

## **ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ГЛУБОКОВОДНОГО ПРИЧАЛА ТИПА БОЛЬВЕРК**

Слободяник А.В.

Одесский национальный морской университет  
г. Одесса, Украина

**АННОТАЦИЯ:** Статья посвящена методу расчета глубоководного причала типа больверк.

**АННОТАЦИЯ:** Статья посвящена методу расчета глубоководного причала типа больверк.

**ABSTRACT:** In the article the method of calculation of deep-water jetty is presented.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** глубоководное причальное сооружение, больверк, шпунтовая стенка.

### **ВВЕДЕНИЕ**

Предстоящий рост экономики Украины связан с увеличением товарооборота с другими странами. Одним из основных видов транспорта для доставки грузов в другие государства является морской транспорт. В данной связи существует проблема реконструкции существующих портов, и в частности тех причалов, которые не соответствуют осадкам современных крупнотоннажных судов дедвейтом от 100 до 200 тыс. т. Поэтому нынешний причальный фронт портов на Черном море требует существенной реконструкции, направленной на увеличение глубин до 15...19 м. Решение данной проблемы невозможно без разработки новейших конструкций глубоководных причалов, в том числе и рейдовых. Одним из таких инновационных решений является запатентованная в Украине конструкция глубоководного причального сооружения типа больверк повышенной жесткости [1].

В данной конструкции предусматривается использование поперечных шпунтовых рядов (контрфорсов) по длине причала, применение которых позволяет существенно снизить активное давление грунта и отказаться от устройства традиционных анкерных тяг. Такое техническое решение способствует увеличению жесткости лицевой стенки и повышению общей устойчивости конструкции в целом с учетом возрастания нагрузок на причал.

**Целью настоящей работы** является разработка рекомендаций по проектированию конструкции глубоководного причала.

## СХЕМА КОНСТРУКЦИИ ПРИЧАЛЬНОГО СООРУЖЕНИЯ

Предложенная конструкция включает лицевые шпунтовые сваи, расположенные в направлении вдоль сооружения, поперечные ряды шпунтовых свай (контрфорсы), и обратную засыпку. Контрфорсы имеют форму, близкую к прямоугольной трапеции с расширением книзу (рис. 1, а).

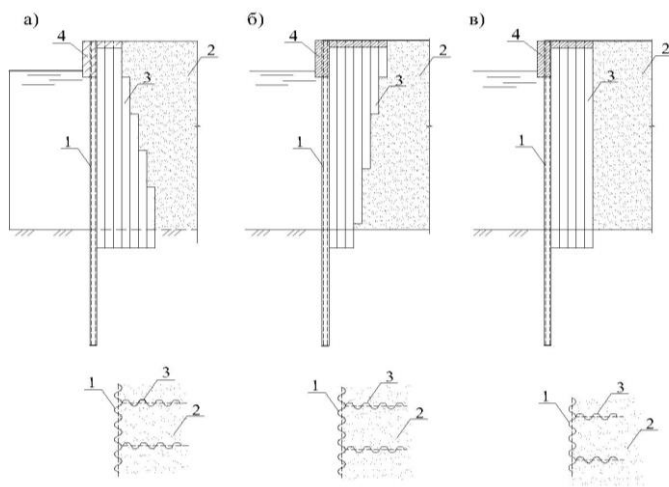


Рис. 1. Шпунтовая стенка с контрфорсами:

- а) расширенная книзу форма контрфорса; б) расширенная кверху форма контрфорса; в) прямоугольная форма контрфорса  
 1 – лицевая стенка, 2 – засыпка, 3 – поперечные ряды,  
 4 – монолитный оголовок

Такая форма ребер жесткости способствует эффективному снижению распорного давления грунта. Ребра жесткости могут быть выполнены в форме прямоугольной трапеции с расширением кверху

(рис. 1, б). При такой форме ребер значительно увеличивается жесткость в верхней части конструкции, что способствует уменьшению перемещений верха шпунтовой стенки. В частном случае, возможно применение шпунтовой стенки с прямоугольной формой ребер жесткости (рис. 1, в).

Применение инновационного конструктивного решения в строительстве вызывает необходимость в рекомендациях по проектированию и назначению основных параметров сооружения. Тонкая шпунтовая стенка с ребрами жесткости представляет собой в расчетном отношении консольную балку, защемленную в упругом основании (ниже уровня дна), находящуюся в статическом равновесии благодаря уравновешенности активного и пассивного давлений грунта при воздействии внешних и эксплуатационных нагрузок.

Давление грунта является основной нагрузкой, воспринимаемой шпунтовой стенкой и зависит, в частности, от геометрических параметров контрфорсов. Существующие методы расчета по разгружающему влиянию ребер жесткости (В.Н. Евсигнеева [2], Ф.М. Шихиева и Я. Н. Фельдмана [3], В. С. Зеленского [4]) не обеспечивают учета всех факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние грунта в пространстве между контрфорсами для данной конструкции, а также представлены в сложном и громоздком виде, что затрудняет их использование в инженерной практике.

В связи с этим был разработан линейный метод расчета бокового давления грунта на шпунтовую стенку с учетом разгружающего эффекта ребер жесткости для различных конфигураций ребер и введением в расчетную схему двух участков конструкции – с контрфорсом и без [5]. Данный метод был основан на рекомендациях нормативного ведомственного документа РД 31.31.27-81 [6], базирующего на классической теории Ш. Кулона, предполагающей плоский характер поверхностей обрушения. Давление на лицевую стенку определялось с учетом потерь от сил трения сползающего клина обрушения по боковым граням контрфорсов.

На основании разработанного метода расчета была проведена оценка влияния геометрических параметров контрфорсов и проведено математическое моделирование системы «сооружение – грунтовая среда» [5, 7]. Математическое моделирование заключалось в выполнении расчетов с варьируемыми значениями ширины, высоты, шага, формы ребер жесткости и постоянными параметрами, характеризующими систему «сооружение - грунтовая среда». На основании анализа результатов проведенных исследований были выведены соотношения оптимальных параметров (ширина, высота, шаг контрфорсов), которые обеспечивают максимальное снижение активного давления грунта и устойчивость конструкции.

По полученной на основании линейного метода расчета результирующей эпюры давления грунта были выявлены четыре зоны влияния контрфорса – зона частичного влияния (I), зона полного влияния (II), переходная зона (III), зона отсутствия влияния контрфорса (IV) (рис. 2).

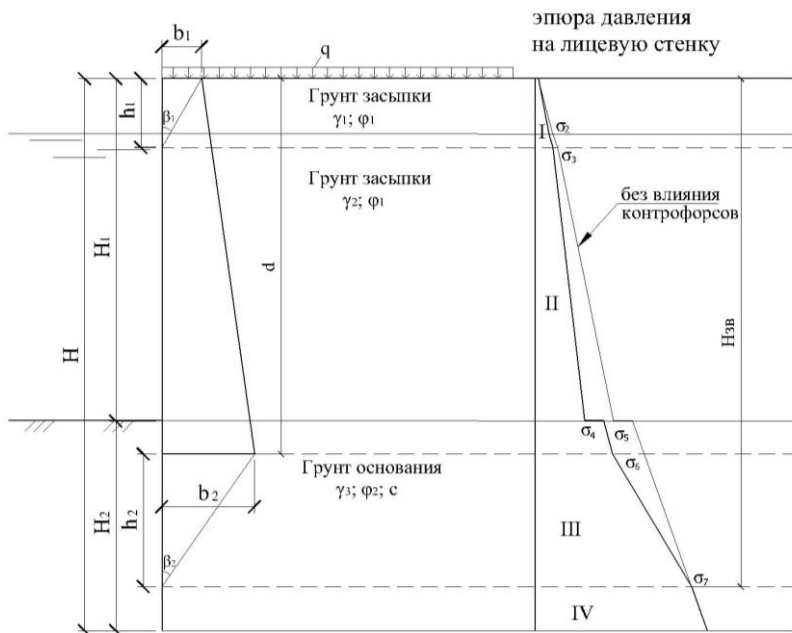


Рис. 2. Расчетная схема шпунтовой стенки с расширенной книзу формой контрфорсов

Таким образом, высота контрфорсов  $d$  может назначаться исходя из условия максимального использования общей зоны влияния контрфорсов, когда  $H = H_{3в}$ , то есть когда общая зона влияния контрфорсов охватывает всю высоту лицевой стенки

$$d = H_{3в} - \frac{b_2}{\operatorname{tg} \beta_2}, \quad (1)$$

где  $H_{3в}$  – высота зоны влияния контрфорсов, м;

$b_2$  – ширина контрфорса понизу, м;

$\beta_2$  – угол обрушения грунта основания, град.

Из условия обеспечения устойчивости лицевой стенки с контрфорсами, они должны погружаться в грунт основания минимум на глубину

зашемления, которую в первом приближении можно найти из условия равновесия активного и пассивного давлений грунта.

Исходя из выражения (1) важную роль играет ширина контрфорса понизу  $b_2$ , которая и определяет форму контрфорса, а также существенно влияет на величину переходной зоны. Известно, что эпюра давления грунта имеет трапецеидальную форму с расширением книзу. Отсюда следует, что наибольший разгружающий эффект обеспечат ребра жесткости аналогичной формы, при которых высоты зон полного и переходного влияния контрфорсов наиболее развиты.

Разгружающее действие контрфорсов на лицевую стенку происходит за счет потерь от сил трения по боковым граням контрфорсов, а также с учетом экранирования контрфорсов. Чтобы учитывался эффект экранирования необходимо подобрать оптимальный шаг контрфорсов  $S$  по длине сооружения. На основании анализа математического моделирования [5] был установлен предел отношения высоты ребер к расстоянию между ними  $S > 0,35d$ . При дальнейшем увеличении шага ребер жесткости наступает момент, когда влияние сил трения будет ограничено небольшой зоной у ребер жесткости, а уменьшение бокового давления будет незначительным. При этом шаг и ширина контрфорсов могут быть равными

$$S = b = \frac{b_1 + b_2}{2}, \quad (2)$$

$$b = \frac{d}{5,66}, \quad (3)$$

где  $b$  – ширина контрфорса при прямоугольной форме, м;

$b_1$  – ширина контрфорса поверху, м.

Исходя из технологии возведения сооружения, ширина и шаг контрфорса должна назначаться кратными ширине шпунтины или ширине погружаемого пакета шпунтин. Из условия обеспечения устойчивости глубину погружения лицевой стенки ниже уровня дна первоначально следует принимать

$$H_2 = 0,61H_1, \quad (4)$$

где  $H_1$  – высота лицевой стенки выше уровня дна, м;

$H_2$  – глубина погружения лицевой стенки ниже уровня дна.

Дальнейший расчет можно производить традиционным графоаналитическим способом как для незаанкеренной стенки.

Таким образом, использование реализации данного сооружения и приведенной методики расчета обеспечит снижение давления грунта примерно до 20%. Следует отметить, что в случае необходимости возможно с увеличением шага или ширины контрфорса добиться большего снижения за счет увеличения материалоемкости. Аналитическое исследо-

вание предлагаемой конструкции глубоководного причала рассматривалась в интервале глубин от 9,75 до 17,0 м. Максимальная глубина (17,0 м) может быть приемлемой для расчетных судов дедвейтом около 150 тыс. тонн с учетом необходимых запасов.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Патент № 84888. Україна. МПК(2006) E02D 29/2, E02B 3/06. Підпірна стінка / Г.В. Слободяник, М.П. Дубровський // Одеський національний морський університет. – Заяв. 29.05.2006. Від. 10.12.2008. - Бюл. №23. – 4 с.
2. Евстигнеев В.Н. Экспериментальное изучение давления грунта на стенку с контрфорсами / В.Н. Евстигнеев // В кн.: Портовое гидротехническое строительство. - М., 1967. - С. 63-68. [Труды Союзморниипроекта, вып. 15 (21)].
3. Шихиев Ф.М. Некоторые случаи давления грунта на ограждения при неплоской задаче / Ф.М. Шихиев, Я.Н.Фельдман // В кн.: Портовое гидротехническое строительство. - М., 1967. – С. 88-92. [Труды Союзморниипроекта. - вып. 12 (21)].
4. Зеленский В.С. Расчет распорного давления грунта на стенки причальных набережных с учетом разгружающего влияния контрфорсов / В.С. Зеленский // Черноморниипроект. Сборник научных трудов «Морская гидротехника». - № 6. - М., 1978. - С. 13-20.
5. Слободяник А.В. Исследование давления грунта на шпунтовую стенку с ребрами жесткости / М.П. Дубровский, А.В. Слободяник // Вісник Одеського національного морського університету. – Одеса: ОНМУ, 2005. - № 16. - С.146 - 156.
6. Руководство по проектированию морских причальных сооружений: РД 31.31.27-81: Москва, В/О «МОРТЕХИНФОРМРЕКЛАМА», 1984. - 166 с.
7. Слободяник А.В. Численное моделирование системы «грунтовая среда – шпунтовая стенка» / А.В. Слободяник // Вісник Одеського національного морського університету. – Одеса: ОНМУ, 2006. - № 20. - С. 58 - 68.

## REFERENCES

1. Patent № 84888. UKRAINE. IGC (2006) E02D 29/2, E02B 3/06. Pidpirna stinka: GV.Slobodyanik, MP. Dubrovsky: Odeska natsionalny morskyy universitet. Said. 29.05.2006. Vid.10.12.2008. Bull. №23; 4.
2. Evstigneev VN. Experimental study of the earth pressure on the wall with buttresses: Port hydraulic engineering. Moscow, Transport, 1967, № 15; 23-28.
3. Shikhiev F. M. Some cases of soil pressure on the fence at the non-planar problem / Shikhiev F. M., J. N. Feldman // In kN.: Port hydraulic engineering. Moscow, 1967, pp. 88-92. [Proceedings of Soyuzmorniiproekt, vol. 12 (21)].

4. Zelensky V. S. Calculation of the push-in soil pressure on the quay wall embankments considering unloading effect of the ribs / V. S. Zelensky // – Chernomorniiproekt. Collection of scientific papers "Marine hydraulic engineering" No. 6, M. 1978. - p. 13-20.
5. Dubrovsky MP, Slobodyanik AV. Study of earth pressure on sheet pile wall with ribs: News of Odessa National Maritime University. Odessa, ONMU, 2005, № 16; 146 - 156.
6. RD 31.31.27-81: Guide for the design of marine berthing facilities. Moscow V/O "MOREGENERALLY", 1984, 166 p.
7. Slobodyanik AV. Numerical modeling of system "soil medium – sheet-piling wall".: News of Odessa National Maritime University. Odessa, ONMU, 2006, № 20; 58 - 68.

Статья поступила в редакцию 19.07.2016 г.