

УДК 539.3: 624.071: 624.04

к.т.н., доц. Кислоокій В.Н., Национальный университет "Киево-Могилянская академия",  
д.т.н., проф. Цыхановский В.К.,  
ТОВ "Украинский институт стальных конструкций"),  
к.т.н., доц. Прусов Д.Э., Национальный авиационный университет, г. Киев

## К РЕШЕНИЮ ЗАДАЧ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ

*Рассмотрена задача предельного равновесия грунтовых массивов при взаимодействии с ограждающими конструкциями типа "стена в грунте" глубиной больше 20 м. Приведена методика расчета ограждающих конструкций с учетом геометрической и физической нелинейности в постановке задачи на основе нелинейной теории упругости и пластичности грунтов. Получены результаты исследования комбинированного полпространства с использованием новой модели уравнений состояния многослойного грунтового массива.*

*Ключевые слова: грунтовые массивы, ограждающие конструкции, основания сооружений, прилегающая застройка.*

При строительстве в условиях плотной застройки населенных мест одним из основных вопросов является обеспечение сохранения существующих прилегающих зданий, которые расположены в зоне влияния нового строительства или реконструкции. Одним из важнейших факторов, которые определяют качественное состояние объектов промышленного, гражданского и транспортного строительства, является прочность и отсутствие трещин и местных разрушений в конструкциях зданий и сооружений во весь период эксплуатации.

В последнее время строительство в городах Украины проводится в условиях плотной застройки в сложных геологических обстоятельствах с максимальным использованием подземного пространства для возведения подземных частей строительных объектов. При этом такое строительство проводится в пределах застроенных территорий, что влияет на стойкость прилегающих территорий, и изменяет их режим и вызывает значительные изменения в напряженно деформированном состоянии зданий и сооружений прилегающей застройки.

**Постановка проблемы.** Строительство в условиях плотной застройки создает в каждом случае совокупность дополнительных рисков, которые

необходимо принимать во внимание при разработке проектной и проектно-технологической документации, организации строительства, последующей безопасной эксплуатации объектов [5].

Для прилегающих объектов существующей застройки строительство может создать риск повреждений, нарушения нормальной эксплуатации, деформации конструкций, а иногда и аварий в результате нарушения грунтовых оснований при выполнении вблизи земляных работ по разработке глубоких котлованов; уплотнение и перемещение грунта в активной зоне в результате дополнительных нагрузок от нового здания, динамических нагрузок на основания от возведения ограждающих конструкций с применением шпунта, свай и анкеров; деструктивных процессов – эрозии, сдвигов, карстово-суффозийных явлений, промерзания, осадки поверхности, изменения устоявшихся условий гидрогеологии, и связанных с этим подтоплений или осушений застроенных территорий; вибрационных или динамических влияний от работы строительной техники; и, кроме этого, нарушение нормальных условий инсоляции, вентиляции, инженерного обеспечения, благоустройства объектов существующей застройки.

При проектировании объектов строительства в условиях плотной застройки является необходимым комплекс мероприятий из обеспечения безопасности строительства, с последующим мониторингом, который предусматривает натурные наблюдения технического состояния объекта строительства, прилегающей застройки, инженерно-геологической и экологической ситуации, на прилегающей территории, и стабилизационным периодом эксплуатации объекта.

Отмеченный комплекс мероприятий предусматривает инженерные изыскания участка строительства в условиях плотной застройки для разработки проектных решений и методов строительства объекта, которые обеспечивают сохранение эксплуатационных качеств прилегающих объектов и соблюдения требований техногенной безопасности.

При проектировании объекта строительства в условиях плотной застройки необходимо избирать объемно планировочные и конструктивные решения с учетом влияния зглубленных сооружений на существующие здания и предусматривать ограждающие конструкции для укрепления стен котлована, а возведение фундаментов нового объекта проектируется с учетом их влияния на напряженное состояние оснований существующих объектов и обеспечения возможности их независимого оседания.

**Анализ последних исследований и публикаций**, в которых приводится решение данной проблемы, дает основание считать, что прочность зданий и сооружений зависит от характеристик прочности грунтовой основы и

комплекса причин и факторов, которые способны влиять на их смену. Грунты, как правило, представляют собой сложные дисперсные системы, физико-механические характеристики которых могут изменяться под воздействием различных причин и факторов [6, 9].

Одними из определяющих факторов, которые влияют на конструктивную схему конструкций укреплений являются величины деформаций грунтов в основаниях расположенных поблизости сооружений.

Сложность процессов и значительное количество факторов, которые возникают в естественном основании при возведении креплений, их изменения, во времени и т.д. расчетами учитываются недостаточно. Деформации ограждающих конструкций, явления суффозии, выпору, нарушение стойкости и др. приводят к изменению структуры и снижения механической прочности грунтов, фильтрационным деформациям и деформациям поверхности земли, является одними из основных факторов, которые вызывают аварийные разрушения конструкций зданий и сооружений [7, 8].

В сооружениях ограждения котлованов одним из определяющих факторов, которые влияют на их конструктивную схему и на экономичность принятых проектных решений, является горизонтальное давление грунтов на ограждение, величины деформаций грунтов в основаниях сооружений, которые расположены неподалеку от границы котлована, которые для сложных инженерно-геологических условий изучены недостаточно.

**Целью работы** является проблема исследования и проектирования конструкций укрепления грунтовых массивов для безопасной реконструкции здания в условиях плотной застройки, на основе совершенствования существующей математической модели грунта с учетом его слоистой структуры, что существенно влияет на напряженно деформированное состояние как ограждений грунтовых массивов, так и оснований и фундаментов прилегающей застройки.

**Теоретические основы** исследований и расчетов ограждающих конструкций заключаются в построении соотношений напряженно деформированного состояния расчетной области из позиций механики деформированного твердого тела, с применением алгоритмов решения задач теории упругости, пластичности и ползучести, с построением универсальных расчетных моделей для грунтовых массивов при контакте с элементами ограждающих конструкций и благодаря эффективным численным методам их компьютерной реализации, является сегодняшней проблемой проектирования строительных объектов.

Предложена методология, в основу которой положено обобщение зависимостей механики грунтов для получения закономерностей, которые

позволяют более обоснованно определять величину напряженно деформированного состояния ограждающих конструкций, оснований и фундаментов прилегающей застройки, в зависимости от неоднородности грунтовой основы. Данный подход определения расчетной характеристики грунтовой основы отличается от существующих и ранее известных тем, которое позволяет учитывать неоднородность естественной грунтовой основы, физико-механические характеристики грунтов отдельных элементов и их изменение.

В расчетной схеме задачи предусматривается дискретное моделирование плоского грунтового неоднородного (многослойного) полпространства с наличием полостей (котлованов новостроек, подземных помещений существующей застройки) и включений (элементов ограждающих конструкций, защитных экранов, фундаментов прилегающих зданий и сооружений).

Решение сильно нелинейной задачи построено с использованием уравнений в приращениях, исходя из первого принципа виртуальной работы для статических задач трехмерного нелинейно деформированного тела [1]:

$$\int_v (\sigma'^{ij} + c^{ijkl}_{(e,p)}) \delta \gamma_{ij} dv - \int_v p'^i \delta u_{i'} dv - \int_s q'^i \delta u_{i'} ds = 0, \quad (1)$$

где  $\sigma'^{ij}$  — компоненты тензора начальных напряжений;  $c^{ijkl}_{(e,p)}$  — компоненты тензора пружностей в упруго пластичном состоянии материала;  $\delta \gamma_{ij}$  — вариация в приросте тензора конечных деформаций Коши-Грина;  $p'^i$ ,  $q'^i$  — компоненты обобщенных векторов объемных и поверхностных сил в глобальной декартовой системе координат;  $\delta u_{i'}$  — вариации компонент вектора приростов перемещений в глобальной системе координат.

Вариационное уравнение (1) в соответствии с энергетическими методами подхода к решению задач описывает равновесие элементарного объема (конечного элемента) произвольной сплошной среды, независимо от его физических свойств, адекватно такому напряженному состоянию, когда небольшое дополнительное влияние может нарушить равновесие. Такое напряженное состояние характеризуется еще и тем, что сопротивление сдвига в элементарной области определяется в предельном состоянии для данного типа грунта, и это состояние относится ко второй фазе предельных состояний при значительном развитии деформаций сдвигов в массиве грунтов [9].

В предложенной методике решения задач устойчивости грунтового массива критерий устойчивости или текучести грунта в отдельной однородной изотропной элементарной области (конечном элементе) описывается в универсальной форме (в виде инвариантов напряженного состояния) на основе расширенного критерия текучести Мизеса с использованием поверхности

нагрузки за критерием Кулона-Мора и с учетом не только второго, но и третьего инварианту тензор-девиатора функции напряжений через инвариант Лоде-Надаи [7, 8]:

$$f(\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(P)}, \alpha, \varphi, c) = \frac{3}{2} I_1(\hat{S}^2) \left( \cos \alpha - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \alpha \cdot \sin \varphi \right)^2 - \left[ \frac{1}{\sqrt{3}} I_1(\hat{\sigma}) \sin \varphi - \sqrt{3} c \cdot \cos \varphi \right]^2 = 0 ;$$

$$\alpha = \frac{1}{3} \arcsin \left\{ -\sqrt{6} \frac{I_1(\hat{S}^3)}{[I_1(\hat{S}^2)]^{\frac{3}{2}}} \right\},$$

где  $\hat{\sigma}, \hat{S}, \hat{\gamma}^{(P)}$  — тензоры общих (полных) напряжений, напряжений девиаторной части и пластических деформаций, соответственно;  $I_1(\hat{S}^2), I_1(\hat{S}^3)$  — первые инварианты квадрата и куба тензор-девиатора напряжений;  $\varphi, c$  — угол внутреннего трения и удельного сцепления грунта соответственно.

В качестве примера рассматривается проблема строительства подпорных стен ограждающих конструкций в условиях плотной застройки, при проведении реконструкции одноэтажного нежилого помещения с надстройкой двух этажей. В инженерно-геологическом отношении участок, на котором расположено реконструируемое здание, характеризуется достаточно сложными инженерно-геологическими условиями. Это обусловлено наличием значительной мощности насыпных грунтов с низкими прочностными показателями, высоким уровнем подземных вод, и расположением участка на склоне.

Разница отметок пола существующего строения и верхнего дорожного покрытия улицы составляет 8 м, причем реконструкция предусматривает продолжение врезки в склон до его верхней отметки. Расстояние от существующего нежилого строения до продольной оси соседнего 5-ти этажного жилого здания составляет 7,0 м. Исходя из выше указанного, существующий 1-ый этаж строения и 2-ой этаж после реконструкции размещаются в пространстве врезки в склон и должны быть ограждены стеной в грунте, в которой надземная часть составляет 8,0 м, а подземная - не менее 12,0 м.

Учитывая близость расположенного существующего 5-ти этажного здания, на его фундаменты и основания могут влиять деформации полупространства, связанного со стеной в грунте.

При подготовке исходных данных и постановки задачи выполнено техническое обследование реконструируемого объекта, а также определены нормативные нагрузки от собственного веса конструктивных элементов,

кратковременных и снеговых воздействий, в соответствии с существующими нормативными документами [2].

Построение дискретной модели полупространства включающего включения самой ограждающей котлован конструкции (стены в грунте), фундаментов реконструируемого здания и фундаментов жилого 5-ти этажного здания выполнено на основе инженерно-геологических исследований стройплощадки рассматриваемого объекта реконструкции. Грунтовые напластования и их физико-механические характеристики приняты в соответствии с инженерно-геологическим разрезом.

Дискретная модель и расчетная схема многослойного грунтового полупространства включает в себя наличие полости, моделирующей врезку склона до ограждающей конструкции, а также железобетонные элементы самой "стены в грунте" высотой 20 м и толщиной 600 мм, включения фундаментных плит и стен фундаментов существующего жилого здания и включений фундаментов реконструируемого здания.

Размеры полупространства в соответствии с дискретной моделью на рис.1 составляют 51,8 х 26,0 м, толщиной 50 см (с учетом моделирования конструкции стены в грунте, состоящей из отдельных буроинъекционных свай с плотным прилеганием).

Сеточная область конечноэлементной модели имеет размеры  $2 \times 31 \times 66$  (сеточные координаты  $S_1=M1=2$ ,  $S_2=M2=31$ ,  $S_3=M3=66$ . Принятые размеры сеточной области составляют 1950 конечных элементов (КЭ), включая полость (384 КЭ), с границами, определяемыми сеточными координатами  $S_2$ ,  $S_3$  начального и конечного узла сеточной регулярной области - соответственно 1,31 и 1,66, с соответствующими граничными условиями расчетного фрагмента полупространства.

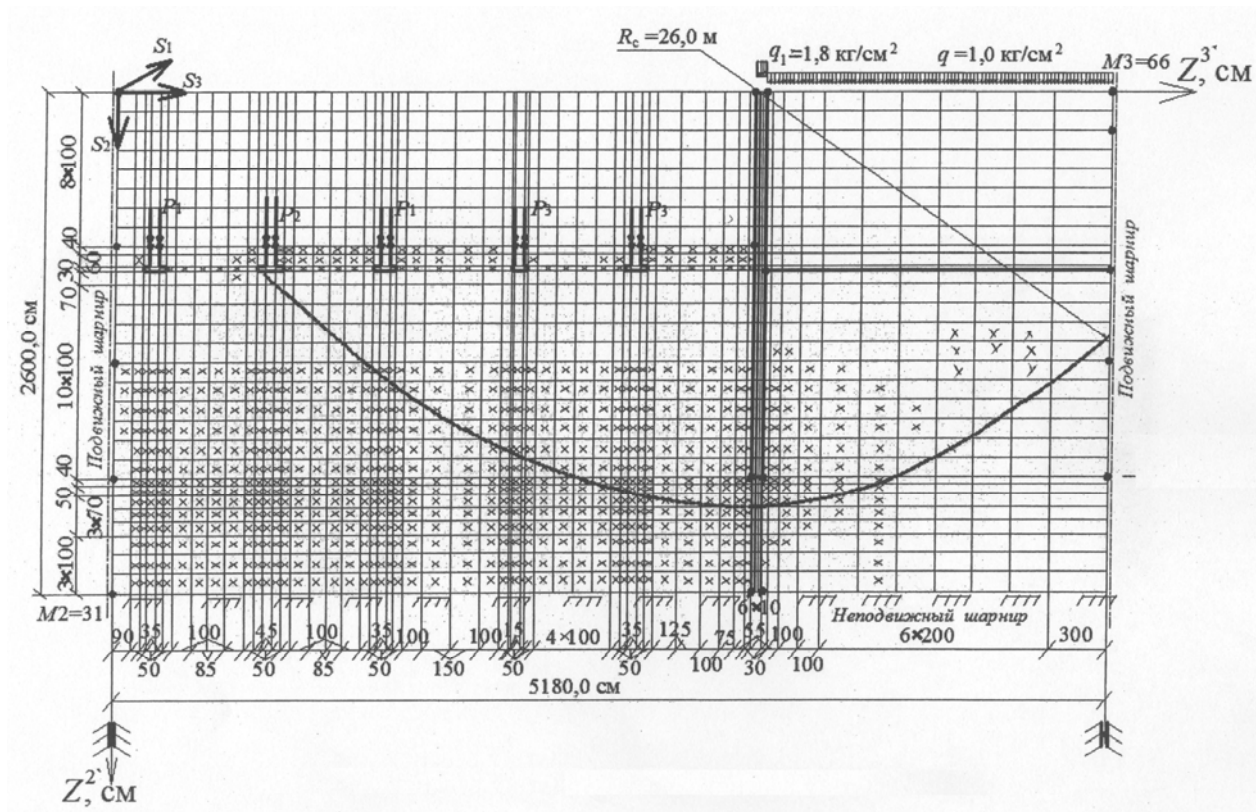


Рис.1. Дискретная модель полупространства и зоны развития пластических деформаций.

В постановке задачи предполагается дискретное моделирование плоского многослойного грунтового неоднородного полупространства с наличием полостей (котлованов) и включений: элементов ограждающих конструкций, фундаментов реконструируемых зданий и сооружений и фундаментов прилегающих существующих зданий. Методика определения НДС дискретной модели полупространства в первом граничном состоянии с учетом критерия текучести (развития сдвиговых деформаций) построена на основе соотношений нелинейной механики грунтов, нелинейной теории упругости и пластичности с использованием моментной схемы конечных элементов и специальных алгоритмов [1].

В разработанной методике моделирования анизотропных свойств грунтового массива, связанных с влиянием условий увеличения гидростатического давления и многослойности грунтового массива были приняты следующие зависимости модуля общей деформации  $E_0$  как функции от глубины полупространства [8]:

$$E(z) = k_u \sqrt{\gamma z} E_0 \equiv k_s E_0; \quad (1)$$

При  $z \leq 2m$ ,  $K_s = 1$ . Коэффициент условий работы  $K_u$  на основе численных экспериментов принимаем в пределах  $K_u = 1,0 \div 1,75$ .

Результаты исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) рассматриваемого многослойного грунтового полупространства показывают, что первыми в критическое состояние по наличию пластических (сдвиговых) деформаций переходят КЭ, которые локализуются в окрестностях контакта железобетонной стены с грунтом (рис.1). Проведя анализ локальных сдвигов в сечениях нормальных к условной линии скольжения, которая показана пунктиром в виде цилиндрической поверхности с радиусом  $R_c=26,0$  м, получаем точки (узлы) с максимальными смещениями в пределах  $0,6\div 1,1$  см, определяющие границы призмы сползания и выпора грунта в сторону котлована и пространство между фундаментами существующего здания.

Конструкцию погруженной подпорной стены принимаем в виде конструкции "стены в грунте" состоящей из сплошного ряда буроналивных свай длиной 20 м и диаметром 500 мм из бетона класса В30 с кольцевым армированием.

По результатам исследований напряженно-деформированного состояния элемента конструкции "стены в грунте" (буроналивной сваи) построены эпюры изгибающих моментов, продольных сил и перемещений, представленные на рис.2.

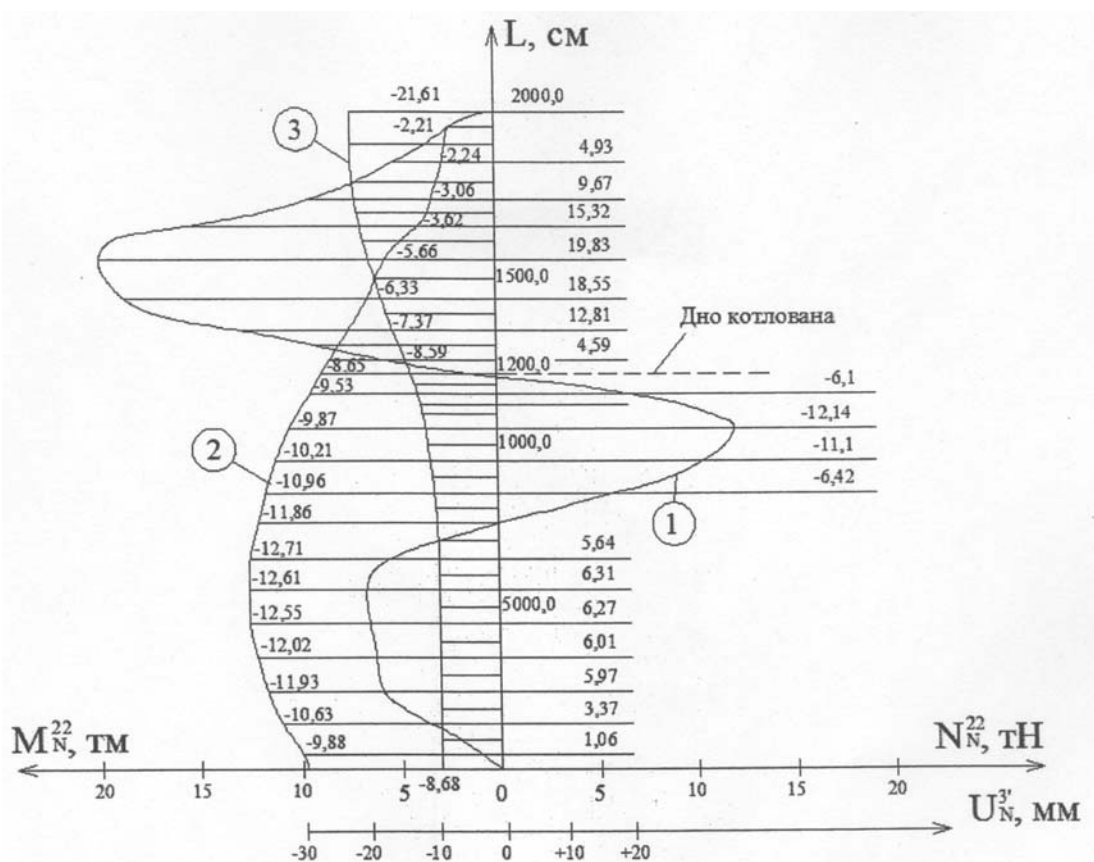


Рис.2. Эпюры: 1 - изгибающих моментов; 2 - продольных сил; 3 - перемещений



В качестве эпюры изгибающих моментов получена характерная синусоидальная кривая с амплитудными значениями знакопеременных изгибающих моментов:

— КЭ с сеточными координатами  $S_2, S_3$  (5, 49-55) —

$$M_{2985-3295}^{22} = 19,83 \cdot 10^5 \text{ кгсм}; \quad N_{2985-3295}^{22} = -5,66 \cdot 10^3 \text{ кгс}; \quad (2)$$

— КЭ с сеточными координатами  $S_2, S_3$  (12, 49-55) —

$$M_{2999-3309}^{22} = -12,14 \cdot 10^5 \text{ кгсм}; \quad N_{2999-3309}^{22} = -10,21 \cdot 10^3 \text{ кгс}. \quad (3)$$

Несущая способность конструкции проверяется по приведенным значениям внутренних усилий в соответствии с формулой:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_u}{W_{\text{пр}}}. \quad (4)$$

Для сечения в узлах  $S_2=5, S_3=49-55$  получим:

$$\sigma_{\max} = -\frac{5,66 \cdot 10^3}{1,902 \cdot 10^3} - \frac{19,83 \cdot 10^5}{1,227 \cdot 10^4} = -164,6 \text{ кгс/см}^2; \quad (5)$$

Для сечения в узлах  $S_2=12, S_3=49-55$  получим:

$$\sigma_{\max} = -\frac{10,21 \cdot 10^3}{1,902 \cdot 10^3} - \frac{12,14 \cdot 10^5}{1,227 \cdot 10^4} = -104,3 \text{ кгс/см}^2. \quad (6)$$

Нормативное расчетное сопротивление бетона класса В30 по первой группе предельного состояния [4] составляет  $173,0 \text{ кгс/см}^2$ , т.е. максимальное напряжение  $164,6 \text{ кгс/см}^2 < 173,0 \text{ кгс/см}^2$ , и следовательно прочность железобетонной конструкции "стена в грунте" обеспечена и её параметры оптимальны (на 4,9% меньше предельно допустимых). По эпюре перемещений  $U_N^3$  конструкции "стены в грунте" следует, что разница перемещений верхней и нижней точек составляет

$$\frac{\Delta U_{2977-3003}^3}{L} = \frac{2,16 - 0,868}{2000,0} = 0,00065; \quad (7)$$

$$\Delta U_{2977-3003}^3 = 2,16 - 0,868 = 1,29 \text{ см}. \quad (8)$$

Таким образом стена в грунте испытывает некоторый незначительный поворот как жёстко целого на  $0,04^\circ$ .

**Выводы.** Анализ полученных результатов расчета НДС ограждающих конструкций по величине внутренних максимальных усилий (изгибающих моментов и продольных сил) свидетельствует об обеспечении надежности и прочности рассматриваемой конструкции стены в грунте, состоящей из сплошного ряда буроинъекционных свай диаметром 500мм (с указанным армированием на рис. 8) и длиной 20 м.

Анализ развития пластических деформаций исследуемого полупространства длиной 51,8 м и глубиной 26,0 м показал, что эти деформации умеренные и по условию линии скольжения сдвиговые

деформации не превышают 0,6 см. Это подтверждает условие оптимального определения глубины погружаемой в грунт "стены в грунте".

В результате проведенных предпроектных изысканий сформулированы соответствующие рекомендации по проектированию конструкции "стены в грунте" из сплошного ряда буроинъекционных свай 500 мм, опущенных на глубину 20 м, а также по проектированию фундаментов рассматриваемого объекта реконструкции.

Таким образом, методика определения напряженно деформированного состояния ограждений котлованов, оснований, фундаментов и конструкций зданий и сооружений, которые расположены вблизи котлованов, при наличии неоднородности и слабых слоев грунта, позволяет обосновать оценку влияния заглубленных сооружений на прилегающую застройку населенных мест, обеспечить безопасное строительство и уменьшить риски негативного влияния при строительстве и реконструкции в условиях плотной застройки.

### Список литературы.

1. Баженов В.А., Сахаров А.С., Цыхановский В.К. Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды // Прикладная механика. – К.: Ин-т механики НАН Украины, 2002. – Т. 38 (48), №6. – С. 24-63.
2. ДБН В. 1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 58 с.
3. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. – К.: Будівельник, 1972. – 664 с.
4. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Госстрой СССР, 1989.-77 с.
5. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1984.
6. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. М.: Изд-во лит. по строительству, 1979. – 320 с.
7. Цыхановський В.К., Прусов Д.Е. Метод скінченних елементів у задачах дослідження неоднорідного півпростору з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності // Опір матеріалів та теорія споруд: Наук.-техн. збірник. – Вип.75. – К.: КНУБА, 2004. – С. 87-98.
8. Цыхановський В.К., Прусов Д.Е. Нелінійна задача граничної рівноваги ґрунтових масивів при взаємодії з огорожувальними конструкціями // Промислове будівництво та інженерні споруди. – К.: Сталь, 2009. – №4. – С. 12-17.

9. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Гос. изд-во лит. по стр-ву, архит. строит. материалам, 1963. – 635с.

### **АНОТАЦІЯ**

Розглянуті питання проектування конструкцій огороження ґрунтових масивів в умовах щільної забудови, а саме проблеми вирішення задач визначення нерівномірних осідань основ існуючих будівель. Наведені основи методології дослідження і проектування огорожувальних конструкцій для безпечного будівництва, на основі вдосконаленої математичної моделі ґрунту з урахуванням його шаруватої структури і інших чинників, які істотно впливають на напружено-деформований стан огорож котлованів, основ і фундаментів прилеглої забудови.

### **ABSTRACT**

Structural design Problems of soil fencing constructions in conditions of compact urban planning have been considered, namely the definition problem of the non-uniform beddings settlements of existing buildings.

Fundamentals of the research and design methodology for the fencing structures have been given for the safe civil engineering, that is based on an improved mathematical model of soil in view of its layered structure and other factors that significantly affect the stress-strain state of the excavations fencing, beddings and adjacent buildings foundations.