

ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И МОНИТОРИНГА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ ФРАНКФУРТА-НА-МАЙНЕ. СЛУЧАИ ИЗ ПРАКТИКИ

Р. КАТЦЕНБАХ – профессор, директор Геотехнического института и лаборатории, Технический университет, г. Дармштадт, Германия.

А. ШМИТТ – дипломированный инженер, Геотехнический институт и лаборатория, Технический университет, г. Дармштадт, Германия.

Х. РАММ – дипломированный инженер, Геотехнический институт и лаборатория, Технический университет, г. Дармштадт, Германия.

Приводятся основные принципы расчета, проектирования и мониторинга комбинированных плитно-свайных фундаментов (КПСФ). На примере таких ответственных зданий, как Мессе-Торхаус, Мессетурм во Франкфурте-на-Майне показана эффективность применения КПСФ для высотных зданий. Результаты работы, выполненной авторами, положены в основу Руководства по устройству КПСФ.

ВВЕДЕНИЕ

Начиная с 1950-х гг. в облике Франкфурта и его пригородов произошли значительные изменения. Все большее значение приобретал сектор услуг, и Франкфурт рос не только в ширину (в пригородах создавались новые жилые комплексы), но и в высоту. В процессе строительства нужно было сносить старые сооружения и возводить на

их месте новые высотные здания, которые оказывали большое давление на грунты. Это сложная задача для всех областей строительства, особенно для геотехники, в рамках которой учитываются и активная осадка франкфуртской глины, и угроза больших осадок или отклонений самих сооружений.

Грунты Фракфурта состоят в основном из неоднородной жесткой переуплотненной третичной франкфуртской глины с прослой-



© Р. Катценбах, А. Шмитт,
Х. Рамм, 2005

Рис. 1. Грунты Франкфурта-на-Майне

Internet: www.georec.spb.ru

ками известняка различной толщины. Под ними залегает известняк, в состав которого входят слои известняка, доломитов, а также водорослевых рифов, мергелистых известковых песков, ила и мергелистой глины. Затем располагается тонкий верхний слой четвертичного песка и гравия. Поскольку изолинии слоев грунта отклоняются на 3...5% в северо-западном направлении (рис. 1), величины активной осадки франкфуртской глины под фундаментами различаются. Основной задачей проектирования фундаментов высотных зданий в таких сложных условиях было уменьшение осадок и разности осадок между конструкциями одного сооружения и соседних зданий. Также важно было обеспечить надежность и эксплуатационную пригодность зданий под действием постоянной нагрузки с учетом возможности повторного использования фундаментов.

Для решения этих задач был разработан комбинированный плитно-свайный фундамент (КПСФ). Постепенно КПСФ стал применяться повсеместно, и последние 20 лет этот метод успешно используется для строительства фундаментов во всей Германии и по всему миру (Conte et al., 2003, Poulos, 2001, Russo & Viggiani, 1998, Poulos et al., 1997, Randolph & Clancy, 1993, Randolph, 1983, Cooke, 1986). Благодаря использованию трехмерных моделей конечных элементов и тщательной предварительной и заключительной обработке данных появилась возможность проводить

моделирование и оптимизацию сложных с геометрической точки зрения фундаментов в заданный промежуток времени.

Для иллюстрации успешного использования КПСФ приведем два примера – это высотные здания, построенные на фундаментах мелкого заложения, одни из первых франкфуртских небоскребов. На этих примерах также показано, что при недооценке рисков, связанных с особенностями осадки франкфуртской глины, целые сооружения могут стать непригодными для эксплуатации.

1. ПЕРВОЕ ПОКОЛЕНИЕ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ ФРАНКФУРТА

Для первых высотных зданий, построенных на фундаментах мелкого заложения (плиты толщиной 2...4 м), величины осадок составили 20 и 34 см (Katzenbach et al, 2001). Из-за возникновения отклонений и прогибов во время строительства и дальнейшей эксплуатации зданий необходимо было принять меры по корректировке их осадки. Величины наблюдаемых осадок 158-метровых башен Дойче банка к 1985 г. составили 10 и 22 см, в результате чего образовалась разность осадок 12 см (рис. 2). Башни построены на фундаменте мелкого заложения 80×60 м, толщина плиты – 4 м.

В ходе строительства инженеры пытались устранить отклонение здания от вертикальной оси, но, в конце концов, было при-

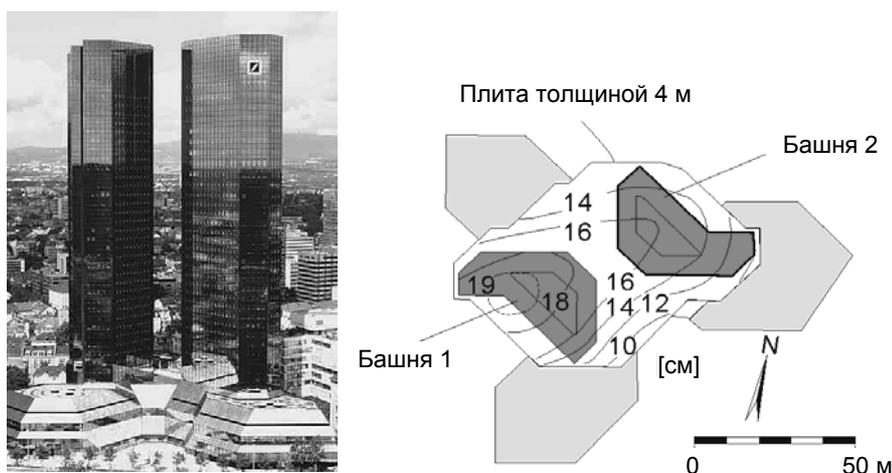


Рис. 2. Осадка башен Дойче банка

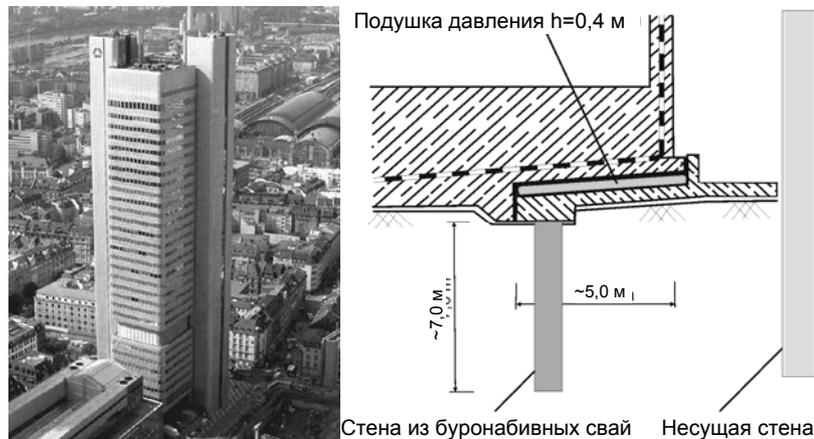


Рис. 3. Гидравлические устройства для регулирования осадок Дрезденского банка

нято решение о создании двух не совсем прямых башен. Для уменьшения разности осадок между башнями и малоэтажными конструкциями использовались откачивающие гидравлические устройства, которые устанавливали на всех несущих колоннах в нижних частях здания, граничащих с башнями. Благодаря этому появилась возможность регулировать осадки более низких частей здания в пределах 8 см по сравнению с главными башнями. Проблемы разности осадок и их влияния на эксплуатационную пригодность башен решались в соответствии с нормами по строительству лифтов и фасадов.

Метод предварительной установки гид-

равлических устройств использовался также при сооружении Дрезденского банка. Под северо-западным крылом здания находятся подушки давления размером 5×5 м (рис. 3), поскольку нагрузка увеличивается именно в этом направлении. Изначально подушки давления были заполнены водой. После завершения строительства и корректировки здания в вертикальном положении вода была заменена цементным раствором. Но даже такие сложные корректировки не дали желаемых результатов и привели к возникновению новых проблем, которые через несколько лет благодаря разработке КПСФ потеряли свою актуальность.

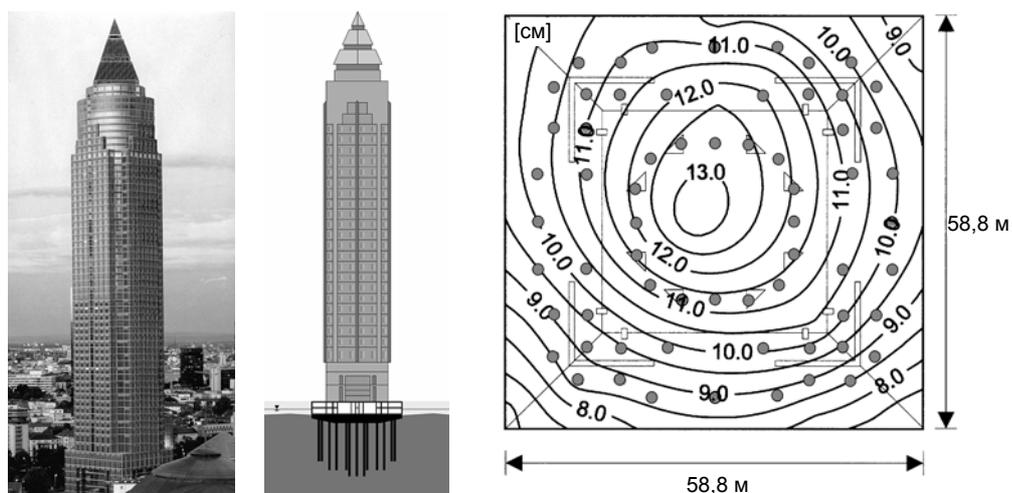


Рис. 4. Изолинии осадок башни Мессетурм во Франкфурте-на-Майне

2. КОМБИНИРОВАННЫЕ ПЛИТНО-СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

2.1. Определение и концепция

В 1988–1990 гг. на КПСФ было построено самое высокое здание во Франкфурте – 256-метровая башня Мессeturн (рис. 4). Согласно расчетам, величина начальных осадок для фундамента мелкого заложения должна была составить 40...50 см, а разность осадок – примерно 15 см. Наблюдаемая (до 2000 г.) величина осадки здания на КПСФ составила всего 13 см (REUL, 2000).

При проектировании комбинированных плитно-свайных фундаментов необходимо учитывать взаимодействие между основанием и сооружениями (рис. 5). Благодаря достаточной жесткости КПСФ передает общую вертикальную нагрузку конструкции $R_{\text{общ}}$ на основание посредством контактного давления плиты $R_{\text{плиты}}$, а также через сваи $\sum R_{\text{сваи}}$:

$$R_{\text{общ}} = \sum R_{\text{сваи}} + R_{\text{плиты}} \quad (1)$$

По сравнению с традиционными методами фундаментостроения проектирование группы свай для КПСФ – совершенно новая процедура, подразумевающая применение более сложной модели взаимодействия между основаниями и сооружениями. В данном случае сваи способны выдерживать гораздо большую нагрузку, чем предусматривает несущая способность отдельных свай, так как здесь оценивается общая несущая способность всех конструкций фундамента.

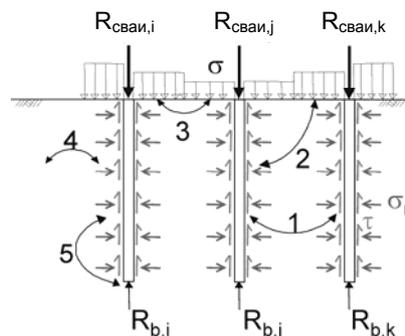


Рис. 5. Взаимодействие между основаниями и сооружениями для КПСФ: между сваями (1), между свай и плитой (2), между плитами (3), между свай и грунтом (4), между основанием и боковой поверхностью сваи (5)

Распределение общей нагрузки от здания между различными несущими конструкциями КПСФ описывается с помощью коэффициента КПСФ $\alpha_{\text{КПСФ}}$, который устанавливает зависимость между нагрузкой на сваи $\sum R_{\text{сваи}}$ и общей нагрузкой от здания $R_{\text{общ}}$:

$$\alpha_{\text{КПСФ}} = \frac{\sum R_{\text{сваи}}}{R_{\text{общ}}} \quad (2)$$

На рис. 6 показан график распределения нагрузки между плитой и сваями (используются данные наблюдения за высотными зданиями, которые проектировались в Геотехническом институте и лаборатории Технического университета Дармштадта) [10]. Коэффициент КПСФ, равный нулю, имеет плитный фундамент, построенный без использования свай, $\alpha_{\text{КПСФ}}=1$ характеризует группу изолированных свай, однако здесь не



Рис. 6. Коэффициент КПСФ



Рис. 7. Здания во Франкфурте-на-Майне, построенные на фундаментах глубокого заложения

учитывается наличие плиты.

Для определения несущей способности КПСФ в процессе проектирования необходимо учитывать взаимодействия между основаниями и сооружениями (см. рис. 5). С 1980-х гг. комбинированные плитно-свайные фундаменты применялись во Франкфурте-на-Майне только для строительства офисных зданий (рис. 7). Это способствовало реальному уменьшению осадок и позволяло свести к минимуму разность осадок, а, следовательно, обеспечить эксплуатационную пригодность зданий, используя более экономичные технологии, чем те, которые применялись для плитных фундаментов высотных зданий первого поколения. Отметим, что закладка КПСФ происходит гораздо быстрее, а стоимость работ ниже, чем при закладке традиционных свайных фундаментов.

Однако очевидно, что в основном для проектирования и прогнозирования осадок должен применяться хорошо обоснованный численный метод.

2.2. Метод конечных элементов

Для оценки зависимости между нагрузкой и осадкой фундамента и прогнозирова-

ния нагрузки на сваи КПСФ необходимо проводить реалистичное трехмерное моделирование с использованием метода конечных элементов. Подобное моделирование позволяет рассматривать сложные геометрические формы и является универсальным инструментом для представления моделей с различным расположением свай, что в конечном итоге способствует оптимизации конструкции фундамента.

Для моделирования используются модели, достаточно точно описывающие напряженно-деформированное состояние грунтов, которое зависит от траектории и истории нагружений. В ходе анализа для моделирования изменения свойств материала свай и плиты применяется упругая линейная модель. Для грунта используется составная упругопластическая модель, состоящая из двух поверхностей текучести, зависящих от давления: идеально пластической поверхности разрушения при сдвиге F_s (конус) и шатровой поверхности текучести на сжатие F_c (рис. 8). Напряжения в пределах поверхностей текучести способствуют возникновению только линейных упругих деформаций. При моделировании предполагается, что с изменением глубины величина модуля Юнга

E тоже увеличивается, а коэффициент Пуассона ν не изменяется. Из-за напряжений, действующих на поверхности текучести, возникают пластические деформации. Поверхность разрушения при сдвиге обладает идеальной пластичностью, несмотря на то что объемные пластические деформации, возникающие при перемещении шатра, могут привести к упрочнению или разупрочнению.

Процесс упрочнения – разупрочнения шатровой поверхности текучести – функция объемного пластического напряжения, которая определяет настоящее положение шатра. Для оценки процесса упрочнения–разупрочнения используется обратный анализ, проводимый в ходе испытания свай и лабораторных исследований [8].

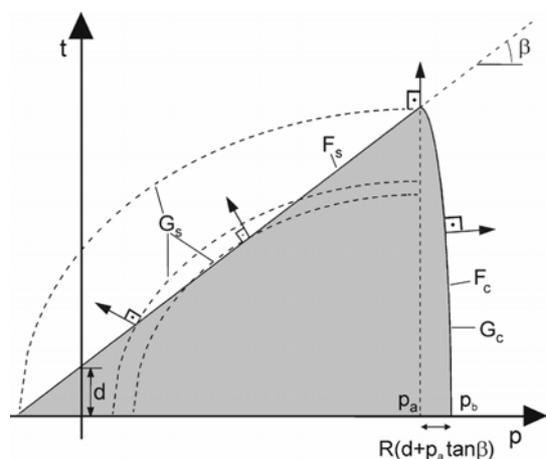


Рис. 8. Шатровая модель Друкера–Прагера, поверхность текучести в осях p и t (шатровой тензор–девиатор напряжений): F_s, F_c – конусная и шатровая поверхности текучести; G_s, G_c – конус и шатер пластического потенциала; β – наклон конуса; d – пересечение конуса с осью t ; p – эквивалентное давление; t – девиатор напряжений; R – параметр формы шатра

По мере увеличения нагрузки на грунт (вплоть до очень высоких значений уровня напряжений) могут изменяться размер, расположение или форма конусной поверхности текучести F_c . На поверхности разрушения при сдвиге (F_s) Друкера–Прагера материал дилатирует (разрыхляется), в то время как на шатровой поверхности он уплотняется. Пластическое течение на поверхности разрушения при сдвиге способствует увеличе-

нию пластического объема, что приводит к разуплотнению конуса. Параметры β и d (см. рис. 8) зависят от величины угла трения ϕ' и сцепления грунта c' .

Переход от свай к грунту моделируется как идеальный контакт; предполагается, что разрушение при сдвиге происходит в узкой области, граничащей со свайей, материал которой имеет такие же параметры, как и окружающий грунт. Структурная модель, используемая в Геотехническом институте и лаборатории Технического университета Дармштадта, была выверена в ходе численного моделирования при испытаниях свай на нагрузку, а также в процессе обратного анализа данных существующих осадок [8, 21].

2.3. Мониторинг комбинированных плитно-свайных фундаментов

Обычно считается, что комбинированные плитно-свайные фундаменты – самая сложная, но и самая современная геотехническая категория. Согласно Еврокодам (ЕС7), доминантой концепции надежности для КПСФ является обязательное применение метода наблюдений.

Метод наблюдений предполагает следующие операции:

тщательное исследование грунта с помощью лабораторных и полевых испытаний, соответствующих качественным и количественным требованиям к проекту;

расчеты с использованием численных и аналитических методов для оценки надежности, эксплуатационной пригодности КПСФ и прогнозирования его возможного влияния на соседние сооружения;

полевые наблюдения для проверки результатов аналитических и численных прогнозов, своевременного выявления проблемных зон, для того чтобы избежать претензий со стороны владельцев соседних зданий.

Кроме того, мониторинг – это важная составляющая гарантии качества. Может проводиться мониторинг земляных работ, фундамента и окружающей территории.

Набор и количество используемых приборов и применяемых измерений зависят от сложности КПСФ, геотехнических и геомет-

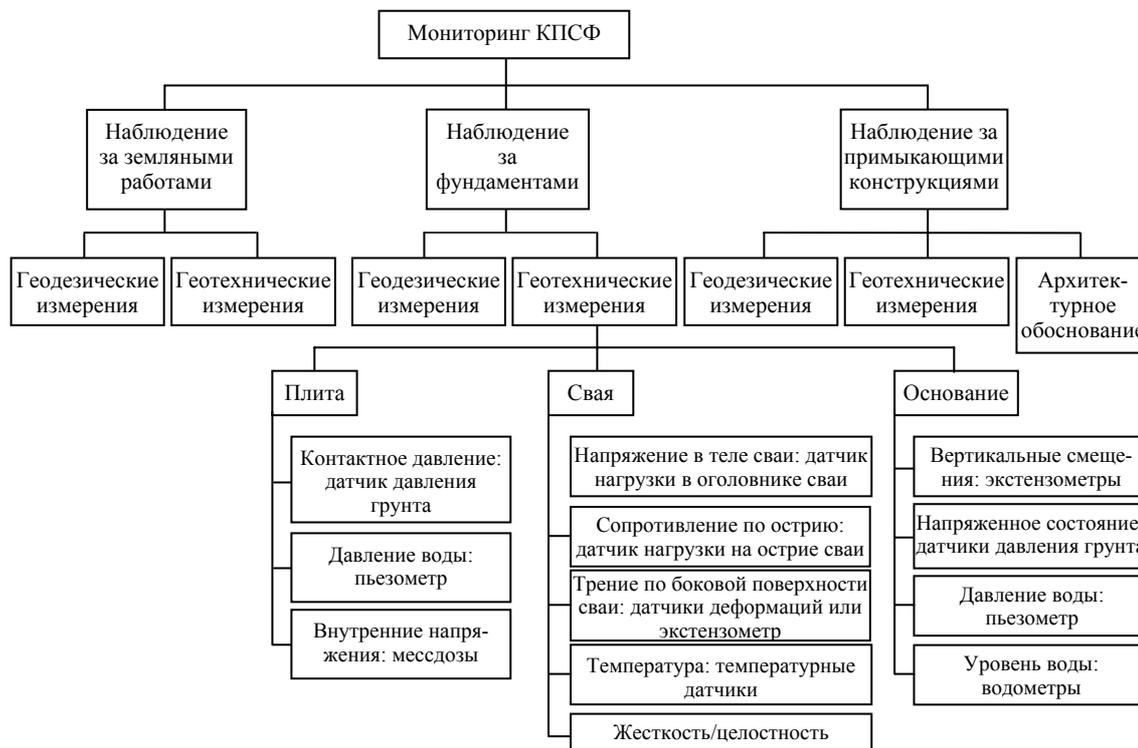


Рис. 9. Мониторинг комбинированных плитно-свайных фундаментов в соответствии с требованиями метода наблюдений (Еврокод EC7)

рических граничных условий, а также поведения грунта. В процессе наблюдения за КПСФ необходимо измерять следующие геотехнические и геометрические параметры:

зависимость между нагрузкой и осадкой фундамента. Обычно для определения осадок проводят геодезические измерения; несмотря на то что все показатели последовательности нагружений зависят от времени, при тщательном анализе необходимо также учитывать фактический вес здания (например, при анализе спецификации бетона и стали);

распределение нагрузки внутри фундамента между плитой и сваями (его можно измерить только косвенно при определении эффективного контактного давления или усилия на сваю);

величину и распространение общего контактного давления и давления воды под плитой фундамента;

несущую способность свай фундамента (усилие на голове сваи внутри группы свай, распространение трения по боковой поверхности сваи, усилие на основание сваи – сопротивление по острiu сваи);

изменение осадок в грунте в зависимости от глубины;

влияние КПСФ на соседние сооружения.

Для решения простых задач можно ограничиться геодезическими измерениями, а в более сложных случаях нужно проводить систематические геодезические и геотехнические измерения по индивидуальной программе мониторинга.

Для измерения некоторых из перечисленных параметров используются специальные геотехнические датчики. Для работы в полевых условиях датчики должны быть устойчивы к механическим воздействиям, а для надежного измерения малых величин в течение длительного времени, возможно,

нескольких лет, они должны обладать высокой точностью и износоустойчивостью.

Параллельно с процессом проектирования КПСФ геотехники должны разработать и утвердить программу мониторинга, уделив внимание особенностям проекта и граничным условиям. В программу должны входить следующие пункты:

наименование и количество приборов (виды датчиков, их количество и предполагаемое место установки);

требования к датчикам и технические условия для их установки;

спецификации измерений с согласованием дат в процессе строительства;

значения предельных величин, при достижении которых требуется принятие контрмер.

Отметим, что даже в ходе простых измерений необходимо использовать два датчика или две измерительные секции на случай выхода из строя одного из них.

2.4. Измерительные приборы

В процессе наблюдения за комбинированными плитно-свайными фундаментами необходимо проводить измерения в ходе земляных работ, оценки самих фундаментов и всех соседних зданий или сооружений. Для мониторинга несущей способности КПСФ обычно используют геотехнические измерительные приборы. Геодезические измерения, т. е. точное определение вертикальных перемещений, также являются важными составляющими анализа зависимости между на-

грузками и осадками КПСФ.

Одной из самых важных операций в рамках метода наблюдений является установка калиброванных измерительных приборов. Поскольку приборы устанавливаются в исключительно сложных полевых условиях, необходимо защищать датчики (и в особенности кабели) от механических или магнитных воздействий. Опыт показывает, что большинство датчиков теряются на первой стадии работы, однако оставшиеся датчики крайне редко отказывают в течение времени.

Для быстрой и качественной установки геотехнических измерительных приборов важно четко спланировать процесс, а также обеспечить взаимопонимание и сотрудничество между строителями и специалистами по установке датчиков. В стесненных условиях строительной площадки рекомендуется устанавливать датчики деформаций внутри обсадных труб, а датчики нагрузки – на острие сваи (пока они не будут доставлены на площадку строительства).

2.4.1. Измерительные приборы для мониторинга свай

Для надежного измерения усилия на голове сваи необходимо определить распределение нагрузки между составными частями КПСФ, сваями и плитой. При измерении усилия на острие сваи можно определить сопротивление сваи по пяте и то, как общее сопротивление сваи делится на сопротивление по боковой поверхности и по пяте сваи. Для измерения усилия на сваю устанавлива-

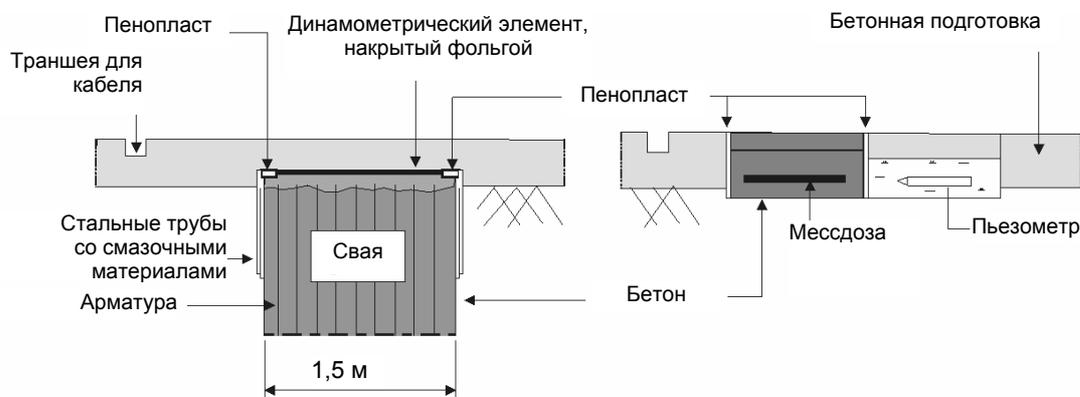


Рис. 10. Измерительные приборы – мессдозы и пьезометры



Рис. 11. Установка датчика нагрузки в оголовнике сваи

ют датчики нагрузки (рис. 10–12), диаметр которых должен соответствовать диаметру сваи. Датчик нагрузки представляет собой 10...12-миллиметровую мессдозу, заполненную маслом. Поскольку показания этих приборов очень важны, датчики нагрузки должны быть снабжены электрической и пневматической системами измерения. Для обеспечения надежности установки датчиков на голове сваи и плотного контакта сваи с основанием буровой скважины к датчику нагрузки прикрепляют бетонный конус.

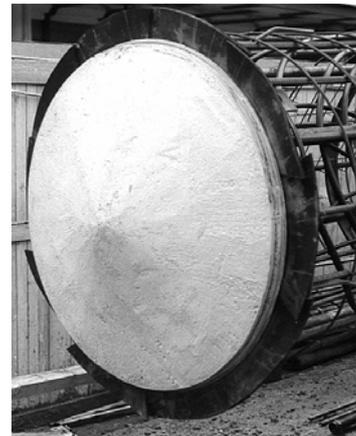


Рис. 12. Датчик нагрузки на пята сваи, установленный на ее арматуре

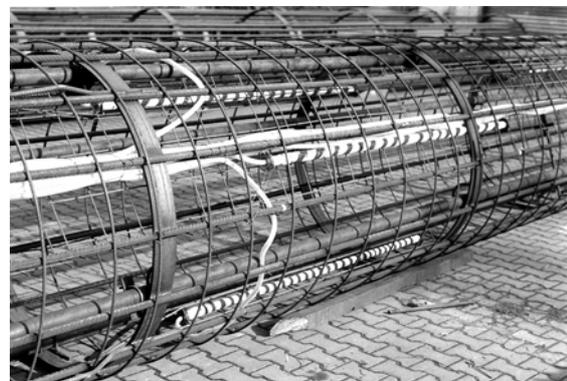
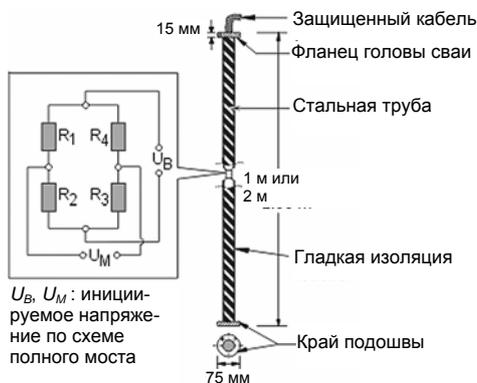


Рис. 13. Датчик деформации DMS, используемый для измерения осевой деформации внутри ствола сваи

Чтобы определить, как распределяется нагрузка по боковой поверхности сваи, внутри ствола сваи фундамента на разной глубине устанавливают датчики деформаций. На каждом уровне необходимо установить по крайней мере два (а лучше три или четыре) датчика, прикрепив их к внутренней стороне арматурной сетки и равномерно распределив по всей окружности сваи. Установка датчиков на арматуре происходит во время изготовления сваи. Существуют датчики деформации с различными принципами измерения: датчики DMS, оснащенные системой динамического отображения (рис. 13), вибрационные проводные датчики и датчики с индуктивными преобразователями. Но в любом случае датчик деформации должен быть соединен с температурным датчиком, поскольку изменения температуры оказывают влияние на величину осевой деформации.

После оценки показаний датчиков деформации для вычисления усилия на сваю и трения по боковой поверхности сваи необходимо определить жесткость ствола сваи и представить его поперечный разрез. Наиболее подходящим методом проверки качества бетона и определения модуля Юнга являются ультразвуковые измерения. Кроме того, для проверки бетона, из которого изготовлена свая, применяют одноосные испытания на сжатие.

2.4.2. Измерительные приборы для мониторинга плиты

В зоне контакта между грунтом и плитой общее напряжение можно измерить с помощью датчиков давления грунта. Обычно подобные датчики представляют собой мессдозы, заполненные маслом и снабженные манометром с размером в плане примерно 400×400 мм. Датчики давления грунта устанавливаются непосредственно под гладкой бетонной плитой. Пьезометры используют для определения нейтральных напряжений (давления поровой воды), а также (вместе с датчиками давления грунта) для измерения эффективного контактного напряжения. Электрические пьезометры также устанавливают непосредственно под гладкой бетонной плитой. Они играют очень

важную роль, потому что силы выталкивания влияют на несущую способность КПСФ. Датчики деформации можно использовать для измерения усилий и изгибов внутри плиты.

2.4.3. Измерительные приборы для мониторинга основания

Чтобы точно определить, как увеличение глубины влияет на изменение величины осадок под плитой, используют экстензометры. Обычно применяют многоуровневые экстензометры с отметками, установленными на различных глубинах. Для анализа влияния комбинированного плитно-свайного фундамента на напряженно-деформированное состояние грунта под плитой и сваями используют датчики давления грунта, которые характеризуются различной ориентацией и устанавливаются в обвалованных буровых скважинах.

2.5. Руководство по строительству комбинированных плитно-свайных фундаментов

Основываясь на результатах многочисленных исследований с использованием численных моделей и руководствуясь богатым опытом в области КПСФ, приобретенным в процессе продолжительного наблюдения за фундаментами, профессора Катценбах (Технический университет Дармштадта, Институт геотехники) и Кёниг (Университет Лейпцига, Институт проектирования зданий и сооружений) при финансовой и научной поддержке Немецкого технического института (Берлин) разработали «Руководство по строительству комбинированных плитно-свайных фундаментов» [5]. В Руководстве рассматриваются вопросы проектирования и строительства КПСФ, концепция надежности, ограничения в применении метода наблюдений для мониторинга фундаментов. Даются практические инженерные рекомендации по программе испытания грунтов, в том числе по вопросам бурения и обоснованности проведения статических одноосных испытаний на сваях [5, 12]. Кроме того, здесь рассматриваются проблемы выбора

подходящего расчетного метода и требования, предъявляемые к расчетам в ходе проектирования КПСФ.

В Руководстве определяются различия между внутренней и внешней несущими способностями, а также представляется проектная концепция предельного состояния. В рамках данного метода проектирования вся конструкция и ее отдельные части характеризуются с точки зрения предельных состояний, за пределами которых конструкция уже не отвечает основным требованиям. В Еврокодах определяются принципиальные различия между предельным состоянием и предельным состоянием по эксплуатационной пригодности. Предельные состояния подразумевают различные виды разрушений, аварий, чрезмерных деформаций, предшествующих разрушению, т. е. ситуаций, которые представляют угрозу для жизни человека или являются причиной серьезных экономических последствий.

График определения предельного состояния состоит из двух частей (рис. 14). Проверка внешней несущей способности сооружения свидетельствует о том, что вся система оснований и фундаментов (плита и сваи) способна выдерживать рабочую нагрузку со стороны здания. Применяется общий коэффициент надежности, $\eta = 2,00$ для первой нагрузки (имеются в виду посто-

янные нагрузки и постоянные рабочие нагрузки, в том числе ветровые).

В формуле, приведенной на рис. 14, $S_{k,i}$ – параметр, характеризующий действие i , а $R_{1,tot,k}$ – параметр, характеризующий общее сопротивление комбинированного плитно-свайного фундамента, который можно вычислить на основании общей кривой зависимости между нагрузками и осадками. Внутренняя несущая способность определяется на основании несущих способностей различных частей железобетонной конструкции. Обратим внимание, что в данном случае, в отличие от традиционных свайных фундаментов, не требуется проверка несущей способности каждой сваи, что определяет экономический эффект от строительства КПСФ.

Предельное состояние по эксплуатационной пригодности соответствует тем условиям, за пределами которых эксплуатация конструкции невозможна. Это относится к деформациям, осадкам и вибрациям, которые возникают в результате рабочих нагрузок и ставят под угрозу эксплуатационную пригодность здания. Чтобы предельное состояние по эксплуатационной пригодности отвечало требованиям (рис. 15), величина воздействия E не должна превышать предельную величину деформации сооружения (в предельном состоянии по эксплуата-



Рис. 14. Рекомендация по строительству КПСФ: Определение предельного состояния

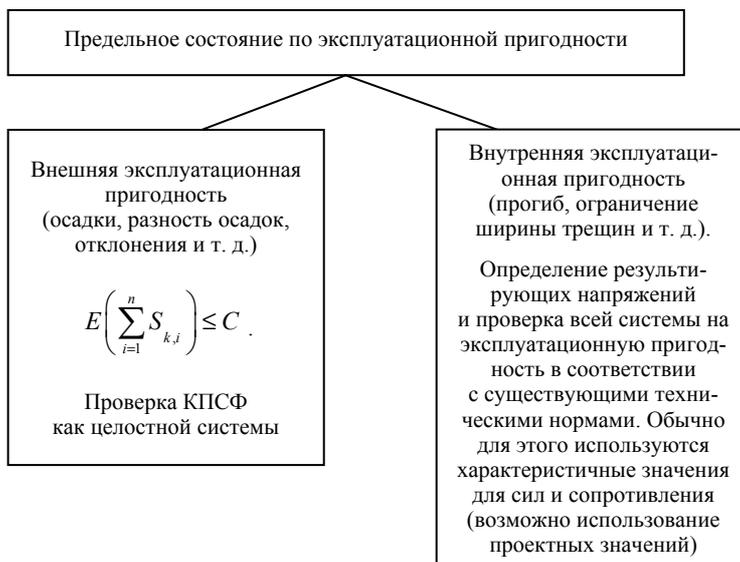


Рис. 15. Руководство по строительству КПСФ: предельное состояние по эксплуатационной пригодности

ционной пригодности). В данном случае C – сопротивление, характерное для предельного состояния по эксплуатационной пригодности. Как и в случае с предельным состоянием, внутренняя эксплуатационная пригодность определяется на основании характеристики конструкционных материалов, используемых для возведения различных конструкций фундамента.

2.6. Случаи из практики во Франкfurте-на-Майне

Проиллюстрируем особенности проектирования, строительства и мониторинга КПСФ на примере двух высотных зданий в финансовом центре Франкfurта-на-Майне, построенных на комбинированных плитно-свайных фундаментах. Данные случаи из

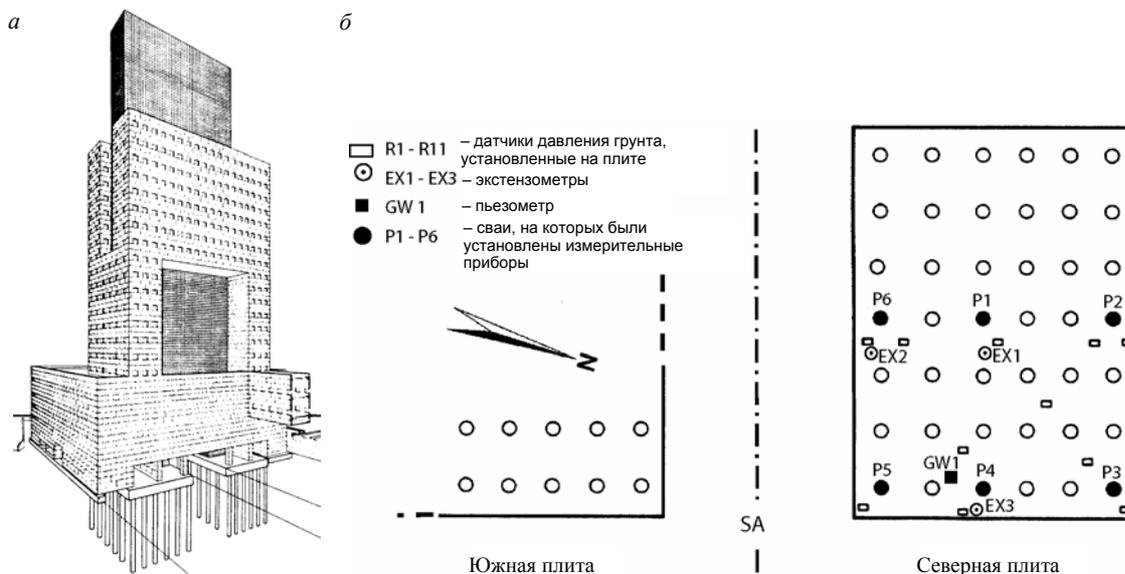


Рис. 16. Изометрический чертеж офисного здания Мессе-Торхаус (а) и горизонтальная схема размещения измерительных приборов (б)

практики отражают процесс развития проектирования КПСФ и наблюдения за их несущей способностью.

2.6.1. Мессе-Торхаус

Строительство Мессе-Торхауса (1983–1985) ознаменовало начало эпохи возведения комбинированных плитно-свайных фундаментов как во Франкфурте, так и во всей Германии (рис. 16, а). Поскольку недалеко от проектируемого 30-этажного здания располагалась железнодорожная развязка, состоящая из 3 мостов, для его строительства необходимо было разработать новый фундамент, который подвергался бы меньшей осадке. КПСФ Мессе-Торхауса состоит из двух отдельных плит, каждая из которых располагается на 42 двадцатиметровых буронабивных сваях диаметром 0,9 м. Сваи равномерно распределяются под каждой плитой по 6 или 7 свай в ряду, шаг между ними составляет $e = 3 \dots 3,5$ диаметра свай. Обе плиты имеют размер в плане $17,5 \times 24,5$ м. Здание оказывает эффективную нагрузку 200 МН на каждую плиту.

Поскольку это был первый опыт закладки КПСФ в Германии, в процессе строительства реализовывалась программа геотехни-

ческого мониторинга несущей способности КПСФ. На рис. 16, б показано, что на 6 сваях, расположенных под северной плитой КПСФ, были установлены датчики деформации, датчик нагрузки (на пяте сваи), 11 датчиков давления грунта (под плитой) и 3 экстензометра (под плитой, на глубине 40,5 м) (Sommer et al.).

В ходе измерения распределения нагрузки выяснилось, что лишь небольшая часть нагрузки от конструкции передается через плиту на грунт, о чем также свидетельствует коэффициент КПСФ $\alpha_{\text{кпсф}}$, значение которого равно примерно 0,8. На рис. 17, а показано, как распределяется нагрузка на сваи, находящиеся под северной плитно-свайной конструкцией, в данном случае общее сопротивление сваи ($R_{\text{свай}}$) делится на сопротивление по боковой поверхности сваи ($R_{\text{бок.пов}}$) и сопротивление основания сваи ($R_{\text{осн}}$). Очевидно, что величина нагрузки уменьшается при движении от угловых свай (P3, P5) к крайним (P2, P4, P6), а внутренние сваи (P1) испытывают наименьшую нагрузку. Подобное распределение нагрузки – следствие зависимости величины трения по боковой поверхности сваи от ее расположения внутри группы свай. На рис. 17, б на основании показаний датчиков деформации

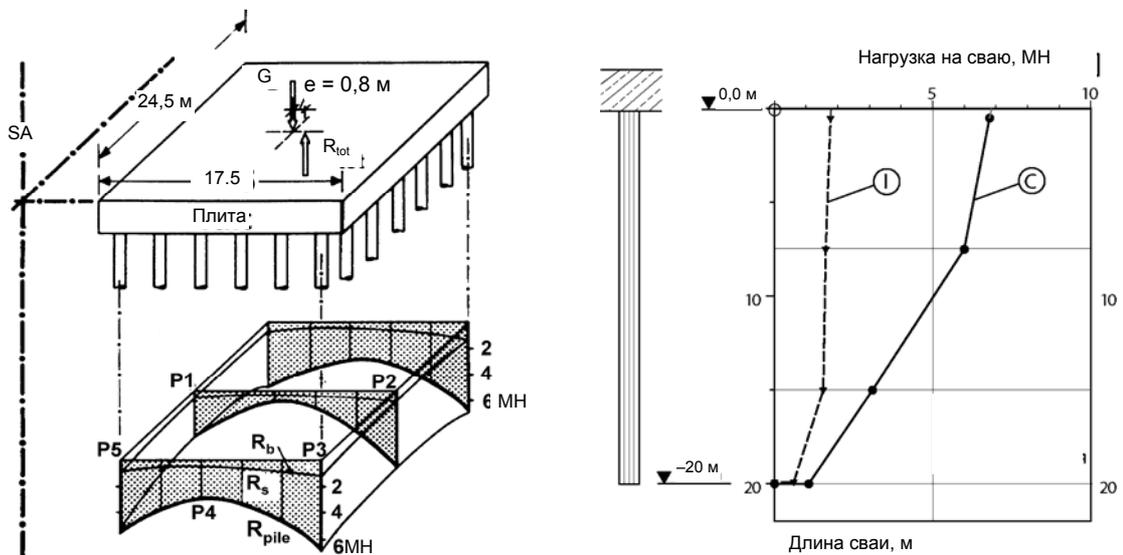


Рис. 17. Здание Мессе–Торхаус: а – Измеренные нагрузки, действующие на сваи под северной плитой КПСФ; б – Распределение усилия на сваю (для угловой и внутренней свай) при измерении глубины

рассматривается распределение усилий между угловой (⊙) и внутренней (⊖) сваями. На угловой свае трение по боковой поверхности возникает в нижней части ствола сваи ($2/3$), его средняя величина равна 140 кН/м^2 , на внутренней свае трение по боковой поверхности возникает только в самой нижней части ствола сваи ($1/3$), его величина – 60 кН/м^2 .

Результаты данных измерений, а также достаточно большая величина коэффициента КПСФ (0,8) свидетельствуют о том, что проект КПСФ для Мессе-Торхауса отличается достаточной консервативностью. Была достигнута основная цель проектирования – величина осадки здания оказалась меньше, чем если бы оно было построено на фундаменте неглубокого заложения (в данном случае максимальная величина осадки составила 12 см), но неравномерное распределение нагрузки между сваями, в том числе очень небольшое нагружение внутренних свай, показывает, что данный КПСФ еще нужно усовершенствовать.

2.6.2. Мессетурм

К моменту завершения строительства в 1991 г. здание Мессетурм стало самым высоким офисным зданием в Европе (высота

256 м). Это 60-этажное здание ($41 \times 41 \text{ м}$ в плане), с двумя подземными этажами. Общая нагрузка от здания составляет 1880 МН. Под площадкой строительства здания Мессетурм находился 100-метровый слой франкфуртской глины. Поэтому было почти невозможно реализовать проект строительства здания на обычном свайном фундаменте.

Система фундаментов представляет собой плиту толщиной 3...6 м, которая поддерживается и защищается от отклонений 64 массивными буронабивными сваями диаметром 1,3 м, образующими 3 концентрических круга под основанием плиты. Длина 28 свай внешнего круга – 26,9 м, 20 свай среднего круга – 30,9 м, 16 свай внутреннего круга – 34,9 м (рис.18). Расстояние между сваями варьирует от 3,5 до 6 диаметров сваи. Таким образом, основываясь на результатах мониторинга КПСФ Мессе-Торхауса, инженеры приняли решение об увеличении шага между сваями, длины центральных свай и их особом расположении.

Важной частью проектирования был мониторинг несущей способности КПСФ, проводимый в соответствии с предписаниями метода наблюдений. На рис. 18 показано, какие измерительные приборы устанавливаются под плитой и внутри стволов свай. 12 свай были оснащены датчиками нагрузки,

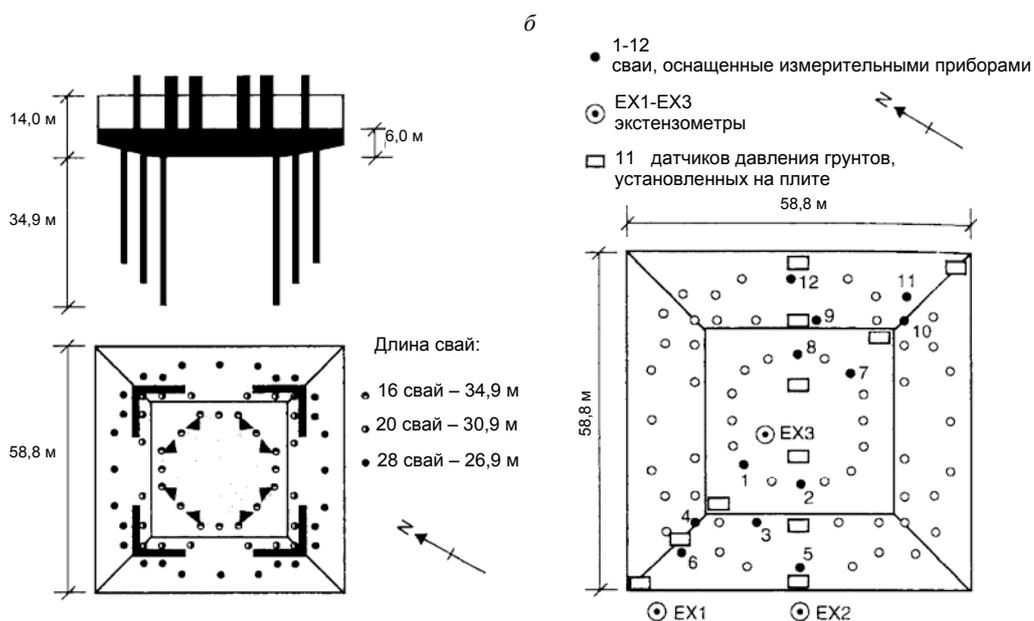


Рис. 18. Здание Мессетурм: горизонтальная проекция и поперечный разрез КПСФ

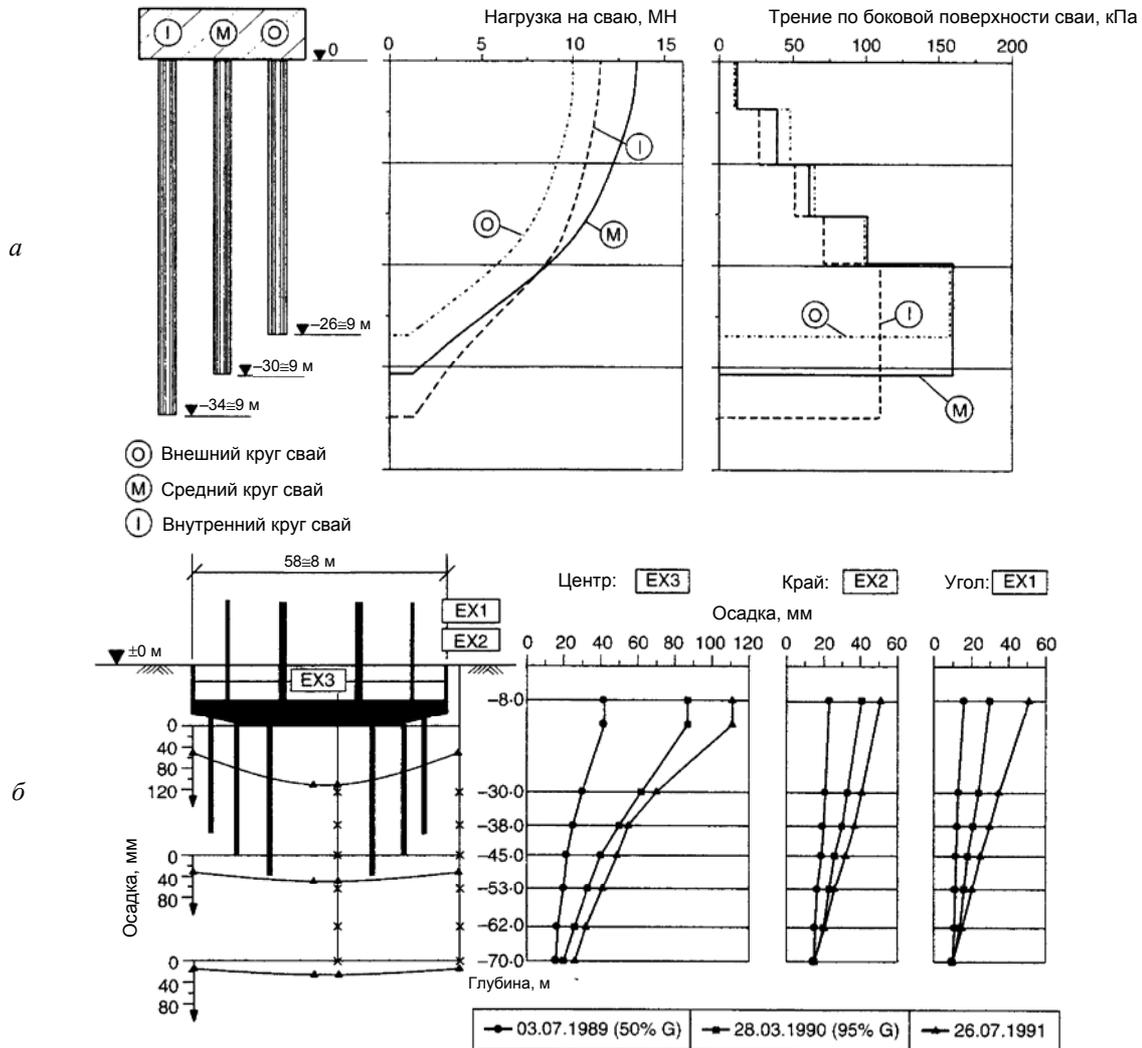


Рис. 19. Наблюдение за КПСФ здания Мессетурм: а – распределение нагрузки и трение по боковой поверхности сваи; б – изменение осадки с увеличением глубины

установленными на головах свай, и датчиками деформации, которые располагались вдоль всего ствола сваи. Под плитой поместили 13 датчиков давления грунта и 10 датчиков для измерения давления поровой воды, а на глубине 70 м установили 3 экстензометра.

На основании показателей этих датчиков можно вычислить коэффициент КПСФ $\alpha_{\text{кпсф}}$, величина которого равна 0,55. После завершения строительства каркаса здания средняя величина эффективного давления под плитой, измеренная с помощью датчиков

давления грунта, составила примерно 160 кН/м^2 . Бурунабивные сваи передают нагрузку на грунт прежде всего посредством трения по боковой поверхности (рис. 19, а). В верхней части сваи, до 15 м ниже основания плиты, трение по боковой поверхности незначительно – $25 \dots 70 \text{ кН/м}^2$. На нижних частях внутренних свай величина трения по боковой поверхности доходит до 110 кН/м^2 , в то время как для свай среднего и внешнего круга она составляет 160 кН/м^2 . Для сравнения: величина трения по боковой поверхности для внутренних свай Мессе-Торхауса

была гораздо меньше. Подобное распределение значений трения по боковой поверхности свидетельствует о том, что взаимодействие между сваями и плитой влияет на несущую способность свай как части КПСФ.

Распределение осадок с увеличением глубины для здания Мессетурм определялось при помощи экстензометров, расположенных в угловой части (EX1), на краю (EX2) и в центре плиты (EX3). Экстензометры EX1 и EX2 показывали достаточно равномерные вертикальные деформации грунта вдоль всего ствола сваи, а показания прибора EX3 свидетельствовали о довольно резком уменьшении деформации при увеличении глубины.

Результаты, полученные в процессе полевых измерений, показывают, что несущая способность КПСФ здания Мессетурма значительно улучшилась по сравнению с подобной величиной для здания Мессе-Торхауза. Однако первоначальное предположение о том, что величина несущей способности свай достигнет своего предельного значения при осадках от рабочей нагрузки и поэтому дополнительная нагрузка будет передаваться на плиту, на практике не подтвердилась. В ходе измерений нагрузок на сваи выяснилось, что фактическая величина трения по боковой поверхности превышает подобное значение, вычисленное для отдельной сваи.

3. СВАЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ БАШНИ КОММЕРЦБАНКА

Сегодня 300-метровая башня Коммерцбанка – самое высокое офисное здание в Европе. Общая нагрузка от здания составляет 1770 МН. Необходимо было максимально уменьшить величину осадки нового сооружения, поскольку оно находилось в непосредственной близости (1,5 м) от существующего здания того же банка, кроме того, в процессе строительства применялись сборные стальные конструкции. Поэтому уменьшение осадок являлось основной задачей в ходе работы над проектом. Также необходимо было избежать осадок и отклонений уже существующего 103-метрового сооружения, построенного на фундаменте мелкого зало-

жения, на плите, расположенной в слое франкфуртской глины.

Как уже говорилось, площадка строительства сложена третичными грунтами. Граница между франкфуртской глиной и франкфуртским известняком находится на 39...40 м ниже уровня поверхности. По физическим характеристикам франкфуртский известняк является более прочной и жесткой породой, его толщина достигает 120 м ниже уровня поверхности.

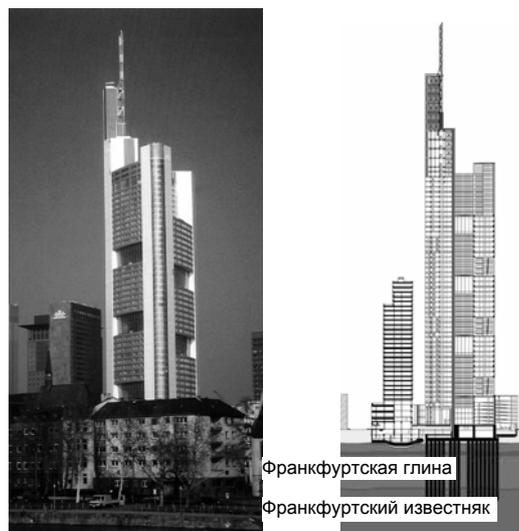


Рис. 20. Башня Коммерцбанка

Башня построена на 111 сваях, которые должны были передавать почти всю нагрузку от здания на слой франкфуртского известняка (рис. 21). Из-за длины обсадных труб и возникновения напряжений при кручении использовались телескопические сваи, в верхней части ствола их диаметр составлял 1,8 м, а в нижней – 1,5 м, длина свай варьировалась от 37,6 до 45,6 м. Сваи заделывались в слой франкфуртского известняка примерно на 8,8 м. Для гомогенизации пещеристого франкфуртского известняка проводилось инъецирование стволов и оснований свай.

Для оптимизации свайного фундамента применялся расчетный метод конечных трехмерных элементов с использованием упруго-пластической модели (рис. 22).

В ходе выполнения проекта постоянно проводились геотехнические и геодезиче-

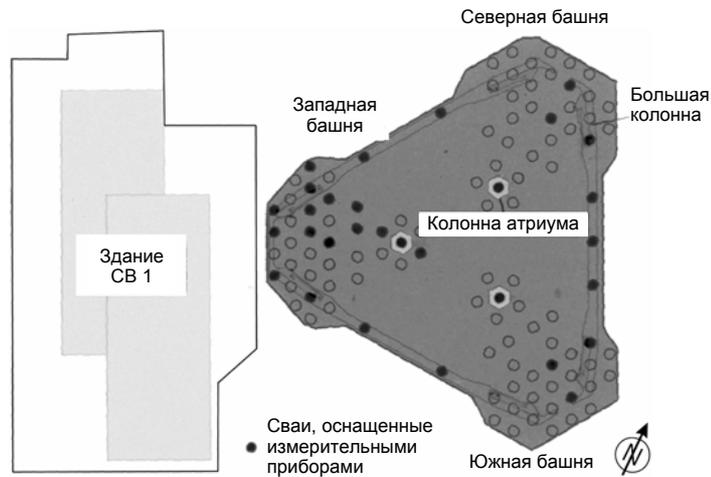


Рис. 21. Горизонтальная проекция нового и существующего зданий (показаны сваи, оснащенные измерительными приборами)

ские наблюдения за распределением нагрузки от башни между плитой и сваями, внутри группы свай, между сваями и грунтом, и определялась степень деформации фундамента. Для наблюдения за распределением нагрузки вдоль стволов 30 свай были установлены 300 датчиков деформации.

На рис. 23 показано, что от успешной реализации проекта зависела величина осадок нового здания и соседних конструкций. Таким образом, основная задача по уменьшению осадок здания была выполнена.

Сравнение несущей способности свай КПСФ здания Мессетурм и свайного фундамента Коммерцбанка показывает ряд отличий (рис. 24). Сваи КПСФ через касательное напряжение передают нагрузку от здания на слой франкфуртской глины, а сваи свайного фундамента передают большую часть нагрузки на секции фундамента, расположенные во франкфуртском известняке, что в основном также происходит посредством трения по боковой поверхности.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Реализация концепции КПСФ и опыт строительства КПСФ для высотных зданий Франкфурта свидетельствуют о том, что использование КПСФ способствует значительному уменьшению осадок сооружений

(на 50% по сравнению с плитными фундаментами).

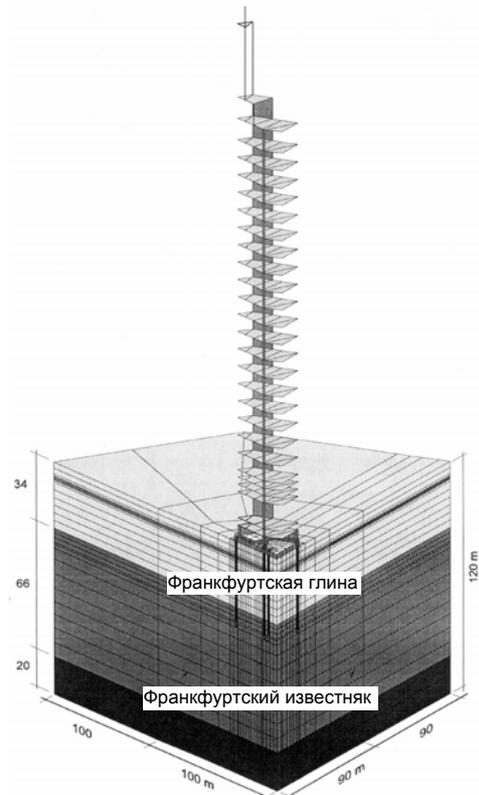


Рис. 22. Трехмерное изображение конечных элементов

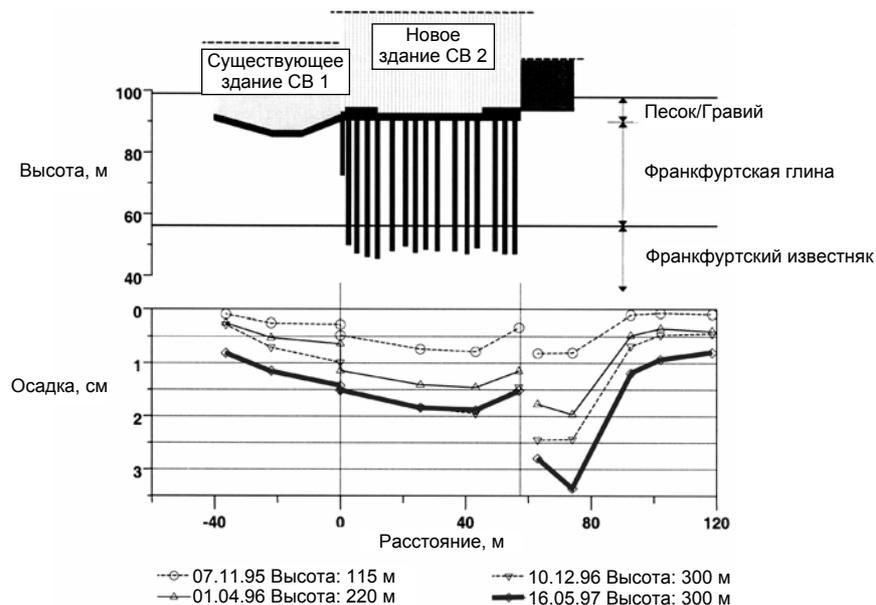


Рис. 23. Измеренные осадки

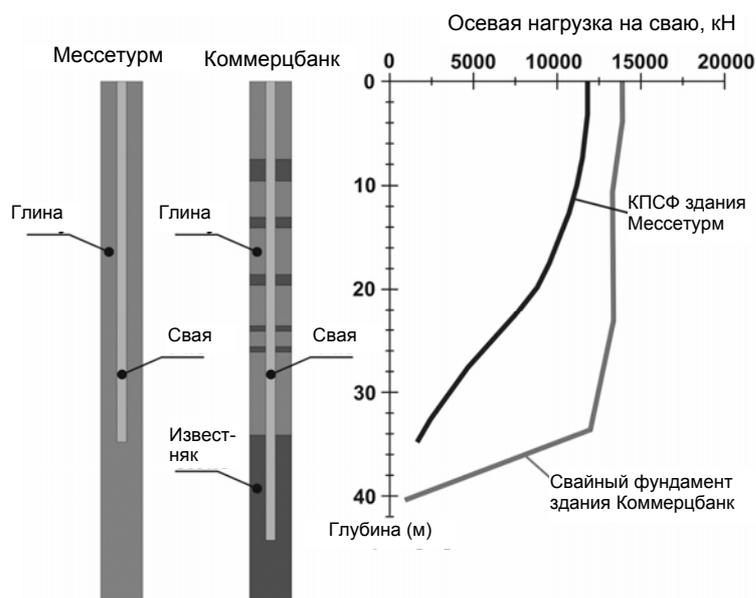


Рис. 24. Сравнение несущей способности свай

В процессе проектирования КПСФ используется метод конечных элементов. Поэтому для гарантии физической и экономической надежности здания необходимо тесное сотрудничество геотехников и инженеров-строителей [9]. Следовательно, важ-

ной частью проектирования является геотехнический мониторинг и оценка нового сооружения. Благодаря применению КПСФ удалось снизить затраты на сваи (на 50% по сравнению с обычными свайными фундаментами). Кроме того, при реализации

данного подхода не наносится ущерб окружающей среде.

Список литературы

1. *Cooke R. W.* Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy. *Géotechnique* 36. 1986. No. 2, 169–203.
2. *Conte G., Mandolini A., Randolph M.F.* Centrifuge modelling to investigate the performance of piled rafts, *Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP IV)*, Van Impe (ed.), Millpress Rotterdam. 2003. 359–366.
3. *Dunnicliff J.* Geotechnical instrumentation for monitoring field performance, J. Wiley & Sons, USA. 1988.
4. *Ennigkeit A.* Energiepfahlanlagen mit Saisonalem Thermospeicher, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 60. 2002.
5. *Hanisch J., Henning R., Jasch E., Klauke E.W.* Entwurf der KPP-Richtlinie, *Bauingenieur*, Band 75, Heft 9, September 2000, A9–A18.
6. *Hanisch J., Katzenbach R., König G.* “Kombinierte Pfahl-Plattengründungen”, Berlin: Ernst & Sohn. 2002. ISBN 3–433–01606–2
7. *Horikoshi K. & Randolph M. F.* A contribution to optimal design of piled rafts, *Géotechnique* 48. 1998. No. 3, 301–317.
8. *Katzenbach R., Arslan U., Gutwald J.* A numerical study on pile foundation of the 300 m high Commerzbank Tower in Frankfurt am Main. *Numerical Methods in Geomechanics*. September 1994, Manchester.
9. *Katzenbach R., Schmitt A., Turek J.* Cooperation Between the Geotechnical and Structural Engineers – Experience from Projects in Frankfurt, COST Action C7, Soil – Structure interaction in urban civil engineering, Proceedings of the Workshop in Thessaloniki, 1./2. Oct. 1999, EUR 19206.
10. *Katzenbach R., Arslan U., Moormann Chr.* Piled raft foundation projects in Germany, *Design Applications of Raft Foundations*, Ed. by J. A. Hemsley, Thomas Telford Ltd. 2000. 323–391.
11. *Katzenbach R., Hoffmann H., Vogler M., Moormann C.* Costoptimized Foundation Systems of High-Rise Structures, based on the Results of Actual Geotechnical Research, Int. Conf. on trends in tall buildings, Sept. 2001 Frankfurt on Main, (ed. König, Graubner), 421–443.
12. *Katzenbach R., Moormann C.* Recommendations for the design and construction of piled rafts, Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Volume 2, XVth ICSMGE, Istanbul. 2001.
13. *Katzenbach R., Moormann C.* Instrumentation and monitoring of combined piled rafts (CPRF): State-of-the-art report, 6th Field Measurements in GeoMechanics (FMGM 2003 Symposium, Sept. 2003, Oslo.
14. *Katzenbach R., Schmitt A., Turek J.* Three dimensional modelling and simulation of Combined Pile- Raft Foundations for high-rise structures, The Ninth International Conference on Computing in Civil Engineering, April 3–5, 2002, Taipei, Taiwan.
15. *Katzenbach R., Schmitt A., Turek J.* Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations, *Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Special Issue on Computing in Civil and Building Engineering, (submitted for review). 2003.
16. *Peck R. B.* Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique* 19, No. 2. 1969. 171–187.
17. *Poulos H. G., Small J. C., Ta L. D., Simha J., Chen L.* Comparison of some methods for analysing of piled rafts, Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, 2: 1119–1124. Rotterdam: Balkema. 1997.
18. *Poulos H. G.* Piled-raft foundation: design and applications, *Géotechnique* 51. 2001. No. 2, 95–113.
19. *Randolph M. F.* Design of piled raft foundations, Proceedings of the international symposium on recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems, Bangkok. 1983. pp. 525–527.
20. *Randolph M. F., Clancy P.* Efficient design of piled rafts, *Proc. Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent. 1993. 119–130.
21. *Reul O.* In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 53. 2000.
22. *Russo G., Viggiani C.* Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts, International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, 8./9. October, Darmstadt Geotechnics. 1998. No. 4
23. *Schmitt A., Katzenbach R.* Particle based modeling of CFA and soil displacement piles. Deep

Foundations on Bored and Auger Piles (BAP IV), Van Impe (ed.), Millpress Rotterdam. [2003]. 217–224.

24. *Schmitt A., Turek J., Katzenbach R.* Application of geotechnical measurements for foundations of high rise structures. 2nd World Engineering Congress (WEC), 22–25. July 2002, Sarawak, Malaysia, 40–46.

25. *Turek J., Katzenbach R.* New exhibition hall 2 in Frankfurt – Case history of a combined pile-raft Foundation subjected to horizontal load. Proc. Fifth Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, NY, April 13–17, (this conference). 2004.