

НАКЛОНИВШИЕСЯ ЗДАНИЯ ГОРОДА САНТОС В БРАЗИЛИИ

Е. ГОНСАЛВЕС – профессор политехнического факультета, Университет г. Сан-Пауло, Бразилия.

В городе Сантос высотные здания начали строить в 1940-е гг., и это привело к возникновению целого ряда серьезных социальных проблем. Город находится в 68 км от столицы Бразилии Сан-Пауло, это крупнейший центр прибрежного района Baixada Santista, а также самый большой порт в Южной Америке.

Вдоль побережья располагаются около 100 наклонившихся зданий, пострадавших от неравномерных осадок, обусловленных тем, что под слоем уплотненного песка, в котором заложены фундаменты, находится мощный слой слабой глины.

В данной статье представлена геотехническая характеристика города Сантос и приведен теоретический анализ развития осадок, вызванных консолидацией грунтов в основании зданий, построенных 30 лет назад. Обсуждаются методы решения указанных проблем, применяемые в данном регионе.

ВВЕДЕНИЕ

Прибрежная зона Baixada Santista (рис. 1) состоит из 9 муниципальных районов, из которых город Сантос является крупнейшим. Это один из самых старых городов Бразилии, здесь проживают 650 000 человек, он славится очень высоким уровнем жизни и поэтому привлекает людей старшего поколения. Город построен на равнине, расположенной на уровне моря, вдоль всего побережья тянется огромный сад, поражающий своим великолепием и красотой. Сад

Сан-Пауло занесен в книгу рекордов Гинесса как самый большой в мире. Город имеет современную высокоразвитую инфраструктуру: 97% жилых зданий снабжены системой канализации, 95% всех улиц и магистралей заасфальтированы. Однако Сантос столкнулся с очень серьезной проблемой: необходимо решить, что делать со 100 наклонившимися зданиями.

В 1867 г. в этом районе начались первые масштабные инженерные работы – строительство железной дороги Сантос-Жундиай. В 1890 г. началось строительство порта, он проектировался в соответствии с английскими и французскими моделями: сооружались стены из смещенных

© Е. Гонсалвес, 2005



Рис. 1. Панорама прибрежной зоны Baixada Santista

Internet: www.georec.spb.ru

блоков, которые опирались на регулярно расположенные сваи с каменной наброской в основании или на фундаменты на естественном основании. В районе Valongo был создан 260-метровый причал, порт был открыт в 1892 г.

Золотой век кофе прошел, и на Сантос обрушилась эпидемия желтой лихорадки, которая унесла жизни тысяч людей. Богатое население покинуло город, а те, кто остался, были поражены желтой лихорадкой. Инженер Сатурнино де Брито, возглавлявший Санитарную комиссию Сантоса, разработал и реализовал план улучшения ужасающей экологической обстановки, царившей в городе. В 1905 г. начались работы по строительству дренажных каналов, отделяющих жилые районы от моря и изолирующих острова со стоячей водой – рассадники moskitov – переносчиков заболевания. Понимая всю необходимость данных работ, более 40 домовладельцев отдали значительную часть своей территории (несмотря на высокие цены на землю) для строительства каналов. Городу удалось избавиться от эпидемии, его население увеличилось, а вдоль линии пляжа образовалось свободное пространство, где можно было строить большие дома.

В 1940 г. началось расширение порта и возникла необходимость проведения широкомасштабных строительных работ, что способствовало активному геотехническому исследованию местности. В это время была проложена Via Anchieta, новейшая транспортная магистраль, соединяющая Сантос и Сан-Пауло

(столицу и самый крупный город Бразилии). Благодаря строительству этого шоссе для перевозки грузов, проходящих через порт Сантоса, стали использоваться грузовые автомобили. Были построены мосты, например знаменитый Ponte Pensil, а в порту были созданы терминалы для хранения грузов.

К этому моменту не существовало никакой информации о геологических условиях прибрежной зоны, кроме той, которая приводилась в работе «Геология Бразилии». Здесь говорилось, что «прибрежная зона представлена голоценовыми отмелями и возвышающимися над ними гранитно-гнейсовыми островами». Отмели Сантоса и Сан-Висенте также описывались как дюны. Сгоняемые ветром пески образовывали дюны, возвышающиеся над уровнем моря, а илистые отмели, поросшие мангровыми деревьями, во время сильных приливов полностью заливалась вода. Обширные банановые плантации Сантоса защищались с помощью специальных бакенов. Учитывая данные исследований, проводимых в 1940-е гг., Варгас набросал скетч первого геологического разреза прибрежной зоны Baixada Santista (рис. 2).

Согласно информации, приведенной в книге Варгаса (Vargas, 1994), в 1940-е гг. вдоль береговой линии, в элитной зоне города, началось строительство новых высотных зданий. Первые исследования показали, что здесь находится 10-метровый поверхностный слой песка, допускаемая прочность которого составляет 250 кН/м². Под этим слоем нахо-

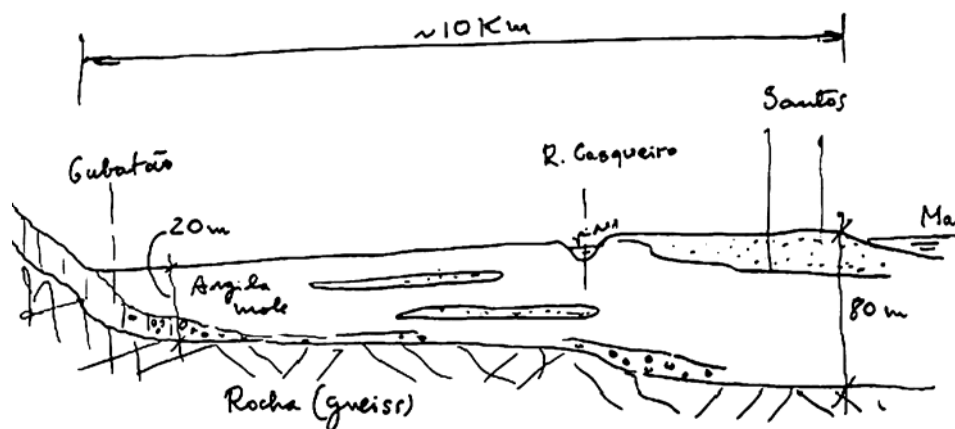


Рис. 2. Геологический разрез грунта в прибрежной зоне Baixada Santista, рисунок Варгаса

дятся включения слабой органической глины и отложений глинистого песка, которые и образуют основание. На рис. 3 приводится геотехнический профиль прибрежной зоны (Teixeira, 1994).

До сих пор многие жители Сантоса мечтают иметь квартиру, окна которой выходят на океан. Поскольку размер прибрежной зоны ограничен, предприниматели решили строить все более высокие здания на фундаментах на естественном основании, глубина их заложения составляла 1,5...2 м. Проектировщики вычислили величину возможных осадок, сочли ее допустимой. Большинство голосов было принято решение объединить фундаменты с помощью балок длиной 1,5 м и шириной 0,5 м, которые практически образовывали

фундаментную плиту, и здание вело себя как твердое тело.

В 1954 и 1958 гг. появились первые работы Мачадо (Machado), в которых был представлен сравнительный анализ прогнозируемых и наблюдаемых осадок 5 зданий Сантоса. Величины наблюдаемых осадок достигали 70 см, а разность осадок опор отдельных зданий – 40 см. Некоторые сооружения стали оседать сразу же после заложения первых плит фундамента. После разрушения нескольких отдельно стоящих опор их начали проектировать с увеличением поперечного сечения примерно на 20%.

Большинство высотных зданий на побережье возводилось в период с 1960 по 1975 г., когда уже было известно об осадках ранее

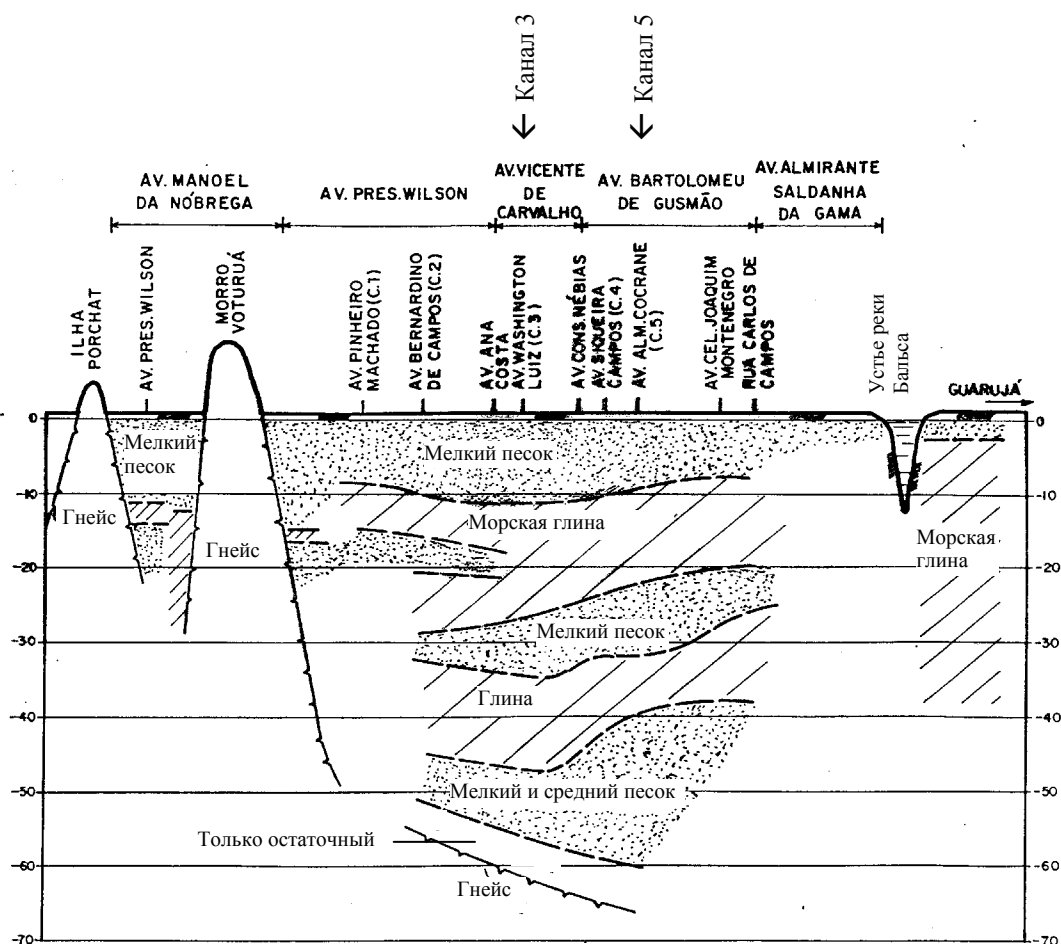


Рис. 3. Упрощенный геотехнический профиль прибрежной зоны (Teixeira, 1994)

построенных сооружений. По мнению проектировщиков, в то время было очень невыгодно возводить здания на фундаментах глубокого заложения: если стоимость фундамента неглубокого заложения составляла 5...7% от общей стоимости здания, то для фундаментов глубокого заложения эта сумма увеличилась бы до 14%. Кроме того, построенные сооружения были достаточно надежными. Благодаря жесткости фундаментов случаи трещинообразования были очень редки. Однако это не означало, что здания не подвергаются риску разрушения, о чем и писали в своих исследованиях Маффей и Пимента (Maffei & Pimenta, 1985). В некоторых случаях, когда возводились очень высокие здания, жесткие балки указанных размеров не могли обеспечить достаточную жесткость структуры, поэтому в каменной кладке возникали наклонные трещины.

В 1960 г. Теиксеира опубликовал три статьи (Teixeira, 1960), где описывались исследования, проводимые компанией Geotécnica S/A (г. Сантос). Здесь приводились результаты лабораторных испытаний образцов грунта ненарушенной структуры, которые характеризовали геотехнические свойства морской глины и ее осадки, при этом анализировались данные о пяти зданиях, построенных в прибрежной зоне.

И Мачадо, и Теиксеира отмечали, что значения измеренных осадок колебались между теоретическим минимумом и максимумом, то есть минимальная величина наблюдаемой осадки превышала расчетную величину, а максимальная измеренная осадка была меньше теоретического значения. Расчетные величины осадок определялись при допущении, что глины были нормально уплотненными.

В 1965 г. в Техническом институте Сан-Пауло был прочитан курс лекций, посвященный проблеме фундаментов в городе Сантос. Здесь обсуждались основные вопросы строительства и разрабатывались рекомендации для муниципальных властей города, чтобы избежать новых проблем в ходе сооружения зданий. В дискуссии принимали участие Мильтон Варгас, Лауро Риос, Сигмундо Голомбек, Альберто Энрикес Теиксеира и Жозе Мачадо, в то время некоторые из них работали в районе Baixada Santista. Из-за

разногласий по экономическим вопросам мнения разделились. Инженер Сигмундо Голомбек утверждал, что «существует несколько способов для выравнивания фундаментной плиты». Другие специалисты, в том числе инженер Лауро Риос, не соглашались с его точкой зрения, считая, что «нужно экономить на отделке, а не на фундаментах, поскольку каждый плотник с помощью отвертки может заменить неработающий замок или петлю, но никто не способен с помощью отвертки отремонтировать фундамент». Он говорил: «мы – инженеры, поэтому нам нравится проектировать и строить, а тот, кто строит только ради выгоды, пусть лучше откроет табачный магазин». Несмотря на то что по данной проблеме был проведен ряд совещаний, писались книги и технические статьи, высотные здания продолжали строить на фундаментах на естественном основании. Считалось, что здания высотой до 9 этажей можно возводить на подобных фундаментах, поскольку величина осадок в данном случае достаточно мала. Данное утверждение правомерно, только если рядом с таким зданием не строятся другие сооружения.

1. ГЕОТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАЙОНА BAIXADA SANTISTA

В 1985 г. Массад (Massad, 1985) опубликовал обширный труд, где анализировались результаты исследований характеристик глины из района Baixada Santista, которые проводились совместно с Сугуйо и Мартином (Suguio & Martin). В четвертичный период произошли изменения уровня моря, что объясняло процесс отложений и небольшое переуплотнение грунта в прибрежной зоне Baixada Santista. На материк действовали две морские трансгрессии: Cananéia (плейстоценовая) и Santos (голоценовая), которые создали два различных вида отложений. Первая способствовала развитию глинистых отложений (переходный слой глины, обозначаемый АТ) или глинистых отложений с песчаными слоями в основании и на поверхности, они образовались примерно 100...120 тысяч лет назад. Во время последнего оледенения, 17 тысяч лет назад, в данной местности возникла сильная эрозия и переходный слой глины

подвергся серьезному переуплотнению. Второй тип отложений – речные и лагунные отложения (SFL), сформировавшиеся 7 тысяч лет назад. Здесь причиной переуплотнения грунта явились негативные колебания уровня моря (от 2 до 3 м).

Другие исследования грунта, которые проводились в районе Baixada Santista, подтвердили точность данной выверки. В Сантосе лабораторные испытания проводились только на слоях глины SFL. Но не существовало никакой информации о лабораторных испытаниях нижнего слоя глины (AT); поскольку он залегает на глубине более 40 м, практически невозможно получить образец грунта ненарушенной структуры должного качества.

В табл. 1 приведены результаты лабораторных исследований слоя глины SFL г. Сантоса, которые проводились разными

учеными. В первых трех столбцах показаны результаты испытаний образцов грунта, взятых на разной глубине. Исследования проводились на месте строительства здания физиотерапии Университета Санта Сесилия, которое расположено в 8 кварталах от линии пляжа (Gonçalves et al, 2002). Здесь же проходили CPTU испытания, в результате которых была определена величина коэффициента переуплотнения $OCR = 1,4$. В графах 4 и 5 приводятся результаты испытаний, проводимых на территории кондоминиума Nuncio Malzoni, расположенного в прибрежной зоне (Gonçalves et al, 2002). В 4-й графе показаны результаты испытаний на уплотнение со ступенчатым приращением нагрузки, в ходе которых в течение 24 часов нагрузка увеличивается на величину, равную предыдущей нагрузке. В графе 5

Таблица 1

Параметры глины SFL, полученные в ходе испытаний, проводимых разными исследователями

Местоположение Параметры	1	2	3	4	5	6	7	8
Глубина, м	15,5	22	24	16	16	8,2...19,7	8...44	SFL
LL, %	49,9	86,7	78,20	–	–	70...87	45...130	40...150
IP, %	30,9	46,1	44,5	–	–	50...58	28...85	30...90
W, %	55,50	81,23	82,31	69,1	60...69,1	65...70	40...90	75...150
γ_n , кН/м ³	15,97	14,75	15,00	15,5	14,5...15,6	15,6...15,9	14...18	13,5...16,3
γ_s , кН/м ³	26,10	27,40	26,10	26,8	26,8	26,4...26,9	26,6	26,6
SPT	2	2	2	1...4	1...4	1...2	1...2	0...4
Su, кПа	60	65	73	72	72	37...56	60...150	10...60
OCR	1,30	1,30	1,30	1,15	1,3	1	1	1,3...2
$Cc/(1+e_0)$	0,37	0,46	0,47	0,31	0,34...0,38	0,38...0,45	0,26...0,43	0,33...0,51
$Cr/(1+e_0)$	0,08	0,16	0,18	0,03	0,02...0,04	0,01...0,02	–	0,03...0,06
$C_{v,*(cm^2/c)} \cdot 10^{-7}$	–	–	–	–	1,0...13,1	–	–	–
$C_{v,lab}^{na}, (cm^2/c) \cdot 10^{-3}$	7,5	0,1	0,11	0,15	0,1...0,7	1,15...1,43	0,3	0,03...1
$C_{v,lab}^{sa}, (cm^2/c) \cdot 10^{-3}$	20...27	2,8...5,5	3...10	0,6...1,4	0,5...3,2	–	–	–
$C_{v,полевые}/C_{v,лаб.}$	–	–	–	–	–	–	20	15...100
C_α	–	–	–	0,4...3%	1,3...3,9%	–	(3a20) мм/год	3...6%

Internet: www.georec.spb.ru

приведены предельные величины, определенные в процессе 4 испытаний: образцы грунта уплотняли до величин давления предуплотнения, характерного для первого испытания (160 кН/м^2), а затем разгружали до величины эффективного природного напряжения, которое действовало до сооружения соседних зданий (140 кН/м^2). Затем их вновь нагружали с разным соотношением $\Delta\sigma/\sigma$, таким образом моделировались ситуации различных приращений нагрузки, передаваемой фундаментами сооружений в слое глины на данной глубине. Использовались следующие значения $\Delta\sigma$: 20, 40, 60, 100 кН/м^2 . Затем исследуемые образцы оставляли под действием таких нагрузок на 8 месяцев, до тех пор пока кривые развития осадок, построенные в полулогарифмическом масштабе времени, не достигали точки перегиба (рис. 4). Таким образом были получены величины C_v^* , в тысячу раз меньшие аналогичных величин по результатам аналогичных испытаний.

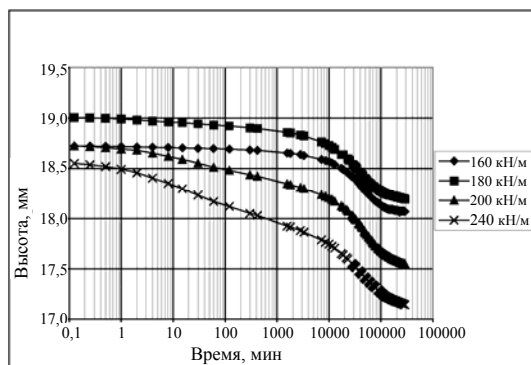


Рис. 4. График развития осадок в полулогарифмическом масштабе времени для 4 различных испытаний, проводимых с небольшим ступенчатым приращением нагрузки

Поскольку испытываемые образцы переплотнены, начальная осадка происходит очень быстро, так как поровое давление рассеивается, а увеличивающаяся нагрузка передается на структуру, состоящую из мелких частиц и пленок вязкой воды. Таким образом, если в течение 24 часов на образец действует постоянная нагрузка, на кривой развития осадки в полулогарифмическом масштабе времени изгиба не возникает, потому что упрощенная модель Терцаги не от-

ражает это явление. Приращение нагрузки, изначально воспринимаемой слоем абсорбированной воды, постепенно передается на слой твердых частиц грунта, и коэффициент консолидации уже не имеет значения.

В ходе CPTU испытаний, проводимых в данном месте, была определена величина $OCR = 1,2$. В графах 6 и 7 показаны результаты испытаний грунта, взятого в прибрежной зоне (однако точное место не указывается), их проводили инженеры Мачадо и Теиксеира. В графе 8 показаны результаты испытаний, которые проводил Массад в различных районах прибрежной зоны Baixada Santista.

2. НАКЛОНИВШИЕСЯ ЗДАНИЯ

В данный момент основная проблема, стоящая перед геотехниками, — необходимость достаточно точно спрогнозировать величины осадок зданий, которые, к сожалению, продолжают наклоняться. Кроме того, профессионалы должны иметь более четкие представления о взаимодействии между основаниями и сооружениями, что позволит провести оценку надежности конструкций наклонившихся зданий. В некоторых случаях выпрямление зданий или укрепление фундаментов невыгодно с экономической точки зрения. В ряде других случаев, даже если это не связано со значительными финансовыми затратами, владельцы зданий не могут получить необходимых средств для проведения данных работ, поскольку большинство жителей этих домов — пенсионеры.

Для прогнозирования возможных осадок наклонившихся зданий при финансовой поддержке фонда FAPESP было проведено исследование, в ходе которого были собраны данные о развитии осадок в зданиях, построенных в прибрежной зоне 30 лет назад. В течение двух лет велись постоянные наблюдения за скоростью развития осадок. На зданиях были установлены реперные марки для измерения осадок каждые 6 месяцев. Также в соответствии с бразильскими стандартами были определены контрольные уровни. Кроме того, отбирались образцы грунта ненарушенной структуры для проведения лабораторных и испытаний пьезоконусом (CPTU).

С учетом числа наклонившихся зданий и степени их наклона наиболее проблемная зона располагалась между каналами 3 и 5 (см. рис. 3), поэтому были собраны данные обо всех зданиях, построенных в этом районе. Поскольку в нем находится огромное количество

зданий, в процессе исследований ограничили одним кварталом, в котором расселены 2 наклонившихся здания. На рис. 5 показан план данного квартала, на рис. 6 – характеристики, необходимые для анализа.

На рис. 7 показан инженерно-геологичес-

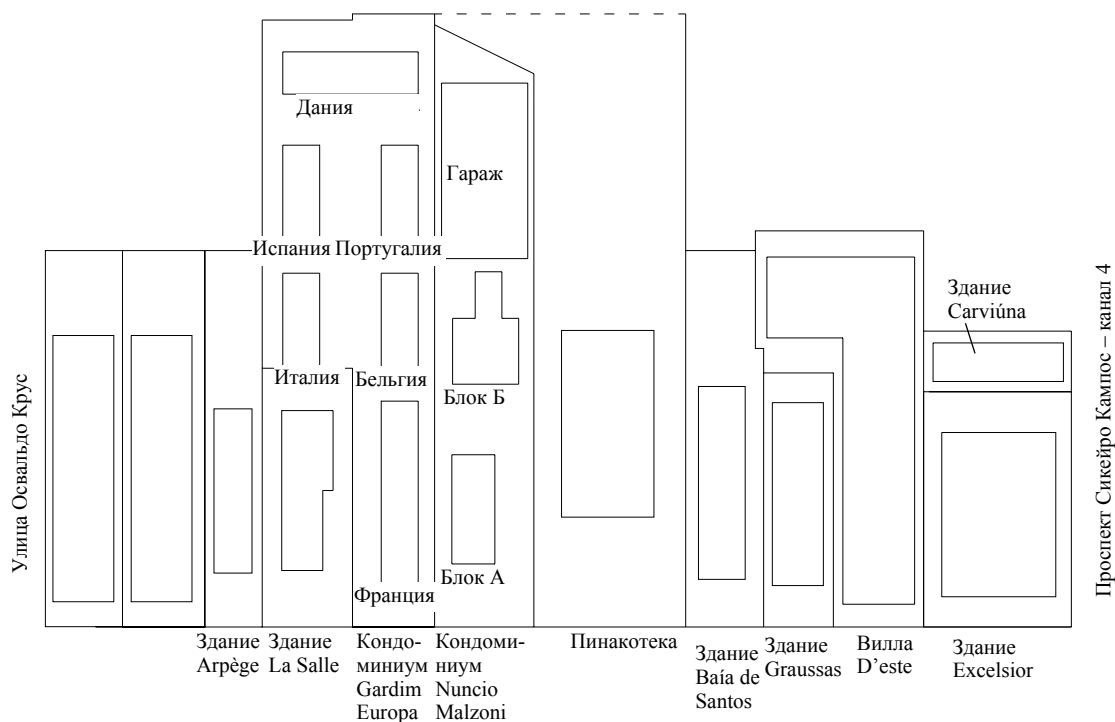


Рис. 5. План квартала

Расположение	Ул. Освальдо Крус	Cristóvão Colombo	Concorde	Arpège	La Salle	Gardim Europa	Nuncio Malzoni	Пинакотекa	Baía de Santos	Graussas	Вилла D'este	Excelsior	Carviuna	Канал 4
Первая серия					×	×	×				×		×	
Данные об осадках				×	×	×	×						×	
Количество этажей		17	12	12	17	15	17		13	16	14	18	11	
Завершение строительства		1960	1975	1964	1962	1964	1967		1997	1961	1982	1965	1969	

Рис. 6. Характеристики зданий

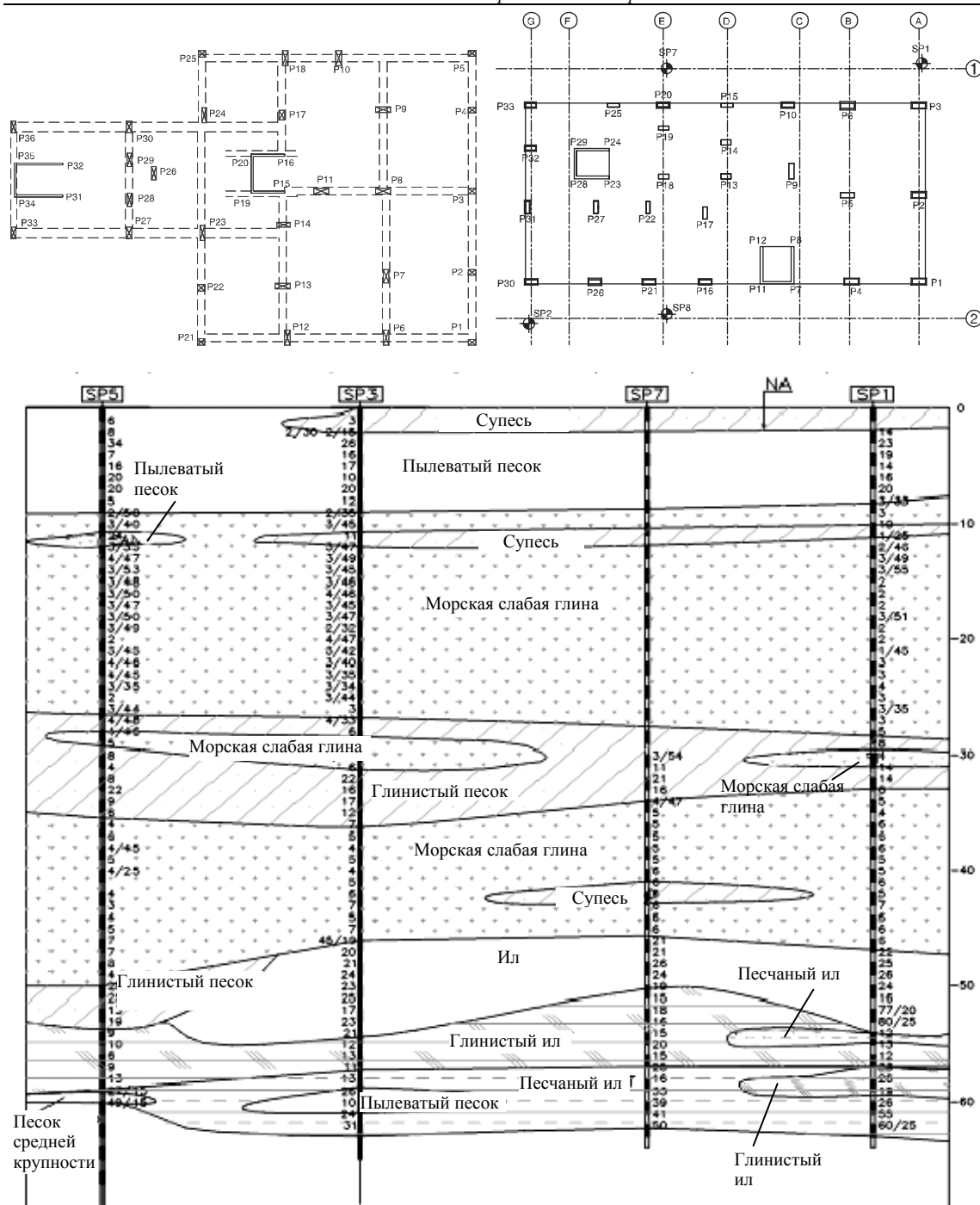


Рис. 7. Инженерно-геологический разрез, выполненный на площадке кондоминиума Nuncio Malzoni

кий разрез, выполненный на основе данных из 7 скважин, пробуренных на территории кондоминиума Nuncio Malzoni. На рис. 8 и 9 приведены фотографии этих зданий.

Данные об осадках некоторых зданий стали доступны сразу же после окончания строительства, информация об осадках других зданий была недоступна, и только в редких



Рис. 8. Первая фотография квартала



Рис. 9. Вторая фотография квартала

случаях можно было представить полную картину развития осадок. Сведения о развитии осадок, предоставленные владельцами квартир, обозначаются как данные первой серии наблюдений за осадками.

Данные по осадкам в ходе исследования обозначаются как вторая серия наблюдений за осадками, которая началась в августе 2000 г. Безусловно, не все здания подвергались анализу, поскольку владельцы квартир боялись, что обнародование результатов приведет к еще большему снижению стоимости их жилья, которая и сегодня составляет 30% от рыночной. На рис. 10 приводится план квартала с указанием направлений отклонения зданий.

Для определения величины общей осадки для каждой крайней опоры исследуемых зданий использовались следующие расчетные методы.

Метод 1. На основании натурных кривых развития осадок вычислялись значения C_v для зданий, расположенных в кондоминиуме Nuncio Malzoni, в которых велось непрерывное наблюдение. Но даже в этом случае измерения начались лишь через 4 года после завершения строительства. Далее на основании полученных данных и величин C_v оценивалось развитие первичной осадки во времени. Величины осадок, вызванных вторичной консолидацией, вычислялись на основании значений

скоростей осадок, измеренных в ходе повторных измерений. Для проверки полученных величин измерялась разность осадок между крайними опорами здания, и это значение сравнивалось с результатами вычислений. Разница между вычисленными и измеренными величинами неравномерных осадок учитывалась при определении общей осадки и таким образом строились графики, отражающие развитие прогнозируемой осадки во времени. Разница между прогнозируемыми и измеренными величинами неравномерных осадок вызвана тем, что во время строительства зданий и сразу же после его завершения постоянное наблюдение за осадками не велось, кроме того, в результате вторичной консолидации изменилась скорость развития осадок.

Метод 2. На основании теории Терцаги с использованием метода Ньюмарка для определения величин напряжений вычислялись величины первичных осадок. Для упрощения расчетов предполагалось, что здания возводились в одно и то же время. Также рассматривались два различных значения коэффициента переуплотнения: $OCR = 1,0$ (для нормально уплотненного грунта) и $OCR = 1,15$ (для переуплотненного грунта). В ходе испытаний образцов грунта ненарушенной структуры, взятых рядом с блоком А (кондоминиум

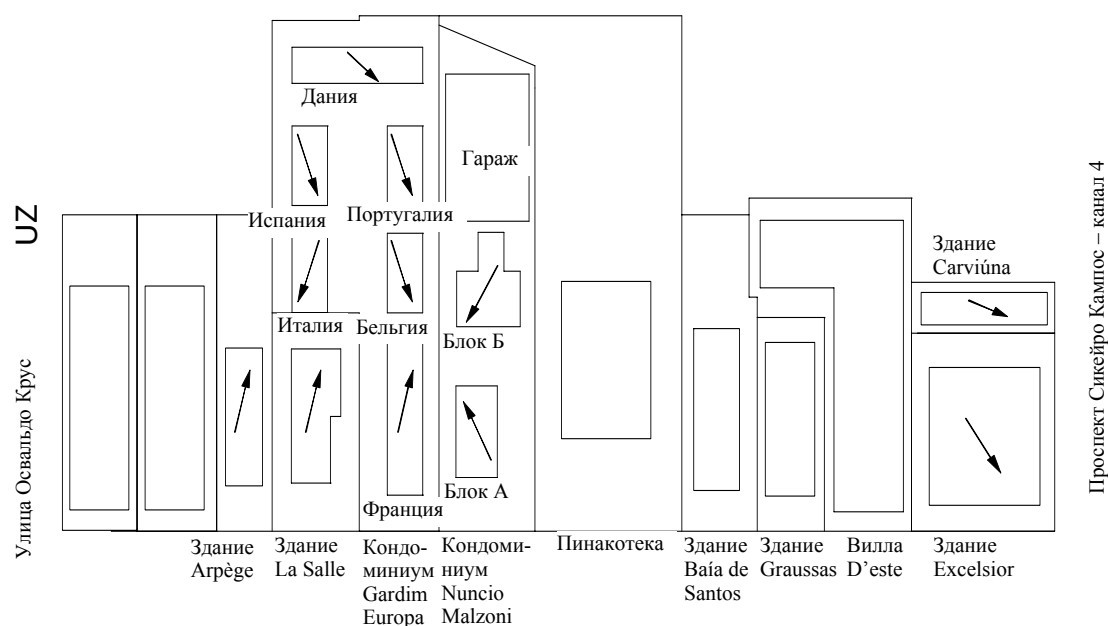


Рис. 10. Направления отклонения зданий

Nuncio Malzoni), были определены следующие величины: $C_c/(1+e_0) = 0,310$, $C_r/(1+e_0) = 0,034$, $\gamma_{глины} = 15,5 \text{ кН/м}^3$ и $OCR = 1,15$. Для вычислений использовалось такое же значение C_v , что и для метода 1. Величины осадки, вызванной вторичной консолидацией, и общей осадки вычислялись так, как было описано выше.

На рис. 11 показан план расположения крайних опор, а на рис. 12 – графики развития осадок во времени до и после усиления здания (процесс завершен в 2001 г.). На основании данных графиков был определен коэффициент консолидации $C_v = 1,64 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2/\text{день}$, значение которого использовалось для характеристики других зданий.

Оба метода успешно применялись для исследования всех рассматриваемых зданий, и в том, и в другом случае была выявлена небольшая разница между измеренными и вычисленными величинами дифференциальных осадок. Таким образом были построены теоретические кривые развития осадок во времени.

В качестве примера приведем расчеты для здания La Salle (рис. 13). Опоры здания обозначаются P1, P2 и т. д., а установленные на них осадочные марки – PR1, PR2 и т. д. На рис. 14 приводятся данные, полученные в процессе наблюдения за развитием осадок в 1964–1966 гг. (эта информация была предоставлена жильцами зданий); на рис. 15 – результаты исследования.

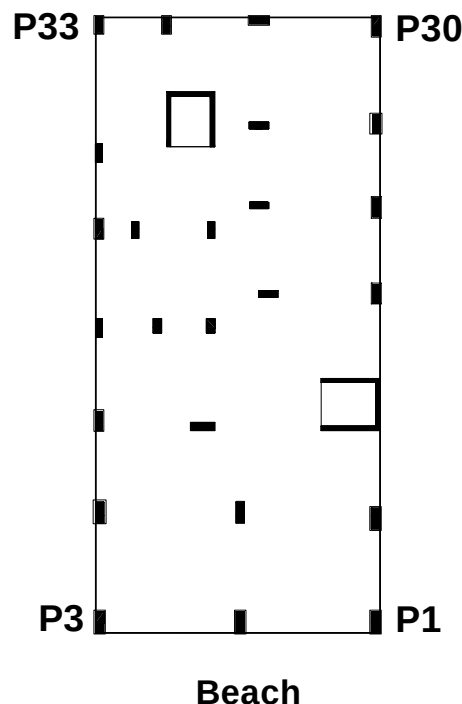


Рис. 11. План блока А (кондоминиум Nuncio Malzoni)

Предполагалось, что начальная осадка завершается, когда значения C_v , а также первичной осадки и времени, необходимого для ее прохождения, будут составлять 95% (табл. 2).

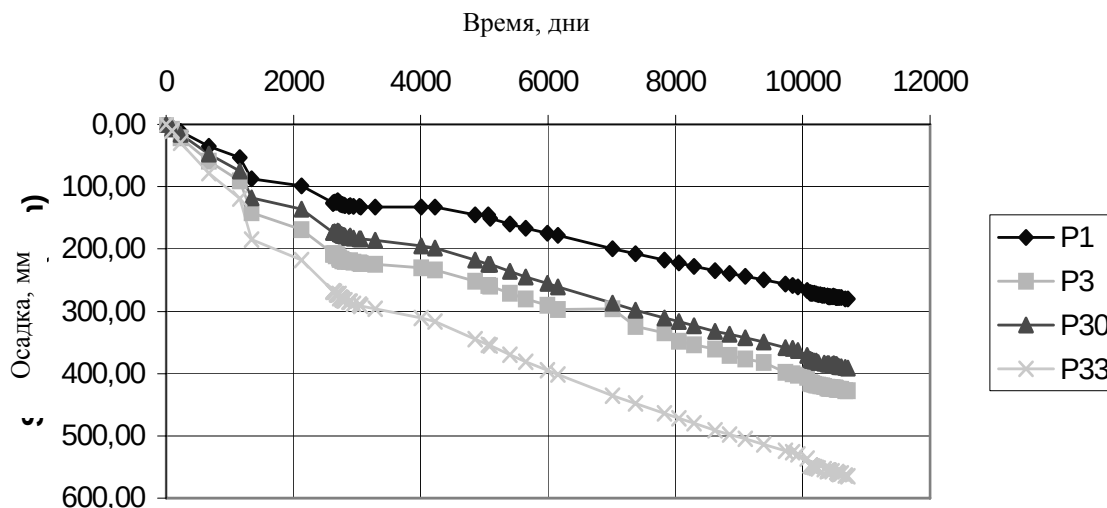


Рис. 12. Развитие осадок во времени – блок А (кондоминиум Nuncio Malzoni)

Таблица 2

Величины первичных осадок, определенные согласно методу 1

Опора	Осадки (см)	
	Завершение первой кампании (1966)	Окончание первичной консолидации (1977)
P3	18,03	43,24
P8	19,00	45,56
P30	17,41	41,75
P36	20,03	48,03
P39	19,27	46,21

Для определения величины ρt вычисляли сумму величин осадок, вызванных вторичной консолидацией (ρsec) и первичной консолидацией (см. табл. 2).

$$P3: \rho sec_3 = 0,0232 \text{ мм/день} \times 8,718 \text{ дней} = 20,23 \text{ см};$$

$$\rho t_3 = 43,24 + 20,23 = 63,47 \text{ см};$$

$$P8: \rho sec_8 = 0,0267 \text{ мм/день} \times 8,718 \text{ дней} = 23,28 \text{ см};$$

$$\rho t_8 = 45,56 + 23,28 = 68,84 \text{ см};$$

$$P30: \rho sec_{30} = 0,0252 \text{ мм/день} \times 8,718 \text{ дней} = 21,97 \text{ см};$$

$$\rho t_{30} = 41,75 + 21,97 = 62,72 \text{ см};$$

$$P36: \rho sec_{36} = 0,0260 \text{ мм/день} \times 8,718 \text{ дней} = 22,67 \text{ см};$$

$$\rho t_{36} = 48,03 + 22,67 = 70,70 \text{ см};$$

$$P39: \rho sec_{39} = 0,0295 \text{ мм/день} \times 8,718 \text{ дней} = 25,72 \text{ см};$$

$$\rho t_{39} = 46,21 + 25,72 = 71,93 \text{ см}.$$

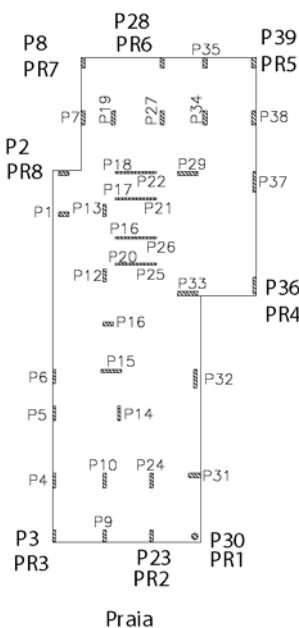


Рис. 13. План здания La Salle

Допускалось, что в процессе вторичной консолидации скорость осадки не изменится и будет равна скорости осадки, наблюдаемой в настоящий момент и определенной в ходе исследования. Эта гипотеза была принята, поскольку, используя существующие данные о развитии осадок в некоторых зданиях (за последние 20 лет), удалось доказать, что скорость осадки изменилась незначительно.

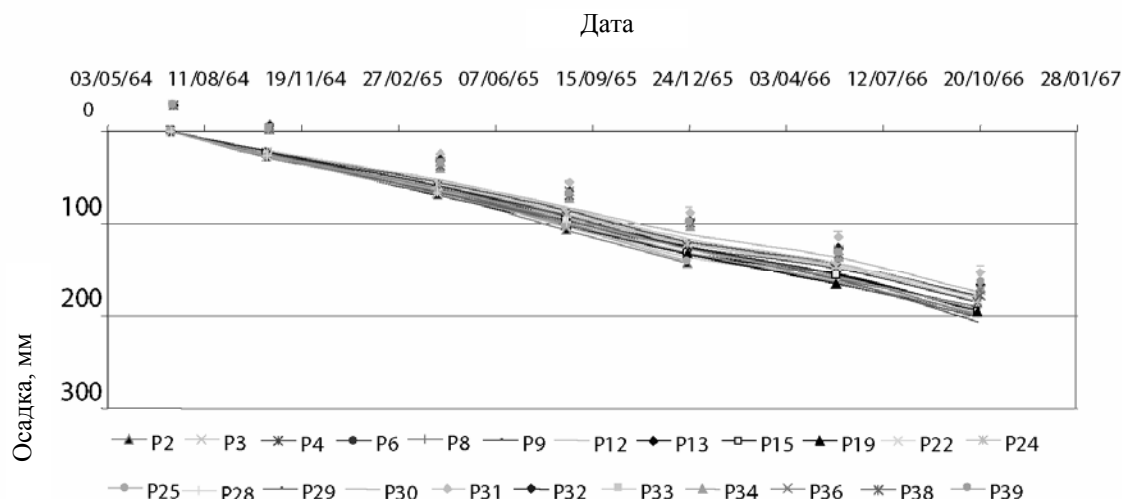


Рис. 14. Данные, полученные в ходе первой серии наблюдений за развитием осадок сразу же после завершения строительства здания La Salle

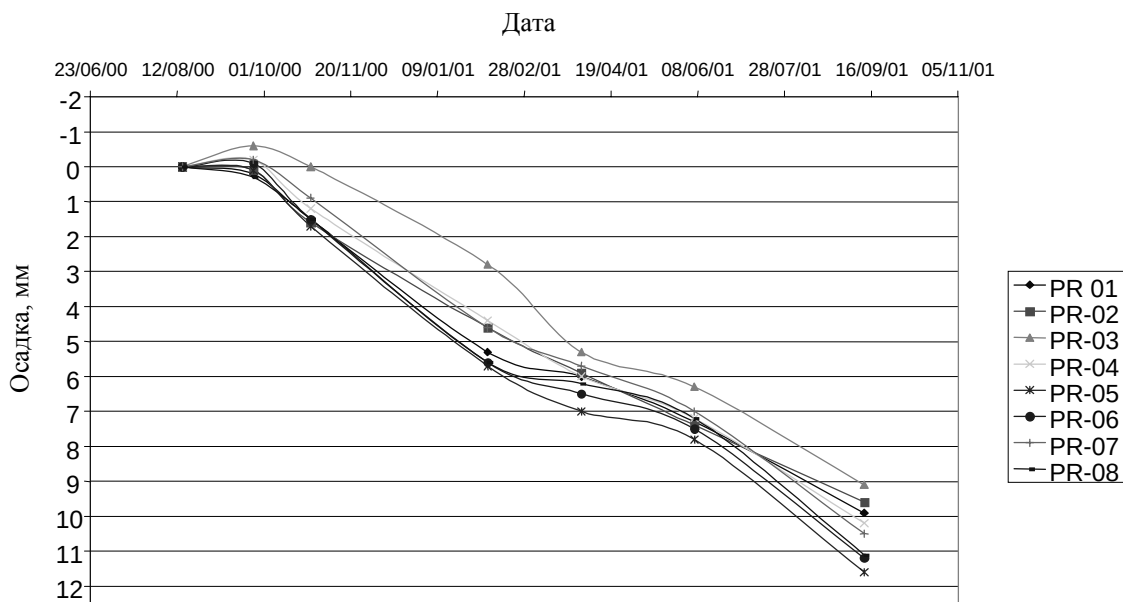


Рис. 15. Данные второй серии наблюдений за развитием осадок в здании La Salle, которая началась в 2000 г.

Однако данные величины нельзя принимать в качестве общих осадок, потому что они измерялись только во время строительства или в течение двух лет после его завершения. В табл. 3 указаны различия между вычисленными и измеренными в ходе испытаний величинами разности осадок, в качестве реперной точки берется опора 3 (P3), подвергшаяся наименьшей осадке. На основании этих данных, а также значений p_t , полученных в ходе вышеприведенных расчетов, определялись минимальные величины общей осадки (табл. 4).

Таблица 3

Различия между измеренными и вычисленными величинами разности осадок (метод 1)

Опора	Разность осадок, см		
	Вычисленная	Измеренная	Измеренная – вычисленная
P3 – P8	5,37	18,20	12,83
P3 – P30	0,25	9,60	9,35
P3 – P36	7,23	28,49	21,26
P3 – P39	8,46	31,66	23,20

Таблица 4

Минимальная величина общей осадки (метод 1)

Опора	Осадка, см
P3	$63,47 + 0,00 = 63,47$
P8	$68,84 + 12,83 = 81,67$
P30	$63,72 + 9,35 = 73,07$
P36	$70,70 + 21,26 = 91,96$
P39	$71,93 + 23,20 = 95,13$

Более успешно второй метод был применен при $OCR = 1$. В табл. 5 приводятся вычисленные значения общих осадок, а в табл. 6 – вычисленные и измеренные величины относительных осадок. В табл. 7 сравниваются результаты вычислений и измерений, для получения которых применялись 1-й и 2-й расчетные методы.

Таблица 5

Величины общих осадок, вычисленных методом 2

Опора	Осадка, см		
	Первичная консолидация ($OCR = 1,0$)	Вторичная консолидация	Общая величина
P3	47,5	20,23	67,73
P8	68,9	23,28	92,18
P30	54,0	21,97	75,97
P39	75,7	25,72	101,42

Таблица 6

Разница между величинами измеренных и вычисленных разности осадок (метод 2)

Опоры	Разность осадок, см		
	Вычисленная	Измеренная	Измеренная – вычисленная
P3 – P8	24,45	18,20	6,25
P3 – P30	8,24	9,60	1,36
P3 – P39	33,69	31,66	2,03

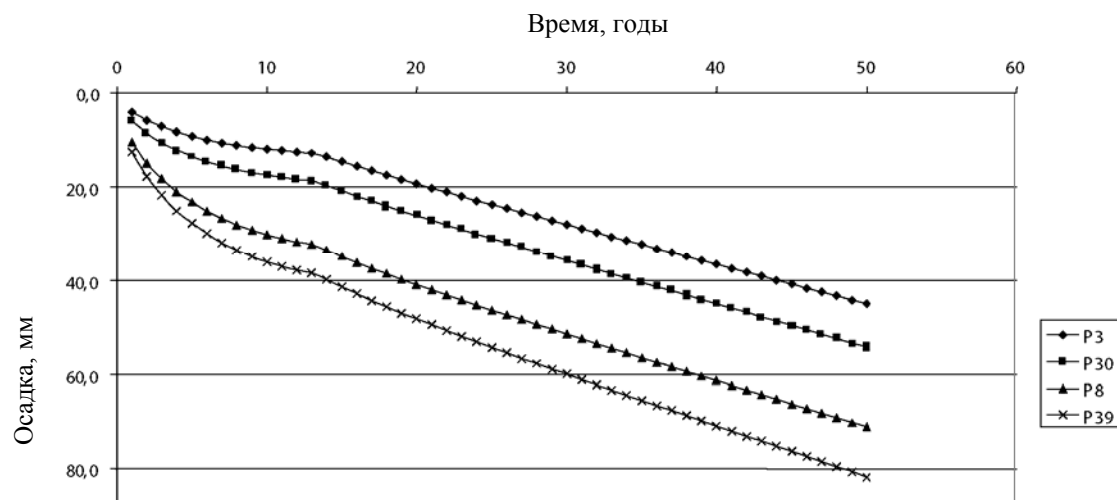


Рис. 16. Развитие осадок здания La Salle во времени (на основе теоретических вычислений)

Таблица 7

Сравнение результатов, полученных в ходе применения первого и второго методов

Опора	Осадка, см		
	Метод 1	Метод 2	Различие
P3	63,47	67,73	4,26
P8	81,67	92,18	10,51
P30	73,07	75,97	2,90
P39	95,13	101,42	6,29

Следует отметить, что в ходе применения обоих методов были определены одинаковые величины абсолютных осадок; наибольшее различие между ними составляет 11%. Однако при использовании второго метода различия между измеренными и вычисленными величинами разности осадок меньше. На рис. 16 показаны кривые, отражающие развитие осадок во времени здания La Salle, построенные с использованием второго метода.

При использовании второго метода получены более точные данные и в случае исследования других зданий. Наиболее подходящим коэффициентом переуплотнения был $OCR = 1,15$, он характеризовал все здания кроме La Salle и левой части кондоминиума Nuncio Malzoni, для которых лучше подходил $OCR = 1,0$. Эти данные свидетельствуют о том, что здания Cristóvão Colombo, Франции и Бельгии были построены раньше, чем La Salle и левая часть кондоминиума Nuncio Malzoni. Все эти сооружения строились в 1960–

1970-е гг., поэтому величина эффективного напряжения не могла превысить величину давления предуплотнения, и разница во времени строительства способствовала лишь уменьшению коэффициента переуплотнения.

При нормальном уплотнении глины ($OCR = 1$) предыдущее строительство на той же площадке способствует увеличению давления предуплотнения и уменьшению осадки, однако, если $OCR > 1$, предыдущее строительство может привести к уменьшению коэффициента переуплотнения и увеличению осадки. В обоих случаях значения OCR будут только увеличиваться, если разница во времени строительства будет достаточной для завершения начальной осадки и начала вторичной.

Гонсалвес (Gonçalves, 1992) разработала новый метод определения осадок уплотнения, который успешно применялся для анализа рассматриваемых зданий. Поскольку процесс сжатия – это упруго-пластично-вязкое явление, использование для его описания только теории Терцаги приводит к получению очень упрощенной модели. Если грунт нормально уплотнен и отношение возрастающего напряжения к начальному равно единице, может применяться теория Терцаги. Однако, если грунт переуплотнен и указанное соотношение меньше единицы, нужно использовать реологическую модель, потому что в данном случае поведение определяется его ползучестью.

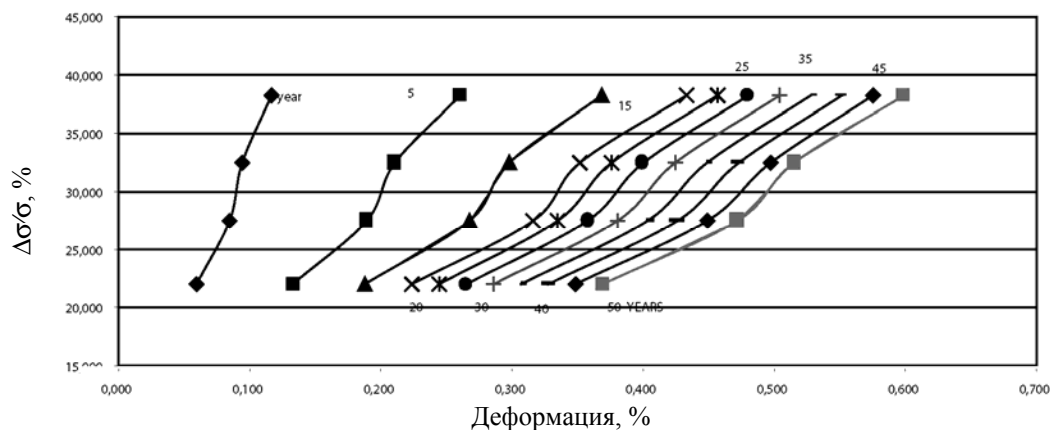


Рис. 17. Изокранаты деформации, возникающей из-за увеличения напряжения

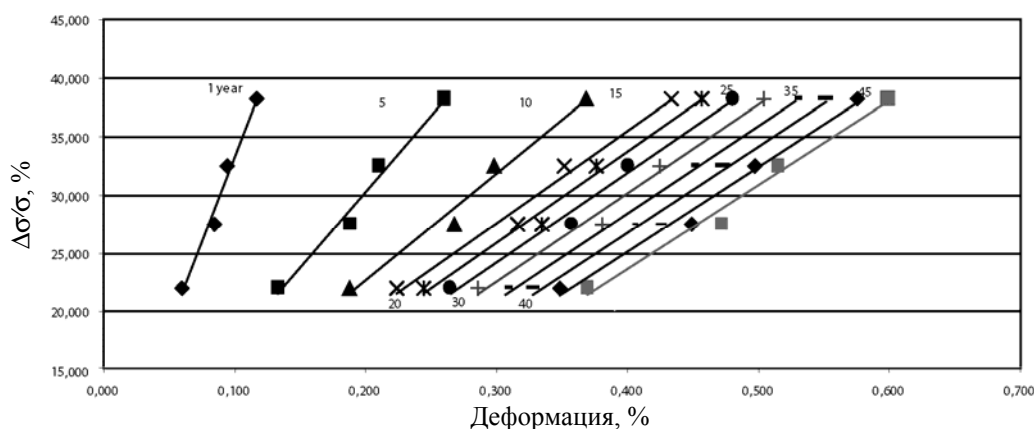


Рис. 18. Изокранаты усредненных величин деформации, возникающей из-за увеличения напряжения

Одна из основных трудностей при использовании вязкой модели (даже линейной) состоит в вычислении параметра вязкости.

При использовании нелинейно-вязкой модели (как это необходимо в данном случае) весьма сложно определить параметр вязкости, которая является функцией скорости деформации. В этом случае используется метод приближенных вычислений с представлением модели вязкости в виде изокранат зависимости между напряжениями и деформациями. На основании этих изокранат для определения величины осадки в любой момент времени можно использовать линейную или нелинейную теории упругости. Преимущество данного метода состоит в том, что его можно применять для любых условий.

Используя кривые развития измеренных осадок наблюдаемых зданий во времени и определив осадки, соответствующие приращениям напряжений $\Delta\sigma'_1$, $\Delta\sigma'_2$, $\Delta\sigma'...$, деленным на фактическое начальное напряжение σ'_i в центре слоя слабого грунта, можно построить графики развития деформаций при любом приращении напряжений. Данные изокранаты показаны на рис. 17, 18. На рис. 18 также изображены вычисленные средние значения.

Для выполнения графиков применялась статистическая обработка данных, однако корреляция оставалась прежней. Изокранаты, построенные с помощью теоретического метода, дают точные результаты с учетом толщины слоя песка или глины и величины

коэффициента переуплотнения, поэтому их можно использовать для прогноза осадок.

3. ТЕХНОЛОГИИ ВЫПРЯМЛЕНИЯ ИЛИ УМЕНЬШЕНИЯ КРЕНА ЗДАНИЙ

Сразу же после завершения строительства некоторые здания начали отклоняться от вертикали: на опорах здания *Mogêná* образовались трещины, в 1977 г. была прекращена эксплуатация здания *Excelsior*, в 1985 г. то же самое произошло со зданием *Nuncio Malzoni*, несмотря на неудачную попытку по уменьшению его осадок в 1978 г.

Строительство здания *Mogêná* началось в октябре 1965 г. и было завершено в декабре 1970 г. (Gerber et al, 1975). Сразу же была отмечена осадка центра тяжести здания по отношению к его внешним конструкциям, кроме того, здание могло наклониться в сторону боковой улицы. В 1969–1971 гг. недалеко от рассматриваемого сооружения был возведен 17-этажный жилой дом, что привело к еще большему увеличению крена здания. Через 6 месяцев после завершения строительства разрушились фронтальные опоры между первым и вторым этажами здания. Тогда было выполнено усиление конструкций сооружения и удален песок из-под 4 рядов опор в задней части здания. Но это не решило проблемы, и здание продолжало наклоняться в том же направлении. Когда процедура удаления песка была приостановлена, оказалось, что под 11 опорами фундамента, из-под которых удалялся песок, образовались большие пустоты (некоторые из них были настолько велики, что в них мог поместиться человек). Тогда было проведено новое усиление здания, чтобы остановить процесс отклонения, стабилизировать здание и, если возможно, вернуть его в первоначальное вертикальное положение.

Для укрепления здания принимались следующие меры:

между цокольным и первым этажами устраивалась стена из предварительно-напряженного железобетона, а первый этаж укреплялся с помощью дополнительных опор;

вокруг существующих жестких балок устанавливались 11 рычагов, которые соединяли балки между собой и со стеной с помощью предварительно-напряженных кабелей;

устанавливались металлические H-образные сваи размером 17,23×23 см и длиной от 50 до 52 м;

откапывался и бетонировался подземный рабочий тоннель, в котором все оголовники свай и рычаги закреплялись с помощью домкратов.

Мониторинг этих домкратов производился до конца 1990-х гг., т. е. до момента их снятия. В настоящий момент отклонение здания от вертикали составляет 40 см.

По указу городской администрации на основании отчета о возникновении значительных осадок, подписанного в Технологическом университете Сан-Пауло, в 1977 г. была прервана эксплуатация здания *Excelsior* (рис. 19). Величины максимальной и минимальной осадок составляли 1,65 м (опора 18) и 0,61 м (опоры 52, 53). Максимальная разность осадок между противоположными углами здания составляла 0,94 м, а относительная разность осадок определялась в пропорции 1:20. (Вся информация о рассматриваемом здании, приведенная в данной статье, основывается на документах, предоставленных городской администрацией.)

18-этажное здание *Excelsior* по форме напоминает букву L, внутренняя часть здания никогда не использовалась. Из-за того что здание начало наклоняться сразу же после завершения строительства, в нем даже не были установлены специально сконструированные лифты.

Если закрытие здания *Excelsior* широко обсуждалось в научных кругах и в прессе, то техническая информация по усилению фундаментов и всего сооружения не была опубликована. Для усиления конструкции в угловой части здания под дополнительно укрепленным фундаментом были установлены 52 буроинъекционные сваи длиной 52 м и диаметром в среднем 20 см. Первоначально предполагалось устроить 104 сваи, но, поскольку сразу же после завершения первого этапа работ осадка здания значительно уменьшилась, проектировщики решили не продолжать усиление.

На плиты гаража был насыпан дополнительный слой песка и бутового камня, поскольку считалось, что это способствует увеличению веса сооружения (на 20000 кН) и приведет к выравниванию здания. Однако желаемого результата достичь не удалось.

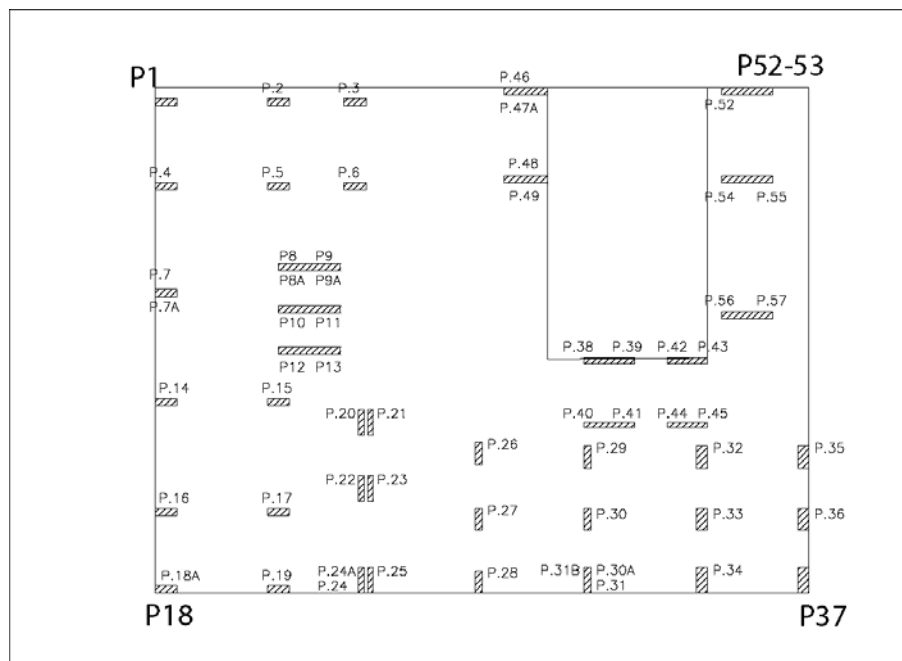


Рис. 19. План здания Excelsior

По указу мэра города на основании отчета Технологического университета Сан-Пауло (ИРТ) здание было закрыто и освобождено в 1979 г. Инженеры мэрии рекомендовали измерять осадки и запретить все работы, способствующие скрытию трещин.

Однако через несколько месяцев осадки здания возобновились, но уже со значительно меньшей скоростью. Согласно данным, предоставленным инженером из службы мэрии, наблюдавшим за осадками здания, в ноябре 1992 г. скорость развития осадок варьировала от 12 до 25 μ /день.

Но после 1993 г. исследование прекратилось, поскольку управляющий здания не позволил анализировать данные о его текущем состоянии.

В 1978 г. был реализован первый проект по усилению блока А в кондоминиуме Nuncio Malzoni. Под наклонившейся частью здания были устроены сваи, а для уменьшения N_A и увеличения действующих напряжений под менее накренившейся частью здания был снят зажим. Удалось стабилизировать процесс осадок примерно на 5 месяцев. Но после этого осадки возобновились с той же скоростью, что и до усиления.

В 1995 г. администрация города Сантос на основании отчета ИРТ установила срок (один месяц) для завершения работ по усилению блока А в кондоминиуме Nuncio Malzoni. Поскольку руководство кондоминиума осознавало всю важность и срочность задания, оно обратилось к известному профессору Карлосу Эдуардо Маффею (Университет Сан-Пауло, Политехнический институт, факультет строительных конструкций для проведения оценки конструкций здания. Использовалась также программа «PORCA» (железобетонный каркас), разработанная профессором Пимента. Программа учитывает нелинейное поведение бетона и стали в трехмерной постановке. В ходе исследования было высказано предположение, что здание продолжит оседать с той же скоростью, что и в последние 20 лет, до тех пор, пока конструкции окончательно не разрушатся. Было зафиксировано, что здание разрушится в результате образования пластических шарниров на некоторых балках. Основываясь на данных расчета, специалисты из ИРТ требовали немедленного закрытия здания. На самом деле при постоянной скорости увеличения разности осадок полное разрушение конструкций здания могло произойти

минимум через 8 лет. На рис. 20 показана схема предполагаемого разрушения здания.

Было предложено 3 варианта решения данной проблемы:

усиление конструктивных элементов здания, чтобы оно могло безопасно функционировать еще на два года, несмотря на постоянную скорость осадки;

усиление фундамента здания для уменьшения осадки;

усиление фундамента и устройство временной конструкции с использованием домкратов, для того чтобы вернуть здание в исходное вертикальное положение.

Четвертая альтернатива предполагала снос здания и возведение более высокого сооружения.

Проанализировав экономические преимущества каждого метода, владельцы здания выбрали третий вариант. Процесс усиления здания можно разбить на 3 стадии:

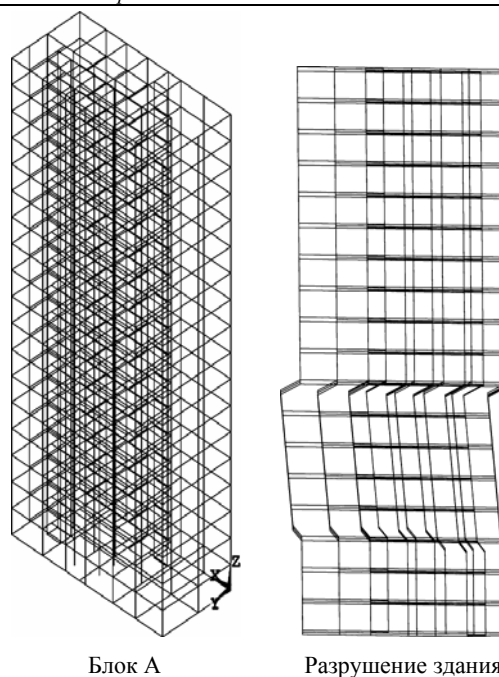
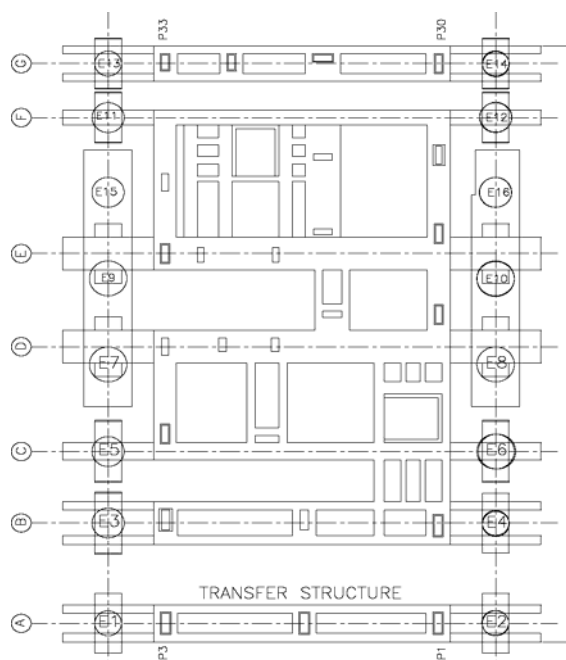


Рис. 20. Структурная схема здания и схема его предполагаемого разрушения



устройство 16 буровых свай разного диаметра (от 1 до 1,4 м) и длиной от 55 до 57 м;

строительство переходных балок (7 основных – поперечные балки типа Virandeel; остальные используются для передачи нагрузки с опор, которые не находятся на одном уровне с основными балками);

установка 14 гидравлических домкратов между блоками свай и 7 балками Virandeel.

Несущая способность домкратов составляет 400...900 тонн. На рис. 21 и 22 показаны план усиления здания и его трехмерное представление, на рис. 23 – схема расположения домкратов до и после усиления здания.

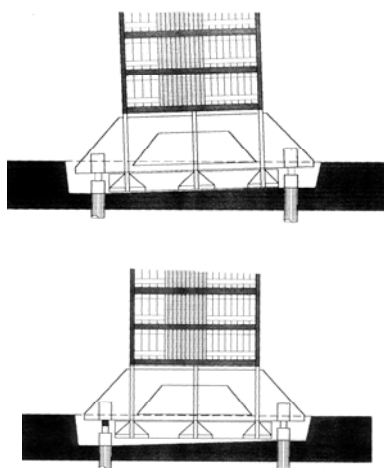


Рис. 23. Схема расположения домкратов

Здание, отклонившееся на 2,10 м, было возвращено в вертикальное положение, при этом наиболее осевшую часть пришлось поднимать на 80 см. В ходе всех стадий усиления здания проводились постоянные измерения осадок.

Устройство свай, блоков и переходных балок производилось на основе предварительных исследований, чтобы разность осадок не увеличивалась. На рис. 24 и 25 показано развитие осадок во время усиления здания.

При устройстве дополнительных балок осадочные марки сначала были перенесены на балки, связанные с опорами, а затем – на основные балки, которые использовались в процессе выравнивания. Кроме того, между балками и домкратами были установлены дефлектометры, а на блоках – дополнительные марки. Снимая показания с датчиков, можно было наблюдать за деформациями здания во время каждой операции.

Несмотря на то что в ходе установки домкратов на многие участки оказывалась двойная нагрузка, величина их осадки была минимальной. Максимальная величина измеренной осадки составляла 0,6 см (рис. 26, 27).

На рис. 28 показаны результаты работ по очистке фундамента в процессе выравнивания здания.

На рис. 29 показана система домкратов до и после выравнивания здания. Необходимо обратить особое внимание на то, что во время данной операции на каждый домкрат установ-

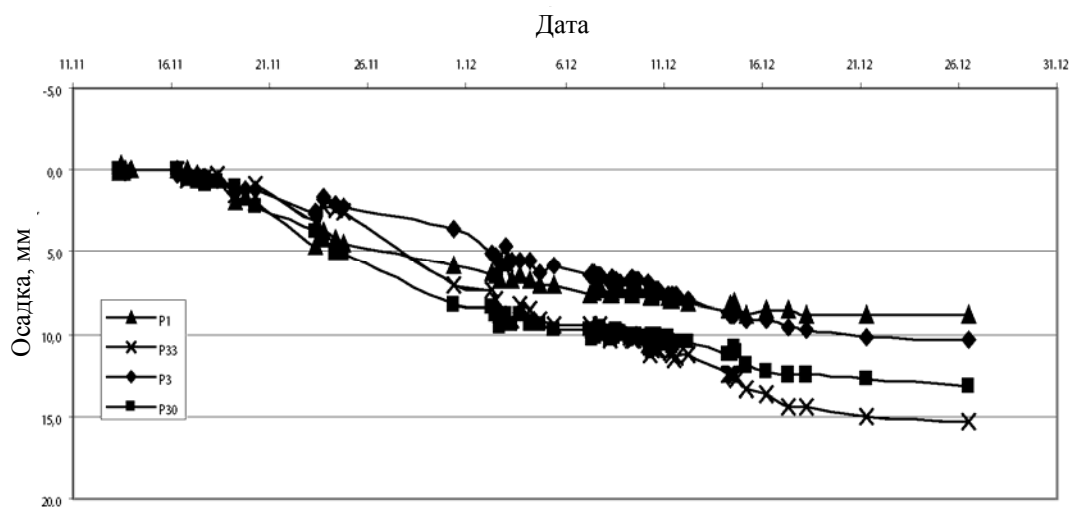


Рис. 24. Осадка крайних опор в процессе усиления здания

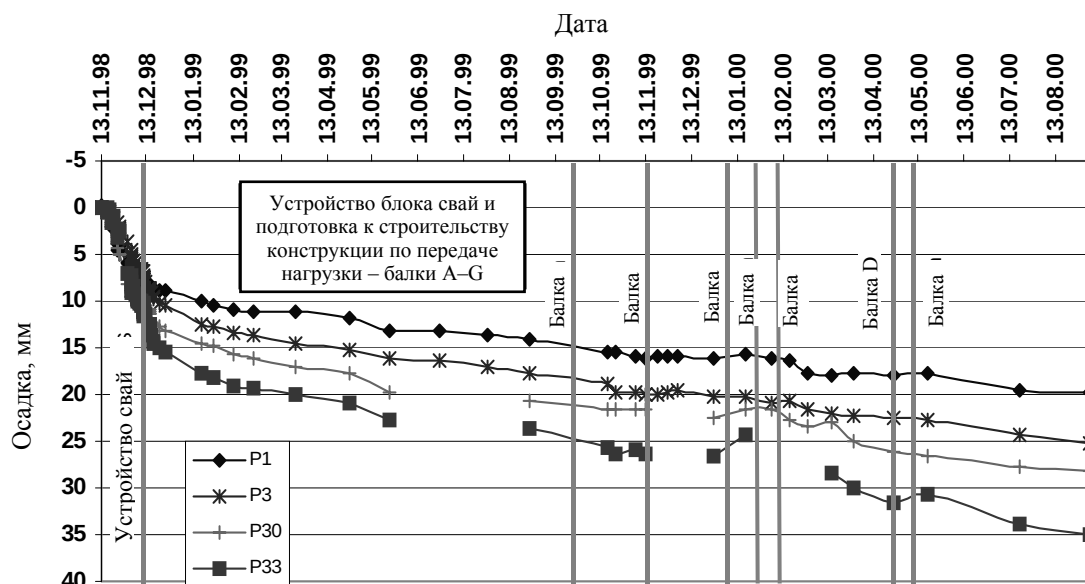


Рис. 25. Осадка крайних опор в процессе усиления здания

ливался специальный клин. На рис. 30 можно видеть фотографии здания до и после проведения операции по его усилению.

В 1960–1970-е гг. проводилось усиление и других зданий, однако информация об этих процессах остается закрытой. Мы беседовали с жителями, проектировщиками фундаментов

и инженерами, которые работали в Сантосе, но информацию удалось получить только от жильцов, поскольку технические данные не были опубликованы, а инженеры не располагали чертежами и документацией, согласно которым проводилось усиление зданий.

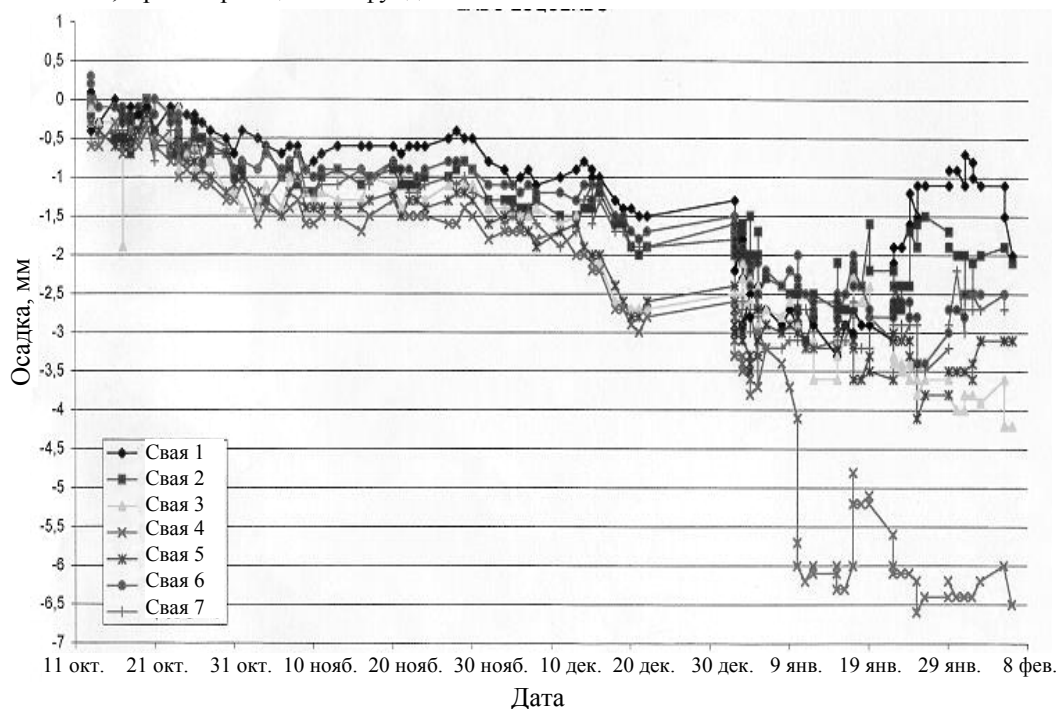


Рис. 26. Развитие осадок во времени в ходе установки домкратов в левой части здания

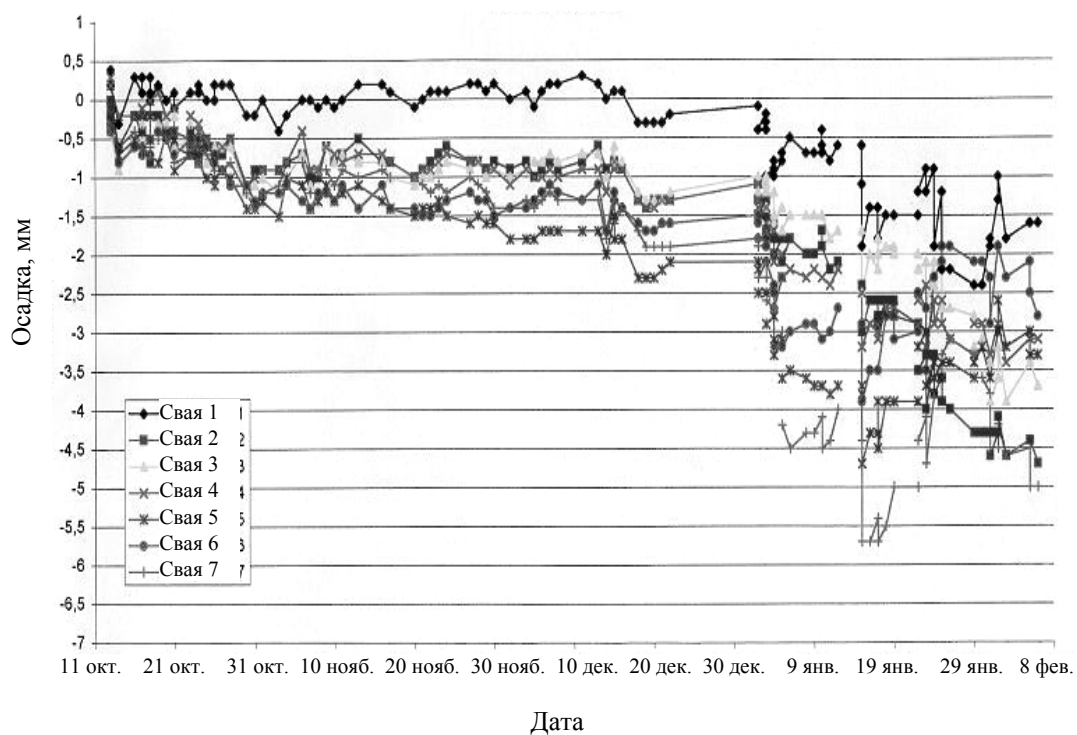


Рис. 27. Развитие осадок во времени в ходе установки домкратов в правой части здания

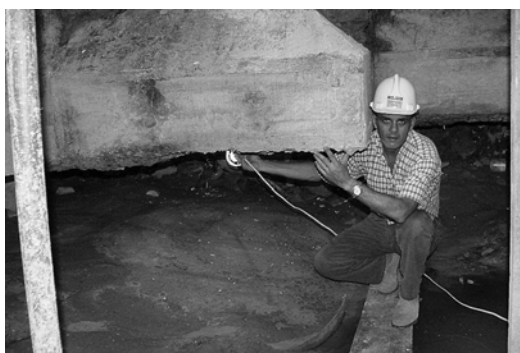


Рис. 28. Фундаменты во время выравнивания здания

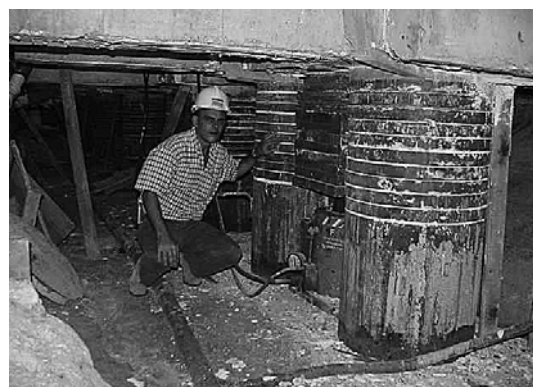


Рис. 29. Система домкратов до и после выравнивания здания



Рис. 30. Фотографии здания до и после его выравнивания

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Все здания, кроме построенных на фундаментах глубокого заложения или тех, чьи фундаменты были усилены, подверглись

процессу осадки от воздействия обратной засыпки. В табл. 8 приведены данные о максимальной и минимальной скоростях осадки для исследуемых зданий.

Таблица 8

Сравнение величин скоростей осадки в зависимости от количества этажей и возраста зданий

Количество этажей	La Salle	Франция	Бельгия	Caviúna
	17	15	15	11
Время от завершения строительства до 2000 г.	36	36	36	31
$V_{\text{мин}}$ (м/день)	23,2	19,9	22,6	24
$V_{\text{макс}}$ (м/день)	29,5	26,5	29,3	30,2

Средняя скорость осадки для 15...17-этажных зданий через 36 лет после завершения их строительства варьирует от 20 до 30 м/день (7,3...10,95 мм/год), при этом скорость деформации составляет 0,04...0,05% в год. В ходе наблюдений выяснилось, что скорость деформации не зависит от количества этажей в здании.

До сих пор не удалось точно определить величины коэффициентов консолидации и переуплотнения, с помощью которых можно построить кривые развития осадок во времени. Если глины переуплотнены, то развитие осадки во времени должно вычисляться с использованием переменных значений C_v , зависящих от напряженного состояния. При этом следует учесть, что начальные напряжения могут быть меньше величины давления предуплотнения, а конечные напряжения – как меньше, так и больше этой величины. Диапазон колебаний величин C_v для переуплотненных грунтов гораздо больше, чем для нормально уплотненных грунтов. Этим можно объяснить различие в значениях C_v , определенных в ходе лабораторных и полевых исследований. Однако, несмотря на то что в некоторых районах Сантоса коэффициент переуплотнения равен 1,3 (согласно данным лабораторных испытаний), а вторичные осадки проходят так же, как и первичные, их все равно нельзя описывать только на основании теории Терцаги, поскольку она не учитывает эффект вязкости. Поэтому параметры, найденные с помощью данной теории, будут

отличаться от реальных. Для получения более точных результатов необходимо использовать компьютерную программу, в которой каждое здание рассматривается в течение продолжительного отрезка времени с учетом осадок, произошедших в процессе строительства здания. Также во избежание неопределенностей желательно сразу же точно измерить напряжения, которые передаются на основание через опоры.

Список литературы

1. Frigerio A. G., Andrade W. F., oliveira Y. F. Santos – um encontro com a história e geografia. Santos: Ed. Universitária Leopoldianum, 1992. (An Encounter with History and Geography)
2. Gerber I., Golombek S., Colotto A. S. A. Estabilização de settlements e tentativa de endireitamento de prédio de 18 pavimentos em Santos. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, Buenos Aires, 1975. Anais. Buenos Aires: v. 3, 1975, p. 201–210. (Settlement stabilizing and an attempt to bring an 18-Story Santos Building Back to Plumb).
3. Golombek S. et al. Fundações em Santos é problema. O Dirigente Construtor, v.1, n. 4, p. 30–42, fev. 1965. (Problem Foundations in Santos).
4. Gonçalves H. H. S. Análise crítica através de modelos visco-elásticos, dos resultados de ensaios de laboratório, para previsão de settlements dos solos da Baixada Santista. 1992. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. (Critical analysis through viscous-elastic models resulted from lab trials for forecasting soil settlement at the Santos Basin.)
5. Gonçalves H. H. S. A new method to determine the consolidation's settlement In COMPRESSION AND CONSOLIDATION OF CLAYEY SOILS, Hiroshima, 1995, v1, 1995, p. 411–416.
6. Gonçalves H. H. S. et al Parâmetros geotécnicos das argilas de Santos In XII COBRAMSEG CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, São Paulo, 2002, v1, p. 467–476.
7. INSTITUTO DE ENGENHARIA DE SÃO PAULO (1965). Para uma Orientação ao Projeto de Estrutura de Fundação de Obras na Baixada Santista. Publicação da Divisão Técnica de Estruturas. P. 1 a 66 (Guidelines for the Structural Project of the Santos Basin Works Foundation).
8. Machado J. Estudos de settlements de fundações diretas em Santos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1954. Anais. Porto Alegre: ABMS, 1954. v.2, p. 166–174. (Studies for settlement foundations in Santos)
9. Machado J. Settlement of structures in the city of Santos, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Paris, 1961. Proceedings. Paris: s.e., v. 1, p. 719–725.
10. MAFFEI et al Renivelamento do Edifício Núncio Malzoni – Projeto e aspectos estruturais In WORKSHOP PASSADO, PRESENTE E FUTURO DOS EDIFÍCIOS DA ORLA MARÍTIMA DE SANTOS, 2003, p. 77–100.
11. Massad F. (1985). As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: – Características e Propriedades Geotécnicas. Tese de Livre Docência apresentada ao Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. (Quaternary Clays at the Santos Basin – Geo-technical characteristics and Properties).
12. Massad F. Baixada Santista: implicações da história geológica no projeto de fundações. In: CONFERÊNCIA PACHECO SILVA, São Paulo, 1999. Publicação da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1999. (Santos Basin : Implications of the Geological History in foundation projects)
13. Pimenta P. M., Gonçalves H. H. S., Maffei C. E. M., Pauletti R. M. – A Programming System Non-linear Dynamic and Static Analysis of tall Buildings In: Computation Mechanics. New trends and Applications., 1998, Barcelona: S Idelsohn, E. Oriate and E. Dvorkin, 1998.
14. Suguio K., Martin L. Geologia do quaternário. In: MESA REDONDA – SOLOS DO LITORAL DE SÃO PAULO, 1994. Anais. São Paulo: ABMS, 1994.
15. Teixeira A. H. (1960.A). Typical Subsoil Conditions and Settlement in Santos, Brasil. Proceedings 1º Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I, P. 149 a 177. Mexico.
16. Teixeira A. H. (1960.b). Contribution to the Study of the Time - Settlement Relation of Actual Structures. Proceedings 1º Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I, P. 179 a 200. Mexico.

17. *Teixeira A. H.* (1960.c). Case History of Building Underlain by Unusual Condition of Preconsolidated Soil. Proceedings. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I, P. 201 a 215. México.

18. *Teixeira A. H.* Fundações rasas na Baixada Santista. In: MESA REDONDA – SOLOS DO LITORAL DE SÃO PAULO, 1994. Anais. São Paulo: ABMS, 1994. p.137-154. (Shallow Foundations at the Santos Basin)

19. *Vargas M.* Fundações de edificios em São Paulo e em Santos. Politécnica, s.n., p. 10–28, jan. 1972. (São Paulo and Santos buildings Foundation)

20. *Vargas M.* Baixada litorânea. In: MESA REDONDA – SOLOS DO LITORAL DE SÃO PAULO, 1994. Anais. São Paulo: ABMS, 1994. p. 17–40. (Seaside Lowlands)