

## ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ УГОЛКОВОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ И ФУНДАМЕНТА С ДЕФОРМИРУЕМОЙ СРЕДОЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Гришин А.В., Мысловский П.В., Шутяк А.А. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г.Одесса)

**Досліджується напружено-деформований стан системи, що складається з кутової підпірної стінки, фундаменту і ґрунтового масиву, викликаний хвилювими процесами, виникаючими від дії динамічного навантаження. Враховуються пружно-пластичні властивості матеріалів системи.**

Статическому расчету подпорных стенок посвящено значительное количество исследований. Их обзор приведен, например, в [1,2]. Количество работ по динамике этих сооружений, особенно с учетом упругопластических свойств их материалов, значительно меньше. Их анализ рассмотрен в [3,4]. Обычно, динамические расчеты выполняются, если на сооружение действуют импульсные, вибрационные или подвижные нагрузки [5].

В [1,2] отмечено, что в настоящее время наиболее обоснованными как теоретически, так и экспериментально являются методы расчета, базирующиеся на теории предельного напряженного состояния грунтовой среды. Однако, в основу этих методов положен целый ряд существенных допущений, которые не согласуются с реальными условиями. Так, предполагается, что вся грунтовая среда находится в пластическом состоянии, её деформирование, вызванное действием нагрузок и перемещениями стенки, не учитывается также как и напряженно-деформированное состояние под подошвой стенки. Перечисленные допущения не позволяют, во-первых, с единых позиций выполнять этим методом расчеты по двум предельным состояниям, рекомендуемым в нормативных документах и во-вторых, приблизить расчетные схемы к реальным условиям работы сооружений.

В [3,4] предлагается нелинейная упруговязкопластическая модель, свободная от указанных выше допущений. Она позволяет учитывать совместную работу сооружения и грунтовой среды как единой системы, а также определять напряженно-деформированное состояние в любой её точке от действия статических и динамических нагрузок. Такая система находится в условиях сложного нагружения и в ней возникают упруговязкопластические деформации. Для описания рассматриваемых явлений не могут быть использованы ни физически нелинейные упругие модели, ни модели деформационных теорий пластичности. Поэтому была принята упрочняющаяся упруговязкопластическая модель, базирующаяся на принципе максимума Мизеса [6]. Она сравнительно проста в приложениях, позволяет учесть перечисленные выше свойства реальных материалов, использует широкий набор различных функций нагружения и этим самым расширяет круг сред, к которым она может быть применена. Предлагаемая инерционная модель позволяет учесть возникающие волновые процессы от действия динамических нагрузок и гидродинамическое давление водной среды от колебания системы.

Рассматриваемая модель описывается системой нелинейных дифференциальных уравнений [3,4], решение которых производилось прямым шаговым методом, реализованным по модифицированной схеме Ньюмарка. Дискретизация исходных уравнений выполнялась методом конечных элементов. Для аппроксимации границ полупространства использовались бесконечные элементы, позволяющие пропускать без отражения волны, возникающие в системе. В противном случае возможно искажение результатов решения. Модификация метода Ньюмарка была вызвана следующими причинами. Во-первых, упруговязкопластические деформации определяются только в приращениях, а не в их полных значениях. Во-вторых, при решении нелинейных задач происходит накопление различных ошибок, поэтому образуется невязка в уравнениях равновесия, для уменьшения которой до заданной малой величины, приходится строить дополнительный итерационный процесс. В-третьих, полный вектор напряжений, вследствие приближенного метода решения, может выходить за пределы поверхности нагружения, что для упругопластических задач недопустимо. Поэтому приходится строить дополнительную процедуру возвращения этого вектора внутрь области или на её границу, определенную функцией нагружения, которая в свою очередь изменяется при изменении приращений нагрузки. Рассматриваемый метод решения является, безусловно, устойчивым, что позволяет во много раз увеличить временной интервал по сравнению с явными шаговыми методами и этим сокращать время счета на ЭВМ.

Для численной реализации конкретных задач разработан программный комплекс, который позволяет использовать предлагаемую методику для расчета различных сооружений, взаимодействующих с грунтовой и водной средой [3,4]. Здесь рассмотрим его применение для расчета уголкового причальной стенки, фундамента, засыпки и грунтового массива, показанные на рис. 1.

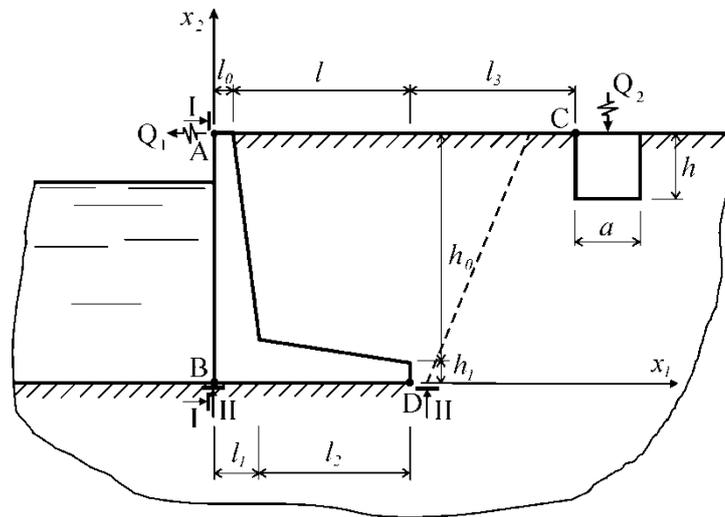


Рис. 1. Расчетная схема системы

Численные результаты будут рассматриваться при следующих исходных данных:  $h_0 = 9,5$  м;  $h = 2$  м;  $h_1 = 0,5$  м;  $l_0 = 0,5$  м;  $l_1 = 1$  м;  $l_2 = 4$  м;  $l = 4,5$  м;  $l_3 = 9$  м;  $a = 2$  м. Механические характеристики бетона стенки и фундамента:  $E = 320000$  МПа;  $\mu = 0,2$ ;  $\rho = 2,4$  тс/м<sup>3</sup>;  $\sigma_y = 1,8$  МПа;  $\sigma_c = 18$  МПа. Механические характеристики грунта:  $E_o = 20$  МПа;  $\mu_o = 0,4$ ;  $\rho_o = 1,6$  тс/м<sup>3</sup>;  $\varphi_o = 28^\circ$ ;  $c_o = 0,01$  МПа. Механические характеристики засыпки:  $E_z = 30$  МПа;  $\mu_z = 0,3$ ;  $\rho_z = 1,8$  тс/м<sup>3</sup>;  $\varphi_z = 30^\circ$ ;  $c_z = 0,005$  МПа. В качестве функции нагружения для бетона стенки и фундамента принимается условие Гениева, а для грунтового массива и засыпки условие Кулона-Мора.

Вначале выполнялся статический расчет системы только от действия собственного веса стенки и засыпки. В качестве функции нагружения для грунтовой среды использовалось условие Кулона-Мора. Засыпка и грунт I имеют следующие характеристики:  $E_1 = 24$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;  $c_1 = 0,011$  МПа;  $\varphi_1 = 26^\circ$ . Грунт II:  $E_2 = 32$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;  $c_2 = 0,02$  МПа;  $\varphi_2 = 33^\circ$ . Грунт III:  $E_3 = 26$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;  $c_3 = 0,015$  МПа;  $c_3 = 30^\circ$ . Учитывается взвешенное состояние грунта и засыпки ниже уровня воды. Размеры стенки:  $h_1 = 2$  м;  $h_2 = 12$  м;  $h_3 = 2$  м;  $a = 2$  м;  $b = 6$  м.

Производство работ по возведению данного сооружения выполнялось в следующей последовательности: в готовый подводный котлован устанавливалась стенка, затем производилась засыпка котлована, и сооружался фундамент. Такая последовательность строительства учитывается предлагаемой методикой расчета.

Вначале рассмотрим статический расчет причала от действия только собственного веса стенки, фундамента и засыпки. От указанного воздействия, как показано на рис. 2, образуются обширные пластические зоны в грунтовом массиве и засыпке. Это вызвано тем, что на грунтовую среду передается нагрузка, как от собственного веса стенки, так и от горизонтальной и вертикальной составляющих давления засыпки. Сама стенка работает в упругой стадии.

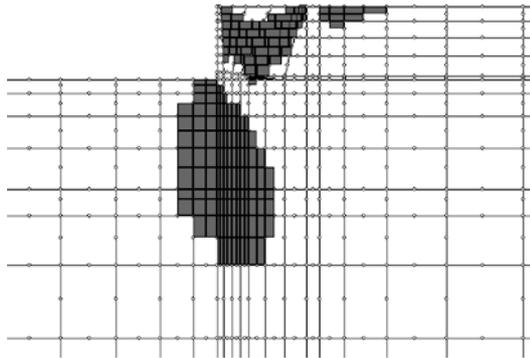


Рис. 2. Схема образования пластических зон в системе от действия её собственного веса

Наибольшие контактные напряжения, показанные на рис. 3 и равные  $-0,2008$  МПа, возникли в грунте под левым краем стенки, где и произошло образование наибольшей пластической зоны. Вправо от этого места контактные напряжения постепенно убывают. Наибольшие положительные касательные напряжения, приведенные на рис. 4, также возникают в грунте под левым краем стенки, затем они постепенно убывают и принимают отрицательные значения. Эпюра касательных напряжений имеет такой же вид, как под внецентрично нагруженным штампом.

Рассмотрим влияние на систему динамических нагрузок. При этом учитывается гидродинамическое давление воды, возникающее при её колебаниях. Пусть на фундамент действует вертикальная гармоническая нагрузка  $Q_2 = a \sin \omega t$  с параметрами  $a = 0,5$  МПа,  $\omega = 60$  рад/сек. Рассмотрим показанные на рис. 5 горизонтальные колебания точки  $A$ . От указанной нагрузки, учитывая удаленное положение этой точки, волны к которой доходят через грунтовую среду, отражаясь от стенки, наблюдаются слабые и замедленные её колебания. Наибольший размах горизонтальных колебаний происходит во времени от 0,5 сек. до 1 сек. и равен 0,939 см. Затем наблюдаются слабые колебания с периодом около 1 сек. Он уменьшается с увеличением интенсивности нагрузки и на эпюре появляются высокочастотные колебания.

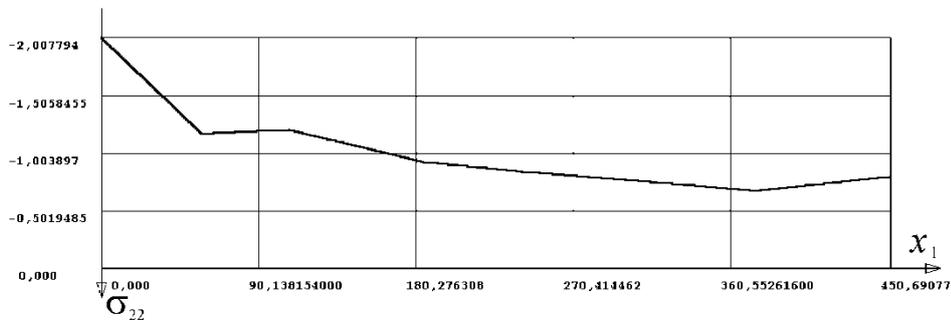


Рис. 3. Эпюра напряжений  $\sigma_{22}$  по сечению II-II от действия собственного веса системы (в 10 МПа)

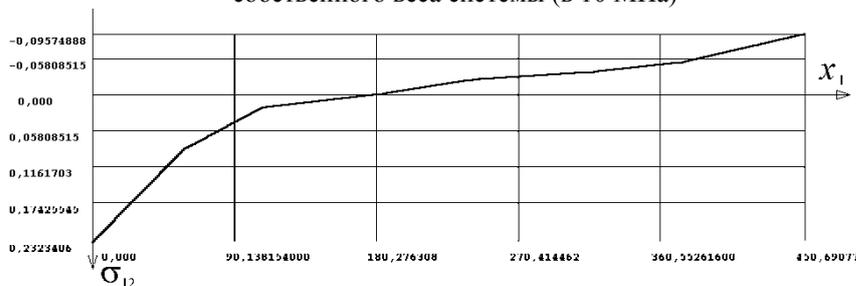


Рис. 4. Эпюра напряжений  $\sigma_{12}$  по сечению II-II от действия собственного веса системы (в 10 МПа)

**Выводы.** Анализируя приведенные результаты, можно отметить, что влияние динамических нагрузок, действующих на фундамент, оказывается не столь существенным для причальной стенки с точки зрения её эксплуатации. При решении рассматриваемых задач необходимо учитывать деформации и напряжения, полученные от статических нагрузок, так как они влияют на колебательный процесс, возникающий при динамическом нагружении системы. Кроме того, стенка и грунтовая среда взаимосвязаны между собой. Изменение во времени свойств одного элемента системы влияет на напряженно-деформированное состояние другого. Поэтому только их совместный расчет позволит получить правильные результаты.

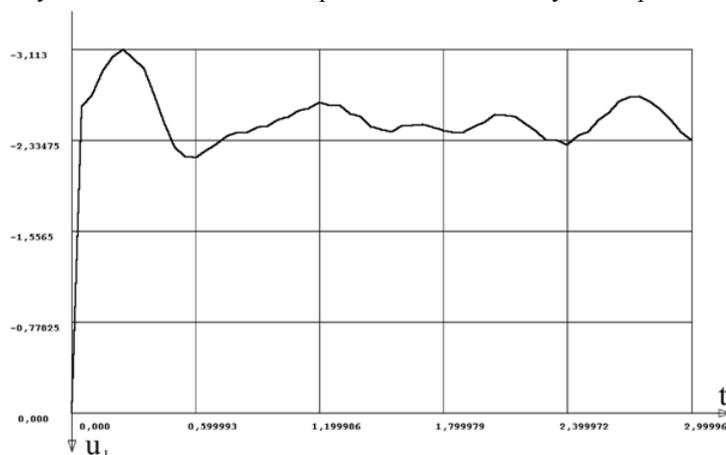


Рис. 5. Эпюра горизонтальных колебаний  $u_1$  точки  $A$  от действия нагрузки  $Q_2$  (в см)

#### Литература

1. Клейн Г.К. Расчет подпорных стен. – М.: Высшая школа, 1964.–196 с.
2. Яковлев П.И., Бибичков А.Г., Бибичков Д.А. Взаимодействие сооружений с грунтом. – М.: Недра, 1997. – 464 с.
3. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений. – Одесса: ОГМУ, 2002. – 126 с.
4. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. Нелинейная динамика оградительных сооружений. – Одесса: ОНМУ, 2002. – 240 с.
5. Смирнов А.Ф. и др. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
6. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела. – М.: Наука, 1971. – 231с.