

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-248-260

УДК 627:624.01

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Инновационные конструкции плотин из особо тощего укатанного бетона

Ю.П. Ляпичев

АО «Институт “Гидропроект”», Российская Федерация, 125993, Москва, Волоколамское шоссе, д. 2

Международная комиссия по большим плотинам (ICOLD), Французская Республика, 75016, Париж, Avenue Kleber, 612

lyapichev@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 16 марта 2021 г.

Доработана: 30 мая 2021 г.

Принята к публикации: 5 июня 2021 г.

Аннотация. В последние 20 лет плотины из укатанного бетона (УБ) продолжают строить во многих странах ввиду их технико-экономических преимуществ по сравнению с обычными плотинами из вибрированного бетона и грунтовыми плотинами. Цель исследования – разработать новые конструктивно-технологические решения в плотинах из УБ с целью снижения расхода цемента и расширения их применения на скальных основаниях, что позволит им успешно конкурировать с грунтовыми плотинами с экранами из железобетона. Выполнены численные расчеты статического и сейсмического напряженно-деформированного состояния гравитационных плотин из особо тощего укатанного бетона, а также оценка их устойчивости, прочности и стоимости. Наиболее экономичными для скального и плотного песчано-гравелистого оснований являются грунтовая плотина с экраном из железобетона и симметричная плотина с заложением откосов 0,5–0,7 с наружными зонами из особо тощего укатанного бетона и центральной зоной из камня, упрочненного цементно-зольным раствором. Учитывая, что стоимость отводящих и водосбросных туннелей при плотине из особо тощего укатанного бетона будет меньше, а срок строительства – короче, чем при грунтовой плотине с экраном из железобетона, можно сделать вывод о технико-экономической эффективности варианта плотины из особо тощего укатанного бетона. Плотины симметричного профиля из особо тощего укатанного бетона с заложением обоих откосов 0,5–0,7 обладают более высокой сейсмостойкостью и технико-экономической эффективностью по сравнению с обычными гравитационными плотинами из УБ и другими видами плотин. Плотины данного типа высотой до 200 м можно строить на скальных основаниях, а высотой до 100 м – на плотных песчано-гравелистых основаниях.

Ключевые слова: плотины, особо тощий укатанный бетон, упрочненный цементом камень, геомембрана, напряженно-деформированное состояние, сейсмостойкость

Для цитирования

Ляпичев Ю.П. Инновационные конструкции плотин из особо тощего укатанного бетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 248–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-248-260>

Innovation structures of very lean roller compacted concrete dams

Yury P. Lyapichev

Hydroproject Institute (Joint Stock Company), 2 Volokolamskoe Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation

International Commission on Large Dams (ICOLD), 61 Kleber Ave., Paris, 75016, French Republic

lyapichev@mail.ru

Article history

Received: March 16, 2021

Revised: May 30, 2021

Accepted: June 5, 2021

Abstract. Over the past 20 years, rolled compacted concrete (RCC) dams have continued to be built in many countries because of their technical and economic advantages over conventional dams of vibrating concrete and embankment dams. The aim of this study is the development of new structural and technological

Ляпичев Юрий Петрович, эксперт по зарубежным проектам, член Комитета СИГБ по компьютерным аспектам расчета и проектирования плотин, доктор технических наук, профессор; eLIBRARY SPIN-код: 3096-6362, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3750-3165>

Yury P. Lyapichev, expert for foreign projects, member of the ICOLD, Doctor of Technical Sciences, Professor; eLIBRARY SPIN-code: 3096-6362, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3750-3165>

© Ляпичев Ю.П., 2021

This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

solutions in RCC dams in order to reduce the consumption of cement and expand their use on non-rock foundations, which will allow them to successfully compete with concrete face rockfill dams. The numerical analyses of static and seismic stress-strain state (SST) of gravitational dams in roller compacted very lean concrete dams have been made, as well as their stability, strength and cost have been assessed. For rock and dense sandy-gravel foundations the most economical is the concrete face rockfill dam and symmetrical RCC dam of very lean concrete with bases (0.5–0.7) of both slopes and outer zones of conventional concrete and central zone of rockfill strengthened by cement-ash mortar. Taking into account that the cost of diversion and spillway tunnels for very lean RCC dam will be less and the construction period – shorter than for the concrete face rockfill dam, it can be concluded that variant of symmetrical RCC dam of very lean concrete is the technically and economically effective. Symmetrical RCC dams of very lean concrete with $1V/(0.5–0.7)H$ slopes have more seismic resistance and technical and economic efficiency as compared with conventional gravitational RCC dams and other types of dams. These dams up to 200 m high can be built on rock foundations and up to 100 m high – on dense sandy gravel foundations.

Keywords: very lean roller compacted concrete, dams, strengthened by cement rockfill, geomembrane, stress-strain state

For citation

Lyapichev Yu.P. Innovation structures of very lean roller compacted concrete dams. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):248–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-248-260>

Введение

В большинстве стран мира при проектировании гравитационных плотин из обычного и укатанного бетона (УБ) используют два основных условия прочности (М. Леви и О. Хоффмана), записываемые в следующем виде соответственно:

$$\sigma(B) - \gamma_w H > \sigma_t; \quad (1)$$

$$d\sigma(B) / da_t > 0, \quad (2)$$

где $\sigma(B)$ – полное вертикальное нормальное напряжение (сжатие со знаком «←») в точке B (в конце открытой трещины, рис. 1, б); γ_w – плотность воды; H – напор; σ_t – прочность УБ в швах на растяжение; a_t – длина трещины с напорной грани.

В трещине (раскрытом «холодном» шве) действует полное противодействие воды и сопротивление сдвигу в шве УБ отсутствует. Первое условие (1) означает, что эффективное нормальное напряжение в точке B не превышает прочность УБ в швах на растяжение (примерно равно сцеплению) и тогда трещина AB не развивается (раскрытие шва не происходит).

Уравнение (1) требует знания напряжений $\sigma(B)$, которое не определяется одними уравнениями равновесия. По теории внецентренного сжатия, которая мало применима, особенно для контактного сечения, распределение полных вертикальных напряжений будет линейным от точки B до низовой грани, то есть в зоне закрытия (работы) шва УБ (рис. 1, б). Для данного профиля плотины из УБ и действующих нагрузок напряжение в точке B зависит от коэффициента α относительной глубины распространения трещины ($\alpha = AB / AC$). С ростом коэффициента α момент от собственного веса плотины относительно точки B возрастает, что приводит к уменьшению нормального напряжения, в то время как противодействие возрастает, что приводит к росту нормального напряжения. Баланс между этими двумя противодействиями выражается условием Хоффмана (2). Если условие Хоффмана (2) не выполняется, а условие Леви (3–1) выполняется, это означает распространение трещины или раскрытие шва. С ростом коэффициента α растяжение в точке B уменьшается, что приводит к снижению нормальных напряжений. Значение коэффициента α может быть больше, чем данное α_0 , при котором будет выполняться условие Леви.

Если условия (1) и (2) не выполняются, это означает нестабильное распространение трещины или раскрытие шва УБ, с ростом коэффициента α эффективное растяжение в точке B возрастает. Разрушение плотины неизбежно, если условие Хоффмана (2) не выполняется при любом значении коэффициента α , большем, чем данное α_0 . Выполнение обоих условий при проектировании гравитационной плотины высотой 100 м из обычного бетона с вертикальной напорной гранью при средних значениях показателей сдвига в скальном основании (без учета сейсмике) приводит к принятию заложения низового откоса около 0,8.

Далее рассмотрены данные расчетов устойчивости и контактных напряжений в симметричной плотине из особо тощего УБ с заложением откосов 0,7 и в обычной гравитационной плотине высотой 100 м (на скале) с заложением низовой грани 0,8.

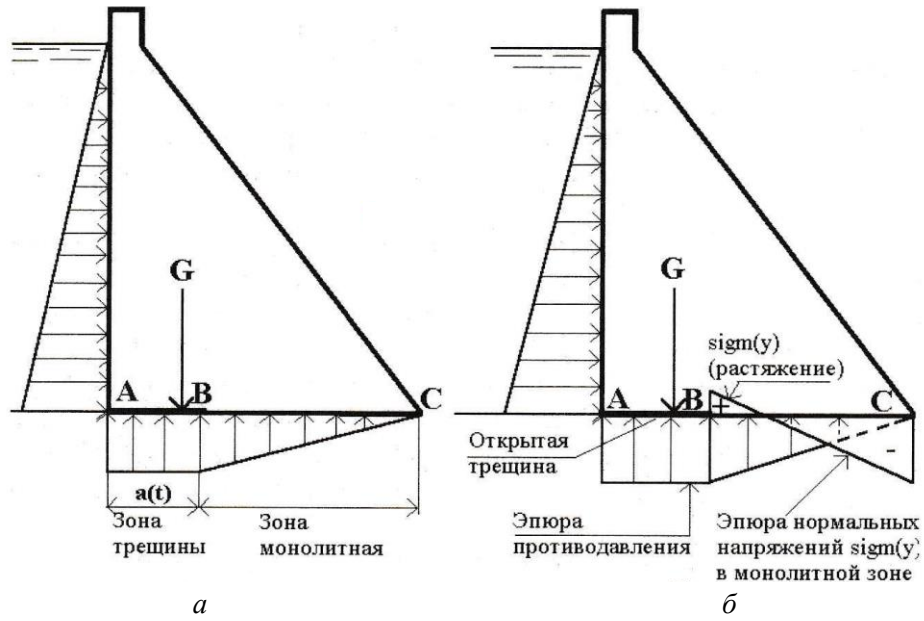


Рис. 1. Условие прочности при наличии трещины (раскрытии шва) в УБ плотины

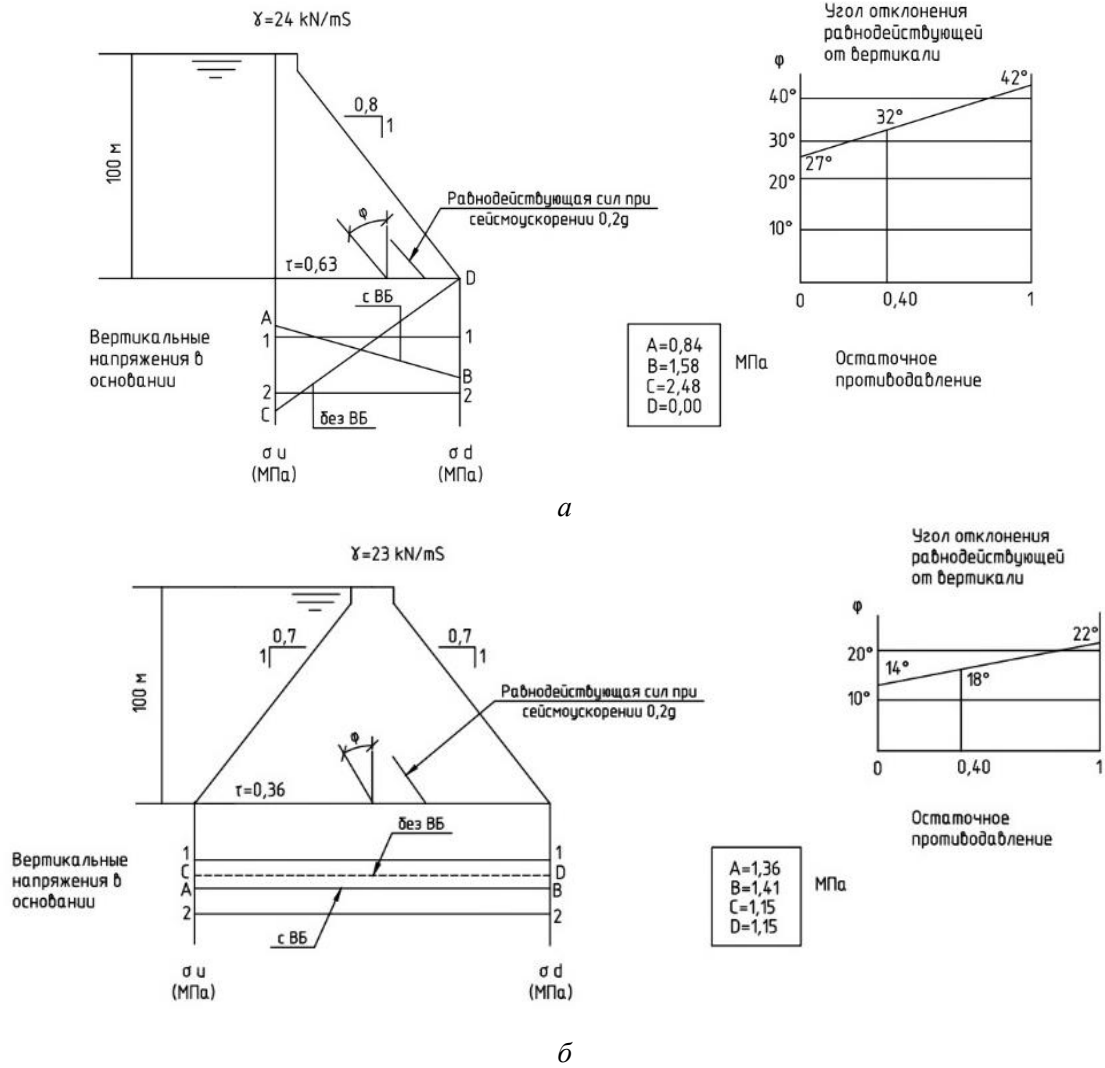


Рис. 2. Вертикальные напряжения, МПа, в основании гравитационной (а) и симметричной (б) плотин из УБ ($h = 100 \text{ м}$)

На рис. 2, б приведены результаты расчетов краевых вертикальных контактных напряжений (в МПа), зависимость угла отклонения равнодействующей всех сил в основании от вертикали и коэффициента запаса на плоский сдвиг (SF) в основании от степени остаточного противодействия и за счет работы дренажа.

Для сравнения на рис. 2, а приведены те же результаты расчетов и зависимости для гравитационной плотины той же высоты (100 м) из обычного бетона (плотностью $2,4 \text{ т/м}^3$) с вертикальной напорной гранью. В скальном основании обеих плотин приняты равные показатели сдвига (угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, сцепление $C = 0,3 \text{ МПа}$), которые соответствуют по критериям скалы Хоека гранито-гнейсам, средневыветрелым с шагом трещин 0,5 м.

Другое большое различие между обеими плотинами касается сдвиговых напряжений в контактном сечении: в симметричной плотине из УБ средние напряжения сдвига намного ниже, чем в гравитационной плотине (0,36 против 0,63 МПа). Угол отклонения θ от равнодействующей всех сил в основании от вертикали в зависимости от противодействия u в симметричной плотине изменялся от 14 до 22° , тогда как в гравитационной от 27 до 42° (рис. 2, а)

В 1992 г. П. Лонде, президент СИГБ, выдвинул идею твердой насыпи [1] из особо тощего УБ с расходом цемента 50 кг/м^3 в плотине симметричного профиля $h = 100 \text{ м}$ с заложением откосов 0,7 на скальном основании. Эту идею поддержали ряд специалистов [2]. Водонепроницаемость плотины обеспечивалась с помощью экрана из железобетона на верхнем откосе (рис. 3).

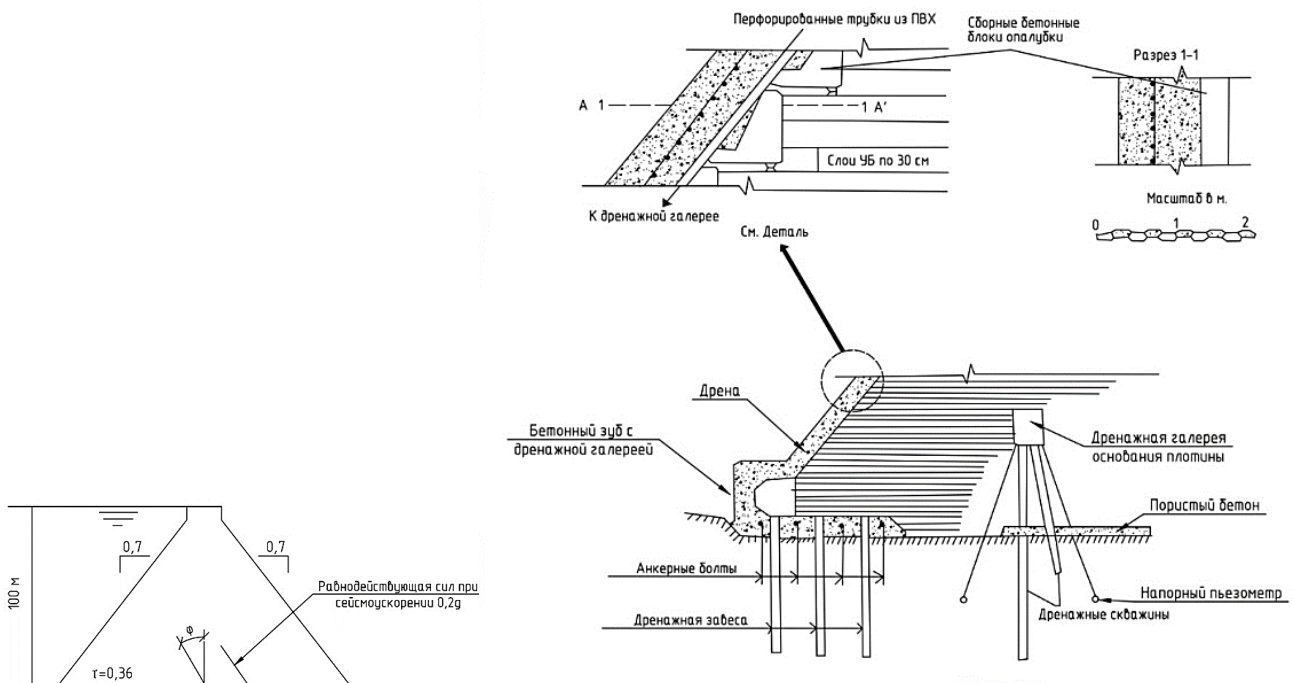


Рис. 3. Симметричная плотина $h = 100 \text{ м}$ из особо тощего УБ с экраном из железобетона

Дальнейшее развитие этой идеи привело к разработке в 1998 г. [3–4] проекта симметричной плотины $h = 100 \text{ м}$ с заложением откосов 0,5, наружными зонами из УБ 3-го типа согласно классификации УБ [4] (расход цемента 70–80, золы-уноса 100–120 кг/м^3) шириной, равной $(3 + 0,1H)$, где H – напор воды в верхнем бьефе (ВБ), м, и внутренней зоной из камня, упрочненного цементно-зольным раствором (рис. 4). Преимуществами симметричных плотин из особо тощего УБ (рис. 3) и камня, упрочненного цементно-зольным раствором, (рис. 4) по сравнению с обычными гравитационными плотинами из УБ, являются:

- 1) снижение напряжений в теле и основании плотины;
- 2) низкая стоимость особо тощего УБ и камня, упрочненного цементом;
- 3) большая сейсмостойкость, чем у гравитационных плотин из УБ;
- 4) возможность строительства на полускальных основаниях;
- 5) обработка рабочих швов не требуется;
- 6) малое число деформационных швов при их большом шаге (30–40 м);
- 7) дренирование основания происходит ввиду проницаемости нижнего слоя внутренней зоны УБ-0, фильтрационное противодействие в основании в силу цементационной завесы из галереи будет небольшим.

Водонепроницаемость напорной грани обеспечивается геомембраной CARPI (Швейцария) – двух-слойной пленкой из ПВХ и дренажа из геотекстиля толщиной 3 мм (рис. 4). Установка полос пленки шириной 2,1 м производится независимо и параллельно с укладкой УБ с помощью платформ, закрепленных на гребне плотины и спускаемых по верховой грани по рельсам. Нижний торец пленки анкеруется в бетонный понур в основании верховой грани, а верхний – в гребень плотины на стальных пластинах и болтах (рис. 5). Непроницаемость стыков пленки и креплений обеспечивается уплотнениями из резины и промазкой стыков эпоксидным клеем.

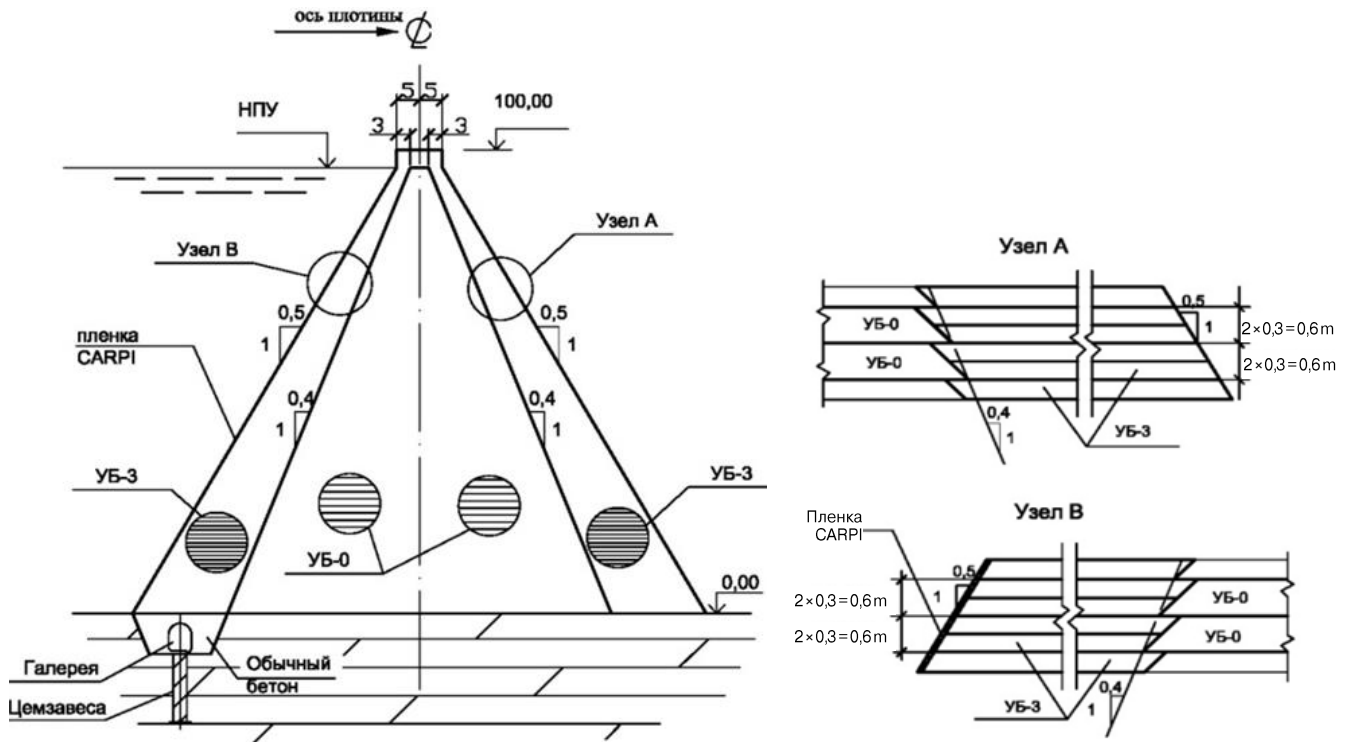


Рис. 4. Плотина симметричного профиля с наружными зонами из УБ-3 и внутренней зоной из зацементированного камня (УБ-0): УБ-3 – слой толщиной 30 см; УБ-0 – камень, упрочненный цементно-зольным раствором (слои толщиной 60 см)

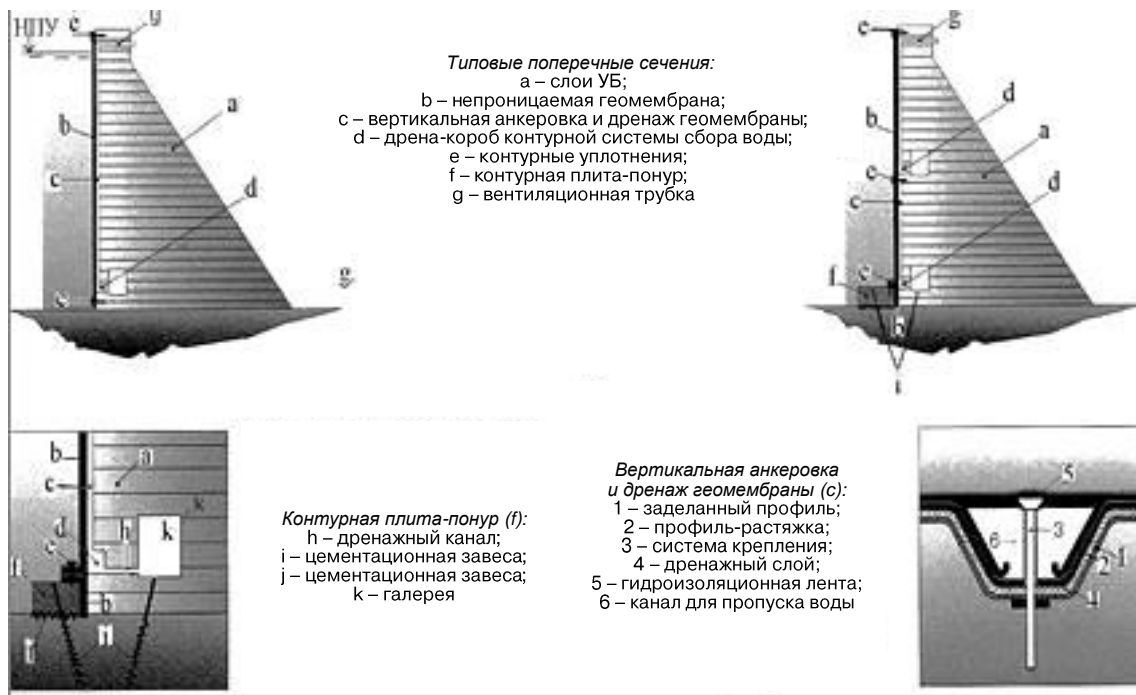


Рис. 5. Геомембрана CARPI напорных граней плотин из УБ

Геомембрана CARPI установлена и успешно эксплуатируется на 37 плотинах из УБ [5–8]. Она отличается высокой надежностью от проколов, водонепроницаемостью, высокой дренажной способностью и рекомендована к применению в этих плотинах в Бюллетене СИГБ 135 (2010 г.) [9].

Методы

Методика численного моделирования сейсмостойкости плотины с учетом возможности раскрытия технологических швов

При численной оценке сейсмостойкости системы «плотины – основание – водохранилище (ВБ)» решается система уравнений движения:

$$[K] \{U\} + [C] \{V\} + [M] \{W\} = \{R(t)\}, \quad (3)$$

где $[K]$, $[C]$, $[M]$ – матрицы жесткости, демпфирования и масс расчетной области; $\{U\}$, $\{V\}$, $\{W\}$ – векторы относительных перемещений, скорости и ускорения в фиксированных точках расчетной области; $\{R(t)\}$ – вектор переменных динамических воздействий.

Решение системы уравнений (3) производится по методике, используемой в расчетах плотин из обычного бетона. В расчетах не учитывалось влияние гравитационных волн и были упрощены граничные условия между ВБ и плотиной и ВБ и основанием. На этих границах выполняется условие равенства перемещений, нормальных к этим границам, как для твердого тела (плотина, основание), так и для воды. Учитывается передача касательных напряжений на этих границах, что упрощает задачу при отказе от введения контактных элементов. Для описания поведения УБ использована упругопластическая (с упрочнением) модель обычного бетона, используемая в сейсмических расчетах бетонных плотин, в которой приняты сдвиговые параметры швов УБ (угол внутреннего трения $\varphi = 45^\circ$, сцепление C , предел прочности на растяжение поперек шва $p = C$). Описание деформируемости УБ в модели выполнено кусочно-гладкой поверхностью нагружения, отделяющей в пространстве напряжений область упругой работы УБ от области изменения напряжений, в которой развиваются пластические деформации. Введение поверхности нагружения определяет понятия нагрузки, разгрузки и нейтрального нагружения. Полные деформации состоят из вязкоупругих и пластических деформаций. В расчете вязкоупругих и пластических деформаций используется ассоциированный с функцией нагружения закон течения из принципа максимума Мизеса:

$$d\varepsilon_{ij}^{vp} = \sum_r d\lambda t \partial f_r / \partial \sigma_{ij}. \quad (4)$$

В качестве системы определяющих параметров приняты касательные и нормальные напряжения на площадке максимального сдвига

$$\tau_v = (\sigma_1 - \sigma_2) / 2; \quad \sigma_v = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2. \quad (5)$$

Параметрами упрочнения являются сдвиговая и объемная псевдопластические деформации на площадке максимального сдвига

$$\gamma_v^{vp} = (\varepsilon_1^{vp} + \varepsilon_2^{vp}) / 2; \quad \theta_v^{vp} = (\varepsilon_1^{vp} + \varepsilon_2^{vp}) / 2. \quad (6)$$

Функции нагружения модели формулируются на основании анализа имеющихся экспериментальных данных по УБ следующим образом:

$$\tau_v = \sigma_v - p. \quad (7)$$

Уравнение (7) отражает разрушение УБ при преобладании растягивающих напряжений, уравнение (6) поведение УБ в случае его разрушения от сжимающих напряжений.

Модель УБ позволяет воспроизводить в расчетах появление в плотине горизонтальных трещин (раскрытие швов УБ) и в основании плотины произвольных трещин и последующую работу УБ в зоне трещин только на сжатие.

Результаты расчетов и обсуждение

Расчеты устойчивости, прочности и стоимости плотин из УБ

Ниже приведены результаты расчетов устойчивости и прочности четырех типов плотин $h = 100$ м: гравитационной плотины из УБ-3 (рис. 6), грунтовой плотины с железобетонным экраном, плотины из особо тощего УБ (рис. 3) и плотины из УБ и камня, упрочненного цементно-зольным раствором (рис. 4). Скальное основание (угол трения $\varphi = 45^\circ$, сцепление $C = 1$ МПа) рассматривалось во всех вариантах, не-скальное ($\varphi = 30^\circ$, $C = 0,3$ МПа) в вариантах 2–4. В расчетах учитывалось сейсмическое воздействие в 8 баллов (ускорение $0,2g$).

Вариант 1 (рис. 6): гравитационная плотина из УБ с низовой гранью с заложением $0,8$ и напорной – $0,1$, шириной по гребню 8 м. Противодавление в основании принято с учетом его снижения в дренаже на 35% . Параметры прочности на сдвиг в швах УБ: $\varphi = 45^\circ$, $C = 2$ МПа. Сейсмостойкость плотины определялась псевдостатическим методом [28].

Вариант 2: грунтовая плотина с экраном из железобетона, заложение верхового откоса $1,4$, низового – $1,5$, шириной по гребню 8 м. Прочность камня на сдвиг: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0$. Сейсмостойкость откосов определялась псевдостатическим способом Терцаги – ВНИИГ.

Вариант 3 (рис. 4): симметричная плотина с наружными зонами из УБ-3 и внутренней зоной из камня, упрочненного цементно-зольным раствором, с заложением откосов $0,5$ с экраном из пленки CARPI. Параметры прочности на сдвиг по швам УБ: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0,5$ МПа, по упрочненному камню: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0,1$ МПа. Противодавление снижено в дренаже на 40% .

Вариант 4 (рис. 3): симметричная плотина типа твердая насыпь из особо тощего УБ с экраном из железобетона (заложение откосов $0,7$). Параметры прочности на сдвиг по швам УБ: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0,5$ МПа. Противодавление в основании снижено в дренаже на 40% .

Расчет стоимости всех вариантов плотин (на 1 пог. м) производился по единичным расценкам (на 1 м^3) 1995 г., приведенным в [10].

В качестве критериев устойчивости плотин из УБ использовался коэффициент запаса на плоский сдвиг (SF) в основании или на круглоцилиндрическое скольжение (в варианте 2) и $\text{tg}\varnothing$ (\varnothing – угол отклонения равнодействующей всех сил в основании от вертикали), нормальные вертикальные напряжения σ_v : растягивающие (+) и сжимающие (–). Результаты расчетов сейсмостойкости и стоимости 1 пог. м длины плотины даны в табл. 3.1 и 3.2 для обоих оснований плотин [10]. Как видно из табл. 1 и 2 наиболее экономичными для скального и песчано-гравелистого оснований будут вариант 2 (грунтовая плотина с экраном из железобетона) и вариант 4 (симметричная плотина с наружными зонами из УБ-3 и центральной зоной из камня, упрочненного цементом).

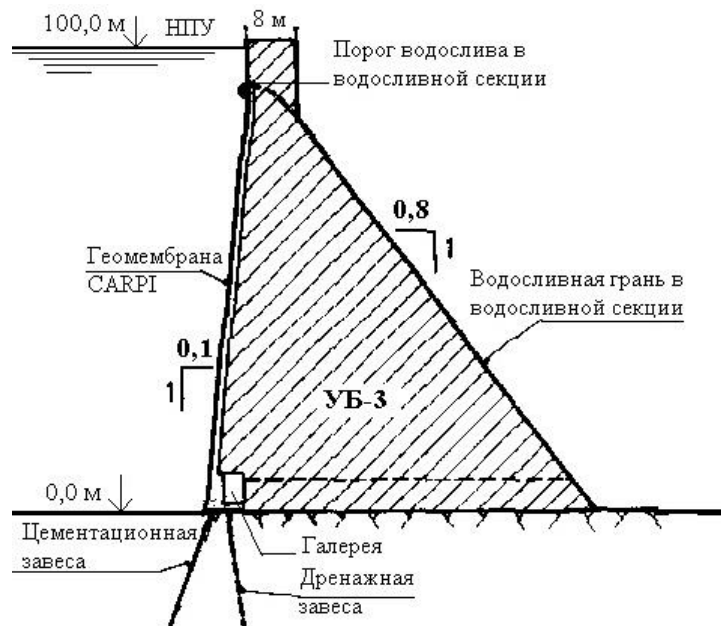


Рис. 6. Гравитационная плотина из УБ-3

Таблица 1

Результаты расчетов устойчивости, напряжений и стоимости плотин (на скале)

Стоимость, тыс. долл./пог. м	Вариант плотины	SF (tg θ) без сейсма	SF (tg θ) с сейсмом	σ_y , МПа, без сейсма	σ_y , МПа, с сейсмом
140	1	3,0 (0,7)	1,85 (1,16)	<0	+1,2
91	2	1,4	1,2	–	–
115	3	4,3 (0,23) в НБ 3,3 (0,34) в ВБ	2,7 (0,43) в НБ 2,1 (0,58) в ВБ	–1,03 в НБ –1,56 в ВБ	–0,74 в НБ –1,78 в ВБ
155	4	4,8 (0,21) в НБ 3,7 (0,29) в ВБ	2,9 (0,32) в НБ 2,3 (0,48) в ВБ	<0	<0

Примечание: НБ – нижний бьеф (нижний откос), ВБ – верхний бьеф (верхний откос).

Таблица 2

Результаты расчетов устойчивости, прочности и стоимости плотин (на грунте)

Стоимость, тыс. долл./пог. м	Вариант плотины	SF (tg θ) без сейсма	SF (tg θ) с сейсмом	$\sigma_y(-)$, МПа, без сейсма	$\sigma_y(-)$, МПа, с сейсмом
91	2	1,4	1,2	–	–
115	3	2,8 (0,32) в НБ 2,1 (0,39) в ВБ	1,51 (0,56) в НБ 1,16 (0,82) в ВБ	–1,12 в НБ –1,67 в ВБ	–0,8 в НБ –1,9 в ВБ
155	4	3,0 (0,28) в НБ 2,3 (0,42) в ВБ	1,57 (0,53) в НБ 1,20 (0,8) в ВБ	–0,9 в НБ –1,4 в ВБ	–0,6 в НБ –1,8 в ВБ

Примечание: НБ – нижний бьеф (нижний откос), ВБ – верхний бьеф (верхний откос).

Учитывая, что стоимость отводящих и водосбросных туннелей в вариантах 3 и 4 будет намного меньше, а срок строительства короче на полгода, чем в варианте 2, можно сделать вывод об экономической эффективности вариантов 3 и 4 плотин из УБ.

Устойчивость и прочность плотин из УБ на статические и сейсмические нагрузки

В табл. 3 и 4 приведены коэффициенты запасов устойчивости на плоский сдвиг по подошве обычной гравитационной плотины из УБ-3 высотой $h = 100$ м с вертикальной напорной гранью и низовой гранью с заложением 0,7; 0,8 и 0,9 и симметричной плотины из УБ-3 и УБ-0 этой же высоты с заложением обоих откосов 0,5 и 0,7.

Обе плотины расположены на скальном ($\varphi = 40^\circ$, $C = 0,2$ МПа) и плотном песчано-гравелистом ($\varphi = 35^\circ$, $C = 0$) основаниях. В расчетах принималось противодействие по оси цементационной завесы (на скале) или стенки-завесы (в грунтовом основании) в 40 % напора. Расчеты сейсмоустойчивости плотины выполнялись по линейно-спектральной теории (ЛСТ).

Таблица 3

Коэффициенты запаса устойчивости гравитационной плотины из УБ-3 ($h = 100$ м) на сдвиг при различном основании

Тип основания	Коэффициенты устойчивости плотины на сдвиг (статика/сейсмика) при заложении низового откоса		
	0,7	0,8	0,9
Скальное	1,91/1,47	2,14/1,60	2,37/1,73
Песчано-гравелистое	1,33/1,02	1,50/1,12	1,66/1,21

Таблица 4

Коэффициенты запаса устойчивости симметричной плотины из УБ ($h = 100$ м) на сдвиг при различном основании

Тип основания	Коэффициент устойчивости плотины на сдвиг (статика/сейсмика) при заложении обоих откосов	
	0,5	0,7
Скальное	3,15/2,21	4,27/2,74
Песчано-гравелистое	2,20/1,55	2,98/1,92

Сравнение данных табл. 3 и 4 с нормативными коэффициентами устойчивости бетонных плотин I класса, равными при статике и сейсмике 1,32 и 1,18 соответственно, показывает, что сейсмоустойчи-

вость гравитационной плотины (заложение низового откоса 0,7–0,8) недостаточна на песчано-гравелистом основании. В этом случае следует поменять обычный профиль плотины на симметричный из УБ-0 и УБ-3 с заложением откосов 0,5–0,7 (рис. 3 и 4).

Расчеты симметричной плотины (из УБ-3 и УБ-0) высотой 100 м на воздействие мощной акселерограммы землетрясения

В этих расчетах использовались те же параметры прочности на сдвиг швов УБ-3 и УБ-0, что и в предыдущих расчетах сейсмостойкости в рамках ЛСТ, и параметры деформируемости скального основания: $E = 10000$ МПа и $\nu = 0,2$.

Выполненные расчеты симметричной плотины (из УБ-3 и УБ-0) $h = 100$ м с заложением откосов 0,5 на действие акселерограммы землетрясения с горизонтальным ускорением 0,2g и вертикальным 0,14g показали, что при 8-балльном землетрясении плотина работает упруго и вполне надежно и ее перемещения полностью затухают к концу землетрясения.

На рис. 7 показана сетка конечных элементов (КЭ) плотины с одной короткой трещиной (раскрытием шва) в основании верховой зоны УБ-3. При горизонтальном ускорении 0,4g и вертикальном 0,28g реакция плотины в ее основании упругая с полным затуханием колебаний, в верхней части реакция упругопластическая. Картина раскрытия швов УБ (рис. 8) показывает, что в основании плотины глубина раскрытия швов с ВБ достигает середины профиля, а с НБ – его четверти. Учитывая наличие на верховом откосе пленки CARPI противодействие в раскрытых швах УБ исключено и сейсмостойкость плотины обеспечена.

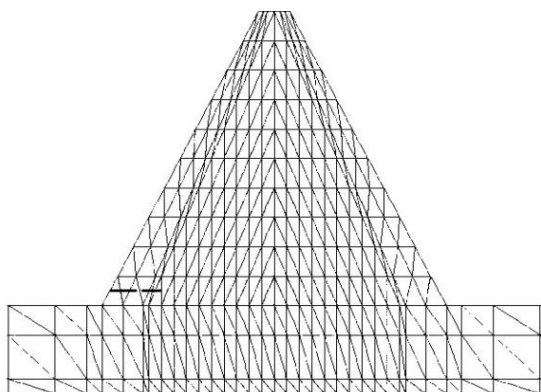


Рис. 7. Сетка КЭ и раскрытие шва (жирная линия) в основании верховой зоны УБ-3 при землетрясении 8 баллов ($A^{\text{гор}} = 0,2g$, $A^{\text{верт}} = 0,14g$)

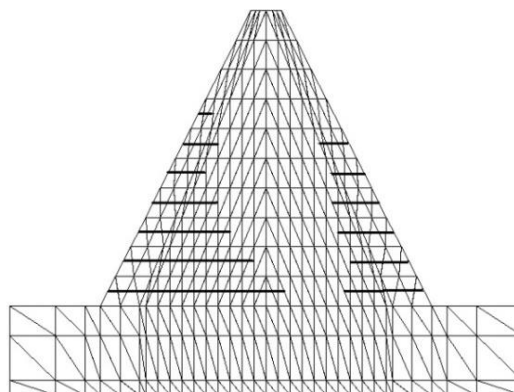


Рис. 8. Сетка КЭ и раскрытие швов УБ-3 (жирные линии) при землетрясении 9 баллов ($A^{\text{гор}} = 0,4g$, $A^{\text{верт}} = 0,28g$)

Таким образом, симметричная плотина высотой $h = 100$ м (заложение откосов 0,5) имеет достаточный запас сейсмостойкости при землетрясении в 8 и 9 баллов, что указывает на целесообразность ее рассмотрения в проектах плотин в сейсмических районах РФ, стран СНГ и зарубежных стран. В настоящее время продолжается оптимизация конструкций и технологий строительства традиционных плотин из УБ [11–23] и конкурирующих с ними грунтовых плотин с экранами из железобетона [24–27].

Примеры новых плотин симметричного профиля из особо тощего УБ

Плотина Синдере (Cindere) высотой 107 м в Турции

В 2005 г. в Турции была построена плотина Синдере, самая высокая (107 м) и крупная (объем УК 1,5 млн м^3 , общий объем бетона 1,7 млн м^3) плотина этого типа. Особенностью компоновки плотины является устройство на ней регулируемого водослива и водоприемника ГЭС (рис. 9). Водосливная центральная секция плотины имеет заложение низового откоса, увеличенное до 0,89 для благоприятного сопряжения с водобойной плитой. Водослив с четырьмя отверстиями шириной 10 и высотой 12,5 м, перекрываемыми сегментными затворами, рассчитан на пропуск 3620 $\text{м}^3/\text{с}$. Профиль плотины Синдере – симметричный с заложением откосов 0,7. На рис. 10 показаны этапы ее строительства, приведенные в [20]. Плотина расположена на полускальном основании из аспидных сланцев с прочностью на сжатие в сухом состоянии (5–24) МПа и модулем деформации $(1–7)10^4$ МПа. В плотине применили особо жесткий УБ-1 с расходом цемента 50 и золы 20 $\text{кг}/\text{м}^3$, толщина слоев УБ – 25 см. Водонепроницаемость верхового откоса обеспечивалась с помощью сборных бетонных панелей с закрепленной на них пленкой из ПВХ, что нельзя признать удачным ввиду опасности ее проколов при установке.

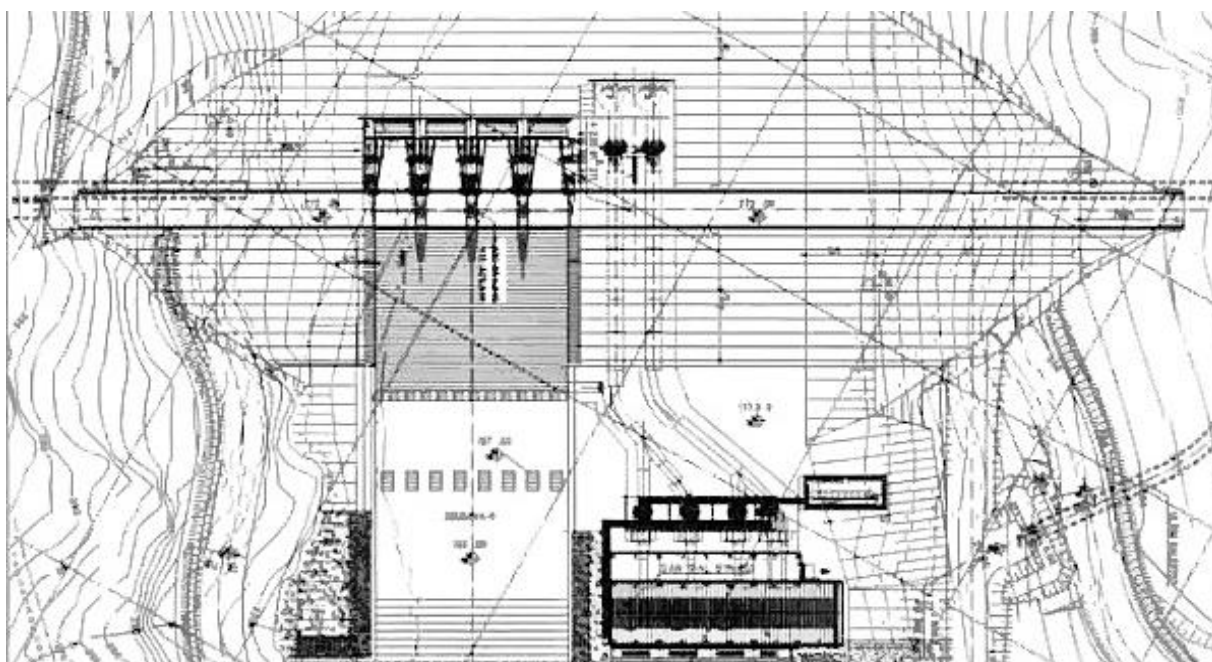
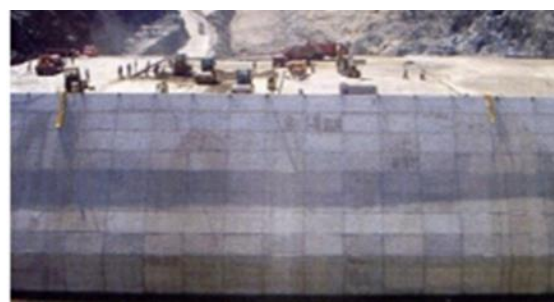


Рис. 9. План гидроузла Синдере с плотиной из УБ-1, водосливом и приплотинным зданием ГЭС (длина плотины по гребню – 280 м) [20]



а



б

Рис. 10. Вид на плотину Синдере сверху (а) и с верхнего бьефа (б) [20]

Устойчивость плотины на сдвиг по основанию и швам в УБ была обеспечена при максимальном горизонтальном ускорении в $0,4g$. На верховом откосе плотины и ее основании обеспечивались сжимающие напряжения, гарантирующие отсутствие раскрытия контактного шва в основании и швов УБ. Ввиду высокой сейсмичности швы УБ с верховой стороны обрабатывались слоем цементного раствора толщиной 25 мм на глубину 13 м внизу верхового откоса и на 5 м на гребне, что обеспечило высокое сцепление между холодными слоями УБ. Срок строительства плотины составил 34 месяца, что соответствует среднемесячной интенсивности укладки УБ 50 тыс. м³. В настоящее время в Турции рассматриваются проекты трех подобных плотин.

Плотина Итуанго (Ituango) высотой 180 м в Колумбии

В 1999 г. энергокомпания ISAGEN (г. Медельин) пригласила автора статьи провести экспертизу ТЭО проекта плотины. В ТЭО за основной вариант была принята грунтовая плотина с экраном из железобетона, которая использовалась во многих проектах в Колумбии.

Вместо этого варианта плотины по нашей рекомендации был разработан вариант симметричной гравитационной плотины из УБ-2 с заложением откосов 0,7, высотой 180 м, длиной по гребню 450 м, объемом УБ 2,4 млн м³ с поверхностным водосливом (рис. 11), что позволяет отказаться от водосбросных туннелей, заметно ускоряет общий срок строительства и снижает его стоимость [3]. Плотина способна воспринять землетрясение в 9 баллов без раскрытия швов УБ и динамические нагрузки при пропуске паводка 21 000 м³/с через регулируемый водослив с напором 21,7 м (с гладкой водосливной гранью и отбросом струи в НБ). Оголовок водослива выполняется из железобетона, глухая часть плотины у гребня имеет криволинейную поверхность для снижения концентраций напряжений при землетрясении. Состав УБ-2 (на 1 м³): цемент 100–120 кг, щебень –1250 кг, каменная крошка – 1000 кг.

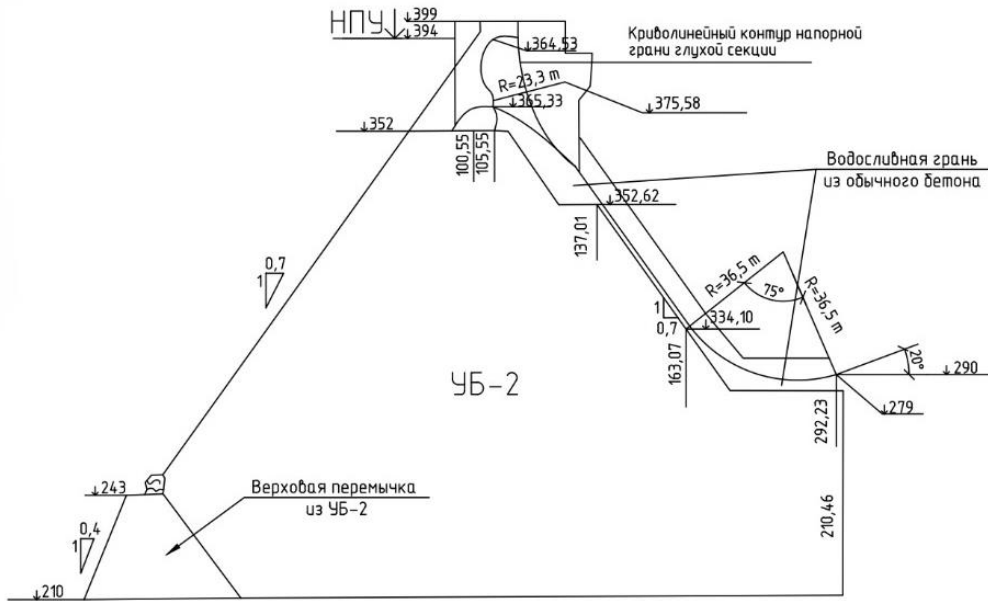


Рис. 11. Профиль водосливно́го участка плотины Итуанго из УБ-2, $H = 180$ м

Вследствие широкого профиля плотины обработка холодных швов УБ цементным раствором предполагается только в напорной и верхней ее зонах. В профиль плотины включена верховая перемычка высотой 33 м с цементационной галереей на гребне, ускоряющая строительство плотины.

Юмагузинская плотина из УБ (высота 65 м, Россия, вариант проекта)

При проектировании этого гидроузла был разработан вариант плотины $H = 65$ м и длиной 600 м из особо тощего УБ на мягком основании. Технико-экономические преимущества этого варианта плотины по сравнению с принятым вариантом каменно-земляной плотины: 1) устройство регулируемого водослива в русловой части плотины, что позволяет отказаться от берегового бокового водосброса; 2) допущение перелива пика катастрофического паводка через гребень плотины, что снижает отметку ФПУ и затопление ВБ; 3) меньшая стоимость и сроки строительства. Расчеты устойчивости и прочности этой водосливной плотины (заложение откосов 0,7) в русле из гравийно-галечниковых отложений на статические и сейсмические нагрузки (7 баллов) показали высокую устойчивость и прочность плотины и ее основания при равномерной эпюре вертикальных напряжений в основании.

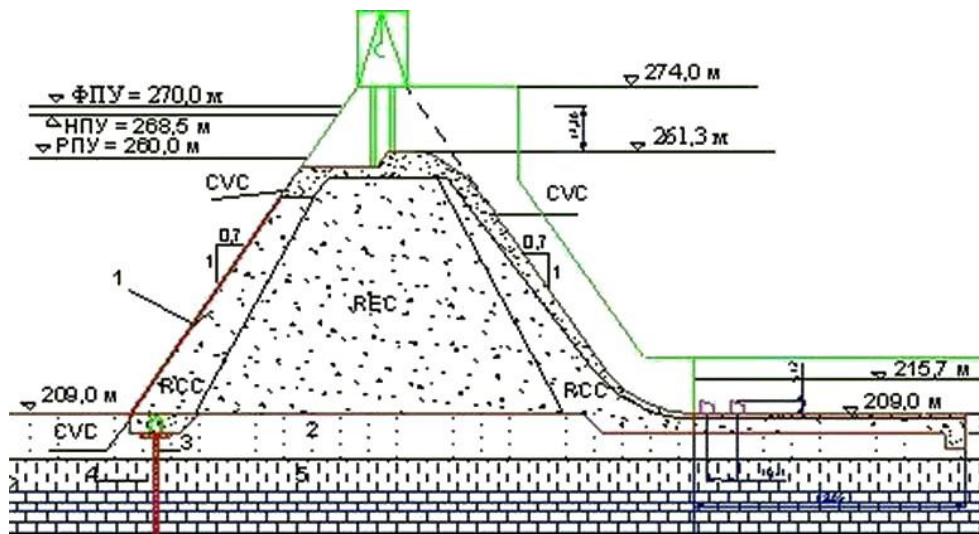


Рис. 12. Водосливно́я секция Юмагузинской плотины из особо тощего УБ:

1 – водонепроницаемая геомембрана; 2 – русловые отложения; 3 – траншейная стенка-завеса; 4, 5 – полускальные отложения; ФПУ – форсированный подпорный уровень; НПУ – нормальный подпорный уровень; РПУ – расчетный подпорный уровень; RCC – УБ 2-го типа; REC – камень, укрепленный цементно-зольным раствором; CVC – обычный вибрируемый бетон

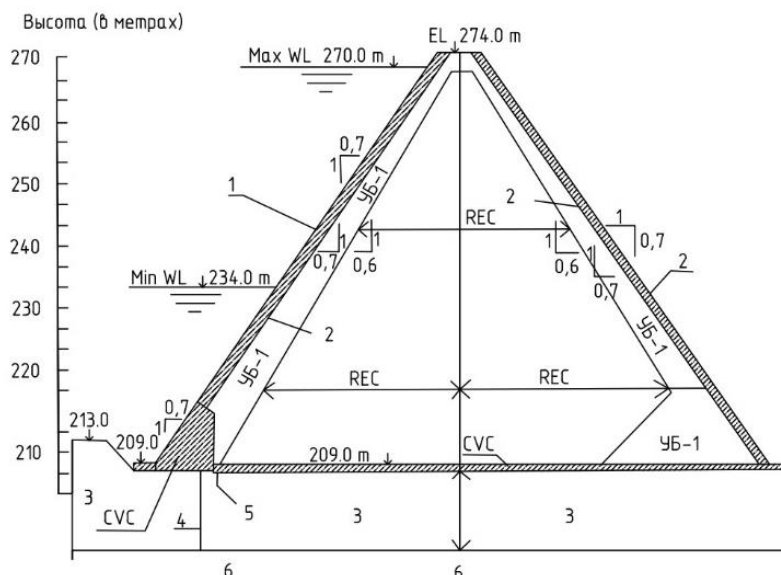


Рис. 13. Глухая секция Юмагузинской плотины из особо тощего УБ:

1 – пленка CARPI; 2 – сборные бетонные блоки; 3 – гравийно-песчаные отложения; 4 – траншейная стенка-завеса; 5 – дренажные скважины; 6 – коренная скала; CVC – обычный вибрируемый бетон; RCC-1 – УБ 1-го типа; REC – камень, упрочненный цементно-зольным раствором

На рис. 12 и 13 показаны симметричные профили (заложение обоих откосов 0,7) водосливной и глухой секций этой плотины из очень тощего УБ. В основании обеих секции из верхней галереи выполнены траншейные стенки-завесы (глубиной 15 м в русле и до 70 м на правом берегу).

Заключение

Плотины симметричного профиля из особо тощего укатанного бетона (УБ) с заложением обоих откосов 0,5–0,7 обладают более высокой сейсмостойкостью и технико-экономической эффективностью по сравнению с обычными гравитационными плотинами из УБ и другими типами плотин.

Эти плотины высотой до 200 м можно строить на скальных основаниях, а высотой до 100 м – на плотных песчано-гравелистых основаниях.

Следует рассматривать возможность строительства этих плотин в сейсмоактивных районах России, стран СНГ, Латинской Америки и Азии, а также в российских проектах плотин за рубежом.

Список литературы

1. Londe P. The faced symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC. *Intern. Water Power and Dam Construction*. 1992:19–24.
2. Jinsheng J., Cuiying Z., Zhenkun D. Cemented material dams and their application. *Hydropower and Dams*. 2015; 22(6):64–67.
3. Lyapichev Yu. Presas de concreto compactado con rodillo (CCR) y presas mixtas de CCR y escollera (Aspectos de Diseño y Construcción). Seminar sobre presas de CCR. Medellin, Colombia: Compania ISAGEN; 1998. p. 102.
4. Ляпичев Ю.П. Проектирование, строительство и поведение современных высоких плотин. Часть 1. Плотины из укатанного бетона. 3-е изд. Саарбрюккен: Palmarium Academic Publish, 2013.
5. Kalpakci V., Bonab A.T., Ozkan M.Y. Experimental evaluation of geomembrane/geotextile interface as base isolating system. *Geosynthetics Intern.* 2018;25(1):1–11. <https://doi.org/10.1680/jgein.17.00025>
6. Yang P., Xue S.B., Song L., Zhu X.W. Numerical simulation of geomembrane wrinkle formation. *Geotextiles and Geomembranes*. 2017;45(6):697–701. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2017.08.001>
7. Giroud J. Leakage control by geomembranes. *Soils and Rocks*. 2016;3:213–235.
8. Moutafis N., Thanopoulos Y. Geomembrane faced hardfill dam. *Hydro 2015*. Bordeaux, France; 2015.
9. ICOLD Bulletin 135. *Geomembrane sealing systems for dams*. 2010.
10. Blinder S., Toniatti N. RCC and CFR Dams. *Cost Comparison, Intern. Symposium on RCC Dams, Santander, Spain*. 1995:71–83.
11. Cervera M., Oliver J., Prato T. Simulation of construction of RCC dams. Part II: stress and damage. *Journal of Structural Engineering*. 2000;126(9):1062–1069. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2000\)126:9\(1062\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2000)126:9(1062))

12. Zhang X., Li S., Li Y., Ge Y., Li H. Effect of superficial insulation on RCC dams in cold regions. *Advances in Engineering Software*. 2011;42:939–943. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2011.06.004>
13. Tamagawa S. Toubetsu dam: example of innovative CSG technology. *Hydropower and Dams*. 2012;19(3):64–67.
14. Fujisawa T., Sasaki T. Development of the trapezoidal CSG dam. *Hydropower and Dams*. 2012;19(3):58–63.
15. Kuzmanovic V., Savic L., Mladenovic N. Computation of thermal-stresses and contraction joint distance of RCC Dams. *Journal of Thermal Stresses*. 2013;36(2):112–134. <https://doi.org/10.1080/01495739.2013.764795>
16. Mohamed I. Investigating the possibility of constructing low cost RCC dam. *Alexandria Engineering Journal*. 2014;53(1):131–142. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2013.11.009>
17. Gu Q., Yu C., Lin P., Ling X., Tang L., Huang S. Performance assessment of a concrete gravity dam at Shenwo reservoir of China using deterministic and probabilistic methods. *International Journal of Structural Stability & Dynamics*. 2014;14(05):1440002. <https://doi.org/10.1142/S0219455414400021>
18. Du C.B., Wu S.Y., Zhang S.R. Full-scale dynamic simulation and visualization for structure safety and schedule coupling of RCC gravity dams. *2017 International Conference on Smart Grid and Electrical Automation (ICSGEA)*. 2017;1:481–487. <https://doi.org/10.1109/ICSGEA.2017.96>
19. Wanga L., Yang H.Q., Zhou S.H., Chen E., Tang S.W. Mechanical properties, long-term hydration heat, shrinkage behavior and crack resistance of dam concrete designed with low heat Portland (LHP) cement and fly ash. *Construction and Building Materials*. 2018;187:1073–1091. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.056>
20. Batmaz S. Cindere dam – 107 m high RCC dam (RCHD) // *Proceeding of IV International Symposium on RCC Dams (Madrid, Spain)*. 2003. Vol. 1. Pp. 121–126.
21. Bayagoob K., Vamaga S. Construction of roller compacted concrete dams in hot arid regions. *Materials*. 2019;12(19):3064. <https://doi.org/10.3390/ma12193064>
22. ICOLD Bulletin 177. *Roller compacted concrete dams*. 2020.
23. Анискин Н.А., Шайтанов А.М. Строительство, конструкции и инновации плотин из малоцементного бетона // *Вестник МГСУ*. 2020. Т. 15. Вып. 7. С. 1018–1029. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2020.7.1018-1029>
24. Саинов М.П., Шугаров А.Ю., Ясафова С.А. Влияние армирования на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана каменно-набросной плотины // *Вестник МГСУ*. 2019. Т. 14. Вып. 3. С. 347–355. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.3.347-355>
25. Hu K., Chen J., Wang D. Shear stress analysis and crack prevention measures for a concrete face rockfill dam, advanced construction of a first-stage face slab, and a first-stage face slab in advanced reservoir water storage. *Advances in Civil Engineering*. 2018;2018:2951962. <https://doi.org/10.1155/2018/2951962>
26. Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W., Jamsawang P. Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects. *Geomechanics and Engineering*. 2018;14(3):211–224. <https://doi.org/10.12989/gae.2018.14.3.211>
27. Глаговский В.Б., Радченко В.Г. Новые тенденции в строительстве грунтовых плотин // *Гидротехническое строительство*. 2013. № 1. С. 2–8.
28. СНиП-33-03. *Гидротехнические сооружения в сейсмических районах*. М.: Госстрой РФ, 2003.