

## ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ С ДЕФОРМИРУЕМОЙ СРЕДОЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Гришин А.В. (Одесса)

Исследуется напряженно-деформированное состояние системы, состоящей из подпорной стенки, фундамента и массива, вызванное волновыми процессами, возникающими от действия динамической нагрузки. Учитываются упругопластические свойства материалов системы.

Гравитационная подпорная стенка ограждает котлован в грунтовом деформируемом массиве, на поверхности которого расположен фундамент. К стенке, фундаменту или массиву прикладывается импульсная или гармоническая нагрузка. Расчетная схема рассматриваемой системы показана на рис. 1.

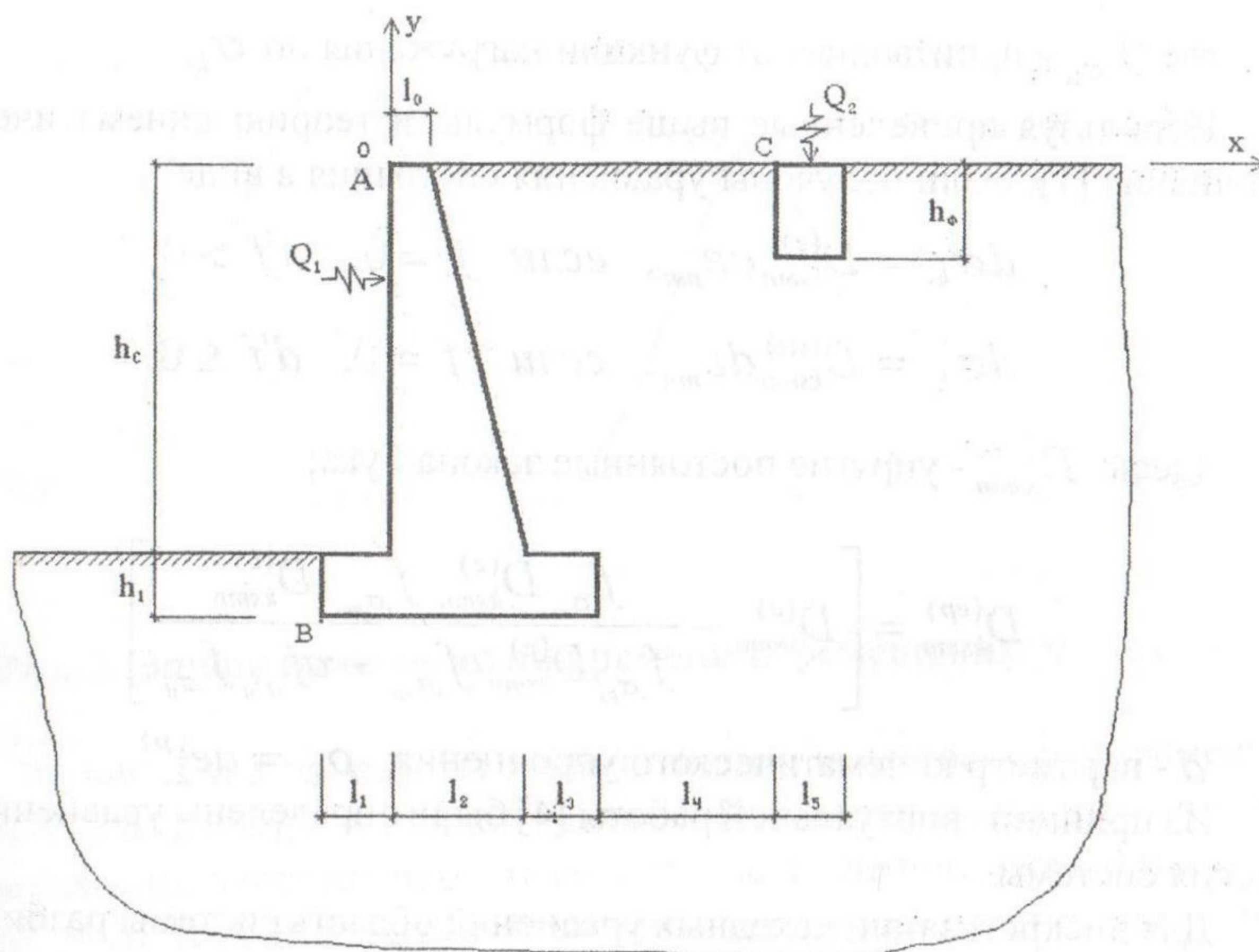


Рис. 1. Расчетная схема

Для решения задачи используется теория пластического течения с упрочнением, базирующаяся на принципе максимума Мизеса [1]. Для стенки и фундамента в качестве функции нагружения принимается условие Геньева [2], а для массива условие Кулона-Мора [3]. Применяется постулат суммирования приращений упругой и пластической деформаций

$$d\varepsilon_{ks} = d\varepsilon_{ks}^{(e)} + d\varepsilon_{ks}^{(p)}. \quad (1)$$

Общие приращения деформации определяются через приращения перемещений из соотношений Коши

$$d\varepsilon_{ks} = \frac{1}{2}(du_{k,s} + du_{s,k}). \quad (2)$$

Приращения упругой деформации связаны с приращениями напряжений законом Гука

$$d\varepsilon_{ks}^{(e)} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn}. \quad (3)$$

Из принципа максимума Мизеса в окрестности регулярной точки справедливо следующее соотношение

$$d\varepsilon_{ks}^{(p)} = d\lambda f_{,\sigma_{ks}}, \quad d\lambda = const > 0, \quad (4)$$

где  $f_{,\sigma_{ks}}$  - производная от функции нагружения по  $\sigma_{ks}$ .

Используя приведенные выше формулы и теорию кинематического упрочнения [1], были получены уравнения состояния в виде

$$\begin{aligned} d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(e)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{если } f = 0, \quad d'f > 0; \\ d\sigma_{ks} &= D_{ksmn}^{(ep)} d\varepsilon_{mn}, \quad \text{если } f = 0, \quad d'f \leq 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Здесь:  $D_{ksmn}^{(e)}$  - упругие постоянные закона Гука;

$$D_{ksmn}^{(ep)} = \left[ D_{ksmn}^{(e)} - \frac{f_{,\sigma_{ks}} D_{ksmn}^{(e)} f_{,\sigma_{mn}} D_{ksmn}^{(e)}}{f_{,\sigma_{ks}} D_{ksmn}^{(e)} f_{,\sigma_{mn}} - \alpha f_{,\rho_{kl}} f_{,\sigma_{kl}}} \right] \quad (6)$$

$\alpha$  - параметр кинематического упрочнения;  $\rho_{ks} = \alpha e_{ks}^{(p)}$

Из принципа виртуальной работы [4] были определены уравнения равновесия системы.

Для дискретизации исходных уравнений область системы разбивается на конечные, а на бесконечных границах массива на бесконечные изопараметрические элементы. После преобразований была получена система нелинейных алгебраических уравнений

$$M\ddot{d} + C\dot{d} + K(d) = Q, \quad (7)$$

где  $M, C, K$  – соответственно матрицы масс, демпфирования и жесткости;  $d, \dot{d}, \ddot{d}$  – соответственно вектора узловых перемещений, скоростей и ускорений.

Численное решение было реализовано по модифицированной схеме Ньюмарка [5], которая является безусловно устойчивой, что позволяет уменьшить время счета на заданном отрезке времени. Разработанный программный комплекс в системе Delphi дает возможность получать надежные результаты решений нелинейных динамических задач. Рассмотрим его применение к поставленной задаче при следующих исходных данных:  $h_c=10$ м,  $h_\phi=2$ м,  $h_1=1,6$ м,  $l_0=1$ м,  $l_1=1$ м,  $l_2=3$ м,  $l_3=1$ м,  $l_4=7$ м,  $l_5=2$ м. Для стенки и фундамента:  $E=30000$ МПа,  $\mu=0,2$ ,  $\sigma_p=1,8$ МПа,  $\sigma_o=18$ МПа; для массива:  $E=30$ МПа,  $\mu=0,4$ ,  $c=0,003$ МПа,  $\varphi=26^\circ$ .

В начале рассмотрим случай, когда на фундамент действует распределенная гармоническая нагрузка  $Q_z = a \sin(\omega t)$  при  $a=33$ ,  $\omega=60$ . Количество временных шагов равно 2000, а их длина  $\Delta t=0,01$ сек. Решение определяется на отрезке времени  $T=20$ сек.

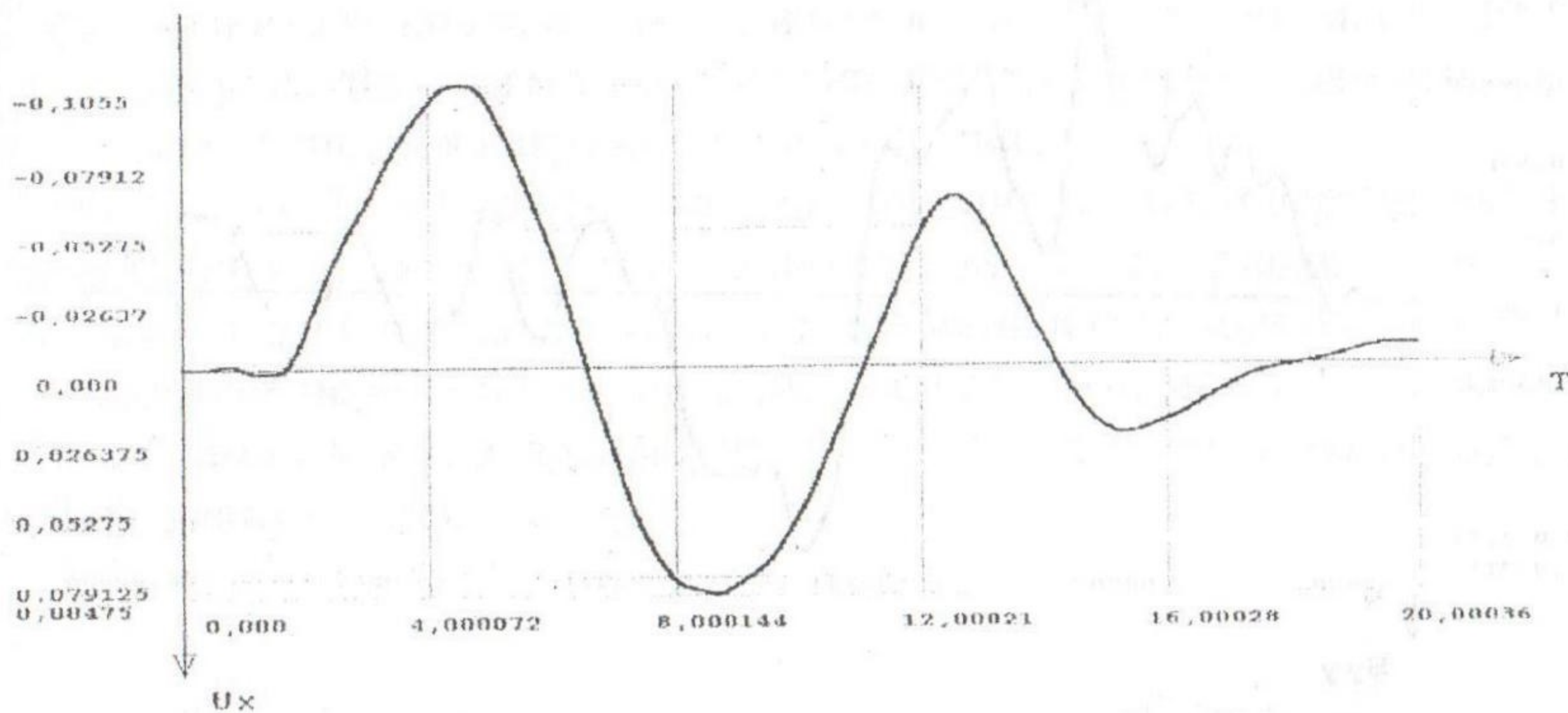


Рис. 2. Эпюра изменения во времени перемещений  $u_x$  точки А

На рис. 2 и 3 приведены эпюры изменения во времени перемещений точки А (в см и сек), показанной на рис. 1. На эпюрах видно, что существенные колебания точки происходят не сразу же после приложения нагрузки, а только после 1 сек её действия. Динамическая нагрузка вертикальная, но колебания точки как вертикальные, так и горизонтальные, причем амплитуда горизонтальных колебаний больше вертикальных ( $u_{x(\max)}=-0,1055$ см при  $t=4,05$ сек, а  $u_{y(\max)}=-0,0703$ см при  $t=8,07$ сек) и они смещены на 4 сек.

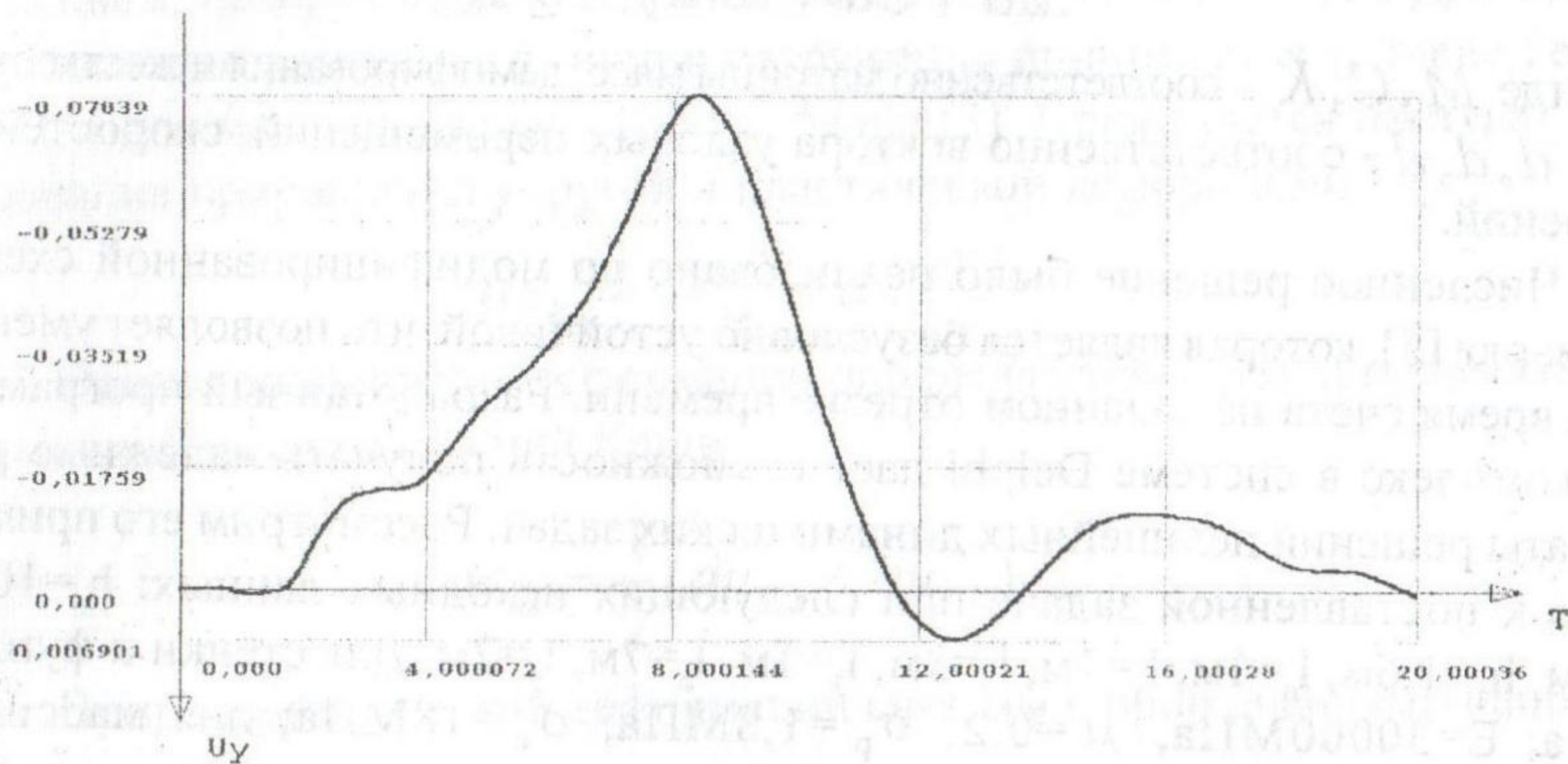


Рис. 3. Эпюра изменения во времени перемещений  $u_y$  точки А

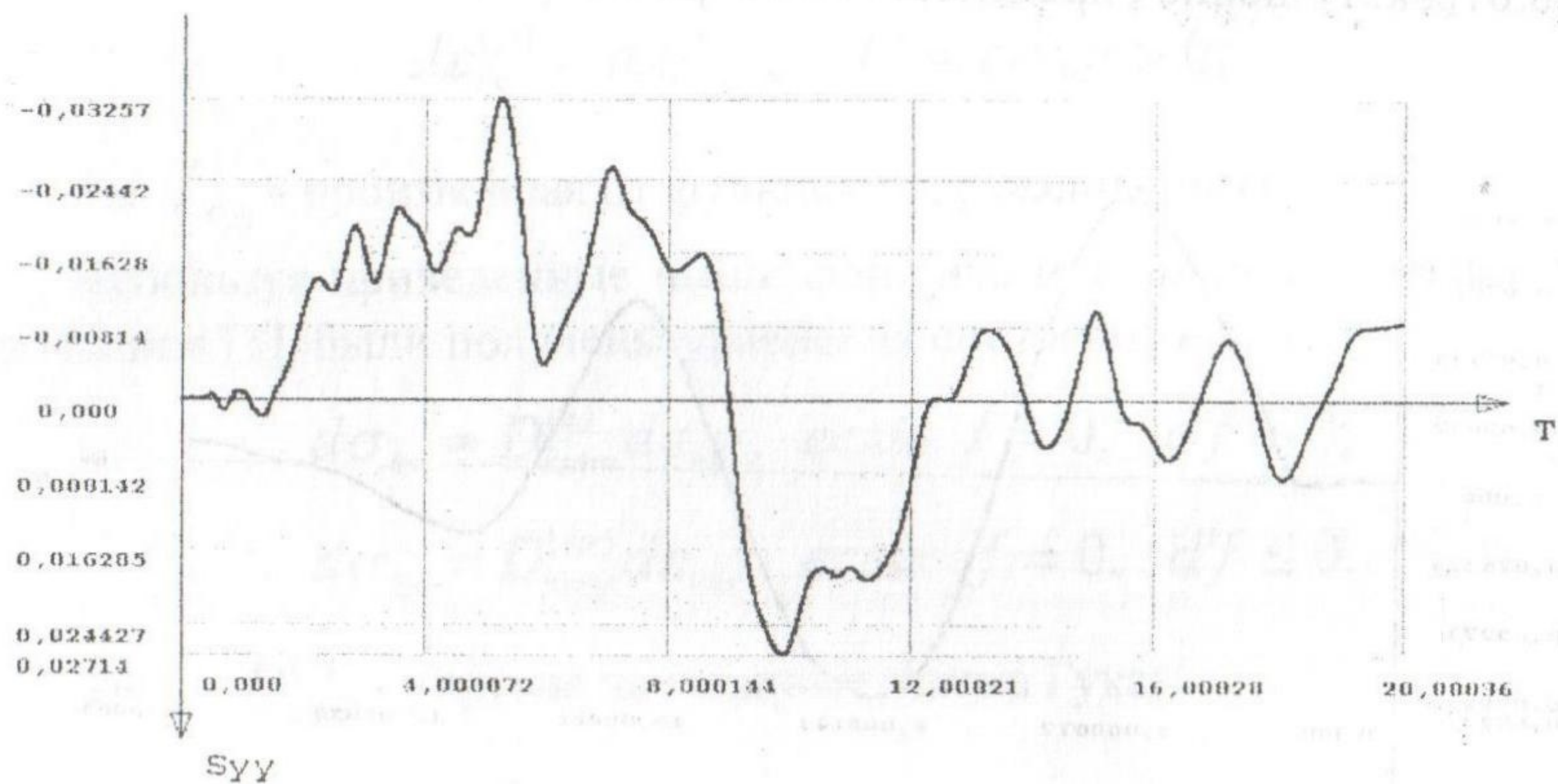
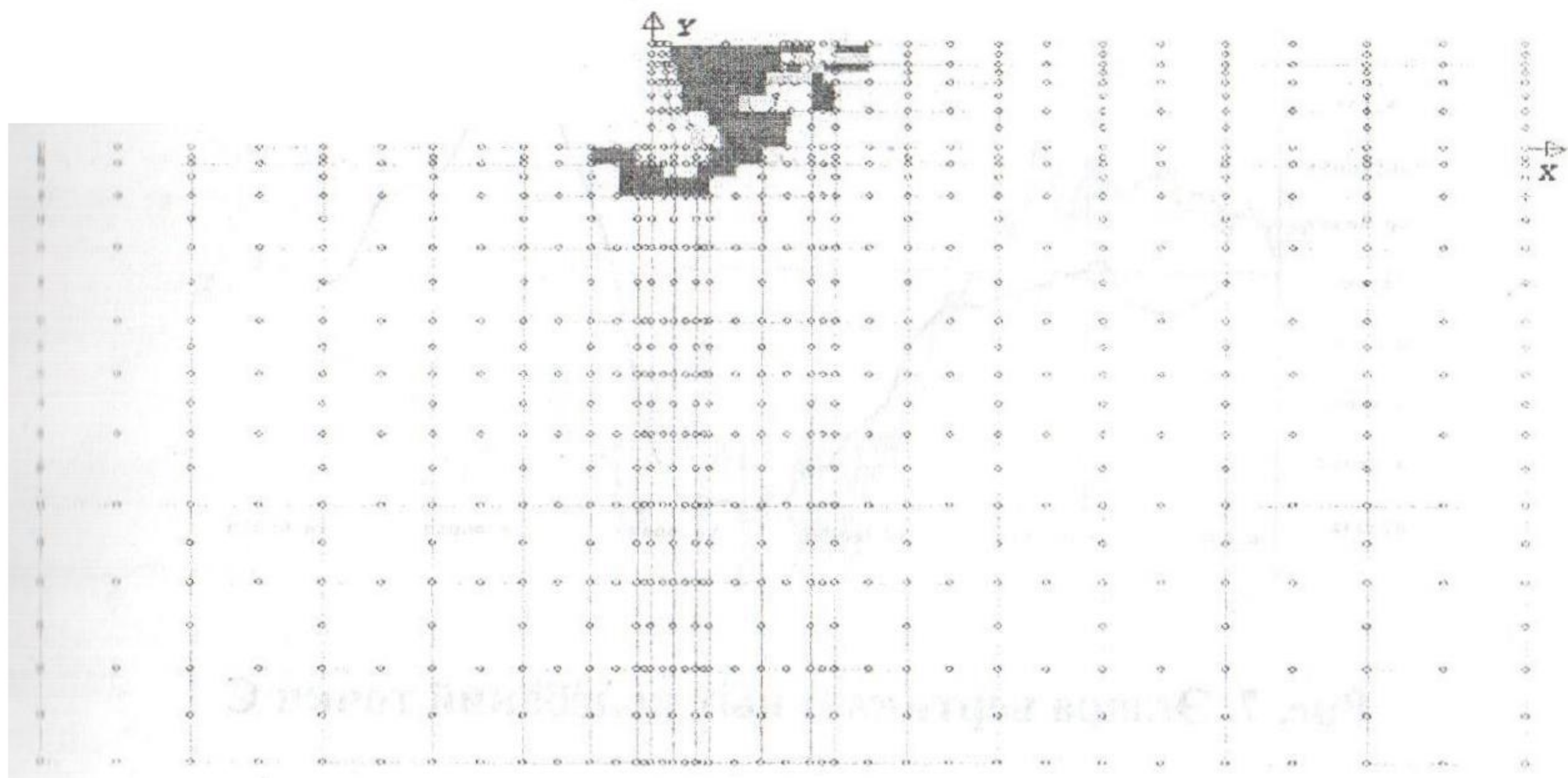


Рис. 4. Эпюра изменения во времени напряжений  $\sigma_y$  в точке В

На рис. 4 показана эпюра изменения во времени напряжений  $\sigma_y$  в точке В (в 10МПа и сек), расположенной в области контакта стенки и массива (см. рис. 1).

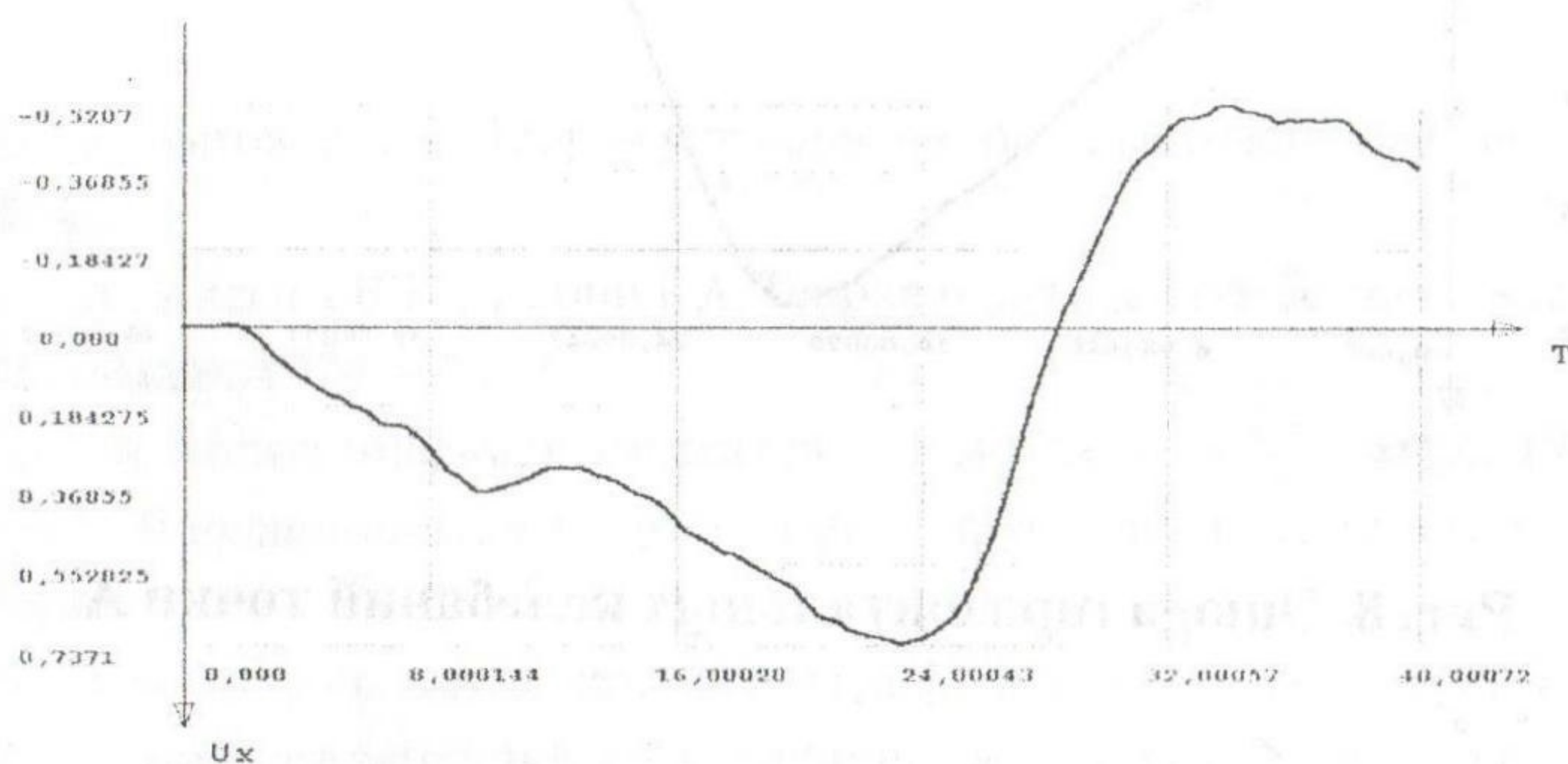
Был рассмотрен так же случай, когда на стенку действует импульсная сосредоточенная горизонтальная нагрузка интенсивностью  $Q_c = 50\text{кг}$  на 1см длины стенки. Время её действия 20сек, длина временного интервала составляла  $\Delta t = 0,02\text{сек}$ . Нагрузка приложена по линии с координатами  $x = 0$ ,  $y = -2\text{м}$ . Остальные данные оставались без изменения.



**Рис. 5. Схема образования пластических областей**

На рис. 5 приведена схема пластических областей возникающих в системе в момент времени  $t=12$ сек. Пластические зоны образовались около стенки и фундамента. С течением времени они изменяли своё положение и размеры. Происходила разгрузка в некоторых областях массива, а в других наоборот возникало новое активное нагружение. По изменению пластических зон на экране дисплея можно было наблюдать волновое движение в массиве во время действия нагрузки и после её снятия.

На рис. 6 и 7 изображены эпюры горизонтальных и вертикальных колебаний точки С (в см и сек), показанной на рис. 1. От приложенной к стенке горизонтальной нагрузки с течением времени возникали горизонтальные и вертикальные перемещения фундамента. При этом максимальные амплитуды колебаний, как и в предыдущем случае смещались, но на меньшую величину, равную 2 сек.



**Рис. 6. Эпюра горизонтальных колебаний точки С**

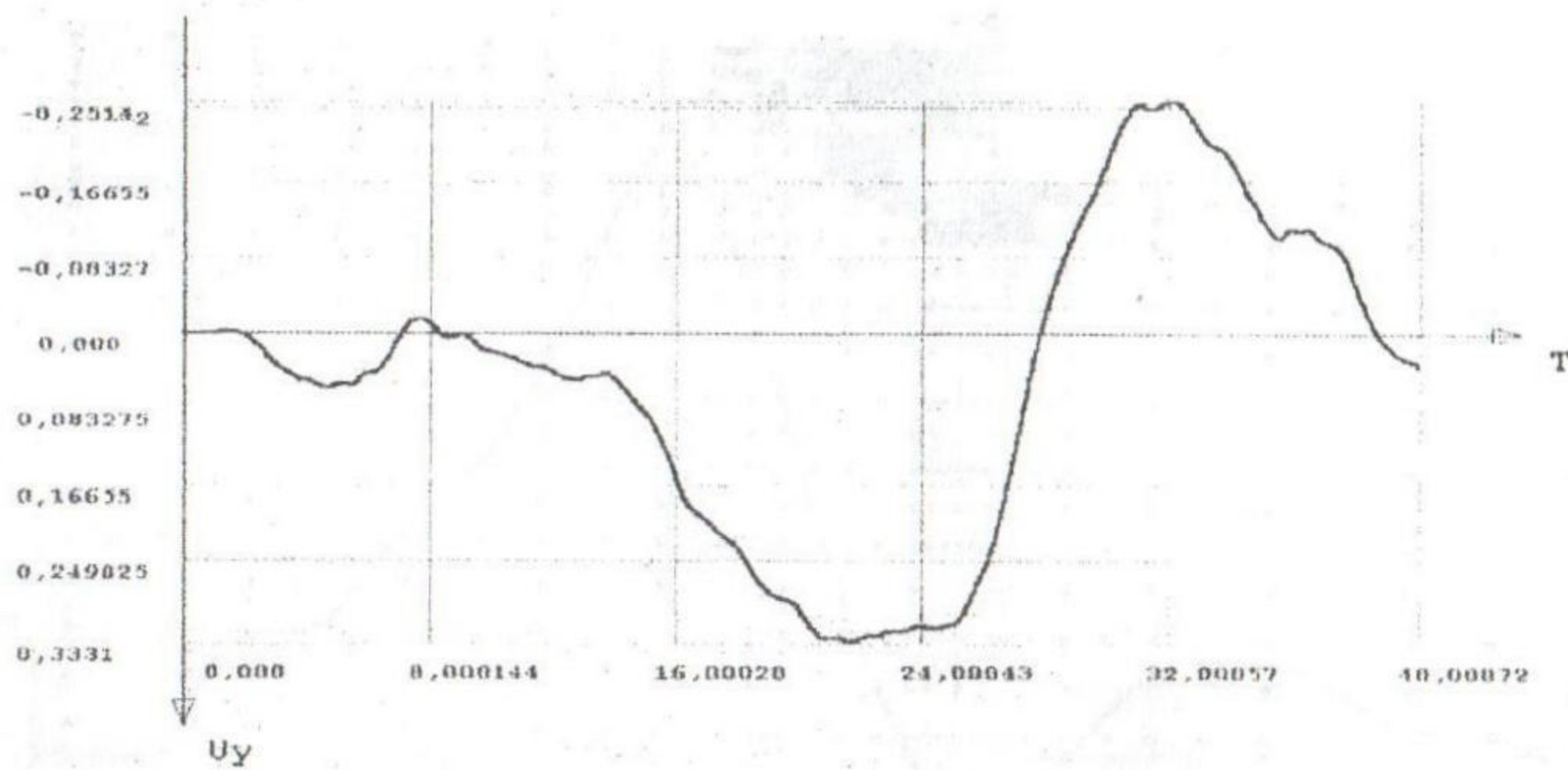


Рис. 7. Эпюра вертикальных колебаний точки С

На рис. 8 показана эпюра горизонтальных колебаний точки А, расположенной на стенке. Сравнивая графики рис. 2 и 8 видим, что период колебаний точки А увеличился почти в четыре раза. Это видимо вызвано возрастанием пассивного давления массива на стенку и изменением самого типа нагрузки. На рис. 9 изображена эпюра напряжений  $\sigma_y$  в точке В. Пик наибольших напряжений приходится на время  $t=22$ сек, т.е. через 2сек после окончания действия нагрузки.

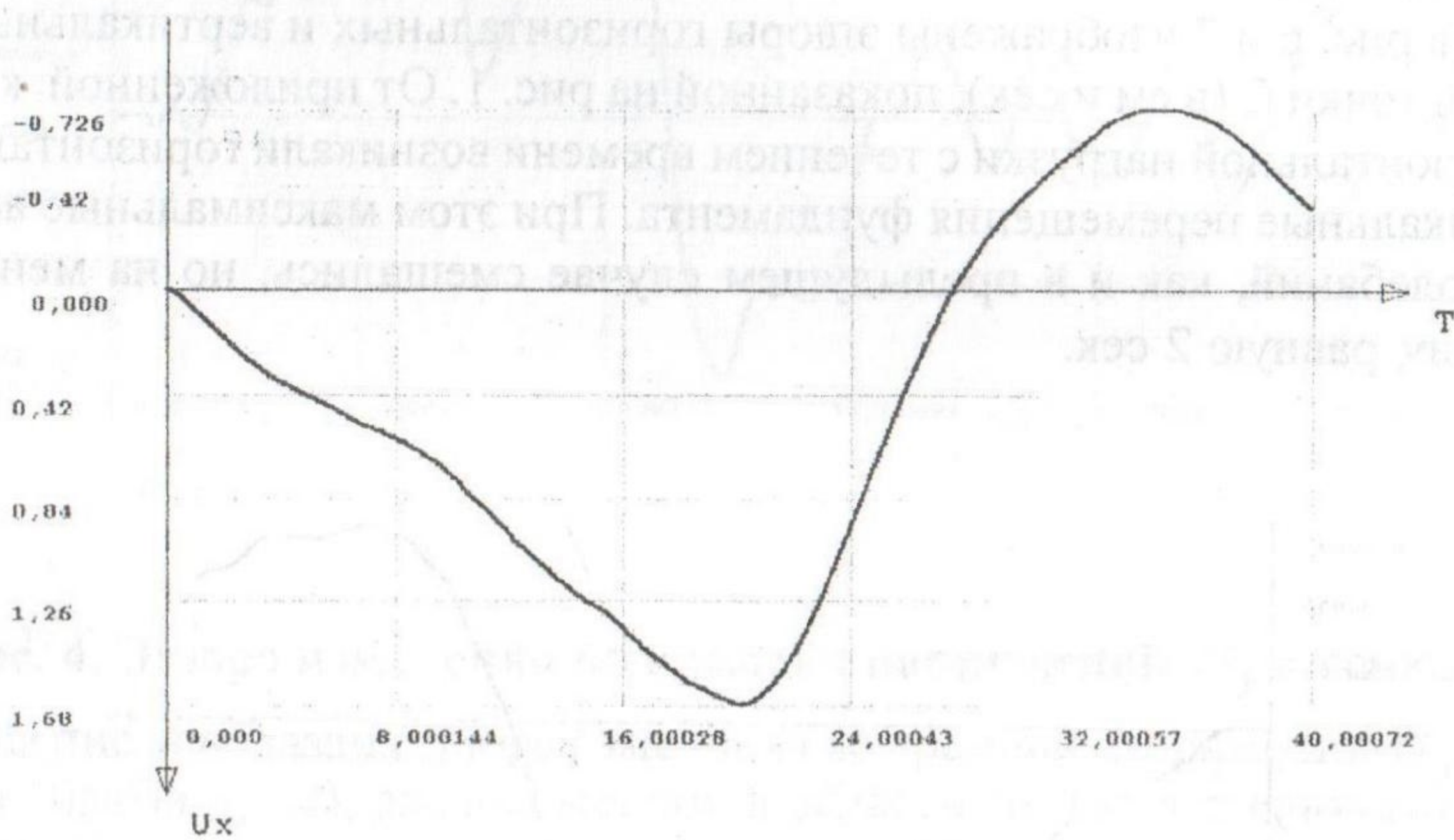
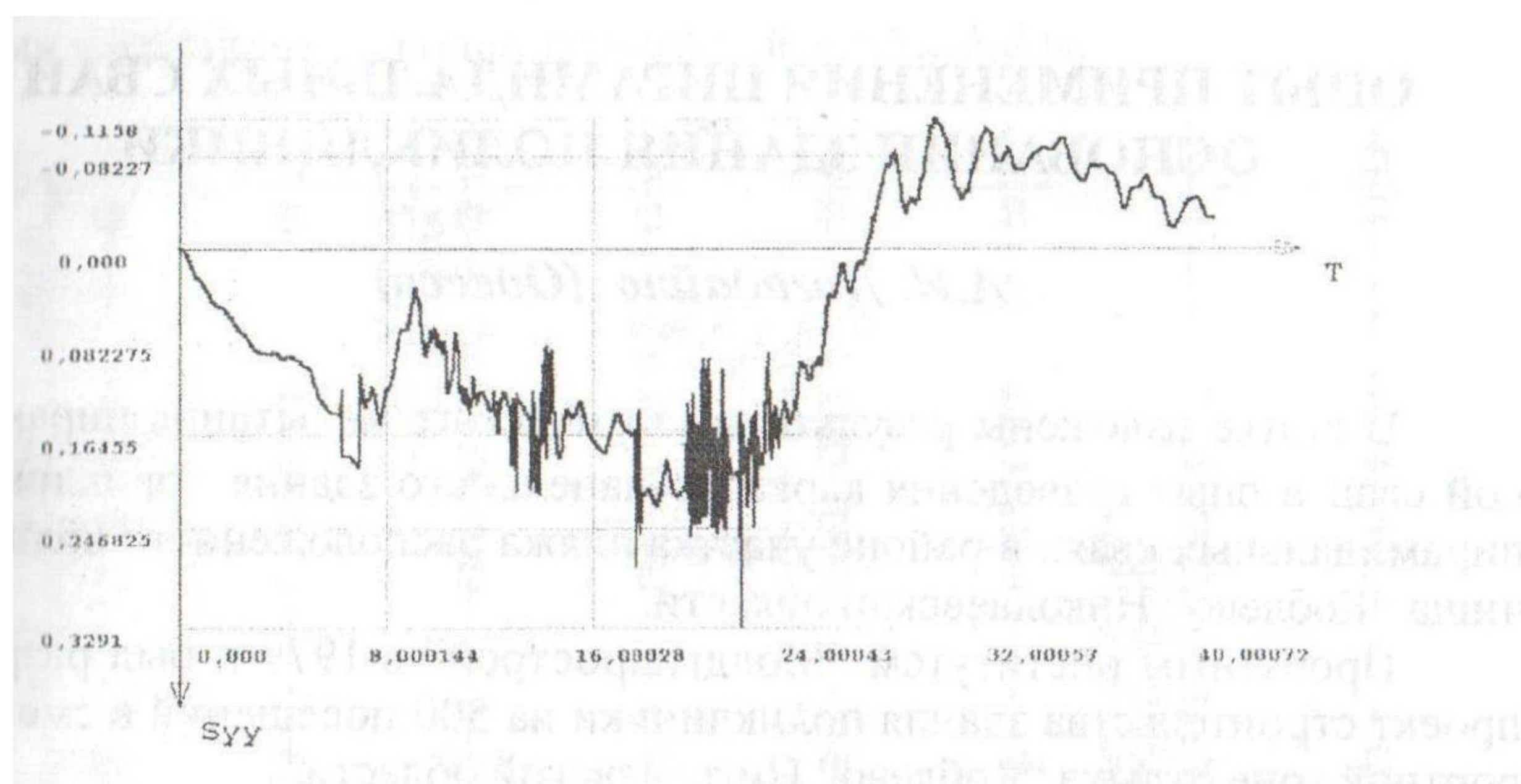


Рис. 8. Эпюра горизонтальных колебаний точки А



**Рис. 9. Эпюра изменения во времени напряжений  $\sigma_y$  в точке В**

Предложенная методика решения динамических нелинейных задач позволяет учесть волновые процессы во всех элементах системы и определять напряженно-деформированное состояние в любой её точке независимо от места приложения нагрузки. Такой совместный подход в решении ко всем элементам системы дает возможность производить расчет не только конструкций, взаимодействующих с массивом, но и самого массива.

### *Литература*

1. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела. – М.: Наука, 1971. – 231с.
2. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316с.
3. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 221с.
4. Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности. – М.: Мир, 1987. – 542с.
5. Гришин А.В. Удар по плите, лежащей на деформируемом основании с выемкой // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одесса, 2001. – вип. 3. – с. 29-35.