

УДК 626. 823. 8: 624.04

О МЕТОДАХ РАСЧЕТА КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ НА ПЕРЕСЕЧЕНИЯХ

Карпенко А.В., – аспирант
Тищенко А. И., – к. т. н., доцент
ЗАО НИПИ "ИнжГео"

Этот вопрос поднят потому, что нормативными документами даются коэффициенты, с использованием которых определяется продолжительность работы сооружения. Однако по истечении этого намеченного срока многие сооружения на пересечениях продолжают работать удовлетворительно. В связи с этим необходимо некоторые методы расчета железобетонных элементов уточнить, развить и совершенствовать. При расчете элементов железобетонных конструкций гидротехнических сооружений на пересечениях в настоящее время применяется три метода: гидравлический, гидротехнический и статический.

Ключевые слова: МЕТОД РАСЧЕТ КОНСТРУКТИВНЫЙ ЭЛЕМЕНТ СООРУЖЕНИЕ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Основы гидравлических расчетов

С помощью гидравлических расчетов устанавливают размеры отверстий трубчатых и открытых сооружений, а также проверяют условия пропуска различных расходов и безопасное сопряжение бьефов.

В открытых сооружениях всегда наблюдается безнапорный режим движения потока.

В трубчатых сооружениях различают три режима протекания водного потока: безнапорный, частично напорный и напорный (рисунок 1).

Безнапорный режим движения потока (рисунок 1, а) характеризуется тем, что поток имеет свободную поверхность на всей длине сооружения или трубы. Этот режим устойчивый и никогда не вызывает колебаний уровня воды в бьефах. Внутри трубы создается атмосферное давление над поверхностью потока, чем обеспечивается надежная работа стыковых соединений (если они выполнены качественно), но сечение трубы используется не полностью. Безнапорную трубу рассчитывают как затопленный водослив с широким порогом.

За расчетную схему принимается такая схема движения воды, при которой сжатие сечения на входе в трубу не образуется. Максимальный

расход воды, который может пропустить труба прямоугольного сечения при безнапорном режиме работы, определяют по формуле [1 - 8]

$$Q = \varepsilon j b h_0 \sqrt{2g(H_0 - h_0)}, \quad (1)$$

где ε – коэффициент бокового сжатия (зависит от формы входного оголовка);

φ – коэффициент скорости; b – ширина трубы; $H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$ – напор с

учетом скорости подхода; h_0 – глубина воды на пороге водослива.

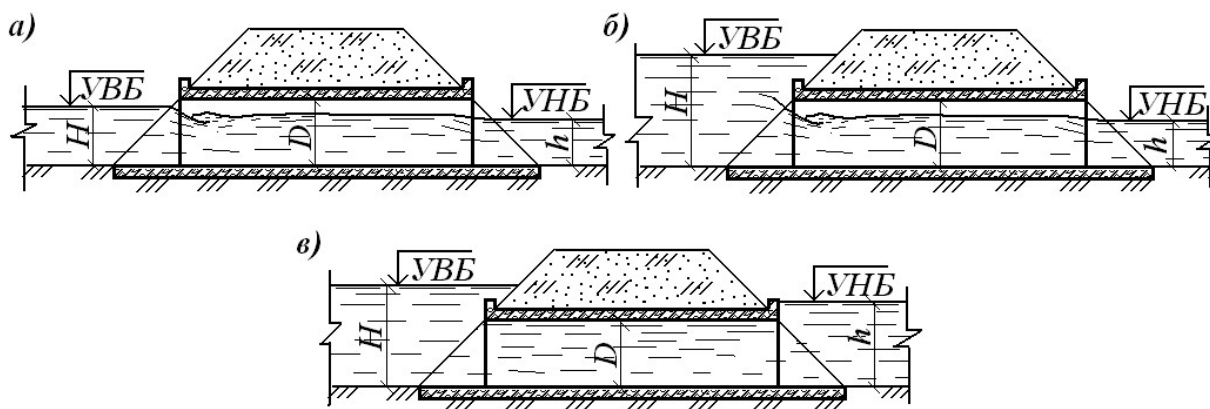


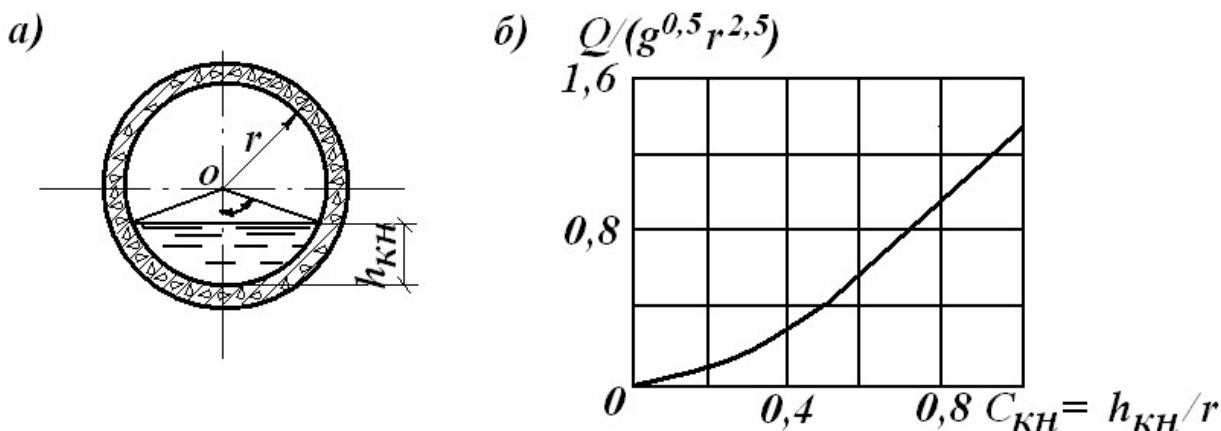
Рисунок 1 – Режимы движения водного потока в трубчатых сооружениях на пересечениях: а – безнапорный; б – полунапорный; в – напорный

Е. Г. Филиппов [14], применив метод конечных глубин, предлагает в сооружениях с безнапорным режимом (рисунок 1.2, а) определять расход воды, протекающей через трубу, по формуле

$$Q = \frac{1}{4\sqrt{gr^5}} \frac{2\cos^{-1}\left(1 - \frac{h_{KH}}{C_{KH}}\right) - 2\left[\frac{h_{KH}}{C_{KH}r} - \left(\frac{h_{KH}}{C_{KH}r}\right)^2\left(1 - \frac{h_{KH}}{C_{KH}r}\right)\right]^{1,5}}{\left[\frac{2h_{KH}}{C_{KH}r} - \left(\frac{h_{KH}}{C_{KH}r}\right)^2\right]^{0,25}}, \quad (2)$$

где h_{KH} – конечная глубина или глубина потока над кромкой выходного сечения трубы;

$C_{KH} = h_{KH} / h_{кр}$ – коэффициент пропорциональности;



$h_{кр}$ – критическая глубина в водопрводящей трубе.

Рисунок 2 – К расчету расхода методом конечной глубины

Для упрощения использования формулы (2) строится дополнительный график, приведенный на рисунке 2, б.

Исследованиям сооружений (перепадов) с круглыми сечениями посвящено значительное число работ, как в нашей стране [13, 15], так и за рубежом [16 - 18]. Следует заметить, что зависимость (2) применима для трубчатых сооружений на пересечениях, когда концевое сечение трубы имеет перепад с дном отводящего канала.

Полунапорный режим работы трубчатых сооружений характеризуется тем, что сечение входного оголовка трубы затоплено (рисунок 1, б), а выходное сечение свободно менее чем 0,5 диаметра. При устройстве специального вентиляционного отверстия на входном участке полунапорный режим получается и при затопленном выходном сечении. Этот режим движения водного потока обладает теми же свойствами, что и при безнапорном режиме с той разницей, что сечение трубы используется значительно полнее.

На рисунке 1, в показан напорный режим, который возникает только при полном затоплении входного и выходного сечений трубы. Этот режим самый экономичный в отношении использования сечения трубы и образования перепада бьефов. Напорный режим самый легкий по условиям гашения избыточной энергии потока в нижнем бьефе, однако, очень тяжелый для работы стыковых соединений из-за наличия вакуума в трубе и динамических вибрационных нагрузок.

П. И. Коваленко [10] отмечает, что в практике проектирования режим протекания потока через отверстия труб ориентировочно определяют по глубине воды в верхнем бьефе (непосредственно перед входным отверстием трубы): для безнапорного режима $H \leq (1,1 - 1,2)D$; для полунапорного (с незатопленным выходным сечением) и напорного режимов – $H > (1,1 - 1,2)D$.

При полунапорном режиме протекания потока П. И. Коваленко предлагает расход воды определять по зависимости

$$Q = j \omega_{сж} \sqrt{2g(H - h_{сж})}, \quad (3)$$

где $\omega_{сж} = \varepsilon_{\omega} \omega_{тр}$ – площадь сжатого сечения потока на входном участке

трубы; $h_{сж} = \varepsilon_h h_{тр} = \varepsilon_h D$ – глубина потока в сжатом сечении; ε_{ω} , и ε_h

– коэффициенты сжатия потока по сечению и по вертикали; $h_{тр}$ –

высота отверстия входного звена прямоугольной трубы.

Воспользовавшись уравнениями Бернулли и расхода П. Г. Киселев [9] для полужатопленного трубопровода получил расчетную зависимость по определению действующего напора на сооружении в следующем виде

$$H = \frac{8Q^2}{g\rho^2 d^4} \left(1 + l \frac{l}{d} + \sum z \right). \quad (4)$$

По этой формуле, при известной длине трубопровода l он решает три основные задачи: определение или расхода Q , или напора H , или диаметра трубы D .

Для длинных водоводов, когда потерями на местные сопротивления можно пренебречь, все три задачи решаются проще с помощью следующей формулы

$$H = l \frac{l V^2}{d 2g} = l \frac{8Q^2 l}{g\rho^2 d^5}. \quad (5)$$

Значения коэффициентов φ и ε для трех типов входных оголовков приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Значения коэффициентов сжатия ε и скорости φ для входных оголовков труб

Тип входного оголовка	При безнапорном режиме		При полунапорном режиме			
	ε	φ	по сече нию ε_{ω}	по вертикали ε_h		φ
				для прямоугольн ого сечения	для круглого сечения	

Портальные	0,85	0,98	0,62	0,60	0,60	0,95
Раструбные	0,90	0,98	0,64	0,64	0,60	0,97
Обтекаемые	1,00	0,97	0,65	0,65	0,60	0,95

Так как сооружения на пересечениях обычно имеют длину водопроводящей части значительно больше пяти диаметров, то устойчивый напорный режим обеспечивается затоплением выходного отверстия, и расчет трубы ведется с учетом затопления по зависимости

$$Q = mw\sqrt{2g(H-h)}, \quad (6)$$

где h – глубина воды в отводящем канале непосредственно у выходного сечения трубы;

μ – коэффициент расхода, учитывающий местные потери на входе и на выходе из трубы, а также потери по длине, определяется по формуле

$$m = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_m + \sum \xi_l}}, \quad (7)$$

где $\sum \xi_m$ и $\sum \xi_l$ – коэффициенты потерь местных сопротивлений и по длине;

α – коэффициент кинетической энергии потока, $\alpha=1,05-1,10$.

Дюкеры в основном работают в напорном режиме. Пропускная способность его определяется по формуле

$$Q = mw\sqrt{2gZ}, \quad (8)$$

где Z – разность уровней воды в подводящем и отводящем каналах.

Остальные обозначения приведены в формулах (3) – (7).

Задачи гидротехнического расчета

Гидротехнический расчет выполняется в основном с целью определения длины подземного контура (флютбета) сооружения, чтобы уменьшить или исключить фильтрацию воды под гидротехническим сооружением. Увеличение длины флютбета производится за счет назначения размеров его трех частей: понура, водобоя, слива (рисбермы).

Понур, устраивается в верхнем бьефе перед сооружением и выполняется из водонепроницаемого материала: глины, глинобетона, бетона, железобетона, дерева и др. Длина понура, назначается с учетом того, чтобы предотвратить русло от размыва перед сооружением и как можно больше погасить напор фильтрационного потока. При предварительной компоновке флютбета длину понура назначают в зависимости от глубины воды H_1 в верхнем бьефе сооружения. Для сопрягающих и водопроводящих трубчатых сооружений длина понура равна (2-3) H_1 . При выполнении понура из глины и глинобетона его минимальная толщина (при глубине воды в верхнем бьефе до 5 м) принимается равной 0,4 – 0,5 м. Наибольшую толщину понура можно принимать по формуле [3]

$$t_{\max} = 0,75 + 0,05 H_1 \quad (9)$$

В начале понура устраивается шпунт или верховой зуб глубиной не менее его толщины. Это конструктивное решение выполняется с целью лучшего сопряжения понура с подводящим руслом. Сверху понур прикрывается защитным слоем из местного грунта, а ближайшая часть его к сооружению укрепляется мостовой, бетонными и железобетонными плитами на слое гравия и песка.

Водобой – это собственно сооружение. Его длина назначается гидравлическими расчетами и из условий производственной необходимости: ширины пересекаемой местности, размещения оголовков на входе и выходе сооружения и других необходимых устройств. При необходимости длину увеличивают как противофильтрационное средство для подземного потока.

Сливная часть или рисберма служит для выполнения следующих задач: укрепления отводящего русла от размыва; создания свободного выхода подземного потока (поэтому выполняется водопроницаемой); снижения донных скоростей поверхностного потока до значений допускаемых неразмывающих; для защиты грунта, лежащего под рисбермой, от суффозии и выпирания. Для лучшего выполнения этих четырех задач

рисберму усиливают в нижней части обратными фильтрами, а поверхность ее устраивают более шероховатой.

Статические расчеты сооружений на пересечениях

Теория сопротивления упругих материалов для железобетона неприменима. Для создания строгой теории сопротивления железобетона необходимо учесть такие свойства бетона и железобетона как ползучесть, усадка, трещинообразование в растянутой зоне железобетонного элемента, вид бетона и арматуры, характер армирования, вид напряженного состояния, возраст бетона и другие факторы. Теоретически все факторы, влияющие на напряженно деформируемое состояние железобетонных конструкций невозможно.

В связи с этим решение данной задачи на современном этапе возможно только экспериментальным путем и любые результаты опытов в этом направлении исключительно важны.

Процесс развития и усовершенствования теории расчета железобетонных элементов по несущей способности пока прошел три основных этапа.

1 этап. Для расчета железобетонных элементов использовался расчет по допускаемым напряжениям (теория упругости железобетона, основанная на формулах сопротивления материалов). Этот метод имел ряд недостатков, основным из которых был тот, что в основу метода положено допущение, согласно которому бетон и железобетон обладают совершенной упругостью и что для них верен закон Гука о прямой пропорциональности между деформациями и напряжениями (в действительности деформации в бетоне растут быстрее напряжений).

2 этап. Расчет элементов железобетонных конструкций по стадии разрушения (с единым коэффициентом запаса).

Этот метод, наряду с преимуществами имел и некоторые недостатки, основными из которых были те, что он не дает возможности учесть перегрузки, фактическое снижение прочностных характеристик материала по сравнению с их нормативными значениями, условия возведения и пр.

3 этап. С 1955 г принят и поныне действует новый метод расчета железобетонных конструкций – расчет по двум предельным состояниям (с расчлененным коэффициентом запаса).

При выполнении расчетов по *допускаемым напряжениям* критерием прочности сооружения является условие

$$\sigma_{mt} = \frac{N}{A} \leq [\sigma], \quad (10)$$

где σ_{mt} – главное растягивающее напряжение; $[\sigma]$ – допускаемое напряжение.

Допускаемые напряжения устанавливают СНиП 2.06.08 – 87 на основании расчетного предела прочности бетона R_b (таблица 2) и коэффициента запаса прочности K_{pr} (таблица 3)

$$[\sigma] = R_b / K_{pr}. \quad (11)$$

Значение коэффициента запаса, а, следовательно, и допускаемого напряжения, зависит от многих факторов и в первую очередь от того, насколько точно в расчете можно учесть реальные нагрузки, какова степень совпадения свойств основного материала конструкций и отдельно испытанных образцов, в какой мере можно гарантировать постоянство условий работы конструкций при эксплуатации сооружения.

Таблица 2 – Расчетные сопротивления в МПа для тяжелого бетона

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона при классах бетона по прочности на сжатие							
	В 3,5	В 5,0	В 7,5	В 10	В 12,5	В 15	В 20	В 25
Сжатие осевое R_b	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5
Растяжение осевое R_{bt}	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05

Продолжение таблицы 2

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона при классах бетона по прочности на сжатие						
	В 30	В 35	В 40	В 45	В 50	В 55	В60
Сжатие осевое R_b	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

Таблица 3 – Коэффициент запаса прочности K_{pr} бетонных конструкций

Вид напряжения	Сочетание нагрузок и воздействий	Коэффициент запаса прочности K_{pr} бетонных конструкций при классах капитальности сооружений			
		I	II	III	IV
Сжатие	Основное	2,4	2,2	2,1	2,0
	Особое	2,0	1,7	1,7	1,7
Растяжение	Основное	3,6	3,3	3,0	2,8
	Особое	2,7	2,5	2,3	2,3

П р и м е ч а н и е. Для строительного и ремонтного случаев при основном сочетании нагрузок значение K_{pr} принимают равным среднему между значениями K_{pr} , приведенными для основного и особого сочетаний нагрузок; при особом сочетании нагрузок – приведенное для особого сочетания нагрузок.

Условие (10) позволяет производить три вида расчета на прочность:

- проверочный расчет – по формуле (10);
- проектный расчет – наиболее ответственная и распространенная задача подбора поперечного сечения элемента при проектировании железобетонных и бетонных конструкций по заданной нагрузке и допускаемому напряжению;

$$A_{tr} \geq \frac{N_{\max}^n}{[s]} \quad (12)$$

– определение несущей способности по известным размерам поперечного сечения элемента и допускаемому напряжению материала конструкции

$$N \leq [s] \cdot A_{nt} \quad (13)$$

Последний вид расчета применяется главным образом при реконструкции сооружений, для выяснения смогут ли ранее возведенные конструкции (прослужившие более 30-50 лет) выдержать без усиления возросшие нагрузки (например, превышение расчетных максимальных расходов воды и др.)

Метод расчета по *стадии разрушения* (предложен А. Ф. Лолейтом в начале 30-х годов XX столетия) предполагает определение расчетным путем предельной нагрузки, которую может выдержать конструкция, не разрушаясь и не претерпевая непрерывно нарастающие пластические деформации. Условием прочности при этом методе является требование, чтобы максимальная нагрузка не превышала допускаемого значения, т. е.

$$N_{\max} \leq [N] = \frac{N_{\lim}}{K}, \quad (14)$$

где $N_{\lim}$ – предельная нагрузка на конструкцию;

K – коэффициент запаса прочности, назначаемый из тех же соображений, что и при расчете по допускаемым напряжениям (см. таблицу 3).

Основным недостатком первых двух методов расчета железобетонных конструкций является обобщенный характер коэффициента запаса прочности. Единственный коэффициент не может правдоподобно отразить многообразие условий, от которых зависит безопасность конструкции или сооружения в целом. Практика эксплуатации и опыты, проведенные многими исследователями по проверке работы железобетонных конструкций показали, что многие аварии возникают в результате случайного совпадения нескольких факторов. К ним можно отнести следующие: отклонения нагрузки в худшую сторону, снижения механических свойств материала, неблагоприятных условий эксплуатации, неточности расчетной схемы и т. д. Поэтому, с 1955 г в нашей стране начал применяться метод расчета по *предельным состояниям*, разработанный отечественными учеными под руководством Н. С. Стрелецкого.

Согласно этому методу различают две группы предельных состояний:

- 1) по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации;
- 2) по непригодности к нормальной эксплуатации.

Сопоставляя эти два признака можно сделать вывод, что пределом несущей способности конструкции является наивысший предел ее эксплуатационной способности. Иначе говоря, прекращение эксплуатации – это еще не катастрофа, а только предотвращение аварии. Содержание коэффициента запаса при расчете по предельным состояниям приобретает четкий физический смысл.

При этом методе расчет ведется на расчетные нагрузки, значения которых получают путем умножения нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке. В результате получают возможные наибольшие нагрузки и воздействия за время эксплуатации сооружения. Для каждого вида нагрузки существует свой коэффициент надежности, что позволяет корректировать неточно установленную нормативную нагрузку. Полученная таким образом расчетная нагрузка не должна превышать допустимого расчетного сопротивления, полученного путем умножения нормативного сопротивления на коэффициент условий работы конструкции или сооружения и деления на коэффициенты надежности по материалу, назначению и др. Математически это условие записывается в виде следующей функциональной зависимости [11]

$$N_{\max}(\gamma_n, N_n, \gamma_f, \gamma_{lc}, c_f) \leq R(R_n, \gamma_{bm}, \gamma_{bmi}, \gamma_{bmc}, C_r, \mu), \quad (15)$$

где $N_{\max}$ – предельное расчетное усилие в элементе; R – сопротивление (несущая способность) сечения, имеющее размерность усилия; γ_n – коэффициент надежности по назначению; N_n – интенсивность нормативных нагрузок; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок; C_f – факторы расчетной схемы; R_n – нормативное сопротивление материала; γ_{bm} – коэффициент надежности по материалу;
<http://ej.kubagro.ru/2006/08/pdf/49.pdf>

γ_{bmi} — коэффициент условий работы материалов; γ_{bmc} — коэффициент сочетания сопротивления материалов; C_r — форма и размеры поперечного сечения элемента; μ — степень армирования сечения (коэффициент армирования).

Вывод

Функциональная зависимость (15) имеет ряд коэффициентов надежности, отражающих сущность работы конструкции в эксплуатационных условиях. Однако в ней не отражены ни деформативные свойства материала, ни влияние атмосферных и температурных воздействий, ни длительность эксплуатации сооружения или конструкции. В ней не учитываются динамические нагрузки от движущейся воды на сооружении и другие факторы.

Список использованных источников

1. Альтшуль А. Д., Киселев П. Г. Гидравлика и аэродинамика (основы механики жидкости). – М.: Госстройиздат, 1965. – 274 с.
2. Богомолов А. И., Михайлов К. А. Гидравлика. – М.: Стройиздат, 1972. – 648 с.
3. Волков И.М., Кононенко П.Ф., Федичкин И.К. Гидротехнические сооружения. – М.: Колос, 1968. – 464 с.
4. Гидротехнические сооружения (в двух частях). Учебник для студентов вузов / под ред. М.М. Гришина – М.: Высш. школа, 1979. Ч. 1 – 615 с., Ч. 2 – 336 с.
5. Гидротехнические сооружения. Учеб. пособие для вузов/под ред. Н.П. Розанова – М.: Стройиздат, 1978. – 647 с.
6. Гидротехнические сооружения/Н. П. Розанов, Я. В. Бочкарев, В. С. Лапшенков и др.; Под ред. Н. П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1985. – 432 с.
7. Гидротехнические сооружения. Под общ. ред. В. П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с. – (Справочник проектировщика).

8. Гидротехнические сооружения/Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
9. Киселев П. Г. Гидравлика: Основы механики жидкости. Учеб. Пособие для вузов. – М.: Энергия, 1980. – 360 с.
10. Коваленко П. И., Тугай А. М. Мелиоративные гидротехнические сооружения. – Киев: Будівельник, 1974. – 128 с.
11. Кудзис А. П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. Для строит спец. вузов. В 2-х частях. Ч. 1. Материалы, конструирование, теория и расчет. М.: Высш. шк., 1988. – 287 с.
12. Мариупольский А. Л. Опыт применения типовых шахтных перепадов. – «Гидротехника и мелиорация», 1970, № 6.
13. Овчаренко И. Х., Тищенко А. И. Результаты натурных исследований шахтных перепадов на Дивненском распределителе в Ставропольском крае. – В кн.: «Научные исследования по гидротехнике в 1974 г.» - Л., 1975, ч.2, с. 66-67.
14. Филиппов Е. Г. Гидравлика гидрометрических сооружений для открытых потоков. – Л.: Гидрометеиздат, 1990. – 288 с.
15. Храпковский В. А. Опыт применения типовых трубчатых сооружений на оросительных системах Северного Кавказа. Автореф. дис. канд. техн. наук. – Новочеркасск: НИМИ, 1971. – 23 с.
16. ISO 8363 “Liquid flow measurement in open channels. General guidelines for the selection of methods”. – Geneva, ISO, 1986/
17. Hersky Y. T. Hebka vodneho prudu na dnovom stupni//Vodohospod casop, casopis/ - 1962. – v. 10, № 3. – p. 315-320.
18. Smith L. D. Brink depth for a circular channel//J. of the Hydraulics Division, PASCE/ - November, 1962, HY6. – p. 125-134.