

А. Д. СОКОЛОВ, к. т. н., доктор транспорта, доцент, академик ИТА, академик РАТ, почетный транспортный строитель, главный научный сотрудник НИЦ «Мосты» АО «ЦНИИС»;
М. В. ШУЛАЕВА, инженер

ПРИЧИНЫ ПОВРЕЖДЕНИЯ СВАЙ ФУНДАМЕНТОВ ЛИЦЕВЫХ СТЕНОК АРМОГРУНТОВЫХ СИСТЕМ МОСТОВ

Загрузка поверхности основания весом подходной насыпи вызывает в грунтах напряжения, передающиеся на сваи фундаментов устоя и лицевых стенок армогрунтовых систем. Задача о напряжениях в пространстве, ограниченном горизонтальной плоскостью (полупространстве), решена французским ученым Жозефом Буссинеском еще в 1876 году. Горизонтальные составляющие таких напряжений создают дополнительные нагрузки на сваи фундаментов устоев и лицевых стенок армогрунтовых систем, что до последнего времени не учитывалось проектировщиками, так как не было отражено в нормативных документах. Это часто приводило к повреждению свайных фундаментов и авариям мостов.

Таблица 1
Значения горизонтального катета треугольника

Грунты	Величина горизонтального катета
Суглинки и глины твердой консистенции	$0,2 \gamma H$
Плотные пески, гравий, галька, суглинки и глины полутвердой консистенции	$0,35 \gamma H$
Пески и супеси средней плотности, тугопластичные суглинки и глины	$0,5 \gamma H$
Пески и супеси рыхлые, пылеватые пески, мягкопластичные глины и суглинки	$0,65 \gamma H$
Суглинки, глины и илы текучепластичной и текучей консистенции	$0,75 \gamma H$

Лишь в последнем издании СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» (Изменение №1) в п. 11.7 введено указание: «При расчете устоев с фундаментами глубокого заложения (сваи, буровые столбы) следует учитывать дополнительное давление грунта основания на фундаменты от веса подходной насыпи, определяемое методами теории упругости для линейно-деформируемого полупространства».

А. А. Луга еще в 1960 году представил приближенный инженерный метод расчета. Криволинейную эпюру горизонтальных давлений, получаемую методами теории упругости (рис. 1), было предложено заменить треугольником, горизонтальный катет которого равен $0,5q$, где $q = \gamma H$, H — высота насыпи, γ — удельный вес грунта насыпи (рис. 2), а вертикальный равен H . В случае напластования грунтов с разными физико-механическими характеристиками горизонтальный катет А. А. Луга, на основании опытных данных по многим мостам, рекомендует принимать по табл. 1.

Этот прием был использован для решения задачи, поставленной ООО «Трансстроймеханизация» перед НИЦ «Мосты» АО «ЦНИИС»: о смещении откосных частей армогрунтовых устоев с отдельными функциями путепровода через железную дорогу Москва — Санкт-Петербург на перегоне Завидово — Решетниково.

Путепровод на ПК1113+35 представляет собой трехпролетный мост, пересекающий железную дорогу под углом 29° . В сооружении использованы бесконусные устои с отдельными функциями и армогрунтовыми системами. Лицевые стенки устоев имеют в плане полигональное очертание: средняя стенка воспринимает нагрузки от пролетных строений и переходных плит (рис. 3); фундаменты стенок в центральной части устроены из двух

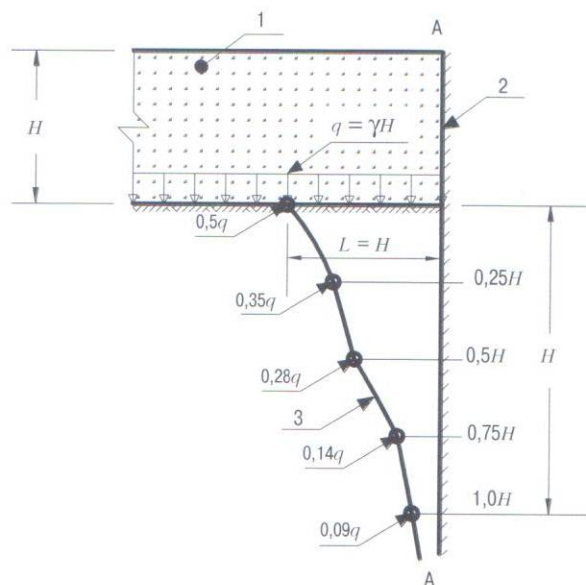


Рис. 1. Эпюра горизонтального давления грунта основания на заднюю грань А-А свайного фундамента устоя:
1 – подходная насыпь; 2 – задняя грань свайного фундамента; 3 – эпюра горизонтального давления на заднюю грань свайного фундамента по решению теории упругости

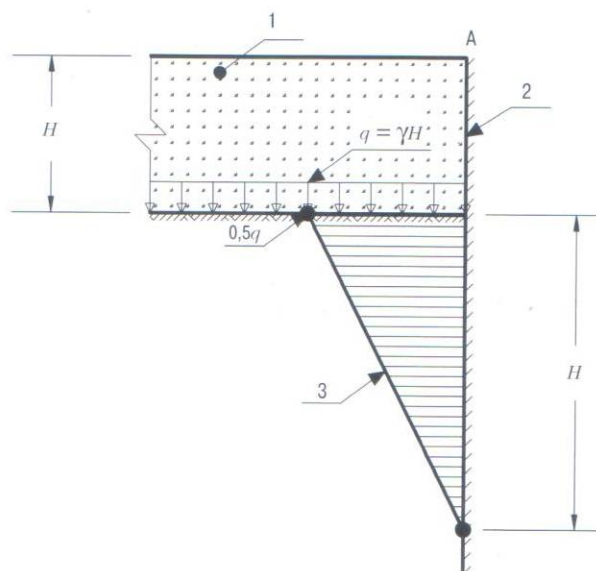


Рис. 2. Замена криволинейной эпюры горизонтального давления треугольником:
1 – подходная насыпь; 2 – задняя грань устоя моста; 3 – треугольная эпюра давления грунта основания на сваи устоя

рядов забивных свай, из которых один ряд свай выполнен наклонно. В откосных частях лицевая стенка устроена из плит, объединенных шпонками (рис. 4–7). Фундаменты открьлков выполнены из одного ряда вертикальных забивных свай сечением 35×35 см; фундаменты промежуточных опор выполнены безростверковыми из буровых свай.

После отсыпки армогрунтовых систем плиты открьлков получили смещение максимальной величины 10 см в сторону пролета (рис. 6).

Промежуток между железобетонными конструкциями и армогрунтовой системой составляет 300÷600 мм. Таким образом, лицевые стенки устоев кроме собственного веса никаких нагрузок не воспринимают.

Путепровод через железную дорогу на ПК1113+35 перегона «Завидово — Решетниково» выполнен раздельным для двух направлений движения. Инженерно-геологический разрез (поперечник) по оси правого сооружения показан на рис. 8, левого — на рис. 9. Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 2.

Верхние слои грунтов представлены песком пылеватым водонасыщенным (ИГЭ 35), мощность слоя которого составляет 1,5÷2,0 м; ниже залегают пластичные супеси (ИГЭ 34 пл), мощность слоя 2,0÷3,0 м; коренные породы представлены суглинками полутвердой консистенции (ИГЭ 62 п) с линзами мелкого песка (ИГЭ 66) водонасыщенного.

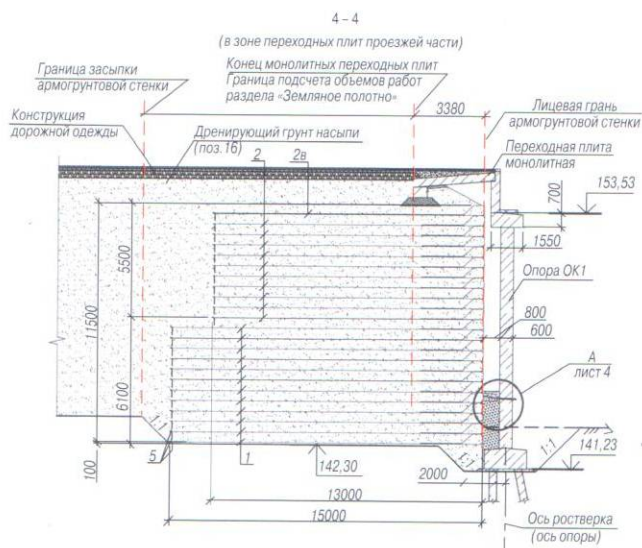


Рис. 3. Лицевая стенка центральной части устоя ОК1

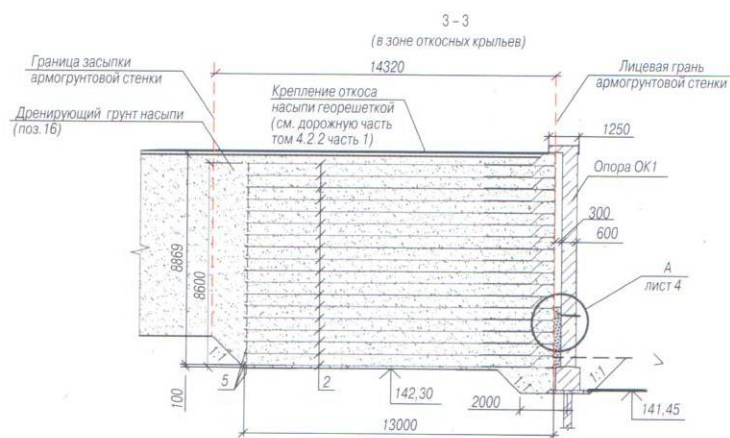


Рис. 4. Стенки открьлков устоя ОК1



Рис. 5. Отрылок опоры ОК1 правого путепровода



Рис. 6. Положение стенки после смещения отрылка (10 см)

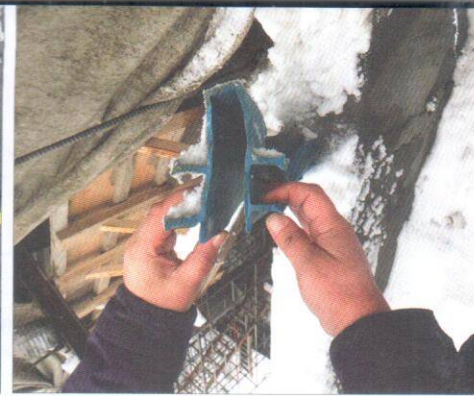


Рис. 7. Гидроизоляционная шпонка

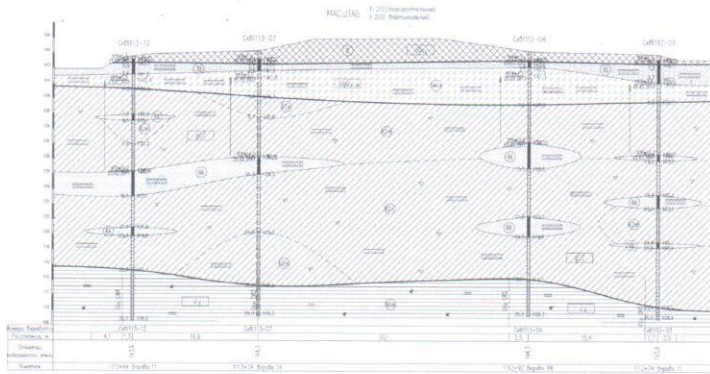


Рис. 8. Инженерно-геологический разрез по оси правого сооружения

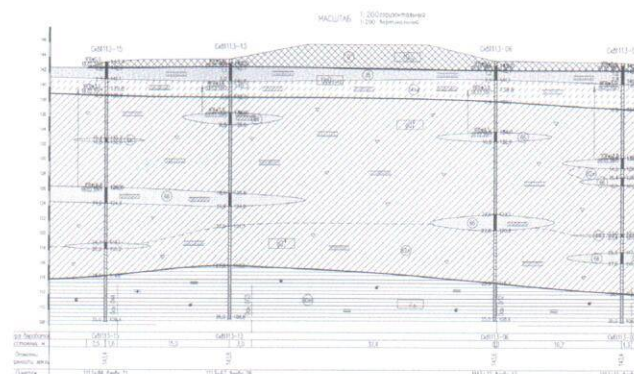


Рис. 9. Инженерно-геологический разрез по оси левого сооружения

По методу А.А. Луги принимаем вес грунта подходной насыпи за равномерно распределенную нагрузку, действующую по поверхности упругого полупространства, и строим эпюры горизонтального давления на 1 пог. м ширины вдоль отрылка (рис. 10).

Расчет устойчивости грунта, окружающего сваю, должен производиться по условию ограничения расчетного давления σ_z , оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай по формуле В.7 СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»:

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z t g \varphi_1 + \xi C_1),$$

где σ_z — расчетное давление сваи на грунт по боковой поверхности; η_1 — коэффициент, равный единице, кроме случаев расчета фундаментов распорных сооружений; η_2 — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке; M_t — момент от временных нагрузок; M_c — момент от постоянных нагрузок; γ_1 — расчетный удельный вес грунта ненарушенной структуры, кН/м³, определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде; φ_1 и C_1 — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения грунта, рад, и удельного сцепления грунта, кПа; ξ — коэффициент, принимаемый равным для забивных свай и свай-оболочек 0,6.

Для супеси пластичной консистенции: $\gamma_1 = 2,16$ г/см³; $\varphi_1 = 28^\circ$; $C_1 = 25$ кПа. Получаем:
 $\sigma_z = 0,524$ тс/м²;

$$[\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z t g \varphi_1 + \xi C_1) = 3,7 \text{ тс/м}^2;$$

$0,524 \text{ тс/м}^2 < 3,7 \text{ тс/м}^2$ — условие выполняется.

Расчетный изгибающий момент определяем по формуле Д.20 СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов»:

$$M_z = \alpha_\epsilon^2 EIU_0 A_3 - \alpha_\epsilon EI \Psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\epsilon} D_3,$$

$$M_z = 12,08 \text{ тс/м} > M_{\text{воспр}} = 8 \text{ тс/м}.$$

Значение $M_{\text{воспр}}$ принимается по типовому проекту серии 3.500.1-1.93 «Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения для опор мостов». Выпуск 0.

Из выполненного расчета можно сделать выводы о том, что давление свай фундаментов отрылков на окружающий грунт не превышает его несущей способности, а прочность свай фундаментов отрылков не обеспечена.

Для обеспечения устойчивости конструкций были даны следующие рекомендации:

1. Во избежание развития аварийной ситуации **рекомендуется**:

- организовать мониторинг за перемещениями плит отрылков устоев; с наступлением весны влаж-

ность грунтов основания может увеличиться, что снизит их прочностные показатели;

- со стороны пролета устроить наклонные упоры, предотвращающие влияние динамики и вибрации на устойчивость открылков, с последующим их демонтажем;

- верх стенки устоя заанкеровать арматурными стержнями; с этой целью в стенке просверлить отверстия для пропуска анкерных стержней;

- на лицевой стороне открылков закрепить два швеллера, служащие упором для анкерных стержней; на откосе насыпи прокопать ручную канавку, дно которых расположить на расстоянии 10–15 см выше верхнего слоя геосинтетики; анкерные стержни из арматуры уложить в эти канавки и забетонировать (длина стержней должна быть больше длины армирующей ткани). За концами армогрунтовой конструкции прокопать канавку поперек насыпи, в которую уложить швеллер с приваренными к нему концами арматурных стержней; канавку забетонировать. Бетонные работы следует выполнять в теплое время года или с использованием тепляков. Эта анкерная система в верхней части стенки гарантирует предотвращение ее падения;

- для натяжения анкерных стержней нужно устроить муфты с резьбой, что позволит частично вернуть стенки открылков в проектное положение.

2. Перед ростверком фундамента открылков следует устроить ряд буровых свай (5–6 шт.) диаметром 0,8 м,

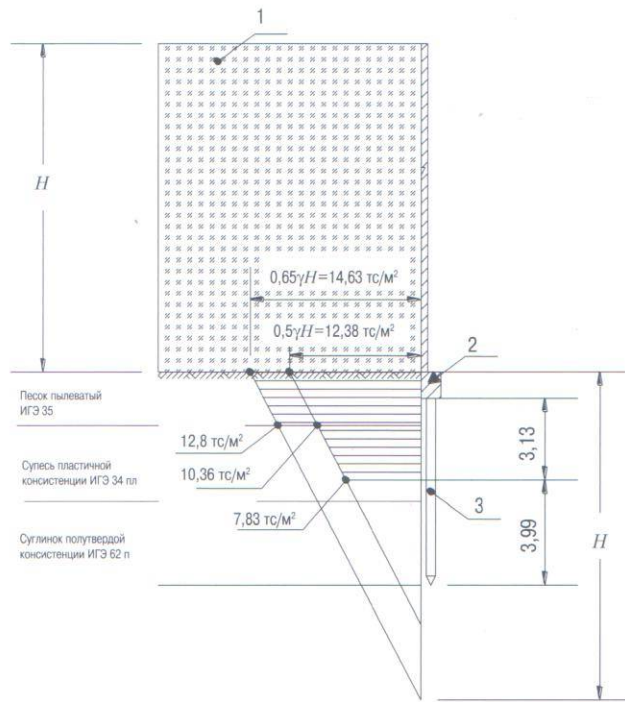


Рис. 10. Эпюра распределения дополнительного горизонтального давления на сваи от веса подходной насыпи: 1 – армогрунт; 2 – ростверк фундамента открылка; 3 – забивные сваи 0,35x0,35 м

заглубленных на 8 м; ростверк фундамента открылков соединить арматурными стержнями с бетоном буровых свай. Промежуток между ростверком и буровыми сваями забетонировать. Работы по закреплению ростверка фундамента открылков следует вести только после анкеровки верха стенки открылка. ■

Таблица 2. Физико-механические характеристики грунтов

№ ИГЭ	Наименование грунта по ГОСТ 25100-11	Геологический индекс	Плотность, насыпная и консистенция глинистых грунтов	Лабораторные данные								Статическое зондирование				Рекомендуемые значения																
				Плотность грунта прир. состояния		Испытание на сдвиг	Компрессионные испытания		Требуемое скрепление		Табличные данные (СНиП 2.02.01-83*)		Нормативные				Расчетные															
				ρ	C		φ	E _c (компрессионный)	E	C	φ	E	ρ*	C	φ	E	ρ	C	φ	E	ρ	C	φ	ρ	C	φ						
34 пл	Супесь	f ₁ , IgQ ₃₀₋₆₀	Пластичной консистенции	г/см ³	кПа	градус	МПа	МПа	кПа	градус	МПа	г/см ³	кПа	градус	МПа	кПа	градус	МПа	г/см ³	кПа	градус	МПа	г/см ³	кПа	градус	г/см ³	кПа	градус	г/см ³	кПа	градус	
35	Песок пылеватый		Средней плотности	2,18	30	30	9,4	28	29	30,6		2,00	31	15,0	2	26	11,5	2,00	2	31	15,0	1,98	2	29	1,96	1	27					
62 т	Суглинок	gQ ₁₋₃	Твердой консистенции	2,28	84	31	9,1	82	29	38,4					47	26	60,0	2,28	82	29	38,4	2,27	79	29	2,27	76	28					
62 п	Суглинок		Полутвердой консистенции	2,25	75	28	8,5	79	28	42,2					47	26	58,7	2,25	79	28	42,2	2,24	73	26	2,23	68	25					
66	Песок мелкий		Плотный								2,06	35	48,0	4	36	36,8	2,06	4	35	48,0	2,04	4	32	2,01	3	30						
90 п	Глина	J ₂	Полутвердой консистенции	1,83	81	22	8,7	81	22	26,1							1,83	81	22	26,1	1,81	73	20	1,80	64	18						