СТАБИЛИЗАЦИЯ ПИЗАНСКОЙ БАШНИ

Дж. Б. БУРЛАНД *– профессор Королевского колледжа естественных наук, технологий и медицины, г. Лондон, Великобритания.*
М. ЯМИОЛКОВСКИЙ *– профессор Политехнического университета, г. Турин, Италия.*
К. ВИДЖИАНИ *– профессор Университета им. Federico II, г. Неаполь, Италия.*

Под Пизанской башней залегают слабые, легко сжимаемые грунты, и ее наклон увеличивался с течением лет, приближаясь к состоянию нестабильности. Применение обычных геотехнических мер: усиления фундамента, цементирования и т.п. – было связано с высокой степенью риска. Международная конвенция по сохранению ценных исторических зданий и строений требует сводить к минимуму любое вмешательство.
Международный комитет, учрежденный в 1990 г. правительством Италии, утвердил контролируемую выемку малых объемов грунта из-под северной части фундамента башни в целях ее стабилизации. В данной работе приводятся анализ и результаты экспериментов, проведенных для оценки адекватности такой процедуры. Поскольку все результаты были признаны удовлетворительными, подработка была проведена в 1999–2001 гг.

1. ВВЕДЕНИЕ

Поперечное сечение падающей Пизанской башни приведено на рис. 1. Она достигает 60 м в высоту; диаметр фундамента составляет 19,6 м; вес башни – 141,8 МН. В начале 1990-х гг. наклон фундамента к югу составлял 5½° от вертикали и увеличивался на 6…8 секунд в год. Среднее отклонение оси башни по вертикали несколько меньше благодаря небольшой коррективной кривизне, возникшей в результате поправки, принятой во время укладки кирпичей, когда крен башни уже присутствовал. Седьмой карниз выступает за первый примерно на 4,1 м.

В пространстве стены между внутренней и внешней поверхностями, облицованными мрамором и заполненными щебнем на растворе, в котором были обнаружены многочисленные пустоты, расположена винтовая лестница.

На рис. 1 видно, что большой оконный проем на южной части расположен примерно над первым карнизом, где сечение кирпичной кладки уменьшается. Большое напряжение в этом месте вызывало серьезные опасения, так как могло стать причиной внезапного обрушения кирпичной кладки.

Грунтовое основание под башней (рис. 2) делится на три четких горизонта. Горизонт А мощностью примерно 10 м состоит в основном из эстуариевых осадочных пород, сформированных в приливных условиях, чем объясняется присутствие различных супесей и суглинков. Под первым горизонтом находится двухметровый слой мелкого песка средней плотности. Пробы грунта и испытания пьезоконусом показывают, что под южной частью башни грунт более илистый и глинистый, чем под северной, а слой песка в этом месте тоньше. Считается, что это и стало причиной крена башни к югу.

Горизонт В состоит в основном из морской глины, простирающейся на глубину приблизительно 40 м. Он подразделяется на 4 слоя. Верхний слой – мягкая текучая глина, называемая *панконэ* (Pancone). Под ним находится промежуточный слой более плотной глины, еще ниже – слой песка. Нижний слой второго горизонта составляет нормально уплотненная глина, называемая нижней

© J.B. Burland, M. Jamiolkowski, C. Viggiani, 2003

глиной. В месте расположения башни второй горизонт не имеет разностей мощности.

Горизонт С состоит из плотного песка (нижний песок), простирающегося на значительную глубину.

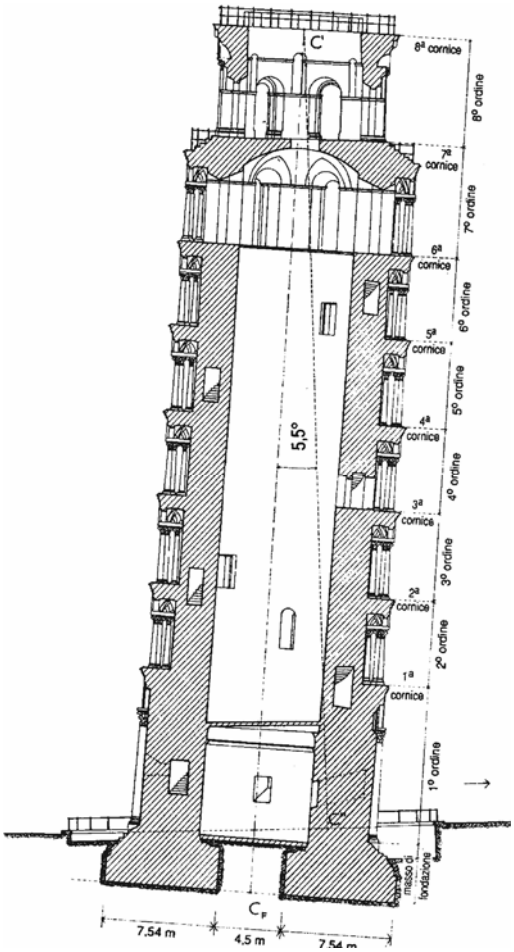


Рис. 1. Поперечное сечение Пизанской башни

Зеркало грунтовых вод в первом горизонте находится на уровне 1…2 м ниже дневной поверхности. В результате откачки воды из нижнего слоя песка из первого горизонта стала просачиваться вода, давление поровой воды чуть ниже гидростатического.

Многочисленные пробные скважины под башней и вокруг нее показали, что на поверхности глины под башней *имеется* впадина. Отсюда можно сделать вывод о том, что средние осадки памятника составляют примерно 3 м. Более полные данные о башне и грунтах основания, включая большой список литературы, можно найти в [1].

Работы по строительству башни начались в 1173 г. (рис. 3). К 1178 г., когда работы были прерваны, она была достроена до половины 4-го уровня. Причины остановки работ нам не известны, но если бы они продолжались, произошла бы полная недренированная потеря несущей способности фундамента. Строительство возобновилось в 127 г., к этому времени прочность грунта возросла в силу его консолидации под весом строения. Примерно к 1278 г. строительство дошло до 7-го карниза, но работы опять были остановлены. И снова нет сомнений в том, что не случись этого, башня обрушилась бы. В 1360 г. начались работы на колокольне, которые завершились примерно в 1370 г., два века спустя с начала строительства. Известно, что к моменту начала строительства колокольни у башни уже был наклон к югу, так как колокольня заметно более вертикальна, чем остальная часть строения. И действительно, с северной стороны с седьмого карниза до колокольни ведут 4 ступени, тогда как с южной части – 6 (рис. 4).

Еще одна важная подробность истории строительства башни: в 1838 г. вокруг ее основания была построена пешеходная галерея – катино, чтобы открыть для обозрения цоколи колонн и ступени фундамента, как было первоначально задумано. В результате этой операции поток воды хлынул в южную часть, так как в этом месте земляные работы проходили ниже уровня крыши грунтовых вод.

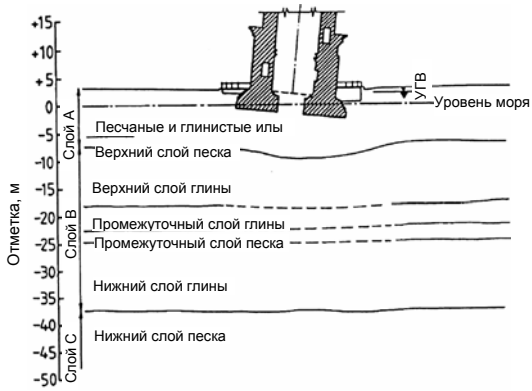


Рис. 2. Грунты основания под Пизанской башней

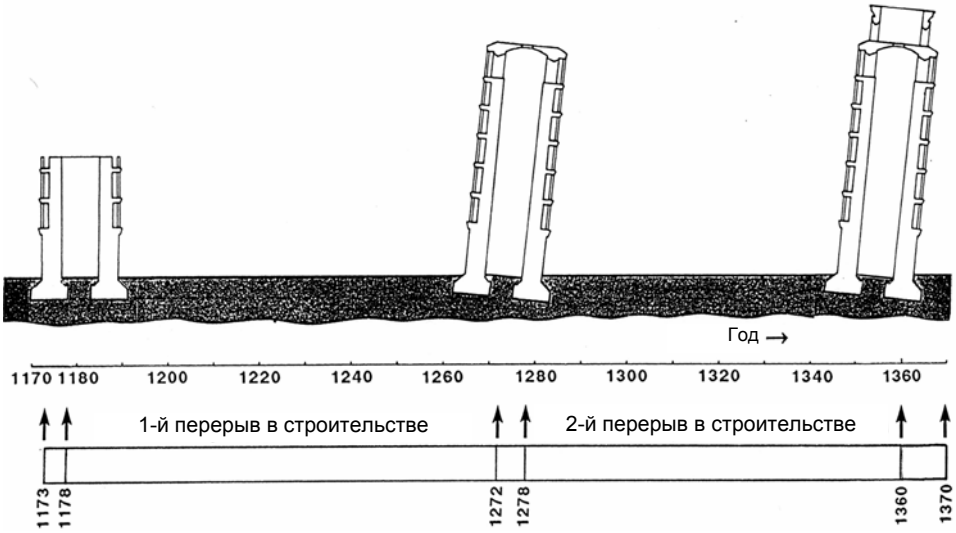


Рис. 3. История строительства

Историю крена башни довольно точно можно проследить по подгонкам кирпичной кладки, сделанным во время строительства, и по формам оси башни (рис. 5). Основываясь на этой форме и гипотезе о том, как кирпичная кладка корректировала возрастающий крен башни, можно сделать вывод об истории наклона ее фундамента (рис. 6). Во время первой фазы строительства до уровня 3-го карниза (с 1173 по 1178 г.) башня имела слабый наклон к северу. Во время столетнего перерыва в строительстве северный наклон увеличился до 0,2°. При возобновлении работ в 1272 г. башня получила крен в сторону юга, и этот процесс ускорился примерно в 1278 г., когда дошли до 7-го карниза. Когда работы были опять остановлены, крен к югу составлял уже примерно 0,6°. В течение следующих 90 лет наклон увеличился примерно до 1,6°. После завершения строительства колокольни в 1370 г. крен башни значительно увеличился. В 1817 г., когда Крези и Тэйлор произвели первые задокументированные измерения при помощи отвеса, наклон башни равнялся приблизительно 4,9°. Вероятно, земляные работы при устройстве пешеходной галереи обозрения в 1834 г. вызвали увеличение наклона башни примерно на 0,5°. К началу 1990 г. наклон фундамента составлял 5,5°.

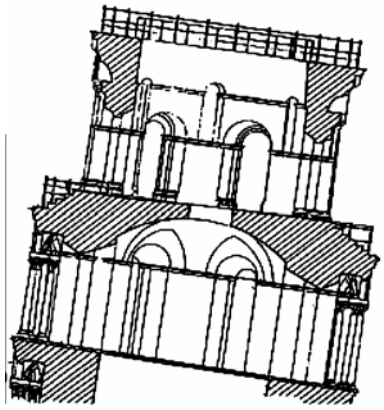


Рис. 4. Деталь колокольни

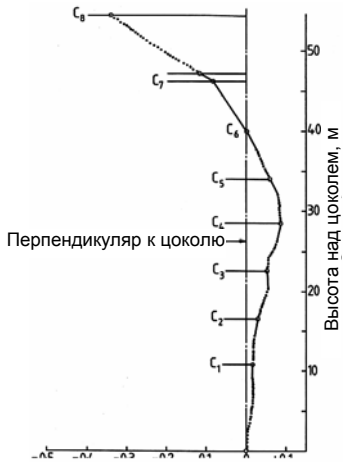


Рис. 5. Форма оси башни

В 1990 г. итальянское правительство поручило международному комитету сохранить и стабилизировать Пизанскую башню. В комитет входили специалисты по истории искусств, реставрации и материалам; инженеры-строители и геотехники. В данной работе представлены физические и численные модели, разработанные комитетом при выяснении стабильности башни и выборе окончательных мер по ее стабилизации. Также приведены результаты, полученные после принятия этих мер.

2. НАКЛОННАЯ НЕСТАБИЛЬНОСТЬ

Комитет детально изучил историю возникновения и развития наклона башни, в особенности подвижки, имевшие место в XIX в. За ними наблюдали при помощи всесторонней системы мониторинга, установленной на башне в начале XX в. и постоянно обновляемой. Поведение башни (см. рис. 6) показывает, что она находится под действием линейной нестабильности, феномена, зависящего скорее от жесткости грунта, чем от его прочности. (Gorbunov-Possadov & Serebriany, 1961, Habib & Puyo, 1970, Schultze, 1973, Hambly, 1985, Lancellotta, 1993, Desideri & Viggiani, 1994, Desideri *et al.*, 1997, Potts & Burland, 2000, Jamiolkowski *et al.* 2000).

Рис. 6. История наклона

Для демонстрации линейной нестабильности можно использовать простую схематическую модель с обратным маятником. Это жесткий вертикальный шест длиной h (рис. 7), масса W сконцентрирована наверху; основание шеста прикреплено к ограничителю, реагирующему на вращение α с удерживающим моментом $M_s = M_s(\alpha)$. С другой стороны, вращение α создает опрокидывающий момент $M_o = W h \sin\alpha$.

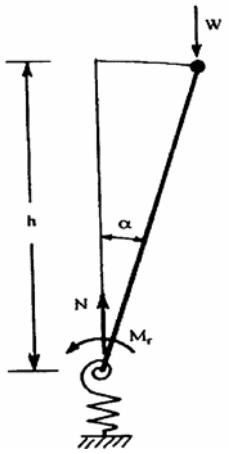


Рис. 7. Обратный маятник

В вертикальном положении ($\alpha = 0$) система находится в равновесии. Представим, что произошло вращение α. Если $M_s > M_o$, равновесие стабильно; система возвращается в вертикальное положение. Если $M_s < M_o$, равновесие нестабильно, система разрушается. Если $M_s = M_o$, равновесие нейтрально; система остается в смещенном положении. Стабильность равновесия может быть охарактеризована коэффициентом безопасности $FS = M_s/M_o$.

3. ПРОСТЫЕ ЛИНЕЙНЫЕ МОДЕЛИ

При моделировании башни как обратного маятника ограничение, налагаемое фундаментом, можно оценить, если представить фундамент в форме круглого диска (диаметром D), покоящегося на линейно-упругой среде. Это может быть или упругое (винклерово) основание жесткостью k, или упругое полупространство с константой E, ν (Desideri & Viggiani, 1994; Desideri *et al.*, 1997). Обозначив W вертикальную нагрузку и M_o=We крутящий момент (e = эксцентриситет нагрузки), а осадку ρ, и вращение фундамента α, можно показать, что

$$\begin{Bmatrix} \rho \\ \alpha \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{1}{k_\rho} & 0 \\ 0 & \frac{1}{k_\alpha} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} W \\ M_o \end{Bmatrix}$$

Уравнение указывает на отсутствие взаимосвязи между осадкой и вращением. Жесткость винклеровского основания выразится следующим образом:

$$k_\rho = \frac{\pi D^2}{4} k = Ak; \quad k_\alpha = \frac{\pi D^4}{64} k = Jk,$$

где A и J – соответственно площадь и момент инерции круглого основания.

Выражения для упругого полупространства следующие:

$$k_\rho = \frac{ED}{1-\upsilon^2}; \quad k_\alpha = \frac{ED^3}{6(1-\upsilon^2)}.$$

В этой простой линейной упругой модели стабильность равновесия является внутренним свойством системы грунт – памятник. Например, для упругого полупространства

$$FS = \frac{M_s}{M_o} = \frac{k_\alpha \alpha}{Wh sin\alpha} \approx \frac{k_\alpha}{Wh} = \frac{E}{6(1-\upsilon^2)} \frac{D^3}{Wh},$$

если принять, что $\alpha \approx \sin\alpha$.

Для винклеровского основания

$$FS = \frac{\pi D^4}{64} \frac{k}{Wh}$$

В случае Пизанской башни вычислить величину FS можно, зная осадку башни, которая составляет около 3 м. Это дает значения k = = 0,157 МН/м^3; $E/(1-\nu^2)$ = 2,85 МН/м^2. Соответственно, FS = 0,36 для Винклеровского основания и FS = 1,12 для упругого полупространства. Можно сделать вывод, что линейное винклеровское основание меньше подходит для моделирования башни, чем упругое полупространство. В любом случае даже самые простые линейные упругие модели приводят к важному практическому выводу: башня находится в состоянии, близком к нейтральному равновесию. На протяжении почти всего XX в. наклон баши постепенно увеличивался, но эти изменения были чрезвычайно малы по сравнению с теми, которые произошли во время и сразу после строительства. Коэффициент наклона башни в 1990 г. составлял 6 аркс в год. Считается, что причиной продолжающегося движения стало явление храпового эффекта, спровоцированное колебанием кровли грунтовых вод в горизонте A (см. рис. 2); это возможно, главным образом, в состоянии нейтрального равновесия. Отметим, что состояние нейтрального равновесия возможно, только если система является линейной; если она нелинейная, то нейтральное равновесие является переходной стадией к обрушению. Конечно, ползучесть тоже оказывает свое влияние на процесс.

4. НЕЛИНЕЙНОСТЬ

Отношение между M_s и α может быть линеаризовано за короткий интервал времени, но оно, безусловно, нелинейно и асимптотически приближается к крайнему значению M_s. В случае, подобном случаю с Пизанской башней, т. е. на границе неустойчивости, обязательно проводится анализ нелинейности, для чего необходимо знать отношение $M_s = M_s(\alpha)$.

Эдмондс (Edmonds, 1993) произвел ряд маломасштабных физических опытов на модели башни, стоящей на слое мелкого песка. Центрифуговое моделирование башни и грунтов основания было выполнено ISMES; Пепе (Pepe, 1995) опубликовал и прокомментировал полученные результаты. Они позволили лучше понять механизмы неустойчивости и подтвердили упругопластический характер ограничения, оказываемого фундаментом и грунтом основания на движение башни.

Поведение башни и грунта в ее основании было проанализировано методом конечных элементов при использовании геотехнической компьютерной программы ICFEP, разработанной в Королевском колледже (Potts & Gens, 1984). Основная модель базируется на концепции аварийного состояния. Полная двусторонняя консолидация задается таким образом, что учитывается временной эффект, связанный с дренированием поровой воды в скелете грунта.

Основной задачей анализа была попытка лучше понять механизмы контроля за поведением башни (Burland & Potts, 1994). Для

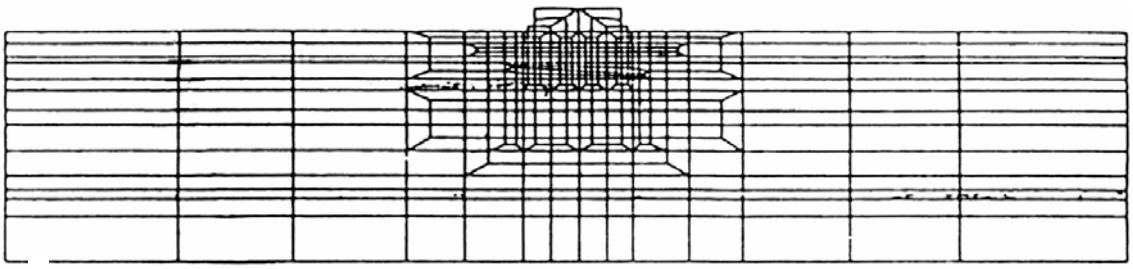
большей части работы использовался подход плоской деформации, позже стали применять и трехмерный анализ для исследования определенных детальных свойств.

Деление сетки конечных элементов соответствует слоям грунтов основания, определенным в ходе исследований. На рис. 8, *а* показана принятая сетка, а на рис. 8, *b* –деталь этой сетки в непосредственной близости от фундамента. Считается, что в элювиальном горизонте грунт не имеет разности мощностей; однако. в сетку был добавлен клиновидный слой более сжатого материала в уровне А1 (на рис. 8, *b* это показано штриховкой). Это слегка более сжатое место представляет более глинистый материал, обнаруженный под южной частью основания; в принятых в механике терминах этот более сжатый клиновидный слой может рассматриваться как «дефект». Крутящий момент, генерируемый поперечным движением центра гравитации башни, был внедрен в модель как функция наклона фундамента (см. рис. 8, *b*).

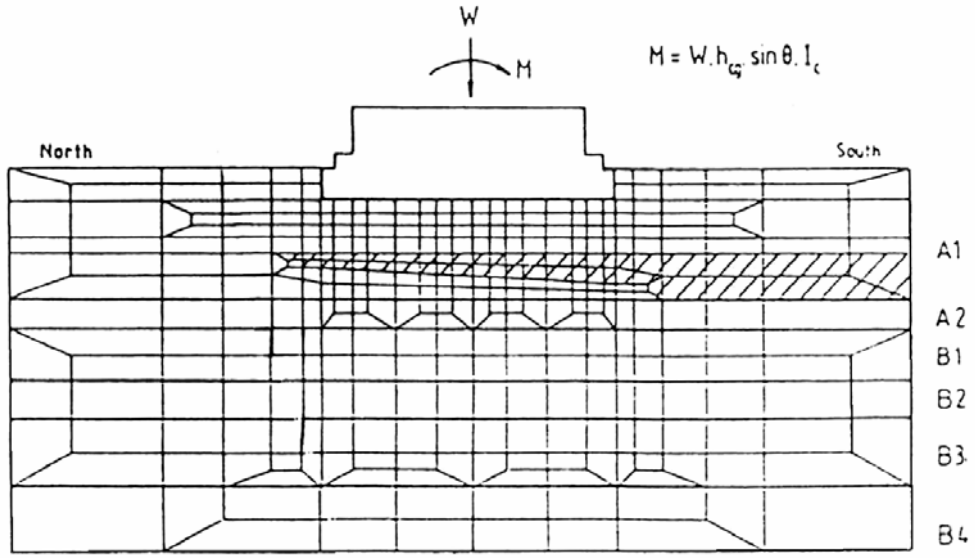
История строительства башни была смоделирована ступенчатым увеличением нагрузки на фундамент с соответствующими временными интервалами. Устройство обзорной галереи в 1838 г. также было смоделировано в ходе анализа. Калибровка модели осуществлялась путем регулирования зависимости между крутящим моментом, который создается при смещении центра тяжести, и наклоном фундамента. Было выполнено несколько серий с успешной калибровкой, пока не было достигнуто соответствие между реальным и предполагаемым значениями наклона башни на сегодняшний день.

На рис. 9, *а* приведен график предполагаемых изменений наклона башни с течением времени в сравнении с выведенными историческими величинами. Те же данные графически представлены в другой форме на рис. 9, *b*.

Начиная примерно с 1272 г. отмечается удивительное соответствие между смоделиро-



а



б

Рис. 8. Модель конечных элементов: *а* – общая сетка; *б* – деталь сетки поблизости от фундамента башни

ванным и историческим наклоном башни. Отметим, что устройство обзорной галереи в 1838 г. привело к спрогнозированному вращению примерно на 0,75°. Конечный наклон смоделированной башни составил 5,44°, что немного меньше значения 1993 г., составившего 5,5°. Было обнаружено, что дальнейший рост конечного наклона приводил к неустойчивости: четкое указание на то, что башня близка к обрушению.

Анализ показал, что наклон башни вызван нестабильной осадкой, произошедшей из-за высокой сжимаемости глины *панконэ*. Основное воздействие слоя более сжатого грунта под южной частью фундамента отразилось в направлении наклона башни, а не в его величине. Основное ограничение моделирования состояло в том, что в нем не учитывалась ползучесть. И тем не менее моделирование позволило лучше понять основные механизмы поведения, а позже оказалось незаменимым при оценке мер по стабилизации.

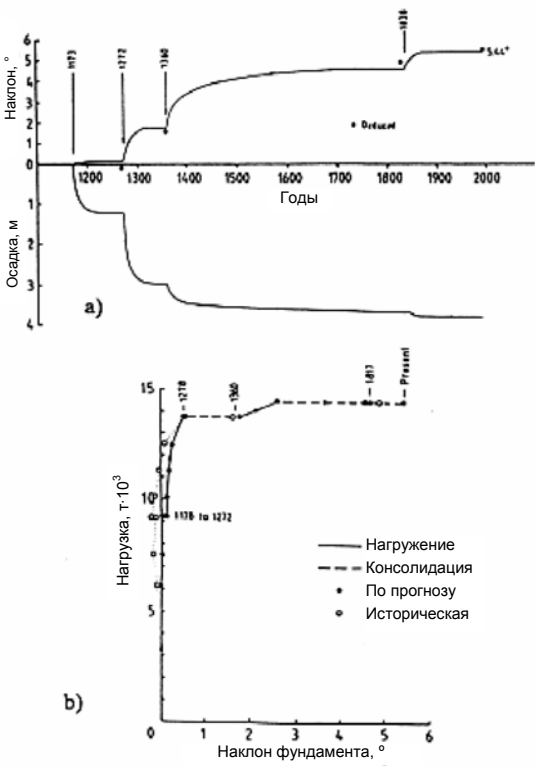


Рис. 9. Результаты моделирования строительства башни по конечным элементам

5. МЕРЫ ПО СТАБИЛИЗАЦИИ

Если принять упругопластическую модель, то отношение между нагрузками и смещением должно быть записано в форме приращений (Desideri *et al,* 1997):

$$\begin{Bmatrix} \partial\rho \\ \partial\alpha \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \dfrac{1}{k_\rho} & \dfrac{1}{k_{\rho\alpha}} \\ \dfrac{1}{k_{\alpha\rho}} & \dfrac{1}{k_\alpha} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \partial W \\ \partial M \end{Bmatrix}.$$

Существует взаимодействие между осадкой и вращением; увеличение смещения зависит от 3 нагрузок: дополнительной, существующей и исторической. Отсюда следует, что запас прочности зависит от современного состояния напряжения и исторического напряжения и уменьшается с увеличением наклона.

Действительно, центрифуговые эксперименты (Cheney *et al*., 1991) показали взаимосвязь между осадкой и вращением, нелинейностью и упрочняющимся пластическим телом (рис. 10). Можно заметить, что при уменьшении наклона сильно увеличивается жесткость системы фундамент – грунт основания. На этом основании была выдвинута гипотеза о том, что уменьшение крена башни приводит к увеличению M_s и FS и может быть использовано для стабилизации башни. Таким стал основной подход комитета к вопросу стабилизации Пизанской башни; помимо всего

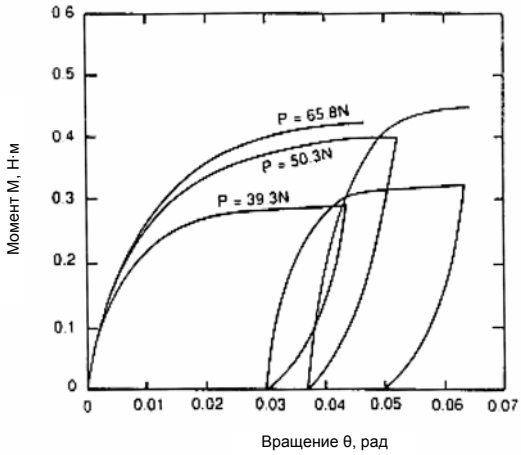


Рис. 10. Центрифуговые эксперименты Чени (Cheney et al., 1991)

прочего, такой метод потенциально позволял решить проблему максимально щадящим образом. В общем, можно даже сказать, что неустойчивость у башни «в крови».

Временные меры по предотвращению обрушения башни оказались важным экспериментальным подтверждением этого подхода. Комитет скоро осознал необходимость некоторых временных и полностью обратимых вмешательств для исключения возможности обрушения вследствие неравномерной осадки фундамента. Это также дало бы время для изучения и анализа окончательных мер по стабилизации. Согласно результатам наблюдений, на протяжении XX в. северная часть фундамента башни постоянно поднималась, поэтому было предложено использовать противовес в северной части в качестве временной меры. Был подготовлен проект, предлагающий использовать кольцо из предварительно-напряженного бетона, отлитое вокруг основания башни для поддержания нескольких свинцовых грузил. Грузила общим весом 6,9 МН были установлены на расстоянии, равном в среднем 6,3 м от оси фундамента. Работы были успешно осуществлены в мае 1993 г. и феврале 1994 г. 29 февраля 1994 г., через месяц после окончания установки противовесов, изменение северного наклона равнялось 33″; к концу июля оно увеличилось до 48″. 21 февраля 1994 г. средняя осадка башни относительно окружающих грунтов составила 2,5 мм (рис. 11).

Во время применения противовеса жесткость вращения башни составляла:

$$k_a = \frac{6{,}96\ \text{ÌÍ} \times 6{,}3\ \text{ì}}{48''} = 188423\ \text{ÌÍì}\ .$$

Запас прочности, таким образом, увеличился до

$$FS = \frac{k_a}{Wh} = \frac{188423}{141{,}8 \times 22{,}6} = 59\,,$$

где h = 22,6 м – высота центра тяжести башни.

Конечно, единственное значение подобных расчетов заключается в том, чтобы показать значительное улучшение стабилизации башни. После небольшого уменьшения наклона башня оставалась, в сущности, неподвижной в течение последующих трех лет, если не считать сезонных цикличных движений и небольших инцидентов в сентябре 1995 г.

6. ПОДРАБОТКА

6. 1. Исследования

Комитет изучал различные варианты уменьшения наклона башни:

- приложение нагрузки к северной части башни;
- вакуумное выкачивание глины *панконэ* из-под северной части башни;
- электроосмос;

Рис. 11. Поведение башни во время и после приложения свинцовых грузил

- удаление грунта из-под северной части фундамента (подработка).

Все эти решения были изучены при помощи физического и численного моделирования, а электроосмос и подработка были опробованы экспериментально. В конце концов комиссия остановилась на подработке.

После маломасштабных модельных испытаний, проведенных Эдмондсом (Edmonds, 1993), о которых упоминалось в разд. 3, были проведены дальнейшие испытания по подработке башни, находящейся на грани устойчивости.

Всего прошло 14 модельных испытаний по подработке с различными комбинациями расположения зондов и последовательности проникновения. Самыми важными из полученных данных являются следующие:

подработка может быть использована для контролируемого уменьшения крена модели. Было достигнуто уменьшение крена в 1°;

движение башни может направляться при помощи различных зондов, устроенных вокруг нее;

результаты являются воспроизводимыми, по крайней мере качественно;

существует критическая точка, расположенная в грунте под моделью башни, примерно в 10 мм к северу от ее центральной оси, выемка грунта выше которой ухудшает наклон, а подработка, проходящая ниже нее, приводит к уменьшению крена;

при отдельном повторяемом использовании зонда его значительное влияние на крен башни быстро прекращается.

Эти данные имеют качественное отношение к Пизанской башне.

Центрифуга также использовалась при оценке эффективности подработки как средства стабилизации башни. Процесс выемки грунта был смоделирован путем помещения (до начала эксперимента) в грунт за моделью башни гибких труб с проволокой, расположенной внутри. Как только модель башни приходила в равновесие при соответствующем наклоне под возросшей силой тяжести, из гибких труб вынимали нужное количество проволоки, пока модель находилась в движении, что приводило к имитации закрытия полостей, пробуренных для введения зондов. Результаты тестов подтвердили существование критической линии и показали, что выемка грунта к северу от этой линии всегда приводит к положительной реакции.

Метод конечных элементов использовался для моделирования выборки грунта из-под северной части фундамента. Обратим особое внимание на то, что сетка конечных элементов не была разработана с намерением смоделировать подработку; индивидуальные элементы довольно большие для представления мест выемки грунта. Основная задача моделирования заключалась в том, чтобы определить механизмы поведения, а не попытаться «иллюзорно» проделать точный анализ.

Выемка грунта была смоделирована путем постепенно возрастающего уменьшения объема любого выбранного элемента грунта, чтобы достичь заданного уменьшения объема этого элемента. На рис. 12 показана сетка конечных элементов вблизи северной части фундамента; элементы *6 – 12* использовались для проведения вмешательства и должны были представлять пробуренную наклонную скважину. Рассчитанные смещения башни показаны на рис. 12.

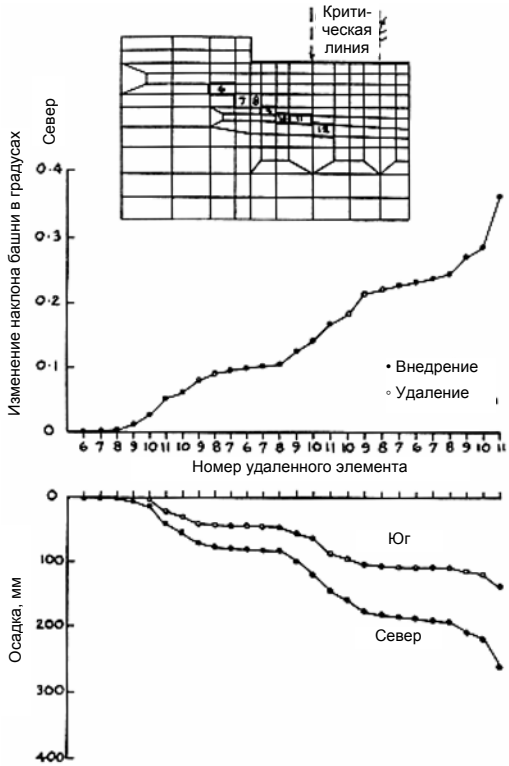


Рис. 12. Моделирование подработки по конечным элементам

Последовательность откопки элементов показана на горизонтальной оси (см. рис. 12); верхняя диаграмма демонстрирует изменение наклона башни после проведения подработки, нижняя диаграмма показывает осадку северной и южной сторон фундамента. После откопки элемента *12* наклон башни увеличился, подтверждая тот факт, что выемка грунта к югу от критической линии дает негативные результаты. В связи с этим исследования возобновились после откопки элемента *11*.

В ходе продолжения подработки от элемента *6* до элемента *11* увеличивались скорость изменения наклона к северу и осадки башни. После извлечения бура эта скорость уменьшалась. В конце первого цикла внедрения и извлечения бура наклон башни уменьшился на 0,1°. Осадка южной части более чем в 1,5 раза превышает осадку северной. Второй цикл работ принес такие же результаты, но изменение наклона было большим. После третьего внедрения бура вращение к северу составило 0,36°. Соответствующие осадки северной и южной сторон фундамента равнялись 260 и 140 мм соответственно.

Что касается распределения контактных напряжений, этот процесс привел к незначительному уменьшению напряжений под южной частью. Под северной частью имели место некоторые колебания контактных напряжений (как и ожидалось), но они были незначительными. В общем, распределение напряжений после извлечения бура было более ровным, чем после его внедрения.

Результаты численного и физического моделирования подработки были достаточно обнадеживающими, чтобы начать крупномасштабные испытания на этапе разработки полевого оборудования. Основными задачами испытаний стали:

разработка метода устройства скважин, не тревожащего окружающие грунты во время бурения;

определение времени, требующегося на закрытие скважины;

измерение изменений в контактных напряжениях и давлении поровой воды под пятой испытательного фундамента;

оценка эффективности данного метода в изменении наклона испытательного фундамента;

изучение методов «управления» испытательным фундаментом путем регулирования последовательности бурения;

- изучение эффектов времени в перерыве и после операции.

Для этой цели в Пизе к северу от Баптистерии был построен круглый железобетонный фундамент диаметром 7 м и со смещенной от центра нагрузкой (рис. 13). Оборудование было установлено в фундамент и в грунт основания для мониторинга осадок, вращения, контактного давления и давления поровой воды.

Рис. 13. Крупномасштабный эксперимент по подработке

Через несколько месяцев после того, как скорость нарастания осадок стабилизировалась на определенном уровне, началось извлечение грунта посредством наклонного бурения (рис. 14) при помощи полого непрерывного шнекового бура, находившегося внутри обсадной трубы, вращающейся в противоположную сторону.

Испытания прошли чрезвычайно успешно. Когда бур был извлечен и скважина сфор-

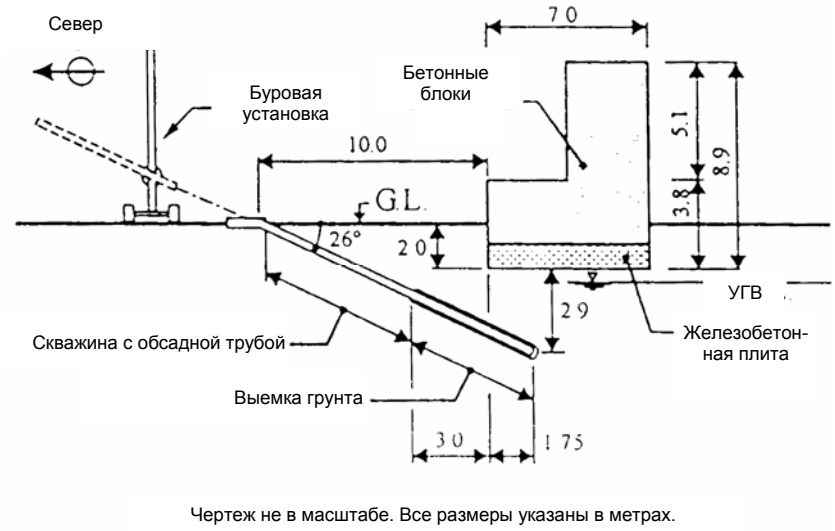


Рис. 14. Вертикальное сечение крупномасштабного эксперимента по подработке

мирована, зонд с измерительной аппаратурой, который располагался в полом буре, был оставлен на месте для наблюдения за закрытием скважины (рис. 15). Было установлено, что скважина, сформированная в материале первого горизонта, закрывалась равномерно и быстро. На рис. 16 приведены результаты измерений контактного напряжения на границе фундамента и грунта основания по оси север–юг до подработки (19.09.95) и после значительного вращения фундамента (01.12.95). Изменения напряжений под фундаментом были очень небольшими.

Опытный фундамент был успешно развернут примерно на 0,25°, и направление вращения было контролируемым даже в условиях неоднородных грунтов. Вращение в результате извлечения грунта было незамедлительным и заняло несколько часов. По завершении работ по подработке в феврале 1996 г. движение цокольной стены прекратилось, и последующие подвижки были незначительны (рис. 17). Очень важно то, что была разработана эффективная система коммуникации, принятия решений и их внедрения.

Не следует забывать и о том, что в начале испытаний чрезмерно активное бурение привело к извлечению грунта из избыточных скважин под фундаментом, что вызвало обратное движение. Таким образом, испытания подтвердили гипотезу о наличии критической линии.

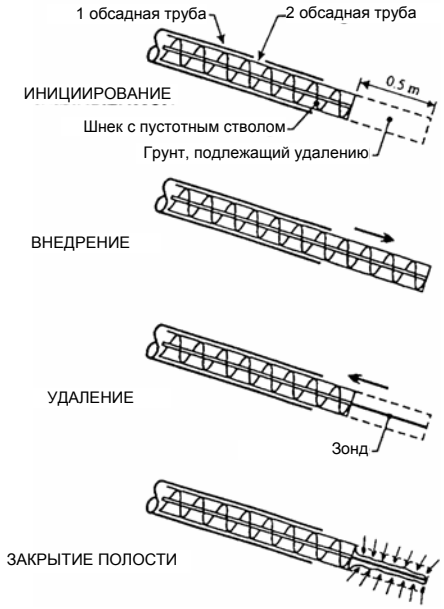


Рис. 15. Схема метода, выбранного для извлечения грунта

6. 2. Предварительная подработка грунта под башней

Результаты всех исследований по подработке были положительными, но комитет понимал, что поведение башни, подверженной наклонной неустойчивости, может оказаться иным. Поэтому было принято решение ограничиться сначала предварительной выемкой грунта из-под самой башни и проследить за ответной реакцией на ограниченное вмеша-

а

б

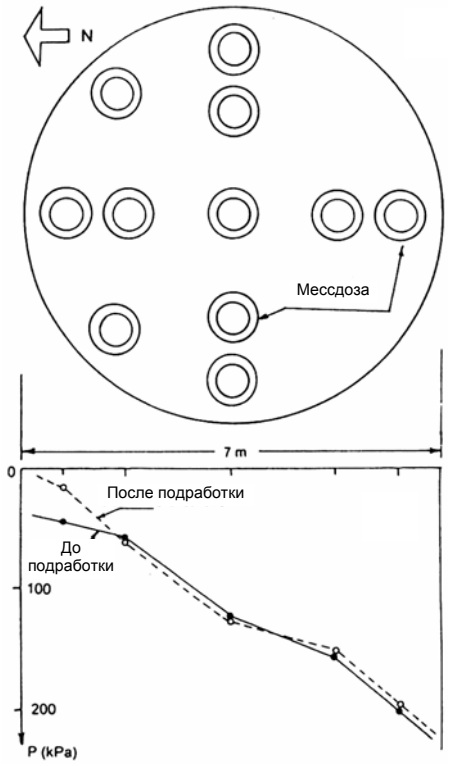


Рис. 16. Изменение контактных напряжений во время эксперимента по подработке

тельство. Было пробурено 12 скважин, заходящих под фундамент не больше чем на 1 м, для выемки грунта из первого горизонта в северной части фундамента башни (рис. 18, 19).

Целью предварительной подработки было значительное уменьшение наклона башни, чтобы проверить выполнимость подработки в качестве постоянной стабилизационной меры и отрегулировать методы выемки грунта и измерений.

Для предотвращения непредусмотренного обратного движения во время проведения работ по окончательной стабилизации памятника было решено соорудить защитную конструкцию. Выбранная модель состояла из двух горизонтальных стальных опор, присоединенных к башне на уровне третьего ордера, и двух стальных анкерных рам, расположенных за зданием оперного театра Примациале, находящимся к северу от башни. Схематичное изображение защитной конструкции приведено на рис. 20; она была установлена и соединена с башней в декабре 1998 г.

Каждая опора способна выдержать приложение силы максимум в 1500 кН при коэффициенте безопасности 2. Сила может быть приложена собственным весом конструкции или гидравлическим домкратом; за величиной прилагаемой нагрузки ведется постоянный мониторинг. Нагрузка на каждую из опор никогда не превышала 72 кН – величины, достаточной для того, чтобы удерживать опору на месте.

Эксперимент по подработке был осуществлен в период с февраля по июнь 1999 г.

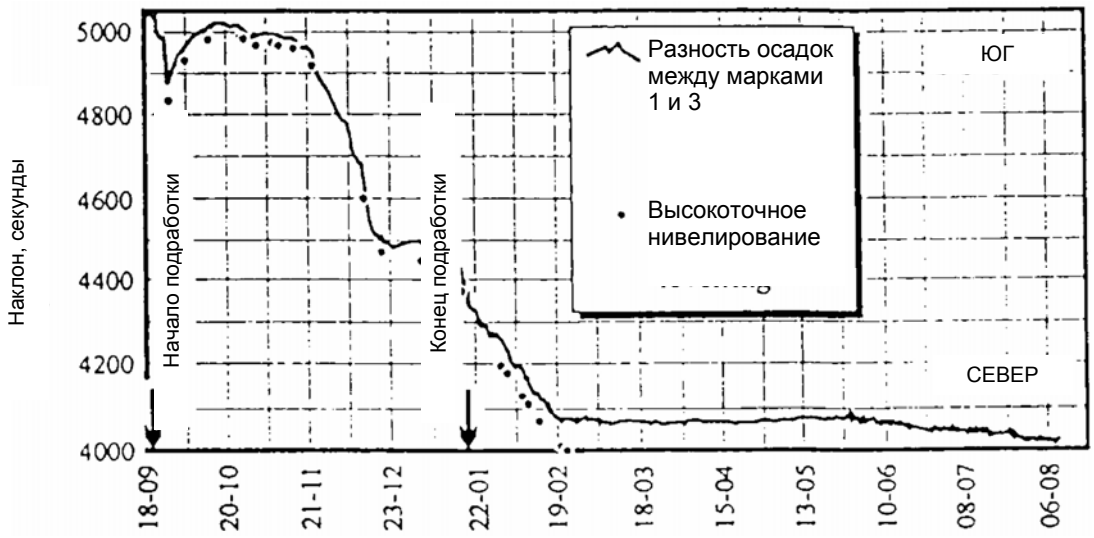


Рис. 17. Результаты крупномасштабного эксперимента по подработке

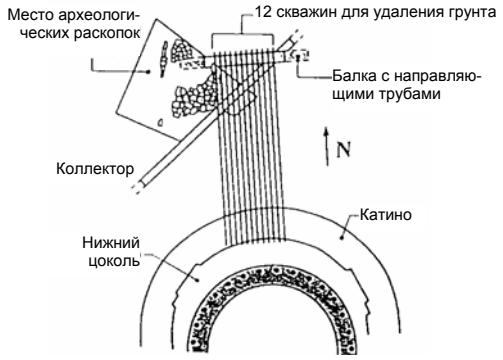


Рис. 18. Предварительная подработка башни (план)

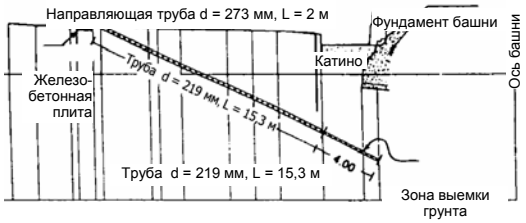


Рис. 19. Предварительная подработка башни (сечение)

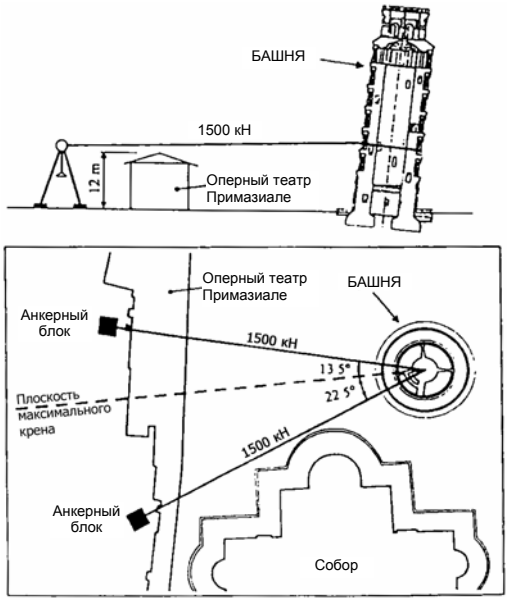


Рис. 20. Схематический рисунок защитных сооружений из стальных опор

Полученные результаты приведены на рис. 21. Во время подработки скорость накло-

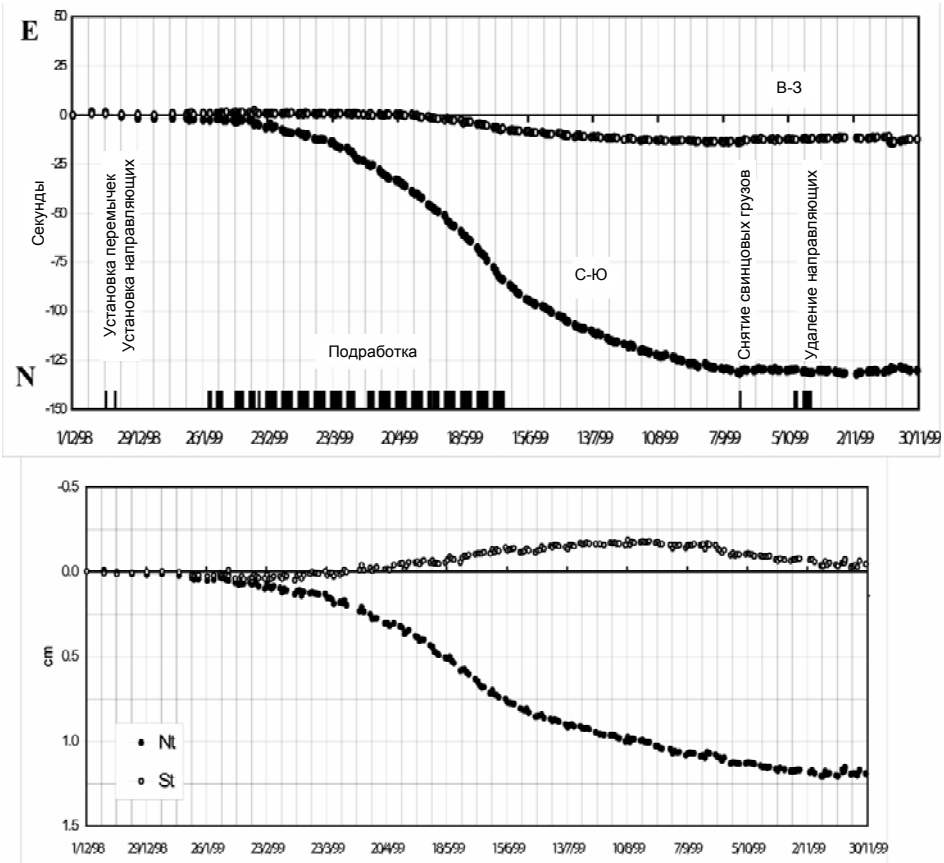


Рис. 21. Результаты предварительной подработки

на башни к северу увеличивалась по мере продвижения скважин к северной границе фундамента и проникновения под нее.

В начале июня 1999 г., когда работы подошли к концу, вращение башни к северу составляло 90″; к середине сентября оно увеличилось до 130″. Одновременно с этим три из 97 свинцовых инготов (весящих по 10 тонн каждый), расположенных на северной части башни, были сняты, после чего все дальнейшие подвижки башни были незначительными. Фактически подготовительные операции перед окончательными работами по подработке (удаление 12 обсадных труб предварительной подработки, установка 41 обсадной трубы заключительной части) спровоцировали небольшое движение в сторону севера, а общее уменьшение наклона башни к марту 2000 г. достигло 135″. Общий объем грунта, откопанного за период подготовительных работ, составил 7 м^{3,}, из них 86% – севернее башни и 14% – из-под основания.

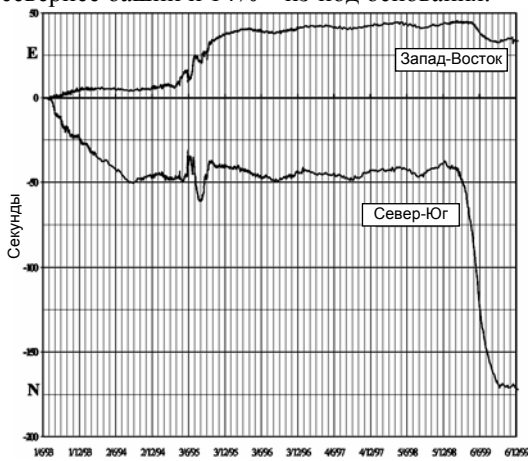


Рис. 22. Результаты предварительной подработки (1993 – 1999)

Вращение в плоскости восток–запад было гораздо меньшим, достигая конечного значе-

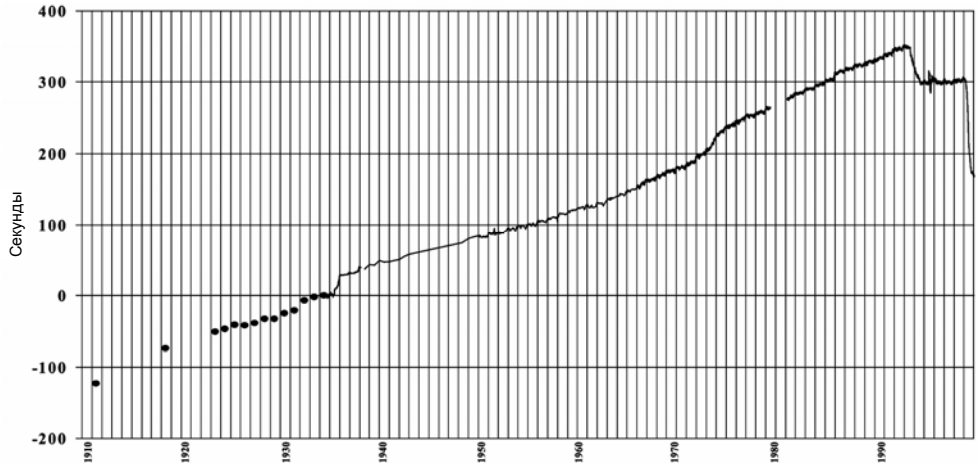


Рис. 23. Результаты предварительной подработки (1910 – 1999).

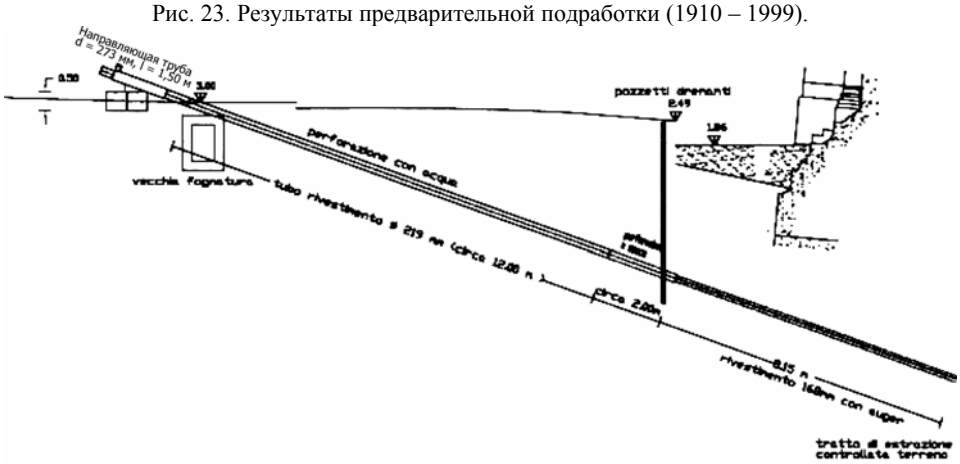


Рис. 24. Полная подработка башни: сечение

ния примерно в 10″ к востоку, как и планировалось.

Благодаря предварительной подработке осадки в северной части фундамента башни составили 1,3 см, в то время как южная часть сначала поднялась на 2 мм, а затем постепенно осела на такую же величину. Это показывает, что ось вращения находится между двумя точками.

Чтобы показать предварительные результаты стабилизации башни в перспективе, на рис. 22 приведена эволюция крена основания башни с 1993 г. Эффект от эксперимента по подработке оказался намного выше, чем эффект от противовесов, он даже перевесил сезонные циклические движения.

Перспектива на более длительный срок представлена на рис. 23, где демонстрируется наклон башни начиная с 1935 г., измеренный маятниковым уклономером, установленным в то время. Из рисунка видно, что предварительная подработка должна была вернуть башню в положение 30-летней давности.

6.3. Окончательная подработка

После обнадеживающих результатов в эксперименте с предварительной подработкой комитет перешел к завершающей стадии работ, которые были выполнены в период между февралем 2000 г. и февралем 2001 г. На этот раз была пробурена 41 скважина, их расположение в вертикальном сечении представлено на рис. 24. Во время проведения завершающей части работ все свинцовые инготы и бетонные балки, на которых они были установлены, были сняты. В июне 2001 г. стальные опоры, которые ни разу не использовались, были также демонтированы.

В результате заключительных работ (рис. 25) была достигнута поставленная задача: крен башни уменьшился на полградуса (рис. 26), при этом было откопано 38 м^3 грунта, из них 31% – севернее башни и 69% – из-под фундамента. Максимальное погружение под фундамент составило 2 м. Результаты этой стадии работ показаны на рис. 27, где демонстрируется эволюция крена башни с 1993 г. Представление о более длительной

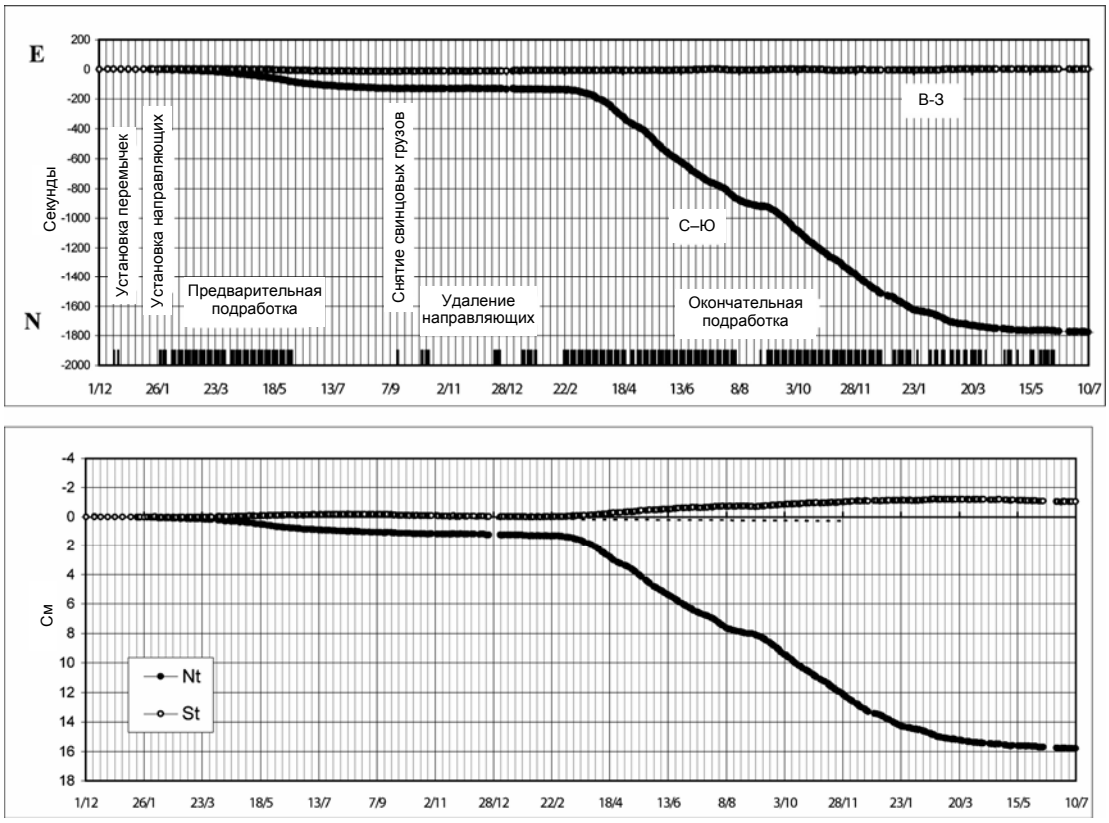


Рис. 25. Результаты окончательной подработки

перспективе можно получить из диаграммы на рис. 28, где показан наклон башни начиная с 1911 г., с момента появления современных методов измерения. Можно видеть, что полный эффект подработки заключался в том, чтобы вернуть башню «назад в будущее», т.е. в состояние до начала работ по выемке грунта при устройстве обзорной галереи катино. Хорошо продуманная и выполненная программа по выемке грунта компенсировала негативные последствия, вызванные выемкой грунта при строительстве катино!

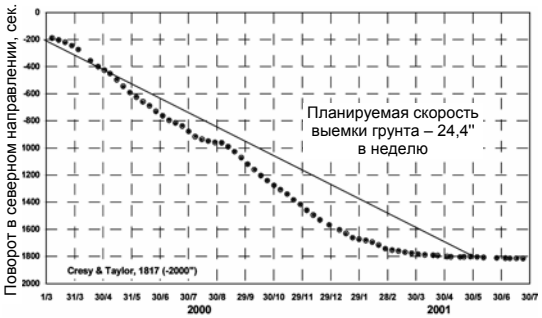


Рис. 26. Результаты окончательной подработки

7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Стабилизация Пизанской башни была очень трудной геотехнической задачей. В основании башни залегают слабые, легко сжимаемые грунты. Ее наклон возрастал в течение долгого времени, пока башня не достигла состояния, близкого к потере устойчивости. Любое воздействие на грунт под южной стороной фундамента башни чрезвычайно опасно; поэтому использование обычных геотехнических методов (усиления фундамента, цементирования и т.п.) сопряжено с неоправданным риском.

Международная конвенция по сохранению ценных исторических зданий, одним из наиболее известных среди которых является Пизанская башня, требует полного сохранения всех важнейших характерных черт памятника, их истории, изначального стиля и всех загадок. Таким образом, любое вмешательство должно быть сведено к абсолютному минимуму, поэтому меры по стабилизации башни, включавшие устройство видимых подпорных сооружений, были неприемлемы, не говоря о том, что они могли стать причиной обрушения хрупкой кирпичной кладки.

Технология подработки стала весьма мягким средством увеличения устойчивости башни, не противоречащим требованиям археологического сохранения памятников. Для прогнозирования влияния выемки грунта на устойчивость были выполнены различные

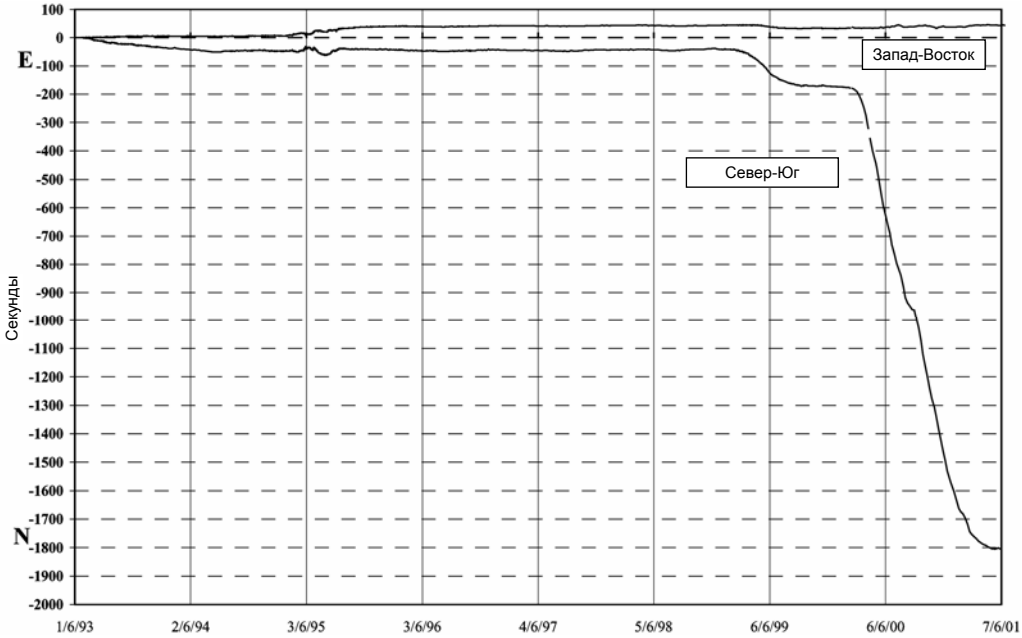


Рис. 27. Результаты окончательной подработки (1993 – 2001)

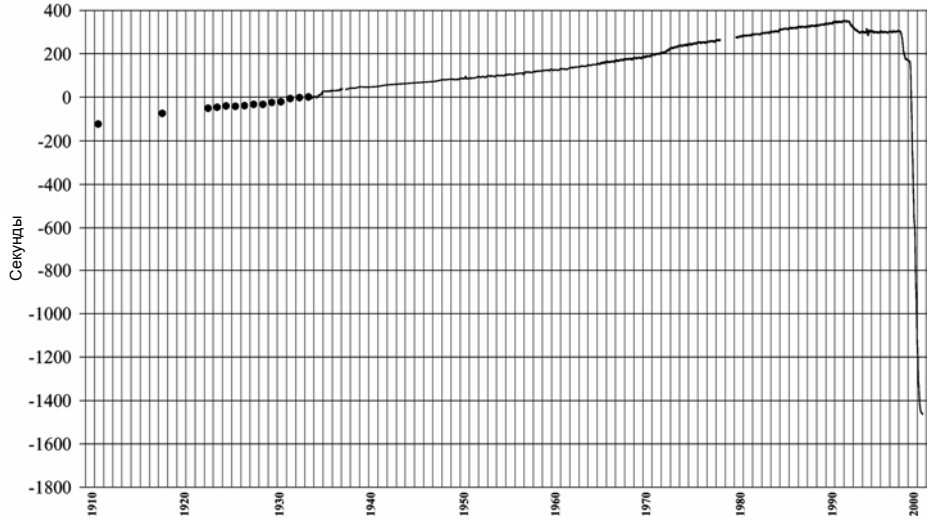


Рис. 28. Результаты окончательной подработки (1910 – 2001)

физические и численные модели. Интересно отметить, что одинаковые механизмы были выявлены при физическом моделировании и анализе по конечным элементам (например, появление критической линии, за которой подработка становится опасной), в то время как упрощенное моделирование по Винклеру пропустило этот момент.

Предварительные работы по подработке были предприняты после получения удовлетворительных результатов о положительной реакции башни на откопку грунта в процессе численного и физического моделирования, а также в крупномасштабном исследовании. Заключительная подработка позволила постепенно уменьшить крен башни на 0,5º.

Считается, что геотехническая стабилизация достигнута; мониторинг за поведением башни в последующие годы сможет это подтвердить.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Burland J.B., Jamiolkowski M.,* Viggiani C. (1999) The restoration of the Leaning Tower: geotechnical aspects. Workshop on the restoration of the Leaning Tower of Pisa, Pre-print Volume, 105 pp. Pisa.

2. *Burland J. B., Potts D. M.* (1994) Development and application of a numerical model for the leaning tower of Pisa. IS Prefailure Deformation Characteristics of Geomaterials, Hokkaido, Japan, vol. 2, 715–738.

3. *Cheney J. A., Abghari A., Kutter B. L.* (1991) Leaning instability of tall structures. Journ. Geot. Eng., Proc. ASCE, vol. 117, n. 2, 297–318.

4. *Desideri A., Viggiani C.* (1994) Some remarks on the stability of towers. Symp. on Development in Geotechnical Engineering, Bangkok.

5. *Desideri A., Russo G., Viggiani C.* (1997) La stabilità di torri su terreno deformabile. RIG, vol. XXXI, n. 1, 5–29.

6. *Edmonds H.* (1993) The use of underexcavation as a means of stabilising the leaning tower of Pisa: scale model tests. MSc Thesis, Imperial College, London.

7. *Gorbunov-Posadov M. I., Serebrajanyi R. V.* (1961) Design of structure upon elastic foundations. Proc. V ICSMFE, Paris, vol. 1, 643-648.

8. Habib P., Puyo A. (1970) *Stabilité des fondations des constructions de grande hauteur.* Annales ITBTP, pp. 117–124.

9. *Hambly E. C.* (1985) Soil buckling and leaning instability of tall structures. Struct. Eng., vol. 63, n. 3, pp. 78–85.

10. *Jamiolowski M. B.* (2000) The leaning tower of Pisa: end of an Odissey. Proc. XV ICSMGE, Istanbul, Vol. 4.

11. *Lancellotta R.* (1993) Stability of a rigid column with non linear restraint. Géotechnique, vol. 41, n. 2, 243-256

12. *Pepe M.* (1995) La torre pendente di Pisa. Analisi teorico-sperimentale della stabilità dell'equilibrio. PhD Thesis, Politecnico di Torino, 265 pp.

13. *Potts D. M., Burland J. B.* (2000) Development and application of a numerical model for simulating the stabilisation of the leaning tower of Pisa. In: Smith & Carter eds., Proc. John Booker Memorial Symposium on Developments in Theoretical Geomechanics, Sidney.

14. *Potts D. M., Gens A.* (1984) The effect of the plastic potential in boundary value problems involving plane strain deformation. Int. Journ. Analytical and Numerical Methods in Geomechanics, vol. 8, 259-286

15. *Schultze E.* (1973) Der Schiefe Turm von Pisa. Mitteilungen Technische Hochschule Aachen

16. *Terracina F.* (1962) Foundation of the leaning tower of Pisa. Géotechnique, vol. 12, n. 4.