

Л. М. ТИМОФЕЕВА (Пермский государственный технический университет, Российская Федерация)

АНАЛИЗ КОНСОЛИДАЦИИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ОТ ДЕЙСТВИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ЗЕМПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

У даній роботі проведено аналіз процесу консолідації ущільнених водонасичених глинистих ґрунтів підтопленого підхідного насипу мостового переходу через р. Каму, зведеного по методу «інтенсивної технології», яка полягає в обладнанні дренажних поздовжніх і поперечних прорізів для прискорення консолідації ґрунтів земполотна і основи, складеної слабкими, сильно стискуваними водонасиченими глинистими ґрунтами різної консистенції.

В настоящей работе проведен анализ процесса консолидации уплотнённых водонасыщенных глинистых грунтов подтапливаемой подходной насыпи мостового перехода через р. Каму, возведённой по методу «интенсивной технологии», которая заключается в устройстве дренажных продольных и поперечных прорезей для ускорения консолидации грунтов земполотна и основания, сложенного слабыми, сильно сжимаемыми водонасыщенными глинистыми грунтами различной консистенции.

The analysis of consolidation process of condensed water-saturated clay soils of the floodable bridge-approach fill to the bridge across Kama River, erected by method called «Intensive technology», is presented. The method consists in the arrangement of drainage longitudinal and cross-section cuts for acceleration of consolidation of soils of the road bad and the base composed from the weak, strongly compressible water-saturated clay soils of different consistency.

Как показала практика строительства, интенсивность процесса фильтрационной консолидации основания зависит от гидрологических условий работы дренажных сооружений, фильтрационных свойств грунтов основания и уплотняющей нагрузки от вышележащей насыпи и технологического транспорта.

Для прогноза развития осадок слабого основания после возведения и «отдыха» земполотна и возможности осуществления работ по устройству дорожной одежды нами был выполнен анализ инженерно-геологических условий участка строительства, рассмотрены закономерности развития деформаций слабых грунтов во времени, проведены расчёты конечных осадок оснований от веса земполотна, результаты которых сопоставлены с данными геодезических наблюдений, а также расчёты несущей способности слабого основания при действии эксплуатационных нагрузок.

На основе инженерно-геологических исследований, выполненных в 2005 г. Уралгипротрансом, было установлено, что в основании до изученной глубины 8,0 м залегают пылеватые суглинки и глины от тугопластичной до текучей консистенции. Кровля слабых водонасыщенных суглинков текучепластичной и текучей консистенции находится на глубине около

4,0 м, при этом их мощность в пределах изученной толщи составляет не менее 4,0 м.

По результатам расчётов при высоте насыпи $H_n = 5,0 \dots 8,0$ м мощность активной сжимаемой толщи по оси поперечного сечения земполотна составляет $H_a = 12,3$ м; то же по вертикали, проходящей через верхнюю бровку земполотна, – $H = 11,75$ м.

Таким образом, слабые сильно сжимаемые грунты находятся в пределах активной зоны деформаций, причём их мощность превышает 4,0 м, так что в соответствии с п. 6.24 СНиП 2.05.02-85* [6] основания относятся к слабым.

При устройстве земполотна на слабых основаниях могут быть рассмотрены различные решения [6], включающие как разработку методов усиления основания, так и применение специальных технологий, ускоряющих процессы консолидации и улучшающие прочностные показатели слабых грунтов (методы интенсивных технологий).

Наиболее простой способ возведения земполотна на слабом основании представляет собой ускорение осадки основания с помощью временной пригрузки. Такой метод требует тщательного расчёта всех этапов консолидации и правильного определения величины пригрузки, после снятия которой нагрузка на кровлю слабого слоя (с учётом эксплуатационной на-

грузки) не должна превышать несущую способность основания (формула (3) [4]). Именно этот вид устройства земполотна и был выбран в качестве основного на рассматриваемом участке. При этом предусматривалась организация постоянных наблюдений за деформациями насыпи и основания (п. 5 [4]).

Принятие того или иного конструктивно-технологического решения зависит как от экономических показателей строительства, так и (в первую очередь) от физико-механических свойств грунтов, слагающих основание. По данным лабораторных испытаний образцов грунтов ненарушенной структуры, компрессионный модуль деформации мягко-, текучепластичных и текучих суглинков и глин в пределах давлений $1,0 \dots 2,0$ кГс/см² изменяется от $E_k = 1,4$ МПа до $E_k = 1,8$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 5^\circ \dots 16^\circ$, сцепление $C = 0,010 \dots 0,018$ МПа, т.е. эти грунты относятся к сильносжимаемым с очень низкой прочностью. Расчётное сопротивление таких грунтов при проектировании искусственных сооружений – $R_0 = 0$.

При использовании метода их уплотнения временной нагрузкой (пригрузом) в процессе консолидации можно достичь более высоких прочностных и деформативных показателей. Следует иметь в виду, что основание в процессе эксплуатации будет работать на кривой повторной компрессии, т.е. величина компрессионного модуля выше первичного модуля и соответствует меньшим значениям коэффициентов пористости, а параметры сдвига соответствуют параметрам, полученным при данном давлении в условиях консолидировано-дренированного состояния.

Повторные изыскания были проведены в 2008 г. после построечного уплотнения грунтов земполотна и основания. Образцы грунтов отбирались в местах расположения предыдущих скважин.

В процессе обработки опытных данных были построены кривые консолидации по методу Тэйлора в соответствии с ГОСТ 12248-96 [2] с целью определения параметров фильтрационной консолидации: коэффициентов консолидации c_v , времени t_{90} и полной консолидации t_{100} , а также определения начала фильтрационной консолидации.

Испытания на консолидацию проводились при давлении $P = 0,05$ МПа ($0,05$ кГс/см²), что не соответствует реальному давлению на кровлю слабого слоя, особенно учитывая вторичную консолидацию. Как показано в [1, 3], при одинаковых начальных состояниях кривые

консолидации при малых давлениях ($0,05 \dots 0,2$ МПа) подобны и получаемые значения времени консолидации образцов отличаются незначительно.

Нами по результатам испытаний были заново построены кривые консолидации по методу Тэйлора (\sqrt{t}) (для определения начала фильтрационной консолидации) и по методу Казагранде ($\lg t$) для определения конца фильтрационной консолидации и начала вторичной (пластической) консолидации [1].

На основе анализа результатов испытаний было установлено, что одновременно с фильтрационной консолидацией протекает пластическая консолидация, в процессе которой в ряде опытов происходила просадка грунта, что означало разрушение его структуры (наличие сдвиговых деформаций). Кроме того, полученные данные подтвердили, что мы имеем дело с повторной компрессией. Поэтому испытания на консолидацию при малых давлениях не дают возможности получить достоверные характеристики фильтрационной консолидации.

Полученные нами параметры кривых консолидации, приведенные в табл. 1, показали большой разброс значений коэффициентов и времени консолидации слабых грунтов, вне зависимости от значений показателя текучести I_L , содержания глинистых частиц ($q \leq 0,005$) и числа пластичности I_p .

По данным проф. Маслова Н. Н. [3], время фильтрационной консолидации T_n реального слоя глинистого грунта мощностью H по отношению ко времени консолидации t_h опытного образца высотой h находится в степенной зависимости – $T_n = (H/h)^n t_{100}$. Показатель степени « n » зависит от числа пластичности I_p и показателя текучести I_L глинистого грунта.

Н. Н. Маслов на основе многочисленных исследований построил графики этих зависимостей, приведенные в [3]. По этим графикам для грунтов мягко- и текучепластической консистенции нами были приняты значения показателей степени соответственно $n = 1,6$ и $n = 1,7$.

По данным обработки лабораторных испытаний, величины времени полной консолидации слабого основания для участков с аналогичными грунтовыми условиями зависят от высоты земполотна и размеров активной и расчётной сжимаемой толщи.

Об окончании процесса консолидации можно также судить по сопоставлению теоретических и фактических значений осадок.

Расчёты осадок проводились в соответствии с рекомендациями «Пособия» [4] по приближённой формуле (38) и по методу Лобанова [5].

Для проведения приближённых расчётов осадок и прочности основания опытного участка нами были приняты по приложению Л.7 пособия [4] с учётом приложения 1 СНиП 2.02.01-83* [7] следующие значения механических параметров слабых грунтов основания и земпо-

лотна для средней величины показателя текучести $I_L = 0,75$: модуль деформации $E = 10,0$ МПа; угол внутреннего трения $\varphi = 12^\circ$; удельное сцепление $C = 10$ кПа.

По расчёту полная осадка насыпи высотой 8,0 м по оси земполотна составила 68,0 см, при учёте движения тяжёлого автотранспорта она возросла до 98,0 см.

Таблица 1

Параметры кривых консолидации грунта при $P = 0,05$ МПа

№ скважины	ИГЭ	t_{90} (корень)	t_{90}	t_{100} (лог.)	t_{50} (лог)	t_{100}	t_{50}
C1, H = 7,3	4	1,206	1,454	1,778	0,643	60,0	4,40
C2, H = 4,5	4	3,55	12,603	2,495	1,3395	312,61	21,85
C2, H = 6,0	4	2,862	8,191	1,165	0,4305	14,62	2,69
C2, H = 7,5	4	0,966	0,933	2,079	1,2115	119,95	16,27
C2, H = 8,5	5	1,09	1,188	3,010	0,8785	1023,30	7,56
C3, H = 4,6	4a	1,942	3,771	2,258	0,499	181,13	3,155
C3, H = 7,0	4a	1,332	1,774	3,028	1,6305	1066,60	42,71
C3, H = 8,2	2	4,14	17,140	0,902	1,4675	29,34	7,98
C4, H = 3,5	4a	2,08	4,326	2,145	1,0265	139,64	10,63
C4, H = 6,3	4	1,84	3,386	1,874	0,3475	74,92	2,23
C5, H = 4,0	4	1,098	1,206	3,057	0,699	1140,25	5,0
C5, H = 5,3	4	1,228	1,508	2,611	0,979	408,32	9,53
C5, H = 6,6	4a	1,102	1,214	1,700	1,176	50,19	15,0
C6, H = 4,0	4	1,73	2,993	1,400	0,216	25,19	1,64
C6, H = 5,0	4a	1,942	3,771	2,415	0,3705	260,02	2,35
C6, H = 8,0	5	2,1	4,410	1,378	0,3405	23,88	2,19
C7, H = 3,0	2a	1,774	3,147	2,507	0,3705	321,37	2,35
C7, H = 5,0	2a	2,818	7,941	1,032	0,374	10,76	2,37
C7, H = 7,0	4a	2,086	4,351	1,387	0,2605	24,38	1,82
C8, H = 3,0	4a	2,534	6,421	1,966	0,506	92,47	3,21
C8, H = 4,0	4	2,286	5,226	2,025	0,301	105,92	2,0
C8, H = 5,0	4	2,528	6,391	1,577	0,682	37,76	4,81
C8, H = 5,7	4a	2,43	5,905	2,230	0,72	169,82	5,25
C9, H = 7,0	4a	1,964	3,857	2,279	0,2115	190,11	1,63
C9, H = 8,3	4a	2,376	5,645	1,189	0,327	15,45	2,12
C9, H = 8,7	4	1,502	2,256	2,542	0,942	348,34	8,75
C9, H = 10,0	4a	1,878	3,527	2,947	0,477	885,12	3,0
C10, H = 7,3	4	1,872	3,504	2,845	2,134	699,84	136,1
C10, H = 9,0	4	2,044	4,178	2,873	0,5625	746,45	3,65
C10, H = 10,0	4a	2,754	7,585	2,201	0,4215	158,85	2,64

Теоретические величины осадок были сопоставлены с фактическими значениями, полученными с помощью осадочных марок. Марки для измерения вертикальных перемещений устанавливались по оси земполотна и на расстояниях около 3,0 м справа и слева от неё. Марки для измерения горизонтальных перемещений располагались на расстоянии 2,0 м от подошвы насыпи на глубине 0,5...1,0 м от поверхности земли. Наблюдения за осадками проводились постоянно в процессе послойной отсыпки насыпи и после ее возведения на полную высоту на протяжении нескольких месяцев.

Значения горизонтальных перемещений верхнего слоя основания за пределами насыпи оказались незначительными, сопоставимыми с точностью измерений.

Графики развития вертикальных перемещений показывают, что наиболее значительные осадки были получены по оси земполотна в процессе его возведения примерно через пятнадцать дней после укладки каждого слоя. Затем в течение месяца происходила их стабилизация, и от октября до марта следующего года дальнейший рост осадок не наблюдался. В середине марта по готовому участку земполотна был пущен построечный транспорт, вызвавший дальнейшее увеличение осадок, соответствующее возросшим нагрузкам. При этом стабилизация осадок в связи с динамическим и кратковременным характером транспортных нагрузок оказалась более длительной – в течение двух месяцев. Это означает, что дальнейший рост нагрузок приводит к увеличению осадок и сроков консолидации.

По данным натурных наблюдений были получены следующие значения осадок: в начале опытного участка полная осадка составила 22,0 см, в середине – достигла значительной величины 58,0...62,0 см.

Как видно, наблюдаемые и рассчитанные величины осадок от собственного веса насыпи оказались близки.

На границе опытного участка и участка, возведенного без применения рассматриваемой технологии, произошло разрушение основания

с образованием трещины сдвига на поверхности земполотна.

На основании проведенного анализа можно сделать вывод о том, что одновременно с процессом фильтрационной консолидации вследствие вторичной консолидации происходит пластическая консолидация, которая для слабых грунтов сопровождается потерей прочности основания – разрушением структуры грунта.

Применение «интенсивной технологии» для ускорения консолидации грунтов земполотна и водонасыщенного основания, используемой на объектах транспортного строительства, позволило значительно повысить плотность и увеличить прочностные и деформативные параметры глинистых грунтов и сократить сроки консолидации оснований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гольдштейн, М. Н. Механические свойства грунтов (Напряжённо-деформативные и прочностные характеристики) [Текст] / М. Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.
2. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст].
3. Маслов, Н. Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) [Текст]: учеб. пособие для вузов / Н. Н. Маслов. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
4. Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах [Текст]: Министерство транспорта РФ / Федеральное дорожное агентство. – М., 2004. – 252 с.
5. Проектирование и строительство автомобильных дорог [Текст]: справочник / под ред. В. Й. Заворицкого. – К.: Техника, 1996. – 383 с.
6. СНиП 2.05.02-85*. Автомобильные дороги [Текст] / Минстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1997. – 55 с.
7. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1999. – 48 с.

Поступила в редколлегию 16.04.2010.

Принята к печати 23.04.2010.