$$\sigma_{ax} = R_0 \sin \varphi = 3,09 \text{ тс/м}^2 = 30,3 \text{ кПа} \quad (20)$$

и силы сцепления грунта

$$c_{\lambda c} = 0,2 * 1,18 = 0,236 \text{ тс/м}^2 = 2,31 \text{ кПа} \quad (21)$$

были не в состоянии сдерживать горизонтальную составляющую от веса грунтового массива (см. (2), (5), (18)), равную:

$$\lambda_a(\gamma_n H) = 0,355 * 17,19 = 6,1 \text{ тс/м}^2 = 59,82 \text{ кПа} \quad (22)$$

Из механики грунтов известно, что сдвиг грунтовых масс происходит по линиям наименьшего сопротивления. Из этого следует, что глубинный сдвиг насыпного грунтового массива (рис. 2, разрез 1-1) происходил не непосредственно по материковому маренному основанию, а по прослойке насыпного грунта, расположенного над плоскостью скольжения б'д' (рис.2).

Поскольку расчетные данные (18) – (20) получены для угла внутреннего трения насыпного грунта  $\varphi = 18^\circ$ ; характерного по СП 22.13330.2011 [7] для пылеватых фракций (а фактические данные по инженерно-геологическим изысканиям (ИГИ)

дают даже результат  $\varphi = 10^\circ$ ), и при этих углах  $\varphi = 18^\circ$  (по СП 22.13330.2011) [7] и  $\varphi = 10^\circ$  (по ИГИ) уже по расчету происходит сдвиг насыпного грунтового массива просто под действием собственного веса (с учетом фактического состояния причала), то при уклонах профиля маренного основания в  $30^\circ$  и  $45^\circ$  сдвиг насыпного грунта тем более неизбежно должен был произойти (весь вопрос был лишь во времени, когда это произойдет). Это тем более очевидно, если для анализа использовать профиль, который по месту расположения ближе всего соответствует месту обрушения причала, где уклон маренного основания по проекту предусматривался 1:1 ( $45^\circ$ ). Поэтому данное обстоятельство также подтверждает справедливость сделанных выводов.

#### Выводы.

1. Результаты поверочного расчёта, свидетельствуют о том, что даже при самой невыгодной (непроектной) схеме глубинного сдвига насыпного грунтового массива по материковому моренному основанию в случае выполнения проектных условий, а именно:

- обеспечена грунтонепроницаемость шпунтовой стенки;

- физико-механические характеристики грунта в насыпном массиве соответствуют проекту с углом внутреннего трения  $\varphi$  песчаного грунта  $28^\circ$  с обеспечением сцепления с материковым моренным основанием, то причал №21 обеспечивал восприятие нормативной временной эксплуатационной нагрузки  $q^H$  даже вблизи линии кордона на удалении 8,7 м от него (см. рис.3 и результат (17)), равной

$$q^H = 25,38 \text{ тс/м}^2 = 248,9 \text{ кПа} \quad (23)$$

что существенно превышает нагрузку на причал в момент аварии, равную (по данным обследования)

$$q_\Phi = (10 \div 17) \text{ тс/м}^2 = (98,07 \div 166,7) \text{ кПа} \quad (24)$$

на удалении 16 ÷ 31,4 м от линии кордона.

2. Возникновению аварийной ситуации на причале способствовал целый ряд факторов, выявленных в процессе обследования причала, в числе которых:

#### Расчеты на стадии проектирования причала:

- не было учтено наличие тектонических разломов в районе строительства;

- не были внесены коррективы в проектные решения в связи со строительством в непосредственной близости от причала на глубине 11,750 м Канонерского тоннеля;

- проектные решения допускали грунтопроницаемость лицевой стенки причала;

- на отдельных участках (открылках) шпунтовая стенка запроектирована без анкеровки.

#### Отступления от проекта на стадии строительства:

- отступления от проектных профилей при-

чала при производстве земляных работ;

- применение песков в основании с неоднородными физико-механическими характеристиками, в том числе с заниженными по отношению к проектным;

- применение непроектных элементов конструкций (шпунтовых свай с продольными вставками, непроектные элементы подкладок в узлах затяжки анкеров и т.д.);

- недозатяжка гаек анкерных тяг (длины выступающих частей резьбовой части анкерных тяг менее 1,5 диаметра тяги).

- изменение конструкции распределительно пояса шпунтовой стенки в районе дюкерного перехода;

- низкое качество бетонных работ (не выдержана толщина защитного слоя бетона, непробитые участки в процессе укладки бетона);

- отсутствие гидроизоляции конструкций;
- переуглубление дна у основания шпунтовой стенки.

**Нарушение норм и правил эксплуатации причала:**

- периодичность капитальных ремонтов металлических конструкций причала превышена в 3 раза, а железобетонных – в 2 раза;

- не разработаны критерии безопасности гидротехнического сооружения (причала).

3. Перечисленные факторы привели к его разрушению, при нагрузке почти в два раза меньше нормативной временной эксплуатационной нагрузки, что и подтверждено поверочным расчетом.

4. В целях обеспечения дальнейшей безопасной эксплуатации причала, указанные в статье нарушения действующих норм и правил должны быть учтены и устранены в процессе восстановительных работ.

#### Библиографический список

1. **О безопасности гидротехнических сооружений:** Федеральный закон от 21 июля 1997 г. №117-ФЗ // Собрание законодательства Российской Федерации. – 1997. - №30, (29 июля). - Ст. 3589

2. **Свод правил:** СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения. Нормативно-технический материал. - введ. 01.01.2013. – М.: Изд-во ФГУП «СТАНДАРТИНФОРМ», 2013. – 58 с.

3. **Свод правил:** СП 13.102.2003. Правила обследования несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений: нормативно-технический материал. - введ. 21.08.2003. - М.: Изд-во ФГУП «СТАНДАРТИНФОРМ», 2003. – 34 с.

4. **ГОСТ 31937-2011** Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния - Взамен ГОСТ Р 53778-2010; введ. 01.01.2014. – М.: Изд-во ФГУП «СТАНДАРТИНФОРМ», 2014. – 55 с.

5. **РД 31.31.55-93** Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений: нормативно-технический материал. - введ. 01.06.1993. – М.: Изд-во стандартов, 1993. – 137 с.

6. **ВСН 3-80** Инструкция по проектированию морских причальных сооружений: нормативно-технический материал. - введ. 01.07.1980. – М.: Изд-во стандартов, 1980. – 95 с.

7. **Свод правил:** СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. [Текст]: нормативно-технический материал. - введ. 20.05.2011. – М.: Изд-во ФГУП «СТАНДАРТИНФОРМ», 2011. – 67 с.

#### References

1. **O bezopasnosti gidrotehnicheskikh sooruzheniy:** Federalnyy zakon ot 21 iyulya 1997 g. №117-FZ / /Sobranie zakonodatelstva Rossiyskoy Federatsii. – 1997. - №30, (29 iyulya). - St. 3589

2. **Svod pravil:** SP 58.13330.2012 Gidrotehnicheskie sooruzheniya. Osnovnyie polozheniya. Normativno-tehnicheskii material. - vved. 01.01.2013. – M.: Izd-vo FGUP «STANDARTINFORM», 2013. – 58 s.

3. **Svod pravil:** SP 13.102.2003. Pravila obsledovaniya nesuschih i ograzhdayaschih konstruksiy zdaniy i sooruzheniy: normativno-tehnicheskii material. - vved. 21.08.2003. - M.: Izd-vo FGUP «STANDARTINFORM», 2003. – 34 s.

4. **GOST 31937-2011** Zdaniya i sooruzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoringa tehničkog sostoyaniya - Vzamen GOST R 53778-2010; vved. 01.01.2014. – M.: Izd-vo FGUP «STANDARTINFORM», 2014. – 55 s.

5. **RD 31.31.55-93** Instruksiya po proektirovaniyu morskikh prichalnyih i beregoukrepitelnyih sooruzheniy: normativno-tehnicheskii material. - vved. 01.06.1993. – M.: Izd-vo standartov, 1993. – 137 s.

6. **VSN 3-80** Instruksiya po proektirovaniyu morskikh prichalnyih sooruzheniy: normativno-tehnicheskii material. - vved. 01.07.1980. – M.: Izd-vo standartov, 1980. – 95 s.

7. **Svod pravil:** SP 22.13330.2011. Osnovaniya zdaniy i sooruzheniy. [Tekst]: normativno-tehnicheskii material. - vved. 20.05.2011. – M.: Izd-vo FGUP «STANDARTINFORM», 2011. – 67 s.



## ACCOUNTING THE ACTUAL STATE OF THE CONSTRUCTIONS AND SUBGRADE OF HYDRAULIC STRUCTURES IN ASSESSING IT'S SAFETY

**Nikolai N. Goussev**, D. Sc. in Engineering, Prof.,  
Russia, Saint-Petersburg  
e-mail: goussev\_nn@mail.ru.

**Vladimir I. Yakovlev**, D. Sc. in Engineering, Prof.  
Russia, Saint-Petersburg  
lubov\_y@mail.ru.

**Aleksandr V. Bazhukhin**,  
Russia, Saint-Petersburg  
bazhukhin@gmail.com.

*Considered the influence of the actual state of constructions and subgrade of hydraulic structure in the evaluation of its safety at the time of inspection and during calibration calculations overall sustainability of the pier at a depth offset.*

**Keywords:** *safety of hydraulic structures, calibration calculations, the overall stability of the pier at a depth offset, inspection of technical condition hydraulic structure.*