



УДК 624.151.6

Мирсаяпов И.Т. – доктор технических наук, профессор,

Абдуллаев А.А. – аспирант

E-mail: abdartayd@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, г. Казань, ул. Зеленая, 1

Оценка несущей способности оснований глубоких фундаментов

Аннотация

Приводятся результаты экспериментальных и теоретических исследований прочности и деформативности грунтовых оснований моделей глубоких фундаментов при однократном кратковременном статическом нагружении. Выявлены характерные зоны вовлечения грунтового массива в работу системы глубокий фундамент – грунтовое основание. Получены новые данные о развитии напряженно-деформированного состояния в различных зонах грунтового массива, окружающего модель глубокого фундамента.

Ключевые слова: глубокий фундамент, НДС оснований, осадка, несущая способность, уплотненная зона.

При строительстве высотных зданий устраивается развитая подземная часть. Выбор конструкций подземных частей зданий зависит от их практического назначения. Ограждающие конструкции, в основном, выполняются в виде стены в грунте в монолитном варианте или из буросекущихся свай, которые, как правило, заводятся за фундаментную плиту. Колонны, стены (ребра жесткости) и междуэтажные перекрытия устраиваются таким образом, чтобы обеспечивать нормальные условия эксплуатации подземного пространства и одновременно создавая жесткую пространственную систему.

При обеспечении достаточной единой пространственной жесткости подземную часть таких зданий можно рассматривать как глубокий фундамент многоэтажной рамной системы.

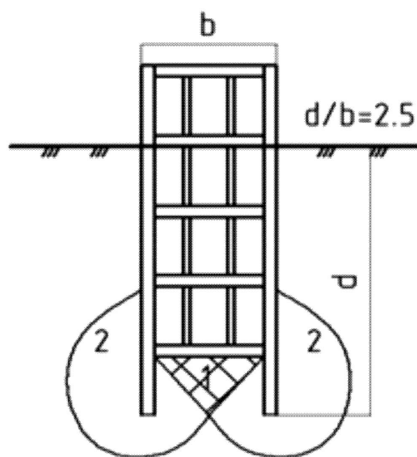


Рис. 1. Формирование областей предельного равновесия в основании глубокого фундамента
1 – уплотненное ядро; 2 – область предельного равновесия

В основании глубоких фундаментов формирование напряженно-деформированного состояния существенно отличается от характера формирования напряженно-деформированного состояния в основании фундаментов мелкого и среднего заложения [1, 2]. В процессе нагружения глубоких фундаментов выпирания грунта из-под подошвы не происходит, и области предельного напряженного состояния локализируются внутри грунтового массива в нижней части боковых поверхностей фундамента (рис. 1). Следовательно, нагружение фундамента глубокого заложения сопровождается перемещением грунта вниз и в сторону.

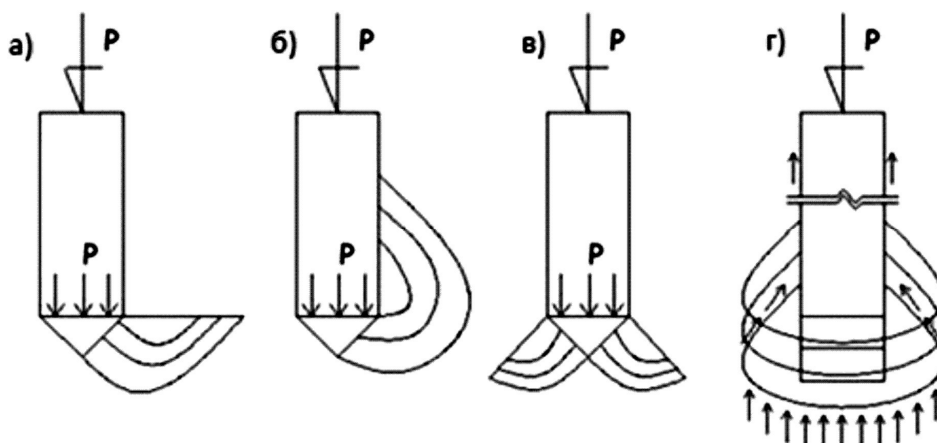


Рис. 2. Расчетные схемы для глубоких фундаментов: а), б) выпор в направлении вверх (Л. Прандтль – 1921 г., Г. Рейснер – 1924 г., А. Како – 1934 г., К. Бьюсман – 1935 г., К. Терцаги – 1943 г.); в) линии скольжения направлены к свае (Е. Де-Беер – 1945 г., Л. Мейергоф – 1951 г.); г) внутренний выпор (В.Г. Березанцев – 1963 г., А. Весич – 1963 г.); д) ряд поверхностей разрушения (1, 2, 3) у нижнего конца сваи (А. Григорян – 2006 г.)

Для оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности грунтового основания глубоких фундаментов предложены различные методы [3, 4] (рис. 2), при этом в этих схемах среда сплошная. В основе большинства методик, за исключением [3], для получения предельной нагрузки на грунтовое основание принята схема, предложенная Л. Прандтлем. Первое решение этой задачи получено Л. Прандтлем и Рейснером [3] в виде:

$$P_{cr} = (q + ctg\phi) \cdot (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) \cdot e^{\pi \cdot ctg\phi} - C - ctg\phi, \quad (1)$$

где q – боковая пригрузка, равная $\gamma \cdot h$ (h – глубина её приложения), ϕ и c – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта, соответственно.

Экспериментального подтверждения в натуральных условиях схемы а), б), в) не получили, в опытах, на которые опирались авторы данных методик, в качестве грунта использовался песок.

Исследования профессора Григоряна А.А. показали, что процесс разрушения оснований глубоких фундаментов (свай) представляет собой систему последовательных нарушений предельного равновесия по многочисленным поверхностям разрушения, повторяющим друг друга по форме и размерам с некоторым интервалом, по глубине под действием постоянной внешней нагрузки в однородном грунте [5]. При этом происходит уплотнение грунта по некоторой криволинейной поверхности, что обуславливает осадку фундамента и кинематическую возможность этой схемы. В отличие от общепринятых соображений не наблюдается глубокого или общего сдвига по сложным поверхностям скольжения в направлении от вершины уплотненного ядра в противоположные стороны вверх. Указанная поверхность представляет собой геометрическое место точек, в каждой из которых выполняется условие предельного равновесия в условиях трехосного сжатия (2).

В настоящей работе авторами исследуется напряженно-деформированное состояние глубокого фундамента и развитие напряжений в окружающем глубокий фундамент массиве грунта.

Экспериментальные исследования проводились в лабораторном лотке с размерами 1х1х1 м. В качестве модели глубокого фундамента использовался деревянный короб 200х200х500 мм, с деревянной плитой. Модель глубокого фундамента устанавливалась путем послойной отсыпки грунта с послойным уплотнением трамбовкой прямоугольного сечения. Грунтом основания являлась супесь полутвердая ($E_0=5,01$ МПа, угол внутреннего трения 18° , удельное сцепление 4,1 кПа, плотность $1,78$ т/м³). Давление в грунтовом массиве определялось с помощью датчиков давления в грунте.

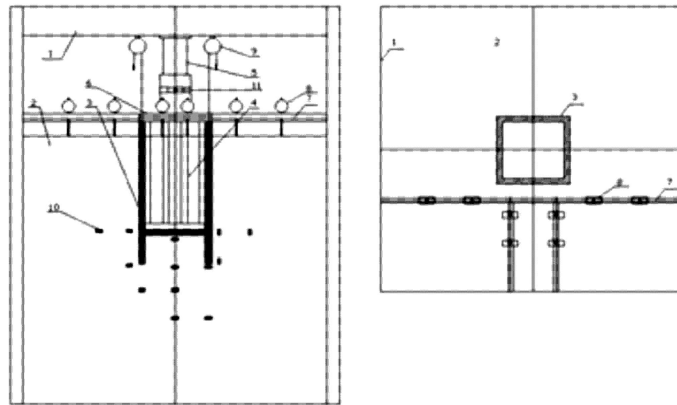


Рис. 3. Схема испытания модели глубокого фундамента и расположения датчиков давления в грунте 1 – объемный лоток; 2 – грунтовый массив; 3 – модель ФГЗ; 4 – устройство для передачи нагрузки на плитную часть; 5 – гидравлический домкрат; 6 – траверса; 7 – рама для установки датчиков; 8 – датчики часового типа; 9 – прогибомеры; 10 – мездозы; 11 – динамометр

Исследованы 3 модели фундамента глубокого заложения.

Рассмотрим последовательность происходящих в грунтовом массиве процессов на примере испытания моделей фундаментов:

1 – модель глубокого фундамента с плитной частью. 1 этап (0-250 кг) характеризуется уплотнением грунта в боковых зонах в уровне сочленения плиты и стены глубокого фундамента. Начинается формирование уплотненного ядра в основании глубокого фундамента и периферических зонах. **На 2 этапе (250-750 кг)** происходит образование и доуплотнение уже имеющихся уплотненных зон по бокам модели глубокого фундамента. Заканчивается формирование уплотненного ядра в основании плитной части глубокого фундамента. **3 этап (750-1500 кг)** характеризуется значительным приращением перемещения в зоне, на 20 см ниже под пяты модели фундамента. Вертикальная составляющая приращения в боковых зонах вновь уменьшается. Из вышесказанного следует, что периферические уплотненные зоны сформированы и перемещения внутри этих зон минимальны. **4 этап (1500-1750 кг)** характеризуется равномерным значительным приращением давления во всех наблюдаемых точках грунтового массива. Осадка модели фундамента происходит непрерывно – сформировалось уплотненное ядро в основании глубокого фундамента и уплотнились периферические зоны, происходит осадка всего сформированного массива. Развитие напряжений и деформированных зон в грунтах основания по этапам представлено на рис. 4.

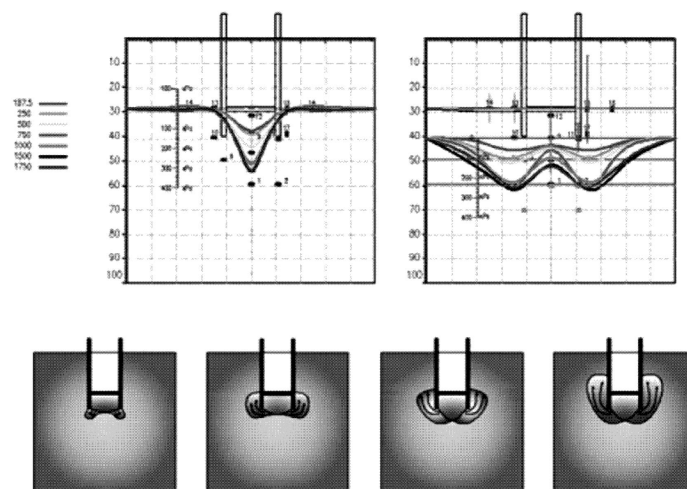


Рис. 4. Показания датчиков давления и развитие уплотненных зон на 4 этапах при испытании ФГЗ-1

2 – модель глубокого фундамента без плитной части. 1 этап (0-300 кг) – происходит значительное приращение осадки модели глубокого фундамента, сжимается толща грунта под фундаментной пятой. Осадка модели фундамента и сжатие грунтовой толщи между стенами модели фундамента приводят к значительному приращению давления в этой зоне. Начинается движение грунта из под пяты внутрь фундамента и наружу. **На 2 этапе (300-600 кг)** продолжается сжатие грунтовой толщи в пространстве между стенами фундамента, формируется уплотненное ядро в основании модели фундамента. **На 3 этапе (600-900 кг)** ядро, сформировавшееся в основании модели фундамента, совместно с самим фундаментом продолжает интенсивнее выдавливать грунт из-под фундамента. Растет давление под фундаментной пятой и давление в горизонтальной плоскости. **На 4 этапе (900-1000 кг)** происходит значительная осадка модели фундамента. Продолжается приращение давления в зоне между стенами фундамента, непосредственно у пяты модели фундамента. Развитие напряжений и деформированных зон в грунтах основания по этапам представлено на рис 5.

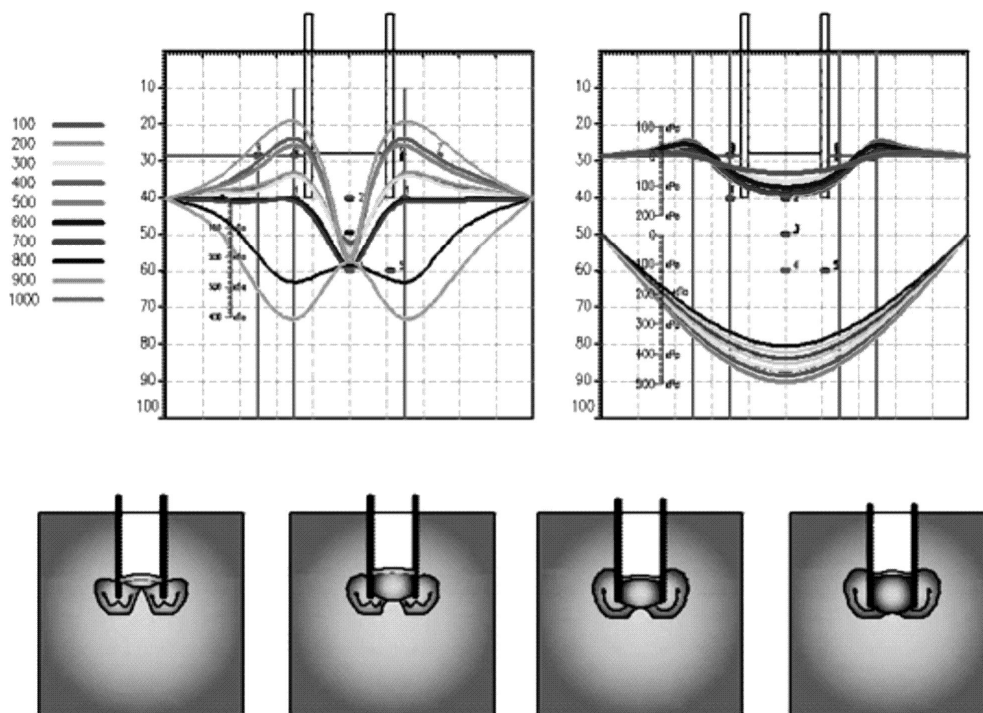


Рис. 5. Показания датчиков давления и развитие уплотненных зон на 4 этапах при испытании ФГЗ-2

3 – модель глубокого фундамента без трения между боковой поверхностью и окружающим грунтовым массивом. 1 этап (0-200 кг) характеризуется значительным приращением давления под пяткой глубокого фундамента и вертикального давления в плоскости плитной части глубокого фундамента. Начинается движение грунта из-под плитной части фундамента. **На 2 этапе (200-500 кг)** наблюдается приращение давления непосредственно под плитной частью фундамента. Формируется уплотненное ядро в основании фундамента. Продолжается движение грунта из-под пятки фундамента. **На 3 этапе (500-800 кг)** заметно движение грунта в горизонтальной плоскости, выпучивание грунта на поверхности, продолжается рост давления под пяткой. **На 4 этапе (800-900 кг)** наблюдается значительное приращение осадки фундамента, сильно возрастает давление под пяткой фундамента, движущаяся толща грунта создает значительное приращение горизонтального давления в плоскости плиты. Развитие напряжений и деформированных зон в грунтах основания по этапам представлено на рис 6.

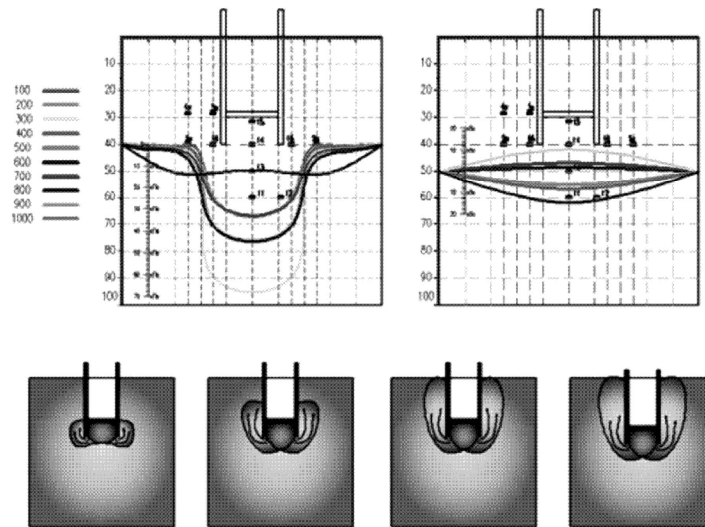


Рис. 6. Показания датчиков давления и развитие уплотненных зон на 4 этапах при испытании ФГЗ-3

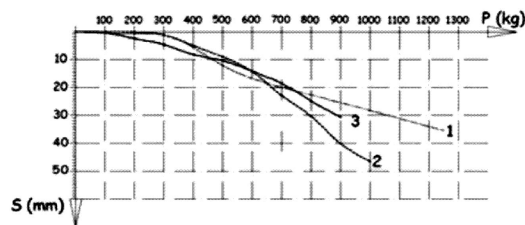


Рис. 7. График зависимости «нагрузка-осадка»: эксперимент 1 – модель с несущими стенками и плитой; эксперимент 2 – модель с несущими стенками; эксперимент 3 – модель с несущей плитой

Проведенные исследования несущей способности моделей фундамента глубокого заложения показывают, что с ростом нагрузки на основание доля участия плитной части в общей несущей способности глубокого фундамента возрастает, тогда как несущая способность по боковой поверхности уменьшается, что объясняется развитием уплотненных зон в периферийной части грунтового массива, окружающего фундамент.

Исходя из результатов проведенных экспериментальных исследований, а также результатов, полученных Григоряном А.А. [5], принимается расчетная схема деформирования основания глубокого фундамента, согласно которой поверхности скольжения (разрывы) развиваются лишь под нижним концом, а вокруг фундамента формируется уплотненный массив грунта, который, смещаясь вместе с фундаментом, способствует возникновению сил трения на границе природного и уплотненного грунта (рис. 7).

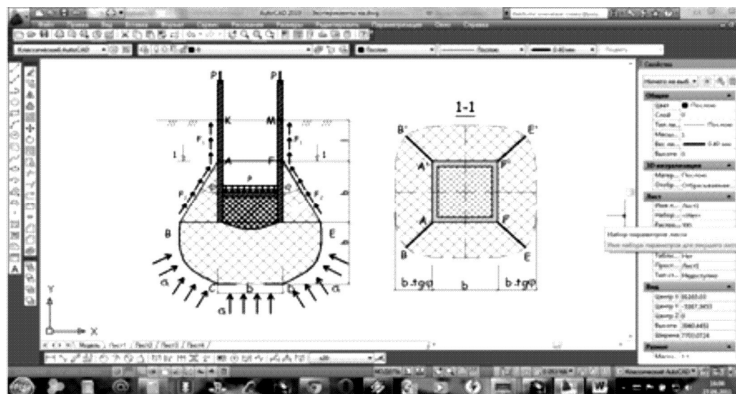


Рис. 8. Расчетная схема деформирования основания глубокого фундамента

Тогда несущая способность основания фундамента глубокого заложения складывается из трех составляющих:

- сопротивление сдвигу по боковой поверхности фундамента на участке КА и FM; (F_1);
- сопротивление сдвигу грунта на границе природного и уплотненного грунта по боковой поверхности усеченной пирамиды AA'F'FEVB'E' (F_2);
- сопротивление грунта трехосному сжатию по нижней плоскости усеченной пирамиды по линии BCDE (F_3).

Общая несущая способность представляется в виде:

$$F = F_1 + F_2 + F_3. \quad (2)$$

Несущую способность по боковой поверхности фундамента можно выразить следующим образом:

$$F_1 = \tau_u (\sum \tau_{si} \cdot l_i) = u \sum_{i=1}^n (\varepsilon_i \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot \operatorname{tg} \phi + \tau_d), \quad (3)$$

где ε_i – коэффициент бокового давления i -го слоя грунта в состоянии покоя;

γ_i – удельный вес i -го слоя грунта, принимаемый равным природному.

h_i – высота i -го слоя грунта (при этом $\sum h_i = L$);

τ_d – приращение предельного сопротивления сдвигу за счет стесненной дилатансии, которое согласно [8] определяется по формуле:

$$\tau_d = \delta_d(t) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4)$$

$$\delta_d(t) = [E / (1 + \nu) \cdot r] \cdot \Delta \delta_d, \quad (5)$$

где E – модуль деформации; r – ширина поверхности сдвига; ν – коэффициент Пуассона; $\Delta \delta_d$ – дилатантное перемещение, способное вызвать в массиве приращение нормального давления $\Delta \delta_d$.

Выражение для несущей способности за счет сопротивления сдвигу по границе природного и уплотненной зоны грунта представляется в виде:

$$F_2 = A_2 \cdot \tau_{ult}, \quad (6)$$

где A_2 – площадь боковой поверхности усеченной пирамиды ABEF;

$\tau_{ult} = S \cdot \operatorname{tg} \phi + C + \tau_d$ – предельное сопротивление сдвигу грунта в условиях трехосного сжатия [6];

$$S = \delta_1 \cdot l \cdot l' + \delta_2 \cdot m \cdot m' + \delta_3 \cdot n \cdot n'; \quad (7)$$

$\delta_1, \delta_2, \delta_3$ – главные напряжения;

ϕ – угол внутреннего трения;

c – удельное сцепление;

l, m, n – направляющие косинусы нормали к площадке предельного равновесия.

l', m', n' – направляющие косинусы нормали к площадке скольжения.

Несущая способность по нижней плоскости условного фундамента представляется в виде:

$$F_3 = (2B_f(1/\sin \phi) + B_f) \cdot \delta_1 = L_f B_f (2/\sin \phi + 1) \cdot \delta_1, \quad (8)$$

где δ_1 – максимальное значение главного напряжения (в направлении приложенной внешней нагрузки). Величина δ_1 определяется исходя из расчетной модели деформирования грунта при трехосном сжатии [6]:

$$\delta_1 = 4 \cdot \delta_v (\cos \alpha / \cos \alpha_1) + \tau_v \cdot \sin \alpha \quad (9)$$

где α – угол наклона площадки предельного равновесия;

α_1 – угол наклона площадки скольжения;

δ_v, τ_v – нормальные и касательные напряжения на площадке предельного равновесия [6].

По предложенной методике, была определена несущая способность испытанных моделей глубоких фундаментов. Расчетные величины приведены в таблице.

Таблица

Результаты испытаний 3-х моделей ФГЗ

№ модели	Несущая способность по боковой поверхности, кг	Несущая способность уплотненного ядра, кг	Несущая способность по лобовой поверхности, кг	Общая расчетная несущая способность, кг	Общая фактическая несущая способность, кг	Расхождение фактических и расчетных величин %
ФГЗ - 1	330	590	580	1500	1750	16.6
ФГЗ - 2	55	575	60	690	750	8.6
ФГЗ - 3	315	115	125	565	600	6.2

При этом распределение предельной нагрузки на плитную часть фундамента глубокого заложения и его боковую поверхность составляет 75 % и 25 % соответственно.

Список литературы

1. Тер-Мартirosян З.Г. Основы расчета осадок высотных зданий, возводимых в глубоких котлованах ОФМГ, 2003, № 5. – С. 27-30.
2. Мирсаяпов И.Т. Королева И.В. Расчетная модель длительного нелинейного деформирования глинистых грунтов при сложном напряженном состоянии // Известия КГАСУ, 2011, № 2 (16). – 121 с.
3. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1973. – 280 с.
4. V.de Mello Foundations of buildings in clay «State of the art volume of the VII-th Int. conf. on Soil Mechanics and Foundation engineering», Mexico, 1969.
5. Григорян А.А. О безопасности строительства на глинистых грунтах по первому предельному состоянию // ОФМГ, 2006, № 5. – С. 20-25.
6. Мирсаяпов И.Т. Абдуллаев А.А. Экспериментально-теоретические исследования моделей глубоких фундаментов // Известия КазГАСУ, 2009, № 12. – С. 162-164.
7. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта. – Минск: Наука и техника, 1994. – 232 с.

Mirsayapov I.T. – doctor of technical sciences, professor,

Abdullaev A.A. – post-graduate student.

E-mail: abdartayd@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Deep foundation's ground bases' bearing capacity evaluation

Resume

In our days the deficit of territory in big cities results in the fact that buildings are growing not only upwards but also downwards and more of underground space is used during the construction. Underground stores are combining foundation and utility spaces' functions (such as trade centers, parkings etc.). When deep foundations are built, in order to prevent its influence on existing buildings, slurry wall is installed deeper below foundation slab level. On this level, slurry wall is changing conditions of ground deformability by contacting it.

To define conditions of deflected mode of ground bases of deep foundations, 3 series of deep foundation models were conducted. The load is distributed between deep foundation's walls and foundation slab. Deformations of ground bases occur under the influence of load that is transferred

to foundation. Vertical displacements of ground surface were measured with precision of 0,01mm. Ground sensors are used to define stresses in soil massive. Readings were taken using strain gauge station. Experiments show that most strain increments occur just below the foundation slab and under the slurry wall of deep foundation model. While load on foundation base increases, part of the load that is taken by foundation slab increases, while side surface bearing capacity decreases, which is explained by development of dense zones in the sides of foundation model.

Keywords: deep foundation, deflected mode, settlement, bearing capacity, dense zone.

References

1. Ter-Martirosyan Z.G. Settlement calculation for high-rise buildings, erected in deep ditches // OFMG, 2003, № 5. – P. 27-30.
2. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Design model for long term nonlinear deformation of clayey ground in combined stress mode. News of KSUAE, 2011, № 2 (16). – 121 p.
3. Zytovich N.A. Soil Mechanics. – M.: Vyshaya Shkola, 1973. – 280 p.
4. V.de Mello Foundations of buildings in clay «State of the art volume of the VII-th Int. conf. on Soil Mechanics and Foundation engineering», Mexico, 1969.
5. Grigoryan A.A. Safety of using clayey soils as bases // OFMG, 2006, № 5.– P. 20-25.
6. Mirsayapov I.T., Abdullaev A.A. Experimental and theoretical researches of deep foundation models News of KSUAE, 2009, № 12. – P. 162–164.
7. Sobolevsky D.Y. Strength and bearing capacity of dilating ground. – Minsk: Science and Technics, 1994. – 232 p.