

ний в различных районах Пермского края, в настоящее время требуются большие финансовые вложения в капитальный и текущий ремонт, а также на реконструкцию ряда сооружений.

239 гидротехнических сооружений нашего края требуют капитального ремонта (23 сооружения Чернушинского, 21 – Верещагинского, 18 – Кунгурского районов), 572 сооружения требуют текущего ремонта (52 сооружения Большесосновского, 50 – Чайковского, 49 – Пермского районов), на 5-ти сооружениях требуется реконструкция. Осуществление указанных мероприятий в ближайшие годы, несомненно, повысит продуктивность работы гидротехнических сооружений края и будет способствовать их безопасному использованию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов А.В., Китаев А.Б. Состояние гидротехнических сооружений Пермского края (на 01.01.2010 г.) // Географический вестник. Пермь. – 2011. – № 1 (16). – С. 37-42.

2. Михайлов А.В., Китаев А.Б. Гидротехнические сооружения: проблемы эксплуатации, пути решения: учебное пособие. Пермь, 2011. – 168с.

КРИТЕРИИ УСТОЙЧИВОСТИ ДИНАМИЧЕСКИ АКТИВНЫХ БЕРЕГОВ РАВНИННЫХ ВОДОХРАНИЛИЩ

Михневич Э.И.¹, Левкевич В.Е.²

¹*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь. E-mail: ed_mik_bia@tut.by*

²*Белорусский национальный технический университет,
г. Минск, Беларусь. E-mail: eco2014@tut.by*

Процесс развития берегов, сложенных несвязными грунтами, завершается выработкой профиля берега фронтальным волнением называется *профилем динамического равновесия*, при ко-

тором частицы грунта на поверхности откоса хоть и совершают колебательные движения относительно условного среднего положения, однако суммарный объем перемещающихся наносов остается равным нулю [1-3]. Известно, что устойчивость частиц грунта, образующего подводную часть профиля берега (откоса), формируется под действием гидродинамических нагрузок, вызванных ветровым волнением, прямыми и обратными течениями волнового потока и определяется допускаемыми скоростями [2]. В случае расположения элемента грунта на поверхности подводной части береговой отмели, подверженной переработке (т.е. на первой начальной стадии формирования профиля равновесия), в результате увеличения роли этой составляющей в системе сил, определяющих их устойчивость, подвижка зерен происходит при скоростях потока меньших, чем расчетные или табличные.

Основной причиной разрушения берегового склона, находящегося в зоне действия волнового потока, является создание им гидродинамического давления (P_d) и грунтового потока (P_ϕ) в подстилающем слое, которые вызывают *знакопеременное* сдвигающее усилие. Учет соотношения сил, действующих на частицу грунта, или расчетный объем грунта, дает возможность решить прикладную задачу по определению *критериев устойчивости профиля динамического равновесия*.

Принимается, что практический интерес в условиях водохранилищ Беларуси представляют лишь III и IV зоны волнения, в которых волновой поток непосредственно взаимодействуют с дном и поверхностью береговой отмели.

Для анализа воздействия комплекса сил, действующих на элемент грунта, находящийся на поверхности береговой отмели в волновом потоке, воспользуемся методом определения предельного состояния откоса. Этот метод дает возможность на основе учета действующих сил, при различных стадиях размыва и формирования профиля равновесия, оценить местную устойчивость профиля. Рассмотрим элемент грунта лежащего на поверхности отмели (откоса) объемом W и площадью F , находящийся на откосе ниже зоны разрушения волны (в подводной части отмели), по которой движется волновой поток (рис. 1).

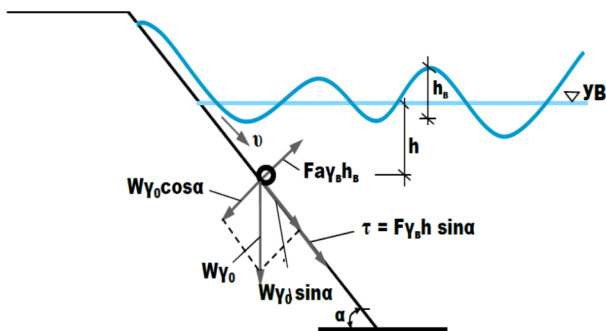


Рис. 1. Схема сил, действующих на элемент грунта на профиле равновесии

Условие предельного равновесия элемента грунта, расположенного на откосе под углом α к горизонту, будет определяться соотношением следующих сил:

- *силы тяжести* G частицы, погруженной в воду $G = W\gamma_0$, где W – объем элемента грунта, м^3 ; γ_0 – удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии, Н/м^3 ;

- *предельной влекущей силы, создаваемой волновым потоком* τ , стремящейся сдвинуть элемент грунта вниз по откосу $\tau = F\gamma_b h \sin\alpha$; где F – площадь элемента грунта, м^2 ; γ_b – удельный вес воды, Н/м^3 ; h – глубина, м ;

- *волнового взвешивающего давления* $P_{\text{взв}} = Fa\gamma_b h_b$, Н/м^3 , где a – эмпирический коэффициент, $a = 0,27$, принятый по [2];

- *удерживающей силы* $T_0 = W\gamma_0 \cos\alpha$, Н/м^3 ;

- *сдвигающей силы* $P_{\text{ск}} = W\gamma_0 \sin\alpha$, Н/м^3 .

Уравнение предельного равновесия имеет следующий вид:

$$W\gamma_0 \sin\alpha + F\gamma_b h \sin\alpha = (W\gamma_0 h \cos\alpha - Fa\gamma_b h_b) f, \quad (1)$$

где f – коэффициент внутреннего трения грунта.

Разделив выражение (1) на d , а затем на γ_b и считая в воде $\gamma_0 / \gamma_b = \rho_0 / \rho_a = \rho_0^I$, где ρ_0, ρ_a – плотность зерен грунта во взве-

шенном состоянии и воды, кг/м³; ρ_0^I – относительная плотность, $\rho_1^I = \rho_0 / \rho_a$, получаем

$$\rho_0^I + \frac{h}{d} + \frac{ah_{1\%}f\sqrt{1+m^2}}{d} = \rho_0^I mf. \quad (2)$$

Преобразовав формулу (2) и принимая отношение ее правой части к левой как критерий устойчивости частиц грунта на профиле динамического равновесия Π_1 , имеем

$$\dot{I}_1 = \frac{\rho_0^I (mf - 1)d}{h + ah_{1\%}f\sqrt{1+m^2}}. \quad (3)$$

В выражении (3) для несвязных однородных грунтов с коэффициентом однородности равным $\eta = d_{60}/d_{10} \geq 2,0-2,5$, принимается $d = d_{50}$. Для грунтов с повышенной неоднородностью $\eta > 4$ принимается $d = d_{85}$.

На начальных стадиях переработки склона (I и II), величина Π_1 всегда менее 1, так как происходит движение материала переработки поперек склона и образование береговой отмели. На III стадии $\Pi_1 \geq 1$. Эта стадия характеризуется вдольбереговым перемещением материала переработки [1,3].

Рассмотрим элемент грунта объемом W и площадью F , находящийся в предельном равновесии под воздействием ветрового волнения на береговой отмели ниже зоны разрушения волн (рис. 2). Основное воздействие на массив грунта оказывает гидравлическое давление волнового потока $P_{\text{в}}$, которое ведет к перемещению материала переработки склона по профилю.

Вдольбереговой перенос частиц грунта в виде потока наносов вызван наличием двух условий: развитой подводной частью береговой отмели и косоподходящего к урезу фронта ветрового волнения под углом Θ . Это позволяет представить $P_{\text{в}}$ в виде двух компонент: поперечной $P_{\text{в}y}$ и продольной $P_{\text{в}x}$, т.е. вдольбереговой. Кроме того, присутствует и влияет на устойчивость массива грунта вертикальная взвешивающая составляющая ($P_{\text{в}z}$). Эта составляющая, уравновешиваемая силой тяжести (G) и компонентой скатывающей силы, далее не учитывается. Основное усилие,

оказываемое на элемент грунта, это гидравлическое давление, создаваемое волновым потоком при его перемещении по береговой отмели (рис. 2). Давление волнового потока на частицу наносов, создаваемое придонными скоростями v_{\max} и его составляющими – продольной $P_{\text{вх}}$ и поперечной $P_{\text{вы}}$, равны [2]:

$$P_{\text{вх}} = a_x F_y \gamma_a v_{\max}^2 / 2g , \quad (4)$$

$$P_{\text{вы}} = a_y F_x \gamma_a v_{\max}^2 / 2g .$$

Тогда равнодействующая сила $P_{\text{в}}$ поперечной и вдольбереговой составляющих имеет следующий вид:

$$P_{\text{в}} = \sqrt{P_{\text{вх}}^2 + P_{\text{вы}}^2} . \quad (5)$$

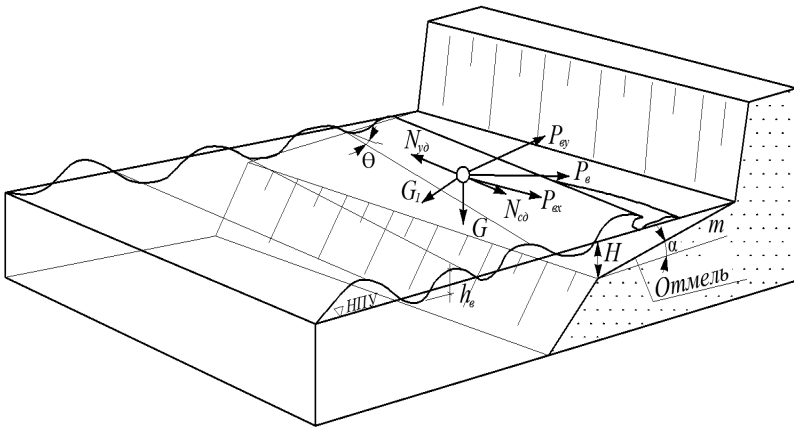


Рис. 2. Схема действия сил на элемент грунта в подводной части береговой отмели

Натурные и лабораторные исследования ряда авторов по изучению режима донных волновых скоростей показали, что они практически совпадают со скоростями руслового потока ($v_{\max} = v_{\max}$). Следовательно,

$$v_{\max} = \frac{\pi h_e n}{\sqrt{\frac{\pi \lambda s h \left(\frac{4\pi H}{\lambda} \right)}{g}}} \quad (6)$$

где h_e – расчетная высота волны, м; λ – длина волны, м; g – ускорение свободного падения, м/с²; H – глубина на внешнем краю отмели, м; n – коэффициент шероховатости в соответствии с [1,2].

Принимая площади проекции элемента грунта объемом W на горизонтальную, вертикальную и перпендикулярную к равнодействующей P_v плоскости, соответственно равными $F_x = F_y = F$ [2], и подставляя значение v_{\max} по (6), получаем

$$P_e = \frac{a_0 F \gamma_e v_{\max}^2}{2g} = \frac{0,5 a_0 F \gamma_e \pi h_e^2 n^2}{\lambda s h \left(\frac{4\pi H}{\lambda} \right)} \quad (7)$$

Величину сдвигающей силы определим по выражению

$$N_{cd} = \sqrt{\gamma_0^2 W^2 \sin^2 \alpha + \frac{0,25 (a_0 F \gamma_e \pi)^2 (h_e n)^4 \cos^2 \Theta}{\lambda^2 s h^2 \left(\frac{4\pi H}{\lambda} \right)}} \quad (8)$$

Удерживающая сила $N_{уд}$ определяется суммой сил трения и сцепления грунта в воде. Учитывая, что вдольбереговая составляющая движения материала переработки в виде наносов может возникать только лишь при наличии береговой отмели достаточной ширины, а также косоподходящего ветрового волнения к урезу воды под углом Θ (рис. 2), в зависимости N_{cd} и $N_{уд}$ была введена поправка, учитывающая угол подхода волны к берегу:

$$N_{y0} = \gamma_0 W f \cos \alpha \cos \Theta, \quad (9)$$

где f – коэффициент внутреннего трения для несвязных грунтов [2]. Уравнение равновесия может быть записано так: $N_{y\partial} = N_{c\partial}$. Отношение величин N_{cd} и $N_{уд}$ является критерием устойчивости продольного профиля равновесия.

$$\gamma_0 W f \cos \alpha \cos \Theta = \sqrt{\gamma_0^2 W^2 \sin^2 \alpha + \frac{0,25(a_0 F \gamma_6 \pi)^2 (h_6 n)^4 \cos^2 \Theta}{\lambda^2 s h^2 \left(\frac{4\pi H}{\lambda}\right)}}. \quad (10)$$

Разделив (10) на $F \sin \alpha \cos \Theta$ и приняв $(1 + m^2) = \frac{1}{\sin^2 \alpha}$:

и обозначив $\frac{\gamma_0 d}{\cos \Theta} = \xi_1$, а $\frac{a_0 \gamma_6 \pi (h_6 n)^2 \sqrt{1 + m^2}}{\lambda s h \frac{4\pi H}{\lambda}} = \xi_2$

получаем критерий устойчивости Π_2 :

$$\Pi_2 = \frac{\gamma_0 d f m}{\sqrt{\xi_1^2 + 0,25 \xi_2^2}}. \quad (11)$$

При значении $\Pi_2 \geq 1$ профиль берега и береговая линия соответствуют равновесной форме профиля динамического равновесия.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Левкевич В.Е.* Динамическая устойчивость берегов водохранилищ Беларуси / В.Е. Левкевич. – Минск : Право и экономика, 2015. – 307 с.
2. *Михневич Э.И.* Устойчивость берегов водохранилищ при формировании профиля динамического равновесия в несвязных грунтах / Э.И. Михневич, В.Е. Левкевич, // Мелиорация. – 2016. – № 4 (78). – С. 18-23.

3. *Левкевич В.Е.* Динамическая устойчивость берегов водохранилищ Беларуси: автореф. дис. ... докт. техн. наук : 05.23.07 / В.Е. Левкевич; Белорус. национальный технич. ун-т. – Минск, 2017. – 51 с.

ПРОГНОЗ РАЗРУШИТЕЛЬНОГО ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ В СТАМБУЛЕ: АЛЬТЕРНАТИВНЫЕ ОЦЕНКИ ОПАСНОСТИ

Никонов А.А., Королева А.О.

*Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН,
г. Москва, Россия. E-mail: nikonov@ifz.ru*

После разрушительного землетрясения, с $M=7,4$, 17.08.1999 г. (свыше 17 тыс. жертв) на западном краю Северо-Анатолийского разлома (САР), в Измитском заливе Мраморного моря, в 80 км восточнее Стамбула [1] район этого мегаполиса был выделен в качестве наиболее вероятного места следующего сильного события, через 25-50 лет [2]. Независимо и по другим исходным данным вскоре вероятность сильного события вблизи города определялась на тридцатилетний период (т.е. примерно до 20-30 года текущего столетия) $62\pm 15\%$ [3]. С начала XXI столетия в бассейне Мраморного моря целенаправленные исследования осуществлялись несколькими международными группами специалистов совместно с турецкими коллегами, их результаты публиковались в научной печати и в публичных изданиях [4 и мн. другие]. Главное достижение групп исследователей в последние десятилетия – это установление с помощью измерений GPS кинематики постоянных горизонтальных перемещений на площади региона, распределения в пространстве векторов и величин смещений, границы их резкого различия. В южной половине бассейна широтное, к западу, перемещение идет со скоростью 16-19 мм/год, тогда как на севере, вплоть до побережья Черного моря, если и выявляются перемещения в нескольких пунктах побережья, то их величины на порядок меньше, т.е. этот Босфорский массив почти стабилен. «Дефицит» относительных перемещений