



## МЕТОД РАСЧЕТА ОСАДОК ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НЕЛИНЕЙНОЙ МОДЕЛИ

*А. Н. АЛЕХИН – Уральский государственный университет путей сообщения,  
г. Екатеринбург.*

Предлагается и обосновывается метод расчета осадки оснований фундаментов, в том числе за пределами стадии линейной деформации грунта. Метод базируется на комплексном использовании результатов полевых и лабораторных испытаний грунтов, а также данных численного моделирования на ЭВМ осадки основания фундамента. Метод применим как для однородного, так и многослойного основания и позволяет в полной мере реализовать принцип расчета оснований по предельным деформациям.

Усложнение формы, увеличение этажности зданий и сооружений, повышение плотности городской застройки, а также все более частое использование в качестве оснований грунтов, ранее считавшихся не пригодными для строительства, ставит перед исследователями задачу совершенствования методов расчета грунтовых оснований на основе более совершенных моделей.

Это обстоятельство, в свою очередь, требует разработки методов определения параметров новых моделей. В соответствии с действующими в России нормативными документами, например [1], расчеты деформаций грунтов в подавляющем большинстве базируются на принятии гипотезы линейно-деформируемой среды, т. е. основаны на подчинении теории деформации грунта закону Гука. Вместе с тем, применение гипотезы Гука к решению вопросов деформации материалов вызывало много вопросов в самом начале ее появления. Например, в 1849 г. Британская Королевская комиссия рекомендовала инженерам заменить линейный закон упругости Гука для железа параболической зависимостью.

Как отмечает Дж. Белл: «Скорее математическая простота, чем невнимание к «незначительным», но хорошо установленным деталям эксперимента, дала толчок к принятию линейности». Этот небольшой экскурс в историю вопроса изучения нелинейной зависимости

деформаций от напряжений для сплошных сред показывает важность рассмотрения проблемы для грунтовых оснований.

Грунты в силу сложной природы их образования являются одними из наиболее трудных для теоретического анализа строительных «материалов». Как отмечает в своем фундаментальном труде К. Терцаги [2]: «Нет ни одного материала, за исключением стали, механические свойства которого при напряжении в пределах упругости были бы настолько просты, что их можно было бы использовать в качестве основы для теоретических исследований. Поэтому каждая теория прикладной механики практически построена на ряде допущений, упрощающих механические свойства рассматриваемого механического материала».

Одним из наиболее противоречивых допущений в теории механики грунтов явилось принятие гипотезы линейно-деформируемой среды. Применение ее для грунтов было основано на наблюдаемой в экспериментах при небольших давлениях почти линейной зависимости осадки от нагрузки. При этом реальная картина деформирования так называемого элементарного объема не принималась во внимание. Более того, известно, что близкая к линейной интегральная зависимость вовсе не предполагает обязательного наличия в ее основе линейной дифференциальной зависимости. Известно, что теоретически эта

© А. Н. Алехин, 2004

Internet: [www.georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)

гипотеза может быть описана следующими соотношениями:

$$\varepsilon = \sigma / K; \quad \varepsilon_i = \sigma_i / G, \quad (1)$$

где  $\sigma$ ,  $\sigma_i$  – инварианты тензоров напряжений;  $\varepsilon$ ,  $\varepsilon_i$  – инварианты тензоров деформаций;  $K$  – модуль объемного сжатия;  $G$  – модуль сдвига.

Две последние величины являются константами грунта. В классической записи соотношений (1) они могут быть заменены двумя другими константами: модулем Юнга  $E$  (модуль деформации грунта) и коэффициентом Пуассона  $\nu$ . Графическая интерпретация зависимостей (1) приведена на рис. 1. (Поскольку в рамках линейной теории прочностные параметры для расчета деформаций не используются, на рисунке не показано графическое изображение закона прочности.) Реальная картина деформирования грунтов в тех же координатах показана на рис. 2 и может быть получена в стандартных (ГОСТ 26518–85) трехосных испытаниях. Из графиков, изображенных на рис. 2, легко установить, что параметры  $K$  и  $G$  не являются константами грунта, а сложным образом зависят от его напряженно-деформированного состояния (НДС), в том числе и от степени приближения к предельному состоянию, т. е. от вида закона прочности. В простейшем случае деформационной теории параметры  $K$  и  $G$  могут быть записаны в виде следующих функций:

$$K = A_0 + B_0 \sigma; \quad G = \sigma_U / (B + \varepsilon_i); \quad \sigma_U = A \sigma + C, \quad (2)$$

где  $A_0$ ,  $B_0$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $C$  – константы нелинейной модели грунта;  $\sigma_U$  – предельное значение  $\sigma_i$ .

Таким образом, сравнение графиков на рис. 1 и 2 убедительно доказывает несоответствие применяемой в настоящее время расчетной модели грунта его реальному деформированию.

Результатом этого являются хорошо известные противоречия:

1. Фактическая замена расчетов оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) расчетами по допускаемым напряжениям: «давление на грунт не должно превышать расчетного сопротивления  $R$ » [1].

Известно, что величина последнего в значительной мере условна и не соответствует несущей способности основания. Это, как известно исследователям, приводит в одних случаях к неоправданно большим запасам, а в других – к необеспечению несущей способности оснований.

2. Неинвариантность основной, используемой в расчетах по деформациям характеристики грунта (модуль деформации  $E$ ) по отношению к методам ее определения. Это, например, выражается в существенном (6-кратном – в компрессионном и 3–4-кратном – в прессиометрическом испытаниях) занижении этой величины по отношению к принятому стандарту (штамп площадью 5000 см<sup>2</sup>). В результате оценка этой характеристики грунтов в большой мере зависит от субъективного опыта исследователя, отвечающего за результат.

3. Завышенное расчетное взаимовлияние соседних фундаментов и др.

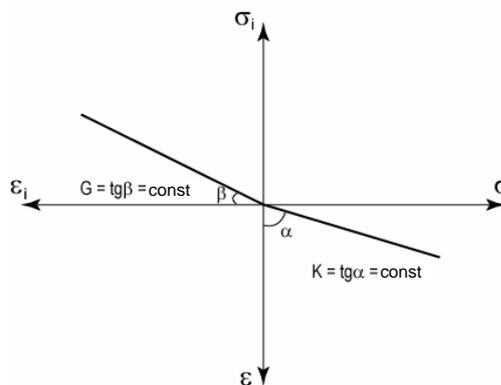


Рис. 1. Графическая интерпретация зависимостей (1)

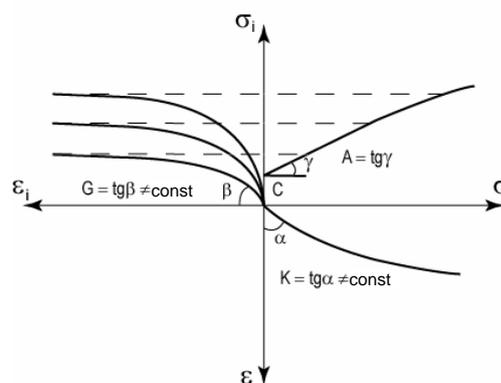


Рис. 2. Графическая интерпретация зависимостей (2)

Широкое внедрение высокопроизводительной, компактной и относительно недорогой вычислительной техники позволяет коренным образом изменить подход к расчетам строительных конструкций и разработке математических моделей, на которых они основаны. Ранее, как указывалось выше, при разработке этих моделей большое внимание уделялось возможности развития на их базе так называемых инженерных методик, ориентированных на расчеты конструкций по замкнутым формулам и с помощью таблиц, зачастую с большим ущербом для точности отражения действительных свойств среды. Характерным примером в этом отношении как раз и является применение к расчетам деформаций грунтов линейной модели Гука.

Последние десятилетия характеризуются разработкой в основном нелинейных моделей деформирования грунта (деформационной или пластического течения), адекватно отражающих характер его деформирования в широком диапазоне нагрузок и ориентированных на применение ЭВМ в практике проектирования. Однако практическая реализация расчетов в нелинейной постановке затруднена нерешенностью двух принципиальных проблем, характерных именно для грунтовой среды.

Первая проблема связана с необходимостью проведения так называемых нуль-мерных экспериментов для определения параметров модели (см. рис. 2). Эти эксперименты предполагают измерение в процессе опытов всех составляющих тензоров напряжений и деформаций, чего не требуется в случае использования линейной модели. В настоящее время такие измерения можно провести только в лабораторных условиях на уникальной аппаратуре. К тому же лабораторные испытания сильно искажают истинные значения параметров грунтов, так как проводятся на образцах вне условий их природного залегания.

Вторая проблема заключается в принципиальной невозможности воссоздания природного НДС грунта в лаборатории хотя бы потому, что не существует надежных способов его определения, а при отборе проб грунта неизбежно нарушается его природное состояние.

Анализ указанных проблем и опыта полевых статических испытаний грунтов позволил автору предложить метод расчета деформаций оснований в рамках нелинейной гиперболической модели Боткина–Конднера (см. формулы (2)). Метод базируется на комплексном использовании результатов численного нелинейного моделирования, а также данных полевых и лабораторных испытаний грунтов.

При этом полевые испытания играют корректирующую роль, поскольку позволяют снять отмеченные выше проблемы за счет косвенного отражения реального НДС и структурной природной прочности грунта. При численном моделировании не учитывалась дилатансионная составляющая объемных деформаций. Кинематическая природа этой составляющей не позволяет достаточно корректно учесть ее при решении краевой задачи в рамках деформационной теории на базе стандартных лабораторных испытаний. Кроме того, как показывают эксперименты, в глинистых грунтах объемные деформации в основном вызываются шаровым тензором напряжений. Это позволило рассматривать дилатансию как неучтенный фактор реального НДС, корректируемый данными полевых испытаний.

Для проверки принципиальной пригодности деформационной модели для описания характера деформаций грунта в различных испытаниях по договору с лабораторией методов исследования грунтов НИИОСП под руководством Л. Г. Мариупольского [3] был выполнен описанный ниже эксперимент.

По данным лабораторных трехосных испытаний грунтов нарушенной структуры, выполненных в НИИОСП, автором путем численного моделирования на ЭВМ были получены графики альтернативных испытаний (компрессионного, прессиометрического и штампового) для тех же грунтов при заданном начальном НДС. Одновременно в НИИОСП были выполнены сами альтернативные испытания при том же начальном НДС. По условиям договора, с целью обеспечения чистоты эксперимента сопоставление результатов расчетов и испытаний производилось заказчиком в отсутствие автора.

Приведенные, в частности на рис. 3 и 4, результаты сравнения полностью подтвердили

адекватность принятой расчетной модели для описания деформаций грунта нарушенной структуры для данных видов нагружения и при известном начальном НДС. К сожалению, этого нельзя констатировать при сравнении результатов расчетов с данными полевых испытаний (рис. 5) и, следовательно, с фактическими деформациями оснований сооружений, когда, как указывалось выше, структурная прочность грунта и его начальное НДС существенно искажены в лабораторных испытаниях. Различие расчетных и фактических результатов в этом случае достигает более 100%.

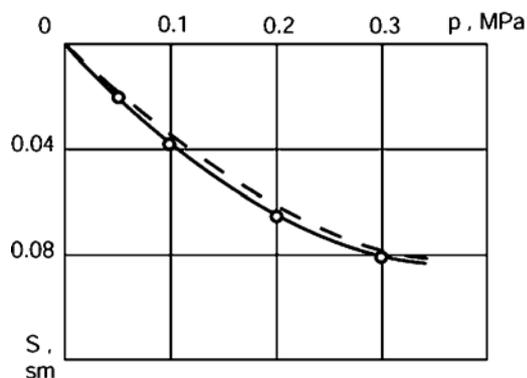


Рис. 3. Графики компрессионного испытания (суглинок): - - - - - расчетный; — — — — экспериментальный

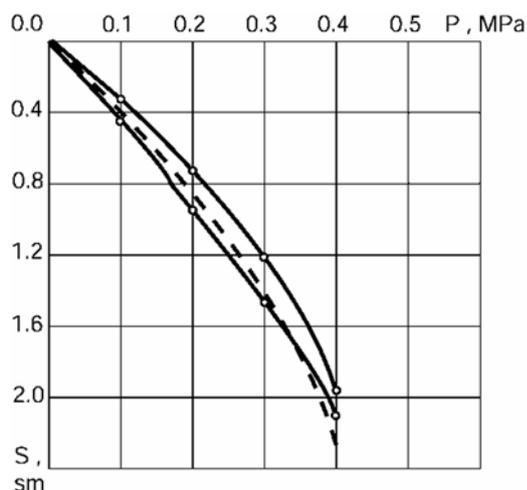


Рис. 4. Графики штампового испытания (плотный песок): - - - - - расчетный; — — — — экспериментальный

Для преодоления этих трудностей предлагается использовать метод «подобных точек». В основе метода лежит подобие графиков «нагрузка–осадка» для фундаментов различных размеров. В качестве признака подобия точек обсуждаемых графиков принимается безразмерная величина степени достижения предельного состояния грунтовым основанием, определяемая соотношением  $x = \sigma_i / \sigma_U$  или, что в рамках рассматриваемой модели то же самое, отношением  $\varepsilon_i / B$ . Для простоты выкладок рассмотрен круглый жесткий фундамент диаметром  $D$  на однородном основании, нагруженный равномерным давлением  $Q$ , а также его аналог – круглый жесткий штамп диаметром  $d$ , нагруженный давлением  $P$ . Осадки того и другого могут быть выражены через относительные вертикальные деформации  $\varepsilon_z$  под центром нагруженной области с учетом формулы (2):

осадка фундамента

$$S = \int_0^H \varepsilon_z dz = H \int_0^1 \varepsilon_z d\zeta = \sqrt{3/2} H B \int_0^1 \lambda \varepsilon_i d\zeta = \sqrt{3/2} H B \int_0^1 \lambda Y d\zeta ; \quad (3a)$$

осадка штампа

$$W = \int_0^h \varepsilon_z dz = h \int_0^1 \varepsilon_z d\zeta = \sqrt{3/2} h B \int_0^1 \lambda Y d\zeta , \quad (3b)$$

где  $\zeta = z / H$  (или  $\zeta = z / h$ ) – приведенные координаты;  $Y = x / (1 - x)$ ;  $x = \sigma_i / \sigma_U$ ;  $\lambda$  – соотношение радиальных и вертикальных относительных деформаций (по данным численного моделирования, значения этой величины на оси симметрии для сред с разницей в соотношении прочностных параметров  $C/A$  до 20% и при одинаковой степени достижения предельного состояния отличаются не более чем на 2...3%);  $H$  и  $h$  – глубина сжимаемой зоны, соответственно под фундаментом и штампом.

Аналогично [1] глубина сжимаемой зоны определяется по заданной относительной величине дополнительных напряжений. В нашем случае в качестве этого параметра логично принять некоторое фиксированное

значение  $x_1 = \sigma_i / \sigma_U$  или  $\varepsilon_i / B$  при  $\zeta = 1$ . В этом случае в соответствии с теорией размерностей

$$H = D F(x_0, x_1); \quad h = d F(x_0, x_1), \quad (4)$$

где  $F(x_0, x_1)$  – функция, зависящая от параметров  $x_0$  и  $x_1$ ;  $x_0 = \sigma_i / \sigma_U$  при  $\zeta = 0$  (т. е. на верхней границе под центром фундамента или штампа).

Поскольку значения  $\sigma_i / \sigma_U$  на оси под жестким фундаментом для сред с близкими значениями параметров определяются значением  $\sigma_i / \sigma_U$  на верхней границе сжимаемой зоны, то для «подобных» точек реальных и смоделированных на ЭВМ графиков «давление–осадка» справедливы следующие соотношения:

$$S/W = S'/W' = D/d; \quad (5)$$

$$S/S' = W/W' = B/B'; \quad (6)$$

$$H/h = H'/h' = D/d; \quad H = H'; \quad h = h'. \quad (7)$$

Кроме того, для начальных участков графиков осадки справедливо соотношение

$$\operatorname{tg} \beta_0 / \operatorname{tg} \beta_0' = B/B', \quad (8)$$

где  $\operatorname{tg} \beta_0 = \partial P / \partial S$ . Знаком (') отмечены реальные деформации основания и параметр  $B$  грунта в природном состоянии.

Следует отметить, что соотношение (5) справедливо и для линейной модели основания. Различие заключается в том, что для линейной модели оно справедливо при одном и том же давлении на основание, не превышающем величины  $R$ , а для нелинейных моделей эти соотношения подобия справедливы во всем диапазоне нагрузок, но в точках различного давления («подобные точки»). Таким образом, может быть сформулирован следующий алгоритм метода, позволяющий проектировать фундаменты по заданной осадке:

1) задается величина предельной  $S_u$  или требуемой осадки основания  $S'$ ;

2) из соотношения (5) определяется соответствующая ей осадка опытного штампа  $W'$ ;

3) по графику осадки опытного штампа определяется соответствующее давление  $P'$ ;

4) по начальным участкам двух подобных графиков  $W' = W'(P')$  и  $W = W(P)$  по формуле (8) определяется величина  $B'$ ;

5) по формуле (6) определяется теоретическая осадка штампа  $W$ , а затем на ЭВМ вычисляется соответствующее ей давление на штамп  $P$ ;

6) из соотношения (5) определяется теоретическая осадка фундамента  $S$  и вычисляется соответствующее ей давление на фундамент  $Q$ ;

7) наконец, из соотношения двух теоретических величин ( $P$  и  $Q$ ) и одной экспериментальной ( $P'$ ) определяется распределенная нагрузка  $Q'$  на реальный фундамент, соответствующая заданному значению его осадки. В частном случае ( $A = A' = 0$ ):  $Q' = QP'/P$ . В общем случае процедура определения  $Q'$  более сложная.

Таким образом, метод «подобных точек» позволяет в полной мере реализовать принцип расчета по второй группе предельных состояний и прогнозировать осадку сооружений в стадии нелинейного деформирования грунта. Это позволяет повысить нагрузку на основание, например, вследствие повышения этажности здания.

Кроме того, использование соотношений (8) дает возможность определять один из наиболее важных параметров нелинейной деформационной модели для грунта естественного сложения и тем самым более надежно решать некоторые другие практически важные задачи механики грунтов, например задачу учета влияния соседних фундаментов.

С этой целью на примере двух пар графиков, изображенных на рис. 5, был определен параметр  $B'$ . Лабораторное значение параметра  $B = 0,0160$ . Значение параметра в первом случае составило 0,0104, во втором – 0,0107, т. е. отклонение значений параметра в двух различных опытах не превысило 3%, что свидетельствует о надежности примененного метода. В то же время природное значение параметра существенно (на 60%) отличается от его значения, полученного в результате лабораторных испытаний.

Полученные данные были использованы для прогноза деформаций строившегося 6-этажного кирпичного здания-вставки и дополнительных деформаций соседних с ним домов

по ул. Культуры в городе Екатеринбурге. Результаты расчетов с помощью линейной модели, параметры которой приведены в табл. 1, показали превышение дополнительных осадок фундаментов соседних зданий по сравнению с предельно допустимой величиной (3,0 см [4]) в 1,5 раза из-за завышенной распределительной способности модели. Поэтому первоначально было принято решение о возведении фундаментов здания-вставки на буронабивных сваях диаметром 800 мм.

Таблица 1. Параметры линейной модели

Тип грунта	E, МПа	$\nu$	$\phi$ , град.	c, кПа
Элювиальный суглинок	16,0	0,25	26	30

Однако в результате расчетов с помощью нелинейной модели, параметры которой приведены в табл. 2, была получена дополнительная расчетная осадка 2,2 см, не превосходящая предельно допустимого значения. Поэтому с учетом достаточно хороших характеристик грунтов было принято решение о возведении ленточных фундаментов на естественном основании, что позволило получить экономический эффект в размере около 4,0 млн рублей. Дальнейшие геодезические наблюдения подтвердили правильность принятого решения.

Таблица 2. Параметры нелинейной модели

Тип грунта	$A_0$ , МПа	$B_0$	A	C, кПа	B
Элювиальный суглинок	32	0,0	0,70	40	0,0105

Для выполнения более точных расчетов необходимо также знание природных величин других параметров модели, по крайней мере A и C, которые коррелируют с прочностными параметрами Кулона, методы определения которых в полевых условиях постоянно совершенствуются. В обсуждаемых расчетах были приняты лабораторные значения этих параметров.

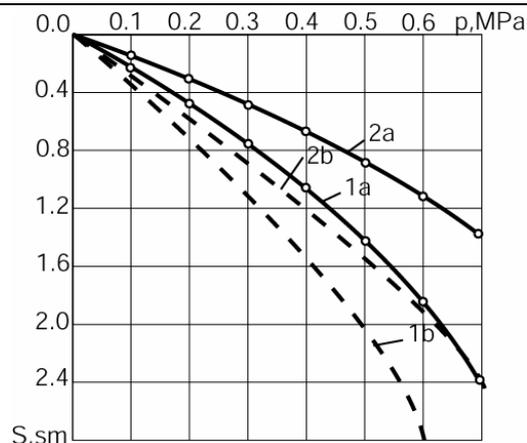


Рис. 5. Графики штамповых испытаний (элювиальный суглинок):

1 – глубина испытания 2,8 м; 2 – глубина испытания 5,0 м; а – полевые испытания; б – расчетные

Естественно, что применение более точных моделей предъявляет дополнительные требования к конструкциям приборов и методикам проведения испытаний, в первую очередь полевых. В этой связи наибольший интерес представляют возможности винтового штампа с управляемым погружением.

### Список литературы

1. СНиП 2.02.01–83\*. Основания зданий и сооружений. М.: Госстрой России, 1995.
2. Терцаги К. Теория механики грунтов / Пер. с нем. М.: Госстройиздат, 1961.
3. Исследование особенностей деформирования грунтов при различных траекториях их нагружения для разработки методики трехосных испытаний грунтов: Отчет о научно-исследовательской работе. Свердловск, 1986.
4. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции. М.: Москомархитектура, 1998.