

DOI: [10.7242/1999-6691/2023.16.1.3](https://doi.org/10.7242/1999-6691/2023.16.1.3)

УДК 004.94; 55

ДЕФОРМАЦИОННОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ С ГРУНТОМ В ЗОНЕ ТЕХНОГЕННОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Г.Н. Гусев¹, И.Н. Шардаков¹, А.А. Барях², И.О. Глот¹¹*Институт механики сплошных сред УрО РАН, Пермь, Российская Федерация*²*Горный институт УрО РАН, Пермь, Российская Федерация*

Проектирование, строительство и эксплуатация зданий в условиях техногенного воздействия, которое является следствием разработки полезных ископаемых, – комплекс сложных и наукоемких задач. В рамках исследования этого направления требуется осуществлять решение как задач математического моделирования процессов взаимодействия сооружений с грунтовым массивом в области подрабатываемых территорий, так и задач верификации численных решений посредством сравнения с данными мониторинга напряженно-деформированного состояния (НДС) систем «здание–фундамент–грунтовое основание». Помимо всего прочего, решение задач осложняется наличием большого числа типов строительных сооружений, характер взаимодействия которых с грунтовым основанием существенным образом разнится. Более того, отличается деформационный отклик и сооружений на техногенное воздействие на подрабатываемой территории. В данной работе анализируется состояние строительных сооружений – панельных жилых домов, находящихся в зоне подрабатываемых территорий Верхнекамского месторождения калийных солей (г. Березники, Пермский край). Представлена математическая модель НДС системы «здание–фундамент–грунтовой массив», описывающая возможность упругого и неупругого деформирования, неидеальный контакт между фундаментом и грунтовым массивом. Также модель учитывает упругопластические свойства грунтового основания. В численном эксперименте установлены многопараметрические зависимости НДС в элементах панельных строительных конструкций от параметров деформирования земной поверхности, которое провоцируется техногенными процессами разработки горных пластов при добыче полезных ископаемых. Полученные зависимости делают более обоснованным определение максимально допустимых горизонтальных деформаций грунта, при которых в элементах здания достигается предельное НДС.

Ключевые слова: техногенное воздействие, деформационное состояние, эксплуатационная безопасность, численное моделирование, максимальные допустимые горизонтальные деформации грунта, предельные напряжения конструкции

DEFORMATION INTERACTION OF PANEL RESIDENTIAL BUILDINGS WITH THE SOIL IN THE ZONE OF TECHNOGENIC IMPACT

G.N. Gusev¹, I.N. Shardakov¹, A.A. Baryah² and I.O. Glot¹¹*Institute of Continuous Media Mechanics UB RAS, Perm, Russian Federation*²*Mining Institute UB RAS, Perm, Russian Federation*

The design, construction and operation of buildings under conditions of technogenic impact caused by mining represents a system of complex and knowledge-intensive tasks. As part of research in this direction, it is required to solve the problems of mathematical modeling of the interaction between the structure and the soil mass in the zone of undermined territories, as well as the problems of verifying the numerical solutions by comparison with the data of monitoring the stress-strain state (SSS) of the "building–foundation–soil mass" systems. Furthermore, the solution of these problems is complicated by a large number of types of building structures, the nature of interaction of which with the soil foundation differs significantly. In addition, the deformation response of the structure itself to the man-made impact caused by mining is different. The paper analyzes the state of building structures, namely, panel residential buildings located in the zone of undermined territories of the Verkhnekamsk potassium salt deposit in the city of Berezniki, Perm Territory. A mathematical model of the SSS of the "building–foundation–soil mass" system is presented. This model describes the possibility of elastic and inelastic deformation of the system elements and the non-ideal contact between the foundation and the soil mass. It also takes into account the elastic-plastic properties of the soil foundation. In the numerical experiment, the multi-parameter dependences of the strain-state state of panel structure elements on the parameters of soil mass surface deformation provoked by technogenic processes during mining were calculated. The obtained dependences make it more reasonable to determine the maximum horizontal deformations of the soil, at which the limiting stress in the elements of the building is reached.

Key words: technogenic impact, deformation state, operational safety, numerical simulation, maximum permissible horizontal deformations of the soil, limiting structural stresses

1. Введение

Строительство и эксплуатация различных инженерных и строительных сооружений на подрабатываемых территориях требует решения большого числа технически сложных задач. Это связано с тем, что разработка пластов полезных ископаемых может вызывать значительные деформации в вышележащем грунтовом массиве и провоцировать опасные, даже катастрофические деформационные процессы в объектах, расположенных на этой территории [1–9]. Формирующееся на земной поверхности деформационное поле весьма неоднородно, неравномерно и скорости изменения деформаций. На них влияют не только процессы, реализующиеся в глубине грунтового массива при штатном функционировании подземных объектов, но и аварийные ситуации, такие как разрушение крепей, затопление выработок, непроектное развитие поврежденности несущих пластов. Поэтому обеспечение безопасной эксплуатации объектов, находящихся на такой территории, является важной и актуальной задачей.

Действующие нормативные документы, которые регулируют вопросы строительства и эксплуатации сооружений на подработанной территории, дают оценку того, каким образом здание определенной конструкции может реагировать на существующее деформационное состояние поверхности земли под ним [10–16]. В этих документах устанавливается, при каком уровне деформации грунтового основания в конструкции здания не должно развиваться напряженно-деформированное состояние (НДС), которое характеризуется как близкое к критическому, критическое или закритическое [17]. Однако эти документы не отражают всего многообразия существующих форм и видов строительных конструкций, типов фундаментов, не учитывают особенности контактного взаимодействия конкретных фундаментов и грунтов.

В настоящее время дополнительно разработаны Указания [10] по оценке предельной деформации грунтового массива в окрестности фундаментов жилых домов. В соответствии с ними для крупнопанельных домов высотой до 5 этажей и длиной до 30 м деформация не должна превышать 3–6 мм/м. Однако имеющаяся в данном документе информация применима далеко не ко всем встречающимся на практике конструкциям. Например, для зданий более 5-ти этажей такие рекомендации отсутствуют. Накопленные в ходе многолетнего мониторинга результаты наблюдений на территории города Березники [18–22] показывают, что для многих жилых зданий деформации земной поверхности в их окрестности близки к предельным значениям, указанным в [10]. Таким образом, встает вопрос о допустимости дальнейшей эксплуатации этих сооружений. В то же время имеется довольно большое количество домов, для которых зарегистрированные деформации грунта значительно превосходят допустимые значения, однако здания продолжают находиться в удовлетворительном работоспособном состоянии.

Методики оценки НДС здания во взаимодействии с фундаментом и окружающим грунтовым основанием, приведенные в нормативной литературе [10–16], устанавливают некоторые правила, позволяющие при проектировании сооружений учитывать возможные техногенные процессы в грунтовом массиве, либо требуют проведения специальных мероприятий в том случае, если контролируемые деформационные характеристики здания превышают предельные значения. Однако довольно часто оказывается, что уже существующее сооружение проектировалось без учета этих факторов, а изменившееся состояние окружающей среды заставляет оценивать возможности его эксплуатации исходя из накопленных к текущему моменту времени деформационных процессов как в самом здании, так и в грунтовом массиве.

Выполнение настоящего исследования мотивировано необходимостью оценки работоспособности большого массива жилых домов и других строительных объектов города Березники, находящегося на территории Верхнекамского месторождения калийных руд. На протяжении длительного времени отдельные участки городской территории подвергались значительным просадкам, а в 2007–2018 гг. зарегистрировано несколько провалов грунта в зоне городской застройки.

В статье представлены результаты численного моделирования в рамках упругости и упруго-пластичности, на основе которых осуществлена оценка допустимых и предельных деформаций грунта для различных панельных строительных конструкций. За параметры предельного деформирования грунта приняты те значения его линейных деформаций в окрестности здания, при которых в значимых конструктивных элементах здания достигается предельное деформирование. Установлена зависимость предельных характеристик грунта от условий контакта с ним фундамента сооружения.

2. Математическая постановка задачи

Решение задачи оценки напряженно-деформированного состояния системы «здание–фундамент–грунтовое основание» рассматривается на примере крупнопанельных жилых домов, находящихся на подработанной территории в г. Березники. Многолетние наблюдения [19–22], проведенные специалистами Горного института УрО РАН, г. Пермь, показывают, что в плоскости, изображающей земную поверхность, всегда присутствует доминирующая компонента линейной деформации, которую можно считать однородной в масштабе характерного линейного размера здания (в данном случае длины). За период с 2002 по 2022 год зарегистрировано, что эта деформация может достигать значений до 4 мм/м. Таким образом, внешними факторами, определяющими НДС системы «здание–фундамент–грунтовое основание», в данном случае являются сила тяжести и доминирующая компонента деформации земной поверхности в окрестности здания. Полагаем, что продольная ось здания располагается параллельно направлению доминирующей компоненты деформации.

Рассматривается фрагмент грунта конечных размеров $L \times M \times H$ (76.2 м × 54.12 м × 10 м), сопряженный с фундаментом, имеющим вид ленточного ростверка (силового пояса, объединяющего столбы/сваи в единую прочную конструкцию) (Рис. 1). Начало декартовой системы координат Ox_i ($i = \overline{1,3}$) совпадает с одним из углов в основании фундамента. Расчетная область $V = V_1 \cup V_2 \cup V_3$ состоит из следующих элементов: V_1 — здание, включая фундамент, V_2 — часть грунтового массива, прилегающая к фундаменту, V_3 — остальная часть грунтового основания. Область V_2 имеет глубину 1 м и в горизонтальной плоскости внешнюю границу, отстоящую от фундамента на 0.5 м по всему периметру.

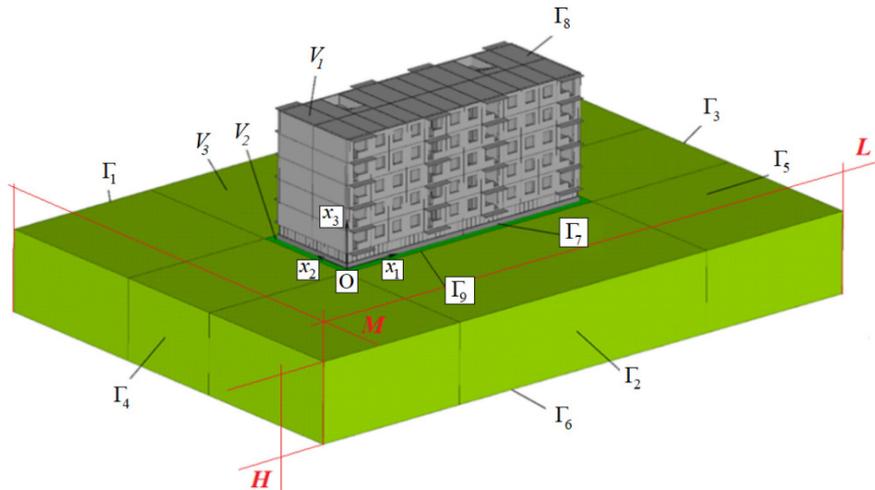


Рис. 1. Расчетная область системы «здание–фундамент–грунтовое основание» на примере 5-этажного панельного здания с внутренними и внешними несущими панелями

НДС системы определяется из решения краевой задачи, включающей:

– уравнения равновесия

$$\sigma_{ij,j} + \rho F_i = 0, \quad i, j = \overline{1,3}, \quad \mathbf{x} \in V; \quad (1)$$

– геометрические соотношения Коши

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}), \quad i, j = \overline{1,3}, \quad \mathbf{x} \in V. \quad (2)$$

Здесь: σ_{ij} , ε_{ij} — компоненты тензоров напряжений и деформаций; ρ — плотность материала; F_i — компоненты вектора внешних массовых сил; u_i — компоненты вектора перемещений, \mathbf{x} — радиус-вектор точки в декартовой системе координат. Все переменные, входящие в уравнения (1) и (2), являются функциями координат.

На разных этапах анализа деформационного состояния элементов системы «здание–фундамент–грунтовое основание» используются различные физические уравнения.

1. Модель линейно-упругого изотропного тела:

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= \lambda \theta \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}, \quad i, j = \overline{1,3}, \quad \mathbf{x} \in V, \\ \mu &= \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \end{aligned} \quad (3)$$

где $\theta = \varepsilon_{ii}$, $i = \overline{1,3}$ — первый инвариант тензора деформации, δ_{ij} — символ Кронекера, λ и μ — упругие параметры Ламе, E и ν — модуль упругости и коэффициент Пуассона; упругие характеристики являются постоянными в кусочно-однородных областях.

2. Модель упругопластического течения Друкера–Прагера [22]. При этом приращение полной деформации $d\varepsilon_{ij}$ представляется в виде суммы приращений упругой $d\varepsilon_{ij}^e$ и пластической $d\varepsilon_{ij}^p$ составляющих:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p. \quad (4)$$

Из закона Гука (3), соотношения (4) и основной гипотезы пластического течения [23] следует:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ii} &= \frac{1}{E} [d\sigma_{ii} - \nu(3d\sigma_0 - d\sigma_{ii})] + C(\sigma_{ii} - \sigma_0), \quad i = \overline{1,3}; \\ d\varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2G} d\sigma_{ij} + C\sigma_{ij}, \quad i \neq j, \quad i, j = \overline{1,3}, \end{aligned} \quad (5)$$

где

$$\sigma_0 = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}), \quad C = \frac{3}{2} \frac{d\varepsilon^p}{\sigma},$$

$$d\varepsilon^p = \frac{\sqrt{2}}{3} \left\{ (d\varepsilon_{11}^p - d\varepsilon_{22}^p)^2 + (d\varepsilon_{22}^p - d\varepsilon_{33}^p)^2 + (d\varepsilon_{33}^p - d\varepsilon_{11}^p)^2 + \frac{3}{2} \left[(d\varepsilon_{12}^p)^2 + (d\varepsilon_{23}^p)^2 + (d\varepsilon_{31}^p)^2 \right] \right\}^{1/2},$$

$$\sigma = \left\{ \frac{1}{6} \left[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 \right] + 6 \left[\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2 \right] \right\}^{1/2}.$$

Определяющее физическое соотношение Друкера–Прагера в пространстве компонент тензора напряжений имеет вид

$$F(\sigma_{ij}) = \sigma - A - 3B\sigma_0 = 0, \quad (6)$$

где функция $F(\cdot)$ в пространстве главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ представляет собой круговой конус, ось которого проходит через начало координат и равно наклонена к координатным осям [23, 24], A и B — экспериментальные константы.

Основные нелинейные соотношения упругопластического течения вида (4)–(6) при решении краевой задачи (1), (2) предполагают использование итерационного процесса.

На внешних границах расчетной области V принимаются следующие условия:

- на торцах Γ_1 и Γ_2 выделенного массива грунта устанавливается условие отсутствия нормальных перемещений и касательных напряжений;
- на торцах Γ_3 и Γ_4 задаются перемещения, рассчитанные исходя из заданного уровня деформации земной поверхности в зоне расположения здания;
- внешняя поверхность грунта Γ_5 считается свободной от нагрузок;
- на нижней границе грунта Γ_6 вертикальные перемещения полагаются отсутствующими;
- на поверхности здания Γ_8 задается нагрузка переменной интенсивности P , определяемая исходя из функционального назначения помещений и конструктивных элементов здания согласно СП «Нагрузки и воздействия» [14]. Итак, граничные условия имеют вид:

$$\begin{aligned} u_2(\mathbf{x}) = 0, \quad \sigma_{21}(\mathbf{x}) = \sigma_{23}(\mathbf{x}) = 0, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_1 \cup \Gamma_2; \\ u_1(\mathbf{x}) = \varepsilon^* L, \quad \sigma_{12}(\mathbf{x}) = \sigma_{13}(\mathbf{x}) = 0, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_3, \quad u_1(\mathbf{x}) = -\varepsilon^* L, \quad \sigma_{12}(\mathbf{x}) = \sigma_{13}(\mathbf{x}) = 0, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_4; \\ u_3(\mathbf{x}) = 0, \quad \sigma_{31}(\mathbf{x}) = \sigma_{32}(\mathbf{x}) = 0, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_6; \\ \sigma_{ij}(\mathbf{x}) n_j(\mathbf{x}) = 0 \quad (i, j = \overline{1,3}), \quad \mathbf{x} \in \Gamma_5; \\ \sigma_{ij}(\mathbf{x}) n_j(\mathbf{x}) = P_i(\mathbf{x}) \quad (i, j = \overline{1,3}), \quad \mathbf{x} \in \Gamma_8, \end{aligned} \quad (7)$$

где ε^* — заданная линейная деформация грунтового массива в горизонтальной плоскости вдоль продольной оси здания, L — продольный размер выделенной части грунтового массива.

На границе Γ_9 контакта областей V_2 и V_3 выполняются условия непрерывности по перемещениям:

$$u_i(\mathbf{x})|_{V_2} = u_i(\mathbf{x})|_{V_3}, \quad i = \overline{1,3}, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_9. \quad (8)$$

На границе Γ_7 контакта областей V_1 и V_2 могут быть заданы два типа граничных условий:

- первый тип — непрерывный контакт, в соответствии с которым

$$u_i(\mathbf{x})|_{V_1} = u_i(\mathbf{x})|_{V_2}, \quad i = \overline{1,3}, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_7; \quad (9)$$

- второй тип — контактное взаимодействие с трением по закону Кулона

$$|F_{\text{тр}}(\mathbf{x})| = k |P_n(\mathbf{x})|, \quad \mathbf{x} \in \Gamma_7, \quad (10)$$

где $|F_{\text{тр}}(\mathbf{x})|$ — интенсивность силы трения, $|\cdot|$ — модуль вектора, k — коэффициент трения, $P_n(\mathbf{x}) = \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}$ — интенсивность нормальных усилий на контактных поверхностях, \mathbf{n} — единичный вектор нормали к поверхности Γ_7 , $\boldsymbol{\sigma}$ — тензор напряжений на контактной поверхности.

При типе контактного взаимодействия (10) могут реализоваться следующие варианты:

а) если на поверхности Γ_7 существуют точки, для которых справедливо неравенство

$$\left(|\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}|^2 - |P_n|^2\right)^{1/2} < |F_{\text{тр}}|,$$

то в них выполнится условие непрерывности перемещений (9);

б) если на поверхности Γ_7 существуют точки, в которых справедливо равенство

$$\left(|\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}|^2 - |P_n|^2\right)^{1/2} = |F_{\text{тр}}|,$$

то в них выполняются граничные условия

$$\mathbf{u} \cdot \mathbf{n}_1|_{\Gamma_1} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{n}_2|_{\Gamma_2}, \quad \left(|\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}_1|^2 - (\mathbf{n}_1 \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}_1)^2\right)^{1/2}|_{\Gamma_1} = \left(|\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}_2|^2 - (\mathbf{n}_2 \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}_2)^2\right)^{1/2}|_{\Gamma_2}.$$

Численное моделирование осуществлялось поэтапно. На первом этапе определялось НДС системы «здание–фундамент–грунтовое основание», сформированное в результате действия проектных нагрузок, без учета деформирования грунта. При этом деформационное поведение всех элементов системы моделировалось в рамках линейной теории упругости. На втором этапе вычислялось НДС этой же системы с учетом деформаций грунтового массива в горизонтальной плоскости, вызванных подработками грунта. На следующем этапе производился единый расчет, в котором НДС, полученное на первом этапе, служило начальным для второго этапа.

Такой подход соответствует реальному развитию событий, когда здание со сформировавшимся в обычных условиях НДС в результате развития деформационных процессов в грунте испытывает дополнительные деформации, способные привести к существенному изменению несущей способности строительной конструкции.

Численная реализация поставленной краевой задачи осуществлялась на основе ее вариационной формулировки с использованием программного средства ANSYS.

3. Результаты моделирования

Выполнено численное моделирование НДС для нескольких типов крупнопанельных домов, объединенных в две группы: первая группа содержит конструкции, у которых несущими являются внутренние и наружные панели; у второй несущую роль играют внутренние панели, а наружные служат навесными или самонесущими. Шаг между панелями в различных частях зданий составляет, [м]: 4.5, 3.5 и 3.0. Толщина несущих панелей для 3- и 5-этажных строений равняется 120 мм, для конструкций свыше 5 этажей — 160 мм. Панели изготавливаются из бетона класса В15. Характерный вид рассмотренных панельных домов и структура платформенного стыка представлены на рисунке 2. Следует отметить, что в процессе численного моделирования оценка несущей способности зданий производилась исходя из условия обеспечения прочности платформенного стыка, заполненного раствором бетона марки М200. Такой подход является обоснованным, поскольку именно несущая способность платформенных стыков крупнопанельных сооружений позволяет говорить об эксплуатационной безопасности конструкции в целом [11, 15].

В расчетах приняты следующие механические характеристики грунтового основания: модуль упругости $E = 15$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0.3$. Данные величины являются типичными для большинства грунтов, встречающихся на территории г. Березники.

Численный эксперимент состоял из двух этапов. На первом этапе моделирование осуществлялось в упругом приближении (1)–(3), (7) в предположении идеального контакта между всеми элементами системы «здание–фундамент–грунтовое основание» (см. условия (8), (9)). На втором этапе использовалась неупругая постановка с описанием деформационного процесса в грунте упругопластической моделью течения Друкера–Прагера (1), (2), (4)–(6) при условиях (7)–(9). Следует отметить, что на обоих этапах также было возможным моделирование с учетом неидеального контакта фундамента с прилегающим к нему грунтом, описываемого моделью трения Кулона (10).

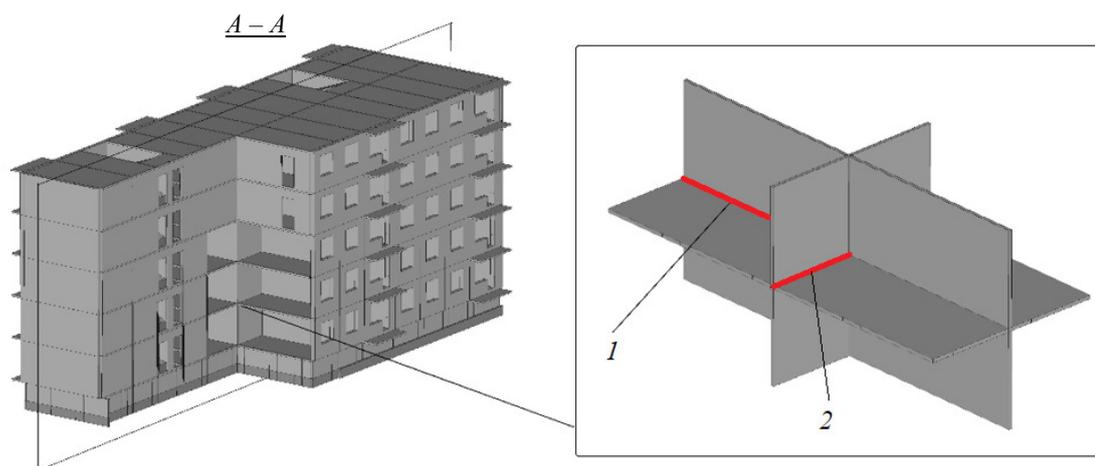


Рис. 2. Вид панельного дома; в выноске выделенный элемент конструкции с вертикальными платформенными стыками: 1 – поперечных и 2 – продольных панелей с плитами перекрытий

На первом этапе вычислений проанализировано НДС группы крупнопанельных зданий в зависимости от уровня деформации ε_1 в окружающем грунтовом массиве, величина которой определена условиями на границах (7). Для каждого типа строений вычислена предельная деформация $\varepsilon_{\text{п}}$ грунтового массива, при которой напряжения в платформенных стыках достигают предельных значений. Таблица 1 содержит предельные деформации $\varepsilon_{\text{п}}$ для сооружений разной этажности, с различными типами несущих систем и фундаментов. Кроме того, выявилась зависимость предельной деформации грунта от шага несущих элементов конструкции и физико-механических свойств материалов. Оказалось, что оценки, полученные авторами в численном эксперименте в упругой постановке с учетом идеального контакта фундамента с грунтом, накладывают более строгие ограничения на допустимые значения предельной деформации грунта, чем приводимые в Указаниях [10]. Так, для 5-этажного здания на ленточном фундаменте $\varepsilon_{\text{п}}$ составила $\varepsilon_{\text{п}} = 1.3 - 1.5$ мм/м, тогда как [10] дает 3–6 мм/м.

Таблица 1. Рассчитанная авторами предельная деформация грунтов $\varepsilon_{\text{п}}$ [мм/м] в окрестности фундамента при упругой постановке задачи и условиях идеального контакта

Этажность	Тип фундамента*	Крупнопанельные жилые дома с внутренними и наружными несущими панелями			Крупнопанельные жилые дома с внутренними несущими и наружными самонесущими панелями		
		1	2	3	1	2	3
2		2	1.8	0.6	1.8	1	0.5
3		1.8	1.1	0.6	1.5	1	0.5
5		1.5	1	0.5	1.3	0.9	0.3
9		1.2	0.8	0.3	0.9	0.7	0
12		0.6	0.4	0	0.5	0.3	0
16		0.5	0.3	0	0.3	0	0

* Тип фундамента: 1 – плита или ленточный ростверк, 2 – плита на сваях, 3 – ростверк на сваях

Для повышения точности оценки уровня предельных деформаций грунта выполнялся второй этап численного эксперимента — анализ НДС системы «здание–фундамент–грунтовое основание» в неупругой постановке. При этом использовалась модель Друкера–Прагера [23–25] со следующими параметрами: коэффициент сцепления $c = 12$ кПа, угол внутреннего трения $\varphi = 12^\circ$ (параметры A и B в соотношении (6), которые находятся через c и φ , отвечают грунтам, распространенным в окрестности г. Березники). Коэффициент трения в модели сухого трения Кулона принят равным 0.3, что соответствует глинистым грунтам в твердом состоянии.

На рисунке 3 изображены распределения первого главного напряжения в основании продольных стеновых панелей 1-го этажа в центральном продольном сечении 5-этажного здания, представленного на рисунке 2. Кривые напряжения получены при различном уровне деформации грунтового основания ε_1 , разных способах учета взаимодействия фундамента с грунтом и при вариациях упругопластических свойств грунта. Параметры, использованные для расчета представленных кривых, сведены в таблицу 2.

Для сопоставления на рисунке приведена прямая линия 8, отмечающая предельно допустимый уровень напряжений в элементах конструкции. Эта величина принята равной 1.15 МПа, что соответствует значению призмочной прочности на растяжение [12] кладочной смеси из бетона марки М200. Такая оценка справедлива для анализа несущей способности платформенных стыков в крупнопанельных сооружениях как наиболее уязвимого конструктивного узла всей несущей системы здания [15, 16].

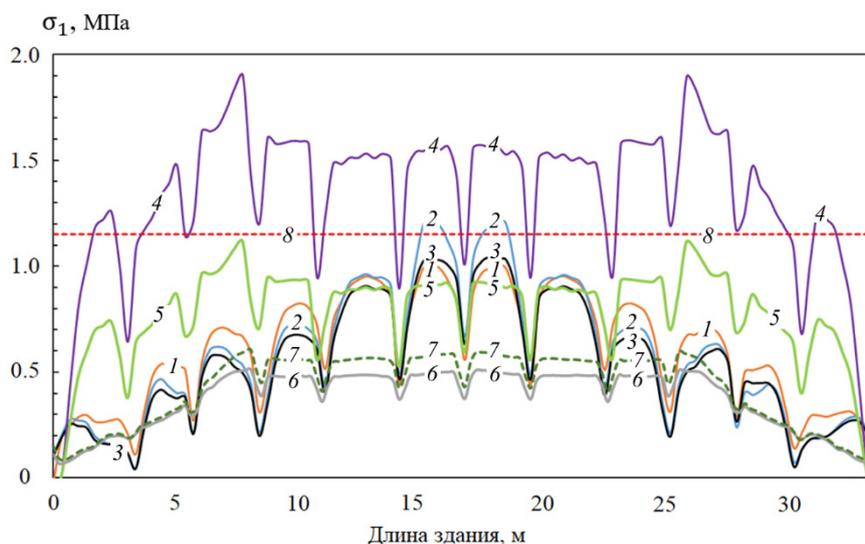


Рис. 3. Распределение первого главного напряжения в основании продольных стеновых панелей 1-го этажа (в области платформенного стыка 2 (см. в сечении А – А, Рис. 2))

Таблица 2. Параметры для расчета кривых первых главных напряжений

Номера кривых	1	2	3	4	5	6	7
Деформация грунтового основания ε , мм/м	2	7	7	2	1.5	1.5	2
Учет контактного трения по закону Кулона	+	+	+	-	-	-	-
Учет упруго-пластических свойств грунта по модели Друккера–Прагера	-	-	+	-	-	+	+

Кривые 4 и 5, соответствующие линейно-упругому поведению всех элементов системы при различном уровне деформирования грунтового основания, хорошо согласуются между собой, то есть чем больше деформации, тем выше напряжения в конструкции. При деформации грунта $\varepsilon = 2$ мм/м уровень напряжений превосходит допустимые значения (линия 8), тогда как при $\varepsilon = 1.5$ мм/м этого не наблюдается. Учет проскальзывания на границе фундамента и грунта приводит к существенному снижению уровня напряжений (кривые 1, 2, 3). В этом случае превышение предельного напряжения достигается в небольшой центральной зоне здания только при $\varepsilon = 7$ мм/м. Включение в расчет пластических свойств грунта также способствует снижению напряжений при сопоставимых уровнях деформации грунта (кривые 3, 6, 7). При этом напряжение даже при деформации грунта $\varepsilon = 7$ мм/м остается ниже предельного (кривая 3).

Таким образом, при одних и тех же деформациях грунта неидеальный контакт, принятый во внимание на основе модели Кулона, существенно снижает напряжения в платформенном стыке. То же самое можно сказать о рассмотрении нелинейных свойств грунтового основания. Предельные значения деформации грунта, полученные в авторском численном эксперименте с учетом контактного взаимодействия и пластических свойств грунта, оказались выше, чем значения, рекомендованные Указаниями [10].

Рисунок 4 демонстрирует деформационную картину в центральном продольном сечении здания при деформации грунта $\varepsilon = 1.5$ мм/м. При расчете в зоне контакта фундамента с грунтом предполагалось полное сцепление (отсутствие проскальзывания), а все элементы системы полагались упругими. Эти данные соответствуют кривой 5 на рисунке 3. На рисунке 4а показано поле первого главного напряжения, на рисунке 4б — поле эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв}}$ по Мору (для хрупких тел):

$$\sigma_{\text{экв}} = \sigma_1 - \frac{R_t}{R_b} \sigma_3, \quad (11)$$

где σ_1 и σ_3 — первые и третьи главные напряжения в элементе, $R_t = 1.15$ МПа и $R_b = 11$ МПа — призмочная прочность кладочной бетонной смеси М200 на растяжение и сжатие соответственно [12].

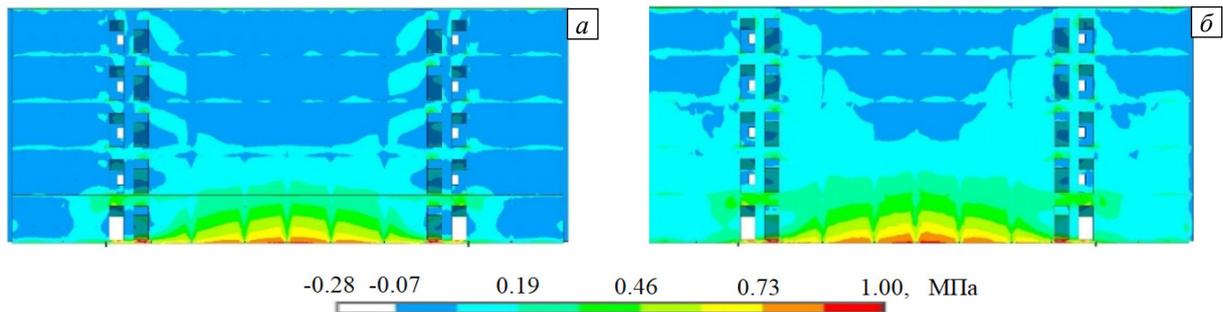


Рис. 4. Поля напряжений в сечении 5-этажного здания (см. плоскость $A - A$, Рис. 2): первое главное напряжение (а), эквивалентные напряжения по Мору (б)

4. Заключение

Разработана математическая модель НДС системы «здание–фундамент–грунтовой массив». Модель описывает возможность проявления в элементах системы упругого и неупругого деформирования, а также неидеального контакта между фундаментом и грунтовым массивом. Неупругое деформирование осуществлено в рамках упругопластического течения на основе модели Друкера–Прагера, а неидеальный контакт — на основе модели трения Кулона. Численная реализация модели выполнена методом конечных элементов в пакете ANSYS.

Результаты численного моделирования позволили установить многопараметрические зависимости НДС в элементах панельных строительных конструкций от параметров деформирования земной поверхности, спровоцированного техногенными процессами разработки горных пластов при добыче полезных ископаемых. Полученные зависимости расширили и сделали более обоснованной, по сравнению с нормативным подходом, возможность определения предельных деформаций грунта, при которых в элементах здания достигается предельное НДС. Следует отметить значимую роль в отыскании предельной деформации грунта таких факторов, как неупругое деформирование грунта в области его контакта с фундаментом (модель течения Друкера–Прагера), а также неидеальный контакт фундамента с грунтом в процессе деформирования (модель сухого трения Кулона).

В какой-то мере установленные результаты подтверждают известный факт, наблюдаемый на подработанных территориях в районе г. Березники: здесь реально регистрируемый уровень деформаций земной поверхности существенно превосходит предельные значения, предписываемые нормативными документами, однако стоящие там здания существуют без значительных деформационных изменений.

Представленный в работе подход и выявленные закономерности могут быть использованы для интерпретации результатов, получаемых автоматизированными системами деформационного мониторинга. По мнению авторов данной работы, описанный подход может быть полезным при оценке деформационной безопасности зданий и сооружений более широкой номенклатуры. Целесообразным является расширение планирования и реализация экспериментальных исследований различного масштабного уровня для установления параметров математической модели и оценки ее достоверности.

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 22-19-00108, <https://rscf.ru/project/22-19-00108/>.

Литература

1. Гусев Г.Н., Епин В.В., Цветков Р.В. Результаты многолетних наблюдений неравномерных осадок зданий, находящихся на территории Верхнекамского калийного месторождения в г. Березники // Изв. УГГУ. 2022. № 3(67). С. 80-89.
2. Жуков А.А., Колесников В.П., Ласкина Т.А. Мониторинговый контроль физического состояния среды методами электротометрии на потенциально опасных участках образования деформаций земной поверхности // ГИАБ. 2015. № 4. С. 163-171.
3. Гришко С.В. Результаты спутникового мониторинга территории Верхнекамского месторождения калийных солей // Master's Journal. 2015. № 1. С. 231-237.
4. Камиллин А.Н., Казначеев П.А. Активный геоэлектрический и сейсмоэлектрический мониторинг состояния геологической среды // ГИАБ. 2015. № 12. С. 234-242.
5. Бабаянц И.П., Барях А.А., Волкова М.С., Михайлов В.О., Тимошкина Е.П., Хайретдинов С.А. Мониторинг оседаний на территории г. Березники (Пермский край) методами спутниковой радарной интерферометрии. I. Дифференциальная интерферометрия // Геофизические исследования. 2021. Т. 22, № 4. С. 73-89. <https://doi.org/10.21455/gr2021.4-5>
6. Глебов С.В. Геофизическое обеспечение разработки Верхнекамского месторождения солей // ГИАБ. 2004. № 9. С. 89-92.
7. Михайленко А.Н. Ретроспективный анализ результатов сейсморазведочных исследований на шахтном поле БКПРУ-1 ОАО "Уралкалий" // ГИАБ. 2010. № 7. С. 362-365.
8. Усанов С., Усанова А. Охрана городской техносферы от деформационных процессов при ликвидации горных выработок // Инженерная защита. 2016. № S2(13). С. 100-108.

9. Усанов С.В., Усанова А.В. Сдвигание земной поверхности при затоплении железорудной шахты // Проблемы недропользования. 2015. № 1(4). С. 55-64.
10. Указания по допустимым условиям подработки эксплуатируемых зданий и сооружений на Верхнекамском месторождении калийных солей (с изменениями от 2008 г.). СПб., 2008. 45 с.
11. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
12. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
13. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений.
14. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
15. ТСН 22-301-98. Здания на подрабатываемых территориях Верхнекамского месторождения калийных солей. Назначение строительных мер защиты.
16. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть II. Промышленные и гражданские здания. М.: Стройиздат, 1986. 304 с.
17. Gusev G., Shardakov I. Research and prediction of the stress-strain state of construction facilities in the undermined territories // Procedia Structural Integrity. 2022. Vol. 37. P. 425-430. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.105>
18. Ермаков В.В., Патраков А.Н. Мониторинг несущих строительных конструкций жилых зданий, построенных на подрабатываемых территориях без конструктивных мер защиты // Вестник ПГТУ. Строительство и архитектура. 2010. № 1. С. 63-71.
19. Методика определения горизонтальных деформаций земной поверхности для условий шахтных полей СКРУ-1 и СКРУ-2. Березники, 2013.
20. Методические рекомендации к «Указаниям по защите рудников от затопления и охране подрабатываемых объектов на Верхнекамском месторождении калийно-магниевого солей». СПб., 2014.
21. Борзаковский Б.А., Мараков В.Е., Тенисон Л.О. Прогноз негативного влияния затопления рудника БКПРУ-1 ОАО "Уралкалий" на городскую и промышленную застройку г. Березники // ГИАБ. 2009. № 7. С. 381-396.
22. Барях А.А., Тенисон Л.О., Самоделькина Н.А. К определению горизонтальных деформаций подработанных территорий // ГИАБ. 2021. № 11. С. 5-18. https://doi.org/10.25018/0236_1493_2021_11_0_5
23. Писаренко Г.С., Можаровский Н.С. Уравнения и краевые задачи теории пластичности и ползучести. Киев: Наукова думка, 1981. 496 с.
24. Малинин Н.Н. Прикладная теория пластичности и ползучести. М.: Машиностроение, 1975. 400 с.
25. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design // Quarterly of Applied Mathematics. 1952. Vol. 10. P. 157-165.

References

1. Gusev G.N., Epin V.V., Tsvetkov R.V. The results of long-term observations of uneven settlements of buildings located on the territory of the Verkhnekamskoye potash deposit in Berezniki. *Izv. UGGU – News of the Ural State Mining University*, 2022, no. 3(67), pp. 80-89.
2. Zhukov A.A., Kolesnikov V.P., Laskina T.A. The monitoring control of the medium physical condition by electrical methods on the potential dangerous territories of the Earth's surface deformations creation. *GIAB – Mining informational and analytical bulletin*, 2015, no. 4, pp. 163-171.
3. Grishko S. V. Results of global positioning systems monitoring on the example of Verkhnekamsky region. *Master's Journal*, 2015, no. 1, pp. 231-237.
4. Kamshilin A.N., Kaznacheev P.A. Active geoelectrical and seismoelectrical monitoring of state of the geological environment. *GIAB – Mining informational and analytical bulletin*, 2015, no. 12, pp. 234-242.
5. Babayantz I.P., Baryakh A.A., Volkova M.S., Mikhailov V.O., Timoshkina E.P., Khairtdinov S.A. Monitoring of subsidence in Berezniki (Perm region) by SAR interferometry: I. Differential interferometry. *Geofizicheskiye issledovaniya – Geophysical Research*, 2021, vol. 22, no. 4, pp. 73-89. <https://doi.org/10.21455/gr2021.4-5>
6. Glebov S.V. Geofizicheskoye obespecheniye razrabotki Verkhnekamskogo mestorozhdeniya soley [Geophysical support for the development of the Verkhnekamskoye salt deposit]. *GIAB – Mining informational and analytical bulletin*, 2004, no. 9, pp. 89-92.
7. Mikhaylenko A.N. Retrospektivnyy analiz rezul'tatov seysmorazvedochnykh issledovaniy na shakhtnom pole BKPRU-1 ОАО "Uralkaliy" [Retrospective analysis of the results of seismic surveys at the mine field of BKPRU-1 OJSC "Uralkali"]. *GIAB – Mining informational and analytical bulletin*, 2010, no. 7, pp. 362-365.
8. Usanov S., Usanova A. Protection of urban techno-sphere of deformation processes in the liquidation of mine workings. *Inzhenernaya zashchita – Territory Engineering*, 2016, no. S2(13), pp. 100-108.
9. Usanov S.V., Usanova A.V. Earth surface displacement while flooding an iron mine. *Problemy nedropol'zovaniya – Problems of Subsoil Use*, 2015, no. 1(4), pp. 55-64.
10. *Ukazaniya po dopustimym usloviyam podrabotki ekspluatiruyemykh zdaniy i sooruzheniy na Verkhnekamskom mestorozhdenii kaliynykh soley (s izmeneniyami ot 2008 g.)* [Instructions on the permissible conditions for undermining operated buildings and structures at the Verkhnekamskoye potash salt deposit (as amended in 2008)]. St. Petersburg, 2008. 45 p.
11. SP 21.13330.2012. Buildings and structures on undermined territories and slumping soils.
12. SP 63.13330.2018. Concrete and won concrete construction. Design requirements.
13. SP 22.13330.2011. Soil bases of buildings and structures.
14. SP 20.13330.2016. Loads and actions
15. TSN 22-301-98. Zdaniya na podrabatyvayemykh territoriyakh Verkhnekamskogo mestorozhdeniya kaliynykh soley. Naznachenkiye stroitel'nykh mer zashchity [Buildings in the undermined territories of the Verkhnekamsk potassium salt deposit. Purpose of building protection measures]
16. *Rukovodstvo po proyektirovaniyu zdaniy i sooruzheniy na podrabatyvayemykh territoriyakh. Chast' II. Promyshlennyye i grazhdanskiye zdaniya* [Guidelines for the design of buildings and structures in undermined territories. Part II. Industrial and civil buildings]. Moscow, Stroyizdat, 1986. 304 p.

17. Gusev G., Shardakov I. Research and prediction of the stress-strain state of construction facilities in the undermined territories. *Procedia Structural Integrity*, 2022, vol. 37, pp. 425-430. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.105>
18. Ermakov V.V., Patrakov A.N. Monitoring nesushchikh stroitel'nykh konstruktivnykh zhilykh zdaniy, postroyennykh na podrabatyvayemykh territoriyakh bez konstruktivnykh mer zashchity [Monitoring of load-bearing building structures of residential buildings built on undermined territories without constructive protection measures]. *Vestnik PGTU. Stroitel'stvo i arkhitektura – Construction and Geotechnics*, 2010, no. 1, pp. 63-71.
19. *Metodika opredeleniya gorizontol'nykh deformatsiy zemnoy poverkhnosti dlya usloviy shakhtnykh poley SKRU-1 i SKRU-2* [Method for determining horizontal deformations of the earth's surface for the conditions of mine fields SKRU-1 and SKRU-2]. Berezniki, 2013.
20. *Metodicheskiye rekomendatsii k «Ukazaniyam po zashchite rudnikov ot zatopeniya i okhrane podrabatyvayemykh ob'yektov na Verkhnekamskom mestorozhdenii kaliyno-magniyevykh soley»* [Methodological recommendations to the "Instructions on the protection of mines from flooding and the protection of undermined objects at the Verkhnekamskoye potassium-magnesium salt deposit"]. St. Petersburg, 2014.
21. Borzakovskiy B.A., Marakov V.E., Tenison L.O. Prognoz negativnogo vliyaniya zatopeniya rudnika BKPRU-1 OAO "Uralkali" na gorodskuyu i promyshlennuyu zastroypku g. Berezniki [Forecast of the negative impact of the flooding of the BKPRU-1 mine of OJSC "Uralkali" on the urban and industrial development of the city of Berezniki]. *GIAB – Mining informational and analytical bulletin*, 2009, no. 7, pp. 381-396.
22. Baryakh A.A., Tenison L.O., Samodelkina N.A. Assessment of horizontal deformations in undermined areas. *GIAB – Mining informational and analytical bulletin*, 2021, no. 11, pp. 5-18. https://doi.org/10.25018/0236_1493_2021_11_0_5
23. Pisarenko G.S., Mozharovskiy N.S. *Uravneniya i krayevyye zadachi teorii plastichnosti i polzuchesti* [Equations and boundary value problems of the theory of plasticity and creep]. Kyiv, Naukova dumka, 1981. 496 p.
24. Malinin N.N. *Prikladnaya teoriya plastichnosti i polzuchesti* [Applied theory of plasticity and creep]. Moscow, Mashinostroyeniye, 1975. 400 p.
25. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 1952, vol. 10, pp. 157-165.

Поступила в редакцию 07.11.2022; после доработки 18.11.2022; принята к опубликованию 18.11.2022

Сведения об авторах

Гусев Георгий Николаевич, ктн, снс, Институт механики сплошных сред УрО РАН (ИМСС УрО РАН), 614018, г. Пермь, ул. Академика Королёва, д. 1; e-mail: gusev.g@icmm.ru

Шардаков Игорь Николаевич, дфмн, проф., зав. лаб., ИМСС УрО РАН; e-mail: shar@icmm.ru

Барях Александр Абрамович, дтн, проф., академик РАН, гнс, Горный институт УрО РАН (ГИ УрО РАН), 614007, г. Пермь, Сибирская, д. 78а; e-mail: bar@mi-perm.ru

Глот Ирина Олеговна, кфмн, снс, ИМСС УрО РАН; e-mail: glot@icmm.ru