

УДК 627.235.2

© Ю. Л. Рутман<sup>1</sup>, В. Ю. Фильков<sup>2</sup><sup>1</sup>Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет<sup>2</sup>«23 Государственный морской проектный институт» — филиал АО «31 ГПИСС», г. Санкт-Петербург  
filkov@bk.ru

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ДИНАМИЧНОСТИ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ БОРА НА ОГРАДИТЕЛЬНОЕ СООРУЖЕНИЕ ГРАВИТАЦИОННОГО ТИПА

Статья поступила в редакцию 18.05.2017, после доработки 05.06.2017.

В теоретических и экспериментальных исследованиях, посвященных нагрузкам от обрушенной волны на гидротехнические и береговые сооружения при воздействии цунами, как правило не учитывался динамический эффект, обусловленный податливостью сооружения и основания. На основании анализа современных публикаций была установлена обобщенная зависимость равнодействующей давления обрушенной волны (бора) на сооружение от времени. Реакция сооружения на воздействие бора зависит от временного характера нагружения и жесткости системы «грунт-сооружение». Произведена численная оценка динамического эффекта при различных значениях скорости нагружения и жесткости системы на примере оградительного мола, выполненного из массивов-гигантов. Были рассмотрены различные грунтовые основания, соответствующие возможным условиям строительства. В качестве расчетной схемы сооружения было показано абсолютно жесткое тело на упругом основании, обладающее двумя степенями свободы — смещением в горизонтальном направлении и поворотом в плоскости, перпендикулярной оси мола. Рассматривались собственные колебания, соответствующие низшему тону с учетом инерционного влияния воды. Из результатов выполненных в статье исследований следует, что при определении нагрузок от бора на оградительные сооружения следует учитывать их динамический характер. В рамках консервативной оценки при приближенных расчетах допускается принимать значение коэффициента динамичности равное двум.

**Ключевые слова:** цунами, бор, коэффициент динамичности, период собственных колебаний, воздействие, реакция.

Yu. L. Rutman<sup>1</sup>, V. Yu. Filkov<sup>2</sup><sup>1</sup>St.-Petersburg state University of architecture and construction, Russia<sup>2</sup>«The 23rd State marine design Institute» — branch of JSC «31 GPISS», St.-Petersburg, Russia

## DETERMINATION OF THE DYNAMIC COEFFICIENT UNDER THE TSUNAMI BORE IMPACT ON THE PROTECTIVE STRUCTURE OF GRAVITATIONAL TYPE

Received 18.05.2017, in final form 05.06.2017.

In theoretical and experimental researches of loads from a collapsed wave on marine and coastal structures from tsunami dynamic effect due to the flexibility of the structure and the foundation was not taken. The generalized dependence of the resultant pressure waves of the collapsed wave (bore) from time was established based on the analysis of modern publications. The reaction of structures to the effects of bore depends of loading and stiffness of the system «soil-construction». Numerical evaluation of dynamic effects for different values of the loading rate and the stiffness of the system, for example, of protective breakwater are made. Various ground bases corresponding to possible conditions of construction are examined. As the analyses scheme of the building there was considered an absolutely rigid body on an elastic base with two degrees of freedom — displacement in the horizontal direction and rotation in the plane perpendicular to the axis of the pier. Self-oscillations corresponding to the lower mode taking into account the inertial effects of water are considered. From the results of the article, researches have shown that, when defining loads from

Ссылка для цитирования: Рутман Ю. Л., Фильков В. Ю. Определение коэффициента динамичности при воздействии бора на оградительное сооружение гравитационного типа // *Фундаментальная и прикладная гидрофизика*. 2017. Т. 10, № 3. С. 91—96.

For citation: Rutman Yu. L., Filkov V. Yu. Determination of the dynamic coefficient under the tsunami bore impact on the protective structure of gravitational type. *Fundamentalnaya i Prikladnaya Gidrofizika*. 2017, 10, 3, 91—96.

DOI: 10.7868/S207366731703008X.

the bore on the protection structure should take into account their dynamic nature. For a conservative evaluation in approximate calculations it is allowed to take the value of the dynamic factor equal to two.

**Key words:** tsunami, bore, dynamic coefficient, the period of oscillation, impact, reaction.

В настоящее время имеется ряд теоретических и экспериментальных исследований, посвященных нагрузкам от обрушенной волны на гидротехнические и береговые сооружения при воздействии цунами [1—9]. При этом динамический эффект, обусловленный податливостью сооружения и основания, как правило не учитывался. Так при проведении экспериментальных исследований в работе [1] нагрузки от бора определялись на жесткую вертикальную преграду, закрепленную на недеформированном основании.

На основании анализа результатов, приведенных в работах [1—7], обобщенная зависимость равнодействующей давления обрушенной волны (бора)  $F$  на сооружение от времени  $t$  имеет вид, представленный на рис. 1.

За небольшой промежуток времени нарастания  $t_{\max}$  нагрузка от бора увеличивается от нулевого значения до максимального  $F_{\max}$ . Далее происходит медленный спад нагрузки ко времени  $t_k$ .

Реакция сооружения на воздействие бора будет зависеть от временного характера нагружения и жесткости системы «грунт-сооружение». Представляет интерес оценка динамического эффекта при различных значениях скорости нагружения и жесткости системы. Данная статья посвящена количественной оценке динамического эффекта на примере оградительного сооружения (мола) гравитационного типа.

В качестве примера для определения значений коэффициента динамичности было принято оградительное сооружение, рассмотренное в работе [8]. Сооружение представляет собой жесткую конструкцию, состоящую из железобетонных массивов-гигантов, заполненных грунтом (между отметками  $-8.00$  и  $+0.50$ ), бетонной надводной стенки (между отметками  $+0.50$  и  $+2.50$ ) и бетонного парапета (от  $+2.50$  до  $+6.50$ ). Плотность массива с заполнением составляет  $2.1 \text{ т/м}^3$ , бетонных элементов —  $2.3 \text{ т/м}^3$ . Поперечное сечение сооружения представлено на рис. 2.

Деформации стенки незначительны по сравнению с перемещениями, вызванными податливостью основания. В качестве расчетной схемы сооружения (рис. 3) было рассмотрено абсолютно жесткое тело на упругом основании, обладающее двумя степенями свободы — смещением в горизонтальном направлении и поворотом в плоскости, перпендикулярной оси мола. Рассматривались собственные колебания, соответствующие низшему тону с учетом инерционного влияния воды по методике, изложенной в работе [8].

Жесткость грунта характеризуется обобщенным коэффициентом жесткости основания  $C_0$ , значения которого принимаются равными согласно [8]:

1000—3000 кН/м<sup>3</sup> для каменной постели на слабых илистых грунтах;

3000—6000 кН/м<sup>3</sup> для каменной постели на песчаных и глинистых грунтах средней плотности (с включением ракушки, гравия);

6000—10000 кН/м<sup>3</sup> для каменной постели на плотных грунтах (гравий, галька, песок плотный с включением гравия и ракушки).

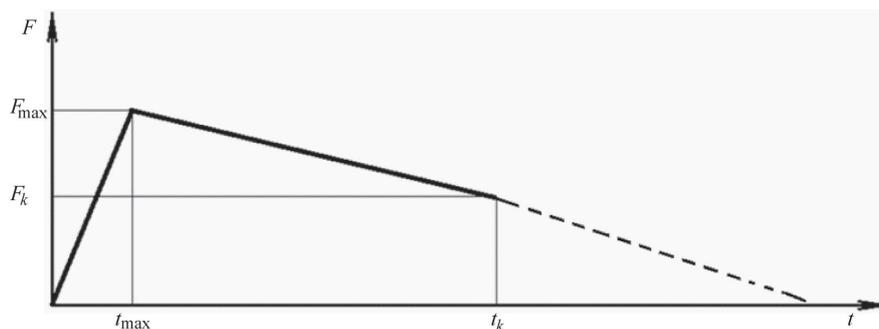


Рис. 1. Обобщенный график зависимости равнодействующей давления в фазе удара от времени.

Fig. 1. Generalized dependence of the resultant pressure in the stroke phase from time.

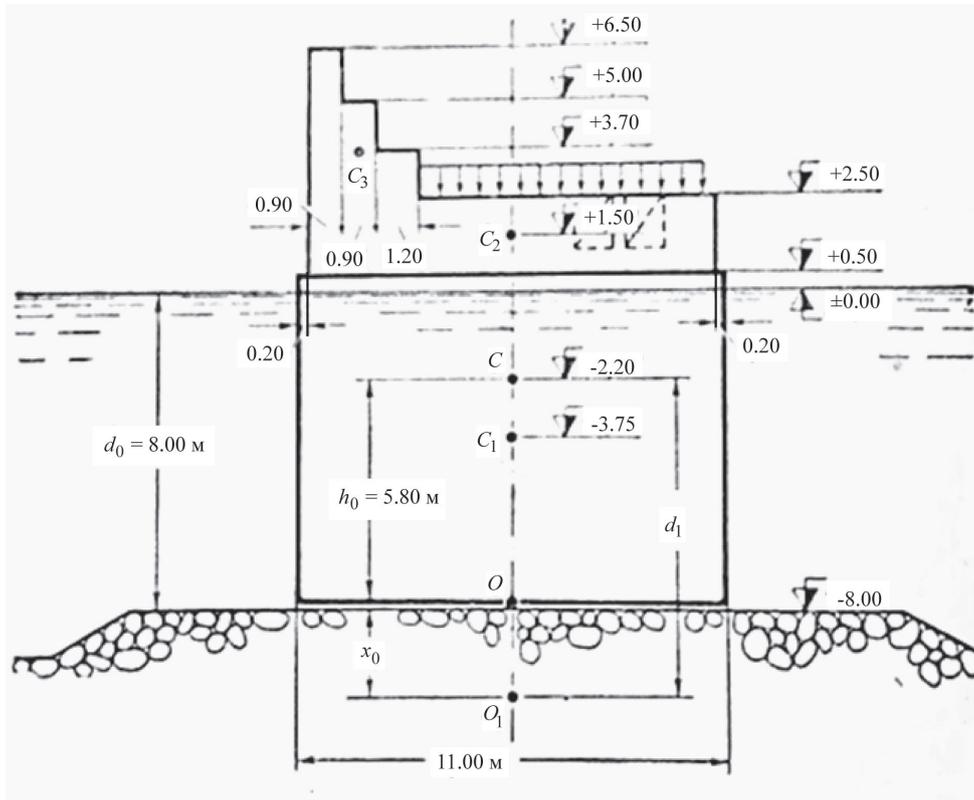


Рис. 2. Поперечное сечение оградительного мола.

Fig. 2. The cross section of the protective breakwater.

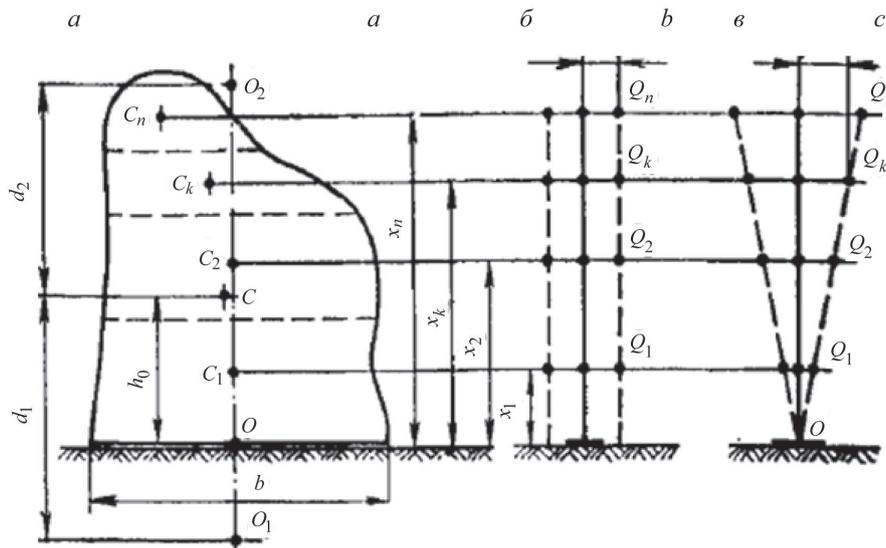


Рис. 3. Расчетная схема для определения периода собственных колебаний.

*a* — схема сооружения; *б* — горизонтальные колебания; *в* — вращательные колебания вокруг центра тяжести площади подошвы.

Fig. 3. The scheme for determining the period of oscillation.

*a* — a scheme of structure; *b* — horizontal vibrations; *c* — rotational vibrations around the center of gravity of the area of the base).

Для оценки влияния жесткости основания на коэффициент динамичности было рассмотрено пять значений коэффициента  $C_0$ , принятого равным 1500, 3000, 4500, 6000 и 10000 кН/м<sup>3</sup>, что охватывает весь диапазон грунтов, используемых в качестве основания.

Характеристики расчетного участка сооружения приняты следующие:  $d_0 = 8$  м — глубина воды перед стенкой; ширина подошвы сооружения  $b = 11$  м; масса  $M = 269.5$  т; момент инерции массы

относительно оси, проходящей через центр тяжести сооружения перпендикулярно плоскости чертежа  $\Theta_0 = 5836.95 \text{ т}\cdot\text{м}^2$ ; вес с учетом взвешивания  $Q^* = 1780.52 \text{ кН}$ ; возвышение центра тяжести над подошвой без учета взвешивания  $h_0 = 5.8 \text{ м}$ ; возвышение центра тяжести над подошвой с учетом взвешивания  $h_0^* = 6.7 \text{ м}$ ; длина подошвы массива в перпендикулярном расчетному направлению сечению  $a = 33 \text{ м}$ ; площадь подошвы расчетного участка  $A = 11 \text{ м}^2$ .

Значения периода собственных колебаний, соответствующего первой главной форме, определяются на основании приведенных ниже зависимостей (1)—(16), изложенных в работе [8].

Коэффициенты жесткости на сдвиг  $C_x$  и поворот  $C_\varphi$  определяются из выражений:

$$C_x = 0.7C_0 \left[ 1 + 2 \frac{(b+a)\Delta}{A} \right] \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}}, \quad (1)$$

$$C_\varphi = C_0 \left[ 1 + 2 \frac{(b+3a)\Delta}{A} \right] \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}}, \quad (2)$$

где  $\sigma_0 = 20 \text{ кН/м}^2$ ;  $\Delta = 1 \text{ м}$ ;  $\sigma$  — среднее статическое напряжение по подошве (без учета гидростатического взвешивания).

Определение частот собственных колебаний сооружений без учета инерционного воздействия воды производилось по формулам:

$$\lambda_x^2 = \frac{C_x A}{M}, \quad (3)$$

$$\lambda_\varphi^2 = \frac{C_\varphi I_0 - Q^* h_0^*}{\Theta_0}, \quad (4)$$

$$\lambda_1^2 = \frac{1}{2\gamma_0} \left[ (\lambda_x^2 + \lambda_\varphi^2) - \sqrt{(\lambda_x^2 + \lambda_\varphi^2)^2 - 4\gamma_0 \lambda_x^2 \lambda_\varphi^2} \right], \quad (5)$$

$$\Theta_0 = \Theta_o + Mh_o^2, \quad \gamma_0 = \frac{\Theta_c}{\Theta_0}, \quad (6)$$

где  $\lambda_x$  — парциальная частота горизонтальных колебаний (рис. 3, б);  $\lambda_\varphi$  — парциальная частота вращательных колебаний вокруг центра тяжести площади подошвы — точки  $O$  (рис. 3, в);  $\lambda_1$  — частота колебаний в первой главной форме, представляющей собой вращательные колебания вокруг точки  $O_1$ .

Положение центра  $O_1$  главных колебаний (рис. 3, а) определяется по формуле

$$d_1 = \frac{h_0}{\left( 1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_x^2} \right)}. \quad (7)$$

Расстояние от плоскости подошвы до центра  $O_1$  главных колебаний будет составлять

$$x_0 = d_1 - h_0. \quad (8)$$

Величина присоединенной массы воды, действующая на одну напорную грань, определится по формуле

$$M_{в.о} = d_0^2 \rho \frac{0.543 - 0.65 \frac{d_0}{\eta} + 0.21 \frac{d_0^2}{\eta^2}}{1 - \frac{d_0}{\eta} + \frac{d_0^2}{3\eta^2}}, \quad (9)$$

где  $\rho = 1 \text{ т/м}^3$  — плотность воды,

$$\eta = d_0 + x_0. \quad (10)$$

Возвышение центра тяжести присоединенной массы воды над плоскостью подошвы определяется из выражения

$$d_0 - d = d_0 \left[ 1 - \frac{0.325\eta - 0.21d_0}{0.543\eta - 0.325d_0} \right]. \quad (11)$$

Расстояние от центра вращения  $O_1$  до центра тяжести присоединенной массы воды составит

$$r^2 = \left(\frac{b}{2}\right)^2 + (d_0 - d + x_0)^2. \quad (12)$$

Момент инерции присоединенной массы воды на две напорные грани будет иметь значение

$$\Theta_{1\phi} = 2M_{\text{в.о}} \left( \frac{d_0^2}{12} + r^2 \right). \quad (13)$$

Поправочный коэффициент, учитывающий инерционное влияние воды, определяется по формуле

$$\eta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\Theta_{1\phi}}{\Theta_1}}}, \quad (14)$$

где  $\Theta_1 = \Theta_C + Md_1^2$  — момент инерции массы, относительно оси проходящей через центр вращения  $O_1$  перпендикулярно плоскости вращения.

Частота собственных колебаний по первой главной форме определяется по формуле

$$\lambda_{01} = \lambda_1 \eta_1. \quad (15)$$

Период собственных колебаний по низшему тону определяется из выражения

$$T_{01} = 2\pi/\lambda_{01}. \quad (16)$$

В качестве исходных данных по воздействию бора принята высота фронта бора до подхода к стенке  $h_1 = 3$  м при значениях времени нарастания  $t_{\text{max}}$  равных 0.1, 0.2 и 0.5 с, что согласуется с данными [1—7]. Время действия нагрузки  $t_k$  принято равным 5 с, значение  $F_k$  принято равным  $0.5F_{\text{max}}$ .

Определение максимального значения волновой нагрузки на неподвижную преграду выполнено по методике, изложенной в работе [9]. Схема взаимодействия бора со стенкой представлена на рис. 4.

В этом случае  $d_{b1} = d_0 + h_1 = 8 + 3 = 11$  м;  $d_{b1}/d_0 = 11:8 = 1.375$ . Из графика на рис. 3, а [9] следует  $d_{b2}/d_{b1} = 1.3$ ;  $d_{b2} = 1.3 \cdot 11 = 14.3$  м. Так как общая высота сооружения составляет  $8 + 6.5 = 14.5$  м  $> 14.3$  м, перелив исключается.

Суммарная волновая нагрузка на 1 погонный метр сооружения составит по формуле 7.23 [9]:

$$F_{\text{max}} = \frac{1}{2} \rho g d_{b2}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 14.3^2 = 1003.02 \text{ кН (102.25 тс)}.$$

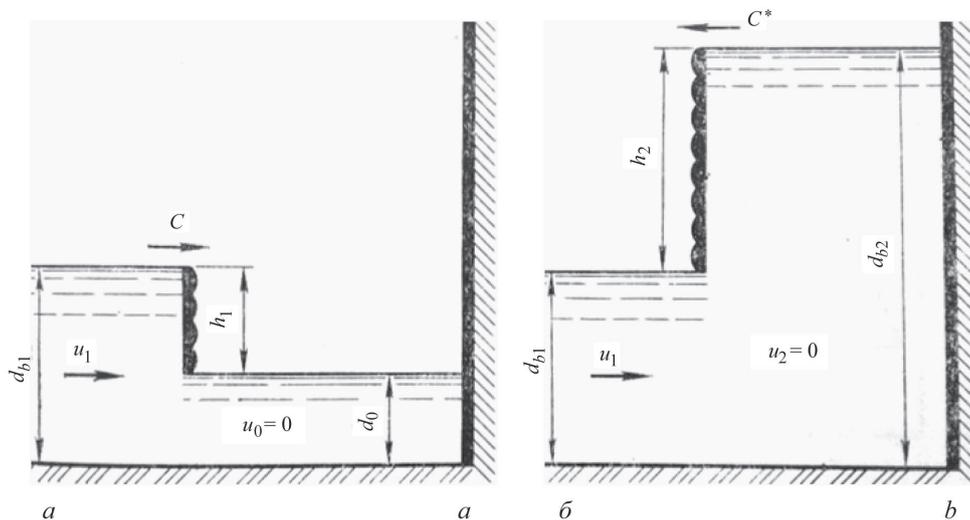


Рис. 4. Схема взаимодействия бора со стенкой.

а — перед фазой удара; б — после отражения от стенки.

Fig. 4. The scheme of interaction of bore with the wall.

а — before the stroke phase; б — after reflection from the wall.

Вычисленные значения коэффициента динамичности  $K_d$ 

$C_0$ , кН/м <sup>3</sup>	$T_{01}$ , с	Коэффициент динамичности при времени нарастания		
		$t_{\max} = 0.1$ с	$t_{\max} = 0.2$ с	$t_{\max} = 0.5$ с
1500	0.95	1.94	1.90	1.60
3000	0.67	1.94	1.84	1.31
4500	0.55	1.93	1.78	1.10
6000	0.48	1.91	1.72	1.03
10000	0.37	1.87	1.57	1.20

Определение реакций системы «грунт-сооружение» на воздействия с указанными параметрами при 10 % относительном затухании было выполнено по программе «Зенит-95», разработанной НТП «ДИП». Результаты расчетов представлены в таблице.

Результаты, представленные в таблице, практически совпадают со значениями коэффициента динамичности без учета затухания, приведенными в работе [10].

Проверим условие устойчивости сооружения на плоский сдвиг по подошве с учетом динамического эффекта и без него при  $t_{\max} = 0.2$  с и  $C_0 = 4500$  кН/м<sup>3</sup>. В этом случае коэффициент динамичности  $K_d$  согласно таблице составит 1.78.

Постель, на которой расположен мол, считается непроницаемой. При значении коэффициента трения бетонной подошвы по камню  $f = 0.6$  удерживающая сила на сдвиг составляет  $R = Q \cdot f = 1780.52 \cdot 0.6 = 1068.3$  кН.

Сдвигающая сила, определенная без учета коэффициента динамичности составляет  $F = F_{\max} = 1003.02$  кН  $< R$ . Условие устойчивости выполняется.

Сдвигающая сила с учетом коэффициента динамичности составляет:

$$F = F_{\max} K_d = 1003.02 \cdot 1.78 = 1788.35 \text{ кН} > R. \text{ Условие устойчивости не выполняется.}$$

\*\*\*

Из результатов выполненного анализа следует, что при определении нагрузок от бора на огражденные сооружения следует учитывать их динамический характер. В рамках консервативной оценки при приближенных расчетах следует принимать значение коэффициента динамичности равное двум.

### Литература

1. Robertson I. N., Carden L. P., Chock G. Y. K. Case Study of Tsunami Bore Impact on RC Wall // Proceedings of the 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. OMAE 2013. June 9—14, 2013, Nantes, France. URL: [https://www.researchgate.net/publication/267607620\\_Case\\_Study\\_of\\_Tsunami\\_Bore\\_Impact\\_on\\_RC\\_Wall](https://www.researchgate.net/publication/267607620_Case_Study_of_Tsunami_Bore_Impact_on_RC_Wall) (Дата обращения: 01.05.2017).
2. Robertson I. N., Riggs H. R., Mohamed A. Experimental results of tsunami bore forces on structures // Proceedings of the 27th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. OMAE2008. June 15—20, 2008, Estoril, Portugal. URL: <http://teri.hawaii.edu/pdf/OMAE2008Robertson.pdf> (Дата обращения: 01.05.2017).
3. Wei Z., Dalrymple R. A., Héroult A., Bilotta G., Rustico E., Yeh H. SPH modeling of dynamic impact of tsunami bore on bridge piers // Coastal Engineering. 2015. V. 104. P. 26—42. URL: <http://peer.berkeley.edu/tsunami/wp-content/uploads/2015/11/1-s2.0-S0378383915001143-main.pdf> (Дата обращения: 01.05.2017).
4. Palermo D., Nistor I. Understanding tsunami risk to structures: a Canadian perspective // The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12—17, 2008, Beijing, China. URL: <http://www.tsunamisociety.org/274PalermoNistor.pdf> (Дата обращения: 01.05.2017).
5. Md Mostafizur Rahman, Eizo Nakaza. Experimental and numerical simulation of tsunami bore impact on a building // International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET). 2016. V. 7, Iss. 4. P. 13—23. URL: [http://www.iaeme.com/MasterAdmin/UploadFolder/IJCIET\\_07\\_04\\_002-2/IJCIET\\_07\\_04\\_002-2.pdf](http://www.iaeme.com/MasterAdmin/UploadFolder/IJCIET_07_04_002-2/IJCIET_07_04_002-2.pdf) (Дата обращения: 01.05.2017).
6. Ashwin Lohithakshan Parambath. Impact of Tsunamis on Near Shore Wind Power Units. Texas.: A&M University, 2010. URL: <https://www.flow3d.com/wp-content/uploads/2014/08/Impact-of-Tsunamis-on-Near-Shore-Wind-Power-Units.pdf> (Дата обращения: 01.05.2017).
7. Development of A Guideline for Estimating Tsunami Forces on Bridge Superstructures, Final Report SR 500-340 URL: [https://ntl.bts.gov/lib/43000/43100/43110/TsunamiForces\\_SR500\\_342\\_2\\_.pdf](https://ntl.bts.gov/lib/43000/43100/43110/TsunamiForces_SR500_342_2_.pdf) (Дата обращения: 01.05.2017).
8. Кульмач П. П. Сейсмостойкость портовых гидротехнических сооружений. М.: Транспорт, 1970. 312 с.
9. Кульмач П. П., Филиппенков В. З. Воздействие цунами на морские гидротехнические сооружения. М.: Транспорт, 1984. 303 с.
10. Шиманский Ю. А. Динамический расчет судовых конструкций. Л.: Судпромгиз, 1963. 444 с.