



УДК 624.15.04

**В.Р. Мустакимов** – кандидат технических наук, доцент

**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)**

## ОПЫТ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ ТАТАРСТАНА

### АННОТАЦИЯ

Приведен опыт проектирования и реализации проектных решений по усилению оснований и фундаментов зданий, возведенных на различных генетических типах грунтов Татарстана, по результатам инженерного обследования. Изложены современные способы подведения фундаментов усиления под существующие фундаменты мелкого заложения и свайные фундаменты в стесненных условиях реконструкции и на откосах.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** Несущая способность, негативное трение, устойчивость откоса, фундамент, свая.

**V.R. Mustakimov** – candidate of technical science, associate professor

**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**

## THE EXPERIENCE OF SHORING OF FOUNDATIONS IN ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS OF TATARSTAN

### ABSTRACT

The experience of design and design decisions implementation on strengthening of base and building foundations, erected on different genetic soil types of Tatarstan, based on results of engineering investigation is presented. Modern methods of underpinning to current shallow foundations and shaft foundations in constrained conditions of reconstruction and on slopes are stated.

**KEYWORDS:** Bearing capacity, negative friction, slope stability, foundation, shaft.

При реконструкции зданий и сооружений приходится заниматься усилением различных видов фундаментов, в том числе с высокой степенью физического износа, расположенных на грунтах оснований, сложенных из различных генетических типов, и на откосах. Рациональный выбор решения по усилению фундаментов и закреплению грунта основания является ответственной инженерной задачей. Накопленный опыт проектных, усилительно-восстановительных и научно-исследовательских работ в области фундаментостроения [1, 2, 3] позволяет предложить наиболее надежные и эффективные методы закрепления грунтов и усиления фундаментов, некоторые из реализованных в последний период приведены ниже.

### Усиление свайных фундаментов каркасного здания методом подведения ленточных и плитных ростверков на буронабивных и буронаблюдательных сваях в просадочных грунтах

Здание спортивного зала Камской государственной инженерно-экономической академии (КГИЭА) в г. Набережные Челны размером  $L \times B = 78 \times 27$  м реконструируется с перепланировкой помещений для размещения аудиторий и лабораторий. В связи с

изменением функционального назначения здания; увеличения встроенной этажности; повышения нагрузок на каркас и фундаменты 2-х этажного здания было проведено инструментальное обследование строительных конструкций и фундаментов с проверочными расчетами при помощи ППП «Лири» и «Скад» по схеме «здание-фундамент-основание». Каркас здания из сборных железобетонных конструкций по серии 1.020-1/83 с наружными кирпичными стенами. Здание имеет рамно-связевую, конструктивную систему с конечной жесткостью.

Площадка исследований сложена аллювиально-делювиальными отложениями ( $adQ_{II-III}$ ), представленными лессовидными суглинками, перекрытыми с поверхности насыпными грунтами ( $tQ_{IV}$ ) и подстилаемыми на глубине 25 м неогеновыми и пермскими отложениями. Под подошвой ростверков свайного фундамента расположен суглинок просадочный, лессовидный, в твердом состоянии, макропористый, мощностью 6,9 м. Нижняя граница просадочного суглинка ИГЭ-2 расположена на уровне абсолютных отметок 106,79 м БС. Суглинок – неводостойкий, размокаемый. При водонасыщении легко переходит в текучее состояние с предельным

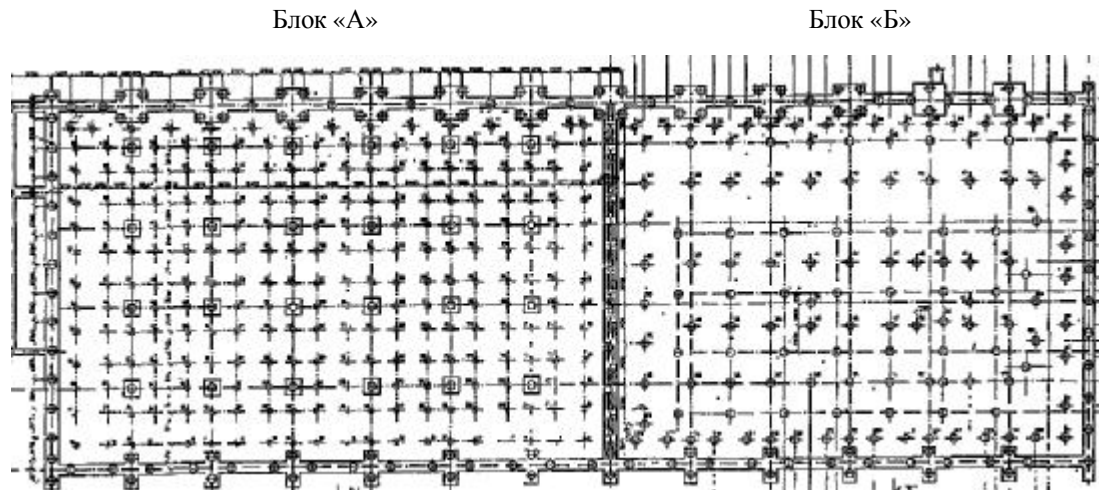


Рис. 1. Схема плана усиленного свайного фундамента с выделением блоков здания

Блок «А» – со стесненными условиями производства работ и использованием СБУ-100 для изготовления БИСУ-20-15-45 в ограниченном пространстве техподполья; Блок «Б» – с возможностью использования буровых механизмов для изготовления БНС-20-60 внутри двухсветного пространства со свободным въездом механизмов

показателем текучести  $I_L \geq 1,0$  ( $g = 17,8 \text{ кН/м}^3$ ,

$g_s = 27,1 \text{ кН/м}^3$ ,  $g_d = 15,2 \text{ кН/м}^3$ ,  $g_{sat} = 19,6 \text{ кН/м}^3$ ,  $j = 24^\circ$ ,  $= 16^\circ$ ,  $C = 27,5 \text{ кПа}$ ,  $C_{sat} = 18,0 \text{ кПа}$ ,  $E = 12,1 \text{ МПа}$  при  $W = 16\%$ ,  $E_{sat} = 7,6 \text{ МПа}$  при  $S_r > 0,85$ , при  $P = 100 \text{ кПа} = 0,0174$ , при  $P = 200 \text{ кПа} = 0,0232$ , при  $P = 300 \text{ кПа} = 0,0300$ ,  $= 62-85 \text{ кПа}$ ,  $W = 16\%$ ,  $W_{sat} = 29\%$ ,  $S_r = 0,59$ ,  $I_L = 1,22$ ,  $e = 0,783$ ,  $k_f = 0,027 \text{ м/сут}$ ). Ниже просадочного грунта расположены: ИГЭ-3 – суглинок непросадочный, твердый, пылеватый, мощностью 3,5 м (103,29 м) БС; ИГЭ-4 – суглинок просадочный, лессовидный, макропористый, твердой консистенции мощностью 2,0 м (101,29 м) БС; ИГЭ-4 снова подстилается ИГЭ-3 мощностью 2,5 м (98,79 м) БС. Лессовые суглинки до глубины 12,5-13,3 м обладают просадочными свойствами II типа. Просадка  $S_{st}$  от собственного веса грунта при  $W_{st}$  составляет  $S_{st} = 28,9-35,3 \text{ см}$ . Глубина  $H_{st}$ , до которой при расчетах свай производилось суммирование сил негативного трения, при просадке массива грунта составляет 11,8 м.

Существующие фундаменты здания – свайные с отдельно стоящими и ленточными ростверками из монолитного железобетона. Сваи буронабивные железобетонные (БНС) длиной 16 м, диаметром 600 мм (рис. 1).

Полевые испытания пробных БНС в просадочных грунтах с замачиванием основания констатировали недостаточность длины свай, равной 16 м. Минимально допустимая расчетная длина БНС  $d = 600 \text{ мм}$  должна составлять  $l = 20 \text{ м}$  вместо  $l = 16 \text{ м}$ . По предложению автора, выполнены работы по усилению существующего свайного фундамента методом подведения под подошву существующих столбчатых ростверков, дополнительных свайных фундаментов. Фундаменты усиления состоят из ростверков соответственно: в блоке «А» – ленточные

перекрестные ростверки на буроинъекционных сваях усиления диаметром 150 мм с двухуровневыми уширениями диаметром по 450 мм, расчетной длины 20 м (БИСУ-20-15-45); в блоке «Б» – сплошной плитный ростверк на буронабивных сваях усиления диаметром 600 мм длиной 20 м (БНС-20-60). Сваи усиления выполнены с полной прорезкой просадочных слоев и опиранием на подстилающий непросадочный слой грунта (рис. 2). Уширение на отметке -13,22 м расположено на кровле непросадочного грунта. Второе опорное уширение расположено в лобовой части БИСУ-20-15-45 на отметке -22,22 м.

Расчет произведен по принципу установления дефицита несущей способности существующих БНС, выражен как разница между общей расчетной нагрузкой от здания (после его реконструкции) на уровне подошвы свайного фундамента и суммарной допустимой нагрузкой на расчетное количество свай. В техническом подполье (блок «А»), где высота помещения ограничена 1,9-2,1 м, выполнены БИСУ-20-15-45. Несущая способность  $F_n$  и дополнительная нагрузка  $F_n^I$  на сваи усиления БИСУ-20-15-45 и БНС-20-60 в просадочных грунтах для анализа результатов расчета определены по СНиП 2.02.03-85 [4] и справочнику проектировщика [5]. Алгоритмы расчетов приведены в таблице 1.

Для изготовления такого типа свай в стесненных условиях производство работ осуществлено при помощи универсальной малогабаритной буровой установки СБУ-100 с инъекцией пластичной цементно-песчаной смеси марки М 300 в полость скважины с уширениями. Специальные работы выполнены НППФ «Фундаментспецремонт». В блоке «Б», где внутреннее пространство позволяет выполнять сваи при помощи габаритной буровой техники, были изготовлены

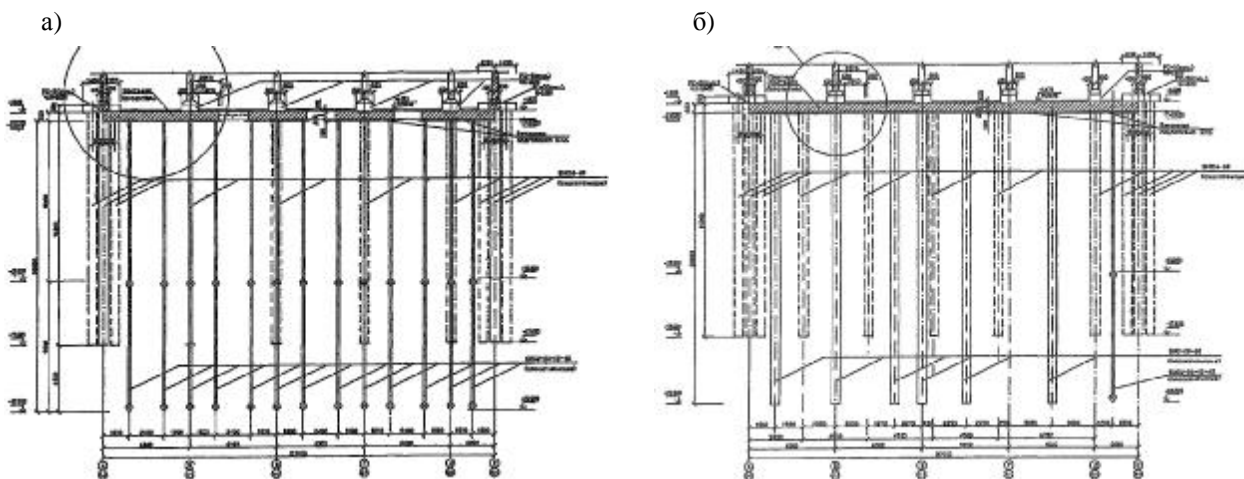


Рис. 2. Схемы поперечных разрезов: а – по блоку «А» со стесненными условиями производства работ и использованием СБУ-100 для изготовления БИСУ-20-15-45 длиной 20 м с двухуровневыми уширениями; б – по блоку «Б» с возможностью использования буровых механизмов для изготовления БНС-20-60 длиной 20 м

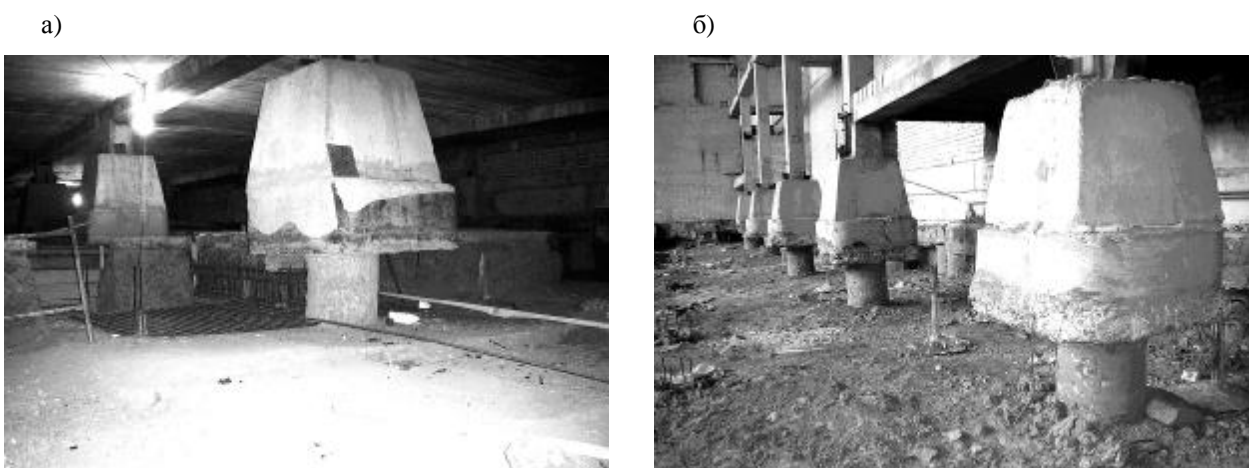


Рис. 3. Рабочие моменты производства работ по усилению свайных фундаментов здания КамПИ (2008 г.) а – блок «А» со стесненными условиями производства БИСУ-20-15-45 в техподполье СБУ-100 ; б – блок «Б» с возможностью использования буровых механизмов для изготовления БНС-20-60 и длиной 20 м

Таблица 1

СНиП 2.02.03-85 [4]	Справочник проектировщика [5]
Расчет произведен исходя из условия: $N \leq N_D, \text{ кН}$	Расчет произведен исходя из условия: $F_n \geq F_n^I, \text{ кН}$
Несущая способность сваи усиления: $F_n = g_c (g_{cR} RA + u \sum g_{cf} f_i h_i), \text{ кН}$	Несущая способность сваи усиления: $F_n = \frac{A}{H_{sl}} \sum_{i=1}^n (g_{sat,i} \cdot h_i - p_{sl,i}) h_i, \text{ кН}$
Допустимая нагрузка на сваю: $N_D = \frac{F_n}{g_k} - g_c P_n, \text{ кН}$	Площадь грунта, вокруг сваи: $A_p = (0,5l + 0,2H)l - A_{com}, \text{ м}^2$ – для крайней; $A_{cor} = p(0,5l + 0,2H)^2 / 4 - A_{com}, \text{ м}^2$ – для угловой
Отрицательная сила трения $P_n$ : $P_n = u \sum_{i=1}^{h_{sl}} t_i h_i, \text{ кН}$	Толща проседающего грунта: $H_{sl,n} = H_{sl} - \frac{s_{sl,g}^I}{e_{sl}}, \text{ м}$
Сопrotивление, до $h$ просадочной толщи: $t_i = z S_{zg} t_{gI} + c_I; \text{ кПа}$	Дополнительная нагрузка на сваю: $F_n^I = g_c u \sum_{i=1}^n g_{cf} f_m h_i, \text{ кН}$



бурунабивные железобетонные сваи БНС-20-60 из бетона В25. Рабочие моменты усиления свайных фундаментов на этапе подготовки к армированию ростверков представлены на рис. 3.

**Усиление ленточного фундамента из бутовой кладки методом подведения сплошного плитного фундамента с обжатием грунта основания напорной инъекцией**

В геоморфологическом отношении обследуемое двухэтажное с цокольным этажом кирпичное здание расположено в пределах второй надпойменной террасы левобережья реки Волги, на улице Лобачевского города Казани. В геологическом строении площадки обследования принимают участие современные ( $tQ_{IV}$ ) и аллювиально-делювиальные отложения ( $adQ_{II-III}$ ). Основанием ленточных фундаментов, выполненных из бутовой кладки на известково-песчаном растворе, служит супесь твердой консистенции, проявляющая просадочные свойства I-го типа. Обследование строительных конструкций здания

установлено наличие трещин и деформаций, классифицируемое как недопустимое состояние.

Проектом реконструкции предусматривалось: изменение функционального назначения с перепланировкой жилых помещений в лабораторные помещения «Микротех»; надстройка еще одного этажа; увеличение нормативной нагрузки на полы цокольного этажа и междуэтажные перекрытия от 150 до 400-500 кг/м<sup>2</sup>. По результатам сравнения различных вариантов принят и реализован на практике вариант, сочетающий в себе комплекс инженерных мер, позволяющий: повысить прочность ослабленного физическим износом фундамента; снизить давление на грунт основания; создать силовой пол в цокольном этаже для восприятия значительных нагрузок, включая их динамическую составляющую от вновь устанавливаемых станков. Сущность способа в том, что ленточный фундамент перестраивается в плитный фундамент с предварительным обжатием грунта в основании фундамента усиления (рис. 4).

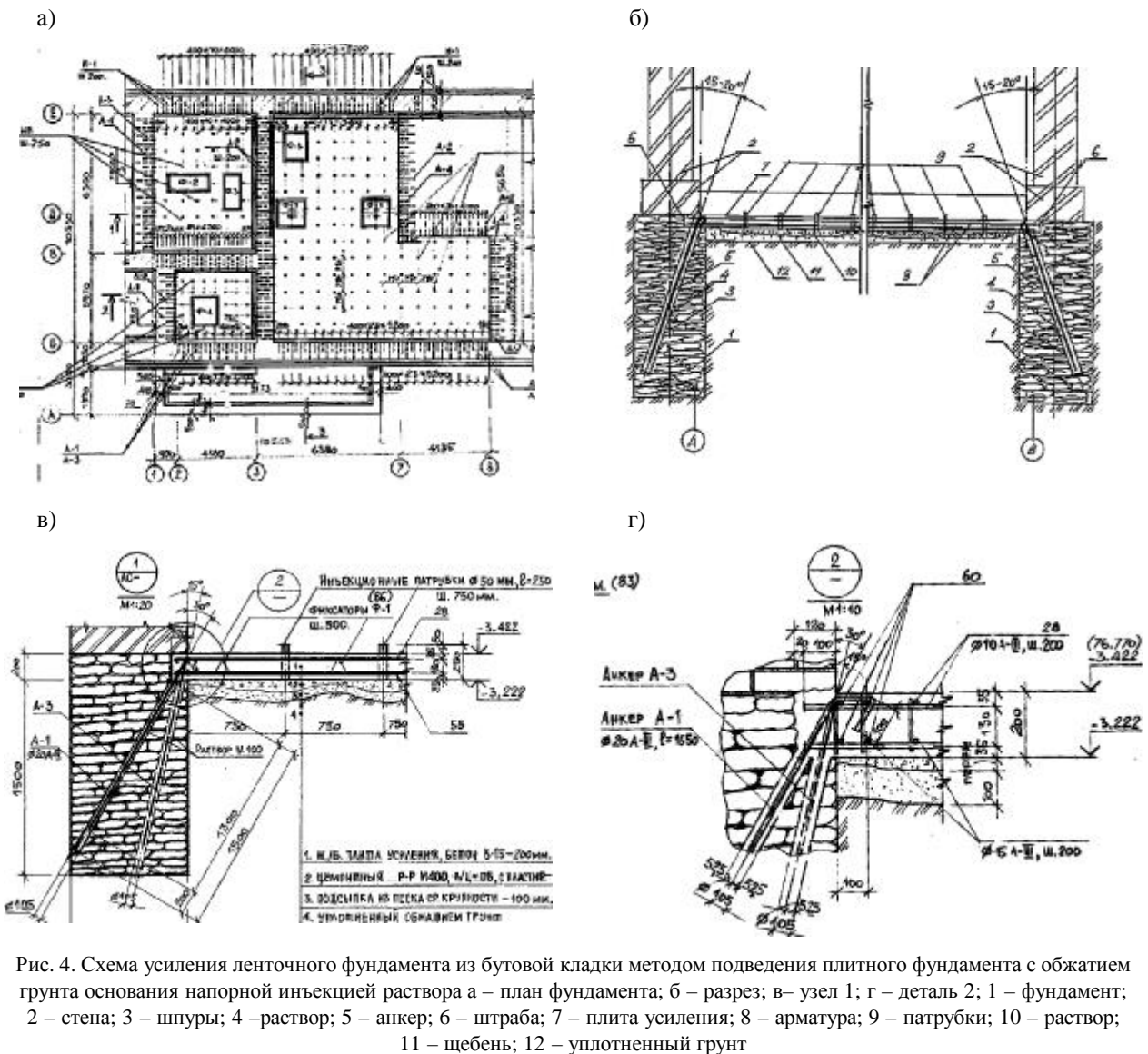


Рис. 4. Схема усиления ленточного фундамента из бутовой кладки методом подведения плитного фундамента с обжатием грунта основания напорной инъекцией раствора а – план фундамента; б – разрез; в – узел 1; г – деталь 2; 1 – фундамент; 2 – стена; 3 – шпур; 4 – раствор; 5 – анкер; 6 – штраба; 7 – плита усиления; 8 – арматура; 9 – патрубки; 10 – раствор; 11 – щебень; 12 – уплотненный грунт



Для этого по периметру всех внутренних и наружных стен с отметки пола цокольного этажа были выполнены арматурные анкеры 5 ( $d=20$  мм, А-III) длиной 1000-1500 мм, установленные наклонно к вертикали с шагом 250 мм вдоль стен. Арматурные анкеры были установлены в предварительно просверленные в бутовой кладке фундаментов несквозные шпury 3 диаметром 75 мм с шагом расположения вдоль фундаментов 400 мм. Наклонные шпury изготовлены малогабаритным буровым станком СБУ-100. В полость шпуров, после их продувки сжатым воздухом, произведено инъецирование пластичной цементно-песчаной смеси под давлением 3 атм. Ограничение величины давления инъецируемого раствора 3-я атмосферами вызвано тем, что техническое состояние кладки ленточных фундаментов с физическим износом 60% имеет пониженную величину расчетного сопротивления кладки на растягивающие усилия. Инъекция цементно-песчаного раствора пластичной консистенции позволила упрочнить конструкцию кладки бутового фундамента и надежно заанкеровать арматурные стержни анкеров 5. По периметру стен, на уровне обреза фундамента, выполнены горизонтальные штрабы 6, в которые заведены арматурные сетки плиты усиления 8, контурные каркасы и оголовки арматурных анкеров 5. Перед бетонированием сплошной плиты усиления 7, по всей площади, с регулярным шагом 750 мм были установлены инъеционные патрубки 9 из стальных труб диаметром 50 мм, длиной по 250 мм. Через 30 суток нормально-влажностного ухода за бетоном плиты, посредством патрубков, в предварительно отсыпанную щебеночную подготовку 11, под давлением 4-6 атм. был закачан пластичный цементно-песчаный раствор 10 (М100 с В/Ц = 0,6). Инъекция раствора под опорную фундаментную плиту усиления позволила произвести предварительное обжатие и уплотнение грунта в основании плиты до приложения основной нагрузки, предусмотренной реконструкцией, и в конечном счете предельно снизить дополнительную осадку фундаментов здания. Для проведения специальных видов работ по реализации предложенного метода усиления фундаментов была привлечена НППФ «Фундаментспецремонт». Мониторинг за техническим состоянием строительных конструкций и перестроенным фундаментом по предложенному методу после реконструкции здания показывает эффективность предварительного статического обжатия грунта в основании фундамента за счет инъекции крепящего раствора под плиту усиления. Инъекция раствора осуществлялась в два этапа: вначале под давлением 4 атм. с учетом снижения давления от релаксации напряжений; затем через 24 часа под давлением 6 атм.

### Усиление свайных фундаментов при помощи буронабивных свай с одновременным обеспечением устойчивости пригруженного крутопадающего грунтового откоса

Жилое здание с шестью надземными и двумя подземными этажами, расположенное на бровке крутопадающего откоса по улице Волкова города Казани, возведено из монолитного железобетонного каркаса (рис. 4а и 4б). Фундаменты свайные отдельностоящие из монолитных железобетонных ростверков по буронабивным железобетонным сваям диаметром 630 мм длиной 5; 7; 7,5 и 9 метров. В геологическом строении площадки изысканий принимают участие современные техногенные, среднечетвертичные аллювиально-делювиальные отложения. С бровки откоса до глубины 15-17,5 м геологическое строение площадки представлено (рис. 4в): НС – насыпь отсыпанная сухим способом, слежавшаяся суглинистая и супесчаная с включением строительного мусора, мощностью 1,4-3,3 м; ИГЭ-3 – суглинок просадочный твердый, полутвердый, макропористый ( $h=1,2-8,9$  м;  $\gamma_1=19,2$  кН/м<sup>3</sup>,  $u_f=18^\circ$ ,  $c_f=9$  кПа;  $E_f=6,2$  МПа); ИГЭ-3а – суглинок твердый, полутвердый ( $h=0,4-4,8$  м;  $\gamma_1=19,6$  кН/м<sup>3</sup>,  $u_f=18^\circ$ ,  $c_f=12$  кПа;  $E_f=10$  МПа); ИГЭ-4 – супесь просадочная твердая ( $h=0,9-2,5$  м;  $\gamma_1=19,2$  кН/м<sup>3</sup>,  $u_f=15^\circ$ ,  $c_f=3,3$  кПа;  $E_f=5,9$  МПа); ИГЭ-4а – супесь твердая ( $h=0,8-1,8$  м;  $\gamma_1=20,8$  кН/м<sup>3</sup>,  $u_f=16^\circ$ ,  $c_f=3,3$  кПа;  $E_f=12$  МПа); ИГЭ-4б – супесь пластичная ( $h=1,0-2,7$  м;  $\gamma_1=20,6$  кН/м<sup>3</sup>,  $u_f=19^\circ$ ,  $c_f=11$  кПа;  $E_f=16$  МПа); ИГЭ-6 – песок мелкий маловлажный ( $h=5,7-8,7$  м;  $\gamma_1=20,4$  кН/м<sup>3</sup>,  $u_f=29^\circ$ ,  $c_f=1,3$  кПа;  $E_f=21$  МПа). Грунты ИГЭ-3, 4, представленные суглинками и супесями, обладают неравномерными просадочными свойствами I-го типа. Установлены отрицательные физико-геологические факторы в пределах откосовой части строительной площадки, включающие: близость крутопадающего, неустойчивого грунтового склона к обследуемому зданию; наличие в геологическом разрезе просадочных грунтов; наличие в массиве откосной части подземных вод типа «верховодка».

Испытание двух буронабивных свай № 39 и № 81 длиной  $l=8,1-8,4$  м, диаметром 0,60 м, статическими вдавливающими нагрузками, в предпостроечный период показало, что несущая способность свай составляет  $F_d=1500$  кН (150 тонн). Величина абсолютной осадки на стадии максимального загрузения 1500 кН составила: для сваи № 39  $S=12,02$  мм, а для сваи № 81  $S=8,09$  мм. Согласно литологическому наслоению инженерно-геологических элементов, под нижним концом буронабивных железобетонных свай залегают пески мелкие, маловлажные ИГЭ №6. После завершения возведения железобетонного остова здания из монолитного железобетона было принято новое решение об увеличении этажности надстройкой еще двух этажей. В связи с этим было произведено сплошное

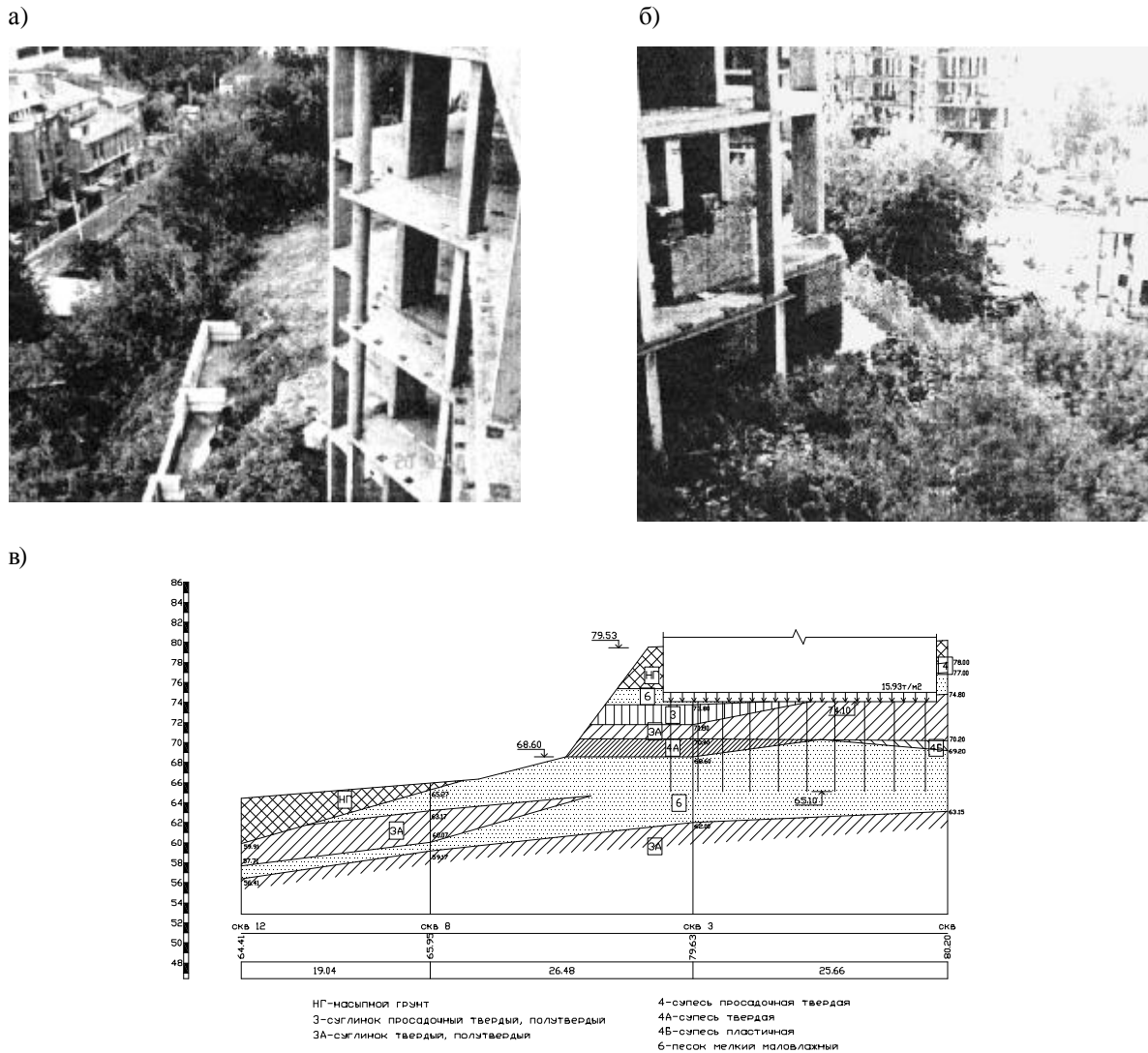


Рис. 5. Фрагменты здания на бровке откоса (а, б) и инженерно-геологический разрез, совмещенный со свайными фундаментами здания, возведенного на бровке откоса (в)

инструментальное обследование строительных конструкций и произведены проверочные расчеты с учетом фактической прочности строительных конструкций надземной части и свайных фундаментов, а также прогнозируемой устойчивости крутопадающего грунтового откоса, пригруженного существующей нагрузкой от 6-ти этажного здания и нагрузкой, которая будет воздействовать после надстройки еще 2-х этажей. Расчетами установлено, что надстройка двух этажей вызовет дополнительную осадку и пригруз грунтового откоса. Прогнозная устойчивость грунтового откоса, на бровке которого возведено здание, рассчитана по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения с учетом возможности образования наиболее опасных плоскостей (линий) скольжения массива грунта. Расчет на неглубокий сдвиг массива грунта откоса при прогнозируемом увеличении влажности может вызвать потерю устойчивости по линиям скольжения 3 и 4, с

коэффициентом устойчивости, соответственно,  $k_{y3} = 0,78 < 1,2$ ,  $k_{y4} = 0,89 < 1,2$  (рис. 5). Устойчивость крутопадающего грунтового откоса при прогнозируемом увеличении влажности не обеспечивается даже от собственного веса увлажненного грунта, так как линии скольжения 3 и 4 огибают массивы скольжения, расположенные в основном за пределами здания. Коэффициент устойчивости  $k_{y5}$  пригруженной зданием части крутопадающего грунтового откоса, рассчитанный по схеме глубокого сдвига (линия скольжения 5, рис. 5), составил  $k_{y5} = 0,9 < 1,2$ . Следовательно, необходимы инженерные мероприятия по обеспечению требуемой устойчивости (рис. 6).

В качестве рекомендаций по обеспечению устойчивости непригруженного и пригруженного грунтового откоса автором предложено:

– свайные фундаменты усилить методом подведения дополнительных ленточных ростверков на

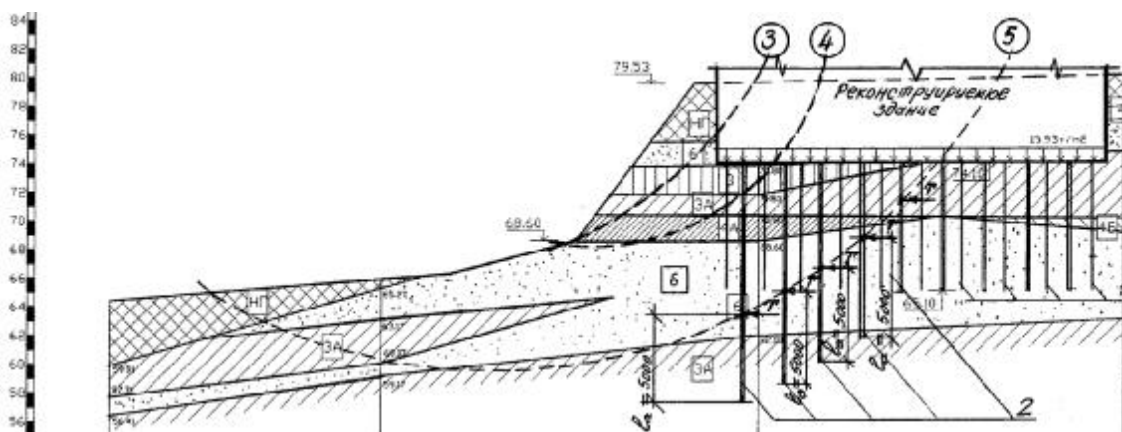


Рис. 6. Схема к расчету устойчивости крутопадающего грунтового откоса, пригруженного внешней нагрузкой по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения

1 – существующие буронабивные сваи (БНС) длиной  $l=8,1-8,4$  м, диаметром 0,63 м; 2 – дополнительные буронабейные железобетонные сваи (БИС) усиления диаметром  $d_{БИС}=0,15$  м расчетной длины от 8,5 м до 15 м; 3 и 4 – наиболее опасные плоскости (линии) скольжения массива грунта при расчете на неглубокий сдвиг с коэффициентами устойчивости  $k_{y3}=0,78 < 1,2$ ,  $k_{y4}=0,89 < 1,2$ ; 5 – то же, при расчете на глубокий сдвиг –  $k_{y5}=0,9 < 1,2$

Таблица 2

1. Длины анкеровки $l_a$ :	$l_a = \frac{p}{2} \sqrt{\frac{4E_{БИС}I_{БИС}}{k_c \cdot d_{БИС}}}, \text{ м} \quad (1)$
где $E_{БИС}$ – модуль упругости бетона БИС; $d_{БИС}$ – диаметр; $k_c$ – коэффициент постели грунта; $I_{БИС}$ – момент инерции БИС.	
2. Несущая способность БИС на действие вертикальной и горизонтальной силы:	$T \leq \frac{F_d}{g_k}, \text{ кН} \quad (2), \text{ где } F_d = n1,65h_1h_2^3 \sqrt{ab_p M_u^2}, \text{ кН} \quad (3)$
где $T$ – горизонтальная сдвигающая сила; $F_d$ – несущая способность БИС при совместном действии продольной силы и изгибающего момента; $g_k=1,4$ – коэффициент надежности.	
3. Изгибающий момент $M_u$ : $M_u = A_R R_b b h^2 + R_{sc} A_s^l$ , кНм (4)	
4. Несущая способность грунта $T_{ult}$ под сваями усиления: $T_{ult} = s_{zn} l_{анк} v \cdot n$ , кН (5)	
5. Напряжения в грунте $s_{zn}$ : $s_{zn} = h_1 h_2 \frac{4}{\cos j} (g_1 \cdot z \cdot tgj + x \cdot c)$ , кПа (6)	
где $v$ – коэффициент полноты эпюры грунта; $n$ – количество БИС по линии сдвига.	

буронабейных сваях (БИС) диаметром  $d_{БИС}=150$  мм, расчетной длины от  $l_{БИС}=8,5$  м до  $l_{БИС}=15$  м (рис. б). Длину свай усиления регламентировать условиями обеспечения устойчивости грунтового откоса, расположенного в пределах контура надстраиваемого здания. Алгоритм проверочного расчета длины анкеровки  $l_a$  существующих БНС и расчета длины дополнительных БИС в грунтовой массив ниже линии круглоцилиндрической поверхности скольжения приведен в таблице 2.

– укрепление непригруженной части естественного крутопадающего откоса ( $k_{y3}=0,78 < 1,2$ ,  $k_{y4}=0,89 < 1,2$ ), при помощи настилки и закрепления на спланированной поверхности откоса георешетки, которая своим верхним краем должна быть надежно прикреплена к наружной грани стены цокольной части здания. Срединные участки георешетки в шахматном порядке, с шагом 1,5 м анкеровать арматурными стержнями диаметром 10 мм длиной 0,8 м к поверхности откоса. Полости ячеек георешетки



засыпать песком и высадить газонную траву с развитой корневой системой.

Для армирования БИС, воспринимающих значительные горизонтальные сдвигающие усилия в плоскости образования поверхности скольжения, принята расчетная рабочая арматура класса А-III, диаметром 18мм. Выше зоны сдвига в качестве рабочей принята арматура класса А-III, диаметром 12 мм.

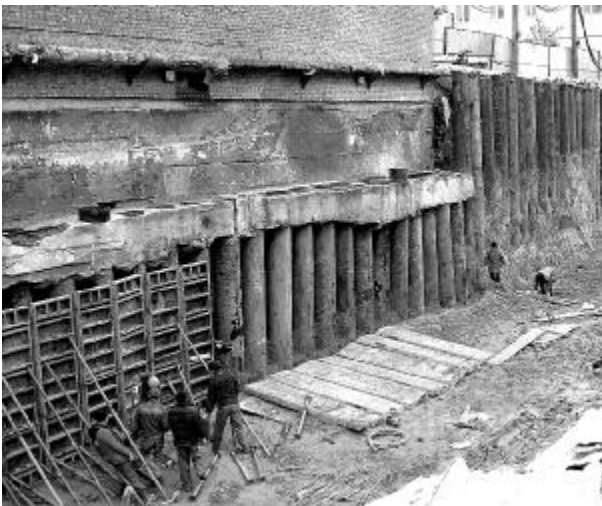
#### Усиление плитного фундамента вблизи от глубокого котлована

Кирпичное с переменной (2-3) этажностью здание медицинского диагностического центра (МДЦ) в городе Казани возведено на сплошном плитном фундаменте толщиной 400 мм. При плотной городской застройке, в непосредственной близости от здания

разработан глубокий котлован для многоэтажного каркасного здания. Отметка подошвы фундамента МДЦ  $FL=75,50$  м БС. Отметка дна котлована – 71,50 м БС. Разница отметок составляет 4,0 м. Вблизи от фундамента пневмопогружением выполнена отсекающая шпунтовая стенка из стальных труб диаметром  $d=530$  мм, расположенных с шагом 900 мм в один ряд. По верхнему поясу погруженных труб выполнен пояс из монолитного железобетона. Со стороны котлована выполнены стены из монолитного железобетона толщиной 150 мм с арматурной сеткой, приваренной к стальным трубам (рис. 7).

Площадка сложена аллювиально-делювиальными отложениями ( $adQ_n$ ), представленными лессовидными суглинками и супесями, переслаивающимися песками (рис. 7б). ИГЭ-3 – суглинок лессовидный, просадочный,

а)



б)



в)

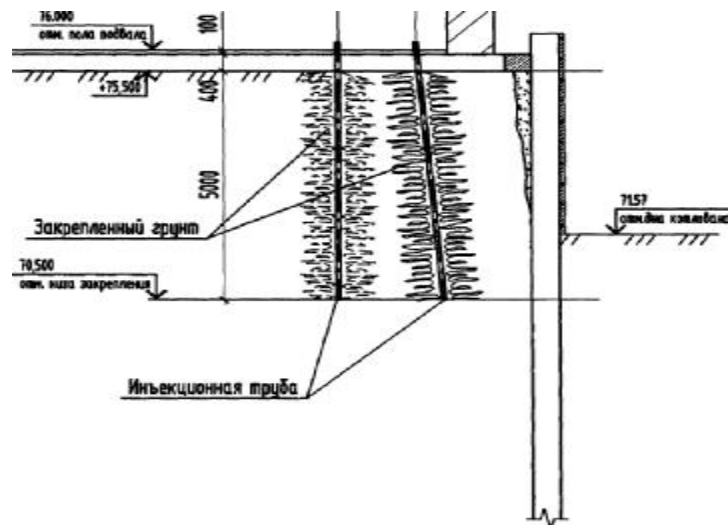


Рис. 7. Глубокий котлован вблизи от фундаментов МДЦ (а); схема геологического разреза (б); схема усиления грунта под подошвой фундамента высоконапорной инъекцией (в)





макропористый ( $g = 17,8 \text{ кН/м}^3$ ,  $g_{sat} = 19,4 \text{ кН/м}^3$ ,  $j = 24^\circ$ ,  $i_{sat} = 16^\circ$ ,  $C = 23,7 \text{ кПа}$ ,  $C_{sat} = 6,8 \text{ кПа}$ ,  $E = 14,8 \text{ МПа}$ ,  $E_{sat} = 4,7 \text{ МПа}$ ), тип грунтовых условий по просадочным свойствам – второй; ИГЭ-3а – суглинок лессовидный полутвердый ( $= 18,9 \text{ кН/м}^3$ ,  $i_{sat} = 9^\circ$ ,  $C_{sat} = 11,5 \text{ кПа}$ ,  $E_{sat} = 7,7 \text{ МПа}$ ); ИГЭ-3б – суглинок лессовидный тугопластичный; ИГЭ-3в – суглинок лессовидный мягкопластичный ( $= 18,9 \text{ кН/м}^3$ ,  $i_{sat} = 9^\circ$ ,  $C_{sat} = 11,5 \text{ кПа}$ ,  $E_{sat} = 7,7 \text{ МПа}$ ); ИГЭ-3г – суглинок лессовидный текучепластичный ( $= 19,0 \text{ кН/м}^3$ ,  $i_{sat} = 6^\circ$ ,  $C_{sat} = 5,2 \text{ кПа}$ ,  $E_{sat} = 3,5 \text{ МПа}$ ); ИГЭ-4а – супесь лессовидная твердая ( $= 18,9 \text{ кН/м}^3$ ,  $i_{sat} = 13^\circ$ ,  $C_{sat} = 3,7 \text{ кПа}$ ,  $E_{sat} = 7,4 \text{ МПа}$ ); ИГЭ-4б – супесь лессовидная пластичная ( $= 19,2 \text{ кН/м}^3$ ,  $i_{sat} = 14^\circ$ ,  $C_{sat} = 3,6 \text{ кПа}$ ,  $E_{sat} = 7,2 \text{ МПа}$ ); ИГЭ-6 – песок мелкий, средней плотности и плотный, маловлажный и влажный ( $= 17,8 \text{ кН/м}^3$ ,  $i_{sat} = 32^\circ$ ,  $C_{sat} = 1,5 \text{ кПа}$ ,  $E_{sat} = 22,7 \text{ МПа}$ ). В результате производства работ по устройству глубокого котлована; пневмопогружения стальных труб большого диаметра шпунтовой стены вблизи от плитного фундамента; не соблюдения последовательности выполнения работ в стенах МДЦ образовались трещины (рис. 7а). На основании мониторинга за динамикой образования и скорости развития трещин было выполнено усиление ослабленной зоны массива грунта основания под плитой фундамента при помощи высоконапорной инъекции методом манжетной технологии (рис. 7в). Обоснованность этого метода заключалась в том, что требовалось оперативное упрочнение ослабленного динамическими воздействиями неустойчивого грунта основания в условиях продолжающейся эксплуатации здания и работ в котловане. Закрепление грунта выполнено ООО «Нью Граунд» (г. Пермь). Для этого с отметки пола подвала (76,00 БС) при помощи малогабаритной буровой установки УКБ-12/25-01, двумя рядами с шагом по 1500 мм выполнено колонковое бурение 30 скважин длиной 5500 мм диаметром 112 мм. Скважины оборудовались инъекционными трубами диаметром 57х3,5 мм с тампонирующим затрубного пространства. Нагнетание крепящего цементного раствора в грунт осуществлено под давлением 16 атм. в три этапа с технологическими перерывами 12-24 часа по схеме сверху-вниз метровыми зонами. Расход материалов составил: трубы 57х3,5 мм ГОСТ 10705-80 – 171 пм; цемент ПЦ400-Д20 ГОСТ 10178-85 (без потерь) – 40,50 т при расходе сухого цемента по 270 кг/п.м. Уже в процессе выполнения высоконапорной инъекции грунта фиксировалась стабилизация развития трещин. По завершению работ наступила полная стабилизация деформации грунта.

### Выводы:

1. При усилении оснований и фундаментов зданий или сооружений из большого разнообразия теоретических методов необходимо выбирать такие, которые прошли практическую апробацию и зарекомендовали себя как надежные и эффективные.

2. Практический опыт использования напорной инъекции растворов в различные генетические типы слабых грунтов основания приводит к повышению их прочностных ( $u$  и  $c$ ) и снижению деформационных ( $E$ ) характеристик за счет направленного или всестороннего обжатия грунта, что позволяет рекомендовать такие методы к более широкому применению.

### Литература

1. Мустакимов В.Р., Хасанов А.З., Стриго Г.С. Новый способ усиления оснований и фундаментов аварийных зданий, возведенных на лессовых просадочных грунтах Самарканда. // I-я конфер. СНГ «Строительство на структурно-неустойчивых грунтах. – Самарканд: СамГАСИ им. М. Улугбека, 1992. – С. 138-139.
2. Хасанов А.З., Стриго Г.С., Мустакимов В.Р. Деформации кирпичных зданий на просадочных грунтах Зерафшанского оазиса. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1993, № 6. – С. 23-26.
3. Хасанов А.З., Стриго Г.С., Мустакимов В.Р., Гаппаров Р.М. Опыт выпрямления наклонившегося минарета в сейсмически активном регионе // Сборник научных трудов. 27-29 апрель, 1994. – Самарканд: Сам ДМКО, 1994. – 61-63 бет.
4. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты / Госстрой. – М: ЦИТП Госстроя, 1986. – 45 с.
5. Основания, фундаменты и подземные сооружения. / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. (Справочник проектировщика).