

УДК 624.501

**ДИНАМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ ВІД ХВИЛЬОВИХ ПРОЦЕСІВ,  
ЯКІ ВПЛИВАЮТЬ НА МОРСЬКІ СПОРУДИ**

Л. Ф. Асланов

*Розглянуто динамічні навантаження від виникаючих хвильових процесів на морські споруди через пальові фундаменти великого перерізу з "жорстким сердечником". Закони зміни динамічного навантаження в часі від хвильових процесів наведені у вигляді графіка. Ці динамічні навантаження в часі  $\theta$  для пальових фундаментів можна умовно приймати як миттєвий імпульс або в короткочасно чинному вигляді.*

*Встановлено, що на дію короткочасних динамічних навантажень конструкцію морських споруд необхідно розрахувати за двома граничними станами.*

*Визначено жорсткості елементів, що згинаються, граничні кути розкриття, коефіцієнти згинальних елементів та ін.*

**Ключові слова:** жорсткість елементів, що згинаються, граничні кути розкриття, коефіцієнти згинальних елементів, миттєвий імпульс

**ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ ОТ ВОЛНОВЫХ ПРОЦЕССОВ,  
ВОЗДЕЙСТВУЮЩИХ НА МОРСКИЕ СООРУЖЕНИЯ**

Л. Ф. Асланов

*Рассмотрены динамические нагрузки от возникающих волновых процессов на морские сооружения через свайные фундаменты большого сечения с "жестким сердечником". Законы изменения динамической нагрузки во времени от волновых процессов приведены в виде графика. Эти динамические нагрузки во времени  $\theta$  для свайных фундаментов можно условно принимать как мгновенный импульс или в кратковременно действующем виде.*

*Установлено, что на действие кратковременных динамических нагрузок конструкцию морских сооружений необходимо рассчитать по двум предельным состояниям.*

*Определены жесткости изгибаемых элементов, предельные углы раскрытия, коэффициенты изгибаемых элементов и др.*

**Ключевые слова:** жесткость изгибаемых элементов, предельные углы раскрытия, коэффициенты изгибаемых элементов, мгновенный импульс

**DYNAMIC LOADS FROM WAVE, THE IMPACT ON SEA STRUCTURES**

L. Aslanov

*We consider the dynamic loads arising from the wave processes on offshore structures through the pile foundations of large cross section with the "hard core". The laws of dynamic load changes in time from the wave processes are shown in a graph. These dynamic load over time  $\theta$  for pile foundations can be arbitrarily taken as a momentary impulse or a short-acting form.*

*It is established that the action of short-term dynamic loads design of offshore structures to be calculated for two limiting conditions. Flexural rigidity defined elements, limit opening angles, the coefficients of flexural members, etc.*

**Keywords:** stiffness of flexural members, limiting opening angles coefficients bent elements, instantaneous pulse

**Цель работы:** установить вид динамических нагрузок от волновых процессов, которые действуют на морские сооружения через конструкции свайных фундаментов.

**Результаты исследований:** перед динамическими расчетами морских сооружений необходимо знать действительные законы изменения нагрузок во времени от ударных волн и заменять их упрощенными расчетными графиками. Наиболее часто используемые упрощенные

законы изменения динамической нагрузки во времени предоставлены на рис. 1, где  $p(t)$  – погонная интенсивность нагрузки на конструкцию, равная произведению избыточного давления  $p(t)$  на ширину участка, с которого собирается нагрузка на данную конструкцию.

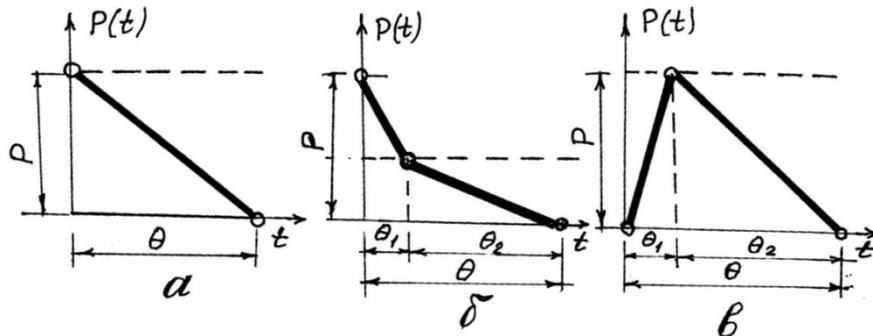


Рисунок 1 – Законы изменения динамической нагрузки во времени:  
 а – нагрузка равная избыточному давлению; б – нагрузка ударной волны;  
 в – нагрузка волны сжатия

Эффективное время действия динамической нагрузки от волнового удара  $\theta$  определяют по формуле  $\theta = \frac{2\tau_+}{n+1}$ ;  $\tau_+ = 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{C} \cdot \sqrt{R}$ , с, время  $\theta_1$  находят по формуле  $\theta_1 = z \left( \frac{1}{\alpha_1} - \frac{1}{\alpha_0} \right)$ , для рис. 1, б или для рис. 1, в, для волны сжатия в грунте – по формуле  $\theta_1 = z \left( \frac{1}{\alpha_1} - \frac{1}{\alpha_0} \right)$ .

Принимаемые при расчетах функции  $p(t)$  зависят от расположения конструкции относительно направления движения фронта волны, заглубления сваи в грунт, а также значений  $\omega\theta$ ,  $\omega\theta_1$ ,  $\omega\theta_2$ , где  $\omega$  – круговая частота колебаний свайных фундаментов от ударной волны.

Зависимости, описывающие почти мгновенно возрастающие, а затем убывающие динамические нагрузки видов, представлены на рис. 1 а, б можно применять при расчете конструкций морских сооружений от волнового удара, в том числе свайных фундаментов большого сечения, заглубленных в шельфовые грунты от ударных волн (проходящих и отраженных): нагрузки первого вида (рис. 1, а) – для конструкций покрытий и боковых стен морских сооружений, нагрузки второго вида (рис. 1, б) для конструкций стен морских сооружений выше уровня воды и свайных конструкций, находящихся в водной среде.

Нагрузка, изменение которой во времени показано на рис. 1, в, принимаем для расчета конструкций, а также свайные из буронабивных или буроинъекционных свай большого сечения, часть заглубленных в грунт или находящихся внутри грунта. Эта же функция аппроксимирует нагрузки, возникающие при взрыве, которые из-за отсутствия параметров от силы волновых ударов можно использовать при расчете морских сооружений.

Закономерность, приведенная на рис. 1, в, можно принимать в расчете, если  $\omega\theta_1 > 1$ . Если  $\omega\theta_1 \leq 1$ , то расчет на нагрузку, описываемую зависимостью по закономерности, представленной на рис. 1, в, может быть заменен расчетом на нагрузку, показанную на рис. 1, а.

При расчетах нагрузки можно принимать постоянными во времени при  $t \geq \theta_1$  (пунктирные прямые на рис. 1), если  $\omega\theta_2 \geq 50$  при расчете конструкций свайных фундаментов в упругой стадии работы. Если время действия динамической нагрузки на силы волнового удара относительно мало, так что  $\omega\theta < \pi/2$ , то конструкции свайного фундамента можно рассчитать на действие условно мгновенного импульса интенсивностью  $i = \int_0^\theta p(t) dt$ .

При относительно большом времени нарастания нагрузки, когда  $\omega\theta_1 \geq 20$ , действие динамической нагрузки на сооружение, в том числе на сваи большого сечения с «жестким сердечником» практически эквивалентно действию статической нагрузки интенсивностью  $p$ .

Следует отметить, что волновые удары условно можно считать как кратковременные динамические нагрузки.

Предельное состояние конструкций морских сооружений при расчете на действие кратковременных динамических нагрузок.

На действие кратковременных динамических нагрузок конструкции морских сооружений рассчитывают по двум группам предельных состояний в зависимости от эксплуатационных требований.

Расчет по первой группе предельных состояний обеспечивает: отсутствие разрушения конструкции, при этом в наиболее напряженных сечениях железобетонных конструкций деформации сжатого бетона могут достигать предельных значений: в арматуре изгибаемых и внецентренно сжатых с большими эксцентриситетами элементах могут развиваться значительные пластические деформации; отсутствие пластических деформаций в конструкции; напряжения в растянутой арматуре железобетонных конструкций могут достигнуть предела текучести.

Расчет по второй группе предельных состояний обеспечивает выполнение дополнительных требований, предъявляемых к конструкции, по чрезмерному раскрытию трещин и по чрезмерным перемещениям (прогибам, углам поворота, выгибам, кручением и т.д.). При этом остаточные деформации в конструкции можно допускать или не допускать.

Если при расчете по I-ой группе предельных состояний необходимо обеспечить отсутствие разрушения, то за критерий принимают предельные значения перемещений, углов поворота, раскрытия трещин в шарнирах пластичности, кривизны, деформации бетона и арматуры. Выбор нормируемых параметров зависит от типа сооружений, напряженного-деформированного состояния конструкции и возможности получения соответствующих величин существующими методами динамического расчета.

Если при расчете по I-ой группе предельных состояний необходимо обеспечить отсутствие пластических деформаций в растянутой арматуре напряжений, равных динамическому пределу текучести в момент достижения конструкцией максимальных перемещений.

При расчете конструкций по II-ой группе предельных состояний за предельные принимают значения перемещений или раскрытия трещин, задаваемых условиями эксплуатации сооружения.

Железобетонные элементы в т.ч. сваи по прочности рассчитывают по нормальным и наклонным сечениям по существующим нормативным документам или по СНиПу.

При определении предельных усилий в сечениях принимают динамические расчетные сопротивления, равные: для растянутой арматуры  $R_s^d = K_y R_s^0$ , для сжатой  $R_{s.c}^d = K_y^C R_{s.c}^0$ , для бетона в сжатой зоне  $R_{пр.}^d = K_y^{(6)} R_{пр.}^0$ , для бетона в растянутой зоне  $R_{bt}^d = K_y^{(6)} R_{bt}^0$ , где  $R_s^0$ ,  $R_{s.c}^0$ ,  $R_{bt}^0$  – сопротивления, назначаемые в зависимости от условий эксплуатации и требований надежности конструкций;  $R_s^d$  – расчетное сопротивление арматуры при динамических нагрузках;  $R_{s.c}^d$  – расчетное сопротивление арматуры работающей на сжатие при динамических нагрузках;  $R_{bt}^d$  – растянутые бетоны при динамических нагрузках;  $R_{пр.}^d$  – призматическое сопротивление бетона при динамически нагрузках.

Коэффициент упрочнения для бетона принимают  $K_y^{(6)} = 1,2$ . Коэффициент упрочнения  $K_y$  для арматуры определяют в зависимости от средней скорости деформации  $\dot{\epsilon}$  и классы арматуры (рис. 2).

Среднюю скорость деформации в случае использования условий отсутствия пластических деформаций в арматуре определяют по формуле:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\sigma(\tau)}{E_s \tau}, \quad (1)$$

где  $\sigma(\tau)$  – напряжения в арматуре, вызванные динамической нагрузкой или волновыми ударами, в момент времени  $\tau$  достижения конструкцией максимальных перемещений;  
 $E_s$  – модуль упругости арматуры.

При расчете конструкций, когда допускаются пластические деформации в арматуре, коэффициент упрочнения  $K_y$  вычисляют последовательным приближением. Вначале задают величину  $K_y^I$  по табл. 1.

Затем находят среднюю скорость деформации:

$$\dot{\epsilon} = \frac{K_y^{(C)} R_s^0}{E_s \tau}, \quad (2)$$

где  $\tau$  – время конца упругой стадии, найденное при условиях, определенных при напряжениях в растянутой арматуре  $K_y^{(I)} R_s$ .

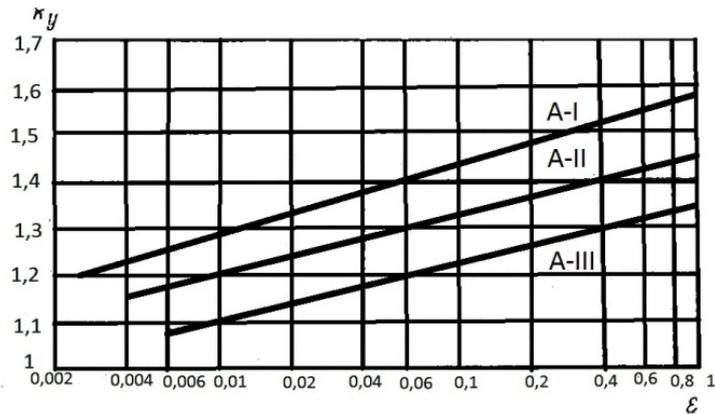


Рисунок 2 – Коэффициенты упрочнения для арматурных сталей

Таблица 1 – Коэффициенты упрочнения арматуры

Класс арматуры	A-I	A-II	A-III
Коэффициент $K_y$	1,4	1,3	1,2
Коэффициент $K_y^{(C)}$	1,1	1,1	1,1

По полученному значению  $\epsilon$  уточняют  $K_y$ , согласно графикам, приведенным на рис. 2.

Жесткость изгибаемых элементов принимают:

– при отсутствии трещин в растянутой зоне:

$$B_1 = E_b I_{\Pi}, \quad (3)$$

где  $E_b$  – модуль упругости бетона в конструкциях, МПа;

$I_{\Pi}$  – момент инерции приведенного сечения конструкций с учетом соотношения

коэффициента приведения  $I_{\Pi} = \frac{E_s}{E_b}$ ;

– при наличии трещин в растянутой зоне:

$$B = \frac{M_0^d - M_T^d}{(1/\rho_0) - (1/\rho_1)}, \quad (4)$$

где  $M_0^d$  – предельный момент внутренних сил в сечении, определяемый по нормативным документам или по СНиПу при напряжениях в растянутой арматуре  $R_s^d$  в бетоне  $R_{пр}^d$  и сжатой арматуре  $R_{с.с}^d$ ;

$M_T^d$  – момент в сечении, соответствующий началу образования трещин и равный:

$$M_T^d = R_{bt}^d W_T, \quad (5)$$

где  $W_T$  – упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне, определяемый по существующим документам или по СНиПу:

$$1/\rho_1 = M_T^d / B_1; \quad (6)$$

$B_1$  вычисляют по формуле (3):

$$\frac{1}{\rho_0} = \frac{R_s^d}{E_s h_0} \left( 1 + \frac{1,6 \alpha_{п\mu}}{\gamma^1 + \xi_T} \right), \quad (7)$$

где  $\alpha_{п} = \frac{E_s}{E_b}$  – коэффициент приведения;

$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$  – коэффициент армирования,

$A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры;

$b$  – ширина сечения конструкции, см;

$h_0$  – полезная высота сечения конструкции с вычетом высоты защитного слоя арматуры.

Значение  $\xi_T = \xi$ , при  $\xi \geq 0,2$  и  $\xi_T = 0,1 + 0,5\xi$ , при  $\xi < 0,2$  (обозначение  $\gamma^1$  принято по СНиП II-21-75), в которых вместо  $\xi$  подставляют  $\xi_T$ . Здесь  $\xi = x/h_0$ , где  $x$  – высота сжатой зоны бетона в сечении при разрушении, определяемая из условия равновесия внутренних сил при напряжениях в растянутой арматуре  $R_s^d$ , в бетоне  $R_{пр}^d$ , в сжатой арматуре  $R_{с.с}^d$ ,  $h_0$  – расчетная высота сечения.

Жесткость изгибаемых элементов прямоугольного сечения можно определить по формуле:

$$B = 0,8E_sA_s(h_0 - x)(h_0 - 0,5x), \quad (8)$$

где  $A_s$  – площадь поперечного сечения растянутой арматуры.

Для изгибаемых и внецентренно-сжатых конструкций, рассчитываемых с учетом пластических деформаций в растянутой арматуре, необходимо соблюдать следующие условия:

$$\xi < \xi_R^d. \quad (9)$$

Здесь  $\xi_R^d$  – граничное значение относительной высоты сжатой зоны, определяемое при динамических сопротивлениях бетона и арматуры, для конструкций из тяжелого бетона и арматуры классов А-I, А-II, А-III следующей формулой:

$$\xi_R^d = \frac{\xi_0}{1 + \frac{K_y R_s}{4000} \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}, \quad (10)$$

$$\xi_0 = 0,85 - 0,0008K_y^0 R_{пр}, \quad (11)$$

где  $R_{пр}$  – призматическое расчетное сопротивление бетона.

Для железобетонных изгибаемых и внецентренно-сжатых с большими эксцентриситетами конструкций в качестве нормируемых параметров обычно принимают углы раскрытия трещин в шарнирах пластичности. Условия прочности конструкций, в которой образовалось  $n$  шарниров пластичности, имеет вид:

$$\psi_i \leq \psi_{n,i}, \quad (12)$$

где  $\psi_i$  – полученный из динамического расчета угол раскрытия трещины в  $i$ -м шарнире пластичности;

$\psi_{n,i}$  – предельный угол раскрытия трещины в  $i$ -м шарнире пластичности.

Предельный угол раскрытия  $\psi_n$  вычисляют по формуле:

$$\psi_n = \left(\frac{1}{\rho_n} - \frac{1}{\rho_0}\right) l_{пл}, \quad (13)$$

где  $1/\rho_0$  определяют по формуле (7):

$$\frac{1}{\rho_n} = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_b}{h_0}, \quad (14)$$

$\varepsilon_s$  – деформация арматуры при разрушении сжатого бетона, равная:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_b}{\left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)} \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1\right), \quad (15)$$

где  $\varepsilon_b$  – предельная деформация сжатого бетона,  $\varepsilon_b = 0,0025$ ;  
 $\xi$  – характеристика сжатой зоны бетона, определяемой по формуле (10); длина пластической зоны определяется формулой:

$$l_{пл.} = C_1 C_2 (l_0/h_0)^{1,4} h_0, \quad (16)$$

где  $l_0$  – длина примыкающего к шарниру пластичности участка конструкции, на котором изгибающий момент сохраняет знак;  
 $C_1$  – коэффициент, равный для пролетных сооружений  $C_1 = 0,9$ , для опорных сечений защемленных и неразрезных балок, в т.ч. для свайных фундаментов  $C_1 = 0,7$ ;  
 $C_2$  – коэффициент, равный для изгибаемых элементов  $C_2 = 1$ , для сжатых элементов, в т.ч. для свайных фундаментов:

$$C_2 = 1 + 0,5 \frac{N}{N_{пр}}, \quad (17)$$

где  $N$  – продольная сила;  
 $N_{пр}$  – несущая способность сечения при центральном сжатии.  
 Для исключения возможности разрыва растянутой арматуры изгибаемых элементов должны соблюдаться условия – для арматуры класса А-III  $\xi \leq 0,05$ , а для А-IV и выше  $\xi \geq 0,1$ .

#### Выводы

- Динамические нагрузки от возникающих морских волновых процессов, действующих на конструкции морских сооружений через свайные фундаменты, относятся к кратковременно действующим нагрузкам.
- Расчет морских сооружений на действия силы морской волны необходимо осуществлять по двум предельным состояниям.
- Буронабивные сваи большого сечения с «жестким сердечником», как основной конструктивный элемент морских сооружений, работающий на изгиб, от волновых ударов рассчитывается на растяжение.

#### Использованная литература

1. Ляхов Г. М. Волны в плотных средах и нагрузки на сооружения / Г. М. Ляхов, Н. И. Полякова. – М.: Недра, 1967. – 232 с.
2. Бородачев Н.М. Динамическая контактная задача для полупространства. Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. М.: Стройиздат, 1981. – С. 12-135.
3. Ильичев В. А. Вертикальные нестационарные колебания массива под воздействием волн, возникающих в полупространстве при колебаниях другого массива. В кн.: Динамика сооружений / Под ред. Б. Г. Коренева. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 28-36.

*Асланов Л. Ф.* – к.т.н., доц. АзАСУ, м. Баку.

*Асланов Л. Ф.* – к.т.н., доц. АзАСУ, г. Баку.

*Aslanov L.* – PhD. AzUAC, Baku.