

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ДЛЯ ПРОГНОЗА ОСАДОК ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

О. Р. ГОЛЛИ – *д-р техн. наук, ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Санкт-Петербург, Россия.*

Предлагается способ обработки результатов лабораторных испытаний сжимаемости грунтов с целью исключения их погрешности – деформаций за счет фильтрационной консолидации.

1. СУЩЕСТВУЮЩИЕ СПОСОБЫ ОЦЕНКИ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГРУНТОВ

Правильный и четкий прогноз осадок всегда имеет большое значение как при строительстве новых зданий и сооружений, так и при реконструкции и надстройке существующих зданий в черте города или при освоении его подземного пространства. С целью уточнения такого прогноза, как правило, в разных случаях создаются разные расчетные модели, учитывающие влияние существующих зданий, подъем дна котлована в результате разгрузки и разуплотнения основания, его обратную осадку. Однако эти модели далеко не всегда достаточно точно соответствуют действительности. Для уточнения прогноза осадки разрабатываются и используются при испытаниях на деформируемость новые приборы: стабилметры различных типов и модификаций, кубический прибор трехосного сжатия А. Л. Крыжановского с тремя различными по величине главными напряжениями и некоторые другие.

В некоторых случаях конструкция прибора для изучения деформируемости грунта специально приспособлена к воспроизведению так называемой предыстории нагружения, сначала как бы воспроизводится природное состояние, затем – разгрузка до заданного состояния, соответствующего выемке керна из

скважины или разгрузке вследствие выемки грунта из котлована, и, наконец, – последующее состояние загрузки уже весом сооружения. Стремление воспроизвести все этапы существования исследуемого образца грунта обычно определяет и методику самих испытаний. Отметим, что привести образец грунта в природное состояние невозможно, так как грунт накапливает излишнюю информацию, которая отразится в компрессионной кривой, грунт имеет «предысторию нагружения», он обладает «памятью». Образец грунта в приборе невозможно привести в исходное состояние, но можно получить всю необходимую (в том числе и начальную) информацию непосредственно с кривой «нагрузка σ -деформация ε ». Методы реконструкции и рафинирования кривой « $\sigma - \varepsilon$ » будут описаны ниже.

2. РАБОТА СИЛЫ НЕ ЗАВИСИТ ОТ ТРАЕКТОРИИ

На рис. 1 приводится компрессионная кривая, предлагаемая З. Г. Тер-Мартirosяном и Д. М. Ахпателовым (Расчет осадки фундамента, возводимого в котловане // Основания, фундаменты и механика грунтов.) В соответствии с принятой ими моделью грунт характеризуется тремя модулями деформации: E_{pz} – разуплотнения, E_{Iz} – вторичного уплотнения, E_{2z} – доуплотнения, которые можно определить по результатам лабораторных испытаний в условиях компрессии. Грунт первоначально

доводится до начального состояния путем приложения давления σ_{zg} . Затем ступенями производят разгрузку на величину $\sigma_{zp,1}$, а далее – нагружение грунта ступенями на σ_{zp} . По ветви разгрузки находят E_{pz} , а по ветви нагрузки – E_{1z} и E_{2z} . Осадку суммируют на перемещениях по всем ветвям компрессии. Отметим, что эта методика внесена в ГОСТ 23908–79. «Грунты. Метод лабораторного определения сжимаемости» и в ПИНАЭ-5.10–87. «Основания реакторных отделений атомных станций» (М.; Л., 1989).

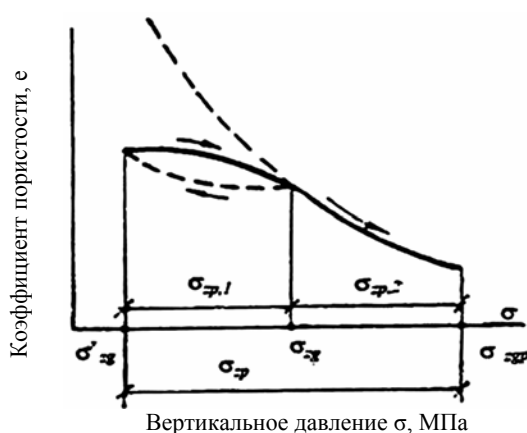


Рис. 1. Компрессионная кривая (З. Г. Тер-Мартirosян и Д. М. Ахпателов)

Кривая на рис. 1 прекрасно отражает методику испытаний и расчетов, согласно которым при расчете осадок надо брать с разных участков кривой изменение коэффициента пористости, определять для разных участков кривой модули деформации и собирать суммарную осадку по всем ветвям этой компрессионной кривой. Кроме того, эта кривая предлагает учитывать движение рабочей точки по ветви первичной кривой, по ветви разгрузки и по ветви вторичной кривой с использованием на каждой ветви своего модуля деформации и сложением осадок разного знака. В действительности же, если мы будем рассматривать осадку как результат работы, совершенной силой тяжести, то эта работа не зависит от траектории движения точки приложения силы, а зависит только от абсолютного результирующего перемещения из начальной – верхней точки на компрессионной кривой в конечную – нижнюю. Поэтому

все операции с воспроизведением воздействий на образец грунта, изъятый из массива, или элементарный объем грунта, подвергающийся воздействию разгрузки и последующей загрузки, находящийся внутри массива, абсолютно излишни и не дают никакой уточняющей информации к той, которую можно получить с обычной одноветвевой кривой, представленной в виде зависимости $\epsilon - \lg \sigma$ (где ϵ – относительная деформация, σ – вертикальное давление), если эту зависимость реконструировать до начальных, малых значений давлений σ , как показано на рис. 2.

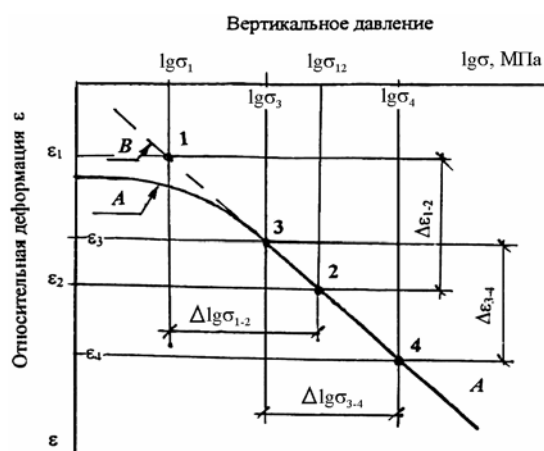


Рис. 2. Реконструкция компрессионной кривой в полулогарифмических координатах: A – экспериментальная компрессионная кривая; B – реконструкция компрессионной кривой

3. ИНФОРМАТИВНОСТЬ КОМПРЕССИОННОЙ КРИВОЙ

Компрессионная кривая, правильно выполненная и расшифрованная, несет всю нужную информацию о деформативных свойствах грунта, и нет необходимости прибегать к значительно более сложным и дорогостоящим стабилометрическим (трехосным) испытаниям, чтобы получить надежный результат. Сравнительные опыты показали, что модули деформации E_o , полученные в одном и том же интервале средних напряжений, практически совпадали. Очень важно другое – правильно выбрать нужный интервал напряжений. Для этого должна быть построена детальная расчетная схема, включающая все действующие напряжения и другие важные действующие факторы.

Не вносит точности в расчеты и прогноз осадки, а также сама по себе весьма туманная (да к тому же реактивная) характеристика деформируемости – модуль деформации E_o : при скольжении с искомым интервалом $\Delta\sigma$ (или $\Delta \lg \sigma$) по кривой зависимости $\varepsilon - \sigma$ или $\varepsilon - \lg \sigma$ величина модуля деформации не остается постоянной, а изменяется в зависимости от многих факторов. Точный прогноз осадки сделать гораздо проще, если использовать для расчетов непосредственно значения относительной деформации ε без коэффициентов перехода от компрессии к натуре.

Использование подробно разработанной расчетной схемы нагружения основания в сочетании с четко установленным на компрессионной кривой рабочим интервалом изменения напряжений, а также непосредственно относительных деформаций в расчетах вместо привычных всем модулей деформации позволило получить для ряда объектов практически точные значения расчетных осадок, совпадающие с экспериментальными. Именно таким способом были в свое время получены значения осадок правого и левого устоев Плявиньской ГЭС, неожиданные по величине, но точно совпавшие с фактическими.

4. ГЛАВНАЯ ПОГРЕШНОСТЬ КОМПРЕССИОННЫХ И ТРЕХОСНЫХ ИСПЫТАНИЙ

Известно, что в величине осадки основания, сложенного глинистыми грунтами (в особенности полутвердой и твердой консистенции), преобладает доля осадки за счет ползучести (Н. Н. Маслов [1, 2] и др.). Существуют методы оценки необходимости учитывать ползучесть и оценивать ее параметры по компрессионным или трехосным испытаниям двух образцов-близнецов (по генезису) разной высоты и с возможностью оттока поровой воды в одну или две стороны [1–6]. Здесь самой постановкой задачи определяется ведущая роль фильтрационной (или, как ее называют, первичной) консолидации по сравнению со вторичной консолидацией – за счет ползучести: ползучесть может быть, а может и не быть, и тогда ее не следует учитывать при расчете осадки. Правильная оценка

роли и доли каждой из этих двух составляющих полной осадки – необходимое условие точного прогноза.

С другой стороны, в работах [7–10] показано, что даже в нормально уплотненных и недоуплотненных глинистых грунтах под фундаментами обычных размеров ($b = 1,5 \dots 2,5$ м) зона фильтрационной консолидации может сократиться до весьма небольших размеров (0,5 м, 12 см [9]) или исчезнуть совсем в зависимости от размера фундамента, величины давления под его подошвой и так называемого начального градиента фильтрационной консолидации J_o [10]. Зона по толщине основания, в которой не происходит уплотнения за счет фильтрационной консолидации, авторами [7, 8, 9] именовалась «мертвой зоной».

Процесс фильтрационной консолидации был в свое время открыт К. Терцаги при выполнении испытаний в компрессионных приборах на образцах песчаного грунта. Затем открытие было перенесено на глинистые грунты, и в течение долгого времени общепринятой была точка зрения, что осадка происходит главным образом за счет фильтрационной консолидации. Тот факт, что, несмотря на всю красоту и стройность теории фильтрационной консолидации, в теории и практике явно что-то не стыкуется, отмечался давно, но было не очень понятно, где именно между ними происходит разрыв.

В 1986 г. Л. В. Горелик и П. Л. Иванов предприняли попытку разобраться с этим вопросом [11]. Они подошли к проблеме моделирования в лабораторных условиях процессов фильтрационной консолидации. Задача решалась на основе анализов: а) вывода критериев подобия консолидации грунта из уравнений Флорина–Био и б) вывода критериев подобия консолидации грунта методом анализа размерностей. Их выводы были однозначны: если грунт не обладает ползучестью и вязкостью, моделирование процесса фильтрационной консолидации возможно, но только при соблюдении ряда сложных для выполнения в лаборатории условий (мы не будем на них останавливаться). Если же грунту присущи свойства вязкой среды и ползучести, то моделирование процесса кон-

солидации на натурном грунте, по их мнению, невозможно [11].

В действительности все не совсем так. В большинстве научных публикаций, посвященных проблемам ползучести и фильтрационной консолидации при оценке степени деформируемости грунта в лаборатории [14–20], отмечается, что при лабораторном определении характеристик деформируемости грунта в образце в компрессионном или трехосном приборе всегда реализуются и процесс ползучести, и процесс фильтрационной консолидации, причем последний, как правило, не реализуется *in situ*. Оба процесса существуют одновременно, параллельно друг другу [6, 8, 10, 14–16 и др.]. Задача, которую пытались решить Л. В. Горелик и П. Л. Иванов методом анализа критериев подобия и анализа размерностей, решается достаточно просто с позиций физики и механики процессов: путем разделения деформаций при лабораторных испытаниях сжимаемости – своего рода «рафинирования» деформационной кривой, чему и будет посвящена настоящая статья.

В свое время Л. В. Горелик [12] и А. Л. Гольдин [13] отмечали, что, если в процессе фильтрационной консолидации коэффициент порового давления K_u не превышает 0,2, то его можно не учитывать, т. е. процесс компрессионной консолидации фактически отсутствует. В компрессионном приборе в образце пластичного глинистого грунта при давлении, например, $\sigma = 0,1$ МПа (1 кгс/см^2) и коэффициенте порового давления $K_u = 0,7$ поровое давление будет равно $\sigma_u = 0,07$ МПа, а градиент напора при фильтрации поровой воды из образца при односторонней фильтрации ($l_\phi = 2$ см) достигнет $J = 350$, а при двухсторонней фильтрации ($l_\phi = 1$ см) $J = 700$. Если это образец твердой глины, нагруженный давлением, например, $\sigma = 0,5$ МПа при $K_u = 0,2$, то при пути фильтрации $l_\phi = 2$ см получим градиент напора $J = 500$, а при $l_\phi = 1$ см уже $J = 1000$.

При испытании образца верхнепротерозойского суглинка твердой консистенции из основания сооружения С-1 «Комплекса защиты Ленинграда от наводнений» в компрессионном приборе, оснащенном датчиками порового давления, даже при нагружении образца сразу давлением $\sigma = 1,1$ МПа, а не

малыми ступенями в нем возникало поровое давление величиной всего $\sigma_u = 0,1$ МПа ($K_u = 0,1$), которое не рассеялось даже после разгрузки образца. При использовании стабилометров градиенты напора будут в 2–3 раза меньше, но во всех случаях они в сотни и тысячи раз больше тех градиентов, которые могут реализоваться *in situ*. Ведь путь фильтрации от середины фундамента шириной $b = 1,5$ м в стороны составит до 75 см, и, соответственно, градиент напора под подошвой, в самой нагруженной контактной зоне, будет всего $J = 13$, а глубже и того меньше. Если же мы имеем дело с фундаментами особых сооружений, сторона которых достигает $b = 15$ м и более, то при твердой консистенции грунтов основания и $\sigma = 0,5$ МПа, $K_u = 0,2$, $\sigma_u = 0,1$ МПа = 1 кгс/см^2 напор составит $H = 1000$ см, и градиент напора в центральной части контактного слоя не превысит $J = 1,3$. Только под самыми краями фундамента, где могут возникнуть зоны остаточных пластических деформаций [8, с.255–256], он может достигать нескольких единиц.

В той же ситуации при $b = 50$ м градиент напора в центральной части контактного слоя составит только $J = 0,2$. Таким образом, в контактном слое возникают столь малые напоры, что максимальные градиенты их оказываются в сотни и тысячи раз меньше, чем в образце в компрессионном приборе или стабилометре, и намного меньше градиента напора, который условно называют «начальным», а тем более – «начальным градиентом фильтрационной консолидации» [10]. Поэтому сам процесс фильтрационной консолидации, который реализуется в лаборатории, не моделирует процессов, происходящих в натуральных условиях, а является погрешностью испытаний, которую следует исключить из результатов экспериментов.

Возникает вопрос, как этого достигнуть. После анализа компрессионных и консолидационных испытаний, выполненных на образцах более 20 разновидностей глинистых грунтов нарушенной (Спандарьянская, Нурекская, Гер-Герская, Чарвакская, Ирганайская плотины) и ненарушенной структуры (Калининская, Одесская, Харьковская, Татарская АЭС, сооружения защиты Ленинграда от наводнений, Плявиньская ГЭС и др.), было

установлено, что задача может решаться значительно проще, чем можно было предполагать [1–6, 10, 18,20].

5. МЕТОД РАЗДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ И РАФИНИРОВАНИЯ КОМПРЕССИОННОЙ КРИВОЙ

Используем известную методику построения кривой консолидации в координатах $\varepsilon - \lg t$ [9, 13, 14] (рис. 3). На графике участок перегиба кривой ab соответствует по времени периоду фильтрационной консолидации с момента возникновения в образце порового давления (точка a) до момента его рассеивания (точка b), далее развивается только процесс ползучести, который описывается зависимостью $\varepsilon_{cr} = f(\lg t)$.

По этой методике нами было обработано более 70 опытов по консолидации и компрессионной ползучести, выполненных в приборах различной конструкции, в том числе и крупномасштабных консолидационных приборах ВНИИГа с высотой и диаметром образца 300 мм, на глинистых грунтах различного генезиса и консистенции, нарушенной и ненарушенной структуры, и во всех случаях опытные точки корректно аппроксимировались этой логарифмической зависимостью. Так же хорошо аппроксимировались подобные опыты и у других исследователей [2–5,

14, 15 и др.]. Полагая, что деформация ползучести развивается с самого начала опыта одновременно и параллельно с фильтрационной консолидацией, подчиняясь с первого же момента одному и тому же закону [15,16,17,20]:

$$\varepsilon_{cr} = f(\lg t), \quad (1)$$

полную относительную деформацию образцов (см. рис. 3 и 4) можно графически разделить на условно-мгновенную $\varepsilon_{ум}$, фильтрационную $\varepsilon_{фк}$ и за счет ползучести ε_{cr} .

Условно-мгновенная деформация $\varepsilon_{ум}$ по величине приближается к упругой ε_{el} , хотя и включает в себя, кроме упругой, пластическую деформацию начального момента нагружения:

$$\varepsilon_{ум} \approx \varepsilon_{упр} \approx \varepsilon_{el} \quad (2)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{фк} + \varepsilon_{cr}, \quad (3)$$

где

$$\varepsilon_{el} = \text{const} \text{ и } \varepsilon_{фк} = \text{const}, \quad (4)$$

причем величина упругой деформации зависит только от величины вертикального давления σ и никак не зависит от времени: $\varepsilon_{el}(t) = \text{const}$; величина деформации фильтрационной консолидации $\varepsilon_{фк}$ зависит от вертикального давления σ и от времени в пределах периода фильтрационной консолидации $t_{фк}$, а за пре-

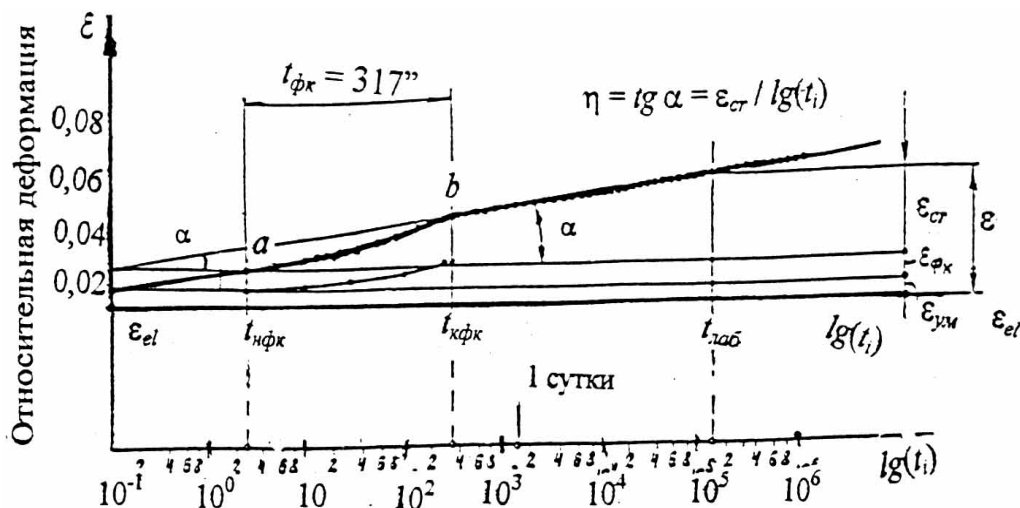


Рис. 3. Стандартная кривая консолидации глинистого грунта с разделением деформаций во времени: $\sigma = 0,5$ МПа, ε – полная относительная деформация; ε_{el} , $\varepsilon_{фк}$, ε_{cr} – относительная деформация упругая, за счет фильтрационной консолидации и за счет ползучести; $\eta = \text{tg } \alpha = \varepsilon_{cr}(t_i) / \lg(t_i) = \text{const}$ (грунт пылевато-глинистый, твердый, $\rho_d = 1,68$ г/см³, $w = 0,268$)

делами этого промежутка времени (*ab*) фильтрационная консолидация при данном давлении σ больше не меняется и остается постоянной: $\varepsilon_{фк} = \text{const}$; величина же деформации за счет ползучести никогда не затухает и может продолжаться сколь угодно долго с постепенно уменьшающейся скоростью, по закону $\varepsilon_{cr} = f(\lg t)$. Эту составляющую общей деформации называют также вековой осадкой.

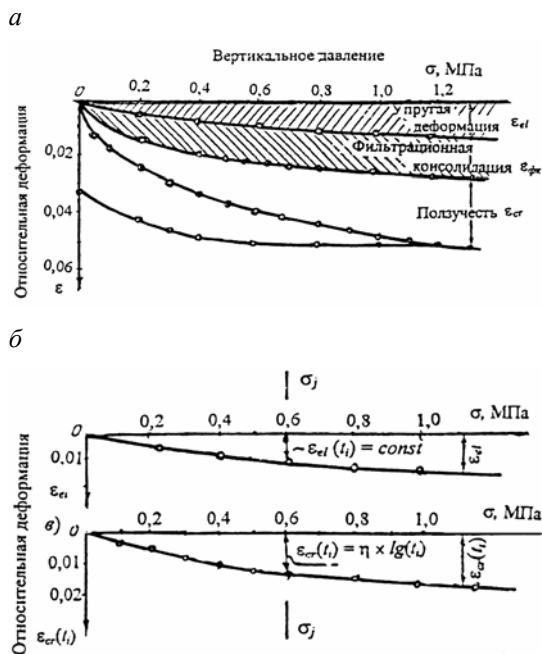


Рис. 4. Метод разделения деформаций (метод «рафинирования компрессионной кривой»):
 а – разделение деформаций на составляющие;
 б – выделение рабочих составляющих

При использовании такого метода (назовем его методом разделения деформаций или методом рафинирования деформаций) для прогноза осадки на любой момент времени t_i требуется лишь одна, очень простая в использовании характеристика ползучести η , которую назовем показателем ползучести. Этот показатель ползучести η представляет собой тангенс угла наклона графика $\varepsilon_{cr} = f(\lg t)$ к оси $\lg t$:

$$\eta = \text{tg } \alpha = \varepsilon_{cr}(t_i) / \lg(t_i) = \text{const}, \quad (5)$$

где t_i – время от начала нагружения.

Величина показателя ползучести η зависит от глинистости грунта, его консистенции, влажности, водонасыщенности, коэффициента

пористости, а также от глубины залегания слоя, величины дополнительного напряжения и *уровня догрузки* при строительстве, под которым следует понимать соотношение между существующим напряжением и дополнительно приложенным давлением. На рис. 5 можно видеть характер изменения показателя ползучести η в однородном массиве – т. е. в зависимости от величины нагрузки.

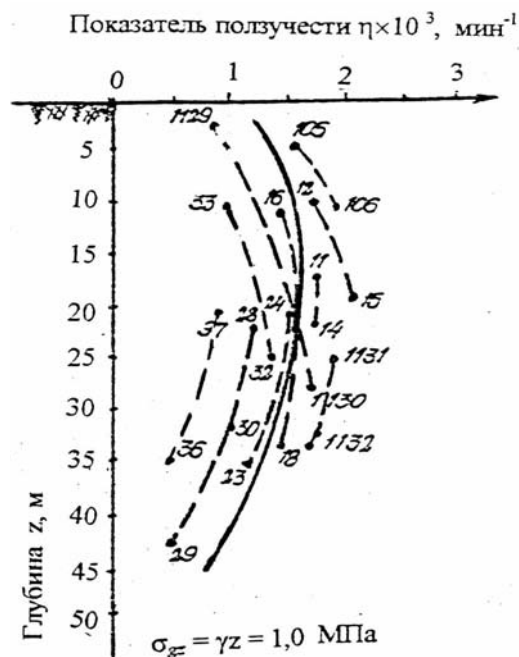


Рис. 5. Изменение показателя ползучести η по глубине однородного массива в зависимости от величины вертикального давления σ_{gz} ; 11...130 – номера опытов

При изучении влияния различных факторов на величину η нам не удалось выявить у исследуемых грунтов такой характеристики, как мера ползучести от единичной нагрузки, не было обнаружено и тенденции к пропорциональному увеличению показателя η с ростом нагрузки. Наоборот, при каждой последующей ступени нагружения приращение величины η становилось все меньше и меньше, т. е. прослеживалась тенденция к некоторому упрочнению (наклепу) при догрузке, как если бы грунты представляли собой материал, обладающий «памятью». Этот фактор представляется весьма важным для прогноза осадки при реконструкции зданий и увеличении их этажности.

Разделив деформации на составляющие (см. рис. 4, а) и исключив из полученной в лаборатории деформации долю, реализующуюся за счет фильтрационной консолидации и являющуюся погрешностью прибора и лабораторного эксперимента, можно получить графики действующих составляющих рафинированной компрессионной кривой. А при рассмотрении процесса накопления осадки во времени t_i при некотором заданном давлении σ_j получим реальный график накопления осадки на любой момент времени, например, $t_i = 1,35 \times 10^5$ мин = 0,25 года (рис. 6).

Упругую составляющую деформации следует учитывать только при догрузке каждого слоя на величину $\Delta\sigma_z$, которая будет вызывать эту дополнительную упругую осадку. Упругая составляющая осадки, вычисленная обычным способом по кривой упругой компрессии, не будет изменяться во времени. Получение этой кривой возможно разными способами: из условия мгновенных деформаций при испытаниях на ползучесть или по результатам специальных испытаний при кратковременных (мгновенных) нагружениях с фиксацией упругих деформаций.

Если отложить значения рафинированных относительных деформаций, полученные в полулогарифмических координатах в зависимости от величин $\lg \sigma_j$, получим рафинированный график, соответствующий реальной зависимости деформаций от нагрузки во времени. Используя графический прием [19] совмещения двух логарифмических шкал на одном чертеже (рис. 7), можно определить величину вековой осадки за проектный срок

работы сооружения (например, за 30 лет), дополнительные осадки при догрузках в вариантах реконструкции, а также подобрать оптимальный вариант пригрузки и сроков предварительного уплотнения основания с доведением плотности грунта до требуемой для начала строительства с последующей разгрузкой до проектных значений плотности и вертикального давления.

Изложенный метод разделения деформаций при расчете осадок зданий и сооружения как при новом строительстве, так и при реконструкции и надстройках позволяет прогнозировать их более точно на любой заданный момент времени t_i – ведь и завышенная, и заниженная прогнозируемая осадка в равной степени нежелательны. Предлагаемый подход достаточно прост и доступен в любых лабораториях, тем более в оснащенных компьютерной техникой. При расчете осадок по результатам, полученным по предлагаемой методике, осадка получается существенно меньше и ближе к наблюдаемой в натуре.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
2. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М.: Изд-во министерства автомобильного строительства, 1961. 707 с.
3. Месчан С. Р. Начальная и длительная прочность грунтов. М.: Недра, 1978. 208 с.
4. Месчан С. Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы определения. М.: Недра, 1974. 192 с.

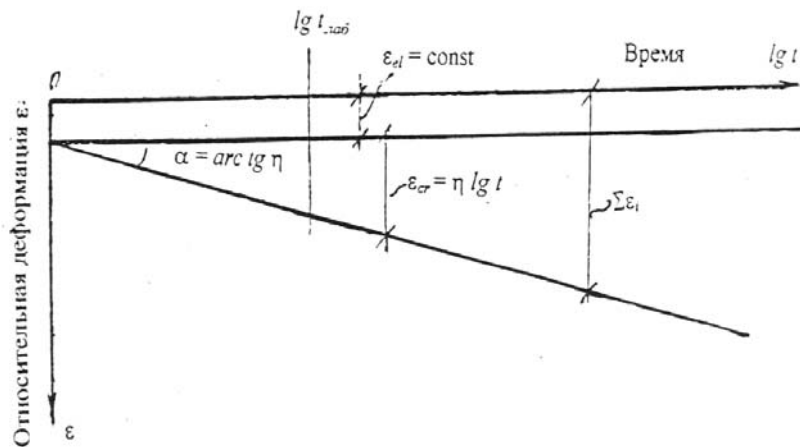


Рис.6. Накопление деформаций во времени при некотором постоянном значении $\sigma_j = \text{const}$

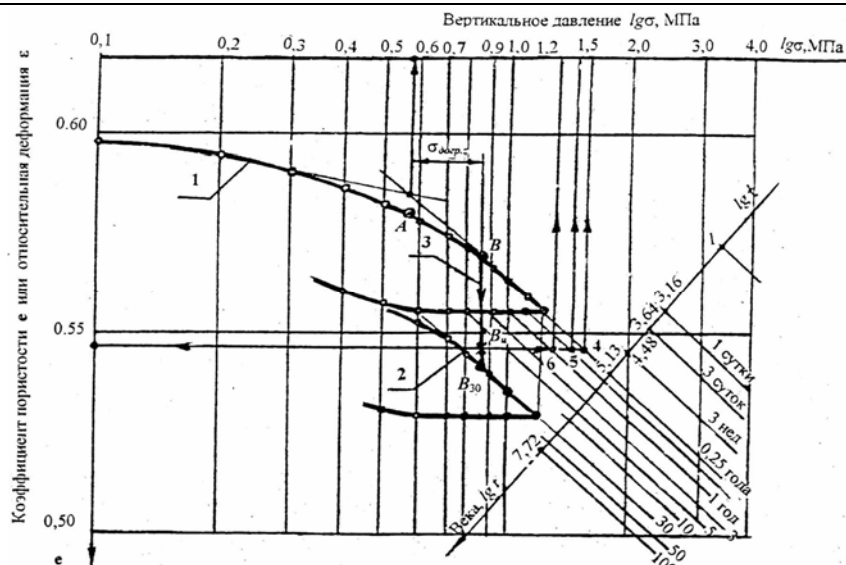


Рис.7. Схема к расчету сроков и нагрузок предварительного уплотнения основания и определения осадки при догрузении: 1 – лабораторная кривая компрессионной ползучести на момент времени $t_{лаб} = 1,35 \times 10^5$ минут; 2 – 30-летняя кривая компрессионной ползучести; 3 – $B - B_{30}$ – вековая осадка за 30 лет; B_n – уплотнение на 80% от величины $B - B_{30}$; 4 – уплотнение до степени B_n давлением $\sigma_j = 1,5$ МПа в течение $\Delta t = 0,25$ года; 5 – то же, $\sigma_j = 1,4$ МПа в течение $\Delta t = 0,5$ года; 6 – то же, $\sigma_j = 1,3$ МПа в течение $\Delta t = 1$ году

5. Месчан С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. М.: Недра, 1985. 394 с.

6. Тер-Мартirosян З. Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов. М.: Недра, 1986. 292 с.

7. Роза С. А. Расчет осадки гидроэлектростанций. М.; Л.: Госэнергоиздат, 1959. 330 с.

8. Цытович Н. А. Механика грунтов. М.: Госстройиздат, 1963. 636 с.

9. Ксенофонтов А. И. Об учете начального градиента напора и активной зоны фильтрации при решении задач по консолидации грунтов. // Исследование физико-механических свойств структурно-неустойчивых и слабых грунтов: Тр. МИИГ. Вып. 432. М., С.87–95.

10. Дашко Р. Э. Основные представления о критерии начала фильтрационной консолидации водонасыщенных глинистых пород // Проектирование и строительство автомобильных дорог: Межвуз. темат. сб. тр. Л., 1982. С. 142–150.

11. Горелик Л. В., Иванов П. Л. О некоторых критериях подобия в механике грунтов // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева: Сб. науч. тр. № 189: Конструкции и технологии возведения грунтовых плотин. Л.: Энергоатомиздат, 1986. С. 5–11.

12. Горелик Л. В. Расчеты консолидации оснований и плотин из грунтовых материалов. Л.: Энергия, 1975. 154 с.

13. Гольдин А. Л. Исследование процессов уплотнения связных грунтов с учетом ползучести: Дисс... канд. техн. наук/ ВНИИГ. Л., 1965.

14. Тан Тионг Ки. Вторичные временные эффекты консолидации глин. Вопросы геотехники // Сб. №3 /ДИИТ. Днепропетровск, 1959. С.62–75.

15. Далматов Б. И., Банг До. Определение характеристик деформируемости водонасыщенного глинистого грунта во времени в период фильтрационной консолидации //Краткое содерж. докл. к XXVII науч. конф. - ЛИСИ. Л., 1969. С.12–14.

16. Банг До. Исследования деформативности и характеристик уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом ползучести. Автореф... канд. техн. наук / ЛИСИ. Л., 1969.

17. Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З. Г. Экспериментальные основы прикладной геомеханики в строительстве. М.: Высшая школа, 1981. 318 с.

18. Экспериментальные исследования, связанные с рационализацией систем сооружения – основание и с оценкой их надежности: Отчет по НИР (отв. исп. О. Р. Голли) / ВНИИГ. Инв. № 02860037717. Л., 1985.

19. Бьеррум Л. Проблемы механики строительства на структурно-неустойчивых и слабых грунтах // Ген. докл. Международ. конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. М.: Стройиздат, 1975. С. 98–165.

20. Голли О. Р. Определение осадки больше-размерных фундаментов с учетом ползучести // Межвуз. сб. «Нелинейные методы расчета оснований и фундаментов». Йошкар-Ола, 1990. С. 31–36.