

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛИТЫ СВАЙНОГО РОСТВЕРКА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СООРУЖЕНИЯ С ОСНОВАНИЕМ

Лучковский И.Я., Плащев С.А. (*Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры, Украина*)

Проведен численный (с помощью ЭВМ) анализ напряженно-деформированного состояния плиты свайного ростверка 25-этажного здания, взаимодействующего с грунтовым массивом, представленным различными моделями, и показано преимущество применения дискретной модели основания

В современной механике грунтов выбор расчетной модели основания, с которой взаимодействует строительный объект, является одной из основных задач, требующих дальнейших теоретических и экспериментальных исследований. От правильности выбора модели и назначения её параметров в большой степени зависит достоверность определения усилий и деформаций не только в фундаментах, но и во всех несущих элементах сооружения.

Целью данной статьи является сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния фундаментных конструкций секций 2/3 высотного здания, контактирующего с различными моделями основания.

Объект исследования – плита свайного ростверка 25-этажного здания.

Высотное жилое здание, состоящее из 4 секций и имеющее общие размеры в осях $106,7 \times 21,8$ м, запроектировано в виде пространственного железобетонного каркаса с безбалочными перекрытиями толщиной 200 мм, опирающегося на железобетонную плиту толщиной $\delta = 1,2$ м, имеющую размеры в плане $109,7 \times 24,8$ м. Высота этажей – 3,3 м с пролетами $5,4 \times 4,4$ м.

Свайное поле запроектировано в виде железобетонных свай круглого сечения диаметром 0,7 м с линейным шагом $1,8 \times 1,5$ м в шахматном порядке.

Определение глубины сжимаемой толщи основания

Жилой дом состоит из четырех секций, возводимых последовательно от секции 1 к секции 4. Поэтому при оценке сжимаемой толщи рас-

смаатриваемой секции 2/3, имеющей длину 60,7 м, учетом наличие при-
груза грунтового массива секциями 1 и 4.

Нагрузки на грунт основания от всех секций жилого дома практи-
чески одинаковые, а глубина котлована по всей площади здания может
быть принята около $d \cong 6,0$ м.

Буронабивные сваи опираются на косые напластования несущих
плотных песков ($\gamma=1,86$ тс/м³; $\varphi = 33^\circ$; $E = 390$ кгс/см²), ввиду чего их
длина колеблется в пределах секций 2 и 3 от 8 до 10 м и усреднено мо-
жет быть принята равной $l_{cp} \cong 9$ м (рис. 1)

При определении глубины H_a сжимаемой толщи ниже острия свай-
ного поля используем разработанный нами табличный метод (см. «Світ
геотехніки», № 1, 2006 [1]).

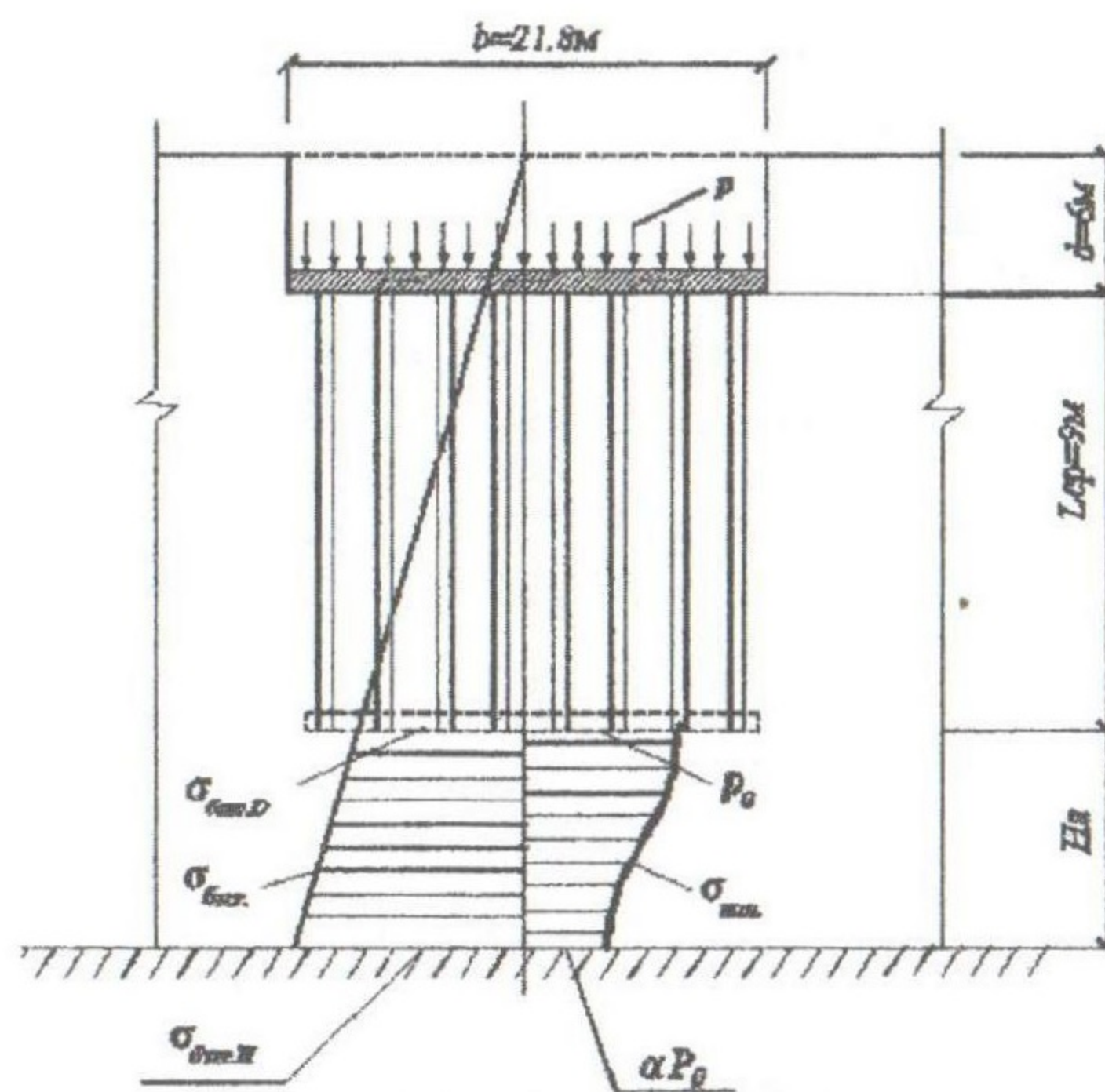


Рис. 1 – Расчетная схема ростверка при определении H_a

Средняя нормативная нагрузка от здания с учетом веса ростверка
составляет $p=40,0$ тс/м².

Среднее дополнительное давление ρ_0 на основание ниже острия
свай принимаем равным

$$\rho_0 = p - 0,2 \cdot \gamma \cdot d = 40,0 - 0,2 \cdot 1,55 \cdot 6 = 38,15 \text{ тс/м}^2.$$

В качестве критерия назначения нижней границы сжимаемой толщи
 H_a используем соотношение на этой глубине дополнительного и быто-
вого давления – K_n , представленного зависимостью (1):

$$(\gamma \cdot d + \gamma_{cp} \cdot l_{cp} + \gamma_n \cdot H_a) \cdot K_n = d(\xi_{H_1} \eta) \cdot \rho_0 \quad (1)$$

Учитывая, что $H_\alpha = \xi_H \cdot \frac{b}{2}$ и обозначив

$$f = \frac{\gamma_{II} b K_H}{2\rho_0}; \quad (2)$$

$$D = \frac{(\gamma d + \gamma_{cp} l_{cp}) K_H}{\rho_0}; \quad (3)$$

$$F = d(\xi_H \eta) - f \cdot \xi_H; \quad (4)$$

получим исходное уравнение для определения H_α

$$F = D \quad (5)$$

Расчет ведется по таблицам [1].

Для определения величины K_H предложена непрерывная зависимость

$$K_H = 0,2 + th(0,09 \ln b). \quad (6)$$

где b — ширина фундамента, м

В нашем случае

$$K_H = 0,2 + th(0,09 \ln 21,8) = 0,2 + 0,27 = 0,47.$$

Соотношение сторон ростверка η принимаем с учетом полной длины здания $L = 106,7$ м. при этом получим

$$\eta = \frac{L}{b} = \frac{106,7}{21,8} = 4,9 \approx 5.$$

Вычислим по формулам (2) и (3) значения f и D :

$$f = \frac{1,86 \cdot 21,8 \cdot 0,47}{2 \cdot 38,15} \approx 0,25;$$

$$D = \frac{(1,55 \cdot 6 + 2 \cdot 9) \cdot 0,47}{38,15} = 0,336.$$

По таблицам [1] (при $\eta = 5$) находим для $f=0,25$ и $D \approx 0,34$

$$\xi_H = \frac{2H_\alpha}{b} = 1,40; \quad \alpha = 0,697.$$

Находим по формуле (4)

$$F = 0,697 - 0,25 \cdot 1,4 = 0,347$$

С уточнением надо принять $\xi_H \approx 1,42$.

При этом $F \approx D$ и уравнение (5) удовлетворяется.

Отсюда глубина сжимаемой толщи H_α равна:

$$H_\alpha = \xi_H \cdot \frac{b}{2} = 1,42 \cdot \frac{21,8}{2} = 15,48 \approx 15,5 \text{ м.}$$

Покажем далее, что при использовании в расчете длины L , равной длине секции $2/3$, глубина зоны сжатия уменьшается.

При этом получим

$$\eta = \frac{60,7}{21,8} = 2,78.$$

По таблице [1] при $\eta = 2,4$ получим $\xi_H = 1,35$; $\alpha = 0,692$.

Вычисляем

$$F = 0,692 - 0,25 \cdot 1,35 = 0,355.$$

Нужно несколько увеличить $\xi_H \cong 1,37$.

Отсюда получим

$$H_\alpha = 1,37 \cdot \frac{21,8}{2} = 14,9 \text{ м} < 15,5 \text{ м}.$$

Если же определять сжимаемую толщину секции 1, то при $\eta \approx 1$ получим

$$\xi_H = 1,15; \alpha = 0,630;$$

$$F = 0,630 - 0,25 \cdot 1,15 = 0,345 \approx D.$$

Отсюда для отдельной секции 1 получим

$$H_\alpha = 1,15 \cdot \frac{21,8}{2} = 12,5 \text{ м} < 15,5 \text{ м}.$$

Таким образом, при сочленении нескольких секций глубина зоны сжатия H_α является максимальной и в нашем случае равна $H_\alpha = 15,5 \text{ м}$.

Моделирование основания здания

В качестве основания нами были выбраны следующие расчетные модели, разработанные И.Я.Лучковским:

- модель упругого слоя конечной ширины [1];
- дискретная модель основания [2-4].

На основании выбранных параметров моделей и исходной информации выполнено моделирование взаимодействия здания с указанными моделями основания. Численный расчет произведен методом конечных элементов, основанном на решении теории упругости, с помощью программных комплексов SCAD и ЛИРА.

Общее описание расчетных схем взаимодействия здания с грунтами основания представлено ниже.

Здание, взаимодействующее с моделью основания в виде упругого слоя конечной ширины

Массив грунта моделируется шести- и восьмиузловыми изопараметрическими пространственными конечными элементами с механическими свойствами: $E_{cp} = 3060 \text{ тс/м}^2$, $\mu = 0,3$.

Плита ростверка разбита на оболочечные пластинчатые конечные элементы. При этом элементы свай жестко защемлены в узлах ростверка.

В соответствии с планом расположения несущего железобетонного каркаса здания (диафрагм жесткости, пилонов, перекрытий с учетом лифтовых шахт) выполнено моделирование конструкций строительного объекта оболочечными конечными элементами. Узлы сопряжения элементов каркаса приняты жесткими.

Фрагмент схемы основания в виде упругого слоя конечной ширины представлен на рис. 2

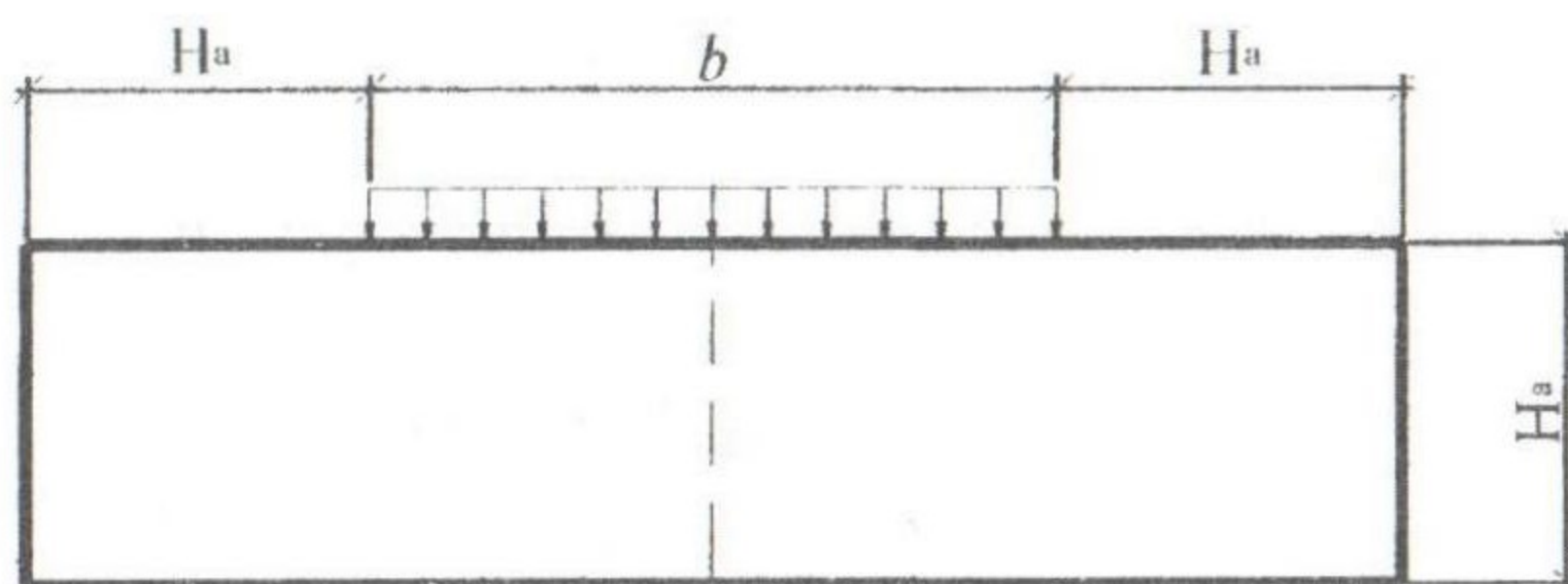


Рис. 2 – Схема модели основания в виде упругого слоя конечной ширины

Следует отметить, что в соответствии с [2], размеры модели грунтового основания в плане были приняты из условий $L=l+2H_a$, $V=b+2H_a$, чтобы влияние жестких связевых ограничений массива было минимальным ($L \times V=101,1 \times 62,5$ м). Толща грунтовых напластований принята 15,5 м.

В схеме учитывались как нагрузки от собственного веса элементов, так и расчетные нагрузки, в том числе ветровые, а оценка напряженно-деформированного состояния элементов свайного плитного фундамента здания была проведена с учетом их невыгоднейшего сочетания.

Здание, взаимодействующее с дискретной моделью основания

Массив грунта моделировался при помощи распределительных стержневых горизонтальных элементов и вертикальных элементов сжатия [2], [4]. Мощность активной сжимаемой толщи грунта $H_a=15,5$ м разбивается на 5 ярусов. Распределительные элементы располагаются с шагом $1 \text{ м} \times 1 \text{ м}$. Фрагмент схемы основания представлен на рис. 3.

Горизонтальные распределительные элементы 1 являются абсолютно жесткими. Жесткость вертикальных податливых элементов 2 определяется по формуле:

$$EF = \frac{E_0 \cdot a \cdot b}{K_\mu} = \frac{3060 \cdot 1 \cdot 1}{0.623} = 3640 \text{ тс}, \quad (7)$$

где K_μ – коэффициент, учитывающий коэффициент Пуассона и равный

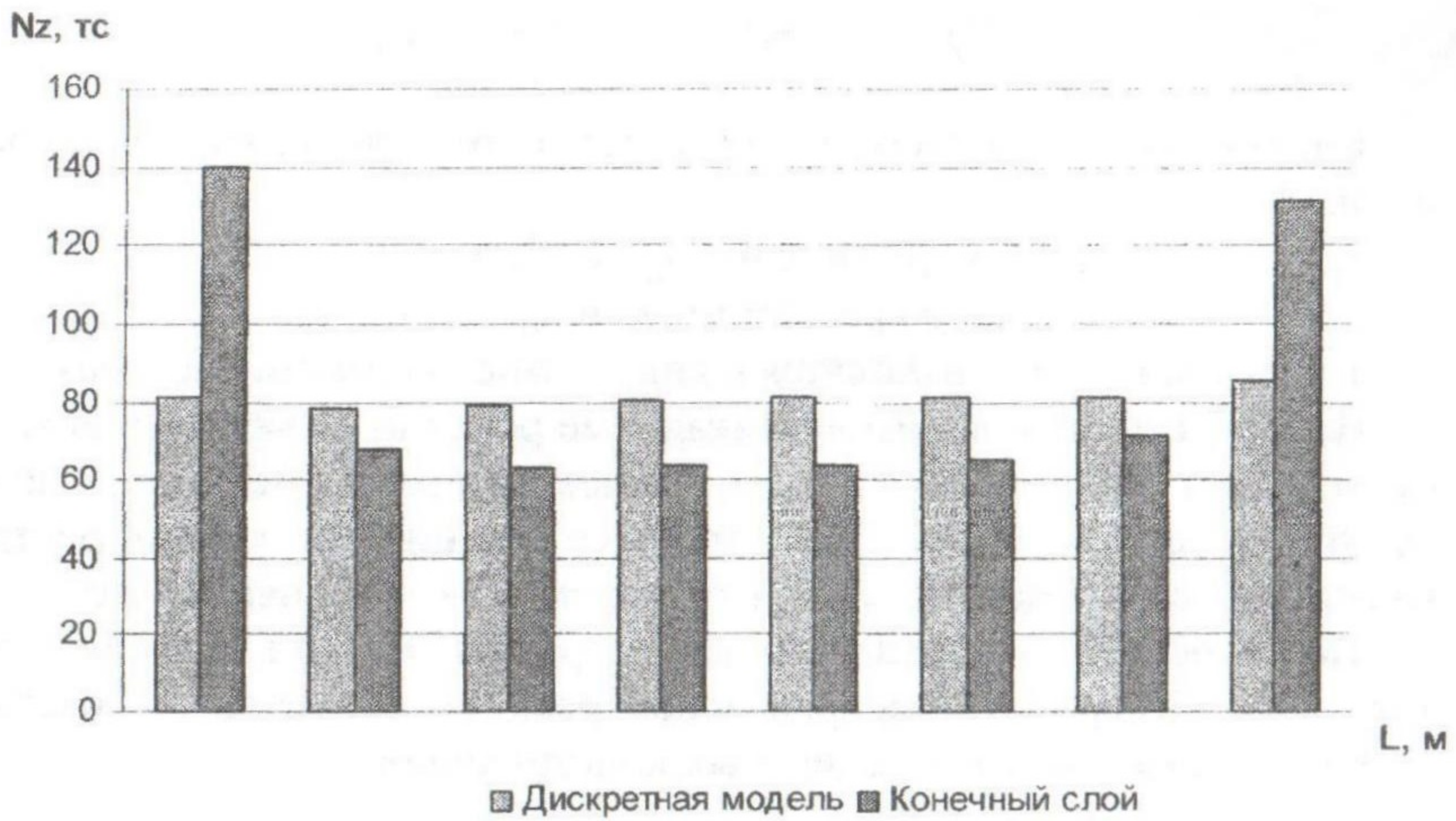


Рис. 4. Вертикальные усилия в сваях

Из рис. 5 видно, что усилия по ширине плиты ростверка при расчете по дискретной модели снижаются в 1,13...6,5 раз.



Рис. 5. Изгибающие моменты (M_x) в плите ростверка

Выводы

1. Проведенные исследования показали, что использование модели слоя конечной ширины несколько завышают значения усилий в элементах здания и значения осадок.
2. Наиболее экономичное конструктивное решение здания как системы «сооружение-фундамент-основание» было получено при использовании дискретной пространственной модели основания.

Литература

1. Лучковский И.Я. О возможности создания и экспериментальном обосновании единой методики определения глубины сжимаемой толщи и осадок основания фундаментов // Світ геотехніки. – 2006. - №1. – С. 4-10.
2. Лучковский И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием. – Харьков: Изд-во ХГПУ, 2000. – 263 с.
3. А.с. 1270611 СССР. МКИ G 01 M 19/00. Пространственная модель грунтового основания/И.Я. Лучковский (СССР) №3900805/29-33. Заявлено 14.04.85. Опубл. 15.11.86. Бюл. №42–4с.
4. И.Я. Лучковский, С.А. Плащев Физические особенности дискретной модели основания И.Я. Лучковского //Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. №49/52.–с.136-145.
5. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/ НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.