

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ УГОЛКОВОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ И ФУНДАМЕНТА С ОКРУЖАЮЩИМ ИХ ОСНОВАНИЕМ ПРИ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

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

Досліджується напружено-деформований стан системи, що складається з кутової підпірної стінки, фундаменту і ґрунтового масиву, викликане хвильовими процесами, виникаючими від дії динамічного навантаження. Враховуються пружнопластичні властивості матеріалів системи.

В работе [1] дан краткий анализ проблем, связанных с расчетом подпорных стенок. Там также с использованием нелинейной упруговязкопластической модели, описанной в [2,3] предлагается исследование напряженно-деформированного состояния угловой причальной стенки, фундамента, засыпки и ґрунтового массива, показанных на рис. 1.

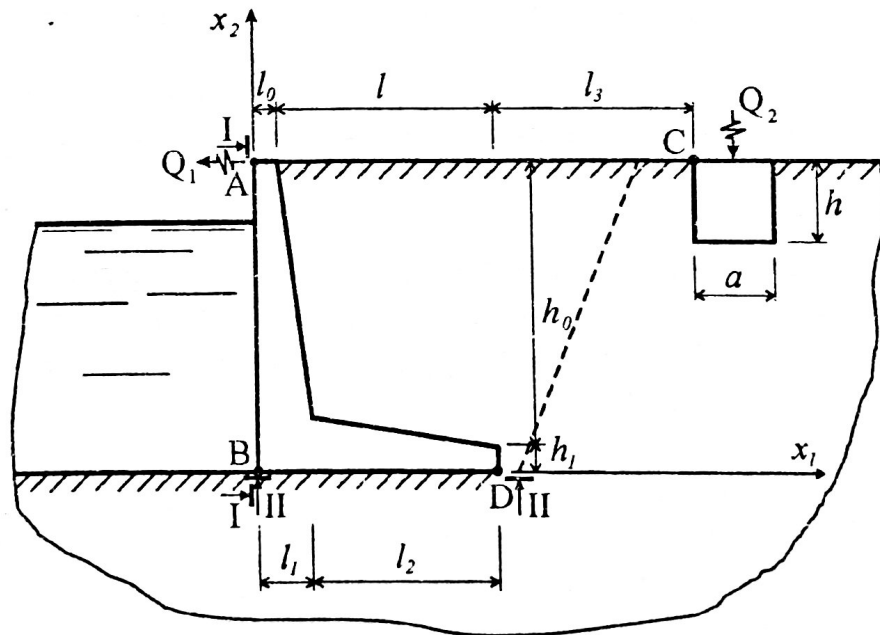


Рис. 1. Расчетная схема системы

Результаты расчетов в данной работе были представлены в виде схемы образования пластических зон в системе от действия её собственного веса, эпюры напряжений σ_{12} и σ_{22} по сечению II-II от действия собственного веса системы, эпюры горизонтальных колебаний u_1 точки A от действия нагрузки Q_2 . Настоящая работа является продолжением исследований, представленных в [1].

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/м³; $\sigma_p = 1,8$ МПа; $\sigma_c = 18$ МПа. Механические характеристики грунта: $E_o = 20$ МПа; $\mu_o = 0,4$; $\rho_o = 1,6$ тс/м³; $\varphi_o = 28^\circ$; $c_o = 0,01$ МПа. Механические характеристики засыпки: $E_s = 30$ МПа; $\mu_s = 0,3$; $\rho_s = 1,8$ тс/м³; $\varphi_s = 30^\circ$; $c_s = 0,005$ МПа. В качестве функции нагружения для бетона стенки и фундамента принимается условие Гениева, а для грунтового массива и засыпки условие Кулона-Мора.

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. 2 вертикальные 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. На рис. 3 и рис. 4 видны биения напряжений в точке D с наибольшим размахом для $\sigma_{11} = 0,0129$ МПа и для $\sigma_{22} = 0,0109$ МПа.

Рассмотрим влияние динамических нагрузок, приложенных к стенке, на рядом расположенный фундамент. Пусть динамическая нагрузка Q_1 , вызвана натяжением швартовов, время её действия $t_q = 0,1$ сек., длина временного интервала равна $t_n = 0,001$ сек. Время наблюдения составляет $T = 3$ сек. Учитывается

синусоидальная форма импульса. Наибольший размах горизонтальных и вертикальных колебаний, показанных на рис. 5 и рис. 6, наблюдается в начале фазы свободных колебаний. Для u_1 он равен 0,6442 см, а для u_2 - 0,15 см и по времени для u_1 длится около 1 сек., а для u_2 только 0,6 сек. Затем происходит постепенное затухание колебаний при повышенных в некоторые моменты времени амплитудах, что вызвано отражением и наложением волн. Колебания происходят около положений системы, отличающихся от статического равновесия, вследствие образования остаточных деформаций от динамических нагрузок.

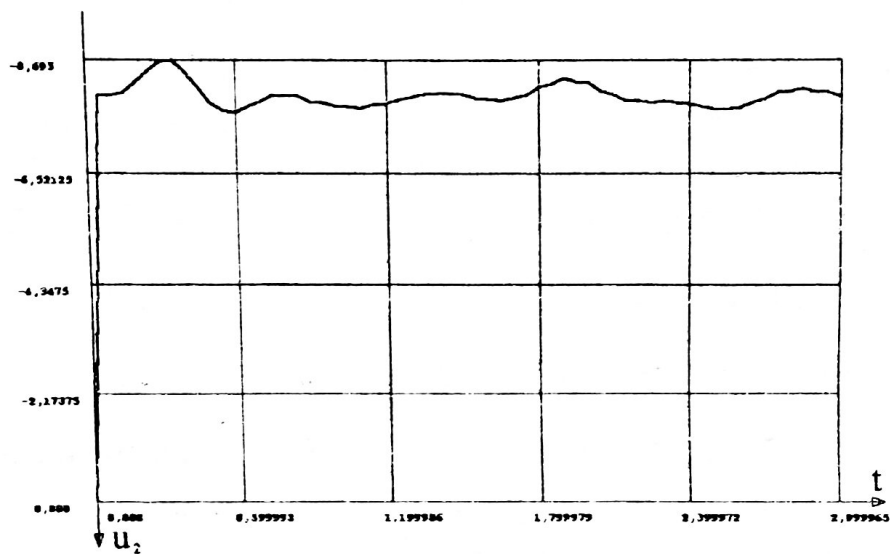


Рис. 2. Эпюра вертикальных колебаний u_2 точки A от действия нагрузки Q_2 (в см)

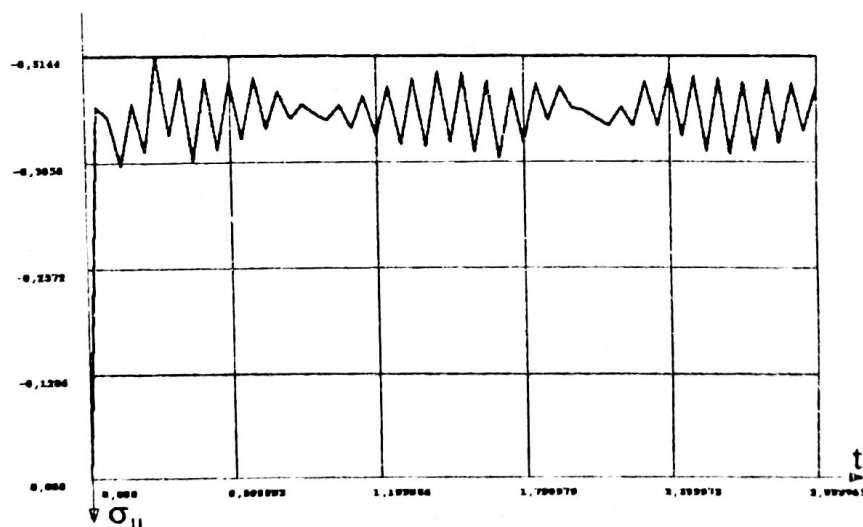


Рис. 3. Эпюра колебаний напряжений σ_{11} в точке D от действия нагрузки Q_2 (в 10 МПа)

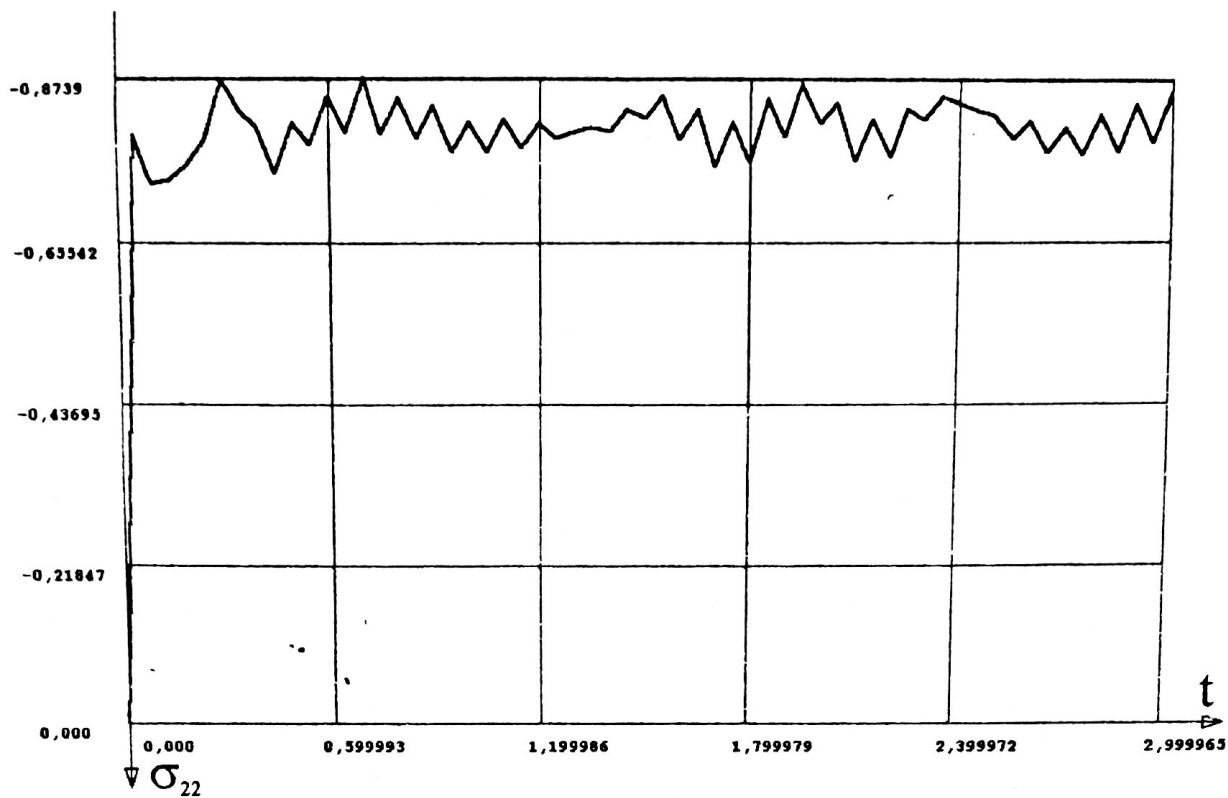


Рис. 4. Эпюра колебаний напряжений σ_{22} в точке D
от действия нагрузки Q_2 (в 10 МПа)

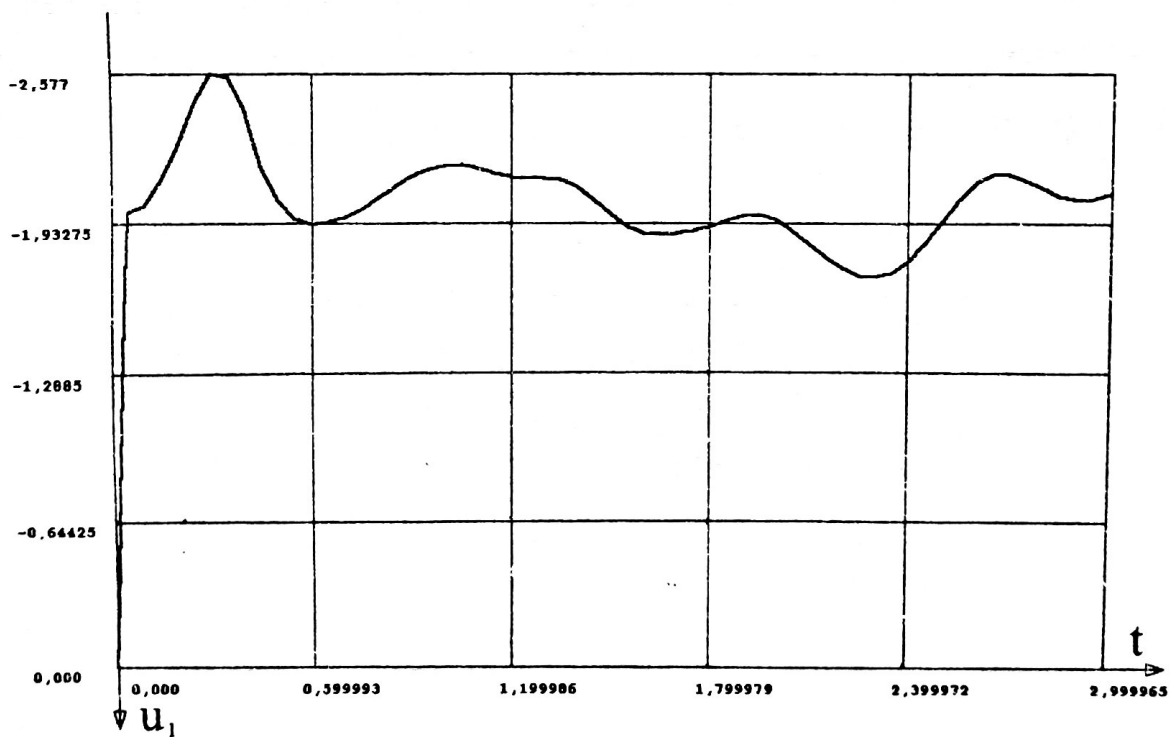


Рис. 5. Эпюра горизонтальных колебаний u_1 точки C
от действия нагрузки Q_1 (в см)

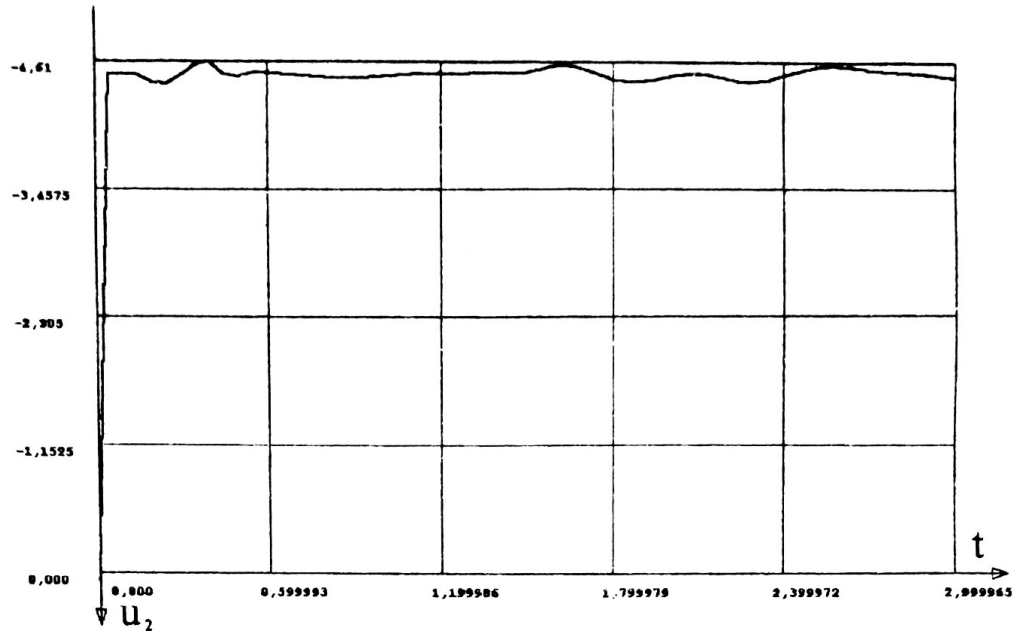


Рис. 6. Эюра вертикальных колебаний u_2 точки C
от действия нагрузки Q_1 (в см)

Эюры колебаний напряжений σ_{11} и σ_{22} в точке B показаны на рис. 7 и рис. 8. По форме они похожи на предыдущие эюры перемещений. Так же в начале фазы свободных колебаний возникают их наибольшие размахи, которые делятся около 0,6 сек. и $u_1 = 0,16$ см, а $u_2 = 0,2923$ см. Затем происходит их постепенное затухание.

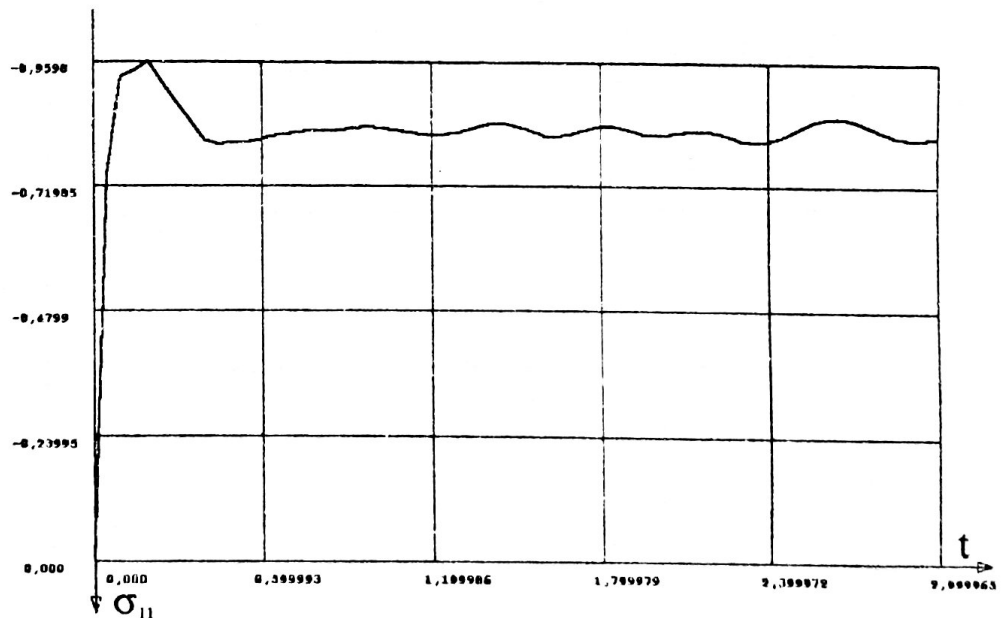


Рис. 7. Эюра колебаний напряжений σ_{11} в точке B
от действия нагрузки Q_2 (в 10 МПа)

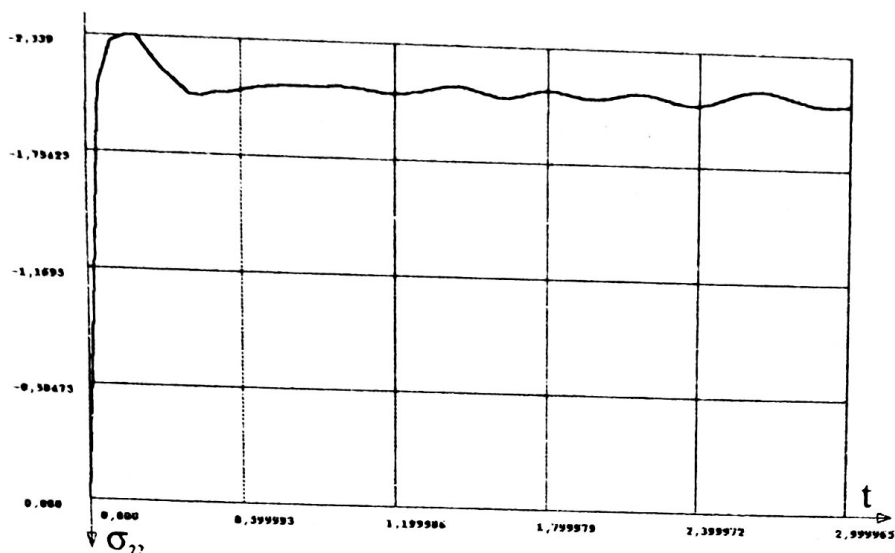


Рис. 8. Эпюра колебаний напряжений σ_{22} в точке B
от действия нагрузки Q_2 (в 10 МПа)

Анализируя приведенные результаты, можно отметить, что влияние динамических нагрузок, действующих на фундамент, оказывается не столь существенным для причальной стенки с точки зрения её эксплуатации. Динамические нагрузки, приложенные к стенке, могут вызвать нежелательные последствия на установленные на фундаменте механизмы или на расположенные на нём сооружения. Предложенный метод расчета позволяет учитывать взаимное влияние элементов системы при динамическом возбуждении некоторых из них. 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.

Литература

1. Гришин А.В., Мысловский П.В., Шутяк А.А. Взаимодействие уголковой подлорной стенки и фундамента с деформируемой средой при динамическом нагружении // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. -Випуск 33. Одеса. 2009 .- С.320-329.
2. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений. – Одесса: ОГМУ, 2002. – 126 с.
3. Гришин А.В., Федорова Е.Ю. Нелинейная динамика оградительных сооружений. – Одесса: ОНМУ, 2002. – 240 с.