

ГОУВПО
«Донецкий национальный технический университет»
Кафедра «Строительство зданий, подземных сооружений
и геомеханика»

Б.А. Лысиков

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
по дисциплине
«Строительство выработок большого поперечного сечения»
для студентов специальности
21.05.04 «Горное дело»
специализация - «Шахтное и подземное строительство»

УТВЕРЖДЕНО
на заседании кафедры строительства
зданий, подземных сооружений и
геомеханики
Протокол № 5 от 04.12.2017

Донецк – 2017

Составитель:

Лысиков Борис Артемович – кандидат технических наук, профессор кафедры строительства зданий, подземных сооружений и геомеханики.

Конспект лекций по дисциплине «Строительство выработок большого поперечного сечения» [Электронный ресурс] : для студентов уровня профессионального образования «специалист» специальности 21.05.04 «Горное дело» специализации «Шахтное и подземное строительство» всех форм обучения / ГОУВПО «ДОННТУ», Каф. строительства зданий, подземных сооружений и геомеханики; сост. С.В. Борщевский. – Электрон. дан. (1 файл: 23,2 Мб). – Донецк: ДОННТУ, 2017. – 242 с. – Систем. требования: Acrobat Reader.

Приведено содержание всех лекций по дисциплине «Строительство выработок большого поперечного сечения», перечень учебной литературы. Конспект лекций может быть полезен студентам всех форм обучения, изучающим предмет заочно или по индивидуальному графику со свободным посещением аудиторных занятий, а также преподавателям, занятым по данной дисциплине

1. ДИЗАЙН И СТРОИТЕЛЬСТВО БОЛЬШИХ ПОДЗЕМНЫХ ПОЛОСТЕЙ ОТКРЫТЫМ СПОСОБОМ: ОБЩИЙ ПОДХОД

1.1 Общие сведения

Интенсивное освоение подземного пространства является характерной чертой современного промышленного и гражданского строительства и вызывается следующими основными причинами:

- недостатком свободных территорий для строительства на поверхности, особенно в больших городах с плотной застройкой;
- необходимостью изоляции подземных сооружений от условий поверхности: климатических (экстремально высокие или низкие температуры, ураганы, торнадо и другие природные катаклизмы), шума и вибраций, социальных нагрузок в районе строительства (численность населения, перегрузка транспортных коммуникаций, насыщенная сеть инфраструктуры;
- вредным влиянием проектируемых объектов на окружающую среду (складирование обычных и радиоактивных отходов, изоляция парниковых газов).

Далее описываются основные принципы дизайна больших подземных полостей для заглубленных зданий, сооружаемых открытым способом, т.е. с поверхности земли. Поскольку таким образом строятся, в основном, объекты гражданского назначения, основное внимание уделено их архитектурным особенностям, анализу преимуществ и недостатков подземного расположения, созданию комфортных условий пребывания людей.

На практике имеются также случаи совмещения открытого способа строительства с подземным (рис. 1.1), когда часть объекта сооружается с поверхности, а другая часть через специальные туннели, вертикальные и наклонные стволы доступа.

В главе приведены геотехнические особенности строительства больших подземных полостей для заглубленных зданий.

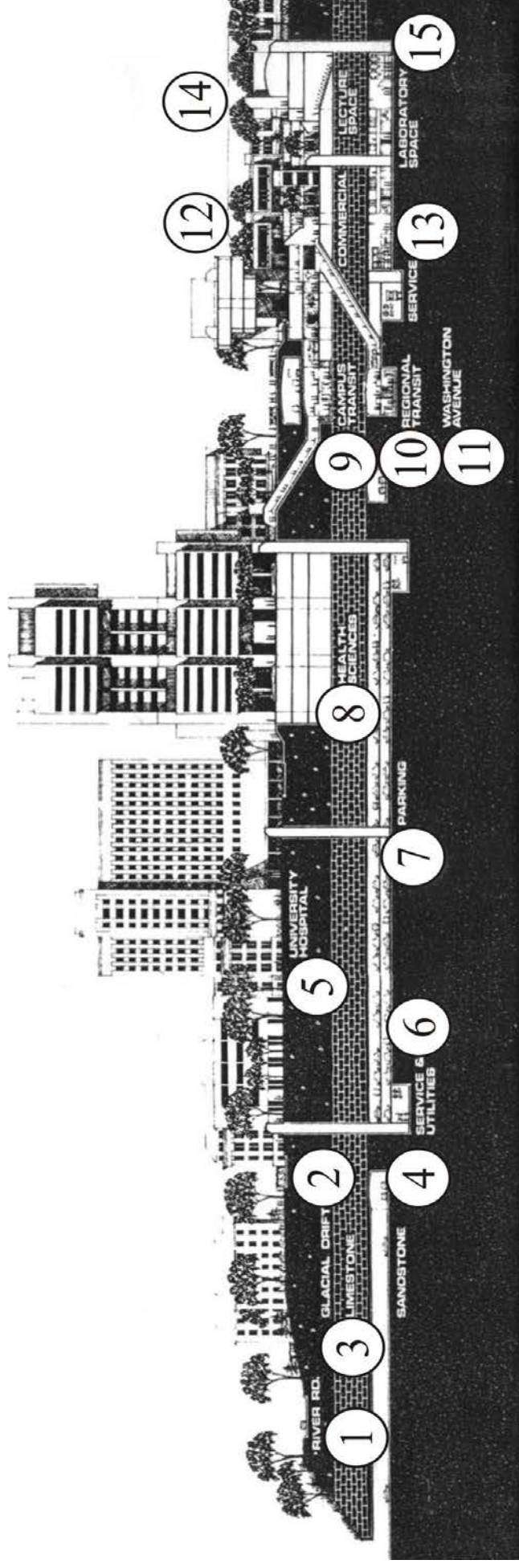


Рис. 1.1.1. Схема совмещения открытого и подземного способов строительства
(университет штата Миннесота)

1 – улица River road; 2 – ледниковые насосы; 3 – известняк; 4 – песчаник; 5 – университетский госпиталь; 6 – туннель инфрасруктуры; 7 – паркинг; 8 – факультет медицинских наук; 9 – переходы кампуса; 10 – региональный транзит; 11 – улица Вашингтон-авеню; 12 – коммерческие

1.2 Преимущества использования подземного пространства

а) общие архитектурные соображения

Строения, частично или полностью расположенные под землей, менее заметны, чем наземные, что часто может быть преимуществом: они сохраняют характер природного окружения, вторжение в которое искусственных форм оказывается нежелательным. По этим причинам в зонах национальных парков предусматривается, как правило, подземное расположение строений. Подобное решение часто становится единственно возможным в исторических районах, университетских кампусах, сложившихся городских территориях, что позволяет сохранить гармонию с окружающей средой и природные ресурсы (рис. 1.2-1.5).

Более общим решением является подземное расположение объектов промышленности, хранения и транспортировки грузов, парковочных систем, инфраструктуры, для которых характерен мало привлекательный внешний вид.

Подземные структуры, строящиеся открытым способом, имеют варьируемую степень визуального воздействия в зависимости от видимых входов, внутренних дворов и других подземных элементов (рис. 1.6).

Сохранение открытых пространств на поверхности земли является еще одним преимуществом подземного строительства. Такое расположение объекта позволяет разместить на его крыше парковую или публичную зону без потери открытого пространства. Это преимущество особенно важно в застроенных районах, таких, как городские коммерческие центры или университетские кампусы. Открытое пространство желательно сохранять не только для отдыха и восстановления сил, но также для обеспечения доступа солнечному свету и обзора окрестностей.

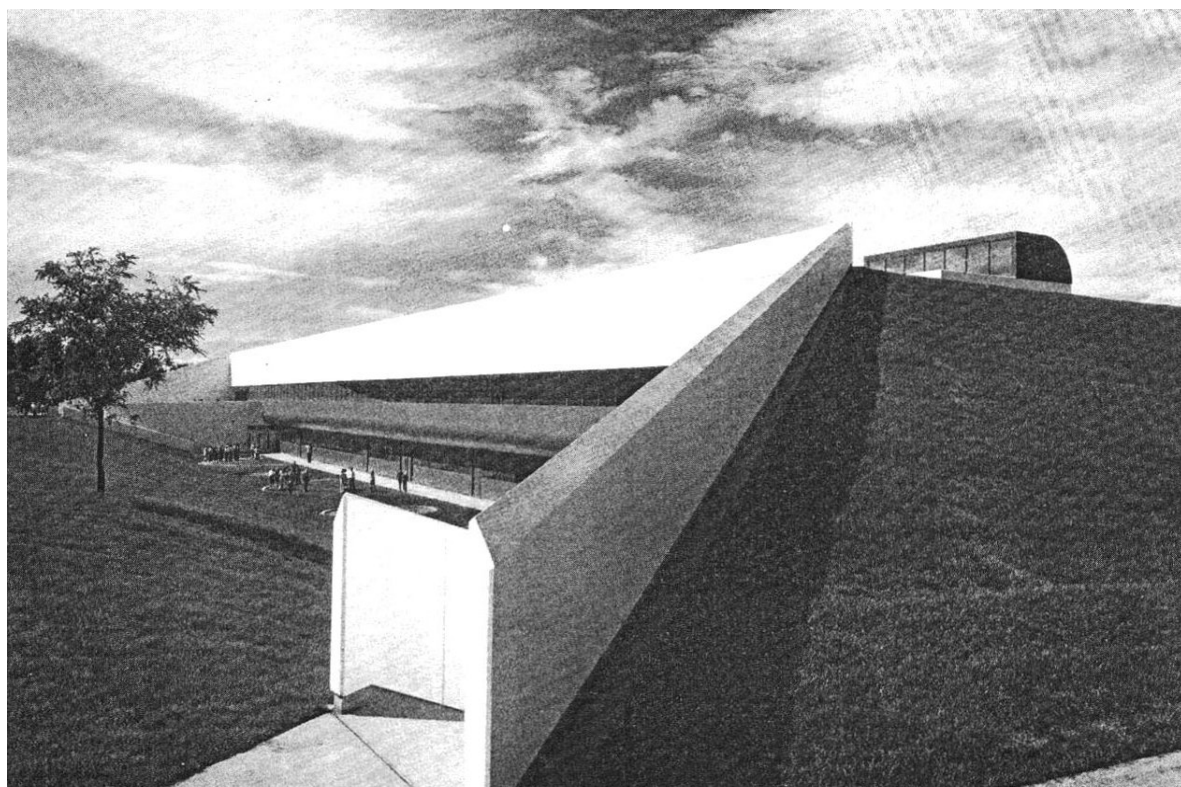


Рис. 1.2. Библиотека Nathan Marsh Pusey университета Harvard, штат Массачусетс, США

Изоляция от наземных шумов важна для таких объектов, как школы, библиотеки, музеи, которые, благодаря подземному расположению, могут размещаться вблизи автомагистралей, аэропортов, производственных или складских объектов. С другой стороны, расположение под землей промышленных объектов позволяет сократить буферную зону, отделяющую эти объекты от жилого района и необходимую при их традиционном наземном строительстве (рис. 1.7).



Рис. 1.3. Школа Wildwood, Aspen, штат Колорадо, США



**Рис. 1.4. Школа Blue Ridge Elementary School, Walla,
штат Вашингтон, США**

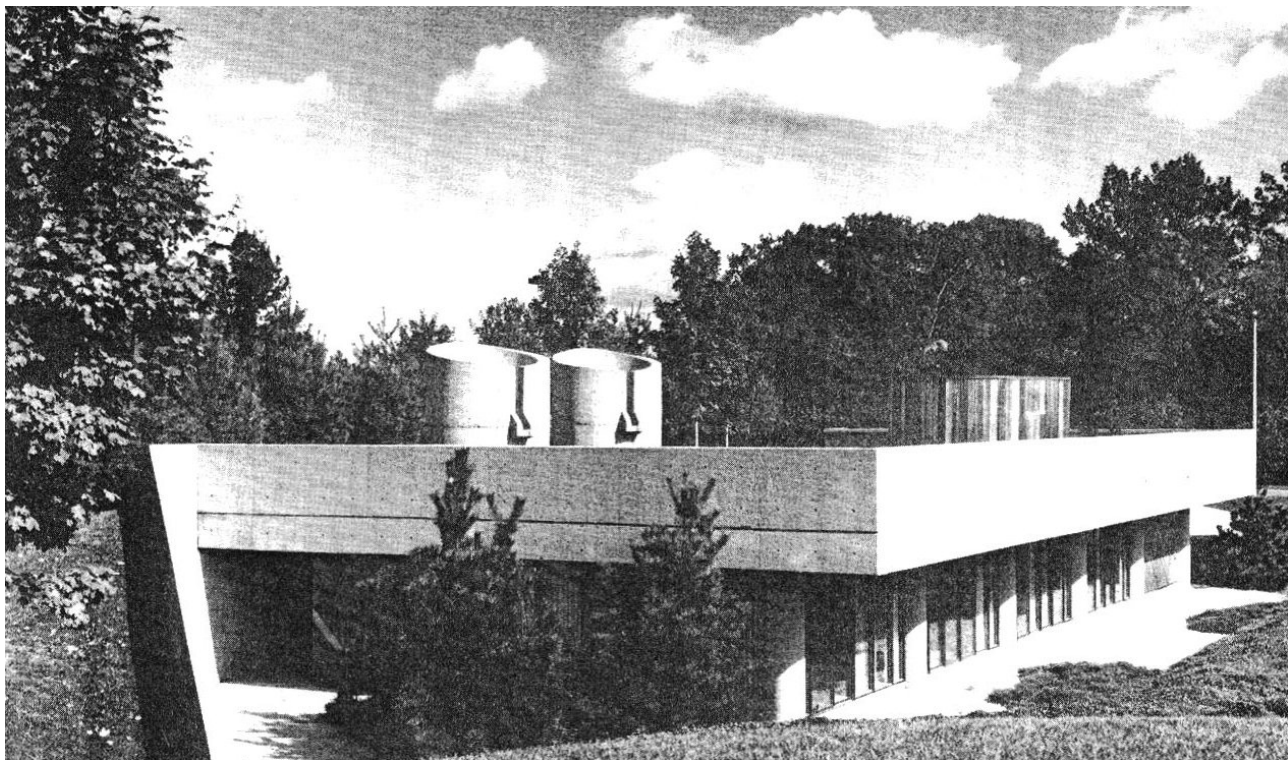


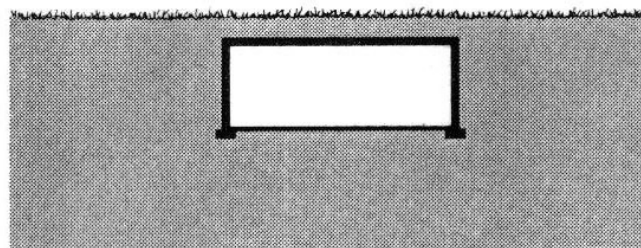
Рис. 1.5. Центр образования National Art Education Association Headquarters, Reston, штат Вирджиния, США

Важной характеристикой подземных сооружений является их способность интегрироваться в окружающую среду при строительстве на крутых склонах, например, при их углах, превышающих 50% (27%). Такие сооружения особенно пригодны для функций, которые требуют света и обзора пространства, в частности, для офисов или жилья. Поскольку склоны, превышающие 20%, часто считаются нежелательными для традиционного строительства, подземное расположение объектов позволяет достичь более эффективного использования земли, особенно, в густо заселенных городских районах.

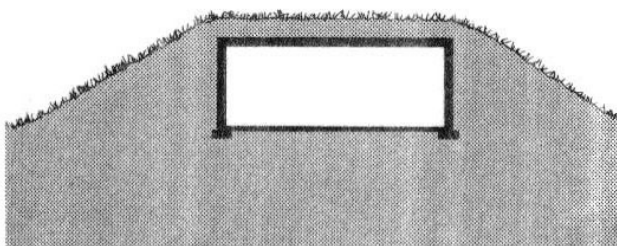
С природоохранной точки зрения подземные сооружения становятся частью естественного ландшафта, они покрываются землей и растениями, позволяют удерживать уровень подземных вод, сохранить или восстановить объемы флоры и фауны, характерные для района строительства.

a)

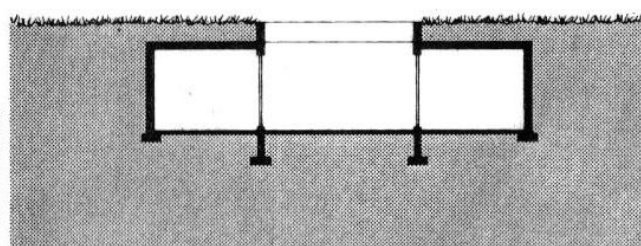
б)



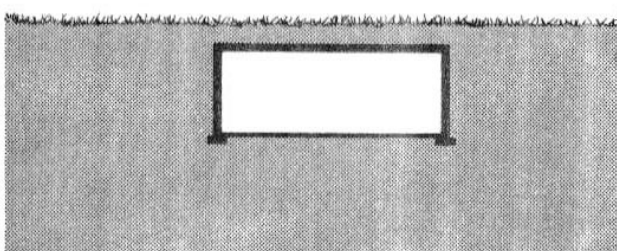
A: Chamber



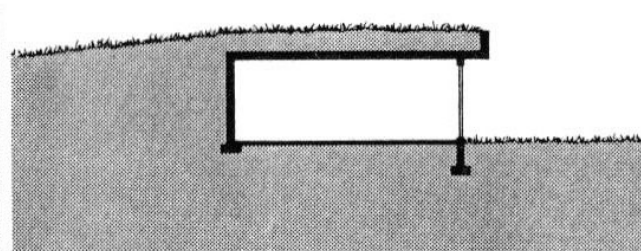
A: Bermed on Flat Site



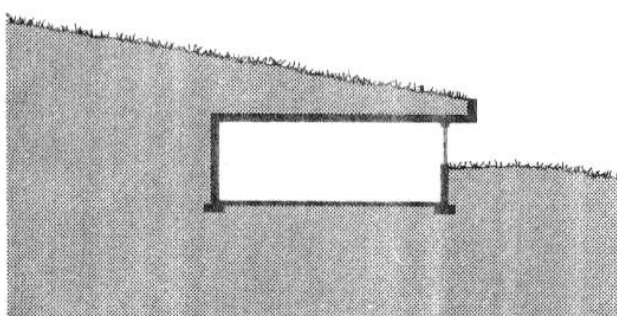
B: Atrium



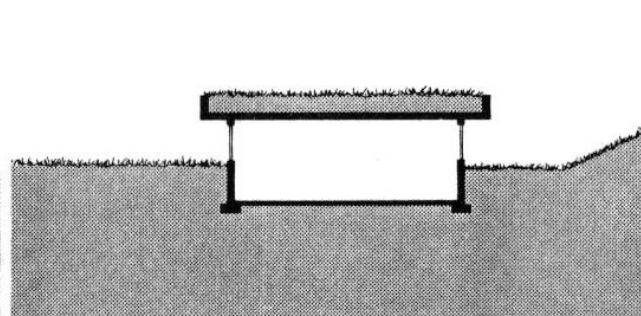
B: Subgrade on Flat Site



C: Elevational



C: Set into Sloping Site



D: Penetrational

Рис. 1.6. Классификация схем подземных структур

а) классификация по отношению к наклону поверхности.

А – обвалованная структура на плоской площадке; В – заглубленная структура на плоской площадке; С – структура, расположенная на склоне;

б) классификация по способу доступа с поверхности.

А – камера; В – атриум; С – приподнятый доступ; D – погружное строение.

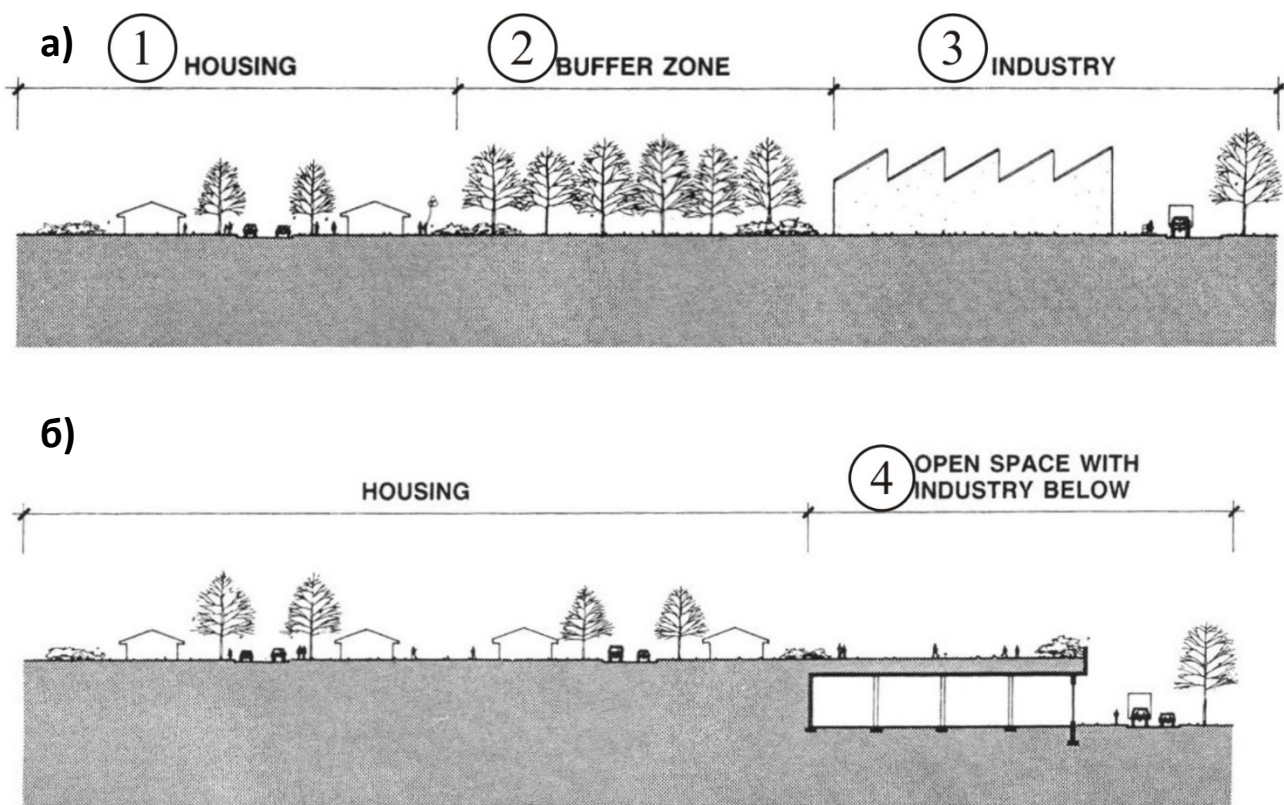


Рис. 1.7. Сокращение территории строительства при подземном расположении объекта

а) буферная зона при подземном расположении;

б) сокращенная территория промышленной зоны.

1 – жилая зона; 2 – буферная зона; 3 – промышленный объект;

4 – открытое пространство над промышленной зоной

б) энергосберегающие соображения

Подземные объекты имеют энергосберегающие преимущества, некоторые из них количественно еще не определены, другие зависят от индивидуального дизайна объекта и климатических условий. В общем смысле, чем больший процент поверхности объекта контактирует с землей и чем глубже он расположен, тем больший достигается эффект сохранения энергии. Для многих функций, однако, требуется доступ к поверхности земли и достаточная площадь оконных проемов по психологическим и физиологическим причинам, а также по соображениям безопасности.

Для структур, поверхность которых контактирует с землей, полностью исключается инфильтрация воздушных струй, что выражается в уменьшении потребностей в энергии как для обогрева, так и для охлаждения воздуха. Это, в особенности, относится к зимним ветрам. Устранение неконтролируемого проникновения внешнего воздуха позволяет обеспечить управляемую вентиляцию объекта.

При его расположении на достаточной глубине минимизируются потери тепла через поверхность контакта с окружающими грунтами. На

глубине более 3 м температура грунтов стабилизируется, приближается к среднегодовой температуре в теплом климате и превышает на несколько градусов районы со значительным снежным покровом. Большие массы земли уменьшают и задерживают теплообмен с поверхностью, что имеет особые преимущества в чрезвычайно холодные периоды. В большинстве районов эффект усреднения температуры достигается на глубине более 1,5-1,8 м (рис. 1.8). Места, где заглубленная структура имеет недостаточное покрытие землей, требуют дополнительной изоляции от наружного климата.

С другой стороны, объекты сооружаемые на глубине 30м и более, имеют условия с постоянной температурой или влажностью. Это дает особые преимущества для определенных функций, например, лабораторий, компьютерных помещений, хранения документов или холодного хранения пищевых продуктов.

Когда температура воздуха в пределах пространства строения превышает температуру земли, излишки тепла передаются окружающим грунтам от стен и пола. Изоляционные слои, отделяющие интерьер строения от земли, уменьшают охлаждающий эффект, который зависит от температуры окружающих грунтов, определяемой не только климатом района, но и другими факторами, например, толщиной покрывающего слоя, содержанием влаги в грунте, влиянием прилегающих зданий.

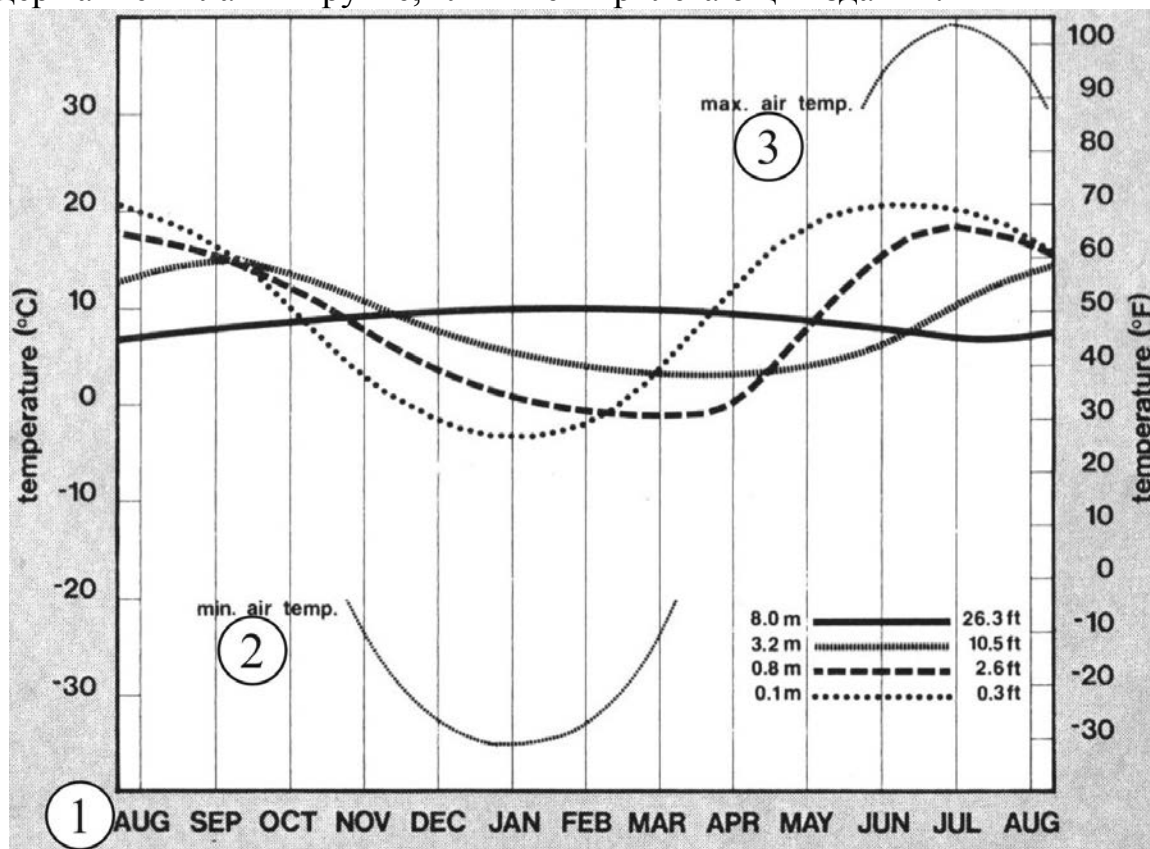


Рис. 1.8. Диаграмма сезонных колебаний температур
 1 – месяцы; 2 – минимальная температура; 3 – максимальная температура

С другой стороны, кровля подземного (заглубленного) здания, покрытая землей или обвалованные стены поглощают тепло, излучаемое солнцем. В климате с холодными летними ночами земля высвобождает это тепло. Здесь особую роль играют растения, которые для роста требуют достаточного уровня влажности земли. Наконец, поскольку дизайн подземного здания предусматривает минимальную площадь окон, это также существенно сокращает нагрев в нем воздуха по сравнению с обычными наземными зданиями.

Большие массы земли, окружающие подземное здание, задерживают и сглаживают эффект резких колебаний температуры и ее разницу днем и ночью. Кроме того, поскольку большинство подземных или заглубленных сооружений строится преимущественно из бетона с изолирующими слоями, эти материалы увеличивают стабилизирующий эффект. Сглаживание пиковых температур позволяет снизить требования к нагревающему и охлаждающему оборудованию. Уменьшается также общее потребление энергии.

Наконец, эффект, связанный с уменьшением колебаний температуры, заключается в том, что последняя в заглубленном здании может оставаться относительно стабильной в течение многих дней без подачи тепла. Это становится большим преимуществом при выходе из строя энергопитания, особенно, при отдаленном расположении объекта. Например, здания зон отдыха, которые строят вдоль автотрасс, изолированы и не заняты постоянно, имеют насосное оборудование, подверженное замерзанию. Такие строения заглубляются в землю с целью стабилизации температуры.

Как показывает диаграмма рис. 1.8, сезонные колебания температур не только снижаются с увеличением глубины, но также задерживают изменения температуры на некоторый последующий период времени. Это позволяет сэкономить энергию для отопления подземного здания, поскольку тепло земли, накопленное летом, уменьшает потребности в обогреве здания весной и осенью. С другой стороны, холодные зимние температуры грунта снижают потребности охлаждения здания весной и летом. Часто глубина расположения строения бывает так велика, что сезонные температуры вообще не колеблются – температура остается постоянной, приближаясь к среднему годовому уровню.

Отопительные и охлаждающие нагрузки подземного строения зависят также от производственной деятельности в нем, числа людей, установленного оборудования, освещения и вентиляции. Для температурного режима имеет также значение продолжительность потребления энергии оборудованием: в одних случаях оно работает 100% времени, тогда как в других оно используется спорадически или в прерывистом режиме. В большинстве нежилых помещений оборудование служит от 30 до 50% времени (8-12 часов в сутки).

Строения могут отапливаться или охлаждаться только в пределах зоны, занятой людьми и только во время их работы.

в) соображения безопасности

Структуры, окруженные или покрытые землей, более защищены от различных природных бедствий, чем традиционные здания. Они лучше противостоят ветрам, штормам или торнадо. Чем глубже расположено здание, тем более оно устойчиво к землетрясениям.

Большинство подземных структур построено из бетона, окруженного грунтами или – при глубоком расположении – коренными породами. Эти негорючие материалы обеспечивают высокую степень противопожарной защиты и предотвращают распространение огня. Поэтому подземные сооружения наиболее пригодны для хранения ценных материалов, рукописей или звукозаписей. Изоляция от поверхности также позволяет хранить под землей летучие или возгораемые виды топлива, другие опасные жидкости.

Многие параметры подземного строения, обеспечивающие его защиту от природных бедствий, предотвращают также угрозу от террористических атак, радиоактивных осадков, других опасностей. Степень защиты зависит от мощности и структуры покрывающего слоя земли, а также от числа и размеров связей с поверхностью. Для обеспечения максимальной защиты применяются специальные меры на входах и вентиляционных системах.

Подземные сооружения имеют, как правило, двойное применение. Используемые, в основном, для технологических целей, они при необходимости могут служить защитой населения при военной ситуации.

г) изоляция от шума и вибраций

Большие грунтовые или породные массы, окружающие подземные сооружения, ограничивая связь последних с поверхностью земли, снижают или полностью устраняют шум и вибрации. Изоляция от этих факторов желательна по следующим причинам. Во-первых, технологические функции строения – научные исследования, высокоточное производство – могут требовать изоляции от внешнего воздействия. Во-вторых, собственное оборудование подземного объекта может создавать шум и вибрации, воздействующие на окружающую среду. Производственные или транспортные функции служат примером источника такого воздействия.

1.3 Недостатки использования подземного пространства

а) общие психологические соображения

Наибольшие недостатки использования подземного пространства относятся не к технической или физической областям, а скорее – к психологической. Идея размещения важных для людей функций под землей часто встречает сопротивление, даже хотя подобные функции уже выполняются в беззаконном или другом замкнутом пространстве наземного здания.

Некоторые люди имеют стойкую негативную реакцию на простое упоминание о подземном строении. Многие из них никогда не видели хорошо запроектированный подземный объект, но, тем не менее, сознательно или подсознательно имеют о нем отрицательное мнение. Существует несколько причин этого феномена. Одна из них ассоциируется со смертью и похоронами, другая – со страхом обрушения и попадания в завал. Часто люди связывают подземное пространство с плохо запроектированным и непроветриваемым подвалом.

Такое неадекватное отношение обычно уменьшается или вовсе исчезает в хорошо продуманных проектах.

б) нехватка естественного освещения

Когда здание расположено частично или полностью под уровнем земли, а существенная площадь стен покрыта землей, выбор решений по естественному освещению этого здания ограничен. Для здания, расположенного вблизи поверхности такое ограничение преодолевается использованием внутреннего двора, застекленной крыши, других проемов. При значительной глубине сооружений проблема освещенности становится более сложной, хотя такие инновации, как передача света с поверхности оптическими линзами и зеркалами, имеют обещающие перспективы.

Хотя естественное освещение осознается, как психологическое преимущество, из этого не следует, что такое освещение требуется постоянно или для всех видов деятельности. Очень немногие строения должны иметь окна в каждом помещении. Так, склады и библиотеки, в общем случае, не требуют наличия окон. Для многих функций окна вообще нежелательны, например, в театре или учебной аудитории, где они могут отвлекать внимание присутствующих. С другой стороны, частные офисы и госпитальные палаты, лишенные окон, представляются неприемлемыми.

в) ограничение доступа

Имея в виду, что основные транспортные и людские потоки функционируют на уровне поверхности, их доступ к подземному объекту имеет существенные ограничения. Степень сложности этой проблемы зависит от близости объекта к поверхности, специфических условий участка строительства и технологических требований к доступу. Естественно, доступ под землю наиболее легко осуществляется в обвалованных строениях на поверхности или в тех из них, которые имеют всего один или два подземных уровня, связанных с поверхностью рампами, лестницами или внутренними дворами. Объекты, расположенные на склонах холмов, имеют лучшие возможности для прямого горизонтального доступа. Проблемы усложняются при глубоком расположении объектов, так как доступ к ним возможен только через вертикальные стволы. Приемлемый доступ обеспечивается в тех случаях, когда с естественного откоса может быть построен горизонтальный

туннель. Рис. 1.9 и 1.10 иллюстрируют различные типы доступа к подземному пространству.

Функции подземного объекта определяют требования к доступу и его параметрам. Торговым центрам, учебным помещениям, аудиториям, театрам, церкви, спортивным залам необходимы адекватные доступы в связи с циркуляцией большого числа людей, часто передвигающихся в одно и то же время. В других случаях в некоторых офисах, музеях и библиотеках доступ не требует особенно крупных параметров или наличия транспортного оборудования.

Прямой транспортный доступ обеспечивается к подземным складским и производственным помещениям для доставки разного рода товаров и оборудования. Здесь требуются крупные рампы для автомобилей или интенсивное вертикальное перемещение грузов.

г) строительные ограничения

Некоторые виды подземных объектов из-за их технологических функций строятся с относительно большими пролетами и высотой помещений. К ним относятся аудитории, театры, церкви, теннисные корты, плавательные бассейны, другие места больших скоплений людей.

В этих случаях большая нагрузка грунта на плоскую крышу, соединенная с боковым давлением земли на погруженные стены, увеличивается с ростом глубины строительства и приводит к применению более тяжелых и дорогих несущих конструкций.

Кроме общестроительных проблем, все строения, располагаемые ниже уровня земли, имеют потенциальную опасность просачивания подземной воды. Ликвидация последствий этого часто оказывается дороже, чем относительно высокая стоимость удовлетворительно работающих водонепроницаемых систем. Данный фактор также усложняет подземное строительство.

Одним из присущих последнему недостатков, является появление воды в различных точках структуры, удаленных от реальных пунктов просачивания, затрудняя их обнаружение. Даже когда место просачивания локализовано, затраты на удаление грунта и последующий ремонт могут оказываться весьма высокими.

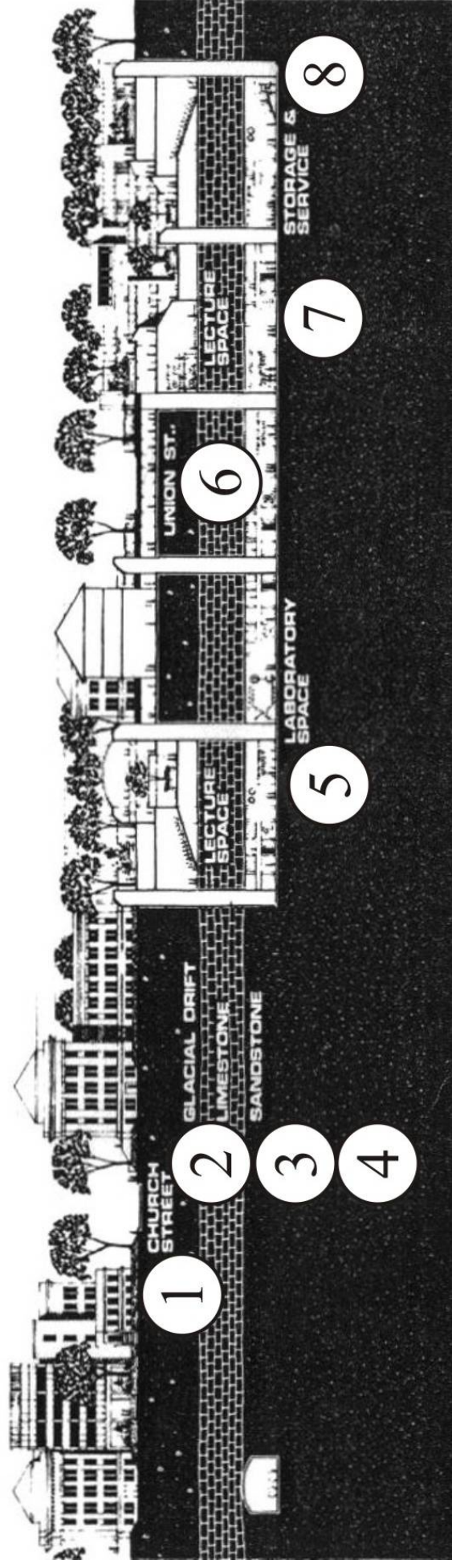


Рис. 1.9. Подземное расположение объекта с вертикальным доступом

1 – улица Church Street; 2 – ледниковые наносы; 3 – известняк; 4 – песчаник; 5 – лабораторные помещения; 6 – улица Union Street; 7 – лекционные аудитории; 8 – складские и вспомогательные

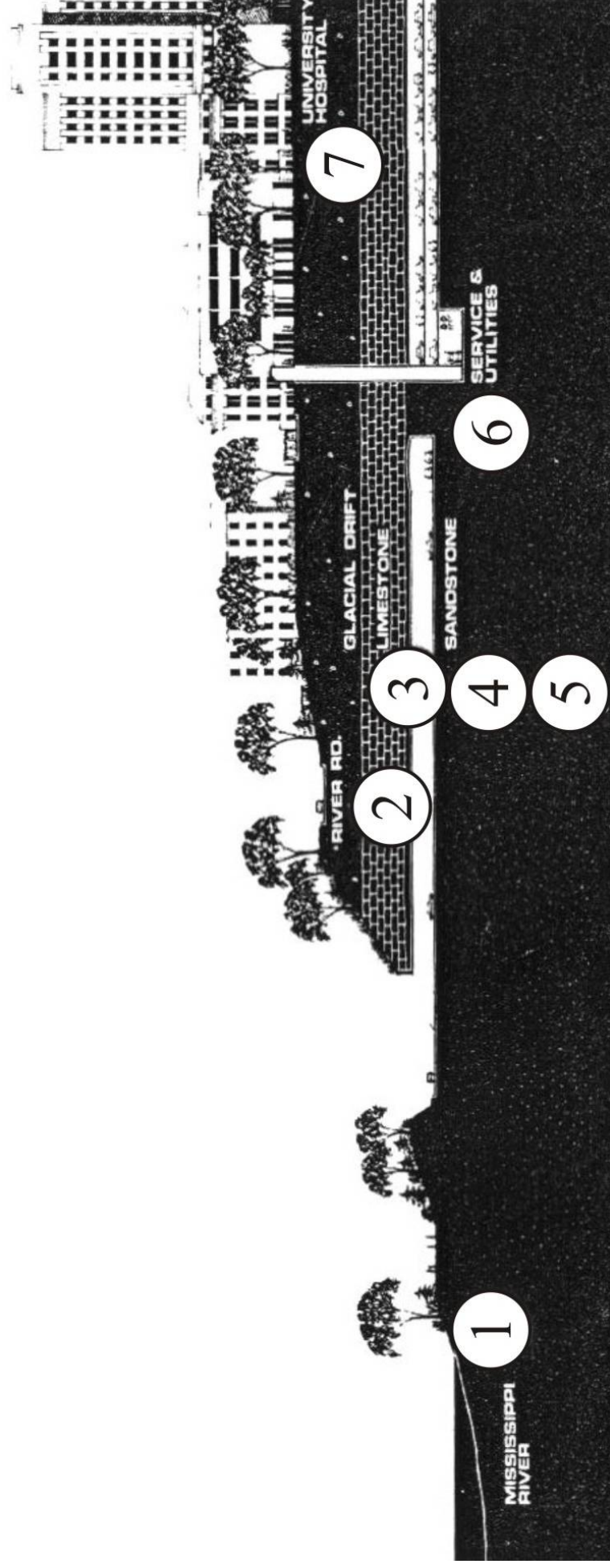


Рис. 1.10. Подземное расположение объекта с горизонтальным доступом

1 – река *Mississippi*; 2 – улица *River road*; 3 – ледниковые наносы; 4 – известняк; 5 – песчаник;
6 – туннель инфраструктуры; 7 – университетский госпиталь

Эти потенциальные проблемы подчеркивают необходимость тщательного выбора применения средств водонепроницаемости для строений, расположенных ниже уровня земли.

Одной из важных строительных характеристик подземного строения является качество его проветривания, которое должно обеспечить здоровую и комфортную окружающую среду интерьера. При этом количество подаваемого воздуха зависит от числа людей, находящихся под землей, в частности, в местах больших скоплений. Другие функции подземных помещений, например, производства или парковочные гаражи требуют специфических методик расчета количества подаваемого воздуха.

В связи с выделением относительно большого количества тепла от освещения, людей и машин, находящихся под землей, охлаждение воздуха вызывает большую озабоченность, чем его нагрев. При высоких уровнях заполнения помещений таких, как аудитории и театры, нагрузки на охлаждающие системы определяются числом людей. Такие функции, как офисные, библиотечные, учебные имеют меньшую.

BUILDING TYPES ①		BENEFITS ②			
		REDUCED VISIBILITY	ACOUSTIC ISOLATION	SECURITY	PRECISE CLIMATE CONTROL
COMMERCIAL:	③ OFFICE STORE, RESTAURANT				
EDUCATIONAL:	CLASSROOM				
	④ LABORATORY				
	LIBRARY				
EXHIBITION:	⑤ MUSEUM				
	INFORMATION CENTER				
ENTERTAINMENT:	THEATER				
	⑥ AUDITORIUM				
	SPORTS STADIUM				
RECREATIONAL:	SWIMMING POOL				
	⑦ GYM, TENNIS COURTS				
RELIGIOUS:	⑧ CHURCH				
MEDICAL:	⑨ HOSPITAL ROOM				
	EXAM, OPERATING ROOM				
CORRECTIONAL:	⑩ PRISON				
INDUSTRIAL:	⑪ MANUFACTURING				
STORAGE:	WAREHOUSE				
	COLD STORAGE				
	⑫ ARCHIVES				
	PARKING GARAGE				
SYSTEMS:	MASS TRANSIT				
	⑬ UTILITIES				
	SERVICE				

- KEY**
- ⑭ MAJOR REQUIREMENT IN MOST OR ALL CASES
- ⑮ ONLY APPLIES IN SOME CASES OR TO A MODERATE DEGREE
- ⑯ NO REQUIREMENT

Рис. 1.11. Преимущества использования подземного пространства

Объяснения к рис. 1.11:

1 – виды строений; 2 – преимущества: уменьшенная заметность, акустическая изоляция, безопасность, контроль климата; 3 – коммерческое: офис, магазин, ресторан; 4 – образовательное: учебное помещение, лаборатория, библиотека; 5 – выставочное: музей, информационный центр; 6 – развлекательное: театр, аудитория, стадион; 7 – отдыха: плавательный бассейн, гимнастический зал, теннисный корт; 8 – религиозное: церковь; 9 – медицинское: госпитальная палата, диагностический центр, операционная; 10 – исправительное: тюрьма; 11 – промышленное: производственное; 12 – складское: склады, холодильники, архивы, паркинг; 13 – обслуживающее: массовый транзит, инфраструктура, обслуживание; 14 – главное требование в большинстве или во всех случаях; 15 – применимо в некоторых случаях или в средней степени; 16 – не требуется.

степень сосредоточения людей, но требуют высокого уровня освещенности, а значит, охлаждения воздуха. В подземных производствах большое участие в выделении тепла принимает оборудование.

Все эти факторы являются специфическими для подземного расположения строений и требуют соответствующих строительных решений.

Преимущества использования подземного пространства и ограничения в его использовании показаны на рис. 1.11, 1.12.

1.4 Некоторые принципы дизайна заглубленного строительства

а) общий подход

В отличие от наземных структур, при работе над дизайном подземных строений следует учитывать негативную психологическую реакцию на них населения. Вместе с тем, подземное строительство дает уникальную возможность создать такие внешние формы, которые трудно, если не невозможно,

BUILDING TYPES ①		LIMITATIONS ②						
		NATURAL LIGHT AND VIEW	PEDESTRIAN ACCESS AND CIRCULATION	VEHICULAR ACCESS	PUBLIC VISIBILITY	LARGE SPANS AND HEIGHTS IN SPACES	HIGH VENTILATION RATE	HIGH INTERNAL HEAT GAIN
COMMERCIAL:	③ OFFICE STORE, RESTAURANT	■	■	■	■	□	■	■
EDUCATIONAL:	CLASSROOM	■	■	■	□	□	■	■
	④ LABORATORY	□	■	■	□	■	■	□
	LIBRARY	■	■	■	□	■	■	■
EXHIBITION:	⑤ MUSEUM	■	■	■	■	■	■	■
	INFORMATION CENTER	□	■	■	□	□	■	□
ENTERTAINMENT:	THEATER	□	■	■	□	■	■	■
	⑥ AUDITORIUM	□	■	■	■	■	■	■
	SPORTS STADIUM	□	■	■	■	■	■	■
RECREATIONAL:	⑦ SWIMMING POOL	□	■	■	□	■	■	■
	GYM, TENNIS COURTS	□	■	■	□	■	■	□
RELIGIOUS:	⑧ CHURCH	■	■	■	■	■	■	■
MEDICAL:	⑨ HOSPITAL ROOM	■	■	■	□	□	■	□
	EXAM OPERATING ROOM	□	■	■	□	□	■	□
CORRECTIONAL:	⑩ PRISON	■	□	■	□	□	■	□
INDUSTRIAL:	⑪ MANUFACTURING	□	■	■	■	■	■	■
STORAGE:	WAREHOUSE	□	■	■	□	■	□	□
	COLD STORAGE	□	■	■	□	■	□	□
	⑫ ARCHIVES	□	■	■	□	□	□	□
	PARKING GARAGE	□	■	■	□	□	■	□
SYSTEMS:	MASS TRANSIT	□	■	□	■	■	■	■
	⑬ UTILITIES	□	□	□	□	□	□	■
	SERVICE	□	□	■	□	□	□	□

KEY

⑭ ■ MAJOR REQUIREMENT IN MOST OR ALL CASES

⑮ ■ ONLY APPLIES IN SOME CASES OR TO A MODERATE DEGREE

⑯ □ NO REQUIREMENT

Рис. 1.12. Ограничения в использовании подземного пространства

Объяснения к рис. 1.12:

Обозначения аналогичны рис. 1.11, кроме позиции 2.

2 – ограничения: естественный свет и обзор окрестностей, доступ пешеходов и их перемещение, доступ транспорта, видимость (заметность), большие пролеты и высота помещений, большая производительность вентиляции, внутреннее отопление.

получить при традиционных решениях. Например, хотя наземному зданию можно придать приятные и отвечающие природному окружению формы, оно всегда присутствует в ландшафте и ясно от него отличается. В то же время, располагая полностью или частично здания под землей, можно добиться почти полной его интеграции с естественной средой. Это не только создает ощущение единства искусственных и естественных форм, но дает возможность разместить строящийся объект без разрушения масштабов, открытого пространства или характера территории. Подземные строения могут иметь большой выбор форм, в которых широко варьируются внешний вид и степень зрительного восприятия.

Следует отметить, что дизайн заглубленных зданий имеет специфические проблемы, связанные с конкретной привязкой к месту строительства. Так, в сельской местности обычным является строительство заглубленных зданий, обвалованных землей и покрытых природным растительным материалом. Подобный дизайн, однако, совершенно не пригоден для городских условий, где подземное расположение объектов имеет большие преимущества, но их дизайн должен соответствовать масштабу, материалам и формам соседних зданий, и существующим условиям открытых пространств.

Другой озабоченностью, относящейся к внешнему виду подземного здания, является необходимость ясного понимания публикой его размеров, расположения и входов. Большинство традиционных строений имеет вполне различные грани, ощущаемые массы и ясные входы, так, что они могут быть легко воспринимаемы, как объекты, и описаны, как специфические места. Подземное строение может не проявить этих визуальных признаков, особенно, если оно расположено под землей полностью.

В застроенном районе, где заглубленное строение располагается под участком, окруженным существующими зданиями, оно легко распознается и описывается, поскольку эти здания ясно показывают ее расположение.

На открытом участке с менее ясными границами пространство над и вокруг подземной структуры должно быть организовано так, чтобы четко показывать входы в нее. Для этого используются изменения наклона земной поверхности, тротуары, деревья, кустарник, насыпи, подпорные стены и другие планировочные элементы. В отличие от наземных строений, которые зрительно воспринимаются благодаря монументальности форм, внешними признаками, привлекающими внимание к подземному зданию, становятся его входы, обваловка, прилегающий или покрывающий ландшафт.

Наконец, внешний вид подземного здания определяют некоторые элементы, видимые на поверхности земли, которые могут доминировать над ансамблем прилегающих зданий, например, грузовые въезды, вентиляционные сооружения для свежего и исходящего воздуха, дымоходы, пожарные входы. Однако, эти элементы имеют обычно незначительные размеры по сравнению с традиционными зданиями и поэтому могут быть незаметно для восприятия интегрированы в комплекс традиционных зданий или окружающий ландшафт.

Дизайн заглубленного здания в значительной степени определяется топографией выбранного участка строительства. Так, на плоском участке существенно варьируются высота и уклон обваловки, число оконных и дверных проемов, воздействующих на внешний вид здания. На него влияют также растительность, подпорные стены, строительные материалы, другие элементы ландшафта, придающие зданию вид части окружающей среды. С другой стороны, обваловка, формируемая геометрически и сочетаемая с бетоном и кирпичом, показывает, что здание является продуктом человеческой деятельности.

При расположении заглубленного здания в склоне холма возникают возможности дизайна, недостижимые при строительстве на плоском участке. Так, одна сторона здания может быть открыта, тогда как противоположная – полностью расположена под землей. В этом случае с открытой стороны располагается вход в здание.

Описанный подход к дизайну подземных и заглубленных зданий относится к тем из них, которые строятся открытым способом. Если подземный объект строится горнотехническим (закрытым) способом, основные черты такого подхода могут быть применены к тем частям этого объекта, которые имеют выход на земную поверхность, например к стволам различного назначения.

б) решения, снижающие негативное психологическое воздействие

Дизайном заглубленных зданий должны приниматься решения по снижению психологического воздействия подземного пространства. Вероятно, наиболее важным критерием этого является освещенность подземных или безоконных заглубленных структур. Человеческое тело воспринимает определенный спектр света, включающий части, лежащие за пределами видимости. Так, известно, что ультрафиолетовый свет определяет солнечный загар, борется с бактериями и влияет на усвоение витамина D, необходимого для предотвращения болезней. У животных уровень освещенности и его спектральный состав важны для репродуктивных функций, поведения и физического состояния. Освещение влияет на нейронные и метаболические функции. Поэтому за исключением складских и других операций, где присутствие людей второстепенно, естественное освещение желательно в каждом подземном объекте. Степень необходимости и уровень освещенности его различных помещений зависит от их

специфического назначения. В строении, состоящем, главным образом, из малых постоянно занятых помещений, таких, как частные офисы или госпитальные палаты, необходимостью в естественном освещении может определяться общая форма здания. В помещениях, функции которых не требуют наличия окон, например, классных комнатах, аудиториях, выставочных залах естественным освещением обеспечиваются только коридоры и вестибюли.

Пример передачи естественного света в подземное пространство показан на рис. 1.13.

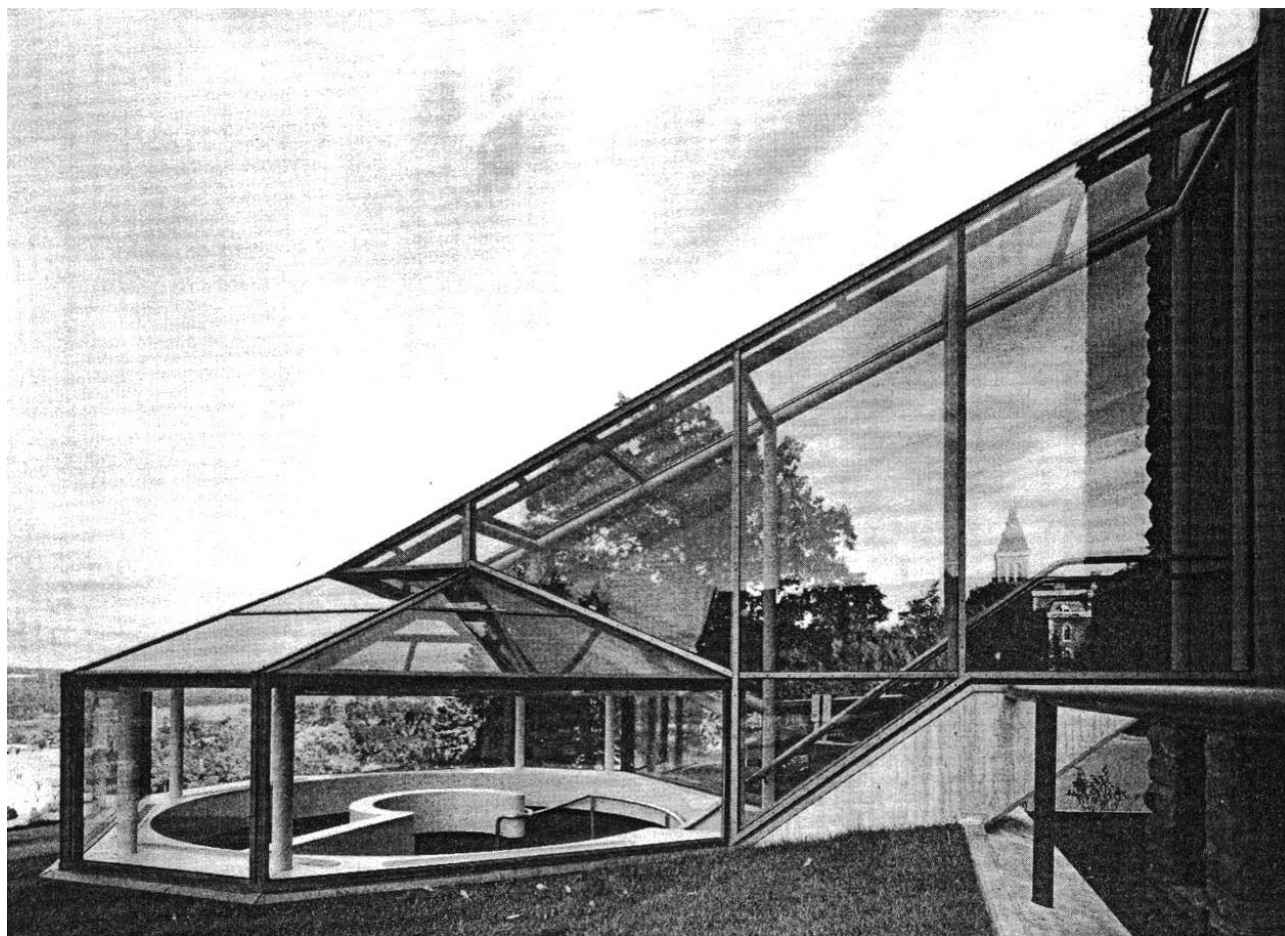


Рис. 1.13. Библиотека университета Cornell, Ithaca, штат Нью-Йорк

Другим решением являются так называемые «суррогатные» окна с использованием линз и зеркал или видеоизображений. Даже, когда подземное пространство совершенно изолировано от поверхности, через узкую шахту или по видеокабелям может передаваться обзор окрестностей с информацией о состоянии окружающей среды – погодных условиях, изменениях освещенности и деятельности на поверхности земли (рис. 1.14, 1.15).

Другим психологическим фактором негативного отношения к подземному расположению зданий с ограниченными возможностями для устройства оконных проемов часто является отсутствие (полное или

частичное) естественной вентиляции. Компенсация этого фактора достигается адекватной искусственной вентиляцией, предотвращающей загрязнение внутреннего воздуха и удаляющей избыток тепла из помещений, занятых людьми. Загрязнения часто вызываются радоном – радиоактивным газом, выделяемым грунтовыми и породными структурами, а также строительными материалами – бетоном и камнем. Считается, что воздухообмен равный 0,5 подземного объема за 1 час удерживает содержание радона на допустимом уровне.

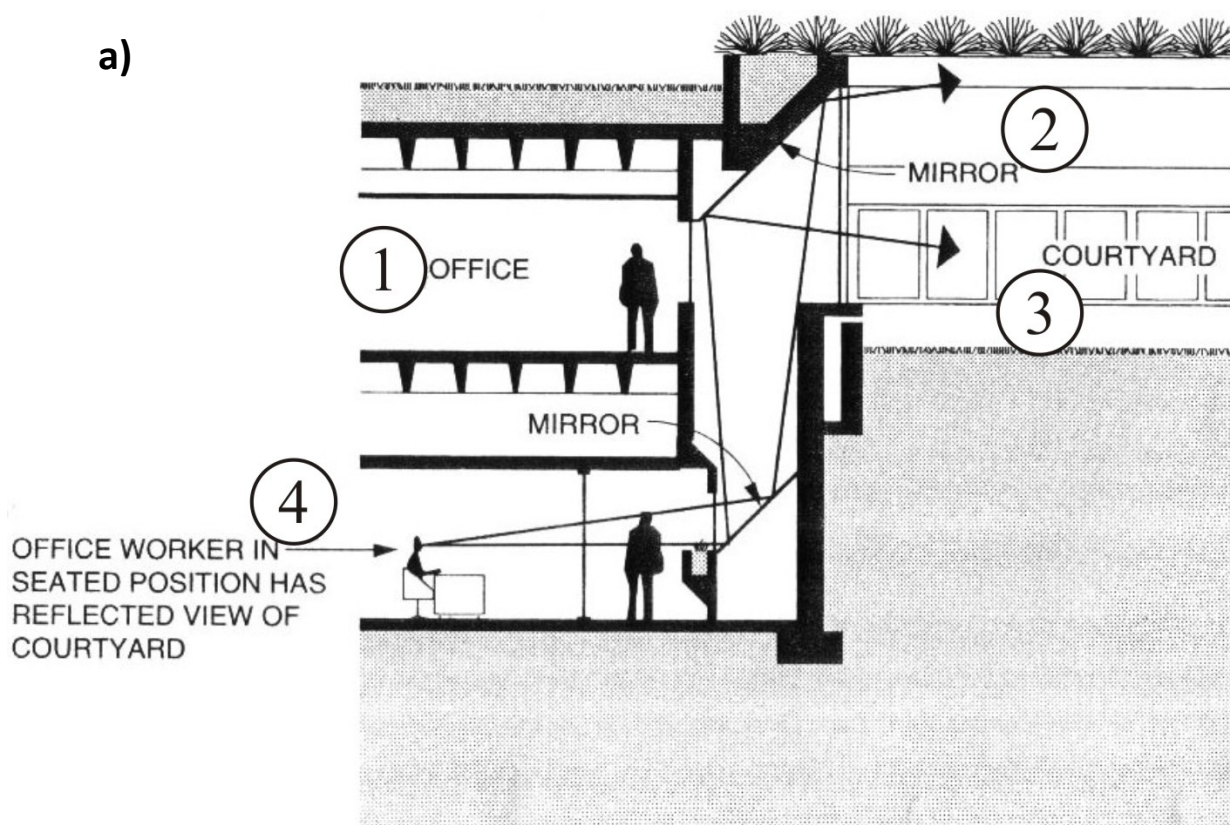


Рис. 1.14. Передача естественного света в подземные помещения

б)

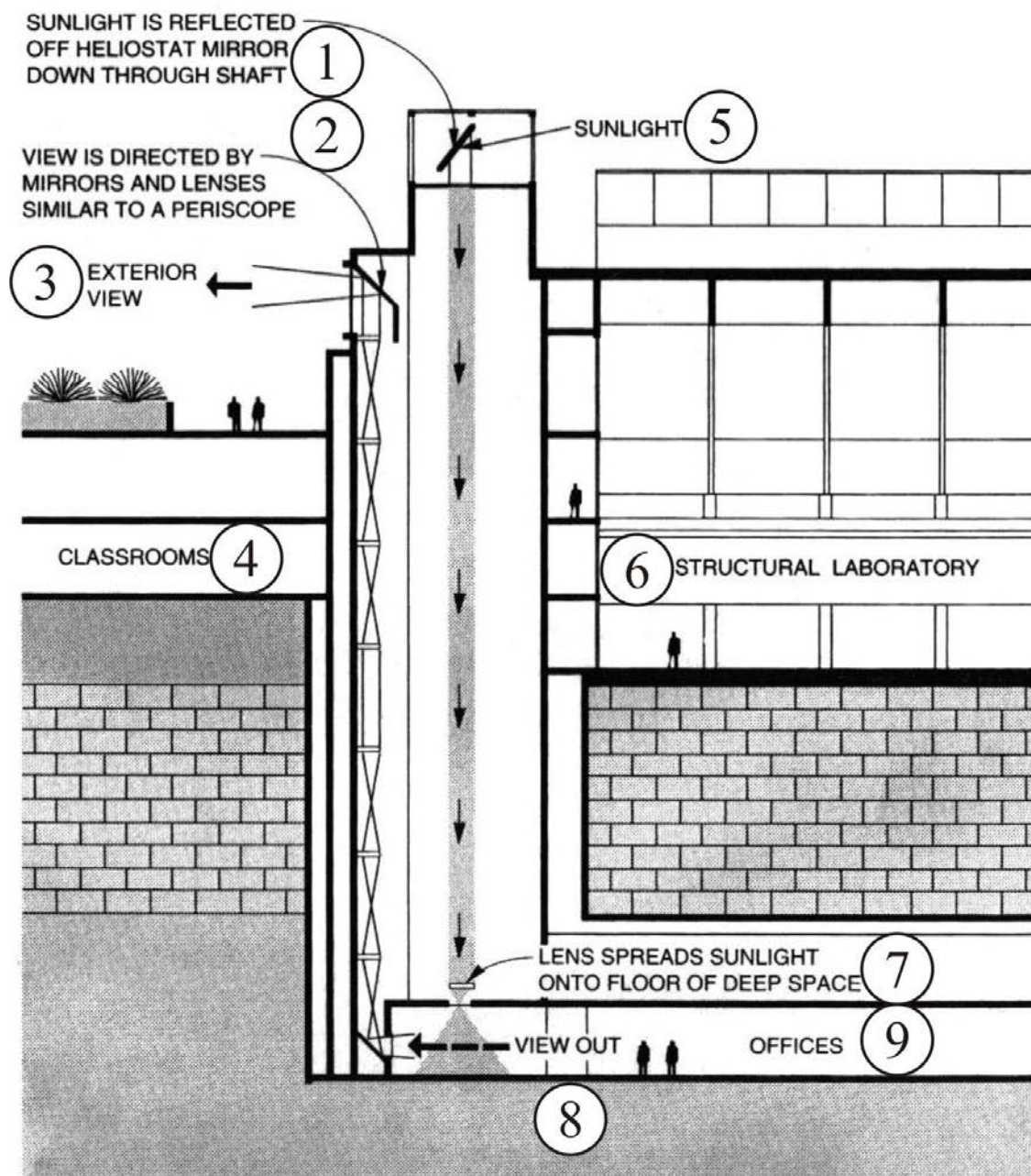


Рис. 1.14. Передача естественного света в подземные помещения (окончание)

а) офисное здание штат Миннесота.

1 – офис; 2 – зеркало; 3 – внутренний двор; 4 – работник, сидя, видит внутренний двор;

б) здание Civil and Mineral Engineering университета штата Миннесота, США.

1 – солнечный свет отражается зеркалом и падает в шахту здания; 2 – обзор управляется зеркалами и линзами подобно перископу;

3 – обзор окрестностей; 4 – учебные помещения; 5 – солнечный свет; 6 – структурные лаборатории; 7 – линзы, расширяющие солнечные лучи; 8 – доступ к обзору окрестностей; 9 – офисы.

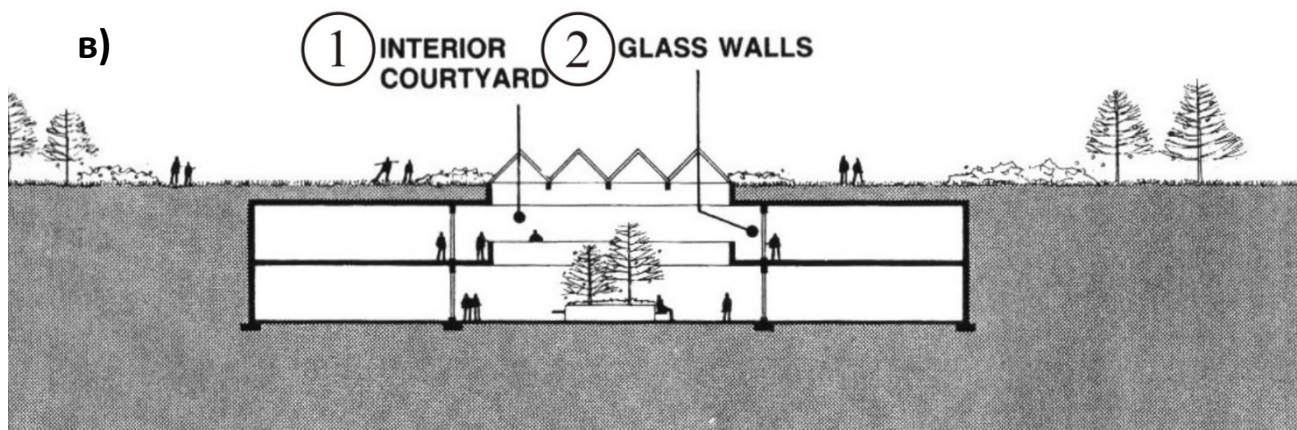
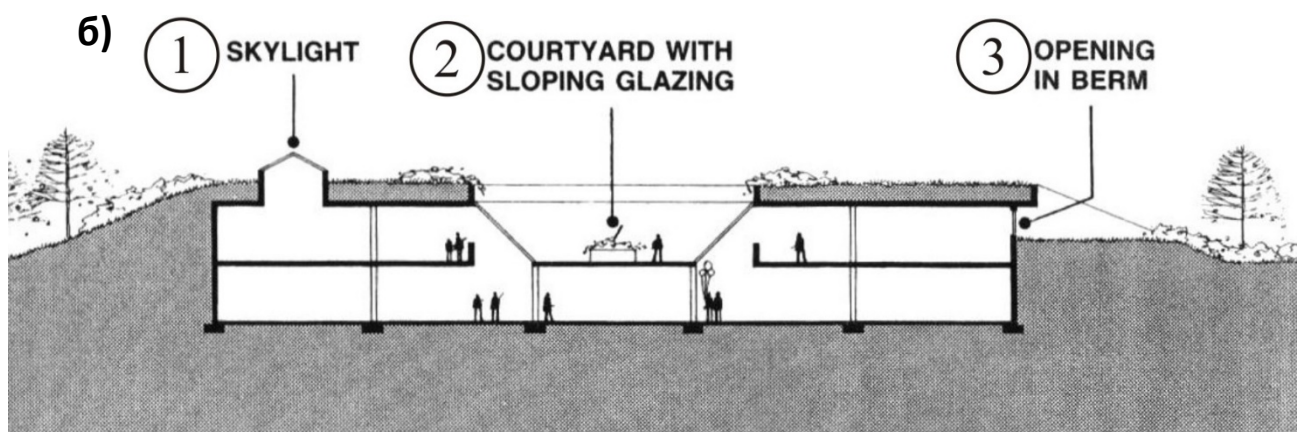
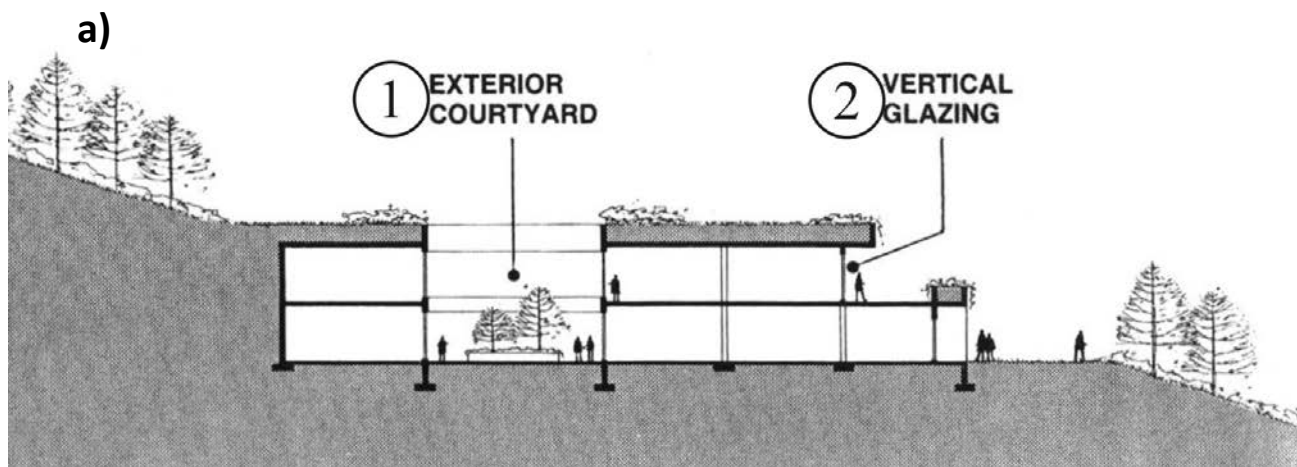


Рис. 1.15. Варианты естественного освещения подземных помещений

*а) холмистый участок строительства. 1 – внутренний двор;
2 – вертикальное остекление*

*б) обвалованное здание на плоском участке строительства. 1 – солнечный свет;
2 – внутренний двор с наклонным остеклением;
3 – проем в обваловке*

*в) заглубленное здание на плоском участке. 1 – внутренний двор;
2 – стеклянные стены.*

Существенное влияние на общую воспринимаемость здания оказывает дизайн его входов. В подземных складах вход, рассчитанный на несколько работающих, не так важен, как доступ в здание с офисами или

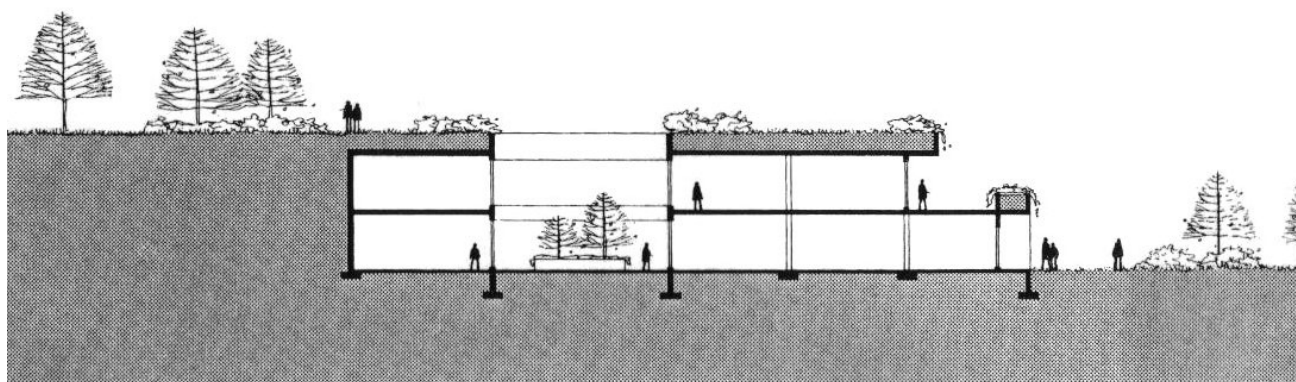
производствами, где занято большое число людей. По сравнению с сооружениями, где люди входят и выходят один раз в день, общественные помещения, такие, как библиотеки, музеи и аудитории требуют большого внимания к дизайну входов.

Видимые снаружи, входы создают доминирующее впечатление о здании, расположенном под уровнем поверхности. Зона входа любого здания является ключевым элементом в ориентировании людей и направлении их во внутренние пространства, что особенно важно для подземного здания. Кроме того, такой вход часто служит главным пунктом естественного света.

Для минимизации негативных ощущений, связанных с подземным расположением строения, используются различные архитектурные решения, наиболее важное из которых – создание входа, подобного входу традиционного здания (рис.1.16).

Ключевым фактором впечатления служит интерьер подземного здания. Здесь, кроме обычной задачи создания привлекательного внутреннего пространства, особое внимание уделяется преодолению потенциально негативных психологических эффектов, обсужденных ранее. Поскольку возможности интерьера подземного здания получить естественное освещение и обзор окрестностей ограничен, дизайн должен компенсировать эти недостатки. Его решения предусматривают создание коридоров более широких и потолков более высоких, чем обычные, совместно с открытыми планами, использующими низкие или стеклянные перегородки, многоуровневые центральные пространства, окруженные малыми помещениями. Их обзор с балконов, создание открытых внутренних дворов, хорошее освещение и ярко-окрашенные поверхности с теплыми тонами, фонтаны, элементы ландшафта, включающие растения, помогут преодолеть негативный психологический эффект замкнутого пространства.

a)



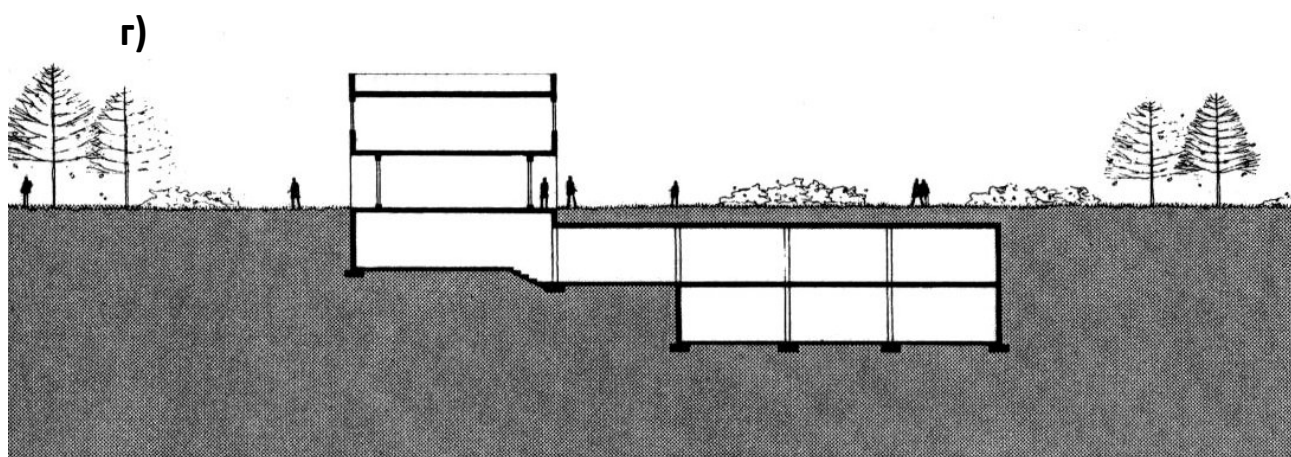
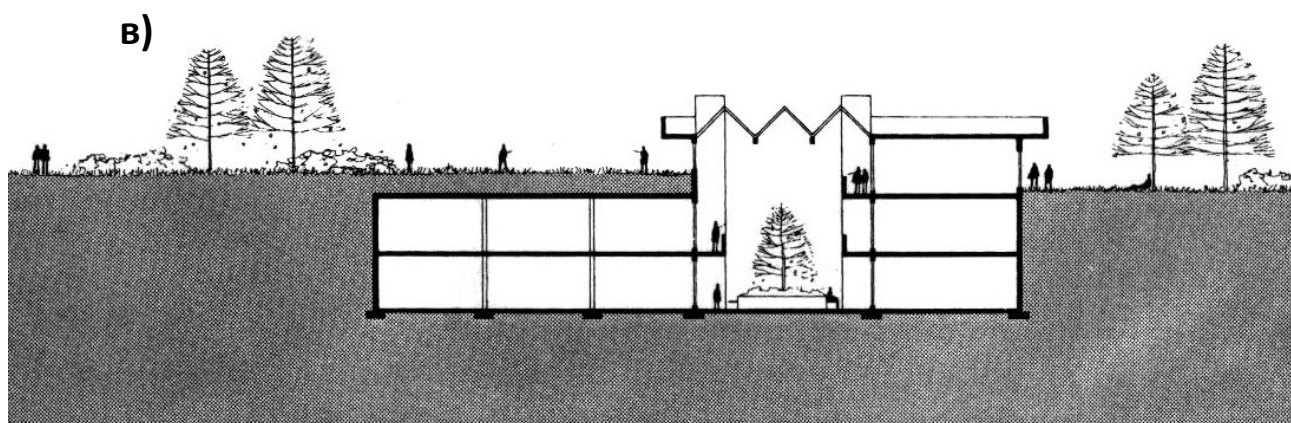
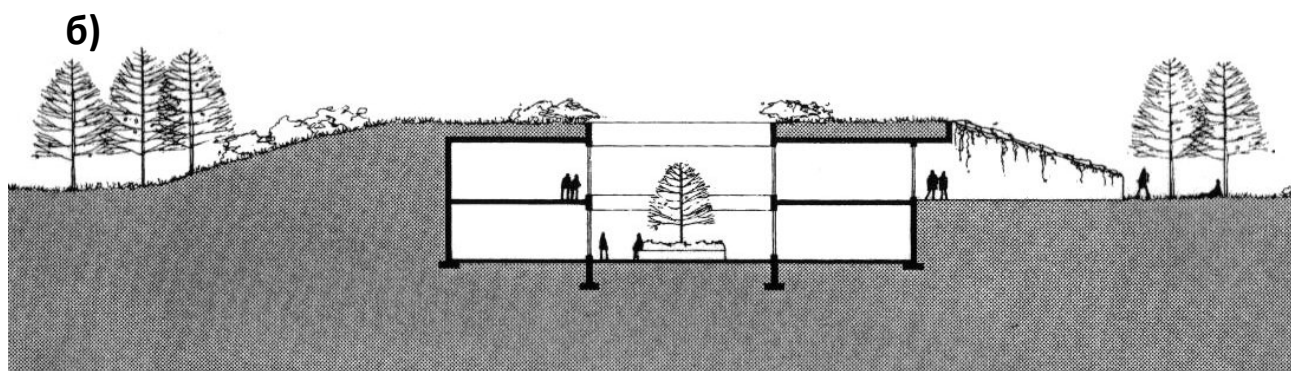
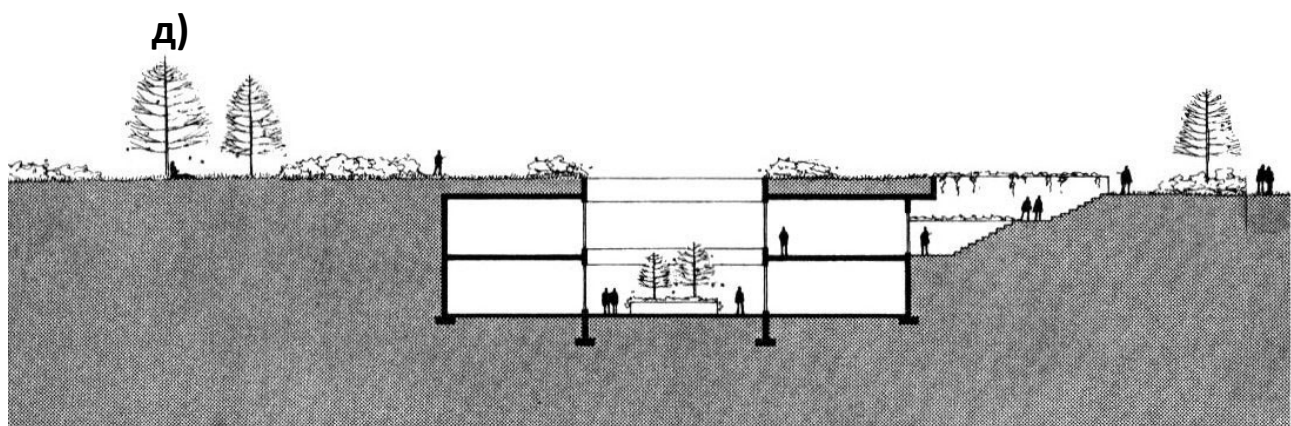


Рис. 1.16. Вариант входов в подземное здание



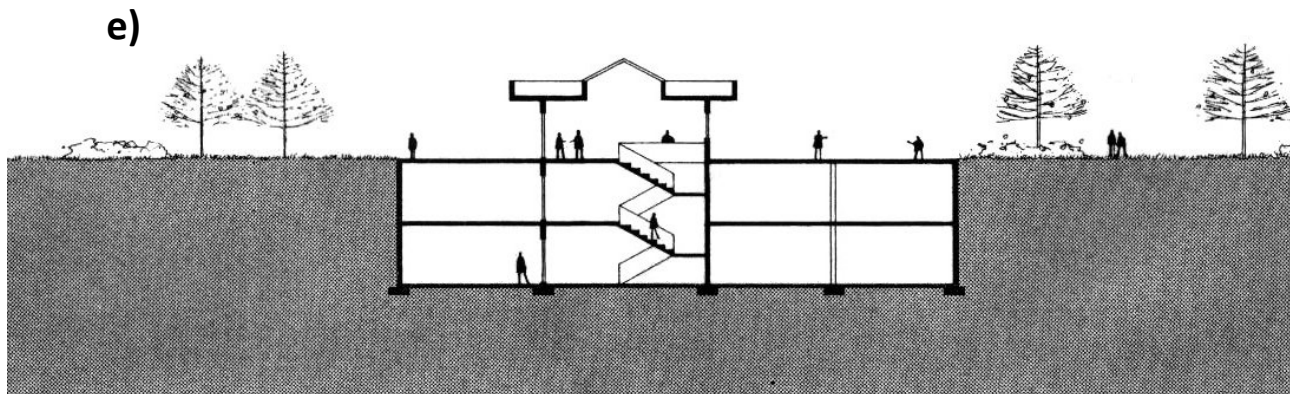


Рис. 1.16. Вариант входов в подземное здание (окончание)

а) холмистый участок; б) обвалованное здание; в) заглубленное здание; г) вход через существующее наземное здание; д) вход со спуском снаружи здания; е) вход со спуском изнутри здания.

Рис. 1.17 показывает преимущественные планировочные решения, осуществляемые при открытом способе строительства подземных объектов, рис. 1.18 иллюстрирует расположение подземных полостей под существующими наземными зданиями. Технологическим проблемам их строительства посвящена гл. 3 настоящей книги.

1.5 Основные технологические решения глубокой экскавации

Учитывая ограниченные рамки книги, авторы отсылают читателей, интересующихся технологией строительства заглубленных зданий открытым способом, к обширной специ-

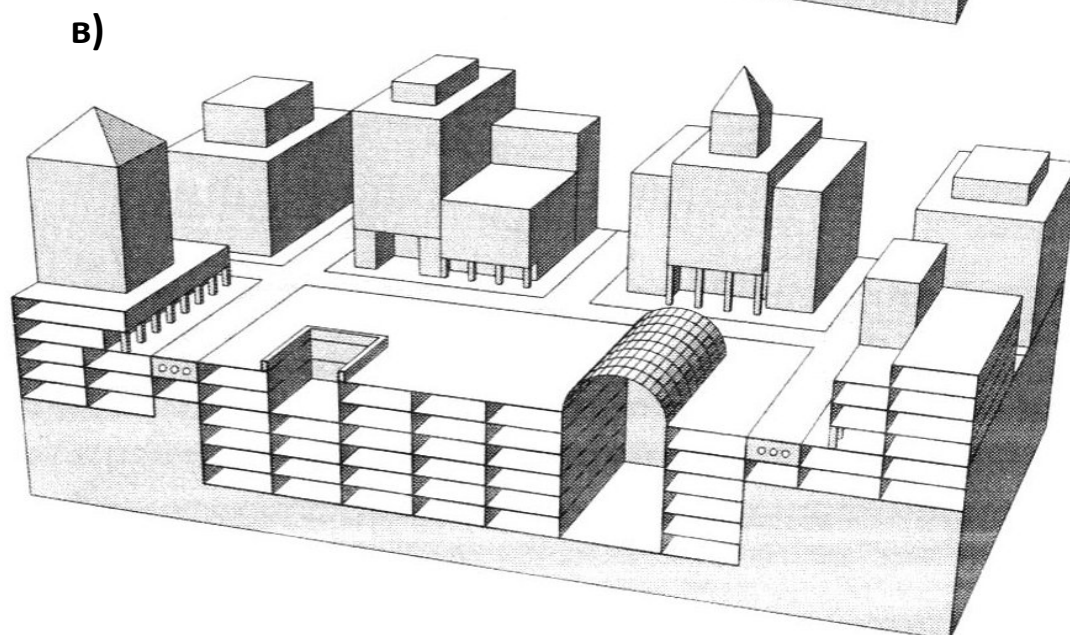
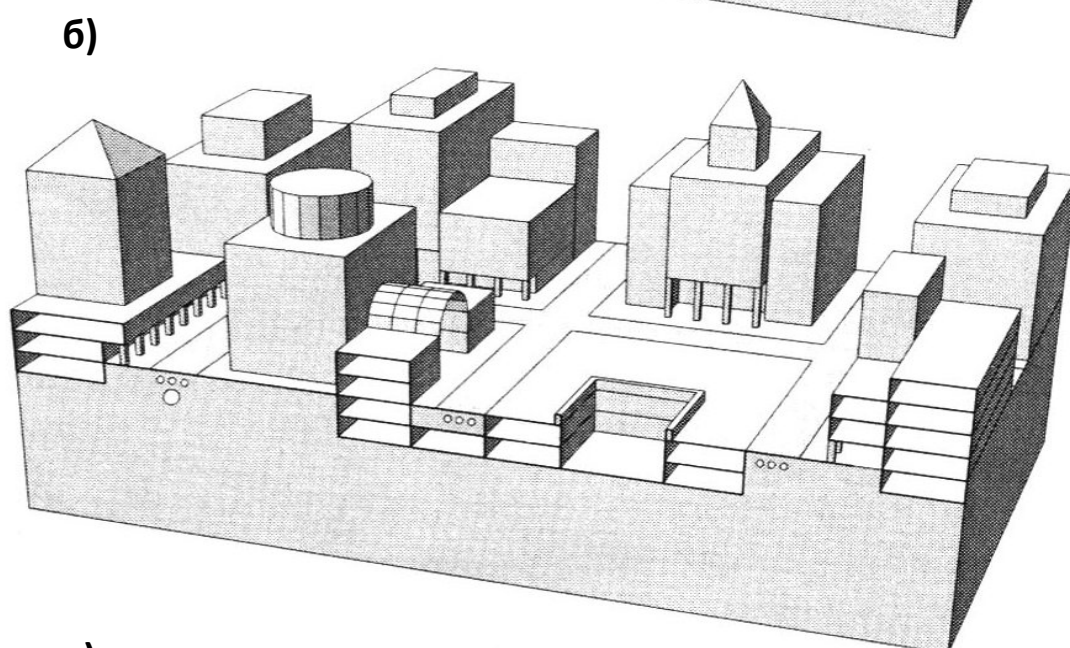
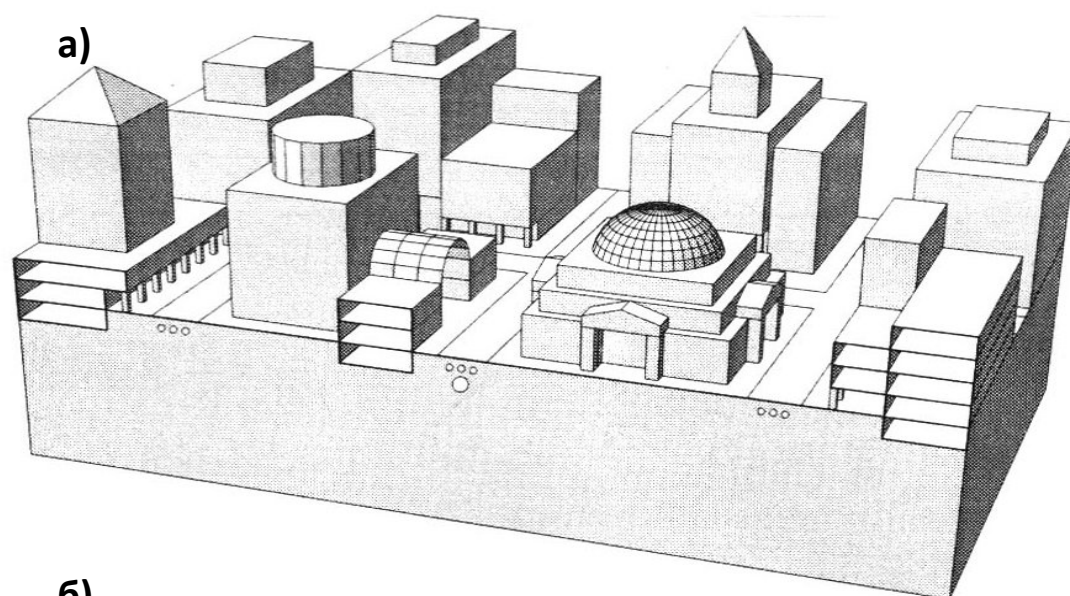
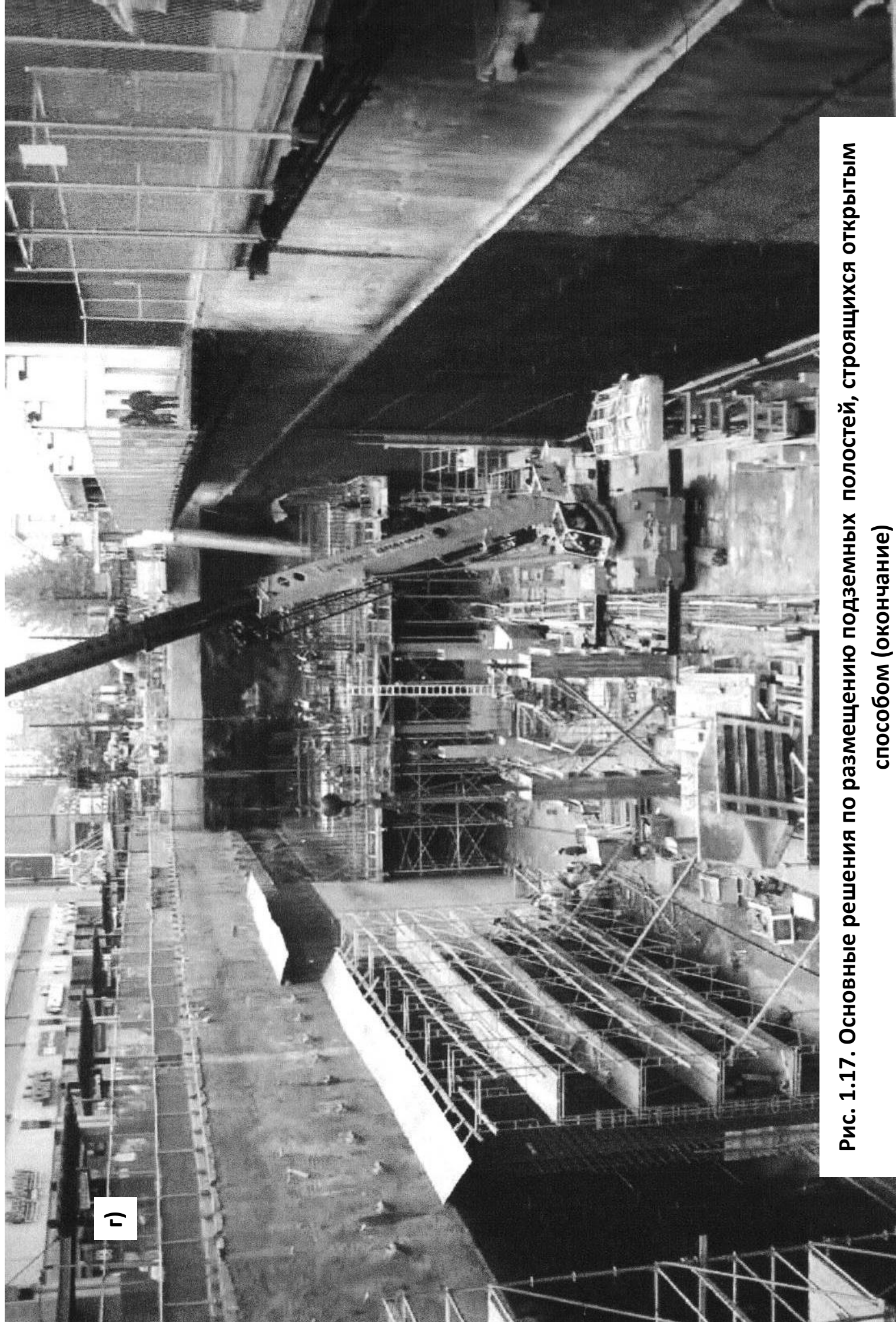


Рис. 1.17. Основные решения по размещению подземных полостей, строящихся открытым способом



Г

Рис. 1.17. Основные решения по размещению подземных полостей, строящихся открытым способом (окончание)

Объяснения к рис. 1.17:

- а) минимальное использование подземного пространства в городской черте для строительства объектов инфраструктуры и изолированных подвалов наземных зданий;*
- б) расположение подземных полостей на малой глубине. Их соединение создает сеть пешеходных маршрутов;*
- в) расположение подземных полостей на большой глубине;*
- г) строительство открытым способом на городской территории.*

альной литературе. Вопросы геотехнологии грунтов, в которых сооружаются эти здания, описаны авторами в книге «Геотехнические риски подземного строительства», Донецк, «Норд-Пресс», 2009. Поэтому далее приводится только краткая сводка геотехнических решений, применяемых обычно при открытом способе строительства заглубленных зданий и связанных с управлением потоками воды, улучшением качества грунтов, тампонажными работами и т.д.

Управление потоками воды производится методами удаления и изоляции. К первым относятся:

- гравитационный дренаж;
- откачка воды насосами;
- мелкие и глубокие скважины;
- забивные фильтры и инжекторы;
- горизонтальные и перфорированные трубы;
- разгрузочные и подпитывающие скважины.

К методам изоляции строительных площадок от потоков воды относятся:

- тампонажные завесы;
- изолирующие траншеи;
- стены диафрагмовые, из шпунтовых и буронабивных свай, которые являются одновременно и поддерживающими конструкциями;
- искусственное замораживание грунтов;
- тонкие мембранные стены.

Улучшение качества грунтов достигается:

- вертикальным дренажем;

a)

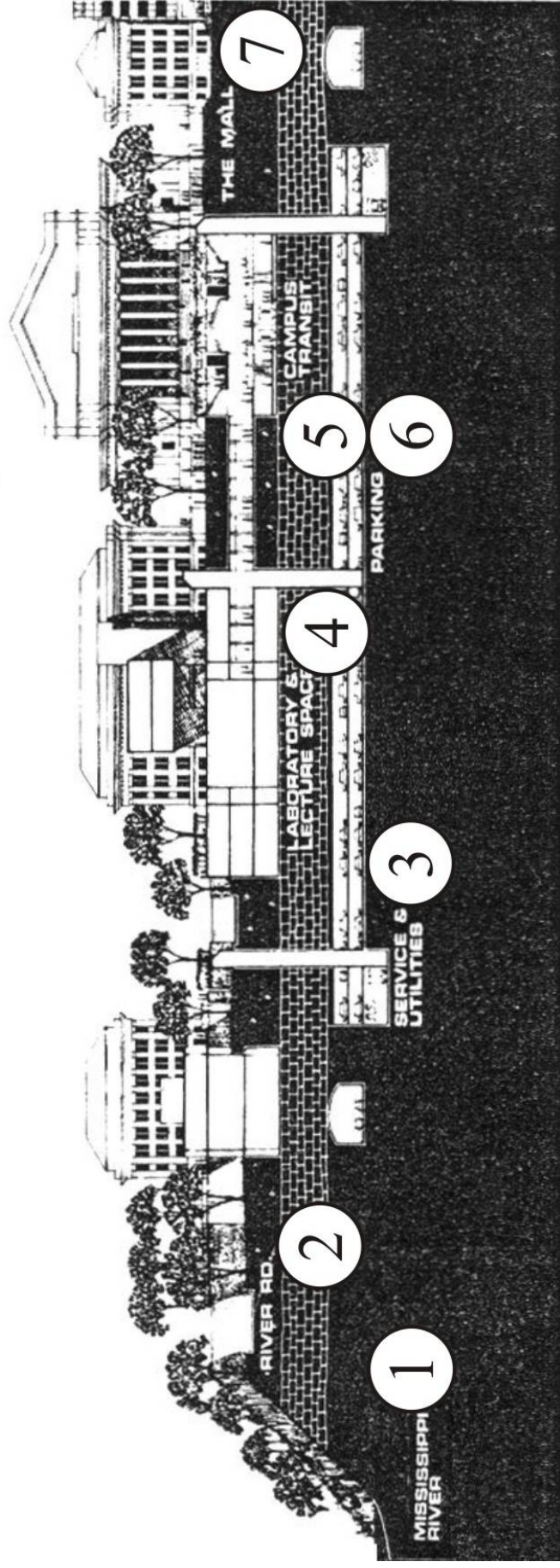


Рис. 1.18. Расположение подземных полостей под существующими зданиями

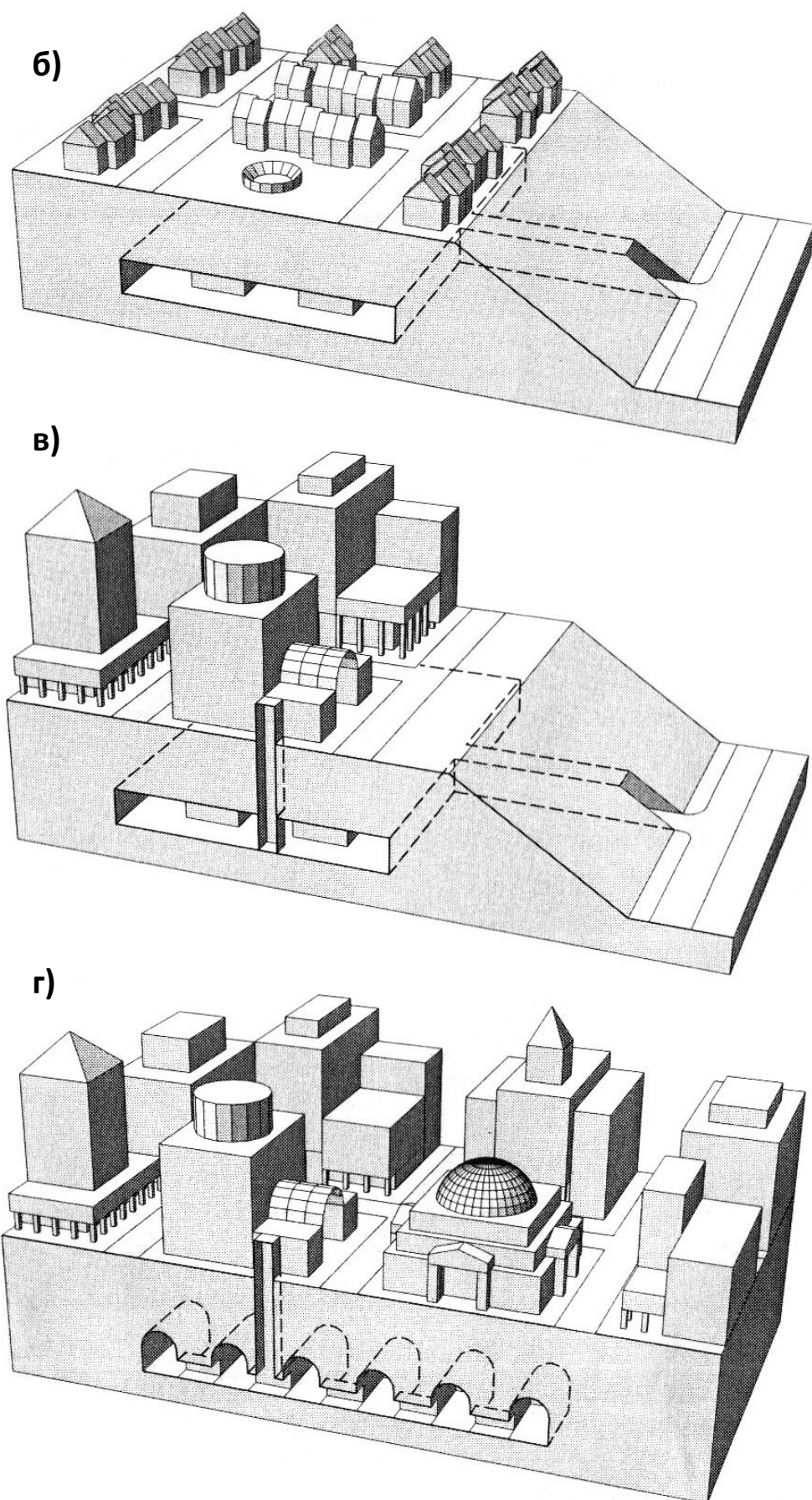


Рис. 1.18. Расположение подземных полостей под существующими зданиями (окончание)

Объяснения к рис. 1.18:

а) общая схема возможности размещения подземных объектов под существующим зданием.

1 – река Mississippi; 2 – улица River road; 3 – туннели инфраструктуры; 4 – лаборатории и учебные аудитории; 5 – переходы корпуса; 6 – паркинг; 7 – торговый центр.

б) доступ к подземной полости через горизонтальный туннель.

в) доступ к подземной полости через горизонтальный туннель и вертикальный ствол.

г) подземное пространство состоит из соединенных полостей. Единственный доступ к ним через вертикальный ствол.

- виброуплотнением и виброзамещением грунтов;
- вибрационными колоннами;
- динамическим уплотнением и замещением грунтов.

Тампонажное укрепление грунтов и пород может выполняться в виде проникающего, домкратного, расчленяющего, компенсирующего, струйного тампонажа.

На рис. 1.19-1.28 показаны главные из перечисленных решений.

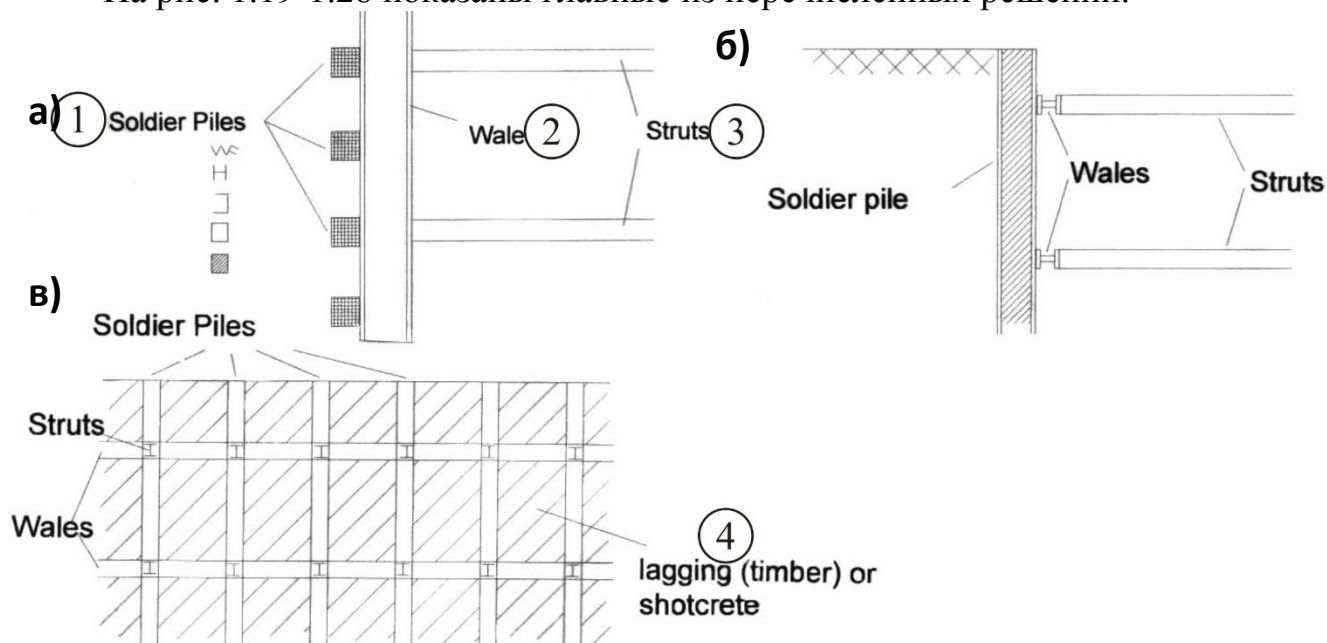


Рис. 1.19. Каркасные стены или (главным образом) распорные балки

а) план; б) разрез; в) вид изнутри.

1 – направляющие сваи; 2 – продольная полоса; 3 – распорные балки;

4 – обшивка (деревянная) или набрызгбетон

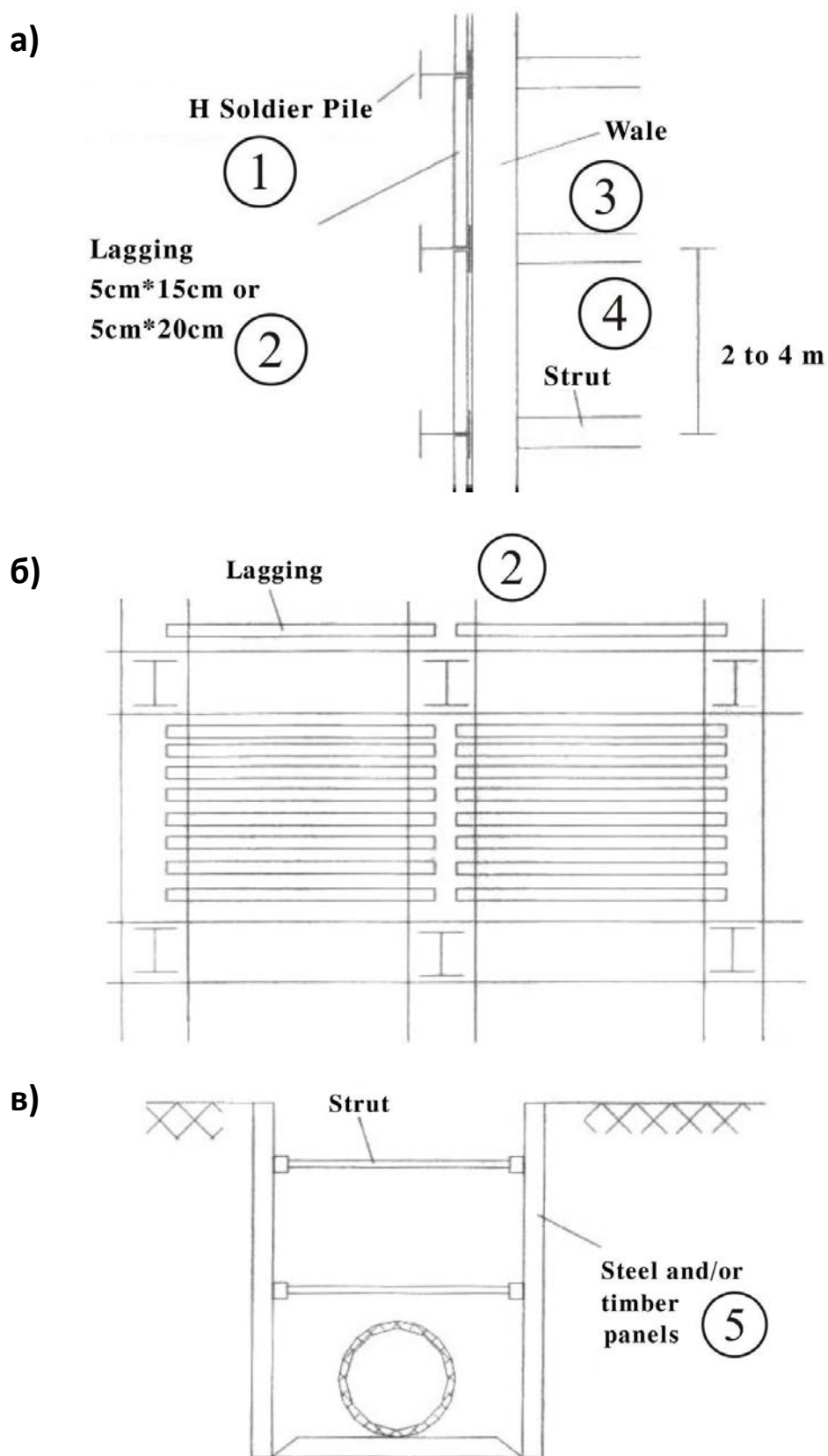


Рис. 1.20. Направляющие сваи и обшитые стены

а) план; б) вид изнутри; в) разрез.

1 – направляющая свая; 2 – продольная полоса; 3 – распорные балки; 4 – обшивка; 5 – металлические или деревянные панели.

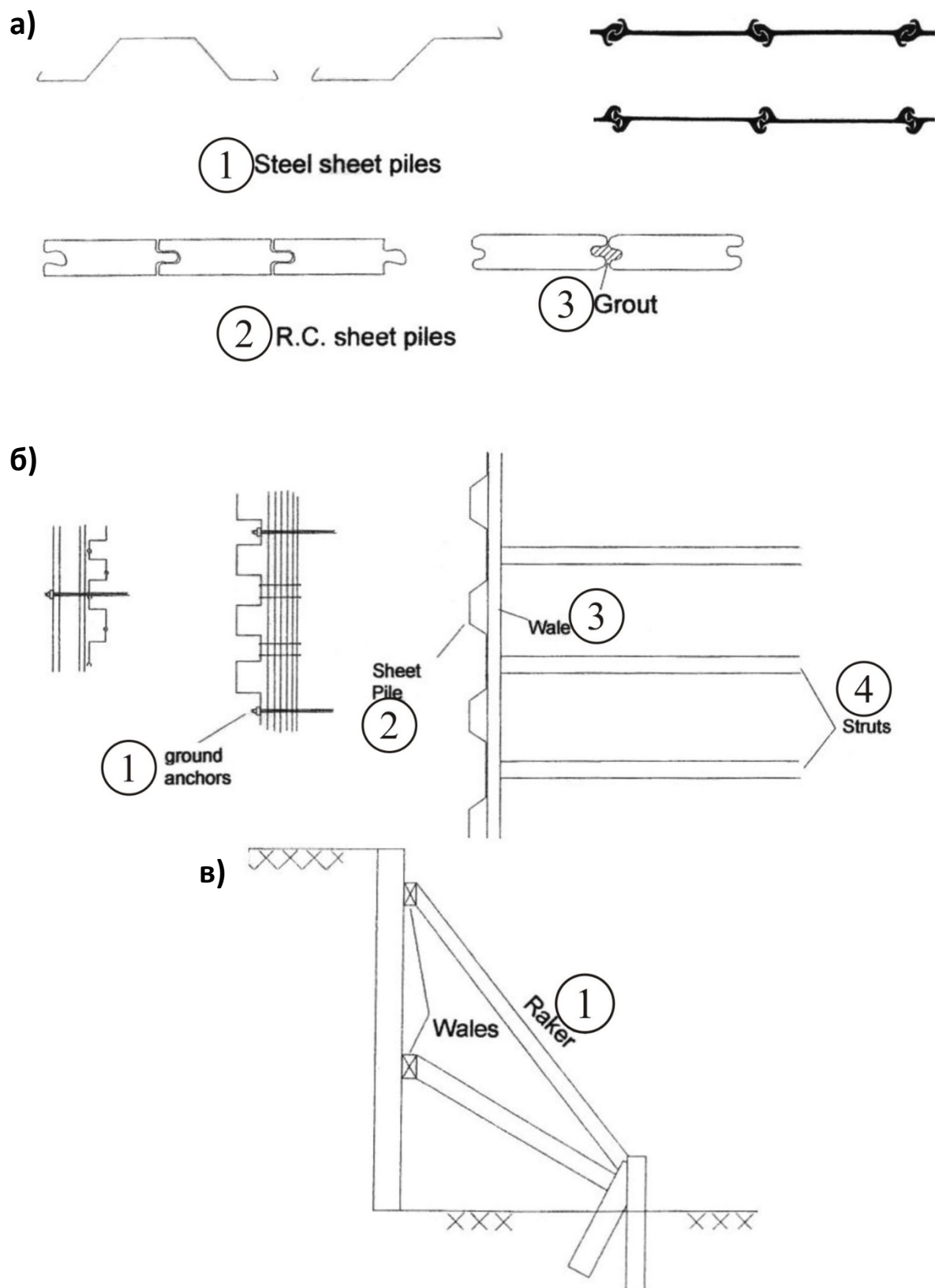


Рис. 1.21. Стены из шпунтовых свай

а) виды шпунтовых свай. 1 – стальные сваи; 2 – железобетонные сваи; 3 – тампонаж.

б) анкерование стен из шпунтовых свай. 1 – тампонируемые анкера; 2 – шпунтовые сваи; 3 – продольные полосы; 4 – распорные балки.

в) вариант поддержки стен при больших экскавациях. 1 – подпорка.

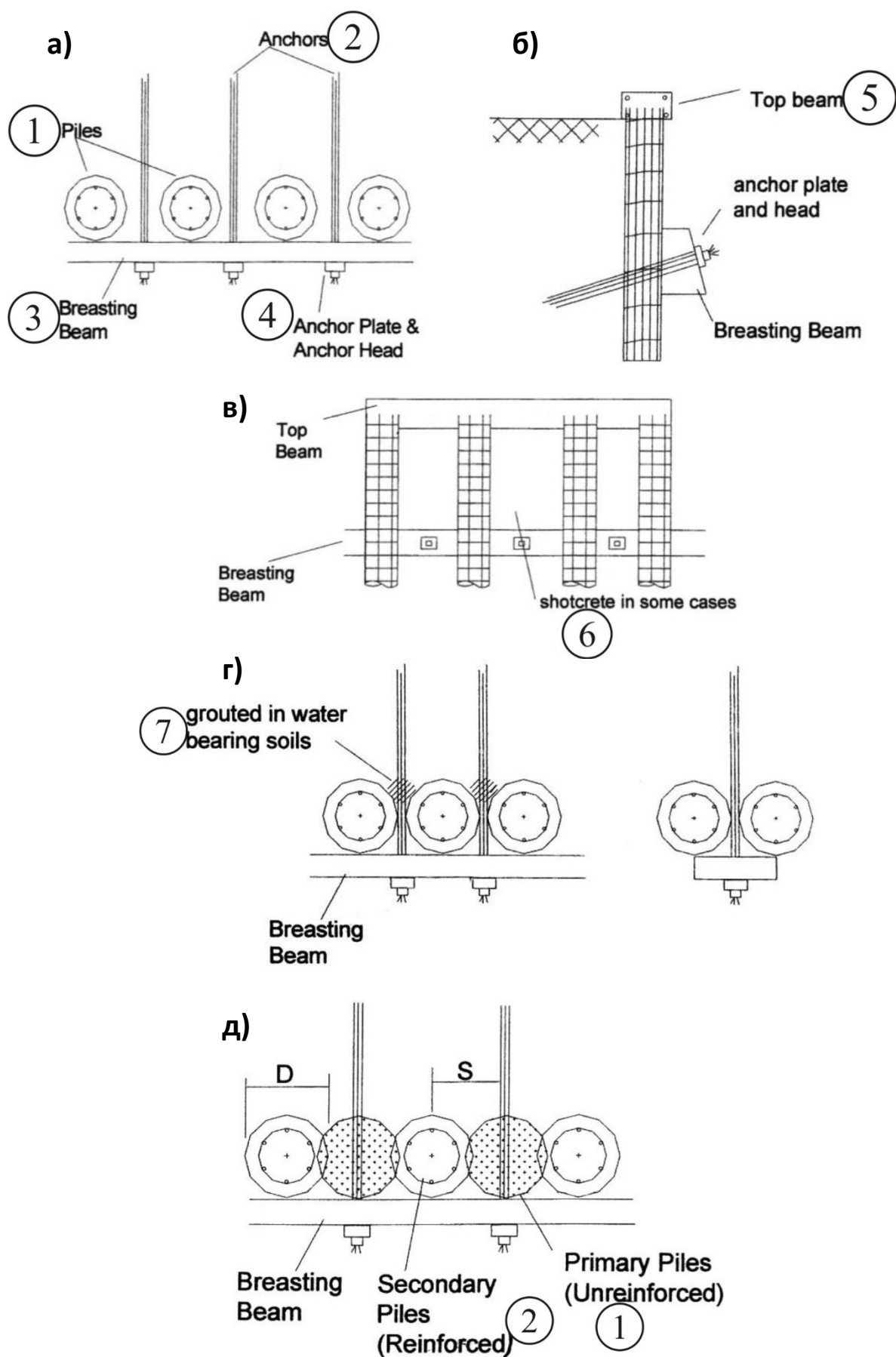


Рис. 1.22. Свайные стены

Объяснения к рис. 1.22:

а) план;

б) разрез;

в) вид изнутри;

г) соприкасающиеся буронабивные сваи.

1 – сваи; 2 – анкера; 3 – выравнивающая балка; 4 – анкерные головки и пластины; 5 – верхняя балка; 6 – бетонируется в некоторых случаях; 7 – бетонируется в водонесущих грунтах.

д) связанные буронабивные сваи.

1 – первичные сваи (не армированные); 2 – вторичные сваи (армированные).

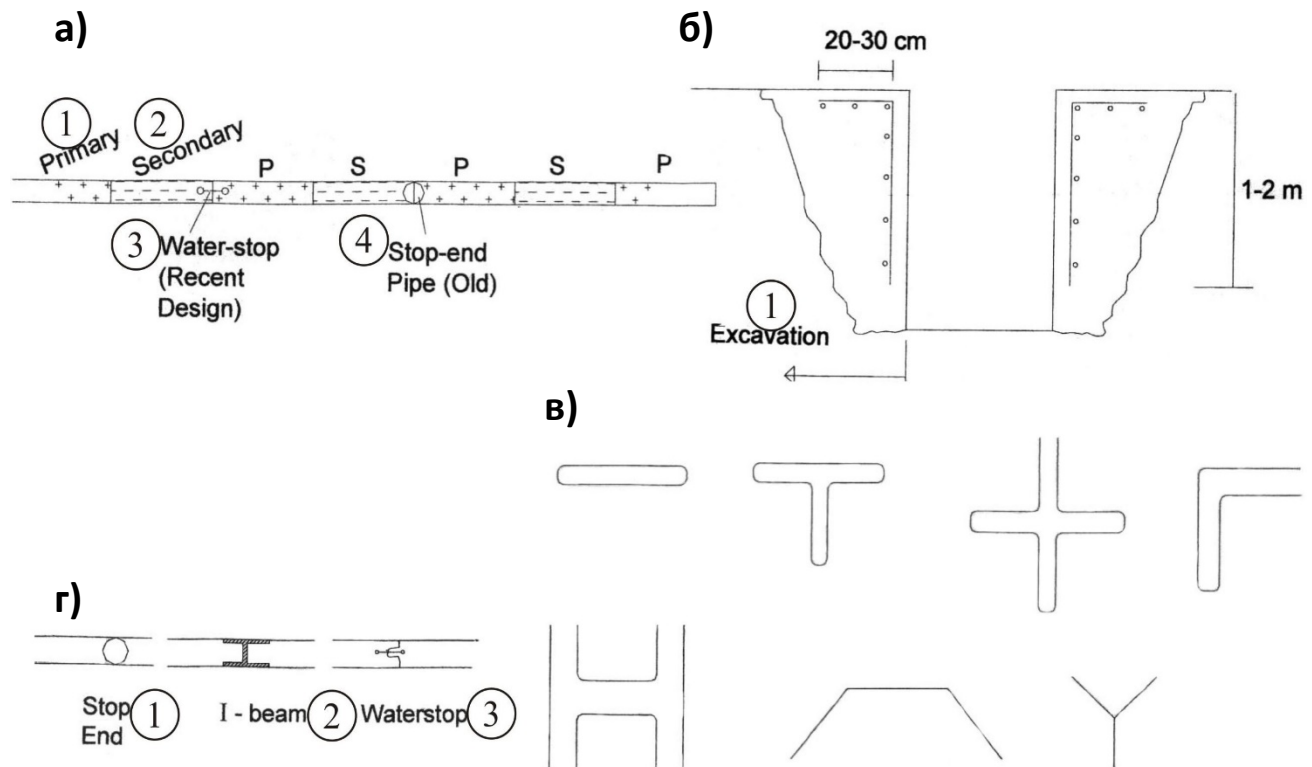


Рис. 1.23. Диафрагмовые стены

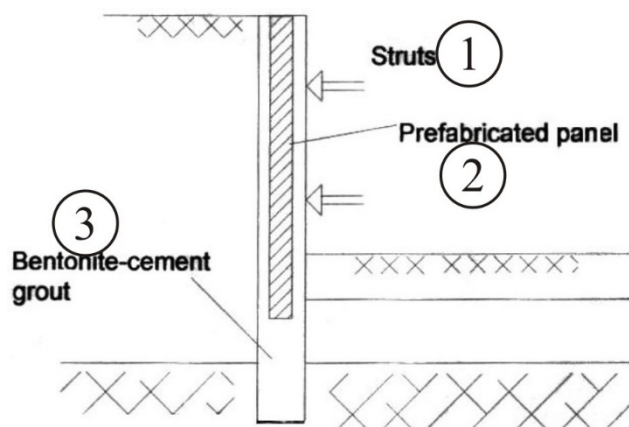
а) конструкция стены. 1 – первичная панель; 2 – вторичная панель;
3 – водоупорная прокладка (новая); 4 – водоупорная прокладка (старая).

б) направляющая стена. 1 – экскавация.

в) железобетонные панели диафрагмовой стены;

г) соединение панелей. 1 – временный опалубочный элемент;

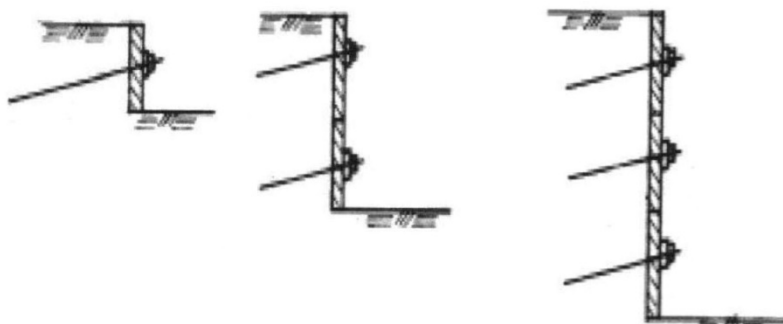
2 – балка; 3 – водоупорная прокладка.



**Рис. 1.24. Готовая
(предварительно изготовленная)
панель диафрагмовой стены**

1 – балки; 2 – готовая панель;
3 – бентонитово-цементный

a)

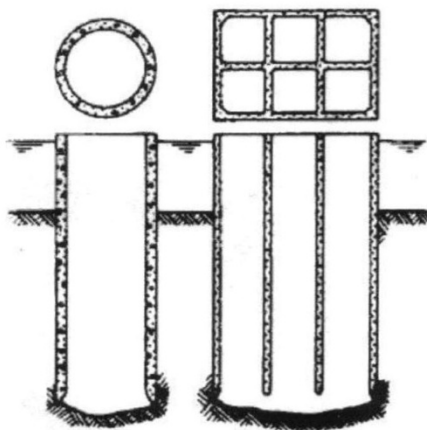


б)

Type of Caissons;

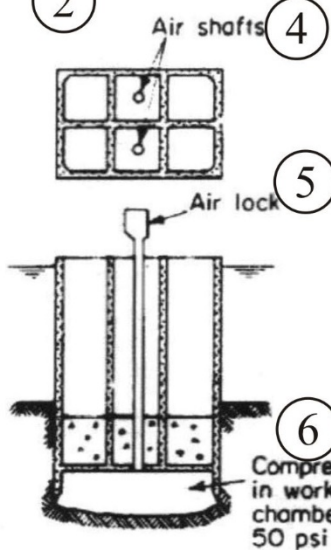
Open Caissons

1



Pneumatic Caissons

2



Box Caisson (floating)

3

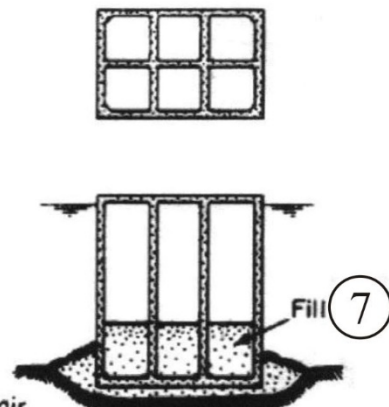


Рис. 1.25. Железобетонные (монолитные или сборные) подпорные стены

а) анкерное закрепление стен;

б) схемы бетонных работ.

1 – открытые кессоны; 2 – пневматические кессоны; 3 – плавающая кессонная коробка; 4 – воздушная шахта; 5 – воздушный замок; 6 – сжатый воздух в рабочей камере с давлением 345 кПа; 7 – балласт.

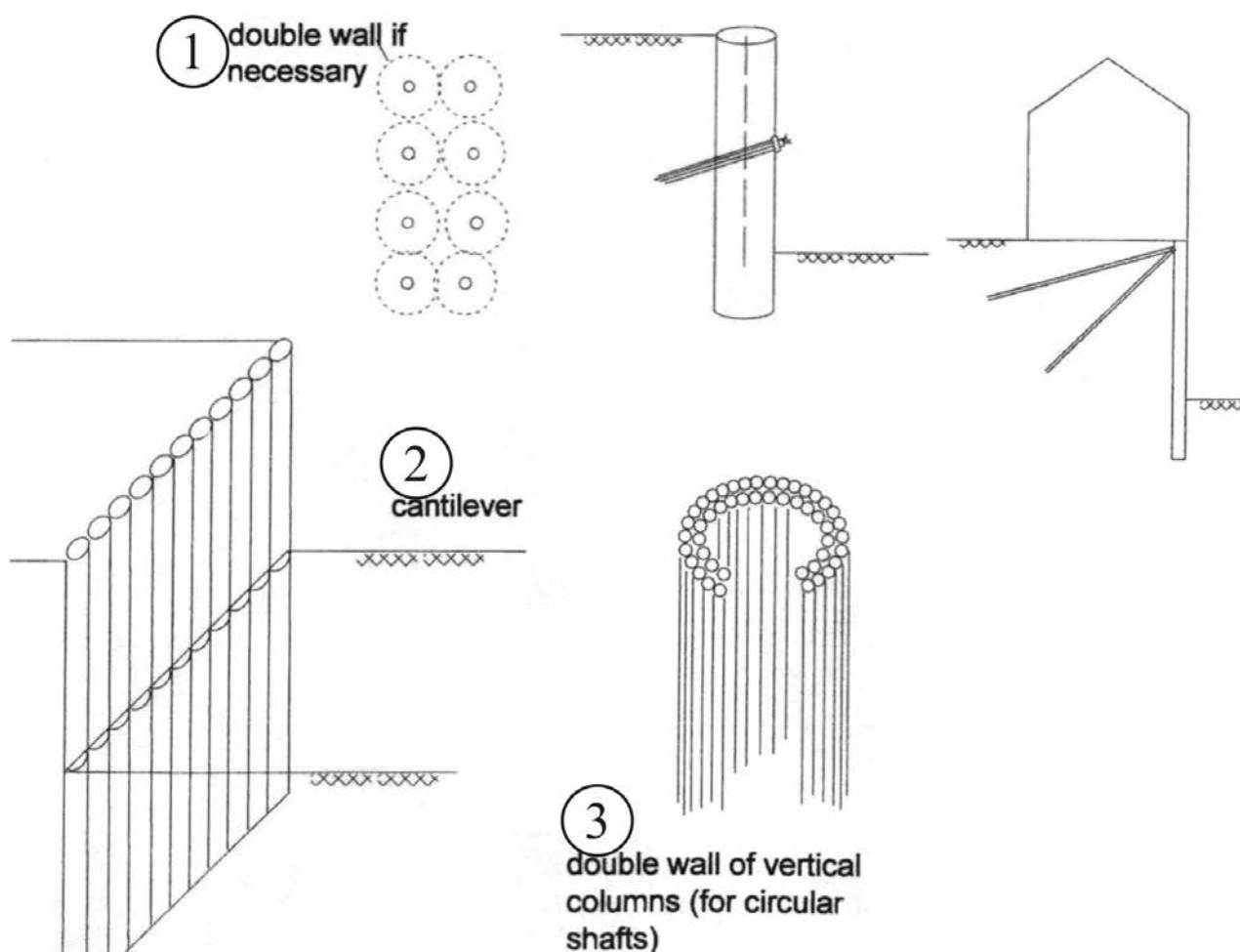


Рис. 1.26 Тампонируемые стены

*1 – двойные стены (если необходимы); 2 – консольная плита;
3 – двойные стены из вертикальных колонн (для круглых шахт)*

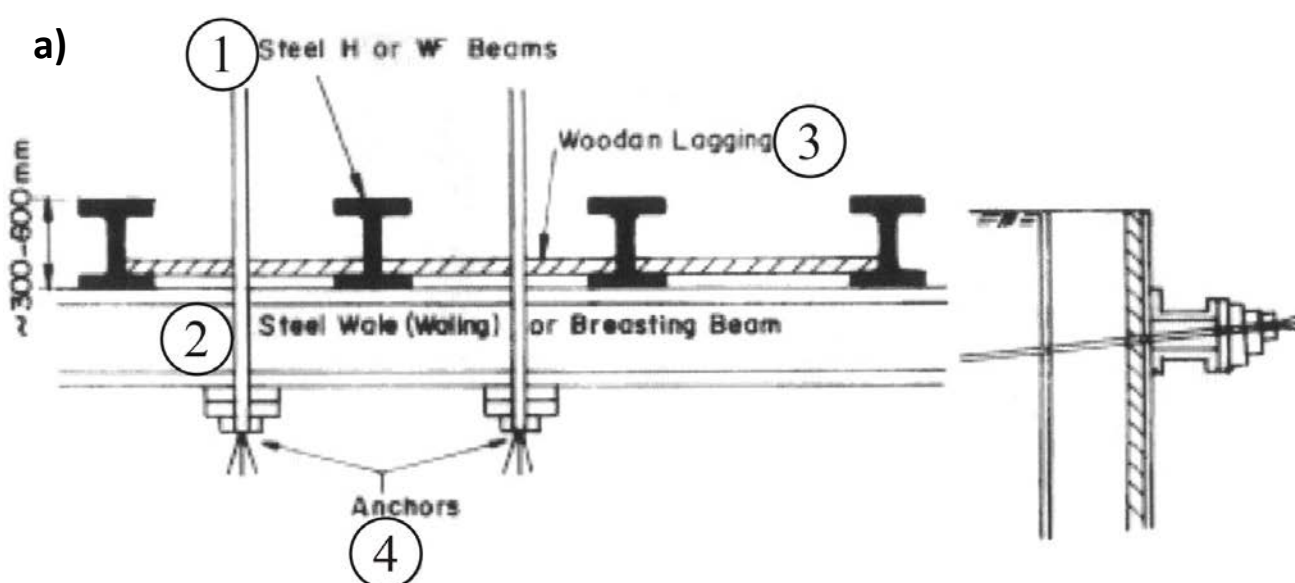


Рис. 1.27. Анкерное закрепление стен

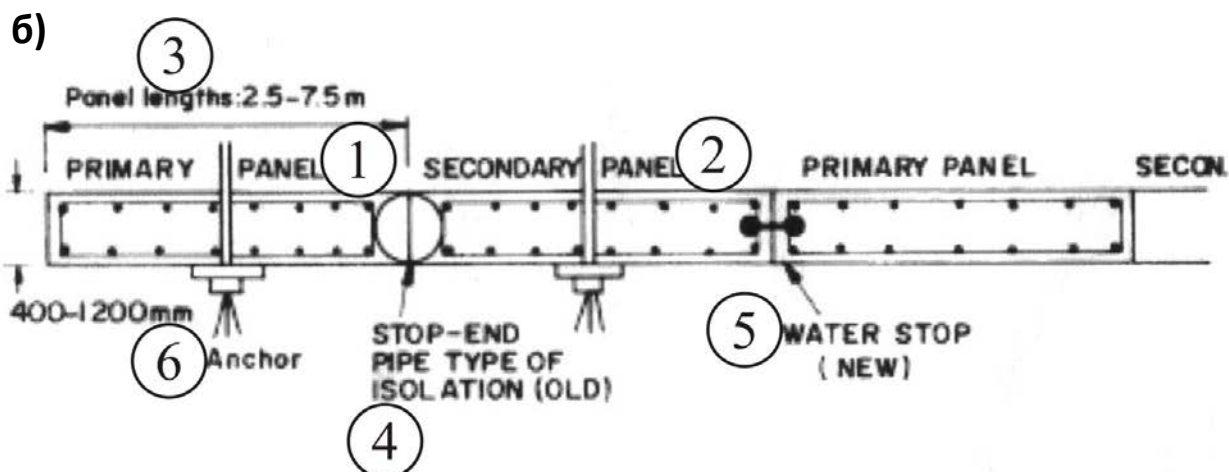


Рис. 1.27. Анкерное закрепление стен (окончание)

а) стена из двутавровых балок (план).

1 – двутавровые балки; 2 – продольная балка; 3 – деревянная обшивка; 4 – анкера.

б) диафрагмовая стена (план).

*1 – первичная панель; 2 – вторичная панель; 3 – длина панели;
4 – водоупорная прокладка старой конструкции; 5 – водоупорная прокладка новой конструкции; 6 – анкер*

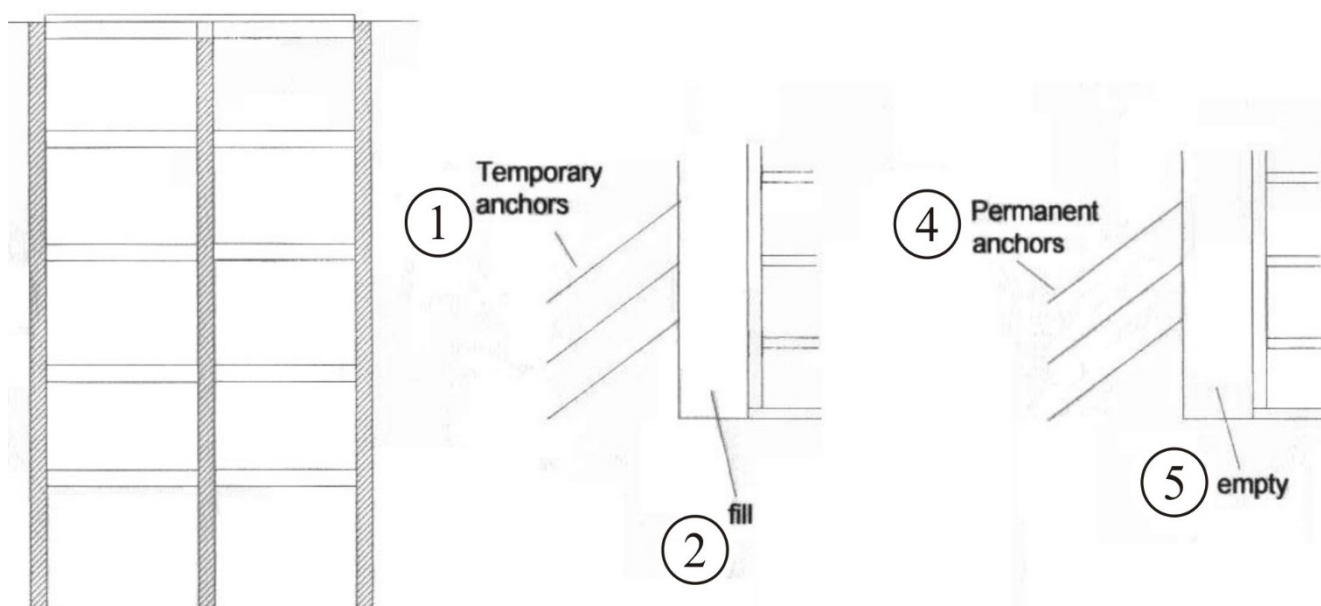


Рис. 1.28. Строительство сверху вниз (под защитой перекрывающей стены)

*1 – временные анкера; 2 – заполнение; 3 – крепь структуры;
4 – постоянные анкера; 5 – пустота*

Перед началом запланированных работ должны быть выявлены, картографированы, изучены и стабилизированы подземные полости, находящиеся на участке строительства.

2. ПРИМЕРЫ СТРОИТЕЛЬСТВА БОЛЬШИХ ПОДЗЕМНЫХ ПОЛОСТЕЙ ОТКРЫТЫМ СПОСОБОМ

2.1 Общие сведения

В предыдущей главе были описаны принципиальные решения дизайна заглубленных зданий и строительства полостей для них открытым способом (с поверхности земли). Подобные подземные структуры получили широкое распространение в США, Европе, Японии, Китае, Австралии. Далее приводятся конкретные примеры заглубленных зданий, построенных в последние десятилетия.

2.2 Примеры строительства больших подземных полостей для заглубленных зданий

Юридическая библиотека Университета штата Мичиган, США с целью сохранения открытого пространства и гармонизации с окружающими историческими зданиями расположила свои дополнительные помещения почти полностью под землей. Несмотря на их ограниченную наземную часть, это дополнение показывает пример обеспечения подземных помещений естественным освещением, обзором окрестностей и внутренними пространствами.

Проектом строительства основного здания библиотеки предусматривалось сохранение незастроенным юго-восточного угла комплекса. При решении вопроса о его застройке стало очевидным, что новая структура будет несовместима со старым зданием и окружающими историческими строениями, а также изменит центр тяжести общего архитектурного облика района. В связи с этими соображениями, пристройка была размещена под землей.

Ее максимальная глубина, вмещавшая три подземных этажа, составила 17,0м. Центральной частью служит трехгранный наклонный световой люк с размерами 45х7,9м, расположенный вдоль фасада существующего здания и углубляющийся до уровня 1-го подземного этажа (рис. 2.1-2.5). Все три этажа связаны колодцем, на стенах которого установлены зеркала, позволяющие передать естественный свет на самый нижний этаж. Интерьер библиотеки запроектирован, как одно большое закрытое пространство.

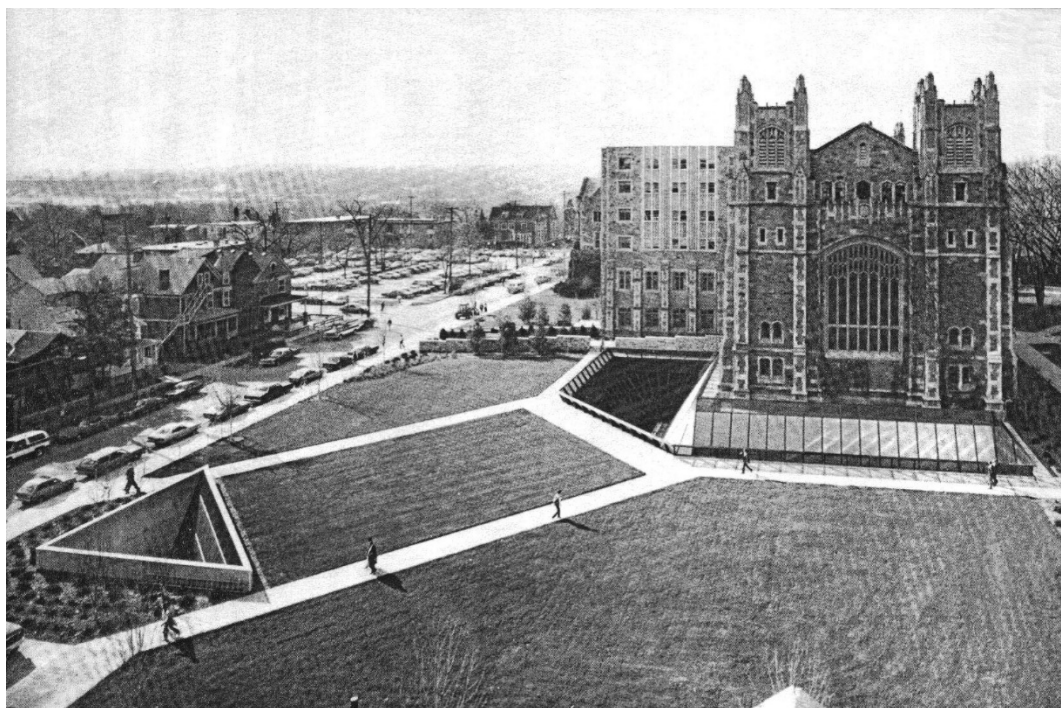


Рис. 2.1. Подземная пристройка к зданию юридической библиотеки университета штата Миннесота (общий вид)

На верхнем этаже расположены каталоги, офисы, читальные залы, средний этаж содержит, главным образом, хранилища и помещения для индивидуальной работы. В этих же целях, а также для отдыха студентов, служит нижний этаж, освещенный меньшим естественным светом, чем остальные.

Библиотечный комплекс рассчитан на примерно 500 человек и общую емкость хранения до 480000 томов. Он расположен полностью под землей за исключением светового люка и двух пожарных выходов.

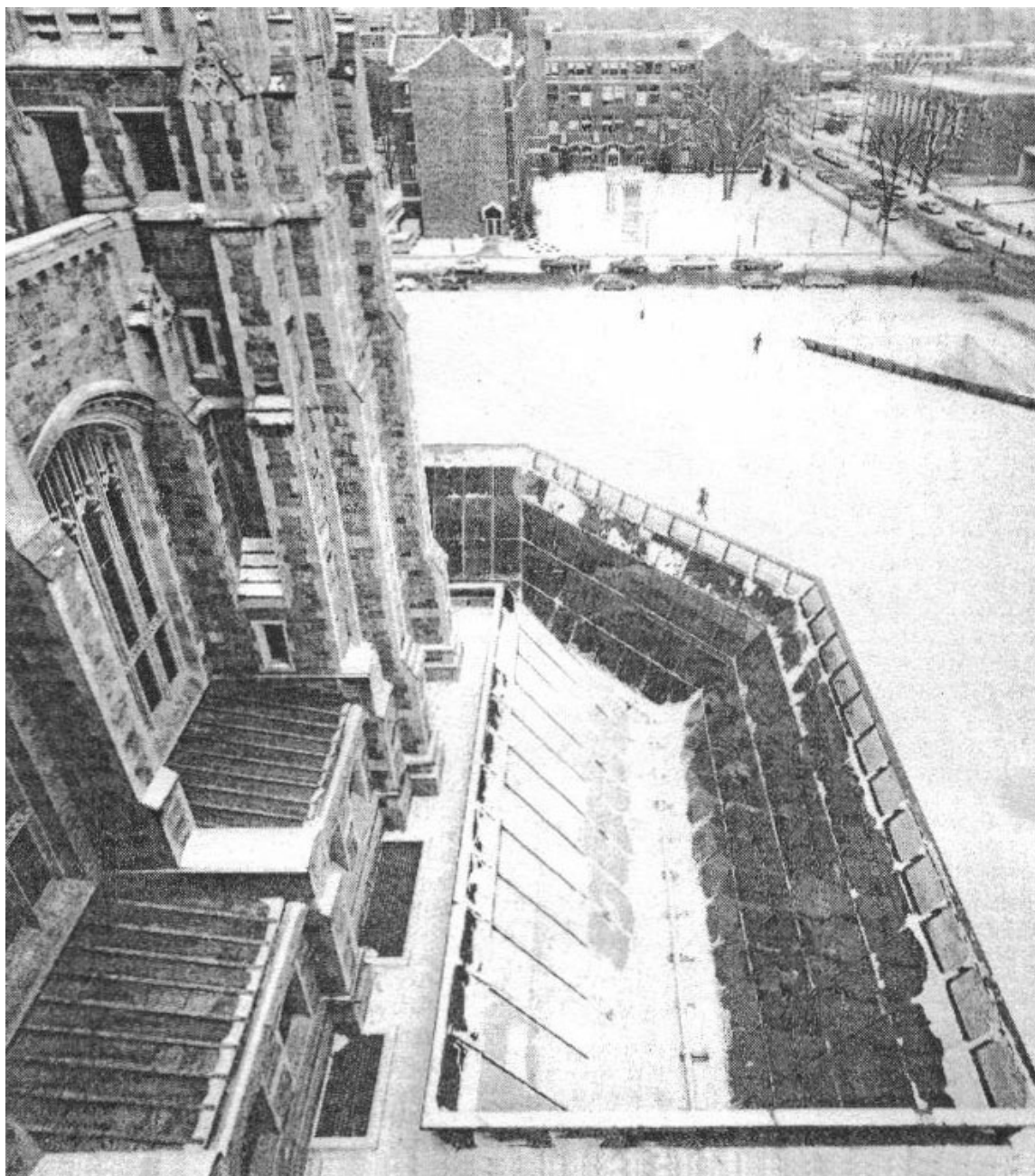


Рис. 2.2 Верхняя часть светового колодца пристройки к зданию библиотеки

Крыша и межэтажные перекрытия выполнены из железобетонных плит, наружные стены – из монолитного железобетона. Световой колодец поддерживается вертикальными бетонными сваями, расположенными рядом друг с другом, формируя опорную стену.



Рис. 2.3. Нижняя часть светового колодца пристройки к зданию библиотеки

Здание Civil and Mineral Engineering Университета штата Миннесота, США имеет площадь 1,4 га, включает учебные помещения, лаборатории и факультетские офисы. Из общей площади здания 95% расположены под землей, что не только обеспечивает энергосберегающую технологию, но и создает открытое пространство в университетском кампусе.

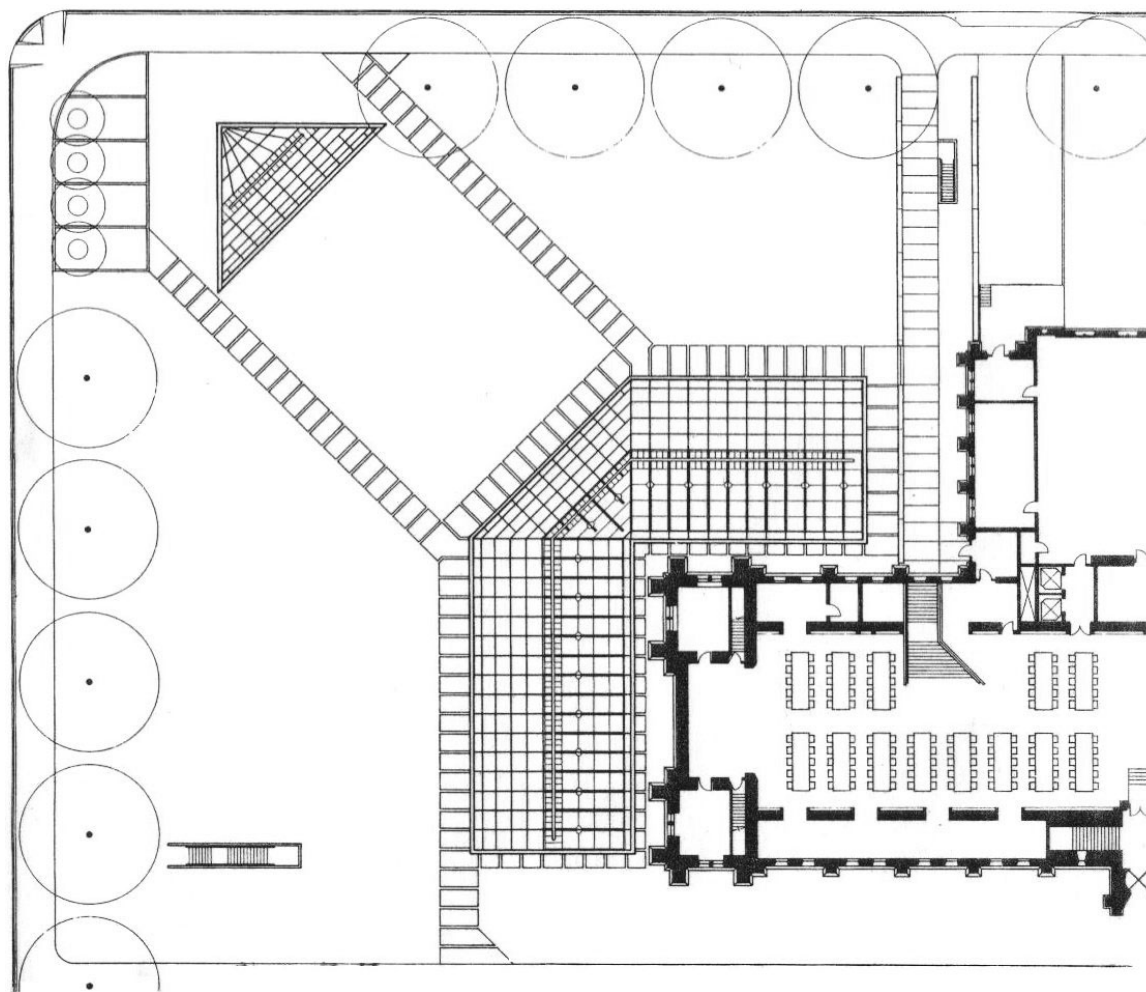


Рис. 2.4. План пристройки к зданию библиотеки

На участке строительства верхние 15м грунта залегают над слоем крепкого известняка мощностью 9м, служащего кровлей более мягкого песчаника. Такие условия определили комбинированное строительство подземного комплекса: его верхняя часть в грунтах над слоем известняка строилась открытым способом и состояла из трех этажей, а нижняя располагалась в песчанике под известняком, содержала 2 этажа и строилась подземным способом. Эти части соединялись по вертикали двумя стволами, пройденными через известняк (рис. 2.6-2.8).

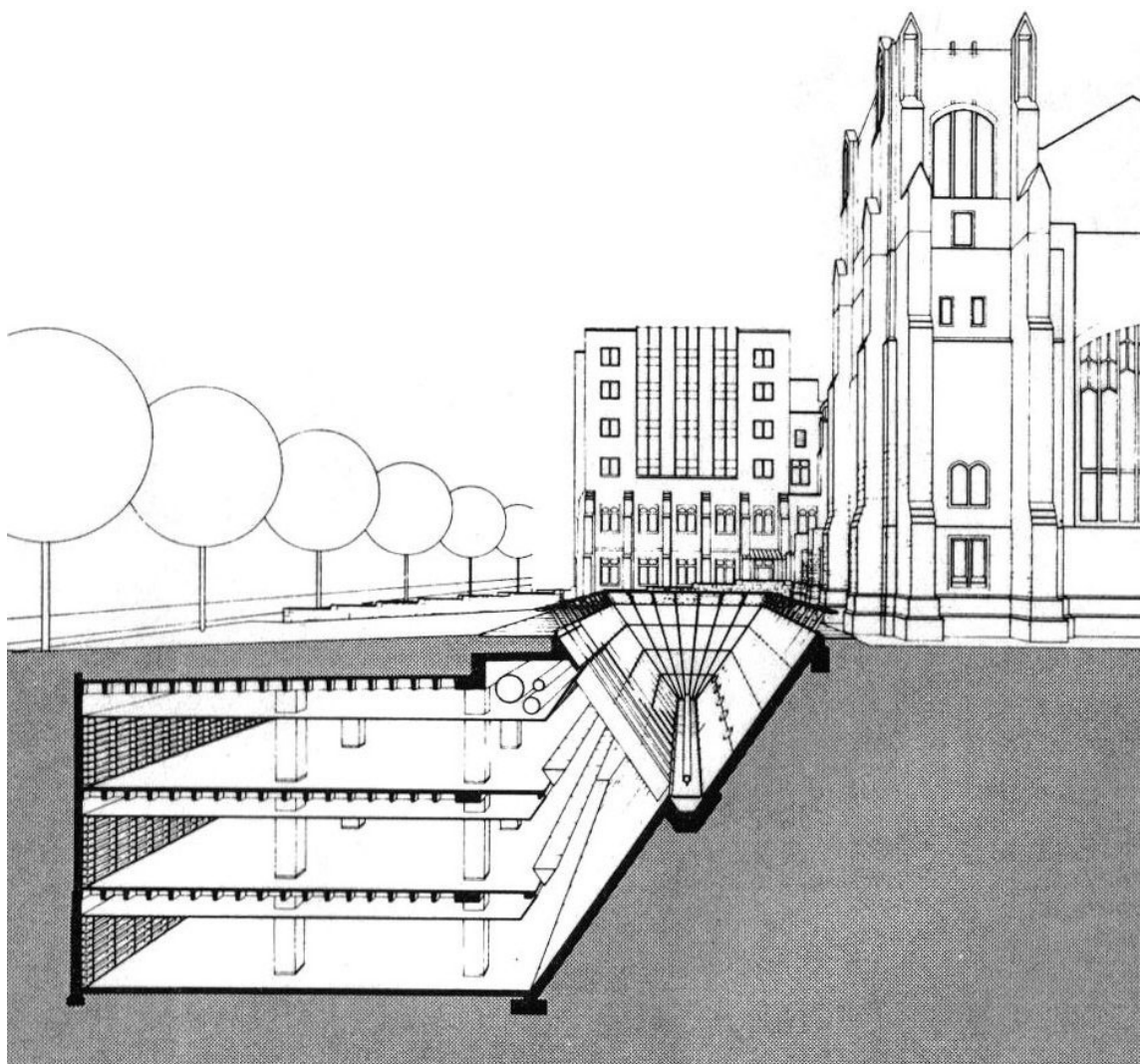


Рис. 2.5. Разрез по пристройке к зданию юридической библиотеки университета штата Миннесота

Самый нижний этаж находится на 33,5 м под поверхностью земли. На этой глубине сохраняется постоянная средняя температура и полная изоляция от шума и вибраций на поверхности.

Формы и характер видимых элементов здания отражают разнообразие главных компонентов дизайна. Большие открытые балки одноэтажной части, выступающей над поверхностью земли, солнечные батареи на крыше, ярко окрашенные металлические элементы вносят свой вклад во внешний вид структуры. Эти элементы, сочетаясь с кирпичными поверхно-

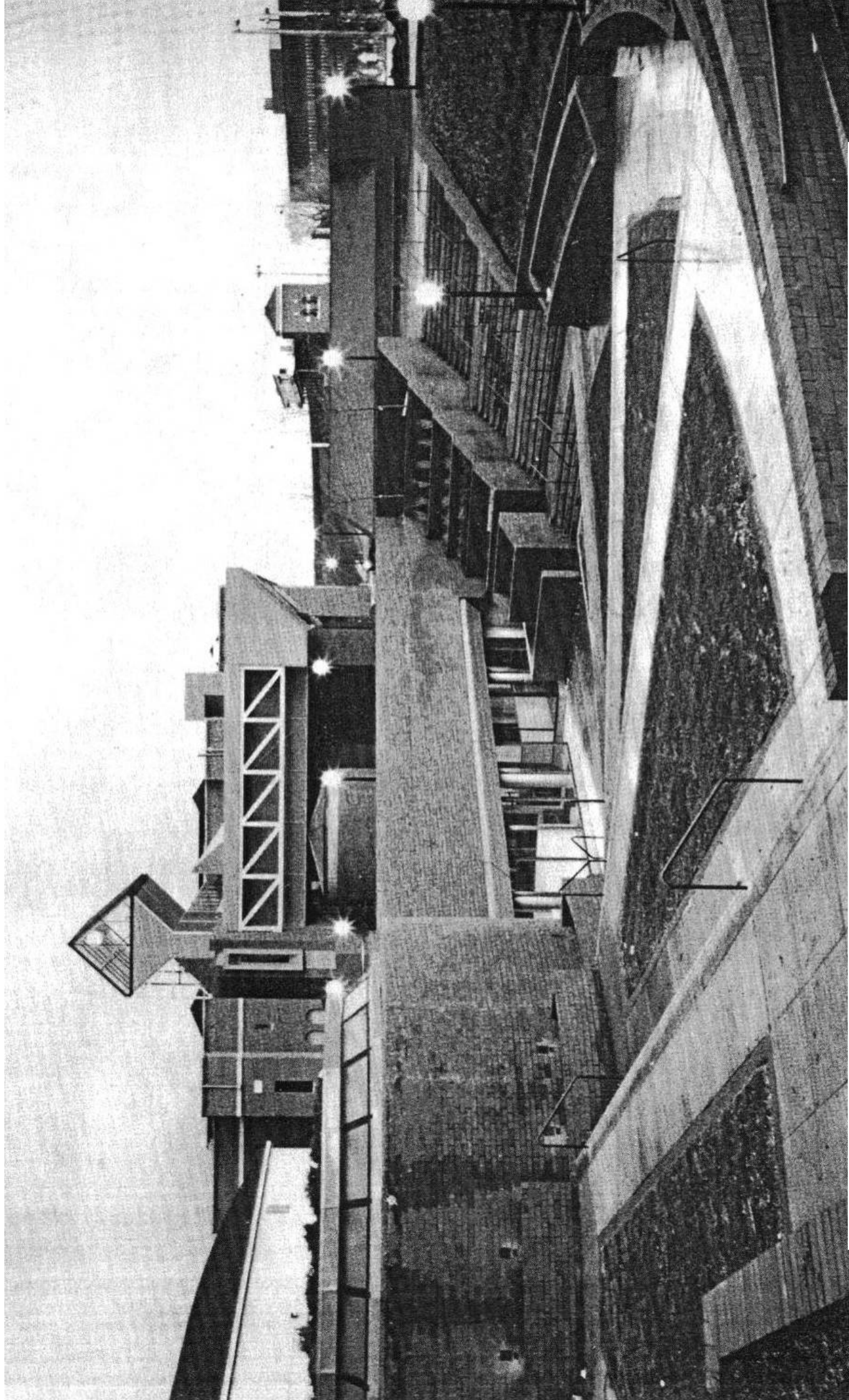


Рис. 2.6. Подземное здание Civil and Mineral Engineering университета штата Миннесота
(общий вид)

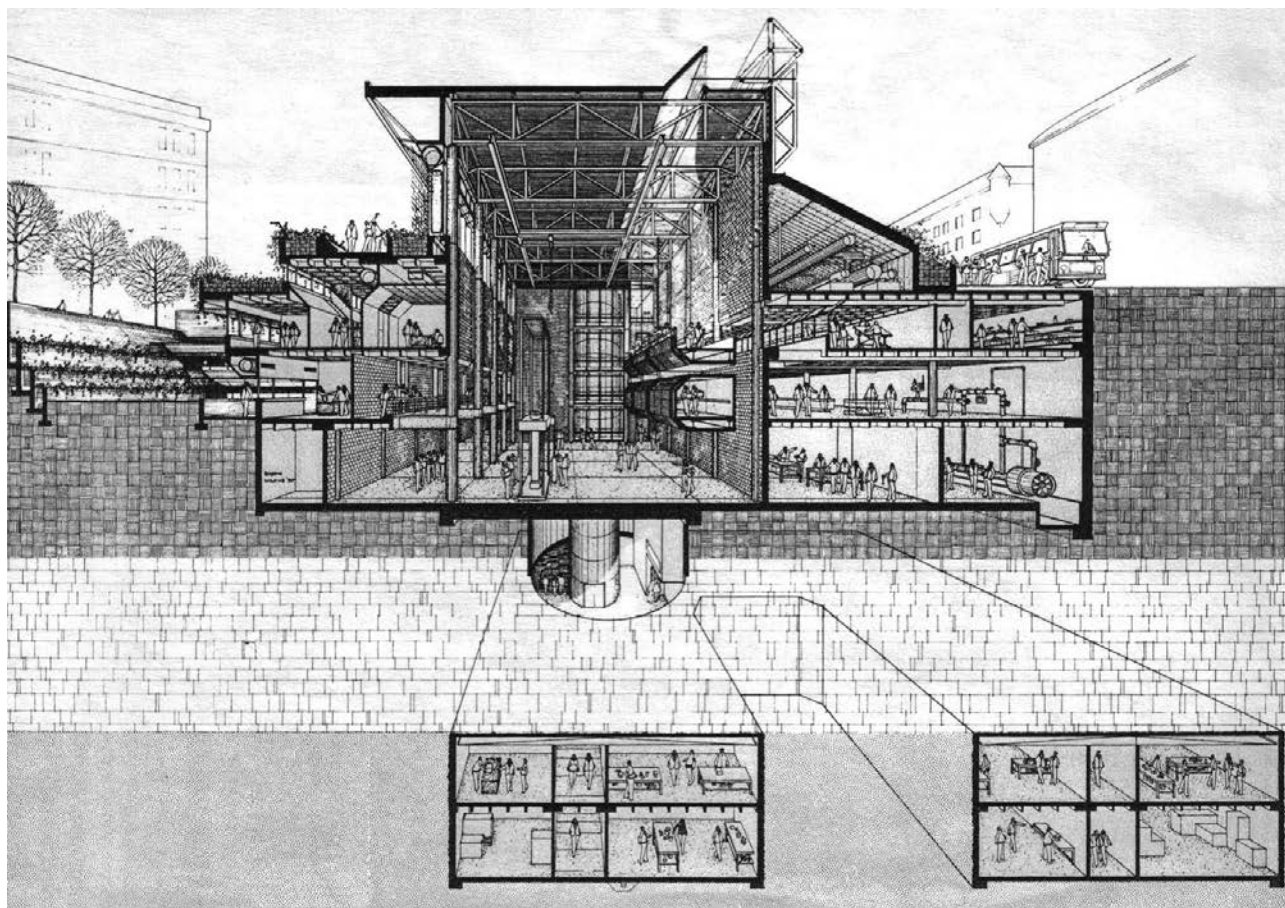


Рис. 2.7. Сечение подземного здания Civil and Mineral Engineering

стями и широким использованием растительности, создают гармонию с окружающим ландшафтом.

В подземной части здания предусмотрено максимальное использование естественного освещения. Наличие и расположение окон зависит от функциональных особенностей помещений. Например, большинство офисов имеют наружные окна с обзором внутреннего двора. Офисы, не прилегающие к внешним стенам, имеют доступ естественного света из коридоров или пространства общего назначения.

Единственной связью подземных уровней между собой и с поверхностью являются два вертикальных ствола, оборудованных лифтами и лестницами. Подземные помещения верхнего уровня предназначены для аудиторий, классных комнат, лабораторий и офисов, нижнего уровня – в основном, для лабораторий изучения горных пород и разработки природоохранных мероприятий. Эти лаборатории нежелательно раз-

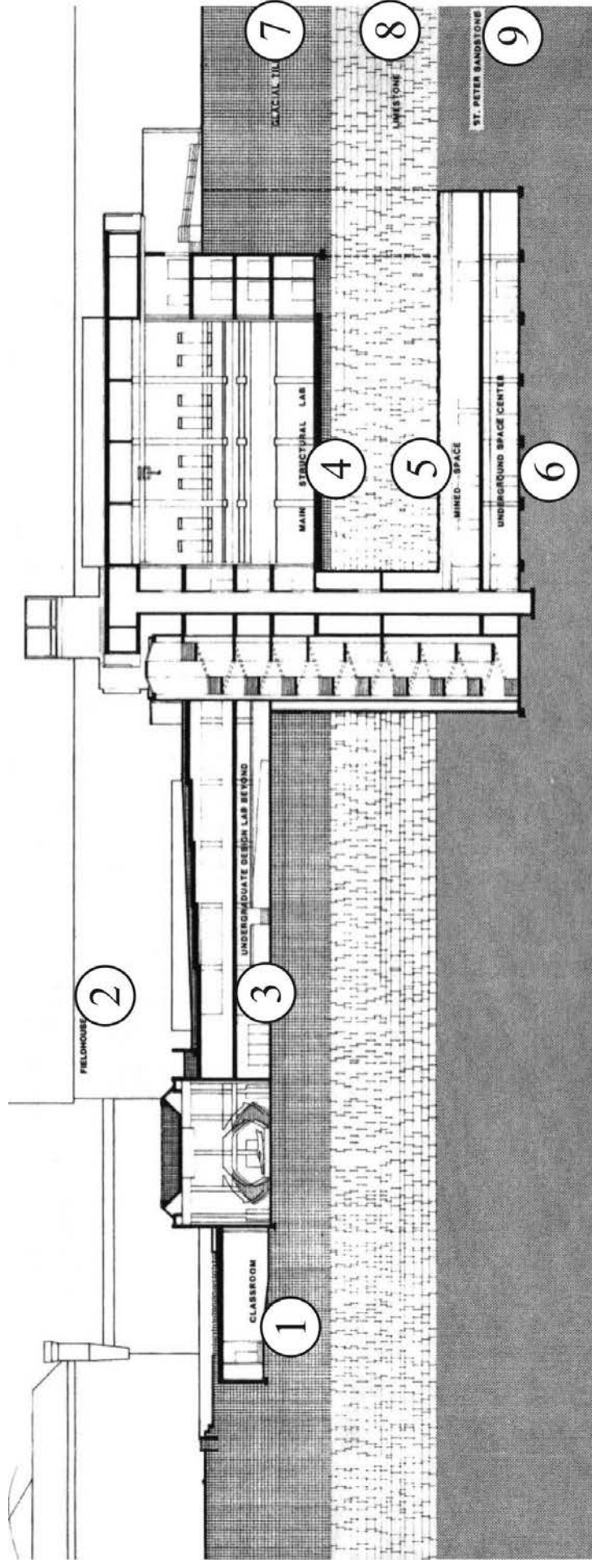


Рис. 2.8. Разрез подземного здания Civil and Mineral Engineering

1 – учебное помещение; 2 – существующее здание; 3 – лаборатория; 4 – главная структурная лаборатория; 5 – часть, построенная подземным способом; 6 – центр

мещать близко к поверхности земли, поскольку они должны быть изолированы от климата, шума и вибраций.

Дизайн и интерьер помещений включает стеклянные перегородки между отдельными офисами и общим пространством, чтобы создать ощущение открытости. Солнечная оптическая система обеспечивает естественным светом площадь, расположенную на всех уровнях здания.

Противопожарная безопасность помещений верхней части обеспечивается стандартными мерами – спринклерными системами и аварийными выходами людей. Однако, для работающих в нижней части здания принято дополнительное решение: поскольку часть из них неспособна быстро преодолеть при пожаре 10 лестничных пролетов, на половине пути аварийного выхода устроено помещение, в которое автономно подается свежий воздух с поверхности.

Здание Williamson Hall, Minneapolis, штат Миннесота, США служит в качестве книжного магазина и содержит приемные и регистрационные офисы университета. Оно на 95% расположено под землей, большинство пространства сосредоточено на двух подземных этажах площадью 650м² с небольшой зоной входа и отдыха в наземной части.

Особенностью площадки строительства является наличие вокруг нее нескольких исторических объектов. Расположение строящегося здания почти полностью под землей позволило сохранить характер района и избежать эстетического конфликта, который мог произойти из-за тесного соседства исторических и современных структур. Кроме того, стало возможным разместить относительно большое строение на очень ограниченной площади, таким образом эффективно используя ее территорию.

Другим важным ограничением было стремление сохранить циркуляцию пешеходов, диагонально пересекающих эту практически квадратную территорию. Их сложившийся маршрут между остановками городского транспорта и коммерческой зоной не следовало разрывать. Проектом предусматривалось продлить этот путь до книжного магазина, размещенного на нижних этажах подземного здания (рис. 2.9-2.11). такое решение разделило здание на две определенных функции: собственно книжный магазин и офисное пространство. Различные требования к ним отразились в дизайне.

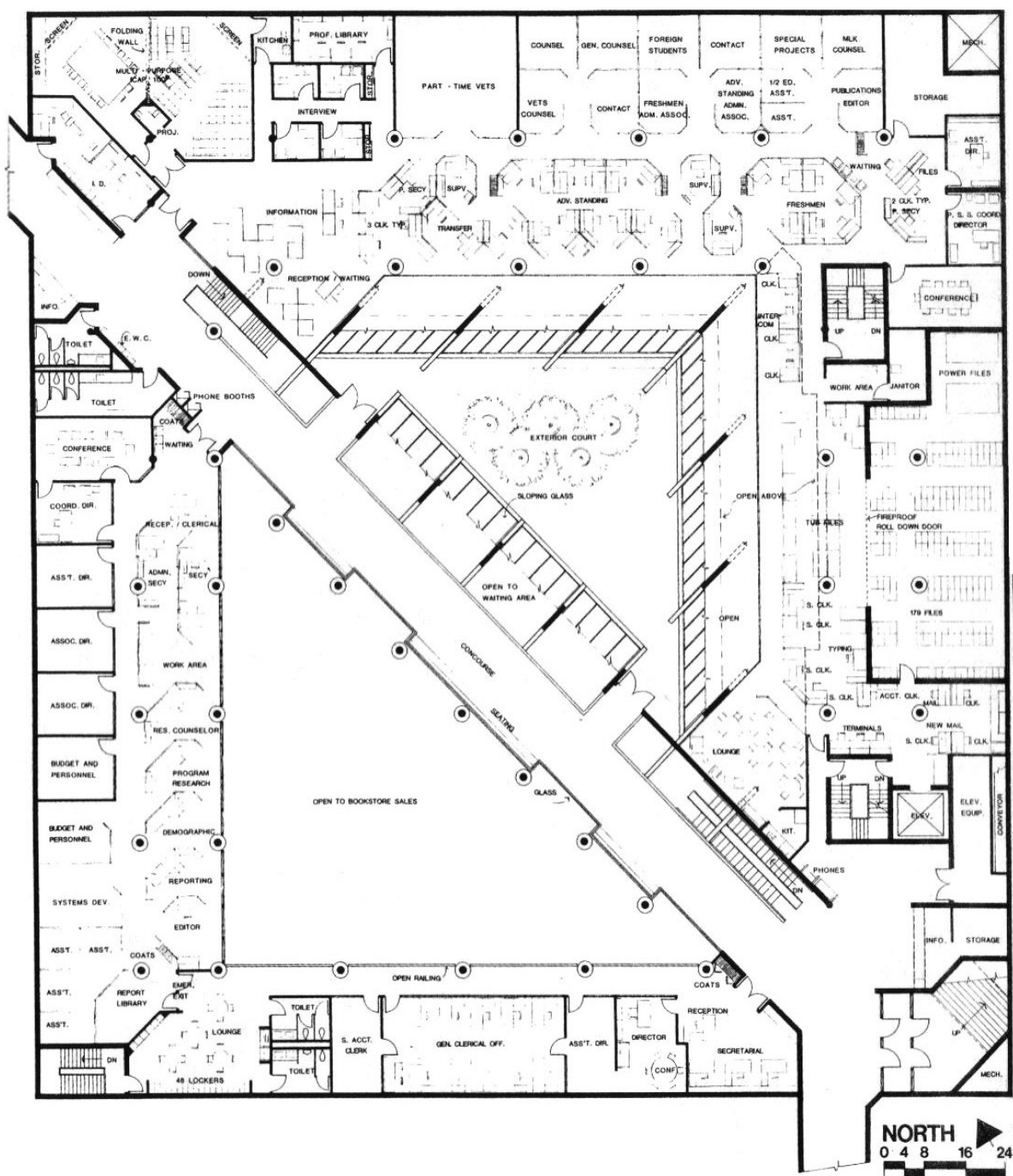


Рис. 2.9. План первого подземного этажа здания Williamson Hall

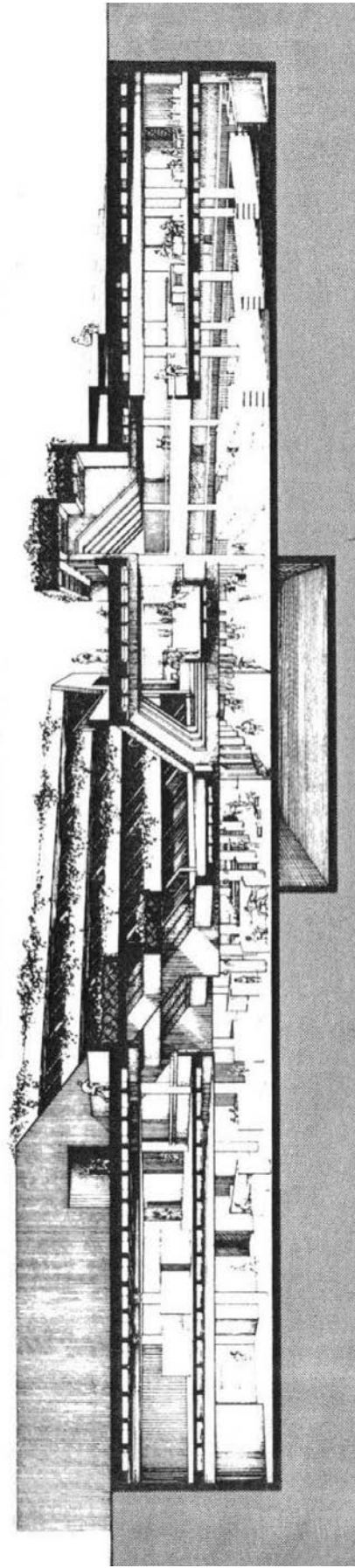
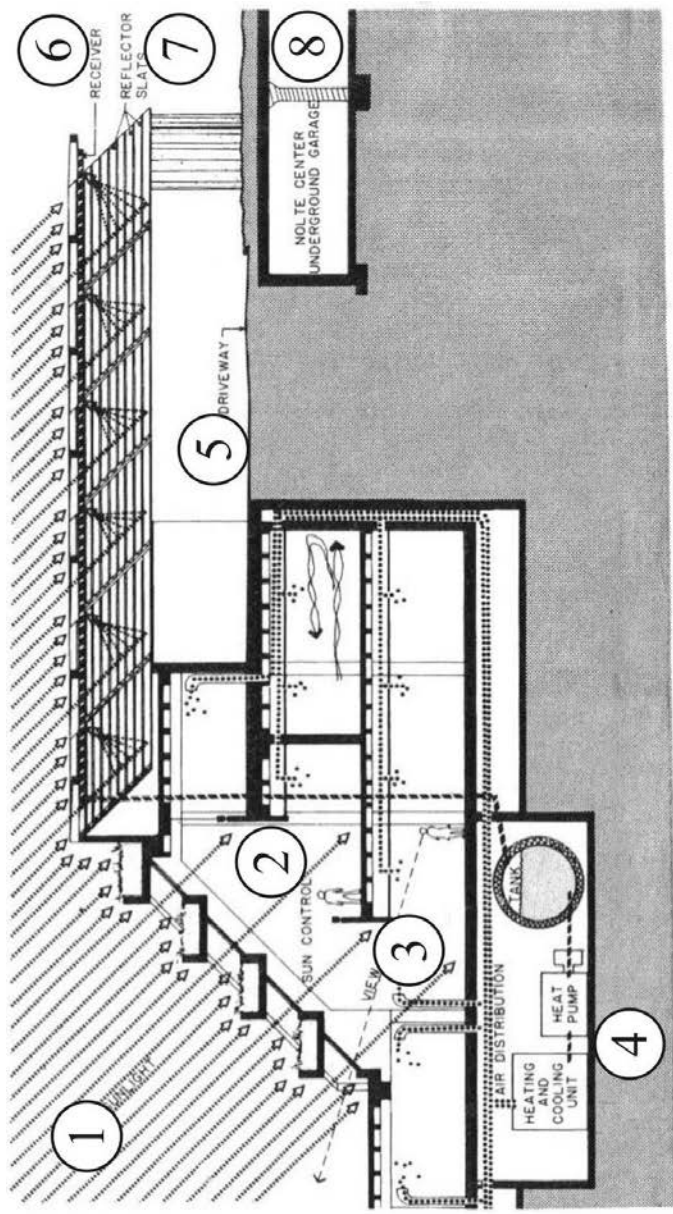


Рис. 2.10. Разрезы по подземному зданию Williamson Hall

1 – солнечный свет; 2 – управление солнечным светом; 3 – обзор; 4 – оборудование управления

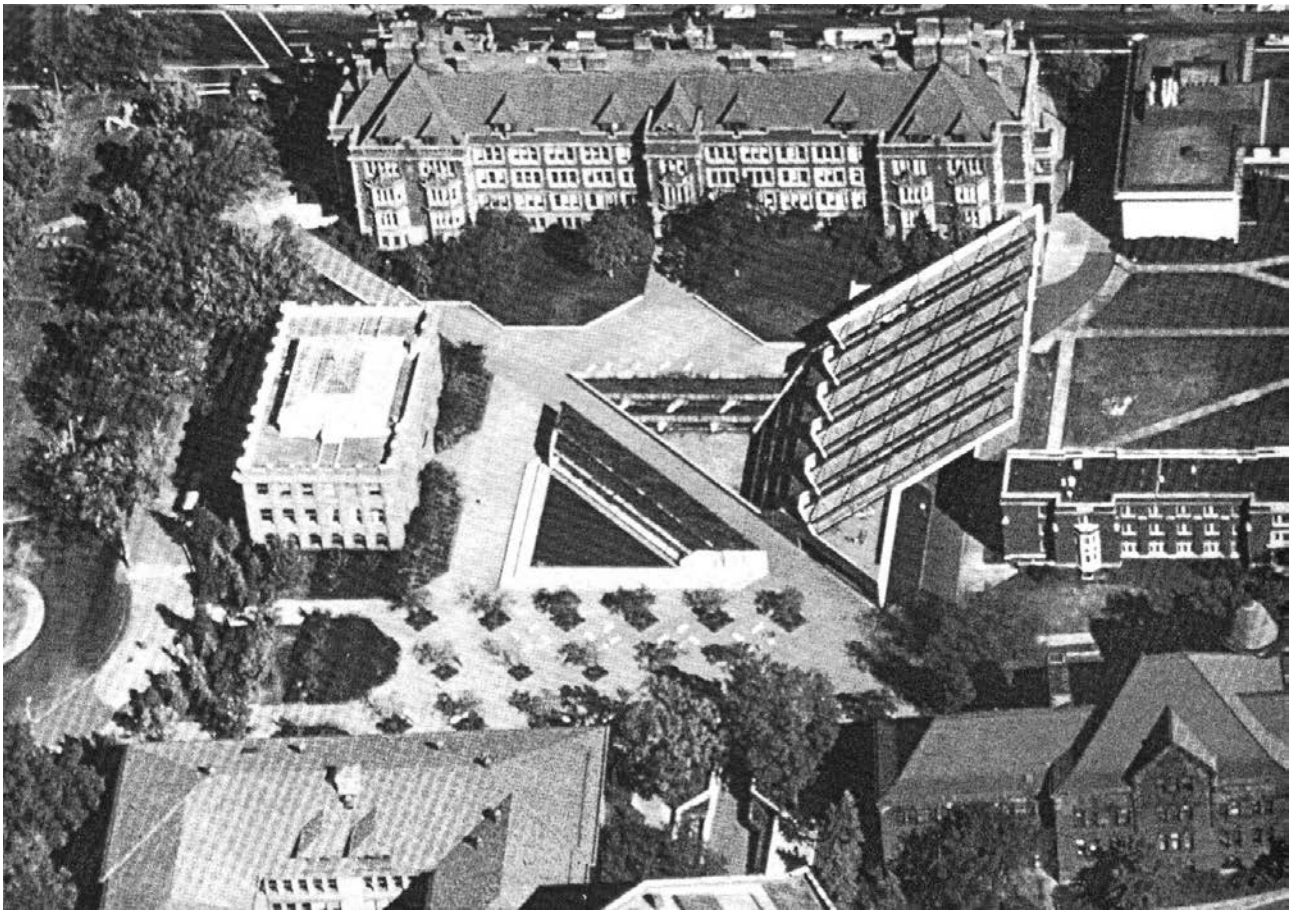


Рис. 2.11. Подземное здания Williamson Hall (общий вид)

Освещение книжного магазина обеспечивается единственным рядом окон. Половина здания, содержащая офисные площади, наоборот, интенсивно освещается через многочисленные окна, окружающие внутренний двор.

Особое внимание при проектировании здания уделялось входу, дизайну интерьера, доступу естественного света и возможности обзора окрестностей. Постепенный спуск людей под землю позволяет сгладить их негативные ощущения. В здании имеется три главных входа. Два из них с рампами и лестницами расположены в концах площадки и ведут к пешеходным переходам через здание. Третий вход расположен в малой наземной части здания и ведет к внутренней лестнице и лифту.

Дизайн интерьера Williamson Hall создает чувство открытости, обеспечивает максимальную освещенность и обзор. Недостаток наружных окон в офисах компенсируется светом, поступающим через остекленный переход внутреннего двора.

Структурная система здания состоит из железобетонных конструкций.

На рис. 2.12-2.14 показаны проектные решения подземного дополнения к библиотеке Университета Chicago, Иллинойс, США. Стекланный купол подземной части имеет высоту 10,7 м. Под землей предусматривается разместить книгохранилище, специальные коллекции, запасники и климатическое оборудование. Глубина подземной части – 15м.

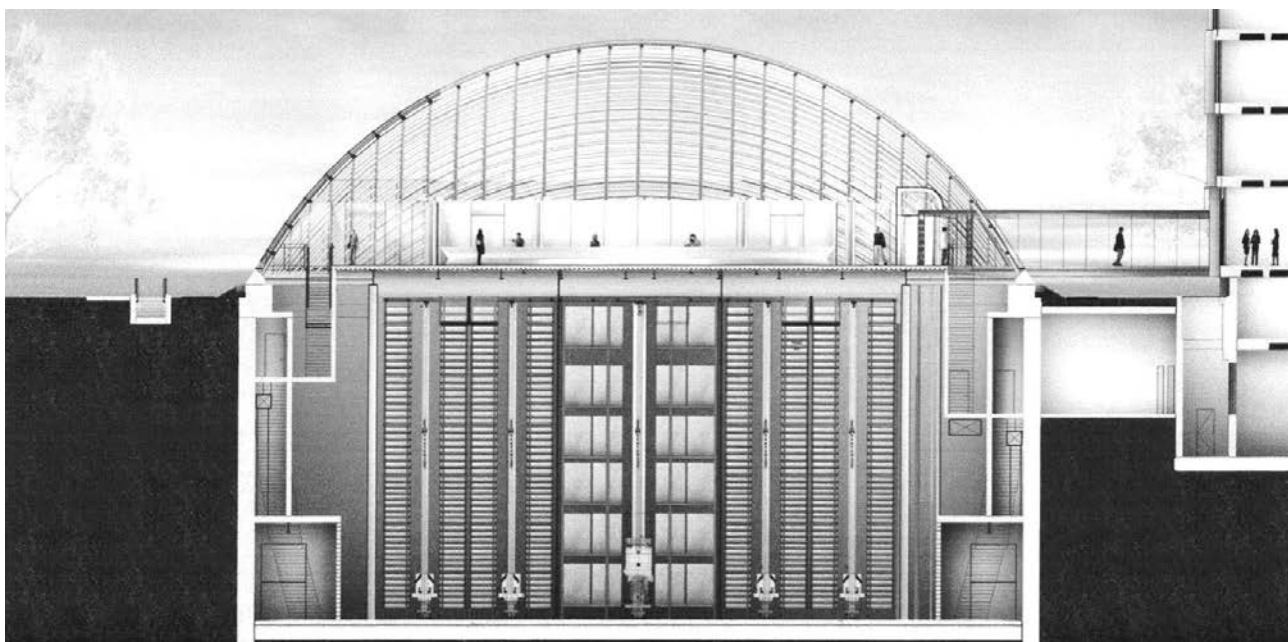


Рис. 2.12. Подземное дополнение к библиотеке университета Chicago (сечение)

На рис. 2.15 показана подземная церковь (Финляндия), на рис. 2.16-2.17 – подземные торговые комплексы, на рис.2.18 – подземный филармонический зал (все - Германия).

2.3 Пример глубокой экскавации при открытом способе строительства

Все описанные выше примеры показывают возможность строительства уникальных подземных зданий открытым способом.

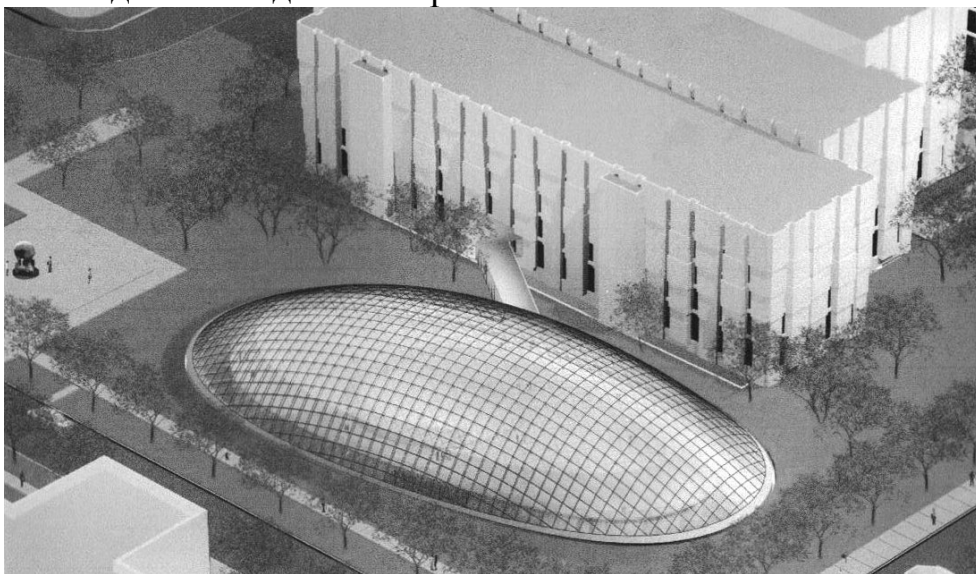


Рис. 2.13. Подземное дополнение к библиотеке университета Chicago (вид сверху)

Однако, в условиях городской территории, застроенной высотными зданиями и занятой объектами подземной инфраструктуры, глубокая экскавация, необходимая для такого строительства, усложняется соседством мощных фундаментов этих зданий и туннелей инженерных коммуникаций.

Далее описана технология экскавационных работ при сооружении железнодорожной станции в Гонконге вблизи загруженной автотрассы и зданий высотой 18, 22, 25 и 26 этажей.

Для строящегося комплекса было необходимо выполнить открытую вертикальную экскавацию и установить железобетонную структуру. Ее верхний участок в грунте и выветренной породе был построен с временными стенами, которые поддерживались подпорками. Из-за необходимости создания рабочего пространства и обеспечения стабильности прилегающего участка земли и существующих строений использовались анкерные болты, удерживающие глубокие породные поверхности (рис. 2.19).

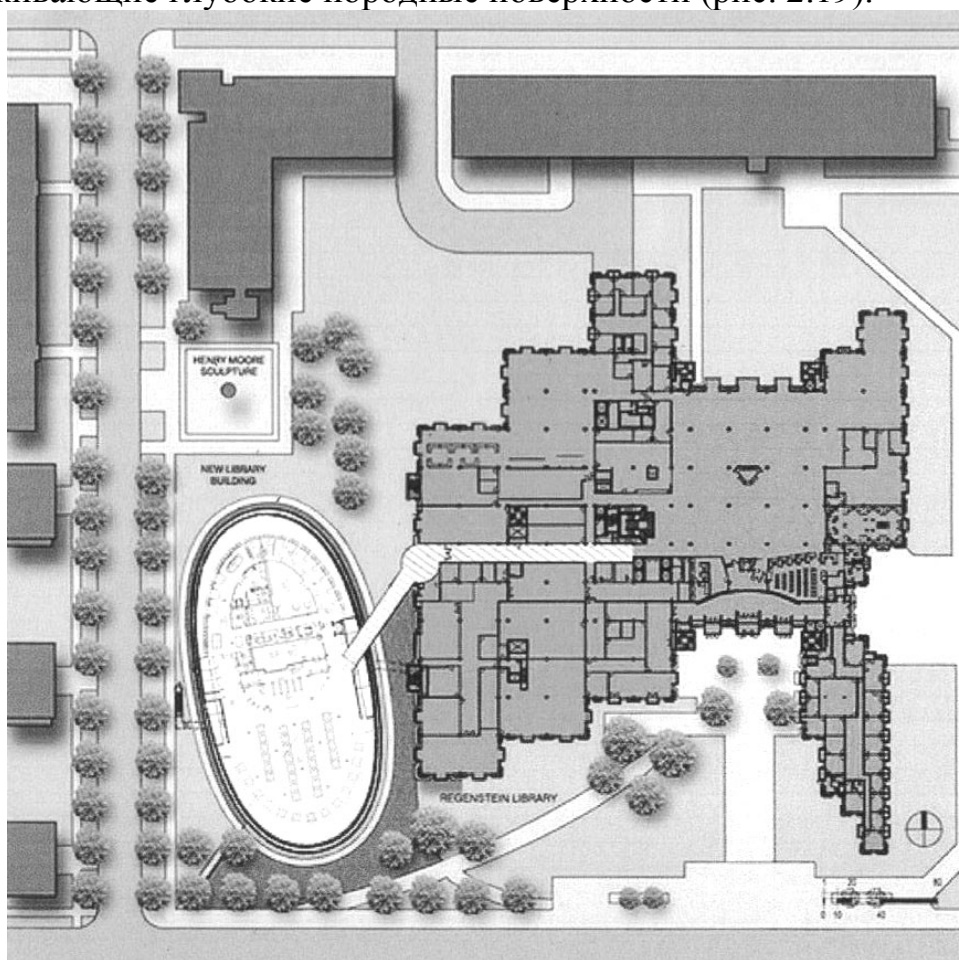
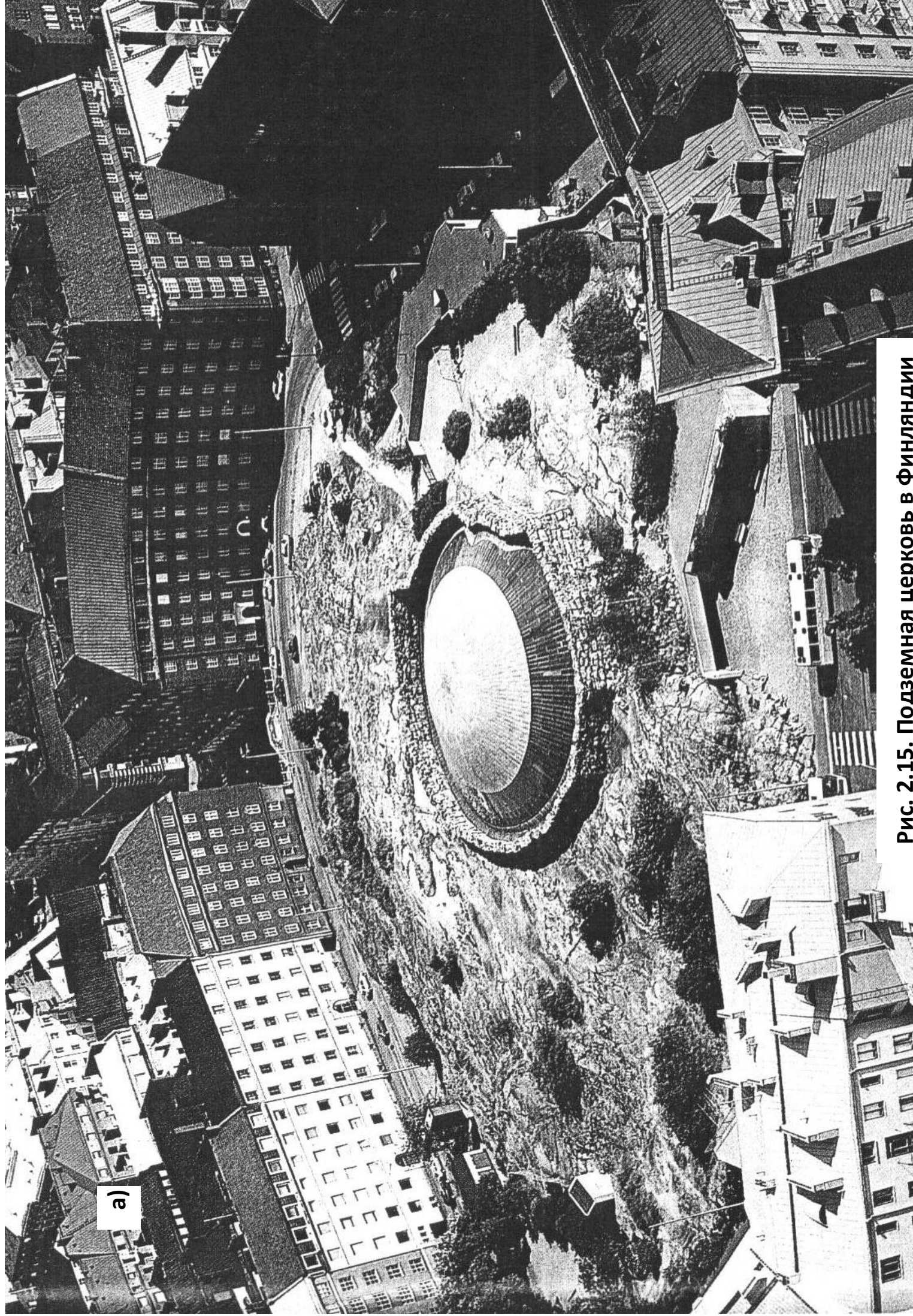


Рис. 2.14. Генеральный план дополнения к библиотеке университета Chicago

Расположение и несущая способность этой крепи ограничивалась:

- наличием туннелей, прилегающих к стене строящейся станции;
- трудностями анкерования, возникшими из-за углов строительных конструкций, образующихся в ограниченном пространстве;
- сопротивлением пород установке анкеров;



a)

Рис. 2.15. Подземная церковь в Финляндии

б)

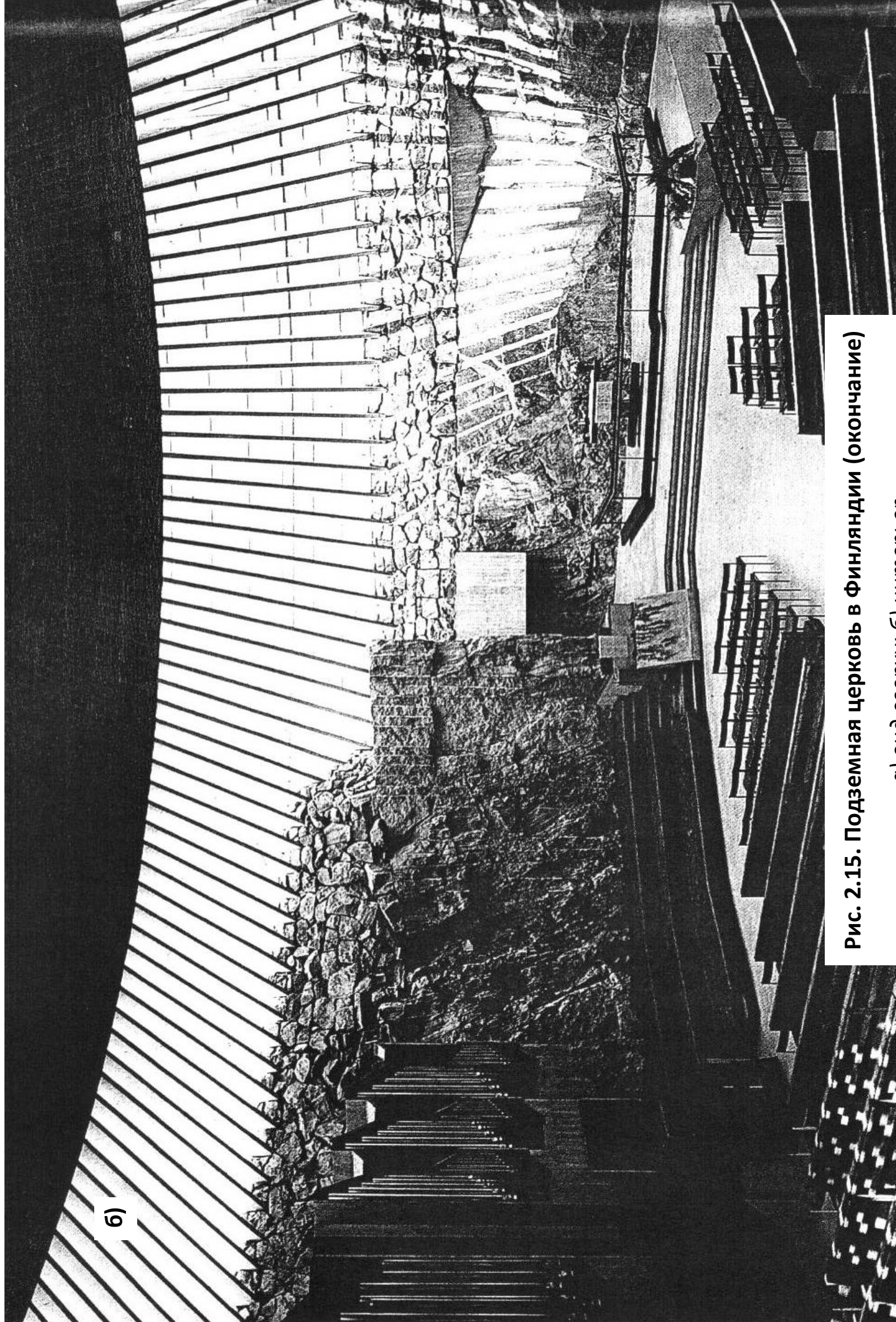


Рис. 2.15. Подземная церковь в Финляндии (окончание)



**Рис. 2.16. Подземный торговый комплекс,
Германия. Транспортный узел**

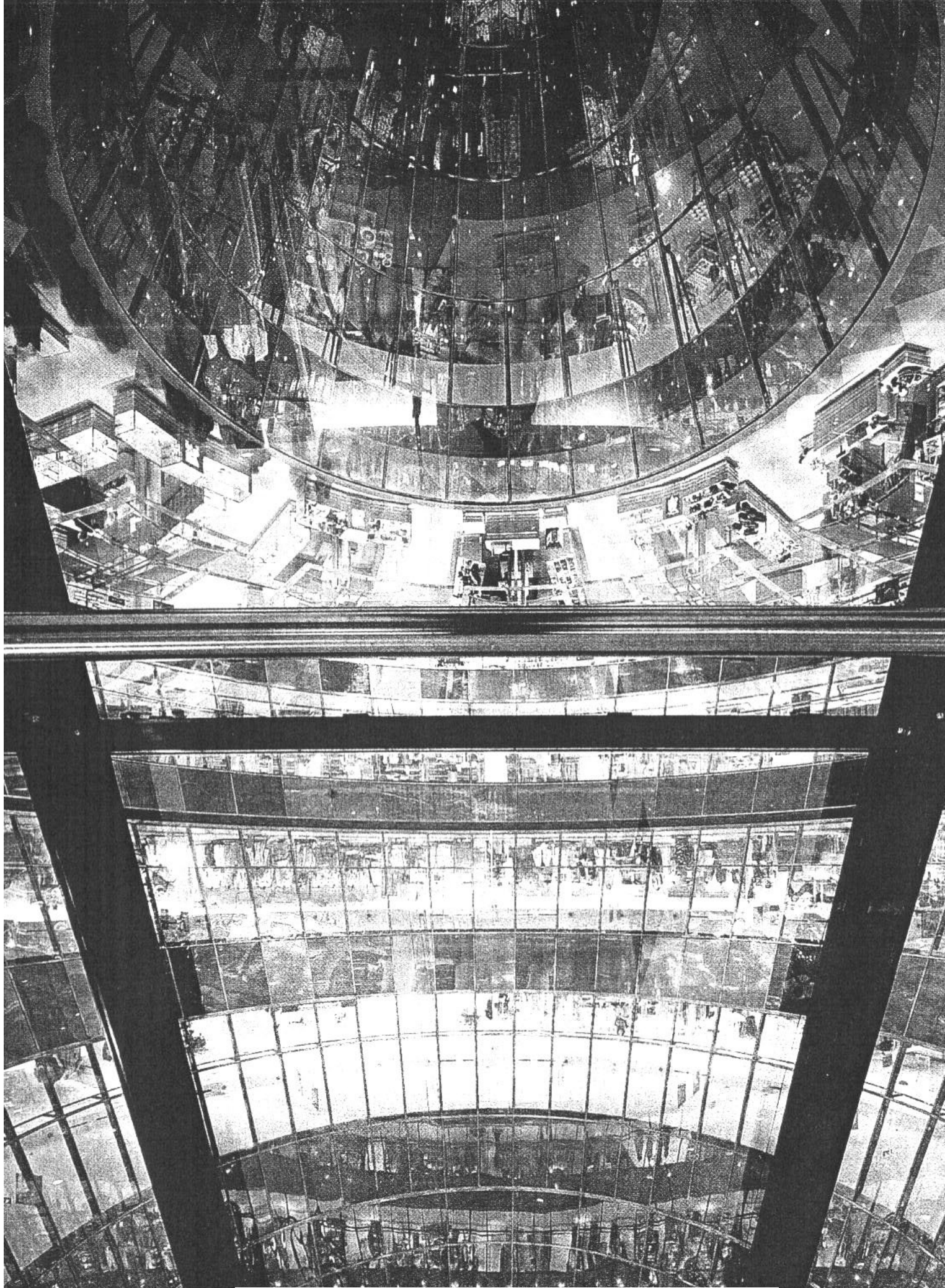


Рис. 2.17. Подземный торговый комплекс,
Германия. Торговый зал



Рис. 2.18. Подземный филармонический зал, Германия

- соображениями общей стоимости работ.

Было также обнаружено значительное давление воды, действующее на образованные породные плоскости, которое объяснялось расположением места строительства на гранитном холме. Собирающаяся на нем дождевая вода стекала к строительной площадке через выветренные грунты и сочленения породных блоков. Имелись также свидетельства подпитки грунтовых вод морем, расположенным в 100м от площадки. По этим причинам во время строительства проводился мониторинг гидрологического режима.

Геологические исследования показали, что участок строительства может быть разделен на три основных зоны:

- грунт, сильно выветренные или трещиноватые породы с высокой проницаемостью. Открытые сочленения размером до 5мм с железистыми и магнезитовыми заполнителями;

- породы с уровнем выветривания от среднего до слабого с меньшей проницаемостью. Частота макротрещин 3,3-5,5 на метр. Сочленения размером 1-2 мм с железистыми и хлоридными пятнами;

- породы непроницаемые от слабо выветренных до массива. Частота макротрещин 1,8-4,2 на метр. Плотные сочленения с хлоридными или кальцитными следами.

Для предотвращения опасности обрушений при экскавационных работах проводились компьютерные расчеты параметров анкерной крепи. При оптимальной установке болтов под углом 0^0 по практическим соображениям они направлялись вниз под углом 10^0 , что потребовало соответствующего увеличения их числа. Поскольку было очевидно, что давление воды влияет на несущую способность анкерной крепи, выполнялись тщательные гидрологические исследования описанных выше породных зон, что позволило уменьшить число болтов на 30%.

Следует, вообще, отметить, что использование анкеров при глубокой экскавации часто связано с обрушением стен, поддерживаемых ими. Это может вызываться следующими

причинами:

- а) недостаточна длина анкеров и закрепляемая ими толща пород, что приводит к:

- обрушению поверхности, которая локализуется непосредственно за глубиной проникновения анкеров. Падающие массы при этом подобны активному породному клину (см. гл. 4);

- потере общей стабильности. Позади длины анкеров расположена поверхность скольжения. Стена и анкера поворачиваются вместе;

- б) интервалы установки анкеров слишком велики, что ведет к их перегрузке и разрушению с дальнейшим обрушением стены;

- в) применены слишком гибкие стены с чрезмерными деформациями, из-за чего возникают проблемы с целостностью анкеров, даже если стены сохраняют свою стабильность;

г) разбухание слабого грунта вызывает вертикальное перемещение стены с повреждениями анкеров и, наконец, к полному ее обрушению;

д) в относительно проницаемых грунтах на устойчивость стены влияет давление подземных вод, не учтенное ранее при проектных работах.

На рис. 2.20 показан общий вид глубокой экскавации при открытом



Рис. 2.20. Общий вид глубокой экскавации при открытом способе строительства

3. СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ СТРУКТУР ПОД СУЩЕСТВУЮЩИМИ ЗДАНИЯМИ

3.1 Общие сведения

Одним из наиболее сложных видов подземного строительства являются работы, связанные с размещением новых помещений под существующими зданиями. Сооружение таких структур обычно выполняется без прекращения функционирования расширяемого (углубляемого) здания и потому требует особых усилий по обеспечению безопасности последнего.

3.2 Примеры подземного расширения существующих зданий

Отель Nikolajeff House, Kaisaniemi, Helsinki, Финляндия расширился для размещения под ним казино, в состав строительства которого вошли земляные работы в подвальном пространстве, реконструкция наземного этажа отеля, имеющих основных несущих структур, а также деревянных свайных опор. Уровень фундамента был понижен на глубину около 16м в скальном основании, что достигалось взрывными работами под существующим зданием (рис. 3.1, 3.2).

В районе строительства расположено несколько подземных сооружений: туннели и станция метро, коммуникационный туннель, подземная автостоянка. Рядом с казино имеется здание, под которым расположен кинокомплекс на 10 экранов, часть залов примыкает к планируемому казино. Эти подземные сооружения соединены пешеходным туннелем длиной 100м и шириной около 3м. Вдоль его длины размещены рестораны и маленькие магазины, помещения обслуживания кинотеатра и другие вспомогательные службы. На поверхности земли также имеются популярные рестораны и прогулочные террасы.

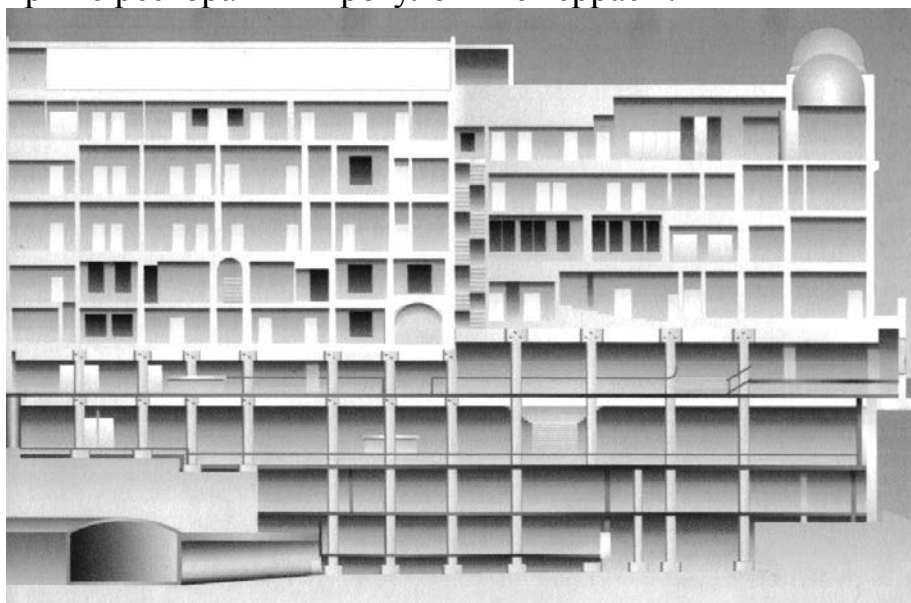


Рис. 3.1. Разрез по зданию отеля Nikolajeff House и коммуникационному туннелю

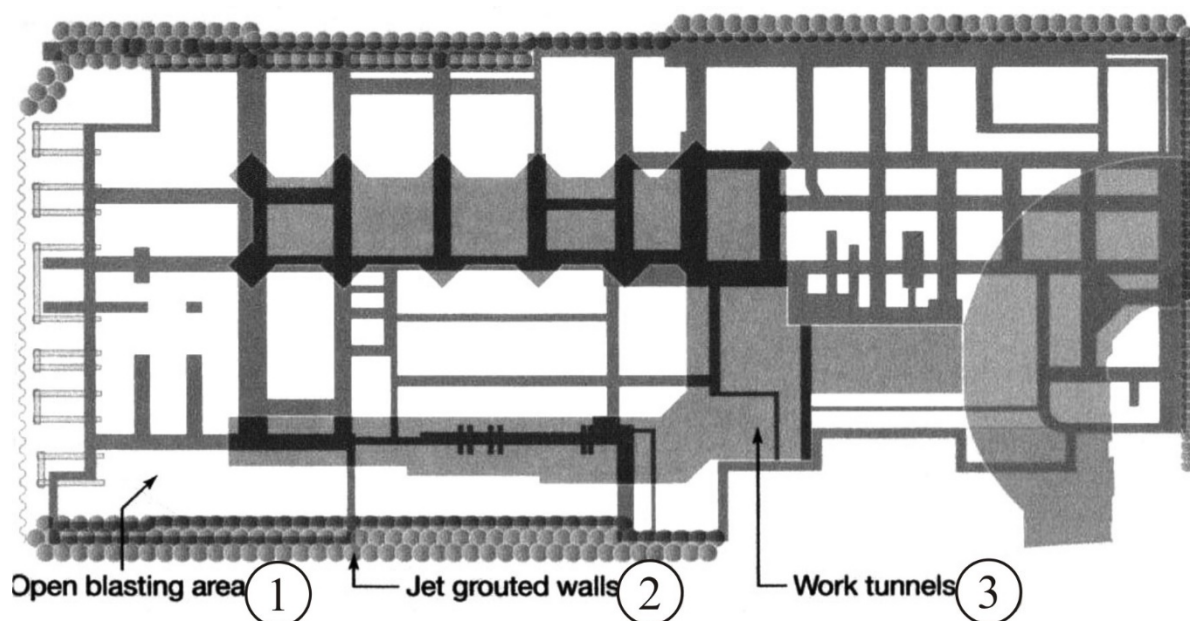


Рис. 3.2. План подвала отеля Nikolajeff House

1 – зона взрывных работ; 2 – стена из тампонажных скважин; 3 – рабочие туннели.

Отель Nikolajeff House расположен на берегу морского залива на мощных слоях глины и илистых отложений. Ниже их на глубине примерно 4-7 м находится наклонная поверхность скалы с нижней точкой на глубине 12 м.

Существующее деревянное свайное основание здания за время службы было почти полностью разрушено и превращено в рыхлый пульпообразный материал.

Вначале, чтобы создать опору для несущих наружных стен и предотвратить приток воды в будущий подземный котлован, проводились тампонажные работы. Изнутри наземного этажа здания высотой 2,5 м этими работами были созданы свайные подпорные стены, которые затем связывались анкерами со скальным массивом.

Перед удалением старых фундаментов и началом земляных работ под потолком наземного этажа была сооружена массивная балочная структура, способная принять и передать нагрузку от существующего здания. Этой структурой здание опиралось на 230 временных стальных свай диаметром 170 мм, установленных в скалу между существующими деревянными сваями сквозь полы наземного этажа и образовавших жесткие башенные конструкции, связанные друг с другом.

Таким образом, наружные стены здания опирались на подпорные стены, созданные тампонажными колоннами, а середина здания – на временные стальные сваи. Затем внутренние структуры наземного этажа ниже потолка, включая старые деревянные сваи, были демонтированы.

Земляные работы общим объемом около 7000 м³ выполнялись стадиями, соответствующими демонтажным работам. Выдача грунта и разобранных старых конструкций на поверхность производилась через шахту

размерами 2,5х2,5 м, пройденную в существующий пешеходный туннель, минимизируя таким образом вредное воздействие на окружающую среду.

Поскольку в дальнейшем вес здания с временных свай планировалось перенести на постоянные железобетонные колонны, на уровне фундаментов этих колонн были пройдены два продольных рабочих туннеля длиной по 30 м сечением примерно 18 м² каждый. Их проходка с помощью буровзрывных работ выполнялась через пешеходный туннель. Почва туннелей сформировала конечный уровень основания реконструированного здания.

В центрах башенных временных свай взрывным способом в скальном массиве были пройдены 20 вертикальных шахт сечением 1,4х1,4 м, внутри которых были установлены сборные железобетонные колонны сечением 650х650 мм высотой по 18 м, доставленные через рабочие туннели (рис. 3.3 цветная вкладка).

Отбитая при взрывных работах порода транспортировалась самосвалами через существующий пешеходный туннель. Взрывные газы удалялись вентилятором через старую лифтовую шахту в соседнем здании.

После передачи нагрузки от здания на возведенные железобетонные колонны временные сваи удалялись. Затем выполнялись работы по взрывной отбойке скального основания между железобетонными колоннами. Их нижние части для защиты от повреждения взрывами закрывались резиновыми амортизирующими прокладками, уложенными в кольцевых зазорах вокруг колонн. На первой стадии взрывными работами до высоты 10 м была поднята кровля рабочих туннелей. Дальнейшая взрывная отбойка скалы на высоту 18 м вокруг сравнительно тонких железобетонных колонн внутри сохраняемого здания в центре крупного города требовала чрезвычайной тщательности и точности. В зонах между колоннами и стенами взрывные работы велись двумя-тремя отдельными стадиями. В зоне между двумя рабочими туннелями забой высотой 10 м взрывался в одну стадию. Отбитая порода грузилась в самосвалы небольшим экскаватором. Средний объем породы, отбитой в одну стадию составлял 40-70 м³, максимальный – достигал 300 м³.

Вертикальные сдвигения скального основания и здания, находящегося на нем, выявлялись примерно в 100 точках специальными датчиками. иногда требовалось усиление скального потолка в туннелях и тогда устанавливалась анкерная или бетонная крепь.

В ходе строительства от установки свай до взрывных и бетонных работ соседние строения нормально функционировали. Движение по прилегающим улицам, киноцентр, находящийся в прямом контакте с подземным строительством, офисы и бизнесы на этажах зданий, ресторан прямо над местом работ продолжали действовать. Гибкий график работ, непрерывные замеры шума и вибраций, с точностью до минут выверенное время взрывных работ, особенно во время киносеансов, свели к минимуму влияние строительных работ на окружающие структуры.

Реконструкция верхних этажей здания была завершена до подземных работ. Такая последовательность требовала пристального внимания к состоянию здания, особенно, в период передачи его нагрузки с одних опор на другие. Строительство было выполнено с единственным повреждением реконструируемых помещений.

Концертный зал *Carnegie Hall*, Нью-Йорк, США – всемирно известный центр музыкальной культуры включал два концертных зала – Isaac Stern Auditorium на 2804 места и Weill Hall на 268 мест.

В 1997 г. было принято решение о строительстве подземного зала Zankel Hall. С этой целью потребовалось расширить подземный зал, служивший последние годы в качестве центра театрального образования и коммерческого кинозала, а также углубить на 3,7-9,1 м подвальную часть исторического восьмиэтажного здания (рис. 3.4, 3.5).

Перед началом работ несколько колонн, поддерживающих кирпичную структуру вековой давности, были удалены, другие углублены на 4,9 м до нижнего уровня нового фундамента. Почти 5,4 тыс. м³ скального грунта было извлечено с

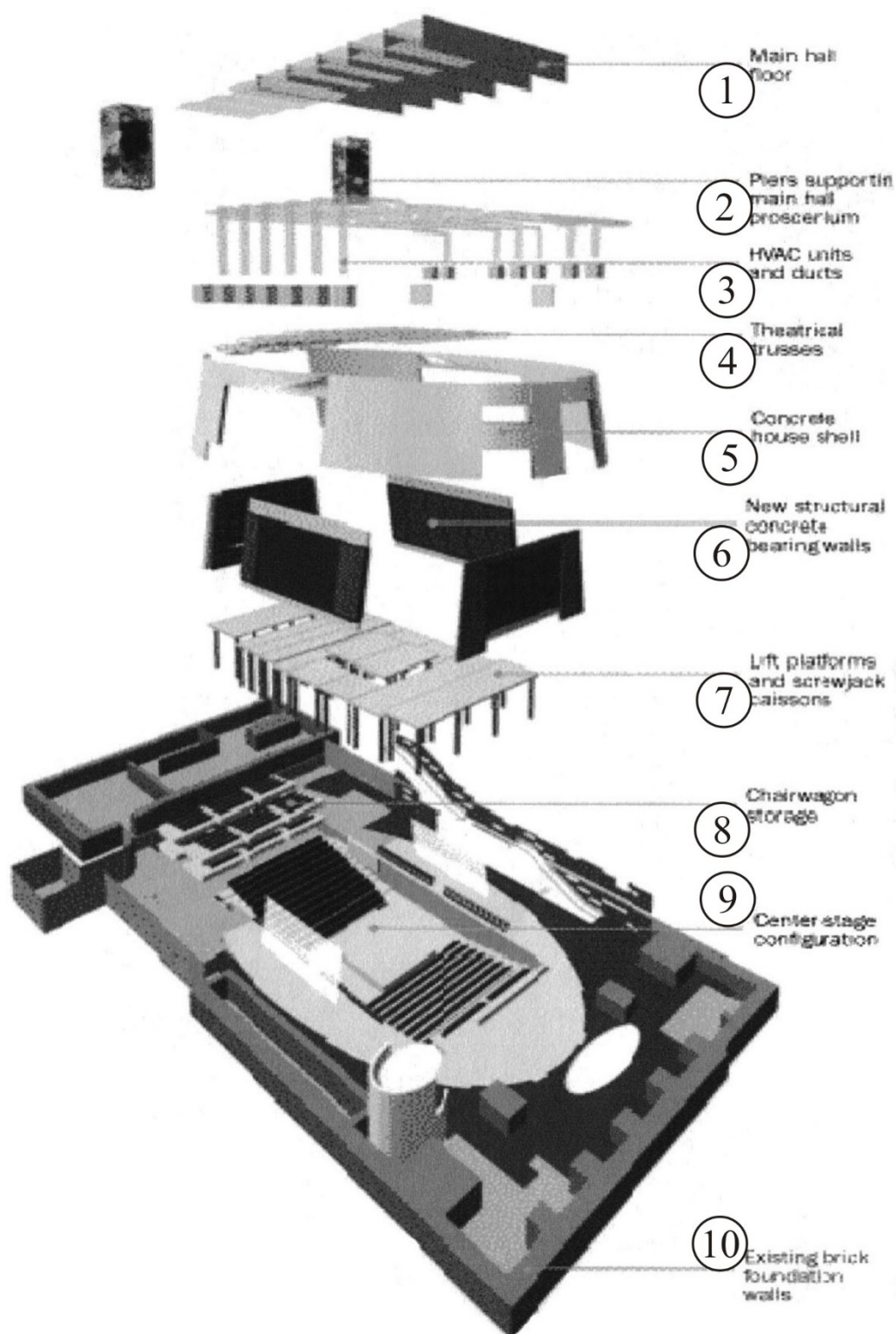


Рис. 3.4. Элементы зала Zankel Hall

Объяснения к рис. 3.4:

1 – кровля главного зала; 2 – опоры, поддерживающие авансцену главного зала; 3 – элементы систем отопления, вентиляции и кондиционирования; 4 – сценическая решетчатая ферма; 5 – бетонная оболочка; 6 – новые бетонные несущие стены; 7 – платформа подъемника с домкратами; 8 – хранение кресел; 9 – центральная конфигурация сцены; 10 – существующие кирпичные фундаментные стены.

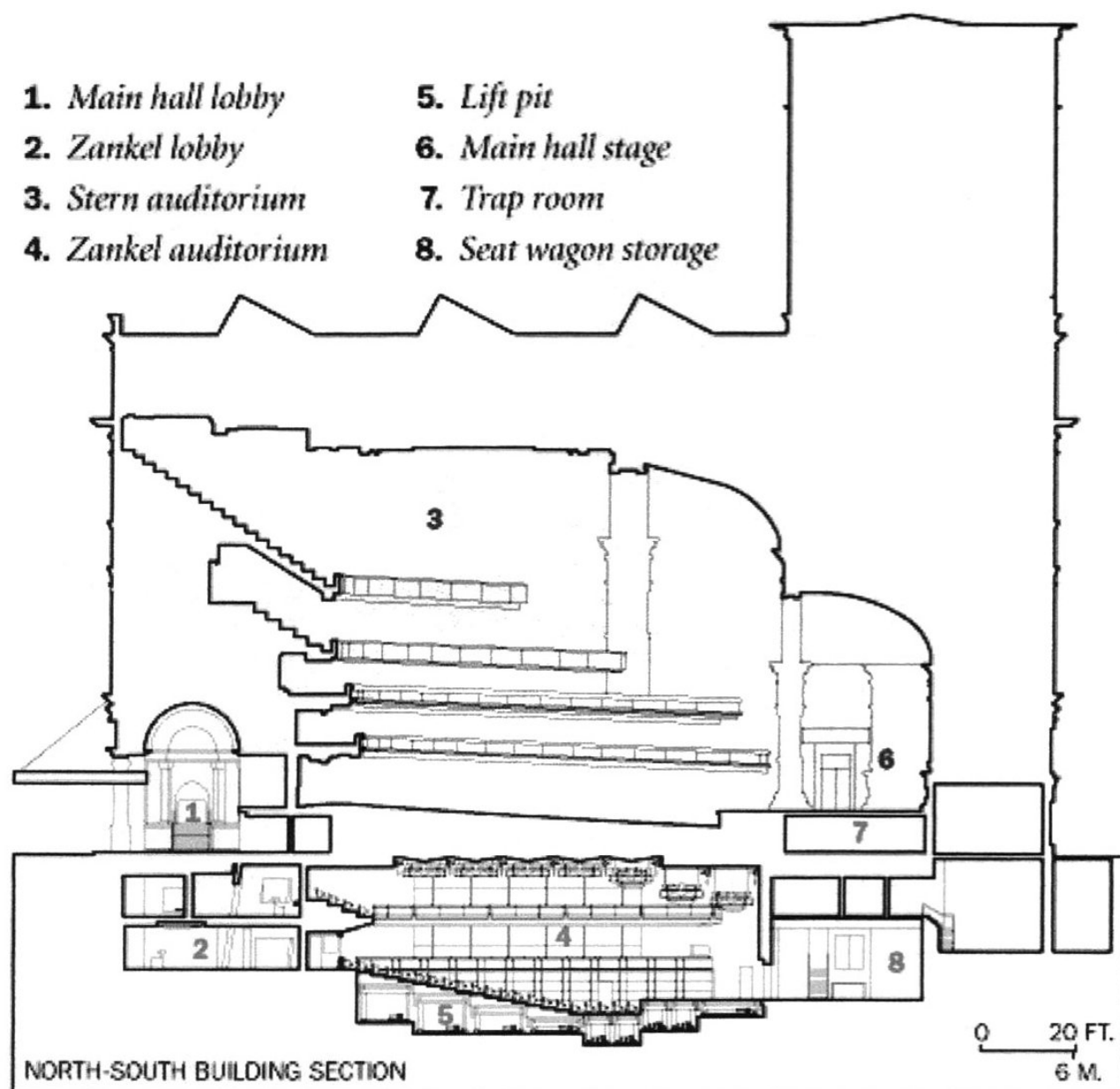


Рис. 3.5. Разрез по зданию Carnegie Hall с подземным залом Zankel Hall

1 – вестибюль главного зала; 2 – вестибюль Zankel Hall; 3 – концертный зал Stern; 4 – концертный зал Zankel; 5 – шахта подъемника; 6 – сцена главного зала; 7 – трюм сцены; 8 – хранилище кресел

помощью буровзрывных работ, гидромолотов и химически расширяющихся реагентов. Транспортировка отбитой породы и оборудования производилась через вертикальное отверстие с поверхности и проход размерами 2,7х3,7 м. В результате был сооружен зал длиной около 30 м шириной 17 м. Потолок над сценой имеет высоту более 9 м. Существующий зал, находящийся над строительной площадкой, во время работ поддерживался сетью колонн и балок перекрытия.

В новом зале приняты современные технические аудиовизуальные решения. Под потолком располагаются фермы размерами в сечении 33х23 см, поддерживающие осветительные приборы, звуковую систему и

акустические отражающие панели, оборудованные мембранами и тефлоновым покрытием. Эти фермы могут подниматься и опускаться, что позволяет обойтись без лестниц для их обслуживания.

Специальные системы изолируют новый зал, как от шума и вибрации, расположенных поблизости станций метро, так и от главного зала, находящегося на уровне поверхности над новым залом. Потолок последнего с этой целью подвешен на вибрационных изоляторах.

В зале площадью более 500 м², содержащем 650 мест, наклонный пол трансформируется в плоский для разнообразных представлений, оркестровых репетиций или образовательных программ, сцена располагается в конце зала (с оркестровым колодцем и без него) или в центре (рис. 3.6).

Предусмотрены коммуникационные системы для записи и трансляции театральных событий по радио, телевидению или интернету. Сооружен также грузовой лифт, связывающий главный и новый залы. Последний имеет отдельный вход с фасадом, соответствующим внешнему виду исторического здания.

Приемный центр библиотеки университета штата Миннесота (Underground Minnesota Library Access Center), Minneapolis, США построен под землей и имеет два отделения – архивную коллекцию, состоящую из единственных в своем роде документов, собранных по всей стране, и хранилище важных, но редко запрашиваемых материалов.



Рис. 3.6. Интерьер Zankel Hall

В состав комплекса входят две подземные полости, каждая из которых имеет длину 183 м, ширину 21,3 м и высоту 7,6 м. Их общая площадь составляет около 9,9 тыс. м². Полости проходились подземным способом с общим объемом вынутого грунта 73 тыс. м³ (рис. 3.8, 3.9). Природная температура полостей равна 14⁰, относительная влажность 70%. Наличие внутренней бетонной структуры и климатического оборудования создает постоянную температуру 17⁰ и влажность 50%, что позволяет обеспечить хорошие условия хранения библиотечного фонда.

Непосредственно над подземными полостями расположено наземное здание, построенное из стального каркаса с кирпичным заполнением, используемое как архивный и исследовательский центр. Оно соединено с полостями вертикальной шахтой глубиной 9,1 м. Комплекс включает также портал высотой 15,2 м, который обеспечивает проезд шириной 12,8 м, достаточный для тяжелых грузовиков.

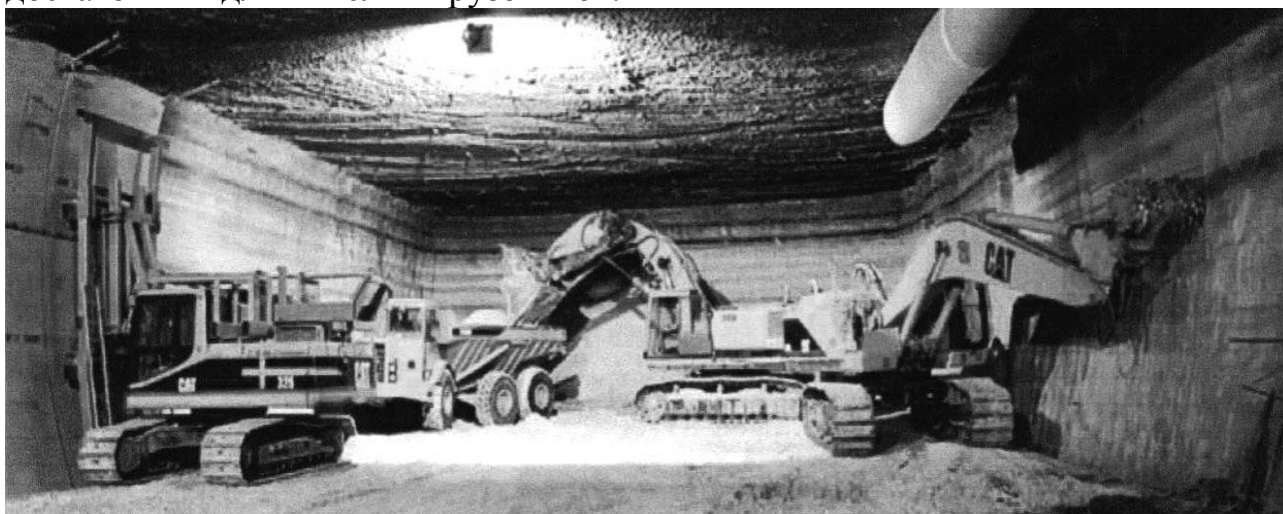


Рис. 3.7. Экскавационное оборудование подземной полости

На участке строительства залегают наносы толщиной 12,2 м, известняк 8,5 м, глинистый сланец 0,6 м и песчаник мощностью 45,7 м. Таким образом, подземные полости были пройдены, в основном, по песчанику (рис. 3.7). Поскольку над песчаником залегают трещиноватый известняк, насыщенный водой, загрязненной нефтяными примесями, потребовались специальные мероприятия по уменьшению этого загрязнения для того, чтобы вода, откачиваемая при экскавационных работах, могла быть принята городской канализационной системой.

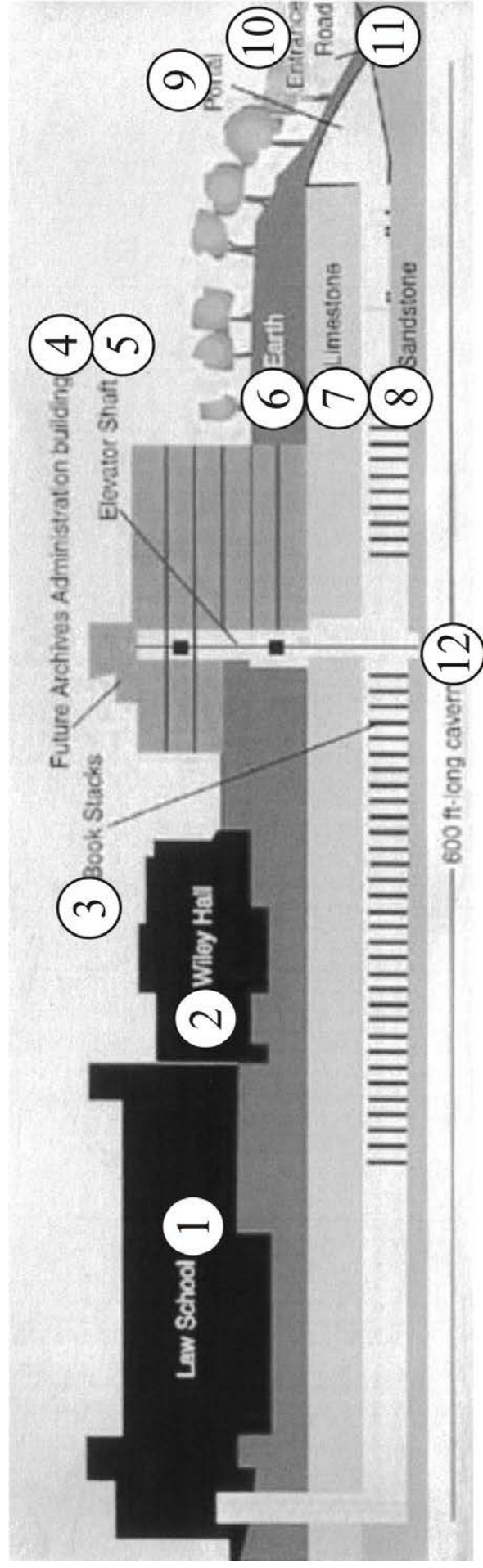


Рис. 3.8. Продольный разрез приемного центра библиотеки университета Миннесота

1 – юридическая школа; 2 – зал Wiley Hall; 3 – книгохранилище; 4 – будущие архивы административного здания; 5 – шахта подъемника; 6 – земля; 7 – известняк; 8 – песчаник; 9 –

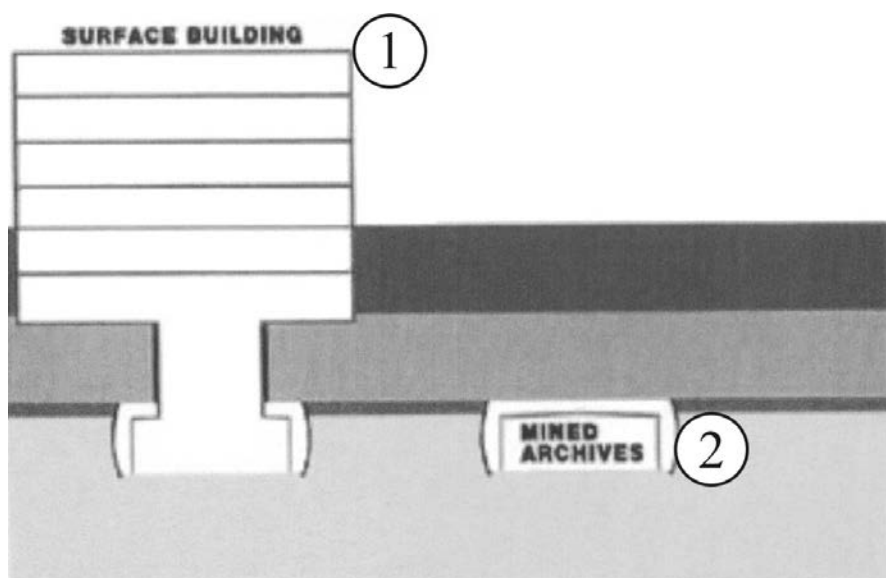


Рис. 3.9. Поперечное сечение приемного центра библиотеки университета Миннесота

1 – наземное здание; 2 – полость, пройденная подземным способом

Вдоль стен каждой полости, следуя их изгибам, устанавливались 405 изогнутых предварительно напряженных крепежных железобетонных панелей толщиной 20 см, высотой 7,6 м, шириной 3 м с радиусом закругления 9 м, весом 11,3 т. Для возможности их транспортировки и установки панели усиливались. Они опускались под землю через вертикальную шахту и затем устанавливались специальным оборудованием. После приобретения опыта бригада из трех человек транспортировала и устанавливала каждую панель с точностью 3,2 мм за 30 мин. В каждую смену устанавливались в среднем 5 панелей (рис. 3.10, 3.11).

Изгиб панелей обеспечивал сцепление с породой и дополнительное укрепление стен полости. Каждая панель устанавливалась в продольную нишу-штробу в почве на бетонную подушку и затем крепилась к породной стенке анкерными болтами. Стык между панелями и кровлей полости бетонировался набрызгбетоном. После установки группы из 5 панелей в просвет между ними и породной стеной полости равный примерно 5 см закачивался тампонажный раствор, застывавший в течение 6 часов.

В законченной полости было построено одноэтажное здание длиной 168 м и шириной 16,8 м для размещения коллекции библиотеки. Здание с обеих сторон и сверху имеет клиренс 1,22 м, обеспечивающий доступ для обслуживания и аварийного прохода (рис. 3.12). Оно построено из несущих предварительно-напряженных железобетонных плит с размерами 5,6x3,05x0,15 м, имеет мезонин над некоторой частью полок и содержит оборудование для удобства хранения огромного количества книг и других информационных документов.



а)



б)

Рис. 3.10. Установка изогнутых крепежных панелей в стены полости

a)



б)



Рис. 3.11. Установка панелей в кровлю полости
а) подъем панели; б) установка панели

а)



б)



Рис. 3.12. Одноэтажное панельное здание внутри подземной полости

а) монтаж стен и кровли; б) пролет здания



Рис. 3.13. Соединение подземной полости с поверхностью

Внутренняя поверхность стен этого здания покрыта полимером. Эта мембрана дублируется в каждом соединении стеновых панелей, чтобы предотвратить попадание влаги, и закрыта алюминиевой фольгой.

Здание расположено на полимерной мембране, которой залита плита фундамента. Стены поддерживают крышу, состоящую из предварительно-напряженных плит с размерами 9,14x1,22x0,15 м. Крыша также подвешивается к кровле полости анкерными болтами длиной 3,05 м, которые устанавливаются по решетке 2x2 м, и скрепляют слой известняка в одну породную плиту.

На рис. 3.13 показано соединение полости с уровнем поверхности, на рис. 3.14 – строительство ее портала.

В подземном комплексе установлено оборудование вентиляционное, противопожарное, а также контролирующее уровень влажности.

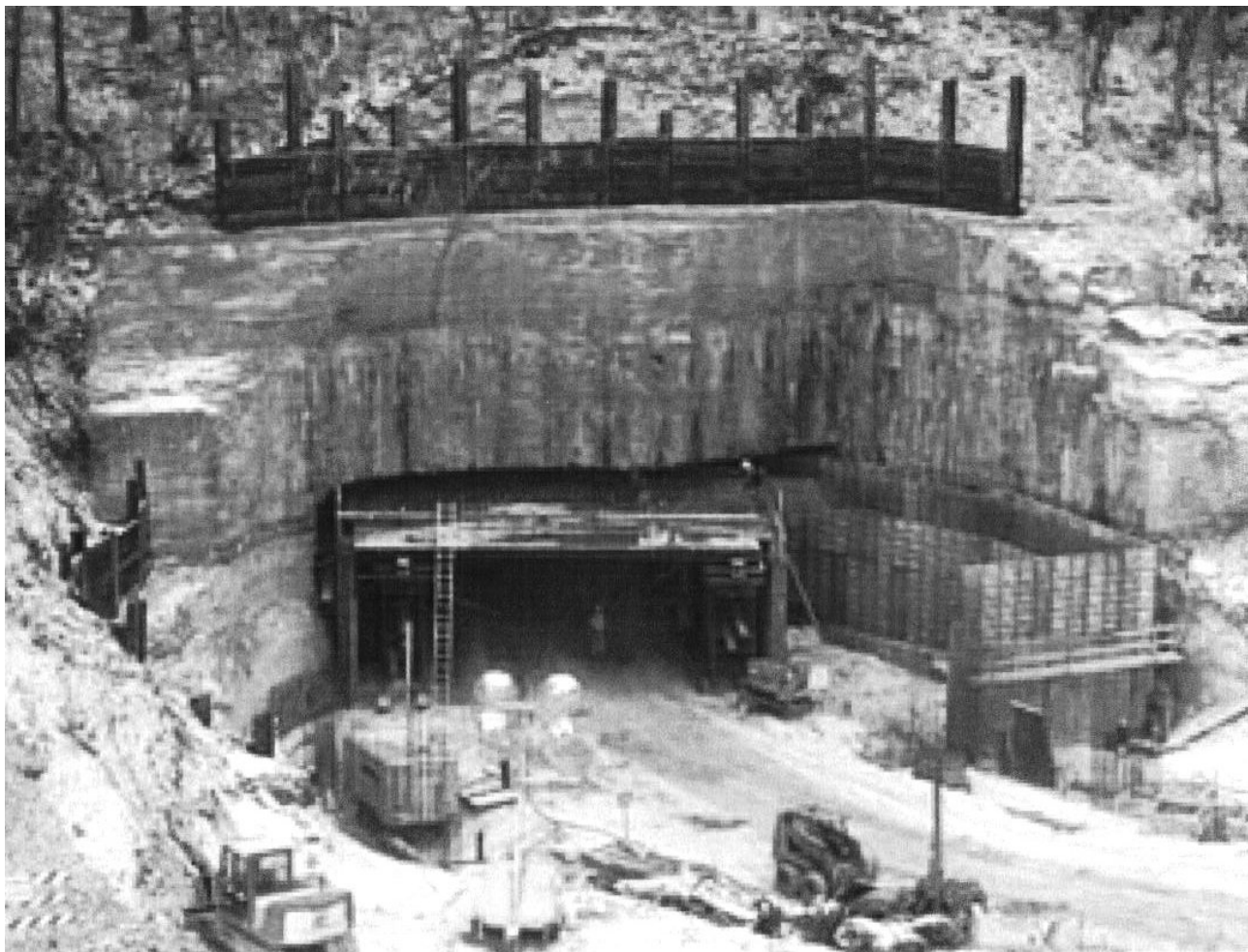


Рис. 3.14. Портал подземной полости приемного центра библиотеки университета Миннесоты

ГЛАВА 4. ДИЗАЙН И СТРОИТЕЛЬСТВО БОЛЬШИХ ПОЛОСТЕЙ ПОДЗЕМНЫМ СПОСОБОМ: ОБЩИЙ ПОДХОД

4.1 Общие сведения

Породный массив, вероятно, является единственным строительным материалом, который используется в естественном виде, а дизайн строительства в нем должен учитывать его особенности и физические условия. Горные породы также являются единственным материалом, уже находящимся под нагрузкой перед тем, как началось его использование. Более того, напряжения в массиве часто являются наиболее важным фактором при проектировании инженерной структуры, поскольку они напрямую влияют на стабильность подземной полости.

Оптимизация ее дизайна включает выбор:

- наиболее подходящего участка строительства;
- правильной ориентации проектируемого объекта;
- габаритов полости;
- формы, поперечных сечений и крепи составных частей полости и подводящих к ней туннелей;
- технологии и последовательности экскавации и крепления.

В комплекс дизайна входят также условия мониторинга поведения породного массива в ходе строительства и, при необходимости, пересмотр проектных решений.

4.2 Основные параметры больших подземных полостей

Одним из наиболее важных начальных шагов дизайна подземного объекта считается выбор подходящего места строительства, который может оказаться определяющим фактором для будущих параметров объекта. Почти всегда при этом существуют ограничения, в пределах которых вынужденно принимаются инженерные решения.

Так, например, при строительстве комплекса гидроэлектрической станции ограничения служат расположения верхнего и нижнего резервуаров, возможность использования земли и экономические соображения. Другим примером сложности задачи является выбор места хранения радиоактивных отходов, поскольку породы, в которых размещается хранилище, должны оставаться стабильными в течение всего периода распада отходов – сотен и тысяч лет.

При определении места строительства подземного объекта важна качественная характеристика породного массива – его однородность, прочность, легкость экскавации. Структура пород – их сочленения, раздробленные зоны, нарушения – также влияет на выбор решения, особенно, если объект расположен близко к поверхности. Состояние

напряжений – другой критический параметр, который часто игнорировался в прошлом, но в последние десятилетия все больше учитывается на ранних стадиях проектирования.

На рис. 4.1 показан идеализированный пример, как напряжения в породном массиве могут воздействовать на выбор расположения полости. Возле вершины холма в случае а) из-за близости открытых поверхностей напряжения малы и не требуют специальных измерений. Эти малые напряжения, однако, могут оказаться недостаточными, чтобы обеспечить надежный арочный эффект, необходимый для незакрепленной кровли полости. Более того, если речь идет о незакрепленном напорном туннеле гидротехнического или другого водопроводного комплекса, такое расположение будет, очевидно, неправильным, поскольку начальные тангенциальные напряжения вокруг туннеля могут оказаться меньше, чем давление воды, что приведет к появлению радиальных трещин в породах и потерям воды. В двух других случаях расположения полости, показанные на рис. 4.1, начальные напряжения должны измеряться, чтобы оценить целесообразность выбранного

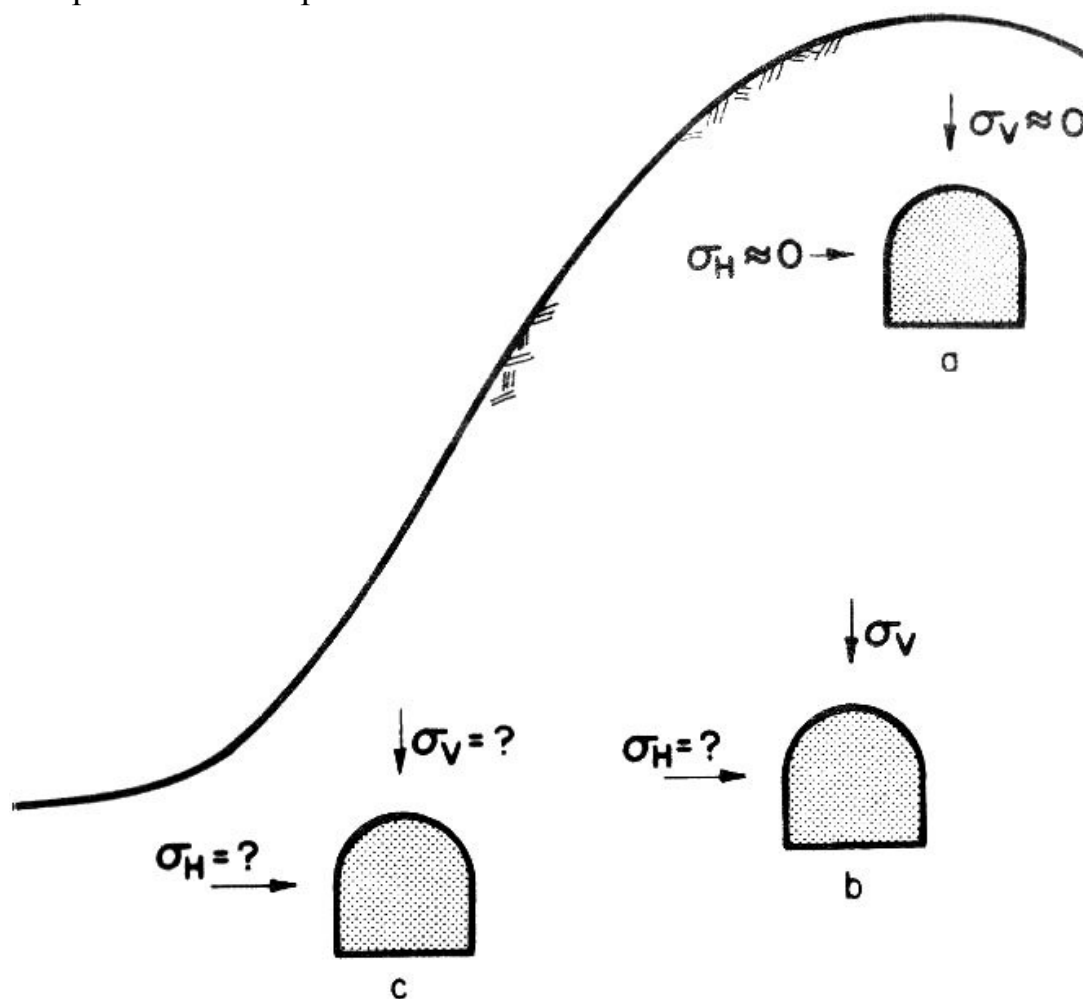


Рис. 4.1. Зависимость расположения полости от воздействия топографии места строительства

места строительства. В случае б) вертикальные напряжения могут быть оценены в зависимости от веса перекрывающих пород, однако, горизонтальные напряжения обычно трудно прогнозировать. В случае с) состояние напряжений в районе основания холма оценить наиболее сложно из-за большого влияния топографии места строительства на гравитационные и тектонические составляющие напряжений. В подобных условиях только прямые измерения могут сказать о направлении и величине основных напряжений массива.

Они, как правило, увеличиваются с глубиной, скорость этих изменений неодинакова для разных видов напряжений и варьируется в зависимости от расположения подземного объекта. Эскавация, осуществляемая в сотнях метров под поверхностью, может встретиться с малой частотой сочленений, что улучшает стабильность полости, но с более высокими напряжениями, вызывающими обрушения и внезапные выбросы породы.

Для правильной ориентации полости наиболее важным фактором служит ее расположение по отношению к направлению сочленений породных блоков. Основываясь на их направлениях, а также напряжениях пород, возможно ориентировать полость таким образом, чтобы облегчить проблемы ее устойчивости и минимизировать обрушения пород.

В полостях, расположенных на малых и средних глубинах (малые главные напряжения) длинная ось должна быть ориентирована по биссектрисе максимального угла между доминирующими направлениями сочленений. Следует также избегать параллельности полости направлениям других комплексов сочленений. Угол между длинными высокими стенами полости и круто наклоненными сочленениями пород должен составлять минимум 25° .

На больших глубинах в случае высоких главных напряжений пород, кроме этих требований, необходимо принимать во внимание направление напряжений. Если они перпендикулярны к продольной оси полости, может возникнуть опасность внезапных выбросов породы. Наиболее стабильная ориентация полости обеспечивается, когда ее длинная ось расположена под углом $15-30^{\circ}$ к горизонтальной проекции главных напряжений. Если направление главных напряжений близко к направлению залегания пород или слоистости в высоко анизотропных породах длинная ось полости должна быть ориентирована под максимально возможным углом к плоскости простираения пород или их слоистости. В таких ситуациях угол 35° может считаться абсолютным минимумом.

Примером выбора ориентации подземной полости является строительство главного зала электростанции Helms, штат Невада, США, который включал силовое и трансформаторное оборудование и размещался в твердом граните гор Sierra Nevada. Длинная ось главного зала вначале была ориентирована по направлению восток-запад (рис. 4.2). Однако, при таком направлении полость была почти параллельна простираению комплекса главных вертикальных сочленений и существовала опасность, что некоторые

из них могут открыться под напором воды в туннеле ее подачи. Во избежание этого главный зал электростанции был развернут на 90° .

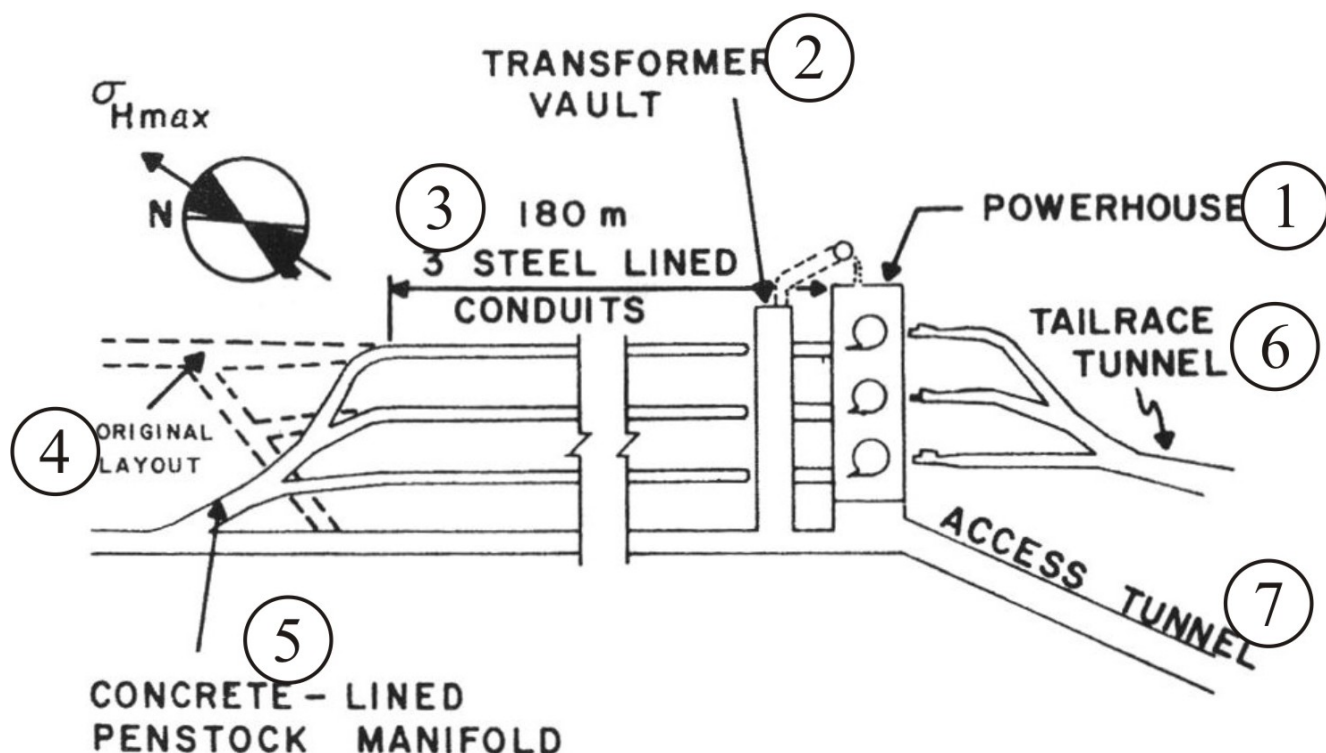


Рис. 4.2. Пример выбора ориентации подземной полости главного зала электростанции Helms

1 – главный зал; 2 – трансформаторный зал; 3 – туннели, закрепленные металлической листовой крепью; 4 – первоначальная ориентация туннелей; 5 – магистральный напорный туннель подачи воды (головной); 6 – туннель сброса воды (хвостовой); 7 – туннель доступа

Другим примером является подземное хранилище радиоактивных отходов Hanford, штат Вашингтон, США (рис. 4.3). Здесь разведочными работами проводились измерения горизонтальных напряжений и определены оптимальные направления туннелей хранения со скважинами, в которых размещались канистры с отходами. Скважины бурились параллельно максимальным горизонтальным напряжениям, с тем, чтобы в дальнейшем испытывать минимальные нагрузки и находиться в стабильных условиях. Для этого туннели располагались перпендикулярно к максимальным горизонтальным напряжениям и вынуждено подвергались наибольшим нагрузкам, что потребовало изменения формы их сечения с циркульной на близкую к эллиптической.

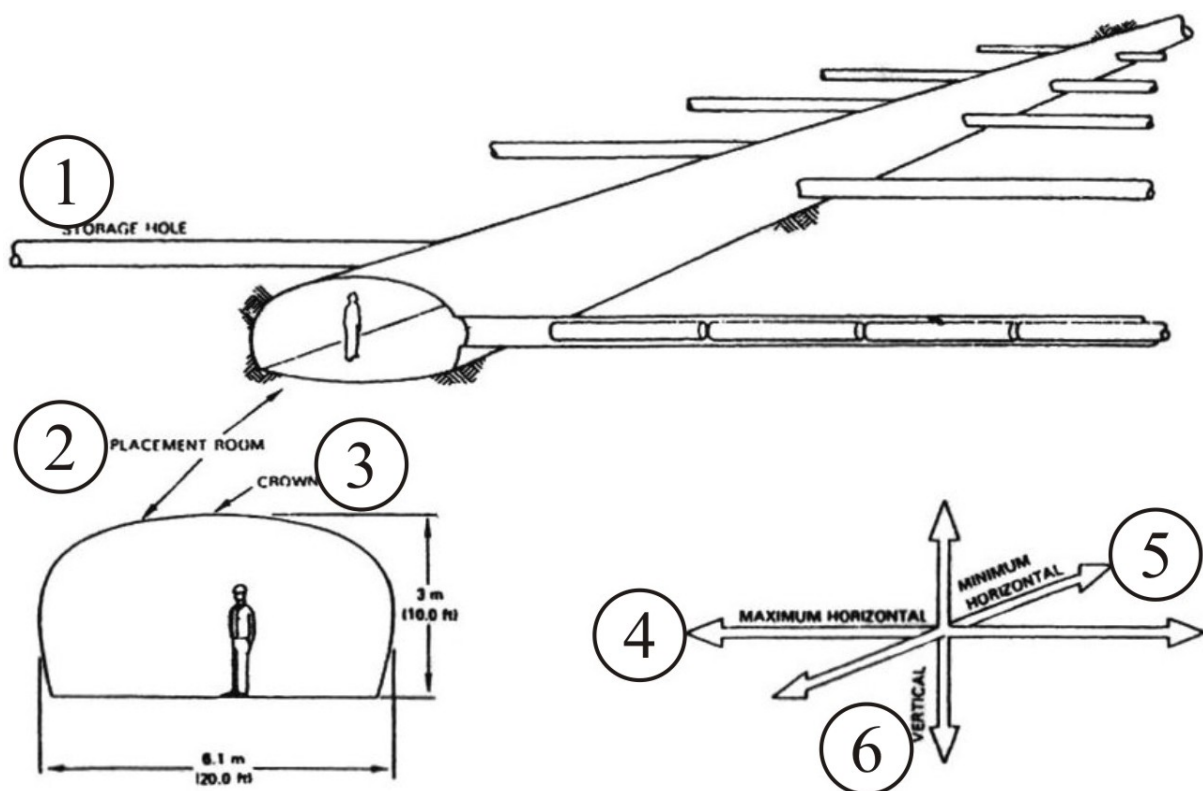


Рис. 4.3. Подземное хранилище радиоактивных отходов Hanford

1 – скважины хранения; 2 – туннель; 3 – свод; 4 – максимальные горизонтальные напряжения; 5 – минимальные горизонтальные напряжения; 6 – вертикальные напряжения

В общем случае форма полости должна соответствовать ее функциям, методу экскавации и состоянию напряжений. В частности, форма должна минимизировать концентрацию напряжений и аккумулировать энергию деформаций так, чтобы обеспечить стабильность полости. Правильно выбранная форма позволяет сократить затраты на крепь и снизить риск обрушения пород. Идеально эллиптическое поперечное сечение пропорционально минимизирует концентрацию напряжений. Если соотношение длинной и короткой осей эллипса равно соотношению двух главных напряжений, действующих в плоскости сечения полости, а направление длинной оси совпадает с большим из двух напряжений, их концентрация вокруг полости становится равномерной (рис. 4.4). Это устраняет высокие локализованные напряжения, оптимизируя таким образом стабильность стен и кровли полости.

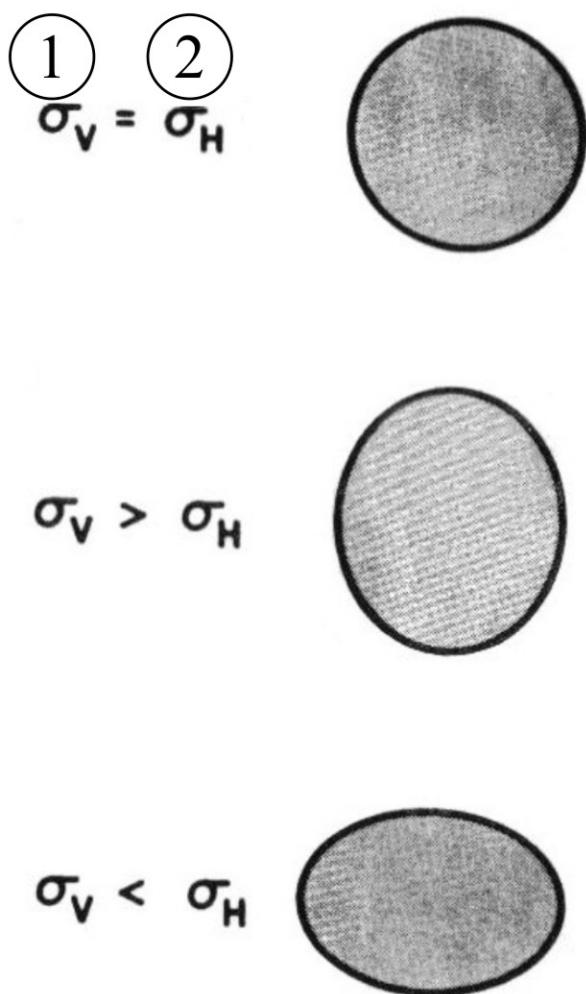


Рис. 4.4. Зависимость формы сечения полости от соотношения вертикальных и горизонтальных напряжений

*1 – вертикальные напряжения;
2 – горизонтальные напряжения*

Теоретически оптимально выбранная и имеющая правильные пропорции форма сечения полости должна создавать такие напряжения массива, уровень которых не зависит от ее размеров. Однако, на практике, физические условия полости имеют тенденцию ухудшаться с увеличением ее размеров. Главная причина этого – пересечение большого числа сочленений и других неоднородностей. За исключением очевидных ситуаций, когда породные клинья высвобождаются при экскавации и

выпадают из кровли или выскальзывают из стен, поведение породных блоков сильно зависит от напряжений, пересекающих поверхности контакта сочленений или направленных вдоль них.

Методом, наиболее часто применявшимся при экскавации полостей, являются буровзрывные работы. Возможность использования проходческих комбайнов обсуждается при крепости пород менее 60 МПа. Крепость пород, абсолютно ограничивающая применение комбайнов, составляет 125-135 МПа. Их преимуществом являются меньшие, чем при буровзрывном способе, повреждения пород и вибрации массива, что снижает требования к крепи и повышает безопасность существующих подземных или наземных структур, расположенных близко к строящейся полости.

Прочность сочленений породных масс весьма зависима от связей между индивидуальными блоками. Эти связи легко разрушаются взрывными работами при экскавации полости, что и является одной из наиболее общих причин их нестабильности.

Технология контролируемых взрывов в породах хорошо известна, но иногда бывает трудно убедить заказчика и подрядчика, что применение этой технологии, несколько снижающей производительность экскавации, целесообразно. Опыт проектов с применением тщательно контролируемого взрывания показывает, что объем необходимой крепи в таких случаях

существенно снижается, а общая стоимость экскавации и крепления оказывается ниже, чем при плохо выполненном взрывании.

Важное значение для производительности, эффективности и безопасности проходческих работ имеет выбор последовательности экскавации. Характерным для полости большого размера является опережающая проходка передового туннеля в кровле полости с последующим расширением до полного сечения ее свода. Дальнейшими стадиями экскавации производят последовательное послойное (уступами) углубление сечения полости до проектного размера (рис. 4.5-4.7).

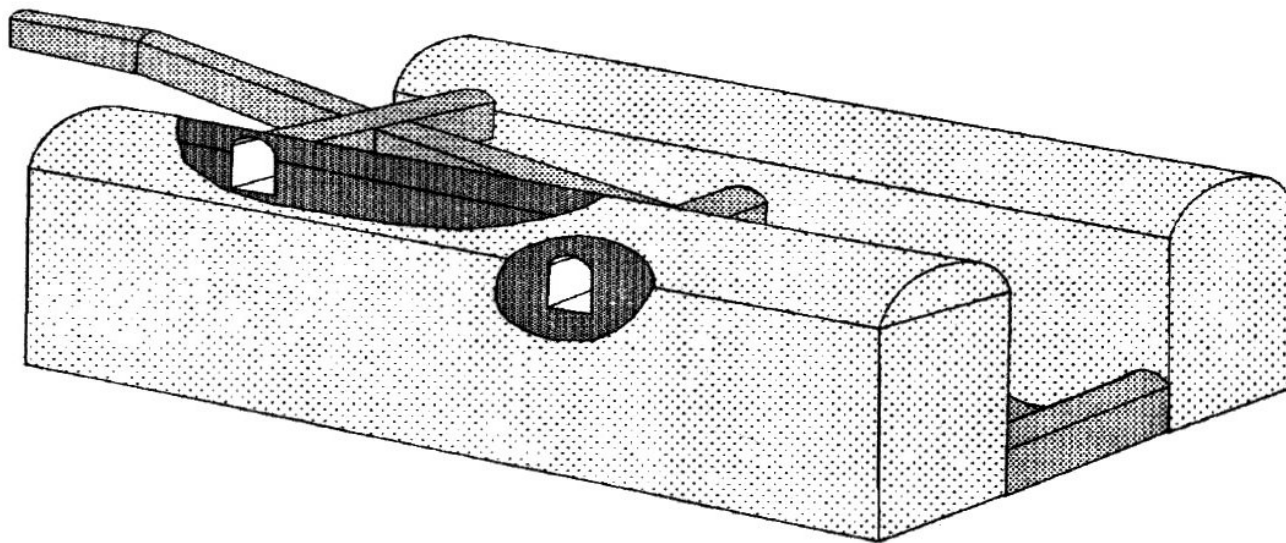


Рис. 4.5. Туннель доступа и передовые туннели в больших подземных полостях

а)

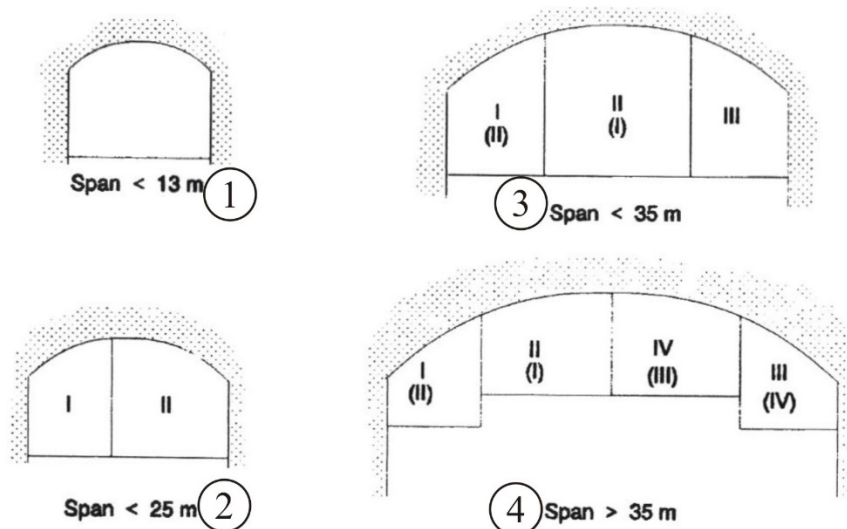
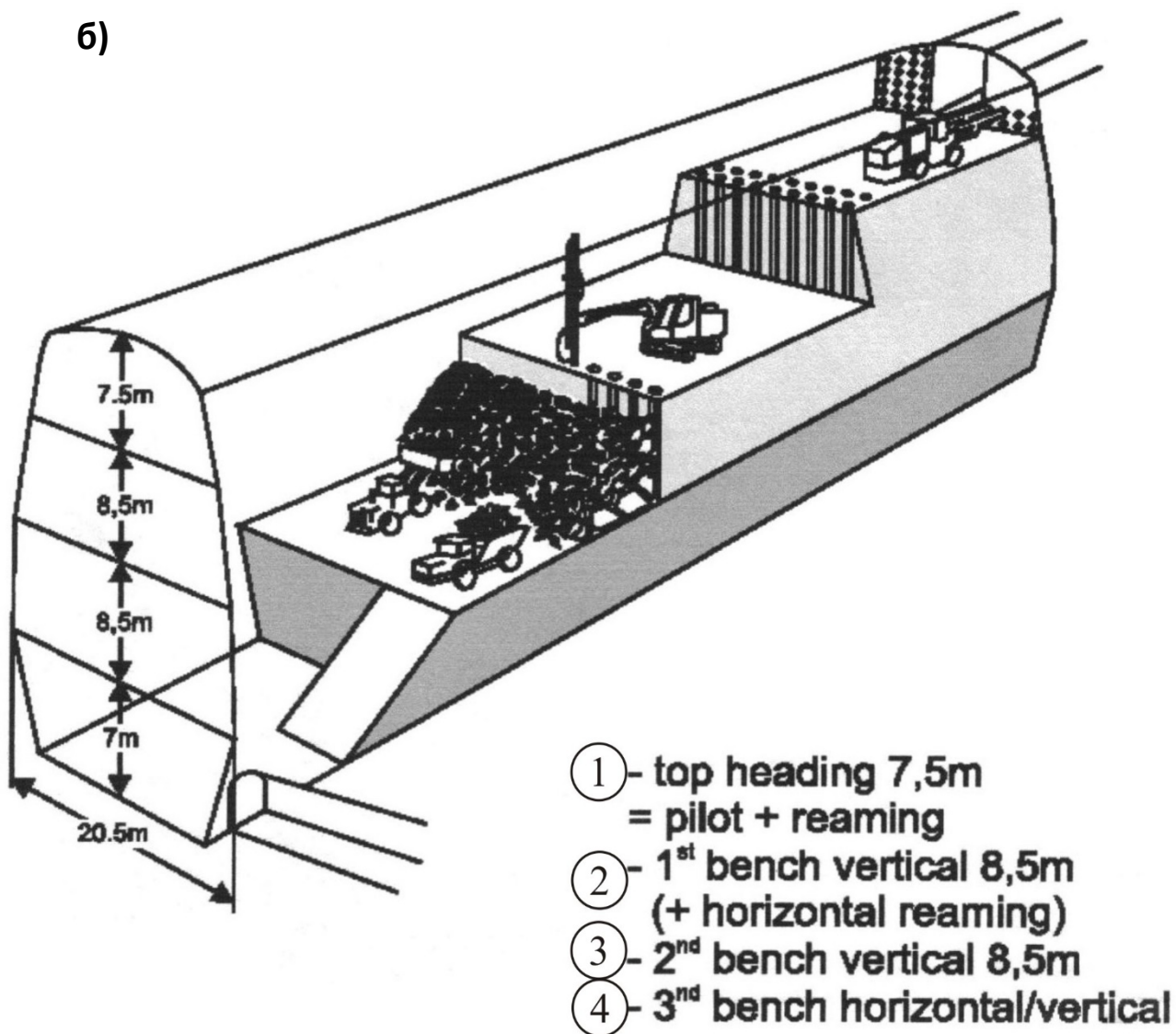


Рис. 4.6. Последовательность экскавации большой полости

6)



**Рис. 4.6. Последовательность экскавации большой полости
(окончание)**

- а) типичная последовательность экскавации передового туннеля с различными пролетами полости. 1 – пролет < 13 м; 2 – пролет < 25м; 3 – пролет < 35 м; 4 – пролет > 35 м.*
- б) последовательность экскавации полости. 1 – передовой туннель высотой 7,5 м и его расширение; 2 – 1-ый уступ высотой 8,5м и его расширение; 3 – 2-ой уступ высотой 8,5м; 4 – 3-ий уступ*

4.3 Выбор вида крепи больших подземных полостей

Простейшая классификация горных пород разделяет их на две категории: слабые и крепкие. Слабые породы, определяются как такие, где прочность породных масс меньше или равна возникающим напряжениям вокруг строящейся полости.

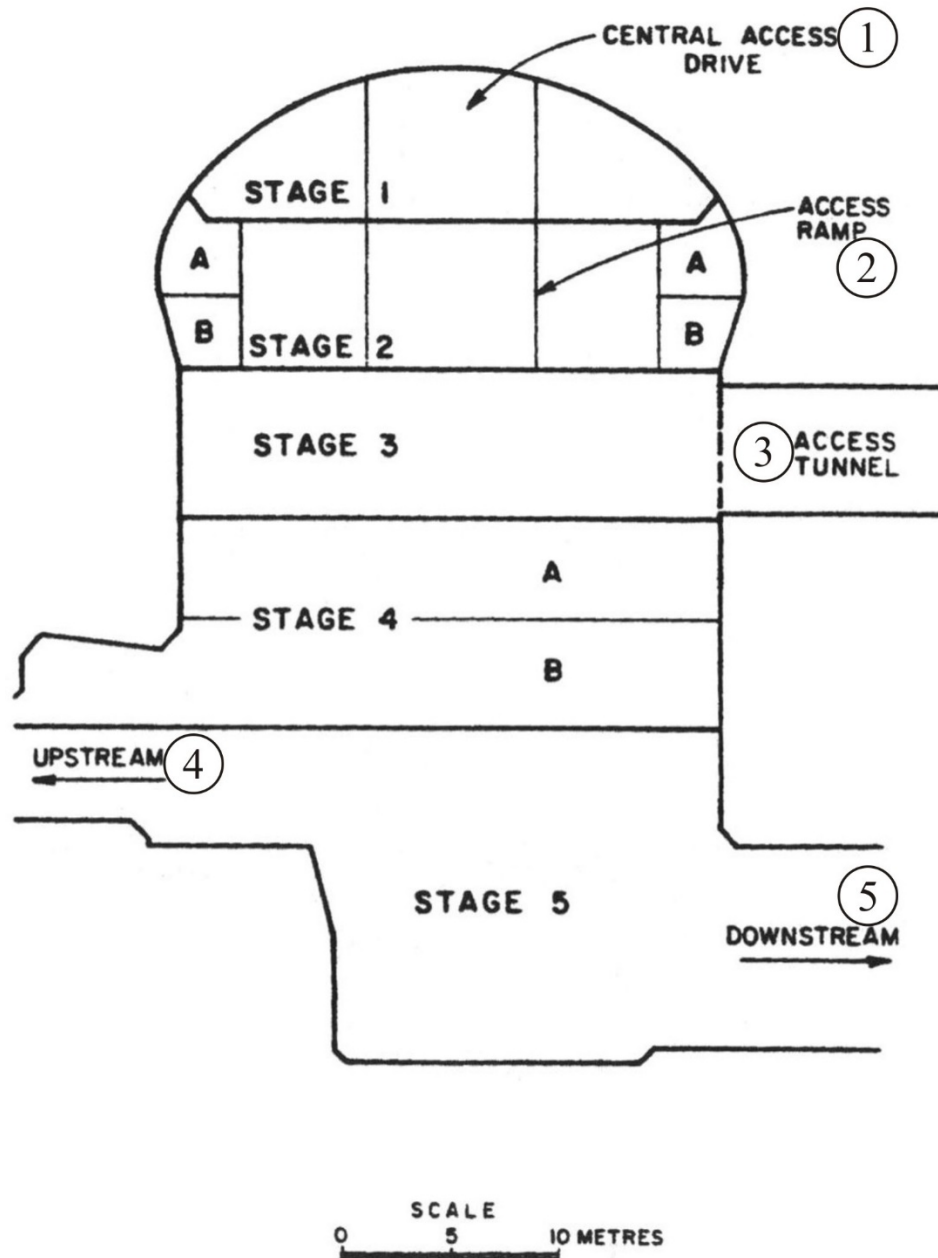


Рис.4.7. Последовательность экскавации полости главного зала электростанции

1 – центральный передовой туннель; 2 – рампа доступа; 3 – туннель доступа; 4 – стена со стороны подачи воды; 5 – стена со стороны сброса воды

Крепкие породы имеют прочность в два или три раза выше, чем максимальные напряжения в окружающем массиве. Такая простая классификация делает выбор крепи полости относительно легким, хотя следует иметь ввиду, что существуют промежуточные случаи, в которых выбор менее очевиден.

Породные массы могут быть слабыми, если прочность слагающих их материалов низка или эти массы сильно расчленены трещинами. В любом случае породы, окружающие подземную полость, требуют регулярной крепи, которая состоит обычно из анкерных болтов, сопровождаемых набрызгбетоном, усиленным проволочной сеткой. Параметры такой крепи – расстояние между болтами, их длина, диаметр, толщина слоя набрызгбетона основываются на практике проектирования и строительства. Анализ напряжений, возникающих вокруг полости, может быть использован, чтобы определить критические зоны, в которых для улучшения стабильности требуется дополнительная крепь.

В сложных условиях при большой толщине зоны трещиноватых пород, окружающих полость, вместо анкерных болтов могут устанавливаться предварительно натянутые канаты. Анкера для защиты от коррозии тапонируются или одеваются в ребристый пластиковый футляр, который полностью закрывает стальной стержень или канат. Обычно используется комбинация болтов и канатов.

Важно иметь ввиду, что существует две функции анкерной крепи. В породных массах хорошего качества, где стабильность определяется локальными пересекающимися сочленениями породных блоков, плоскостями напластования, нарушенными или раздробленными зонами, крепь должна устанавливаться, чтобы поддержать специфические блоки и клинья, которые могут обрушиться или выскользнуть во время экскавации. Этот вид крепи, часто называемый точечным анкерованием (spot bolting), включает установку в четко определенных местах нескольких болтов или канатов с конкретной длиной, направлением и несущей способностью, выбранными, чтобы обеспечить адекватную поддержку блоков или клиньев.

В слабых, несвязанных породных массах применяется второй способ часто называемый регулярным анкерованием (pattern bolting), которым предусматривается анкерование болтами или канатами в систематическом порядке. Обычно анкера длиной 5 м с несущей способностью 20т, установленные по решетке 2х2м могут использоваться для крепления кровли и стен большой полости. Такие болты выдерживают горное давление 24,5кПа ($2,5 \text{ т/м}^2$), если они нагружены на 50% их несущей способности.

Существует много эмпирических методов для определения длины анкерных болтов и расстояния между ними. Один из таких методов рекомендует следующие параметры (табл.4.1).

Таблица 4.1 – Параметры установки анкерных болтов

Минимальная длина болтов	Наибольшая из:	а	в два раза больше расстояния между болтами
		б	в три раза больше ширины потенциально нестабильных породных блоков
		в	для элементов выше линии наибольшей ширины сечения 1) пролеты менее 6,6 м – 1/2 пролета; 2) пролеты 20-33 м – 1/4 пролета; 3) пролеты 66-20 м – интерполяция между 3,3м и 5м.
		г	для элементов ниже линии наибольшей ширины сечения 1) для полостей высотой менее 20 м длина определяется как для приведенного выше раздела «в»; 2) для полостей выше 20 м – 1/5 высоты.
Максимальное расстояние между болтами	Наименьшая из:	а	1/2 длины болтов
		б	1-1 1/2 ширины потенциально нестабильных породных блоков
		в	2 м

Существует также простая формула определения длины болта:

$$L = 1,4 + 0,184B, \text{ где } B - \text{пролет полости.}$$

На рис. 4.8 показана длина анкерных болтов и канатов, применявшихся в наиболее типичных полостях силовых залов электростанций в слабых породах. Выбор расстояния между анкерами определяется следующими соображениями:

- для того, чтобы болты или канаты взаимодействовали друг с другом, формируя зону однородных усиленных пород, расстояние S между ними должно быть равно менее половины длины анкера L , т.е. $S < L/2$. Например, при длине анкера 5 м это расстояние составит 2,5 м;

- при давлении на крепь P и рабочей нагрузке на болт или канат T размер квадратной решетки их установки должен составлять $S = \sqrt{T/P}$, например, при рабочей нагрузке 10 т и давлении 2,5 т/м² размер квадратной решетки составит $S = \sqrt{10/2,5} = 2$ м.

Как правило, расстояние между болтами и канатами ранжируется от 1 до 3 м, составляя обычно 1,5 м для болтов и 2 м для канатов. В зонах, где требуется дополнительная крепь для поддержания локальных зон слабых

пород, установка анкеров в центре квадратной решетки иногда бывает достаточной.

Практика последних десятилетий показывает, что требованиям поддержания деформируемых породных масс в больших полостях идеально удовлетворяет использование набрызгбетона, который имеет два существенных преимущества:

- он может быть применен быстро с нанесением на свежее обнаженную породу в ходе экскавации;
- он быстро набирает прочность после нанесения. Высокая ранняя прочность может быть достигнута при добавлении химических ускорителей без значительной потери долгосрочной прочности.

В комбинации с систематической установкой анкерной крепи набрызгбетон служит оперативной первичной (временной) крепью при экскавации. Такое решение позволяет отложить возведение окончательной (постоянной) крепи до полного завершения экскавации в прилегающей к забою зоне. Благодаря этому, постоянная крепь может быть установлена в условиях более благоприятных для качественного выполнения работ.

Значительный прогресс в набрызгбетонной технологии был сделан применением микроцементов, составляющих в смеси до 10% общего веса цемента, которые позволяют улучшить качество набрызгбетона, применять его на влажных поверхностях, увеличивать прочность крепи.

Другими способами усиления набрызгбетона является применение проволоочной сетки, армирующей его слой, стального волокна или проволоочных стержней длиной 20-40 мм с диаметром примерно 0,5 мм. Толщина единичного слоя набрызгбетона колеблется от 40 до 80 мм при конечной общей толщине крепи 100-200 мм.

Комбинация набрызгбетона с анкерной крепью позволяет заменить монолитную бетонную крепь, которая ранее считалась единственным выбором для поддержания больших подземных полостей.

Порядок установки крепи в полости шириной 25 м и высотой 46 м, сооружаемой в слое песчаника плохого качества, показан на рис. 4.9. Вначале из разведочной/дренажной галереи, расположенной на 10 м выше свода полости сверху вниз устанавливались канатные анкера с несущей способностью 50 т и двойной коррозионной защитой (рис. 4.9 а). Перед тампонируанием анкеров к ним прикладывалась легкая выпрямляющая нагрузка 5 т. Они не были предварительно натянуты, но только выпрямлены и полностью затампонированы. Поскольку канаты устанавливались до какой-либо экскавации полости, во время этих работ смещения породных масс не наблюдались.

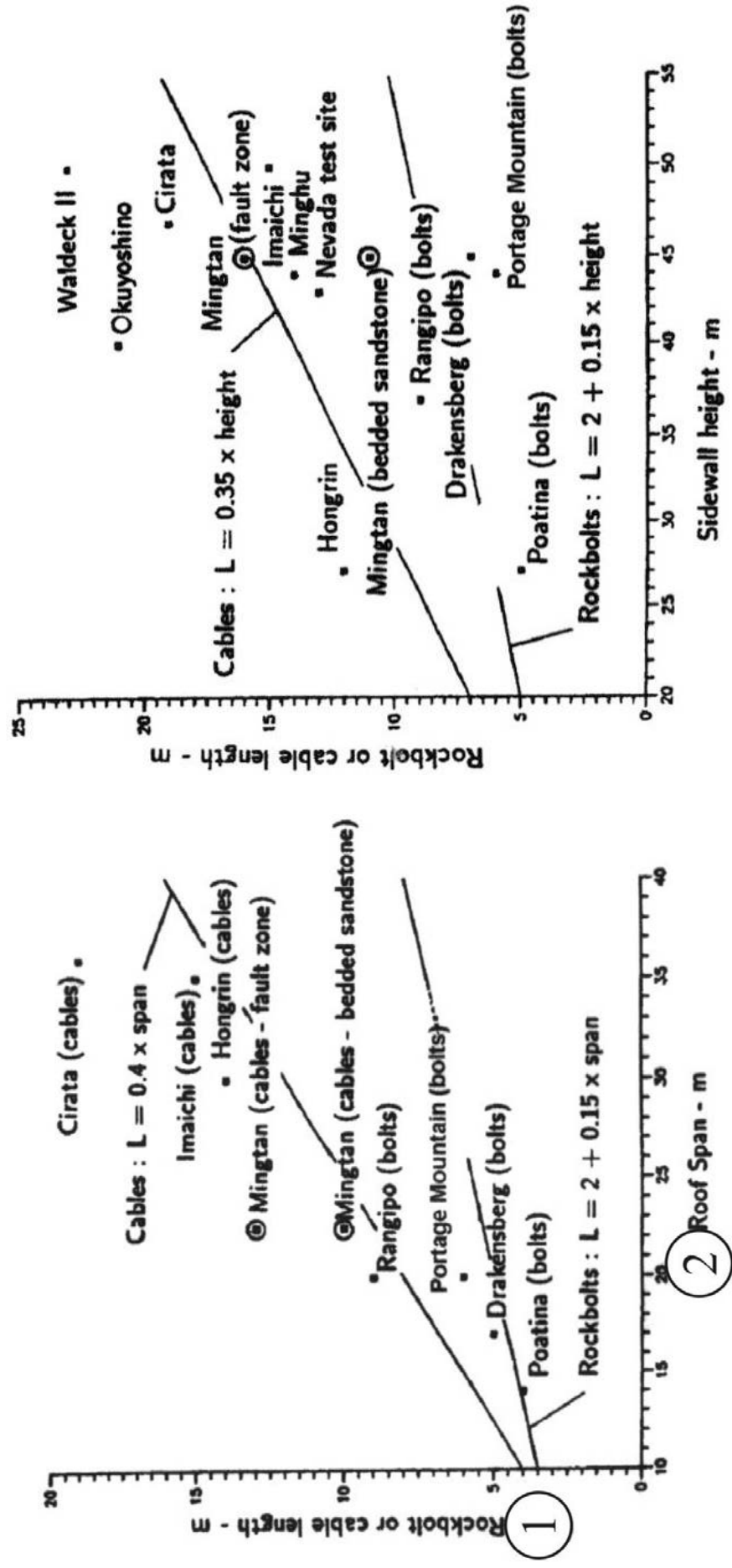


Рис. 4.8. Длина анкерных болтов и канатов для крепления кровли и стен некоторых больших полостей в слабых породах

а) кровли; б) стен.

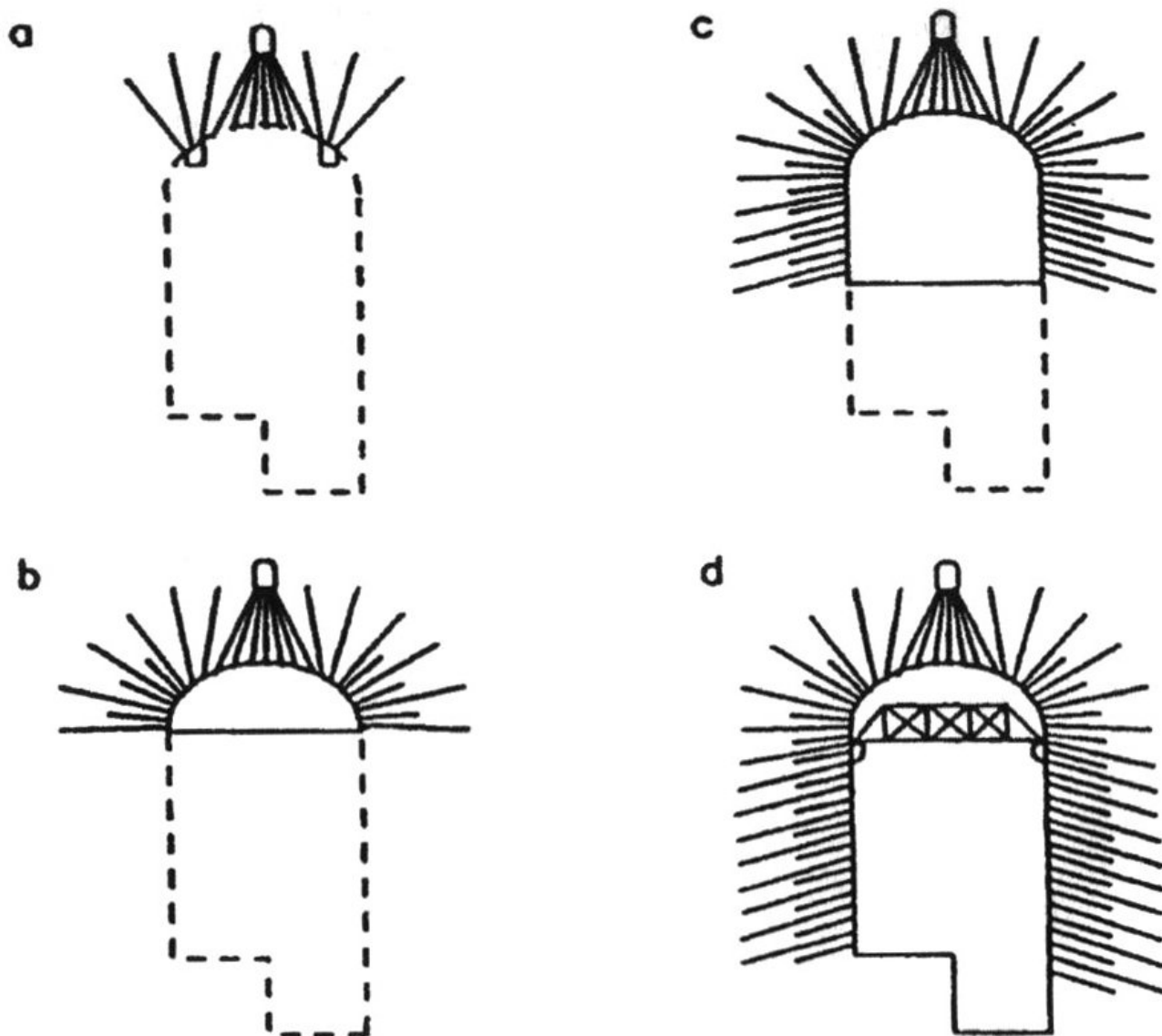


Рис. 4.9. Порядок установки анкерной крепи в полости главного зала подземной электростанции

a-d – стадии установки крепи

Эксплуатация кровли полости (рис. 4.9 в) вызвала значительные перемещения пород и натяжение канатных анкеров. Если бы канаты были предварительно натянуты, перемещение породных масс привело бы к их перегрузке.

Эксплуатация кровли началась проходкой передового туннеля сечением 6х6 м, который затем расширялся до полного сечения свода полости. По мере обнажения проектного контура кровли ее поверхность на каждой стадии работ покрывалась набрызгбетоном, усиленным микроцементными добавками и проволоочными стержнями. Слой набрызгбетона толщиной 50

мм наносился на участок 5-10м контура туннеля. Целью этого слоя было обеспечить поддержание малых блоков и клиньев, которые в противном случае могли выпасть между канатными анкерами. Набрызгбетон также обеспечивал немедленную изоляцию размокающего сланца от притока воды.

Относительно тонкий слой набрызгбетона на этом этапе позволил произойти некоторым перемещениям пород, которые могли быть вызваны экскавацией верхней части полости. Даже, если эти работы приводили к трещиноватости набрызгбетона, наличие армирующих проволочных стержней обеспечивало его деформационную возможность и, следовательно, несущую способность.

Когда концы предварительно установленных канатных анкеров в ходе экскавации обнажались, к ним прикреплялись поддерживающие пластины, а канаты натягивались усилием равным 20% их несущей способности.

Пластины, прикрепленные к натянутым канатным анкерам, поддерживали ближайшую поверхность поврежденного взрывом материала, который в противном случае мог бы выпасть вокруг концов канатов. Имелись случаи, когда между канатными анкерами устанавливались дополнительные болты длиной 5 м диаметром 25мм в центре каждой решетки канатов с размерами 2х2м. Эти болты натягивались с усилием до 70% несущей способности перед тампонированием, поскольку они не должны были подвергаться значительным перемещениям во время экскавации нижней части полости.

Крепление стен обеспечивалось канатными анкерами с несущей способностью 75,112 или 131т, которые устанавливались по решетке 3х3м, натягивались тампонировались, дважды защищались от коррозии и направлялись вниз под углом 15^0 , чтобы пересечь плоскости напластований, простирающихся поперек оси полости. Натяжение канатов составляло 38-45% несущей способности в зависимости от их высоты установки в стенах. Между канатными анкерами устанавливались болты длиной 6 м диаметром 25 мм (рис. 4.9 с, d). Эти болты натягивались с усилием 70% несущей способности.

По мере углубления полости последующими стадиями на ее кровлю и верхнюю часть стен наносился дополнительный слой набрызгбетона толщиной 100 мм, усиленный микроцементом и проволочными стержнями. Окончательная толщина слоя набрызгбетона составила 150 мм.

Пример применения набрызгбетона в больших полостях показан на рис. 4.10, анкерной крепи – на рис. 4.11.

В слабых и очень слабых породах их усиление анкерной крепью менее эффективно, а в случае чрезвычайно слабых пород вообще бесполезно. В таких случаях более целесообразно применять крепь, поддерживающую породу вместо усиливающую ее. Такая крепь обычно состоит из стальных рамных комплектов и набрызгбетонного или монолитного бетонного слоя в различных комбинациях. Ее первичная функция – ограничение деформации пород или грунтовых масс, окружающих полость. Несущая способность

такой структуры рассчитывается на основе изгибающих моментов и осевых сжимающих усилий, которые возникают в элементах крепи и соединениях.



Рис. 4.10. Применение набрызгбетона для сильно расчлененных пород

При строительстве полостей в условиях высоких протоков воды или риска вымывания материалов, заполняющих трещины между породными блоками, применяется тампонаж окружающих пород. Предварительный (опережающий забой) тампонаж может быть использован в нарушенных и ослабленных зонах, чтобы улучшить прочность массива и уменьшить просачивание воды. Последующий (после установки крепи) тампонаж борется с локальными притоками воды, но имеет обычно худшие результаты, чем предварительный (подробно об этом см. книгу авторов «Подземное строительство в нестабильных условиях», Донецк, «Норд-Пресс», 2008).

Объяснения к рис. 4.11:

а) электростанция Fortuna, Панама;

б) электростанция Ohkawachi, Япония

1 – предварительно напряженные анкера; 2 – анкерные болты;
3 – натянутые канаты.

При наличии слабых, но изотропных и гомогенных породных масс обычно предполагается, что в них отсутствуют доминирующие направления ослабленности. Однако, даже самый монолитный массив обычно разделен сочленениями породных блоков и плоскостями напластования породных слоев (рис. 4.12). При экскавации такого массива блоки или клинья, образующиеся пересечением трещин, могут выпадать из кровли или выскальзывать из стен (рис. 4.13, 4.14 цв. вкл.). При проектировании крепи в таких условиях необходимо решить, следует ли поддерживать индивидуальные блоки или клинья специально предназначенными крепежными элементами, например, болтами, дополняющими регулярную крепь (рис. 4.15).

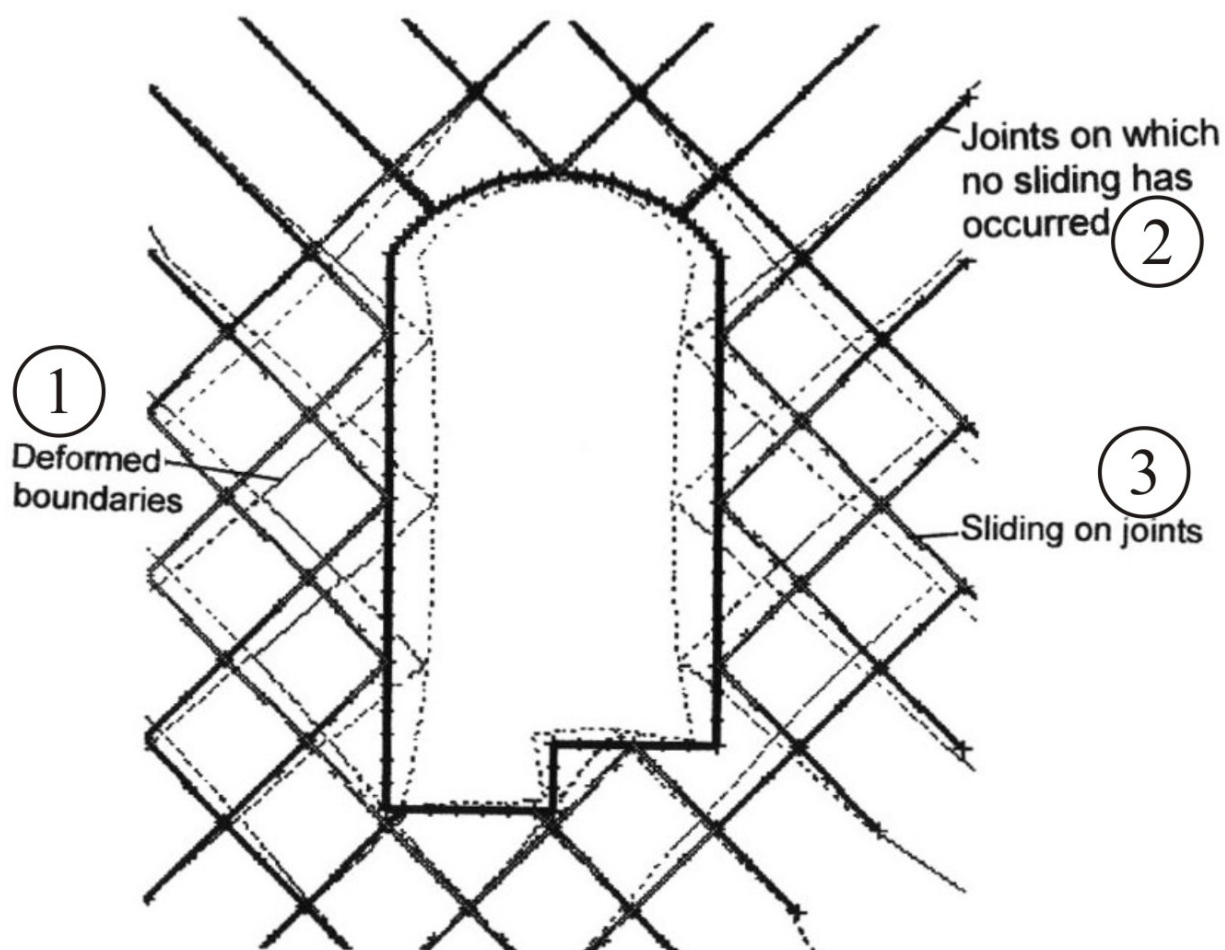


Рис. 4.12. Влияние двух комплексов сочленений на перемещение породных масс

1 – деформированные границы; 2 – сочленения, в которых не происходит скольжения; 3 – скольжение в сочленениях

Потенциальная возможность обрушения пород иногда определяется визуальными наблюдениями, но должна быть уточнена заготовленной заранее картой неоднородностей (рис. 4.16).

Характерной деталью обрушений породных блоков и клиньев являются малые смещения массива перед их падением. Обрушение кровли может случиться, когда основание клина полностью обнажено экскавацией в полости. Для клиньев в стенах скольжения на несколько миллиметров вдоль одной плоскости или линии пересечения двух плоскостей в общем случае достаточно, чтобы преодолеть пиковую прочность этих поверхностей. Механизм выпадения породных блоков с одной или двумя структурными плоскостями скольжения показан на рис. 4.17. Ограничение и остановка скольжения блоков достигается либо предварительно натянутыми механически заякоренными анкерными болтами, либо затампонированными анкерами, оставленными без натяжения.

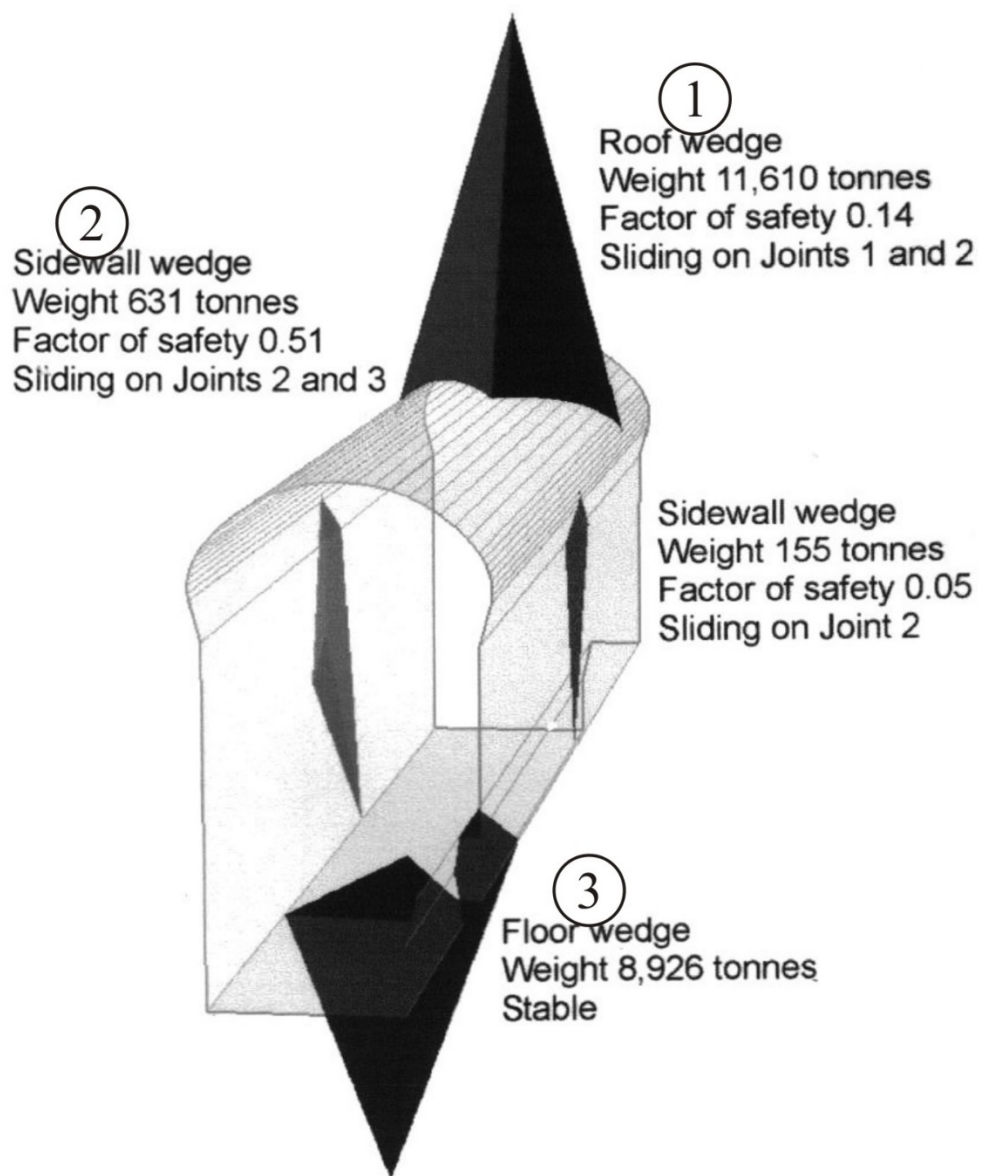


Рис. 4.13. Породные клинья крепких пород в полости главного зала электростанции Rio Grande, Аргентина

1 – клин в кровле, вес 11610 т, фактор безопасности 0,14, скольжение сочленений 1 и 2; 2 – клин в стене, вес 631 т, фактор безопасности 0,51, скольжение сочленений 2 и 3; 3 – клин в почве, вес клина 8926 т, стабильный.

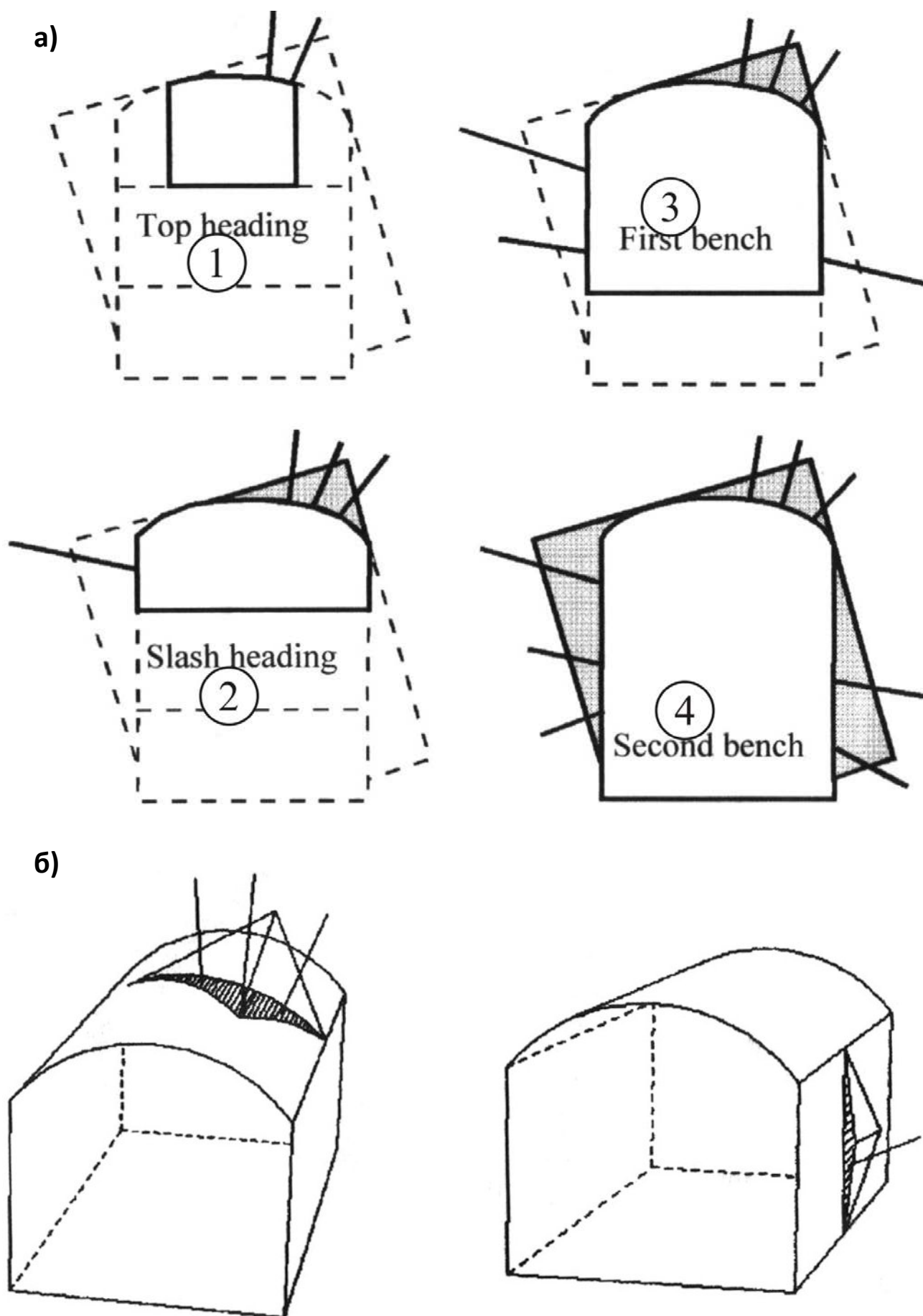


Рис. 4.15. Блоки и клинья, образующиеся пересечением трещин в крепких породах

Объяснения к рис. 4.15:

а) последовательность экскавации и крепления в крепких породах, разделенных на блоки или клинья.

1 – передовой туннель; 2 – расширение передового туннеля; 3 – первый уступ; 4 – второй уступ.

б) клинья, образующиеся пересечением трещин в крепких породах.

Силы, приложенные к блокам и клиньям крепью, должны быть достаточны, чтобы удержать их полный вес. Необходимо учесть и недостаточное качество установки крепи и поправку на ошибки в проектировании. Поэтому для таких клиньев, показанных на рис. 4.18 общее натяжение анкерных болтов должно составлять 1,3-1,5 – так называемый фактор безопасности – запас прочности, равный отношению несущей способности крепи к нагрузке на нее. Его нижнее значение применимо во временных горных выработках, тогда как верхнее значение должно использоваться в постоянных структурах.

Когда клин четко идентифицируется, должны быть сделаны попытки распределить крепежные элементы вокруг его центра тяжести, что предотвратит вращение клина.

Длина анкеров в таких условиях определяется следующими соображениями. Длина пересекающего клин участка тампонируемого анкера и длина его участка в породах позади клина (L_w и L_g на рис. 4.18), должны быть достаточны, чтобы обеспечить адекватное закрепление анкера. При правильно затампонированном болте или канате минимальные длины этих участков должны быть около 1 м. При неопределенности качества тампонирования длина анкерования должна увеличиваться.

При наличии клиньев в стенах полости болты или канаты располагаются так, чтобы увеличить сопротивление скользящих поверхностей. Рис. 4.18 показывает, что эти крепежные средства должны пересечь как можно больше плоскостей скольжения. При установке, по возможности, они должны быть наклонены под углом $15-30^0$, поскольку такой наклон вызовет наибольшее сопротивление срезу вдоль плоскостей скольжения.

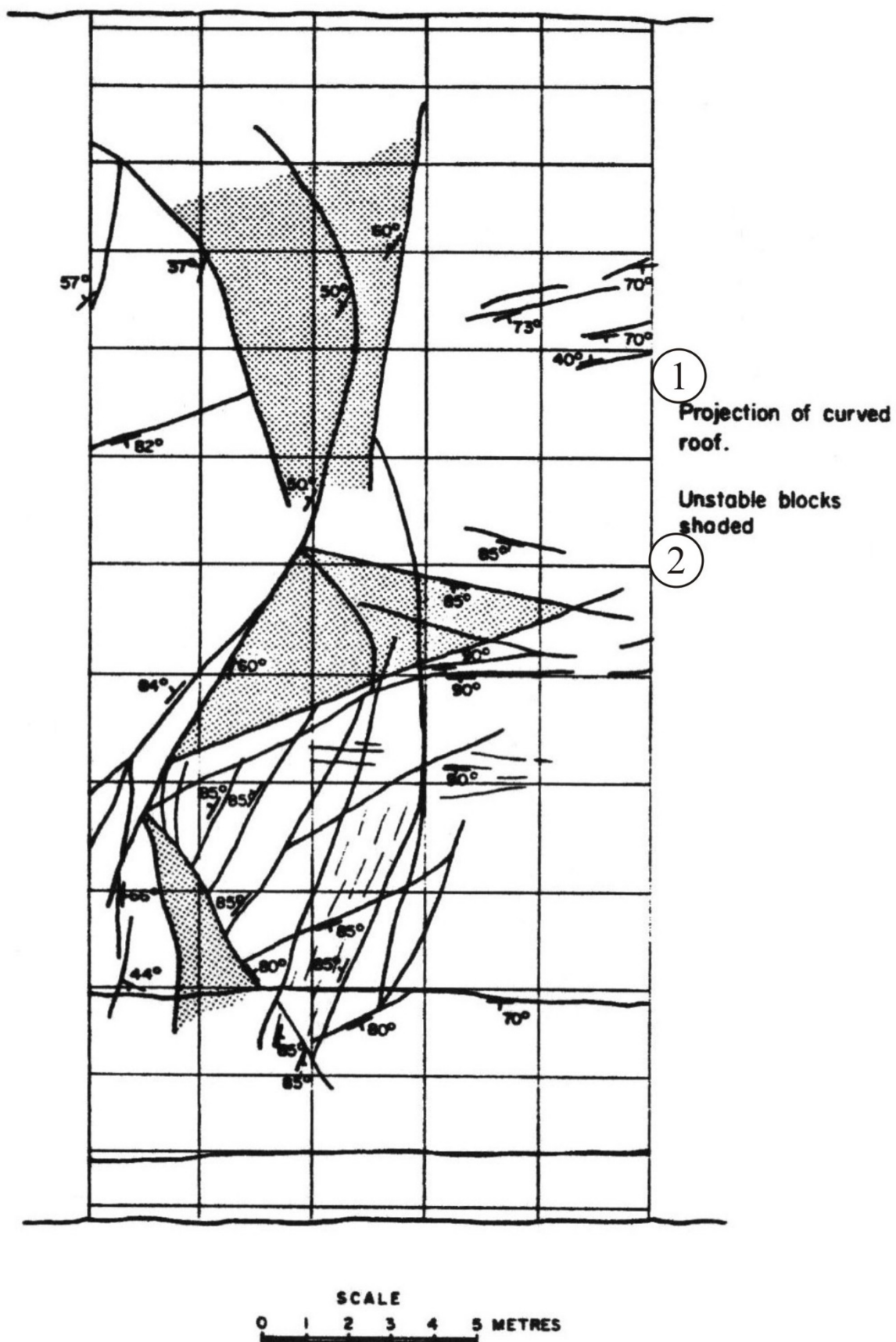


Рис. 4.16. Карта неоднородностей в кровле полости

*1 – проекция искривленной кровли; 2 – нестабильные блоки
заштрихованы*

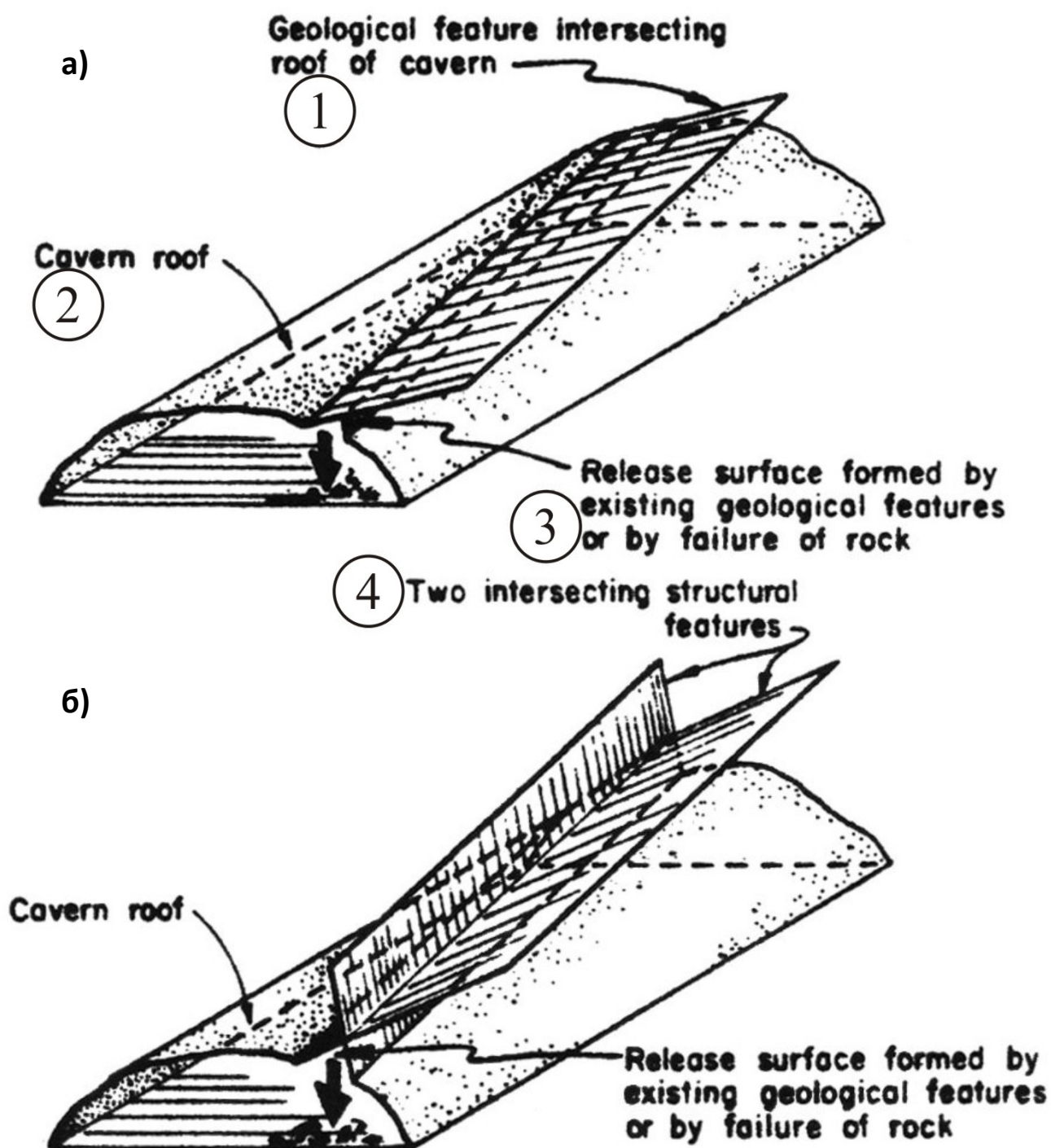


Рис. 4.17. Механизм выпадения породных блоков

а) одна плоскость скольжения;

б) две плоскости скольжения.

1 – геологические особенности пересечения кровли полости плоскостью скольжения; 2 – кровля полости; 3 – обнажающаяся поверхность,

сформированная существующими геологическими особенностями или нарушениями пород; 4 – две пересекающиеся структурные особенности

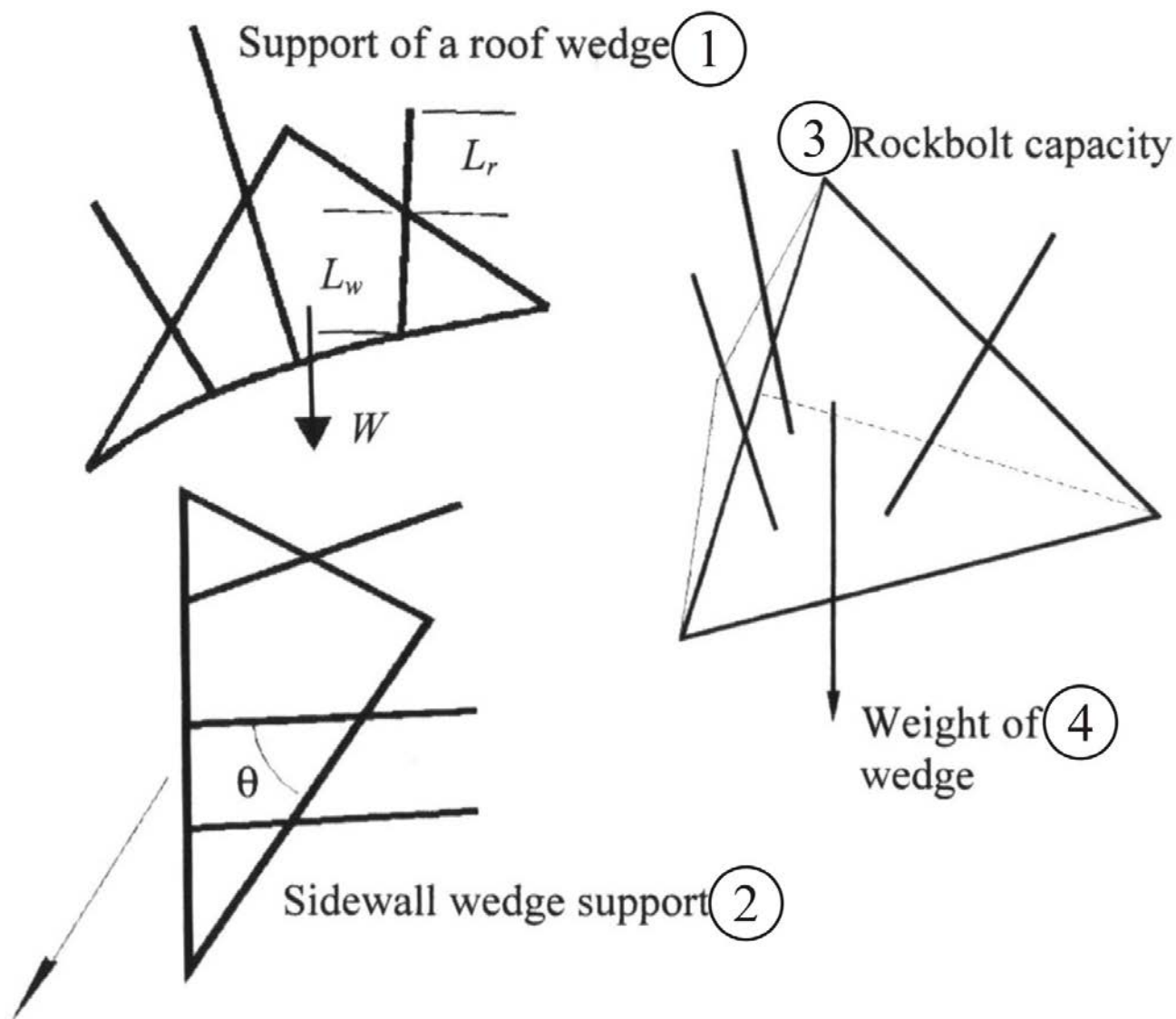


Рис. 4.18. Установка анкерных болтов для удержания породных клиньев

1 – удержание клиньев в кровле; 2 – удержание клиньев в стене;
3 – несущая способность анкерных болтов; 4 – вес клина

Рис. 4.15 показывает расположение болтов для клиньев в кровле и стене в одном из конкретных случаев строительства полости. Здесь для клина весом 13 т в кровле установлены три механически закрепленных болта с длиной каждого примерно 3 м, несущей способностью 10 т и фактором безопасности 1,63. Клин в стене, который весит 3,7 т, требует только одного болта с несущей способностью 10 т и фактором безопасности 4,7.

Для дополнительной поддержки породных блоков и клиньев эффективно используется набрызгбетон. Это объясняется тем, что основание типичного клина имеет большой периметр и, значит, даже при относительно

тонком слое набрызгбетона клином при падении пересекается значительная площадь поперечного сечения этого материала.

На примере, показанном на рис. 4.15 б, основание клина в кровле полости (показано штриховкой) имеет периметр 16,4 м. Слой набрызгбетона толщиной 50 мм создает общую площадь его поперечного сечения $0,8 \text{ м}^2$, способную обеспечить поддержку клина. Предполагая относительно скромное усилие среза слоя набрызгбетона 2 МПа (200 т/м^2), можно считать, что от падения может быть удержан клин весом до 164 т. Поскольку в показанном на рисунке конкретном примере фактический вес клина составляет 13 т, можно считать, что слой набрызгбетона дает высокий фактор безопасности.

Важно отметить, что набрызгбетон должен быть хорошо связан с поверхностью пород для того, чтобы предотвратить его отслоение. Хорошее прилипание набрызгбетона достигается предварительной промывкой поверхности пород с помощью набрызгбетонного станка.

Трудность использования набрызгбетона для поддержки клиньев заключена в том, что в момент применения он имеет малую прочность и для ее увеличения требуется период в несколько дней. Поскольку клинья требуют немедленной поддержки для обеспечения стабильности в ближайший после экскавации срок, устанавливаются анкерные болты.

В очень крепких породах с большими клиньями использование набрызгбетона бесполезно, поскольку он, покрывая только периметр клина, не обеспечивает необходимого сопротивления движению последнего. Идеальное применение для набрызгбетона – близко расположенные сочленения породных масс, таких, как показаны на рис. 4.10. В подобных случаях падение клиньев и породных блоков происходит, как прогрессирующий процесс, который начинается с вывала малых фракций, обнаженных при экскавационных работах, и постепенно распространяется в породный массив. В этих обстоятельствах набрызгбетон обеспечивает поддержку и заслуживает широкого применения.

4.4. Цифровое моделирование поведения горных пород и выбора крепи

Оценка прогнозируемого поведения горных пород, окружающих полости с большими сечениями, выбор вида и параметров их крепи производится цифровым моделированием экскавационных работ. Эта стадия дизайна является одной из самых обширных и трудоемких в процессе планирования, но она приводит к наиболее важным решениям в стоимости и безопасности проходческих работ.

Цифровое моделирование использует следующие основные методы.

Методом конечных элементов (Finite Element Method) подземное пространство представляется, как сплошная однородная среда. Неоднородности (аномалии) могут моделироваться индивидуально. Проблемная область описывается дискретно ограниченным числом элементов, которые соединяются узловыми точками в сеть. Каждый элемент

конечен. Анализируются напряжения и деформации, вызванные экскавацией. Учитывается, что напряжения и деформации каждого элемента воздействуют на поведение соседних элементов. Отношение «напряжения/деформации» описывается подходящим уравнением. Анализ выполняется решением матрицы уравнений, моделирующих построенную сетку соединения узлов.

Метод конечных элементов пригоден для решения проблем, включающих гетерогенные (неоднородные) или нелинейные особенности материалов, поскольку каждый элемент четко моделирует реакцию соответствующего материала. Метод требует большой компьютерной мощности. Его применимость возрастает с усовершенствованием компьютерной технологии и ростом скорости расчетов.

Методы конечных разностей (Finite Difference Method) подобен предыдущему в том, что подземное пространство моделируется, как сплошная среда, которая делится на элементы, соединяемые в узлах. Основное отличие заключается в подходе, используемом, чтобы определить неизвестные параметры. Метод конечных разностей базируется на идее, что для достаточно малого интервала времени напряжения в данной точке сети испытываются только ее непосредственными соседями. Это предполагает, что такой интервал времени меньше, чем продолжительность распространения напряжения между двумя прилегающими узлами. Задуманный первоначально, как вариант динамического моделирования, метод может быть использован для решения статических проблем.

Преимущества метода заключается в том, что он не требует формирования матриц, из-за чего процессы выполнения расчетов и хранения данных требуют сравнительно малой производительности компьютера. Отсутствие матриц также позволяет рассмотреть большие перемещения в сплошной среде без значительных дополнительных компьютерных усилий.

Метод граничных элементов (Boundary Element Method) обычно предполагает, что рассматриваемый породный массив является сплошной средой и испытывает весьма малые деформации. Здесь проблемная область описывается дискретно только в границах экскавации. Объем данных, требуемых для изучения проблемы намного меньше, чем в методе конечных элементов, где должна быть дискретно отражена полная анализируемая область. Влияние неограниченных породных масс учитывается автоматически. Метод граничных элементов очень эффективен, когда наибольшую озабоченность вызывает определение границ рассматриваемой области.

Цифровые расчеты выполняются в пределах этих граничных элементов. Среда внутри границ обычно описывается и моделируется дифференциальными уравнениями в частных производных. Эти уравнения, как правило, являются линейными.

Хотя сочленения породных блоков могут моделироваться способом перемещения неоднородностей, метод граничных элементов неприменим для проблем, связанных с рассмотрением поведения нескольких сочленений, он не способен объединить варьируемые особенности материала или

моделировать взаимодействие между породой и крепью. Метод наиболее эффективен для гомогенных изотропных линейных проблем упругости.

Методы дискретных элементов (Discrete Element Method) часто называют методом отдельных элементов (Distinct Element Method). В противоположность методу конечных элементов, породные массы здесь моделируются не как сплошная среда, а как индивидуальные блоки, практически жесткие, не изменяющиеся внутри своих границ. Метод применим, если перемещения сочленений намного больше, чем внутренние деформации блока. В этом случае деформации породных масс определяются движением неизменяющихся блоков вдоль сочленений. Индивидуальные блоки могут разделяться, вращаться и перемещаться.

Сочленения моделируются явным образом. Метод основывается на схеме, когда примерное решение для перемещения за время $(t + 1)$ предполагает, что известно такое же перемещение в предыдущий период времени (t) и не требуется решения уравнений.

Метод блочных элементов с податливыми опорами, называемый также методом коэффициента реакции опоры, пригоден для моделирования крепи подземной полости. Окружающая ее порода служит основанием для крепи подобно пружинным элементам. Последние обычно ориентированы перпендикулярно крепи, создавая в ней нормальные напряжения, возникающие из-за прогиба пород.

При использовании метода требуемая производительность и объем памяти компьютеров могут быть сравнительно невелики. Однако, модель, используемая в этом методе, отражает только достаточно простые или упрощенные условия.

Комбинированные методы наиболее эффективны, поскольку они объединяют несколько цифровых моделей, когда достоинства каждого метода сохраняются, а недостатки устраняются. Комбинация методов может создать модель, которая лучшим образом описывает специфические проблемы, например, модель сплошной среды может комбинироваться с моделью неоднородностей (аномалий). Проблемная область делится на две зоны: одна из них, удаленная от экскавационных работ представляется, как однородная, поскольку она не является предметом особой озабоченности инженеров. Другая зона, близкая к экскавации, в этом случае моделируется дискретными элементами. Такой подход отражает прогнозируемые перемещения массива, когда забой встречает сочлененные породы, сдвигание которых не удерживается крепью. Еще одним примером может быть комбинация граничных элементов с методом конечных элементов, что устраняет необходимость в установлении в последнем произвольных и жестких граничных условий.

Свои достоинства и недостатки имеют все цифровые методы. Их приемлемость и степень применимости определяются индивидуально в каждом конкретном случае. Если породные массы расчленены слабо и расстояния между сочленениями превышают размеры экскавации, а деформации собственно породных масс превышают деформации в

сочленениях, к цифровому моделированию могут быть применены методы конечных элементов и конечных разностей. Однако, если среднее расстояние между сочленениями соизмеримо с размерами экскавации, деформации вдоль сочленений будут много выше, чем внутренние деформации породного блока. В таких случаях более приемлем метод дискретных элементов, учитывающий неоднородности породного массива.

В настоящее время созданы и широко используются для компьютерного моделирования геотехнических процессов цифровые модели UDEC/3DEC (Universal Distinct Element Code), при более постоянной и однородной окружающей среде модели FLAC и FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua – быстрый анализ сплошной среды методом Лагранжа). Существуют также другие цифровые модели.

Результатом реализации компьютерного моделирования является определение величины и направленности главных напряжений, деформаций породного массива и их параметров, зон нормируемого уровня фактора безопасности (рис. 4.19, 4.20 (цв. вкл.)).

Примером применения цифрового моделирования является проектирование комплекса электростанции Teesta-V, East Sikkim, Гималаи, Индия, где состояние породного массива анализировалось методом конечных разностей. Рассматривались 4 модели, две из которых были линейно-упругими, две другие – пластическими моделями Mohr-Coulomb. Модели 1 и 3 отражали экскавацию полостей главного и трансформаторного залов, трех шахт затвора донного водоспуска, модели

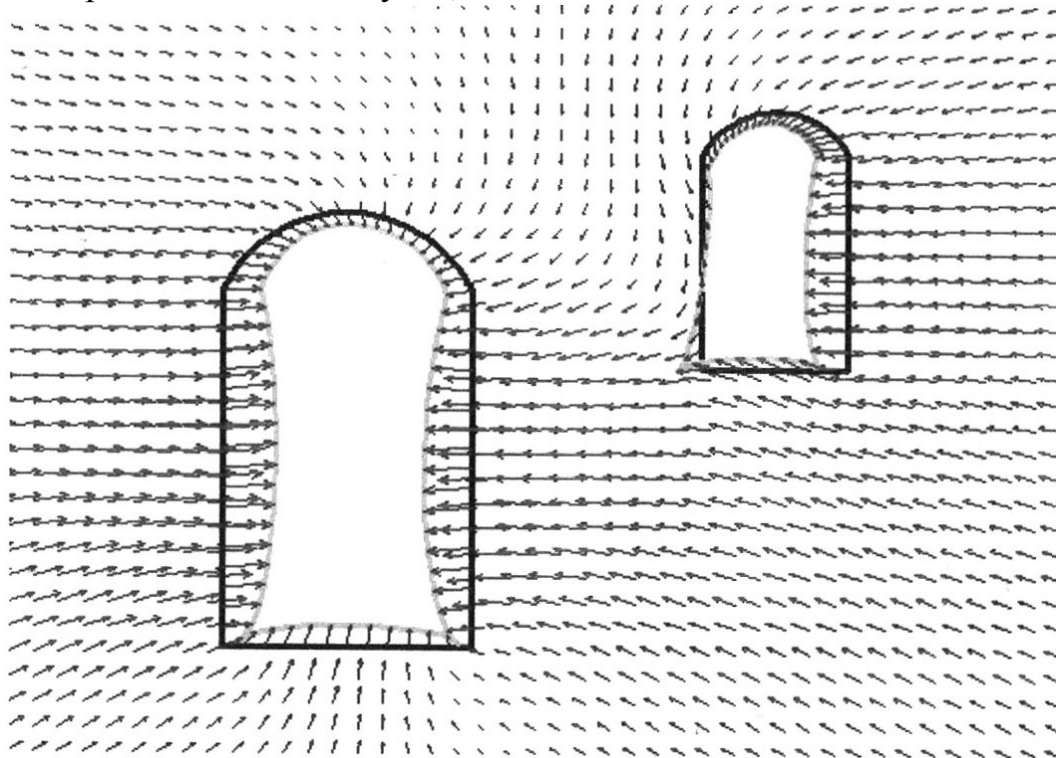


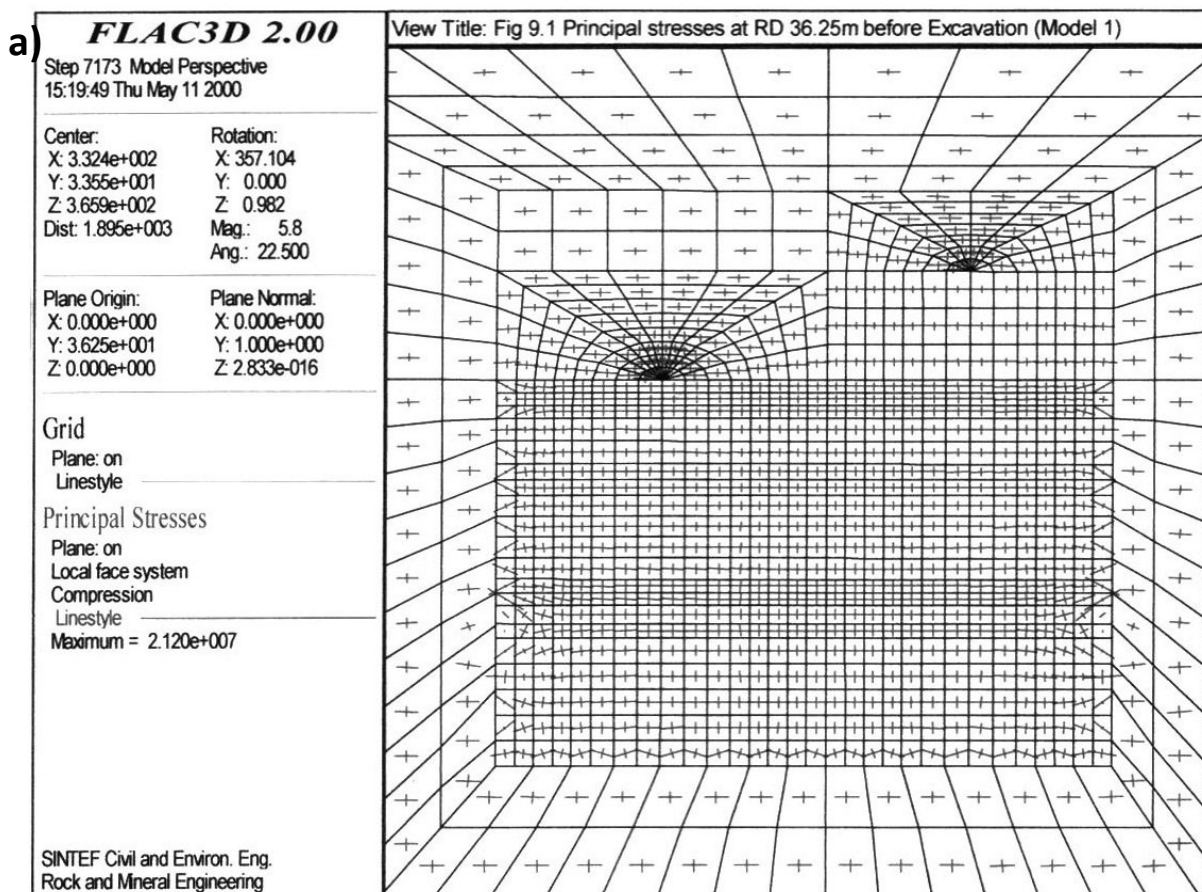
Рис. 4.19. Векторы перемещения и деформируемые экскавацией формы полостей главного и трансформаторного залов

2 и 4 – экскавацию полостей главного и трансформаторного залов, трех шахт затвора донного водоспуска, а также трех шинных туннелей и трех шахт водоспуска.

Полученные результаты использовались при выборе формы сечения и вида крепи подземных полостей (рис. 4.21).

Цифровое моделирование применялось также при определении основных параметров гидроэлектростанции Venda Nova V, Португалия, которая построена рядом с существующей станцией и включает:

- туннель доступа длиной около 1,5 км сечением 58 м^2 с уклоном 10,9%;
- напорный туннель подачи воды длиной 2,8 км с уклоном 14,8% и туннель сброса воды длиной 1,4 км с уклоном 2,1%. Диаметр всех этих туннелей – 6,3 м;
- комплекс силового и трансформаторного залов на глубине около 350 м, соединенных двумя галереями;



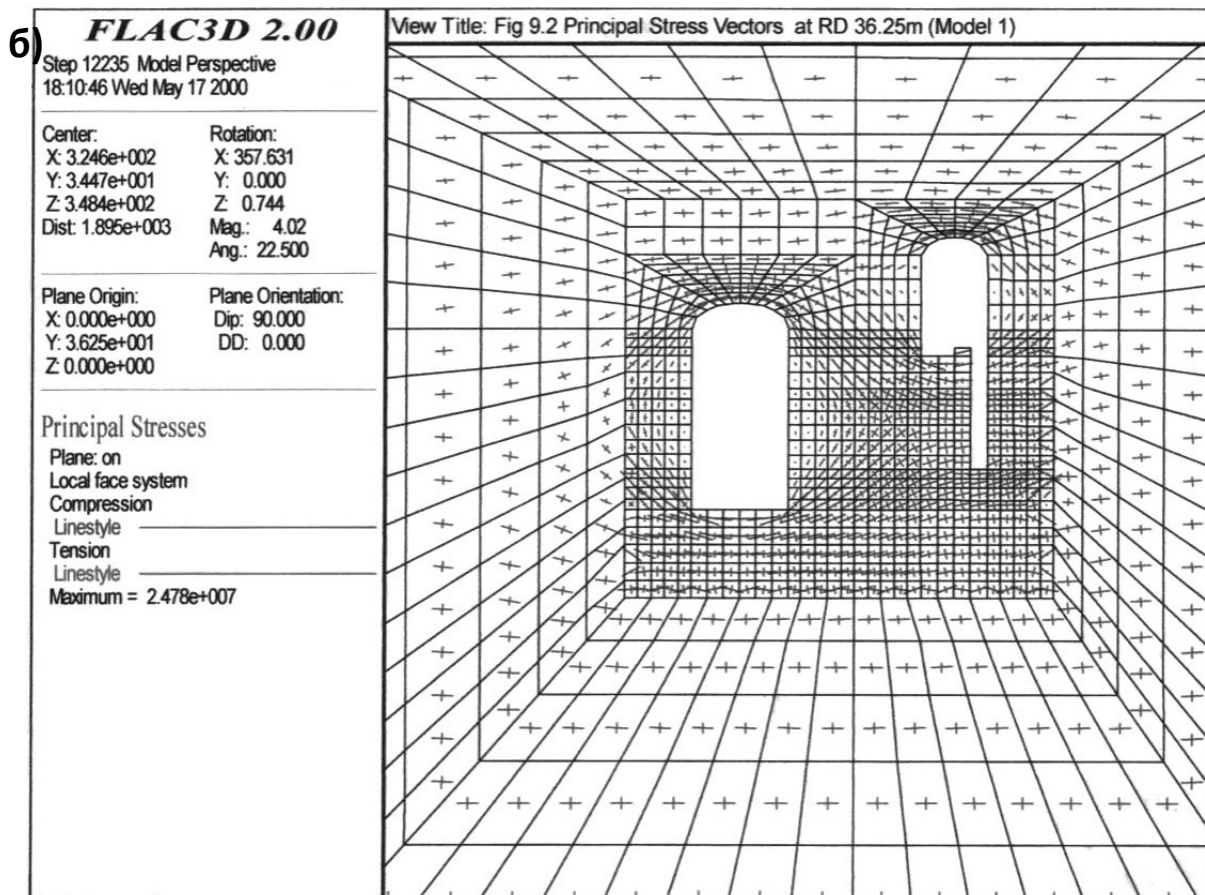
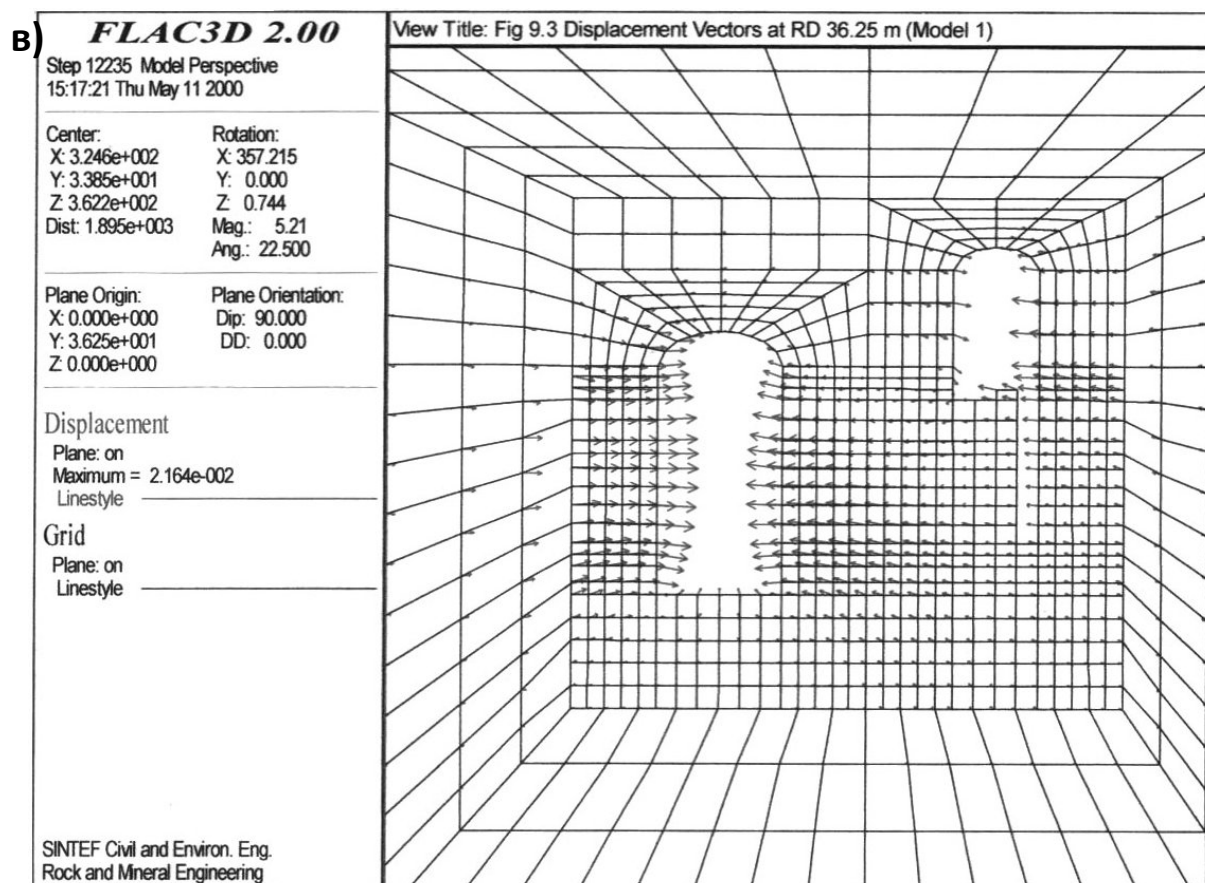


Рис. 4.21. Использование компьютерных методов при выборе формы сечения и крепи главного и трансформаторного залов



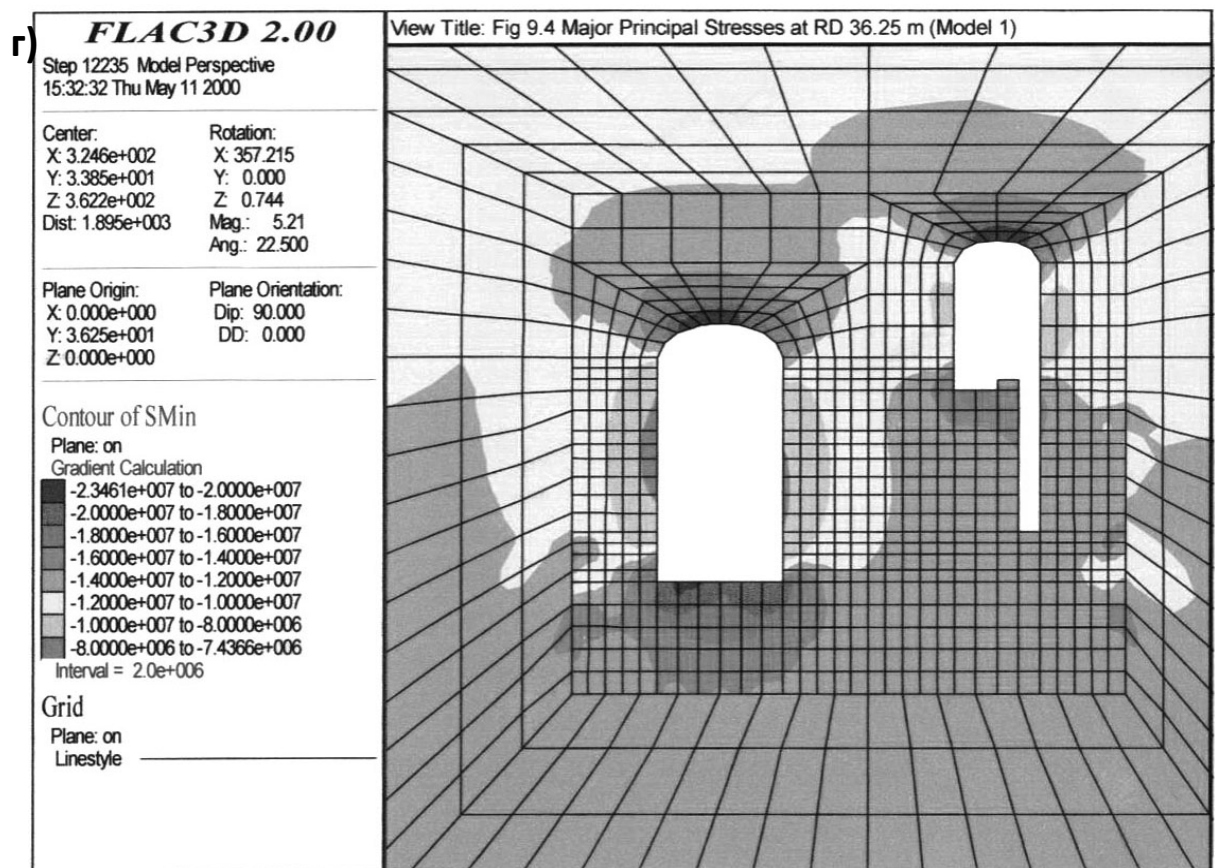


Рис. 4.21. Использование компьютерных методов при выборе формы сечения и крепи главного и трансформаторного залов (окончание)

Объяснения к рис. 4.21:

- а) главные напряжения перед экскавацией;*
- б) векторы главных напряжений;*
- в) векторы перемещений;*
- г) главные напряжения после экскавации.*

- верхнюю буферную камеру с диаметром ствола 5,0 м глубиной 415 м, нижнюю буферную камеру со стволом такого же диаметра и глубиной 60 м.

Полости силового и трансформаторного залов имеют размеры в плане 19,0х60,5 м и 14,1х39 м соответственно. Расстояние между их осями равно 45,0 м.

Полости располагались на участке строительства, где были выявлены две субвертикальные структуры неоднородностей, которые определили ориентацию полостей. Из горных пород в районе преобладают сверхзернистые граниты и порфириды с кварцевыми и пегматитовыми жилами. Комплекс построен в гранитных породных массах хорошего качества.

После проходки туннеля доступа к полостям проводилась экскавация соединительных галерей, чтобы подтвердить предыдущие геомеханические характеристики и измерить состояние напряжений массива. Эти галереи проводились из свода туннеля доступа и параллельно осям полостей.

При компьютерном моделировании исследовалась программа FLAC 3D, состоящая из 43930 зон, 46715 узлов решетки с 1100 структурных элементов (рис. 4.22). Набрызгбетон моделировался скорлупными элементами и линейной эластичной изотропной конструктивной структурой. Анкерная крепь моделировалась элементами, податливыми к растягивающим напряжениям с двумя узлами и одной осевой степенью свободы. Моделирование последовательности экскавации показано на рис. 4.23.

Рис.4.24 представляет контуры перемещения пород вдоль

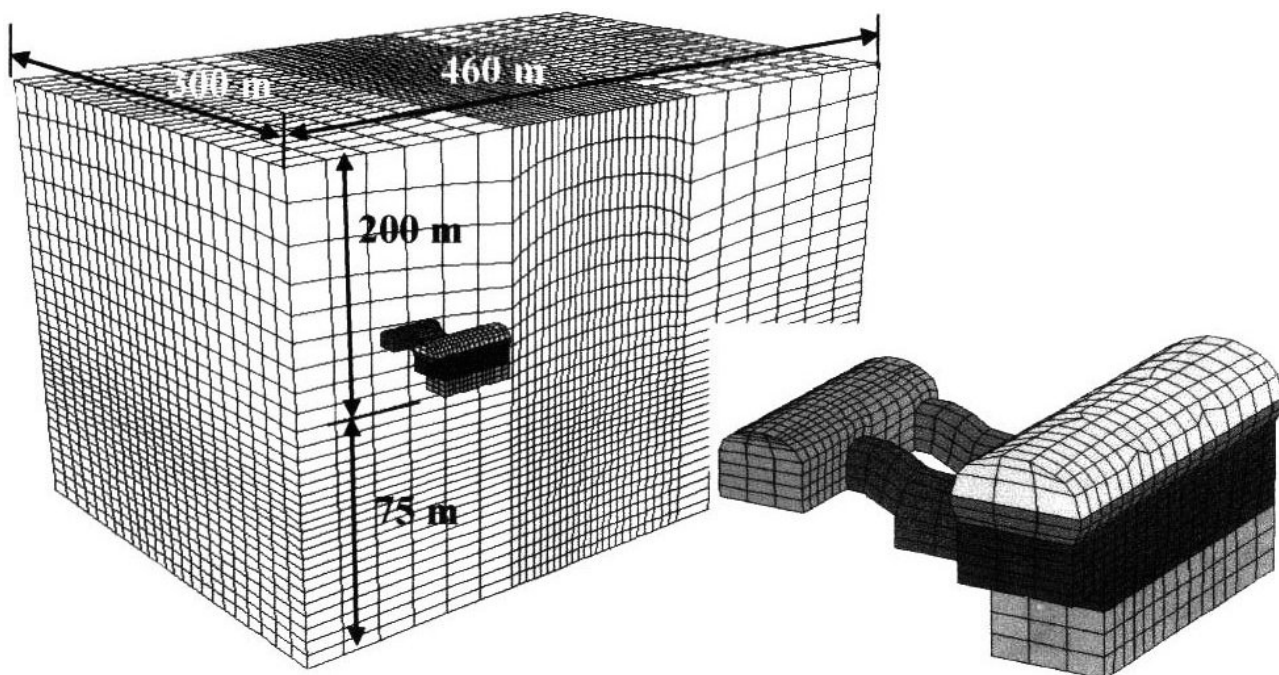
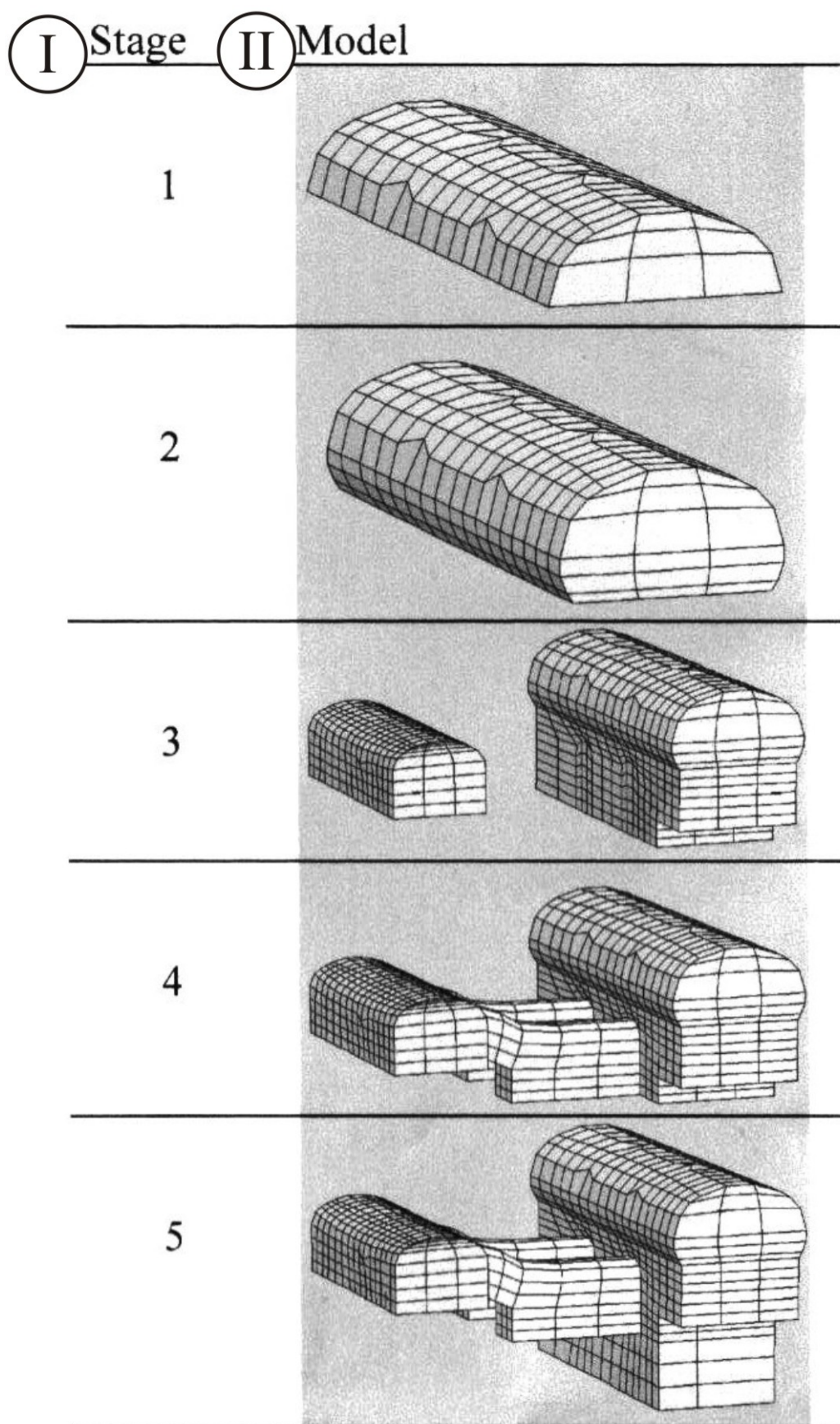


Рис. 4.22. Цифровое моделирование комплекса подземных полостей электростанции

соответствующих векторов для двух- и трехмерной моделей рассматриваемых сечений полостей главного и трансформаторного залов. Из рисунка видно, что эти перемещения аналогичны для обеих моделей. Векторы перемещения показывают сильное влияние горизонтальных напряжений, выражающихся в значительных деформациях вертикальных стен главной полости. При анализе моделей учитывались результаты мониторинга, что позволило добиться хорошей сходимости компьютерных прогнозов перемещений (для обеих моделей 2,47 мм) и их фактических измерений (2,34 мм).

Расчеты общего фактора безопасности выполнялись для трехмерной модели. Он был определен равным 4,63, что могло считаться удовлетворительным для рассматриваемых условий.

Далее описано применение цифровых методов для проектирования больших подземных полостей станции метро линии Epping to Chatswood Rail Line, Sydney, Австралия. Общий состав проекта включает туннель длиной 13 км с двойным рельсовым путем, три новых подземных станции и реконструкцию одной существующей станции.



**Рис. 4.23. Компьютерное моделирование последовательности
экскавации подземных полостей электростанции**

Объяснения к рис. 4.23:

I – стадия; II – модель

1-я стадия *экскавации. Проходка верхней части свода полости. Применяется набрызгбетон толщиной 25см, армированный стальным волокном, и анкерные болты длиной 6 м, диаметром 25мм, устанавливаемые по сетке 2х2м;*

2-я стадия *– экскавация остальной части свода полости;*

3-я стадия *– экскавация оставшейся части полости до уровня галереи, соединяющей главный и трансформаторный залы. Параметры крепи аналогичны 2-ой стадии;*

4-я стадия *– экскавация двух соединительных галерей, применение армированного набрызгбетона толщиной 25см в кровле галерей;*

5-я стадия *– завершение экскавации полостей.*

Каждая новая станция Macquarie University, Macquarie Park и Delhi Road имеет платформу длиной 210 м с арочной формой сечения шириной 20 м и высотой 14 м. Станции обслуживаются эскалаторными и вспомогательными стволами, расположенными в непосредственном соседстве с полостями. Станция Epping имеет бинокулярную конструкцию с несколько меньшими пролетами.

Полости станционных платформ и вестибюлей расположены в песчанике на глубине 16-19,5 м. Песчаник перекрывается сланцами и грунтами. В этих осадочных структурах иногда встречаются локализованные нерегулярности и другие дефекты различной ориентации, в которых наблюдаются плоскости скольжения и перемещения.

Кварцевый песчаник, в котором расположена станция, имеет структуру от средней до крупнозернистой со случайными мелкозернистыми включениями и малыми сланцевыми линзами толщиной менее 4 м. Песчаник залегает почти горизонтальными слоями. В его толще встречаются раздробленные и локализованные срезанные слои мощностью от 30 мм до 100 м и выветренные до глины слои мощностью 5-100 мм. В толще массива расположены два главных комплекса сочленений породных блоков с простиранием северо-северо-восток и восток-юго-восток.

Уровень подземных вод расположен выше свода полостей на всех станциях. Однако, сами полости не испытывали давления воды в зонах установки анкерных болтов.

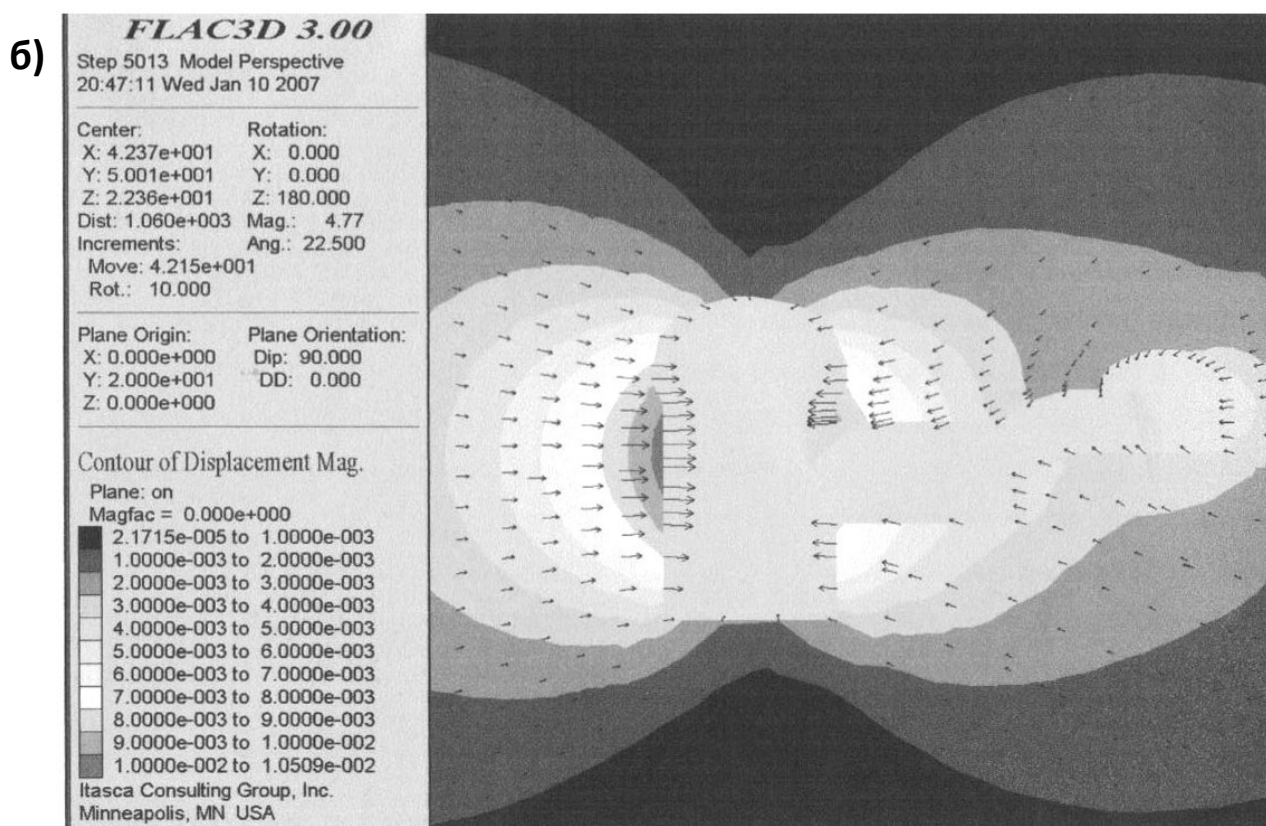
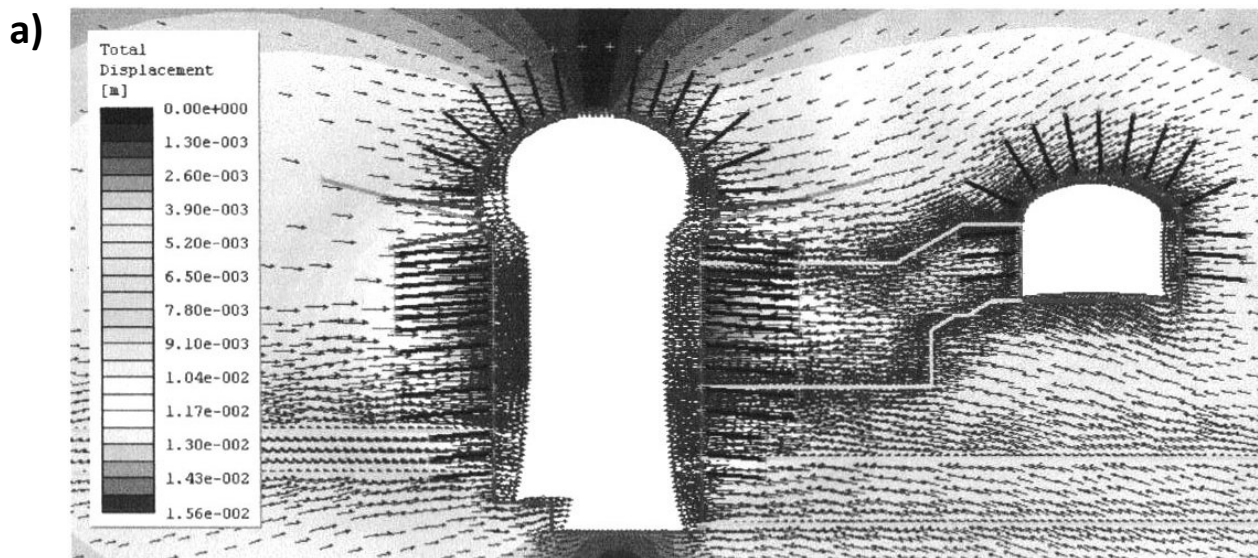


Рис. 4.24. Контурные и векторные пересечения пород

а) двумерная модель; б) трехмерная модель

Особое внимание при проектировании и строительстве станции было уделено построению ее геологической модели, которая легла в основу компьютерного моделирования и выбора крепи. Геологические модели полостей станции Macquarie Park и Delhi Road представлены на рис. 4.25. Последовательность их экскавации показана на рис. 4.26.

Подход к компьютерному моделированию экскавации полости определялся геологическими/стратиграфическими факторами, состоянием напряжений в массиве, особенностями породных масс, прочностью сочленений блоков, другими параметрами, а также принятой последовательностью проходческих операций и установки крепи. Эти изменяющиеся вдоль длины полостей факторы усложняли цифровое моделирование и потребовали применения трех аналитических пакетов: Examine и Phase, Канада, 3DEC, США.

Программа Examine использует трехмерный метод граничных элементов для линейных упругих, изотропных и гомогенных сред. Эта модель включала станцию Macquarie Park и два примыкающих к ней транспортных туннеля на длине 30 м в каждом конце станции (рис. 4.27).

Программа 3DEC описывает трехмерную модель, основанную на методе отдельных элементов, применяемом для неоднородных сред с варьируемым породным составом и наличием прослоев и сочленений. Возможен также расчет стадийной последовательности строительства и относительного воздействия друг на друга различных объектов экскавации, например, полостей платформ и вестибюлей, породных целиков и эскалаторных стволов.

Сложность геологических моделей в ходе расчетов постепенно увеличивалась, начиная с гомогенной породной модели, принятой в программе Examine, изменяясь к модели 3DEC, учитывающей наличие чередующихся породных слоев и дискретных горизонтальных прослоек. Однако, эта модель не включала учет комплексов субвертикальных сочленений, хотя учитывала некоторые единичные наклонные сочленения в породных целиках между полостями платформы и вестибюля.

a)

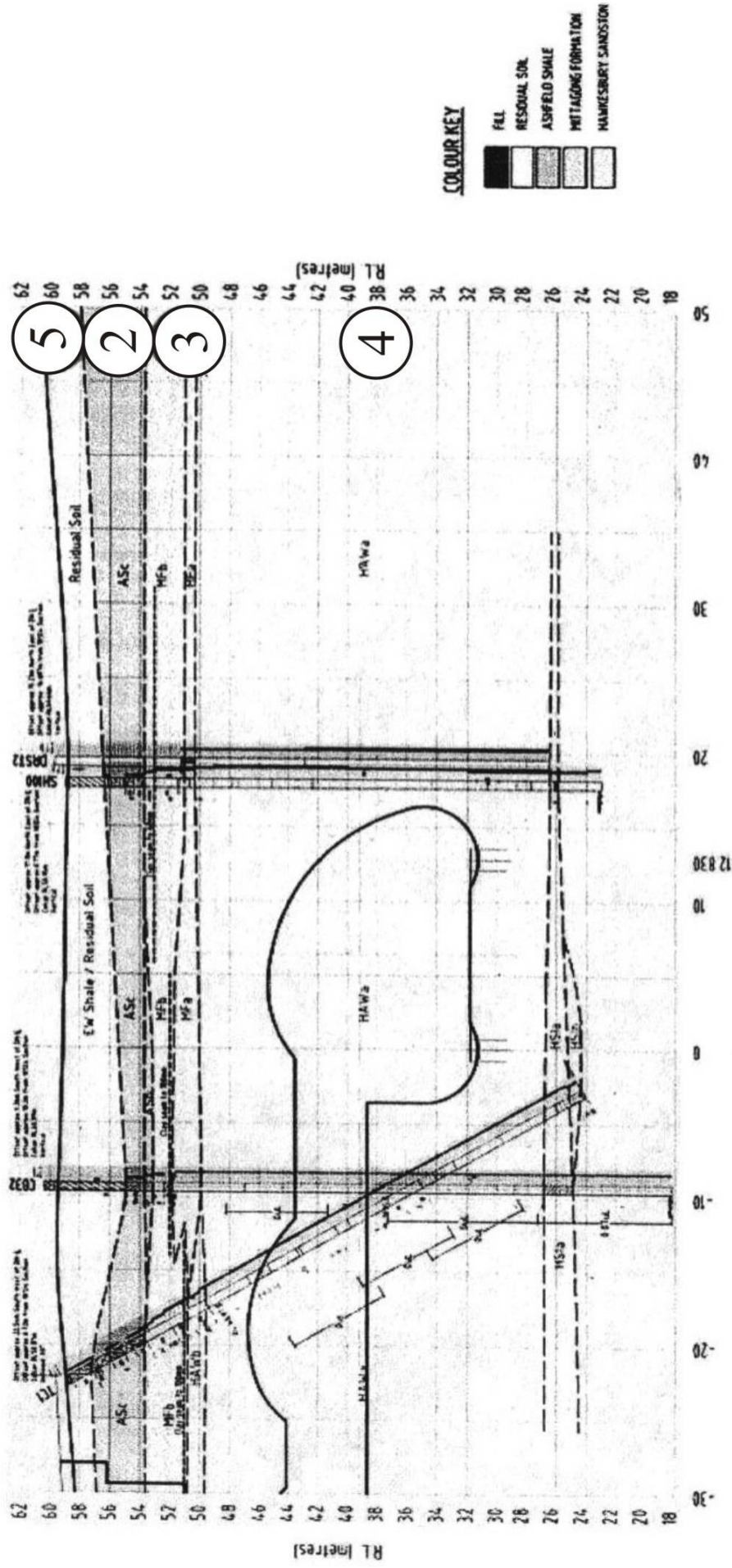


Рис. 4.25. Поперечные сечения станций метро линии Erring, Sydney (окончание)

а) станция Mascare. Реск. 1 – насыпные сечения станций 2 – саранцы. 3 – геологическая информация Mittagong; 4 – пески Hawkesburg.

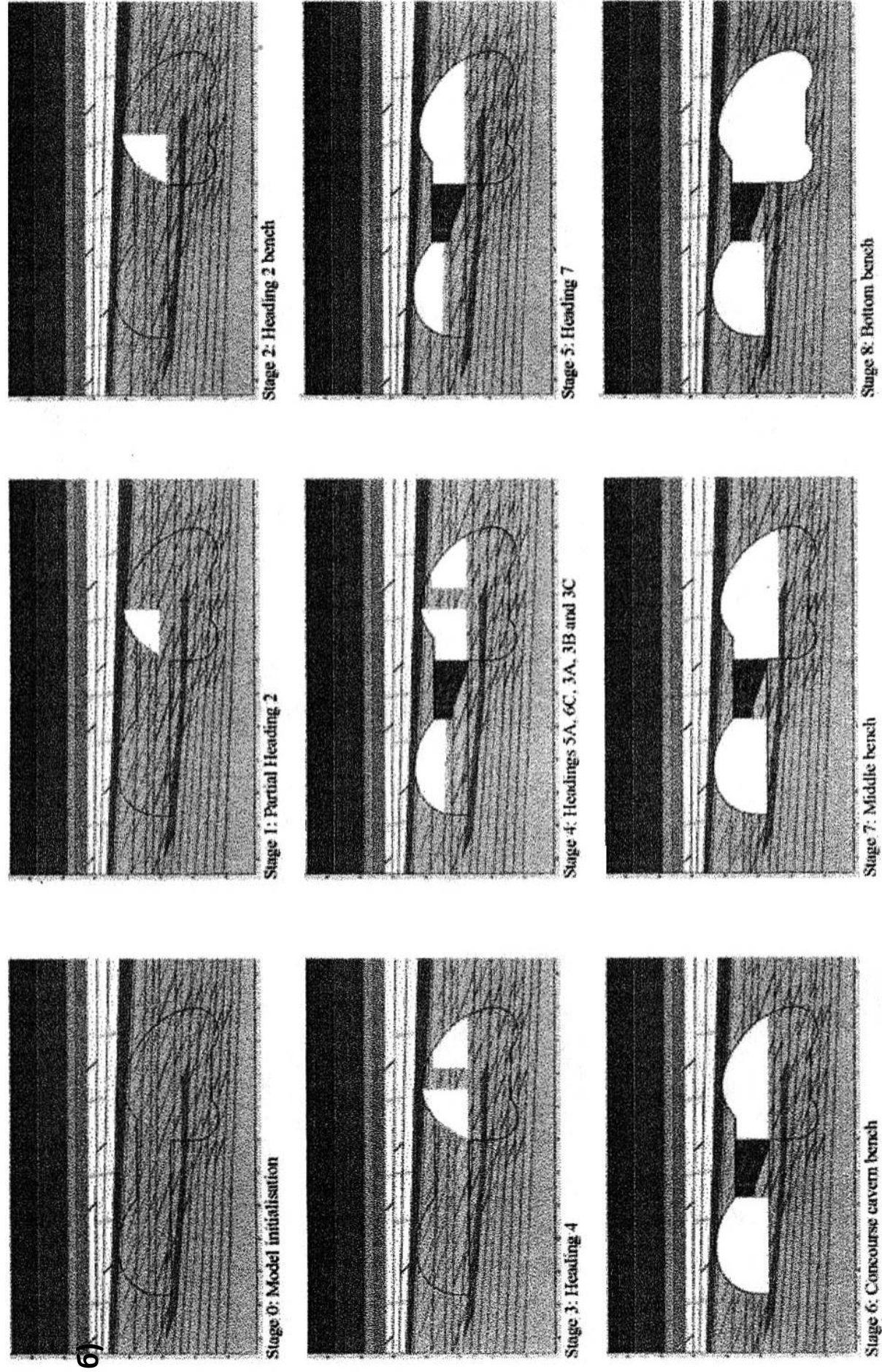


Рис. 4.26. Последовательность экскавации станции Masquaire Park

Объяснения к рис. 4.26:

0 – начальная стадия; 1 – проходка передового туннеля; 2 – расширение передового туннеля; 3 – проходка второго передового туннеля; 4 – проходка и расширение передовых туннелей; 5 – дальнейшее расширение передовых туннелей; 6 – расширение полости вестибюля; 7 – углубка полости; 8 – создание проектного контура станции.

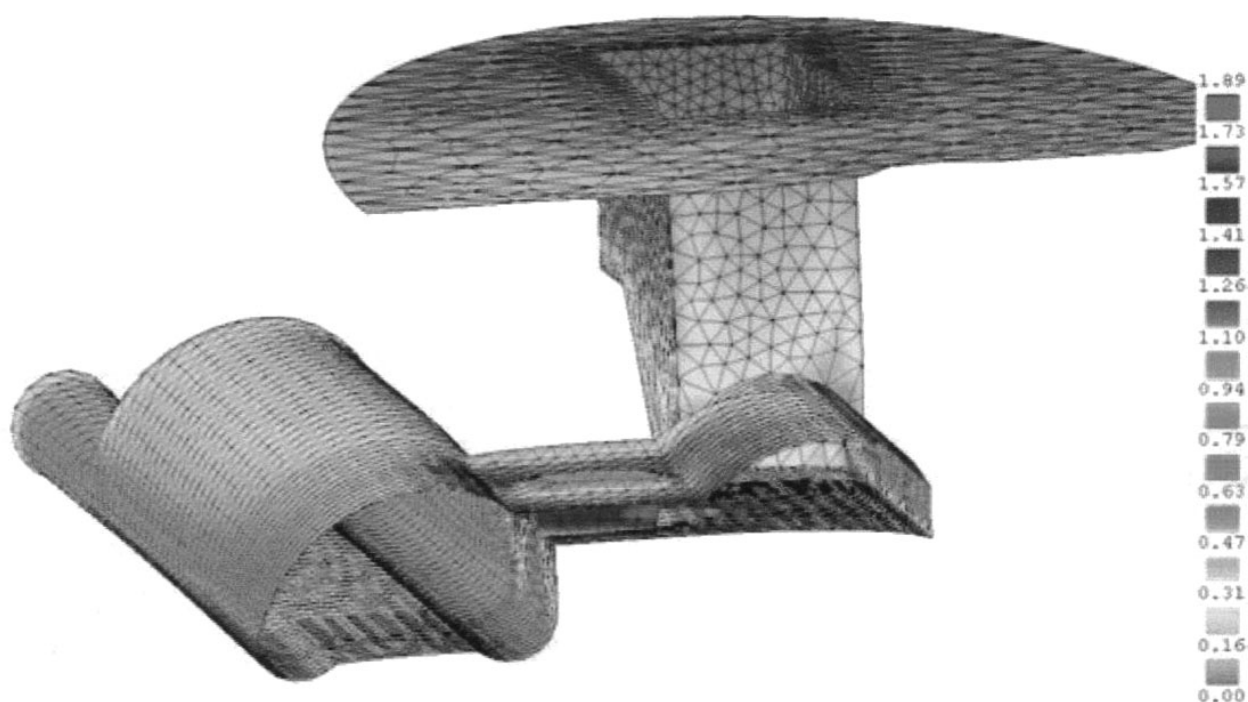


Рис. 4.27. Трехмерная модель поведения пород в районе станции Macquarie Park

Первоначальный вариант расчетов предполагал одностадийную экскавацию станции. Применяемые в дальнейшем модели анализировались, чтобы позволить разделить воздействие строительства вестибюля и эскалаторного ствола на полость платформы. Окончательный вариант включал семь стадий последовательности экскавации.

Вместе с тем, из-за сложности пространственной модели и увеличения времени, требующегося для последовательного решения уравнений в приемлемых пределах конвергенции, число прогонов программы было ограниченным. В частности, типичная модель станции с горизонтальными породными прослоями и одной стадией экскавации занимала около недели для составления и около 24 часов для прогона и анализа результатов в зависимости от сложности и густоты сетки. Отсюда был сделан вывод, что модель с полным набором сочленений будет практически невыполнимой для компьютера, а моделирование полной системы крепи на разных стадиях

последовательности строительства еще больше усложнит поставленную задачу.

Поэтому в качестве главного аналитического инструмента для геотехнического анализа экскавации была принята программа Phase. Она использует двухмерный метод конечных элементов, разработанный для расчета напряжений и перемещений массива, а также оценивает напряжения крепи, как результат подземной экскавации.

Кроме геологических условий, программа Phase моделировала анкерную и рамную металлическую крепь. Разрыв и изгиб анкеров не моделировались, но оценивались при анализе полученных результатов. Поскольку проектировщики не считали составной частью структуры набрызгбетонную крепь, она не моделировалась.

Для определения параметров системы крепи было проведено более 1000 прогонов программы, включавших изучение различных ключевых параметров, в частности, формы полостей, их взаимодействия с различными стационарными объектами и варьируемой последовательностью работ. Модель учитывала систему сочленений породных масс вокруг полостей платформы и вестибюля (рис. 4.28 цв. вкл.).

После изучения предшествующего опыта строительства проектом была принята арочная геометрия полостей с применением тампонируемых канатных анкеров. Промежуточная стабильность кровли полости создавалась временными анкерными болтами. При достижении массивом уровня срезающих перемещений равного 15 мм вдоль любой неоднородности, закрепленной анкерами, в опасной зоне рекомендовалась повторная их установка. Последующие испытания подтвердили, что на самом деле канатные анкера могут повреждаться при срезающем перемещении около 20 мм.

Типичная канатная анкерная система включала концевой участок, тампонируемый во время установки для создания якоря. Оставшийся свободным участок длиной 5 м тампонировался позднее. Это позволяло анкеру сгибаться при перемещении пород, сохраняя податливость и несущую способность во время экскавационных работ.

Применение программы Phase и 3DEC показало, что для работ по анкерowaniu полостей решающей становится последовательность экскавации. Так, анкера в полости платформы испытывают сильное воздействие проходческих работ в эскалаторных стволах. Прогнозируемые здесь перемещения показаны на рис. 4.29 цв. вкл. При строительстве шахт срезающие перемещения создавались еще до экскавации полости станции. После установки анкеров этот эффект уменьшался.

Различная последовательность строительства анализировалась на стадии проектирования в попытках минимизировать срезающие усилия на установленных анкерах. В частности, моделирование показало целесообразность сооружения эскалаторного ствола с примыкающими камерами до экскавации передового туннеля полости платформы.

На стабильность строящихся полостей станции решающее влияние оказала целостность породных целиков между вестибюлем и платформой. В частности, результаты расчетов по программе 3DEC обнаружили наличие наклонных сочленений в пределах породных масс целиков, что могло бы привести к прогибу свода и связанному с этим оседанию поверхности земли. Для изучения и учета неблагоприятных геологических условий проводились бурение разведочных скважин с поверхности в целики и контрольная экскавация. Компьютерная модель дополнялась результатами этих работ, а породные целики усиливались.

5. ПРИМЕРЫ СТРОИТЕЛЬСТВА БОЛЬШИХ ПОДЗЕМНЫХ ПОЛОСТЕЙ

5.1 Общие сведения

Большие полости служат важной составной частью подземных комплексов различного назначения. В частности, такие полости разного размера необходимы, как уже говорилось, для размещения энергетического оборудования подземных электростанций, а также для осуществления полного технологического цикла их работы.

Уникальными по размерам и методам строительства являются научные лаборатории, располагаемые под землей. Установка современных физических приборов требует сооружения весьма крупных полостей, конфигурация и компоновка которых определяются взаимодействием установленного в них оборудования. Соответственно усложняются крепь этих полостей и их экскавация.

Главная причина подземного расположения физических лабораторий – необходимость создать щит из породного массива для очень чувствительных детекторов от космических лучей, попадающих на поверхность Земли из внешнего пространства. Вспышки в детекторах, вызываемые элементарными частицами этих лучей, существенно преобладают над свечением нейтрино, маскируя наличие последних, которые, собственно, и являются одним из главных объектов исследований.

При расположении лабораторий под землей количество частиц космических лучей существенно уменьшается, поскольку они поглощаются толщей горных пород, покрывающих подземные полости.

Преобладающую роль в мировой системе энергоснабжения играют нефть, природный газ, другие производные от них углеводороды. Их хранилища служат буфером между производителем и потребителем, возможности и нужды которых, как правило, не совпадают.

Углеводороды в большинстве случаев хранятся под землей в естественных полостях, однако, в странах, где отсутствуют необходимые геологические условия, разработана технология создания искусственных хранилищ, которые сооружаются горнопроходческими работами. Такие виды хранилища называются LNC (Liquefied Natural Gas – сжиженный природный газ) или LPG (Liquefied Petroleum Gas – сжиженный углеводородный газ).

Поскольку породы, в которых размещается хранилище, никогда не бывают полностью непроницаемыми, изоляция газов и предотвращение их утечек достигается водными завесами, находящимися под давлением. Полость должна быть расположена на глубине, достаточной, чтобы давление подземных вод вокруг полости всегда превышало давление испарения

продукта хранения. Давление воды поддерживается ее инъекциями в породы через скважины водной завесы.

В последние десятилетия развивается концепция LRC (Lined Rock Cavern – закрепленная породная полость). Целью таких хранилищ является обеспечение устойчивости полости при колебаниях давления – сезонных, недельных или суточных, связанных с эксплуатацией полости. При этом способе полость крепится стальной и бетонной внутренней оболочкой, находящейся под высоким давлением газа. Эта нагрузка передается на окружающие породные массы.

Кроме перечисленных вопросов, в главе также показана возможность использования подземного пространства для самого широкого и разнообразного состава промышленных и гражданских объектов. Рассмотрены примеры дизайна и технологии строительства.

5.2 Гидроэлектрические объекты

а) общие компоновочные решения

При сооружении гидротехнических объектов часто возникают проблемы, связанные с особенностями места их размещения и взаимной компоновки составных частей. Так, при расположении полостей в гористой местности необходимо учитывать топографию поверхности. На рис. 5.1 показаны результаты анализа методом конечных элементов различных расстояний полости силового зала электростанции от поверхности склона горы. Штрихами показаны зоны, в которых создаваемые напряжения и срезающие усилия превышают допустимые породным массивом.

Зоны напряжений в породах, окружающих полость, отличаются друг от друга в вариантах, показанных на рис. 5.1. В случае а), где полость наиболее близка к склону, расширение зоны напряжений может привести к его неустойчивости и формировать область высокой проницаемости пород. Через нее вода, стекающая по склону, будет попадать в полость электростанций, как во время строительства, так и при ее работе. Кроме того, ассиметричная конфигурация напряженной зоны требует установки усиленной крепи для стабилизации породных масс. В случаях б) и в) полость удаляется от склона и соответственно уменьшаются напряжения в породном массиве.

В некоторых случаях в проектах подземных гидроэлектростанций вместо одной сооружается несколько крупных полостей, например, трансформаторная полость располагается параллельно главной силовой, что позволяет уменьшить ширину последней, а также изолировать трансформаторы в случае пожара. При такой конфигурации комплекса полости желательно располагать как можно ближе друг к другу, что позволяет уменьшить длину дорогостоящих коммуникационных устройств (шинных соединений) между генераторами и

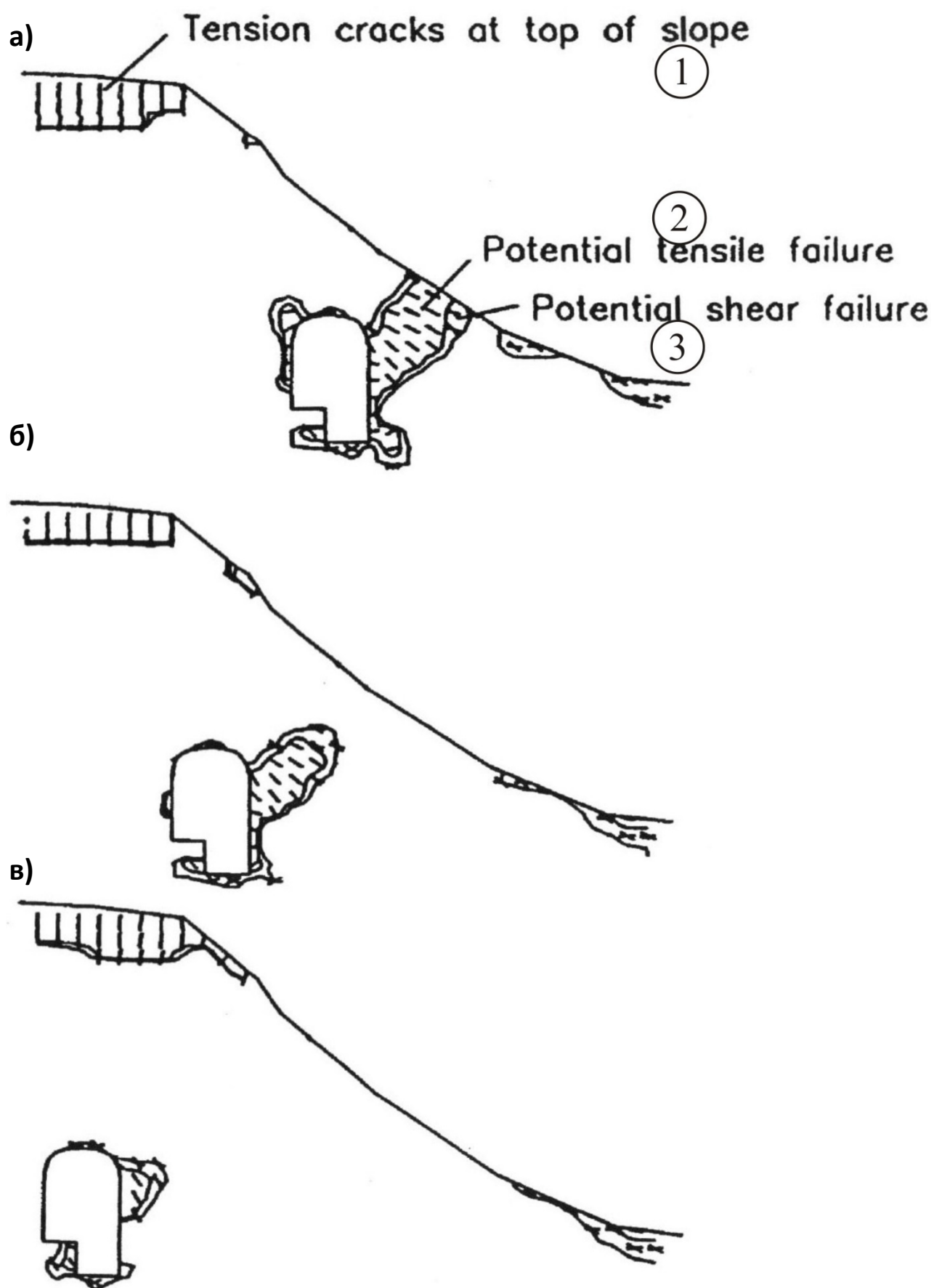


Рис. 5.1. Результаты анализа методом конечных элементов различных расстояний главной полости гидроэлектростанции от поверхности склона

Объяснения к рис. 5.1:

а) наиболее близкое расположение к склону;

б) промежуточное положение;

в) удаленное расположение полости от склона.

1 – трещины на вершине склона; 2 – зона возможных обрушений;

3 – зона возможного сдвига.

трансформаторами. Однако, близкое расположение полостей может создать неблагоприятные напряжения в целике пород между ними.

Рис. 5.2 показывает результаты анализа, в котором варьируются расстояния между двумя параллельными полостями. Этот анализ предполагает, что комплекс расположен на глубине 280 м в слабом алевролите, а отношение горизонтальных к вертикальным напряжениям составляет 1,5 к 1. Контуры, изображенные на рисунке, определяют фактор безопасности - соотношение между крепостью пород и максимальными ожидаемыми напряжениями в породных массах, окружающих полости. В зонах, где это соотношение меньше 1, возможно обрушение пород.

Для случая а) расстояние между двумя полостями примерно равно половине высоты большей полости и зона разрушающих напряжений распространяется на весь целик. Последний требует усиленного крепления в виде тампонируемых канатных анкеров, перекрывающих всю ширину целика.

Для случая в) ширина целика примерно в 1,5 раза превышает высоту большей из двух полостей. Здесь зона разрушающих напряжений весьма ограничена, а в центре целика соотношение между крепостью пород и напряжениями в нем равно 4.

Вариант б) представляет ситуацию разумного компромисса, принимаемого для многих гидроэлектрических проектов, когда расстояние между полостями примерно равно высоте большей из них, что вполне приемлемо с точки зрения электрических соединений. Поля напряжений в породах во

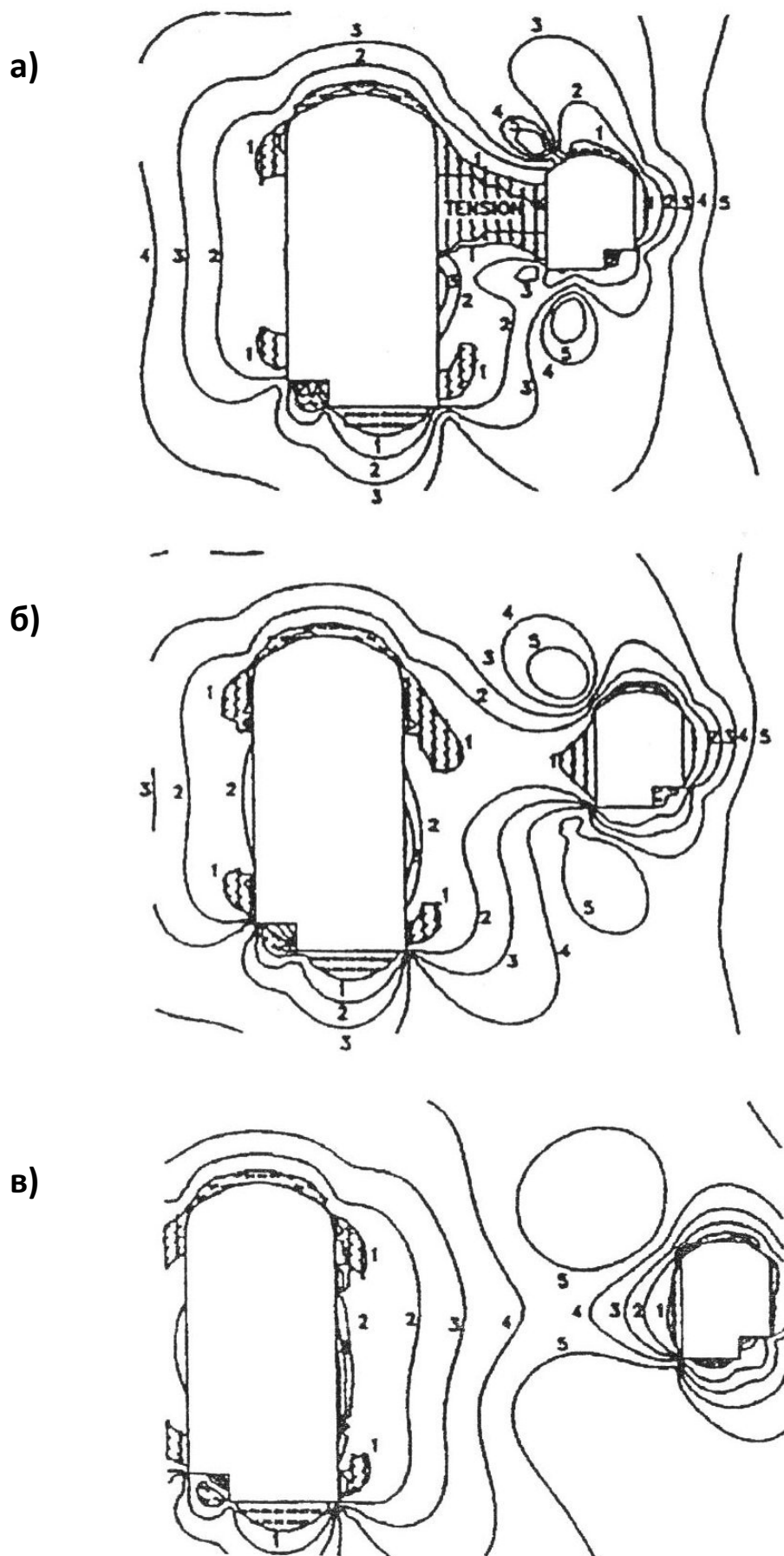


Рис. 5.2. Устойчивость пород, окружающих главные полости гидроэлектростанции, в зависимости от расстояние между ними

Объяснения к рис. 5.2:

- а) расстояние между полостями примерно равно половине высоты большей полости;*
- б) расстояние между полостями примерно равно высоте большей полости;*
- в) расстояние между полостями примерно в 1,5 раза превышает высоту большей полости.*

круг полостей воздействуют друг с другом, но зоны разрушений невелики и не требуют существенных изменений вида крепи.

На рис. 5.3 (цв. вкл.) показана схема расположения составных частей гидроэлектрического комплекса, а на рис. 5.4 (цв. вкл.) – трехмерная (пространственная) модель напряжений в главных полостях подземной гидроэлектростанции. На рис. 5.5 приведены различные варианты компоновки главных полостей с примыкающими камерами и туннелями.

Состояние полости большого размера в значительной степени определяется ее формой. В крепких породах, где их обрушение маловероятно, форма сечения полости обычно принимается подобно показанной на рис. 5.6а. Арочная кровля обеспечивает стабильность пород над полостью. Вертикальные стены упрощают ведение буровзрывных работ, установку крепи и опорных колонн мостового крана.

Проблемы с такой формой полости возникают в слабых породах с высокими горизонтальными напряжениями в массиве. Высокие прямые стены отклоняются вовнутрь полости и в условиях, рассмотренных на рис. 5.6а составляют 38,5мм. Стабилизация породных масс, окружающих эту полость, потребует значительных усилий и крупномасштабной установки затампонированных канатных анкеров или анкерных болтов.

Альтернативная форма полости показана на рис. 5.6б. Эта эллиптическая форма использовалась в некоторых подземных электростанциях Германии и Индонезии. Глубина напряженных зон в стенах такой полости уменьшена по сравне-

a)

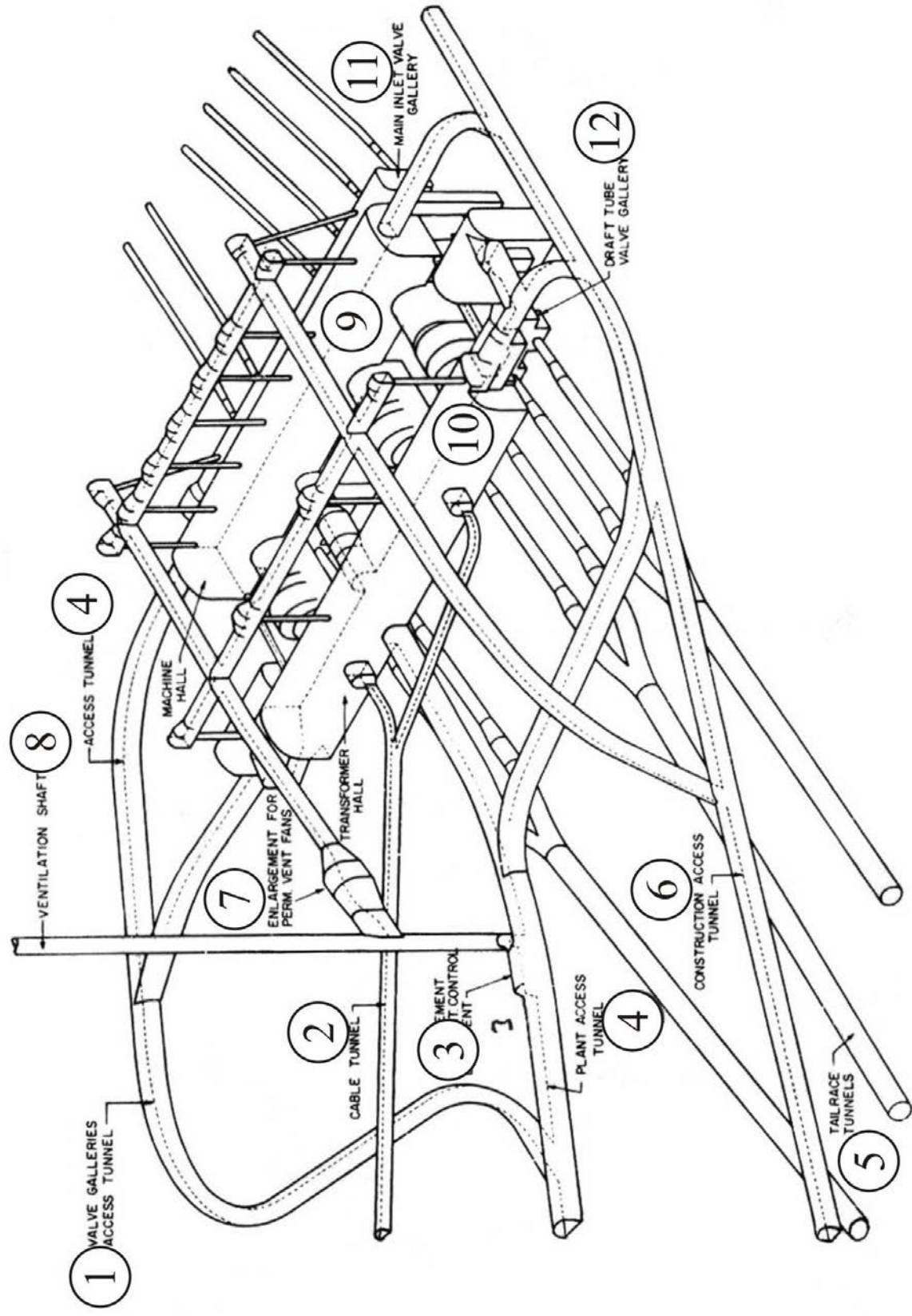


Рис. 5.5. Основные компоновочные решения подземного комплекса электростанции

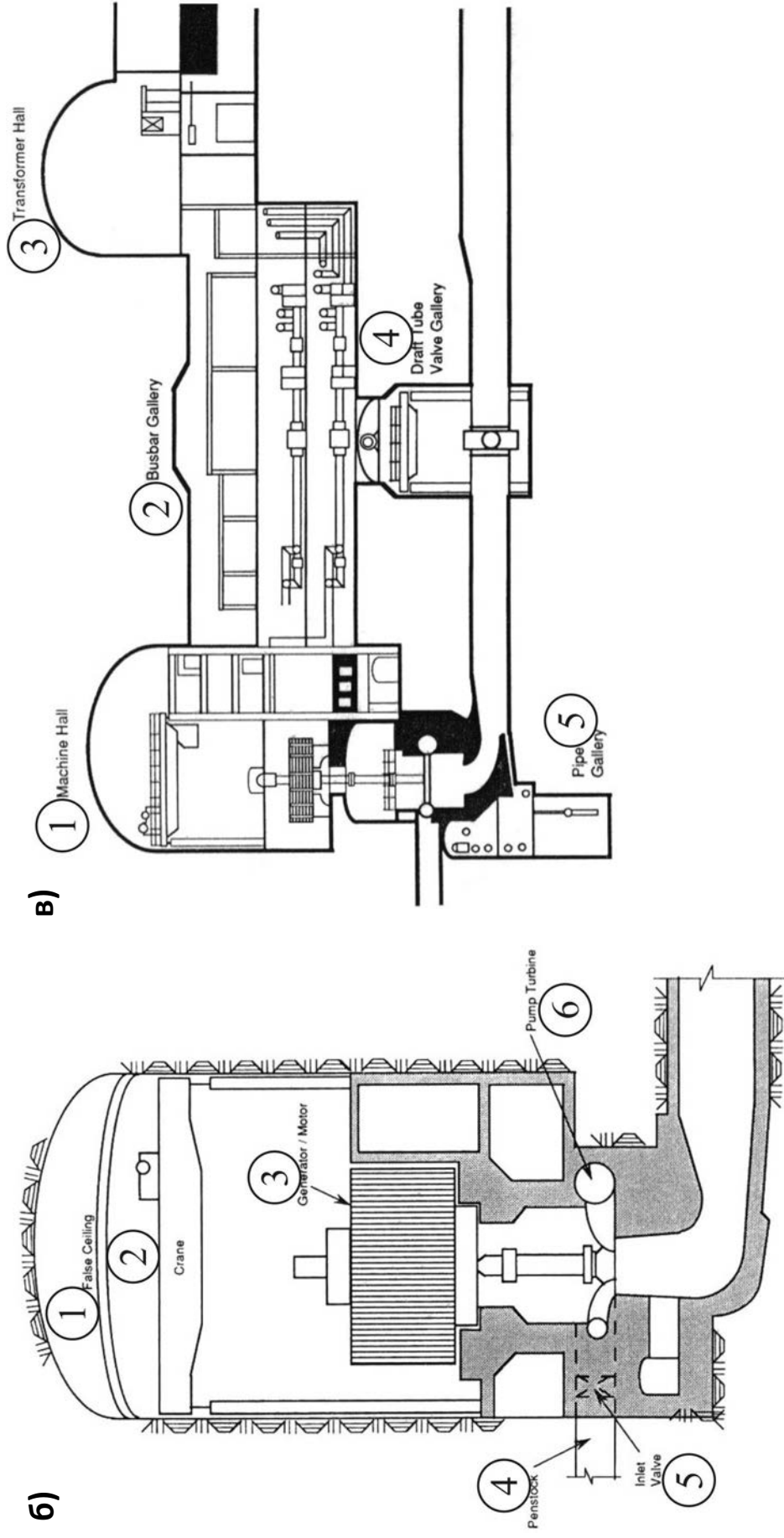
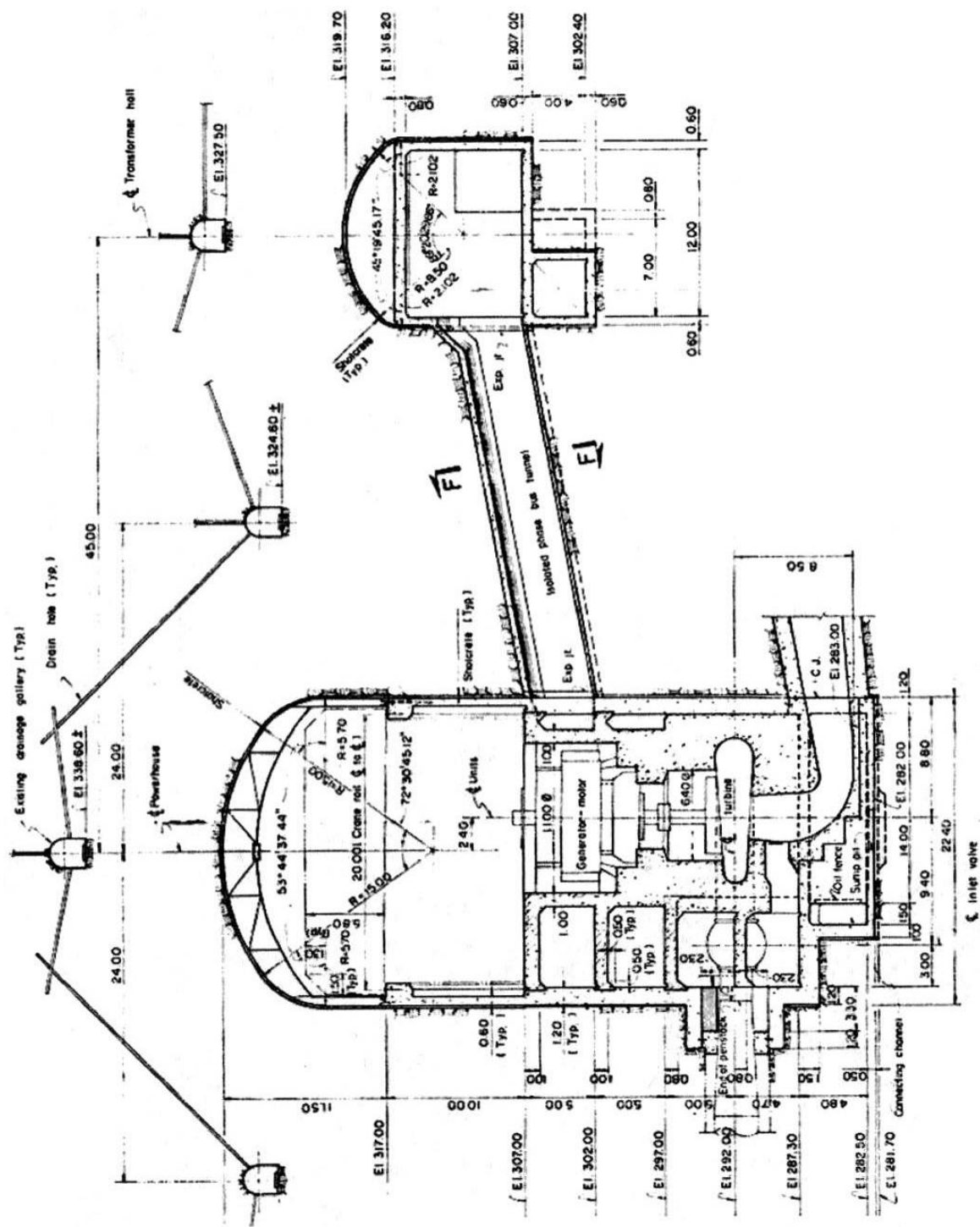


Рис. 5.5. Основные компоновочные решения подземного комплекса электростанции
(продолжение)



г)

Рис. 5.5. Основные компоновочные решения подземного комплекса электростанции (окончание)

Объяснения к рис. 5.5:

а) изометрическая схема компоновки главных полостей подземной электростанции с примыкающими камерами и туннелями.

1 – туннель доступа к камере задвижек; 2 – кабельный туннель; 3 – расширение для оборудования управления вентиляцией; 4 – туннель доступа; 5 – хвостовые туннели; 6 – строительный туннель доступа; 7 – расширение для вентиляционного оборудования; 8 – вентиляционный ствол; 9 – главный ствол; 10 – трансформаторный зал; 11 – главный вход в галерею задвижек; 12 – отводящая труба галереи задвижек.

б) компоновка главного зала электростанции Dinorwic, Уэльс, Великобритания с примыкающими туннелями.

1 – подвесной потолок; 2 – кран; 3 – генератор/мотор; 4 – подводящий туннель; 5 – входная задвижка; 6 – турбина-насос.

в) компоновка главных залов электростанции Northfield Mountain, штат Коннектикут, США.

1 – главный зал; 2 – шинная галерея; 3 – трансформаторный зал; 4 – отводящая труба галереи задвижек; 5 – трубная галерея.

г) компоновка главных залов электростанции Mingtan, Тайвань.

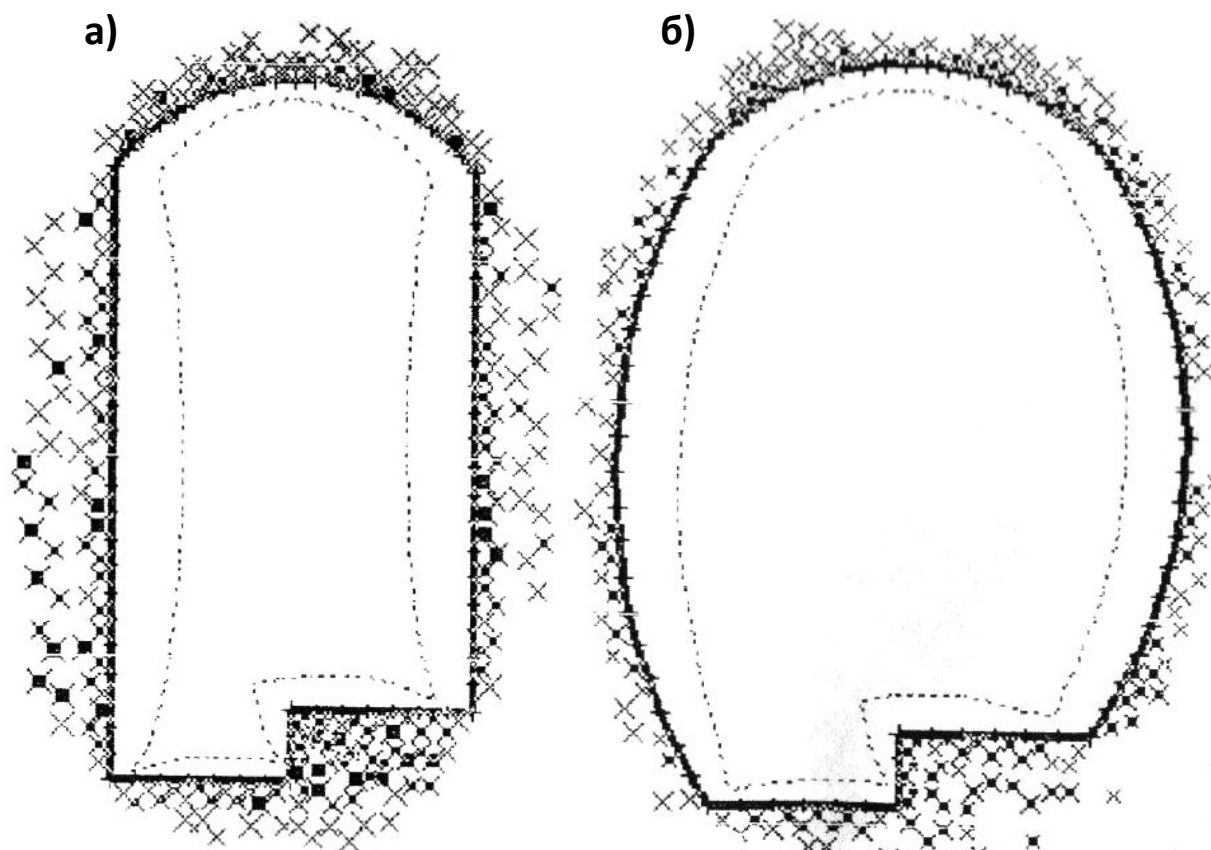


Рис. 5.6. Форма сечения крупных полостей (на примере силового зала гидроэлектростанции)

в)

Рис. 5.6. Форма сечения крупных полостей (на примере силового зала гидроэлектростанции) (окончание)

а) вертикальные стены; б) эллиптические стены; в)

нию с традиционной, что позволяет в большей степени стабилизировать состояние полости и снизить требования к прочности крепи.

Хотя с геотехнической точки зрения эллиптическая форма целесообразна, она имеет практические недостатки. Ее строительство требует большей тщательности выполнения, чем сооружение вертикальных стен, а монтаж и ремонт мостового крана должны быть приспособлены к их изогнутости.

Далее приводятся примеры строительства больших подземных полостей гидроэлектрических объектов разных стран мира.

б) примеры строительства гидроэлектрических полостей

Технология работы подземных гидроэлектрических комплексов подробно рассмотрена в книге авторов «Подземные структуры», ч. 1, Донецк, «Норд-Пресс», 2005. Поэтому дальнейшее описание сосредотачивается, главным образом, на дизайне и строительстве больших полостей, входящих в эти комплексы.

Комплекс Mingtan, Тайвань, расположенный в географическом центре страны, в качестве верхнего резервуара использует существующее озеро San Moon. Нижний резервуар создан плотиной высотой 60 м на реке Shuili. Два напорных туннеля длиной 3 км диаметром 7,5 м подают воду к шести реверсивным турбонасосам, установленным в зале длиной 158 м, шириной 22 м, высотой 46 м. Трансформаторы размещаются в параллельной полости длиной 170 м, шириной 13 м, высотой 20 м. Общая генерируемая мощность станции – 1600 MW.

Подземный комплекс электростанции расположен на глубине примерно 300 м от поверхности в песчанике, с включениями алевритов и нескольких слоях алевритов. Тонкозернистые песчаники иногда переходят в кварциты. Как правило, прочные они могут быть слегка или средне выветрены. Местами встречаются слабые зоны сильно выветренного или измененного материала. Массивные слои песчаника иногда имеют мощность до 7 м.

В зоне строительства полостей были встречены 8 нарушенных зон, параллельных плоскостям напластования и расположенных обычно в относительно слабых алевролитах. Эти зоны состоят из множественных слоев глины и размягченных или распавшихся пород.

Первоначальная ориентация главной (силовой) полости, показанная на рис. 5.7, была выбрана, чтобы выдержать прямолинейную конфигурацию напорных туннелей подачи воды и туннелей ее сброса. Из-за возможных проблем с формированием породных клиньев в кровле, продольных или поперечных стенах подземный комплекс был развернут на 26^0 так, что

простираение плоскостей напластования пород было почти перпендикулярно осям полостей.

При выборе формы сечений полостей исследовались три варианта:

- грибовидная форма с бетонной аркой;
- традиционная подковообразная форма с вертикальными стенами;
- эллиптическая форма, оптимизирующая распределение напряжений в

окружающем породном массиве.

Результаты цифрового моделирования этих трех форм полостей показаны на рис.5.8. Их сравнительное изучение показало, что грибообразная форма с бетонной аркой оказалась неприемлемой из-за ожидаемого разрушения арки. Лучшее распределение напряжений показала эллиптическая форма, однако, анализ определил, что затраты на ее крепь немногим меньше подковообразной формы сечения полости. Учитывая, что последняя упрощает строительные работы из-за наличия вертикальных стен, этот вариант и был принят проектом.

Варьировалось также расстояние между силовым и трансформаторным залами. Оптимальным результатом оказа-

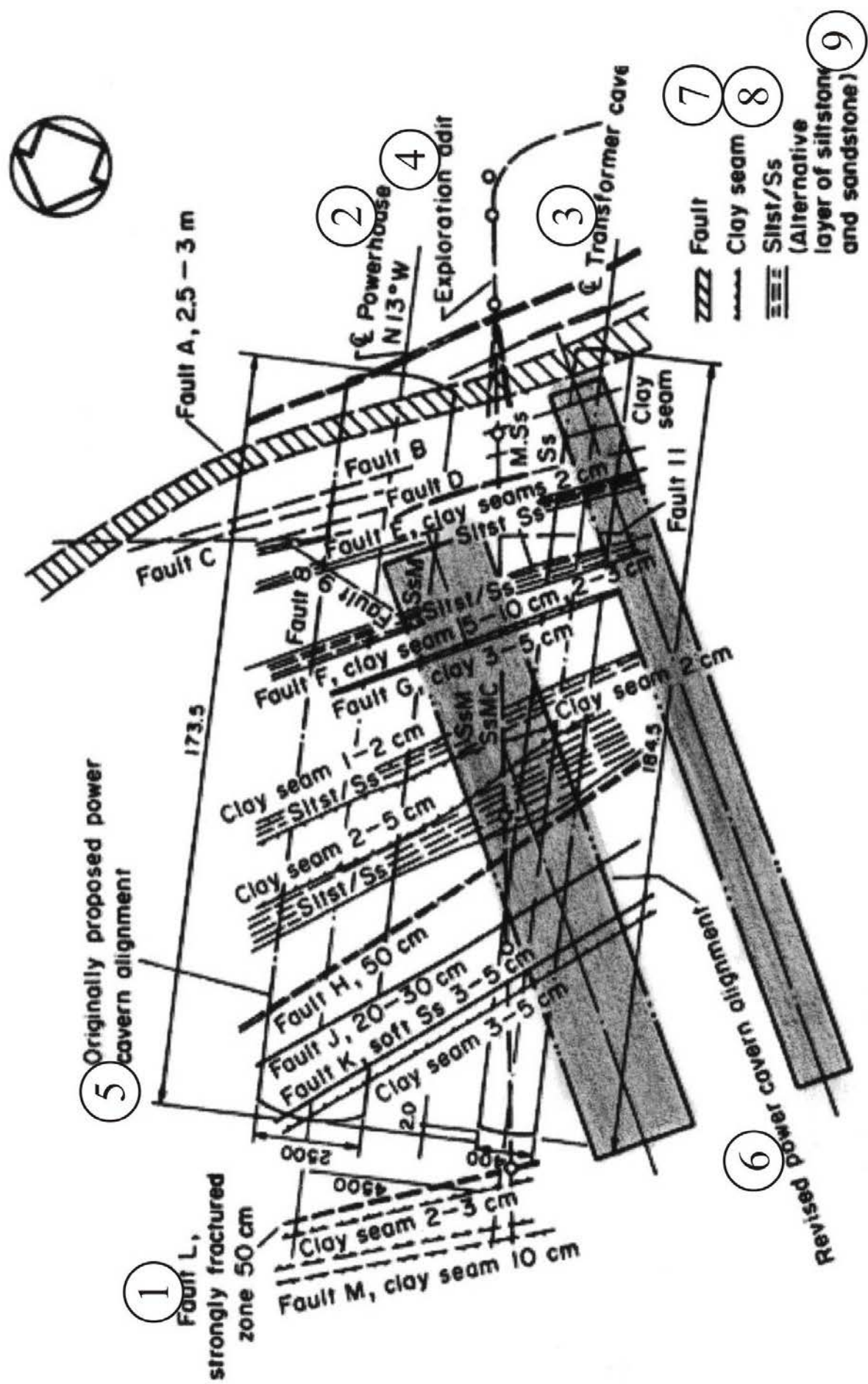


Рис. 5.7. Первоначальная и окончательная ориентация подземных полостей электростанции

Объяснения к рис. 5.7:

1 – нарушение; 2 – главный зал; 3 – трансформаторный зал; 4 – разведочный туннель; 5 – первоначальная ориентация полостей; 6 – окончательная ориентация полостей; 7 – нарушение; 8 – слой глины; 9 – алевролиты и песчаники.

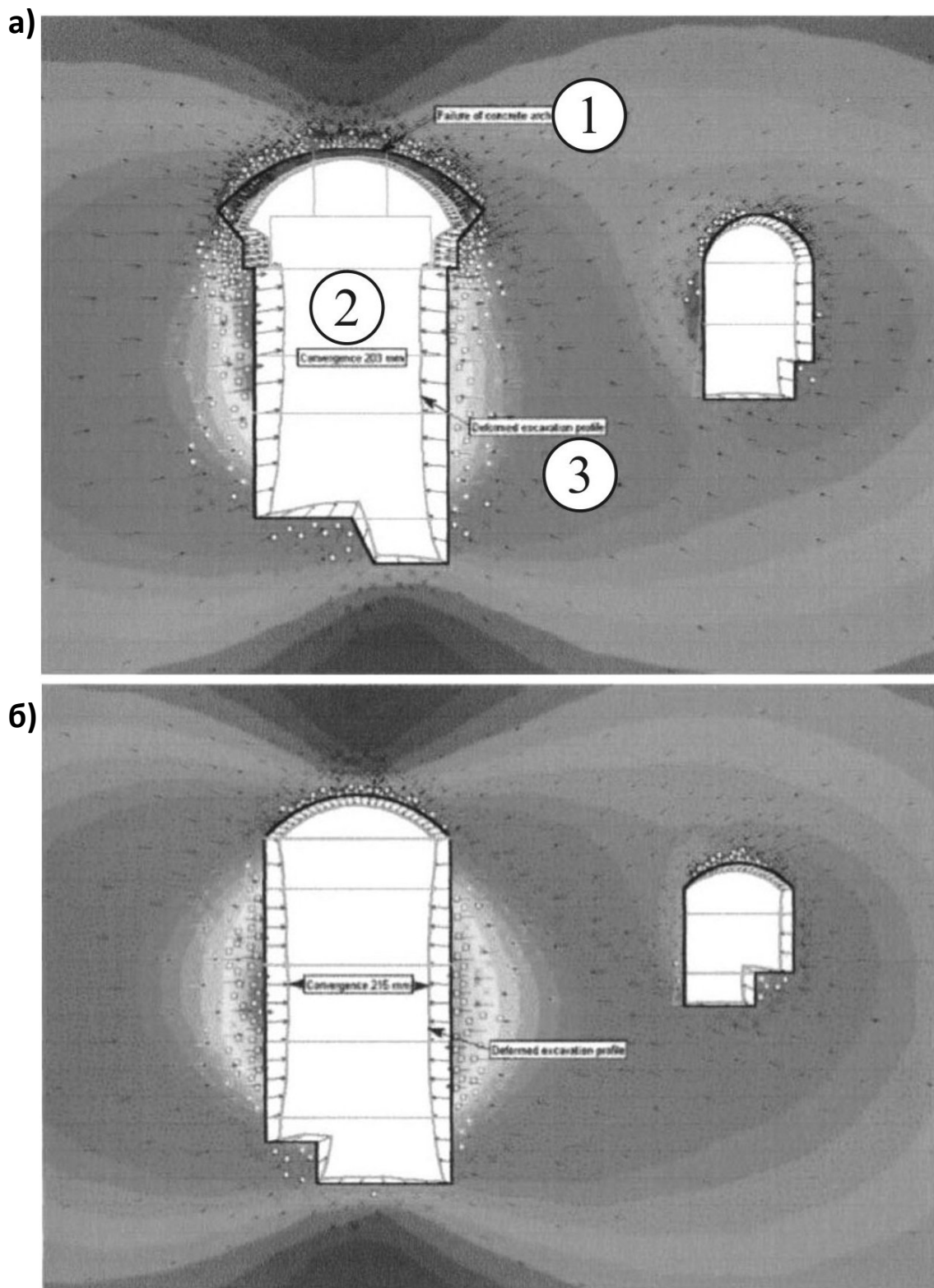


Рис. 5.8. Результаты цифрового моделирования трех форм сечения главных залов электростанции

в)

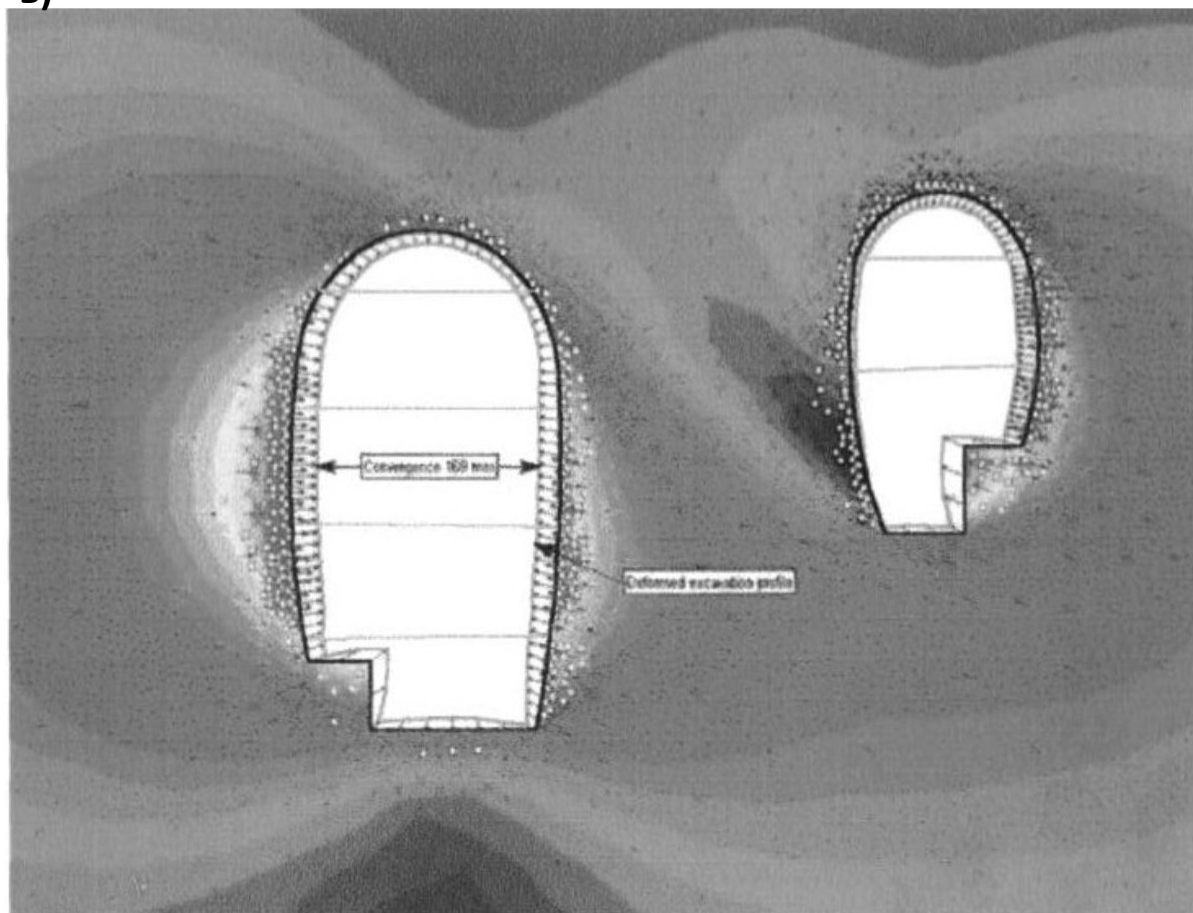


Рис. 5.8. Результаты цифрового моделирования трех форм сечения главных залов электростанции (окончание)

а) грибообразная форма; б) подковообразная форма с вертикальными стенами; в) эллиптическая форма.

1 – деформация бетонной арки; 2 – конвергенция; 3 – деформированный контур

лась ширина целика между залами равная высоте большей полости – силового зала.

Влияние нарушений на стабильность полости было предметом особой озабоченности, в связи с чем в максимально возможной степени глиняные прослойки в нарушенных зонах углублялись высоконапорным вымыванием. Образовавшиеся пустоты заполнялись безусадочным цементом (рис. 5.9 а). Было обнаружено, что вымыв и замена глинистых прослойков могут выполняться на глубину до 4 м. Наиболее мощные и ослабленные нарушения были обработаны подоб-

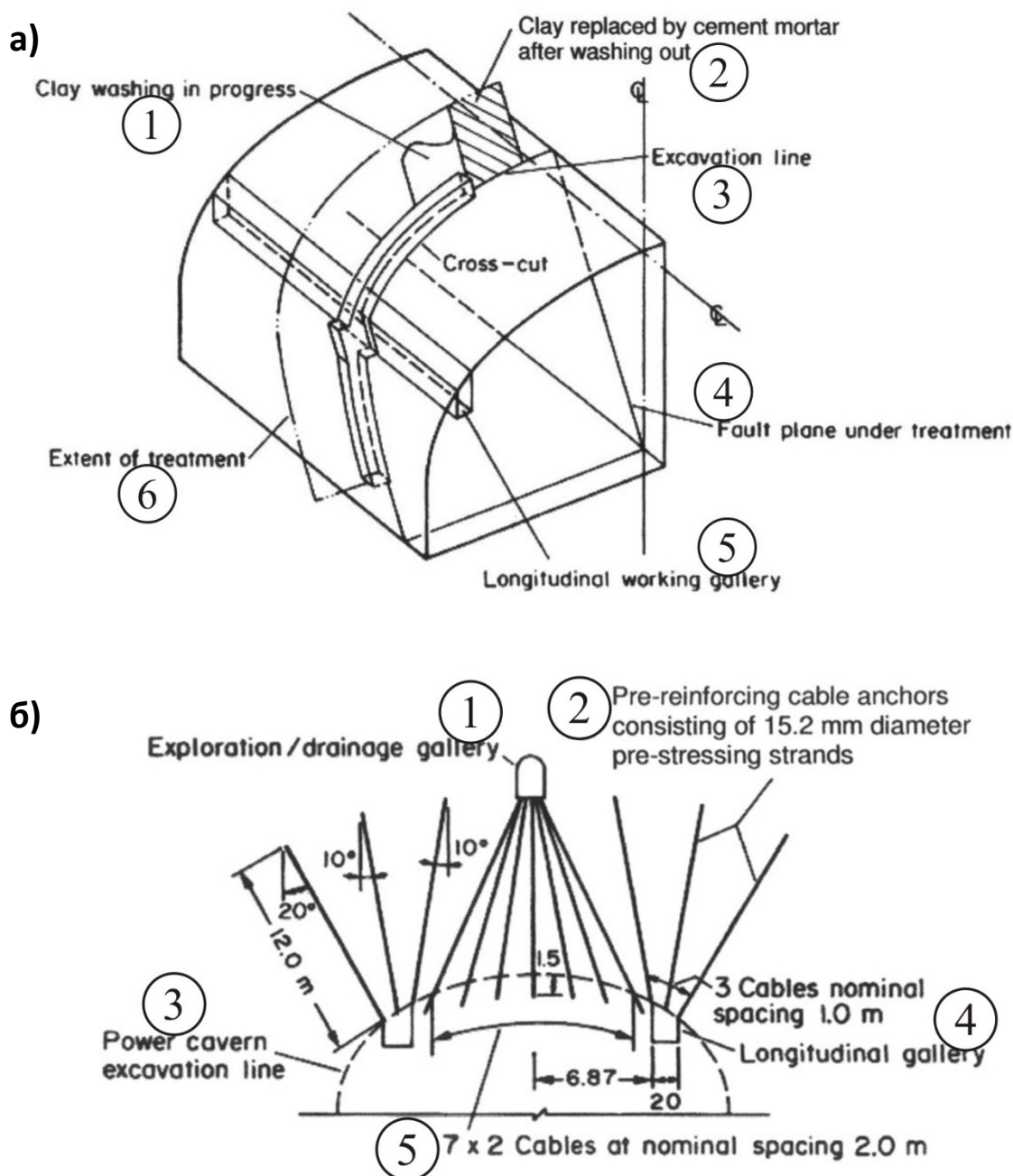


Рис. 5.9. Усиление свода полости главного зала электростанции

а) вымывание и замещение слоев глины в нарушениях, встреченных при строительстве главного зала электростанции Mingtan. 1 – процесс вымывания глины; 2 – замещение глины цементным раствором; 3 – линия экскавации; 4 – плоскость нарушения; 5 – продольная рабочая галерея; 6 – расширение обрабатываемой зоны.

б) предварительное укрепление кровли полости тампонируемыми канатными анкерами из продольной рабочей галереи и существующей разведочной/дренажной галереи. 1 – разведочная/дренажная галерея; 2 – канатные анкера диаметром 15,2мм; 3 – линия экскавации; 4 – продольная галерея; 5 – расстояние между канатными анкерами 2м

ным образом вручную и заполнены на такую же глубину. После этих работ кровля полости была укреплена тампонирующими канатными анкерами (рис. 5.9 б). Анкера устанавливались до окончания проходческих работ в полости главного зала и их предварительного натяжения не требовалось, поскольку канаты нагружались при деформациях, вызванных экскавацией. Длина канатных анкеров составляла 10-12м в кровле и 10-15м в стенах полости в зависимости от материала, в котором закреплялись анкера.

Дизайн комплекса Mingtan выполнялся с использованием двухмерной цифровой модели.

Электростанция *Teesta Hydroelectric Project*, расположена в East Sikkim, Гималаи, Индия. Общая мощность станции после завершения окончательной (VI) стадии строительства составит 3635 MW, из которых строящаяся в настоящее время стадия V будет генерировать 510 MW тремя турбинными агрегатами.

Станция проектировалась и строится с участием норвежских специалистов и с учетом их опыта.

В состав подземного комплекса входят напорный туннель подачи воды длиной 17,75км, главный (силовой) зал с размерами 117,5х22х47,5м, трансформаторный зал с размерами 82,5х15х25м, вспомогательные туннели, буферный ствол, другие менее значительные объекты (рис. 5.10). Подземные сооружения располагаются в слабо метаморфизованных породах удовлетворительного и хорошего качества на глубине около 165 м. Породные массы, состоящие, в основном, из филлитов и кварцитовых филлитов, имеют слоистую, иногда размятую структуру. Толщина тонких глинистых прослоев и раздробленного материала колеблется от 5 см до 30 см (рис. 5.11).

Крепь кровли полостей состоит из анкерных болтов длиной 6 м диаметром 25 мм, длиной 12 м диаметром 36 мм и четырех слоев набрызгбетона общей толщиной 200 мм, крепь стен – из анкерных болтов длиной 7,5м, 9,0м и 12,0м диамет-

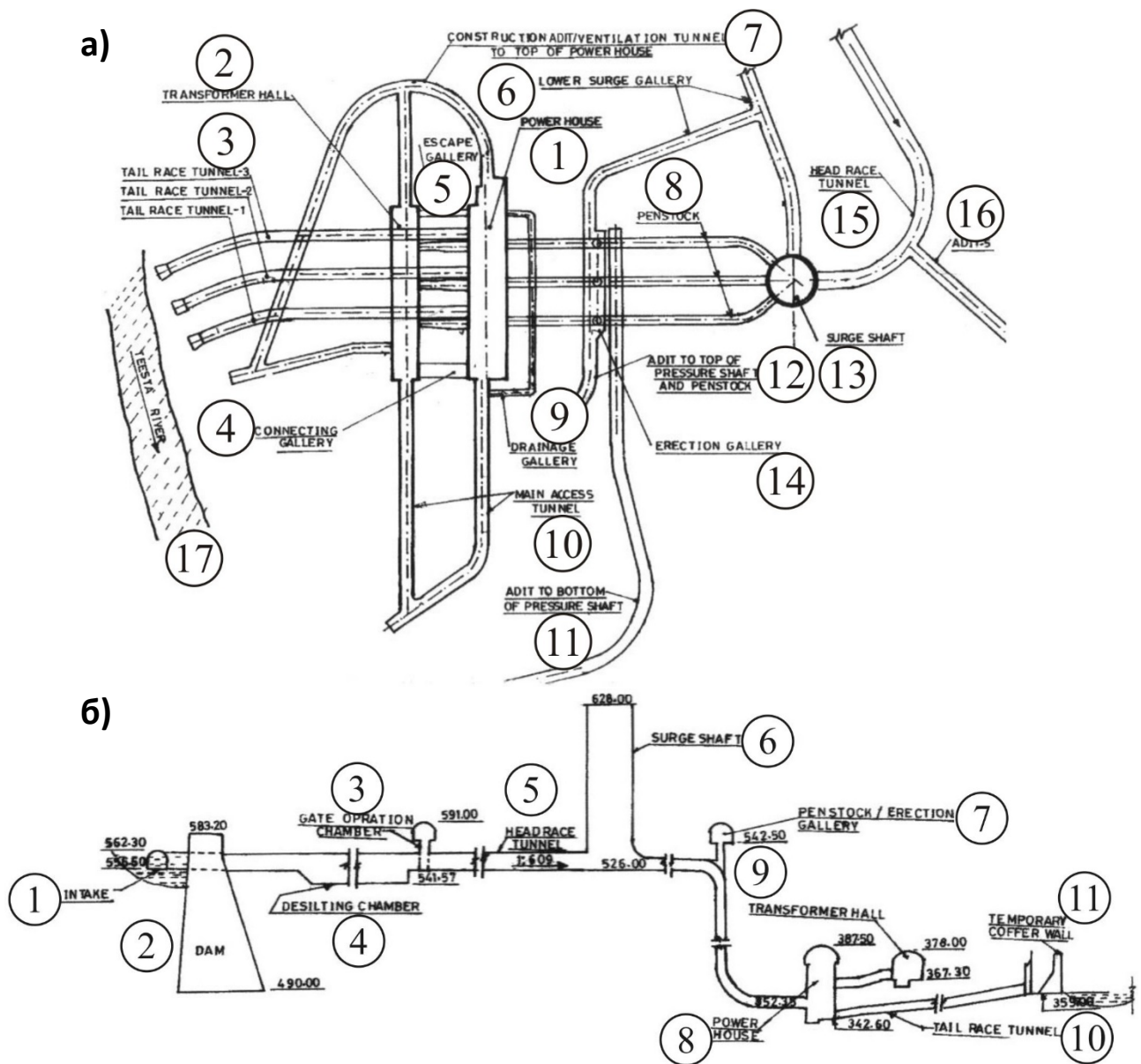


Рис. 5.10. Общие компоновочные решения подземного комплекса электростанции

а) план. 1 – главный зал; 2 – трансформаторный зал; 3 – туннель сброса воды; 4 – соединительная галерея; 5 – галерея аварийного выхода; 6 – нижняя буферная галерея; 7 – строительный/вентиляционный туннель; 8 – туннели, подводящие воду; 9 – дренажная галерея; 10 – главный туннель доступа; 11 – туннель к низу напорного ствола; 12 – туннель к верху напорного ствола; 13 – буферный ствол; 14 – монтажная галерея; 15 – туннель, подающий воду; 16 – туннель; 17 – река Teesta.

б) разрез. 1 – вход; 2 – плотина; 3 – камера управления герметичными воротами; 4 – камера отстаивания; 5 – напорный туннель подачи воды; 6 – буферный ствол; 7 – монтажная галерея; 8 – главный зал; 9 – трансформаторный зал; 10 – туннель сброса воды; 11 – временная плотина

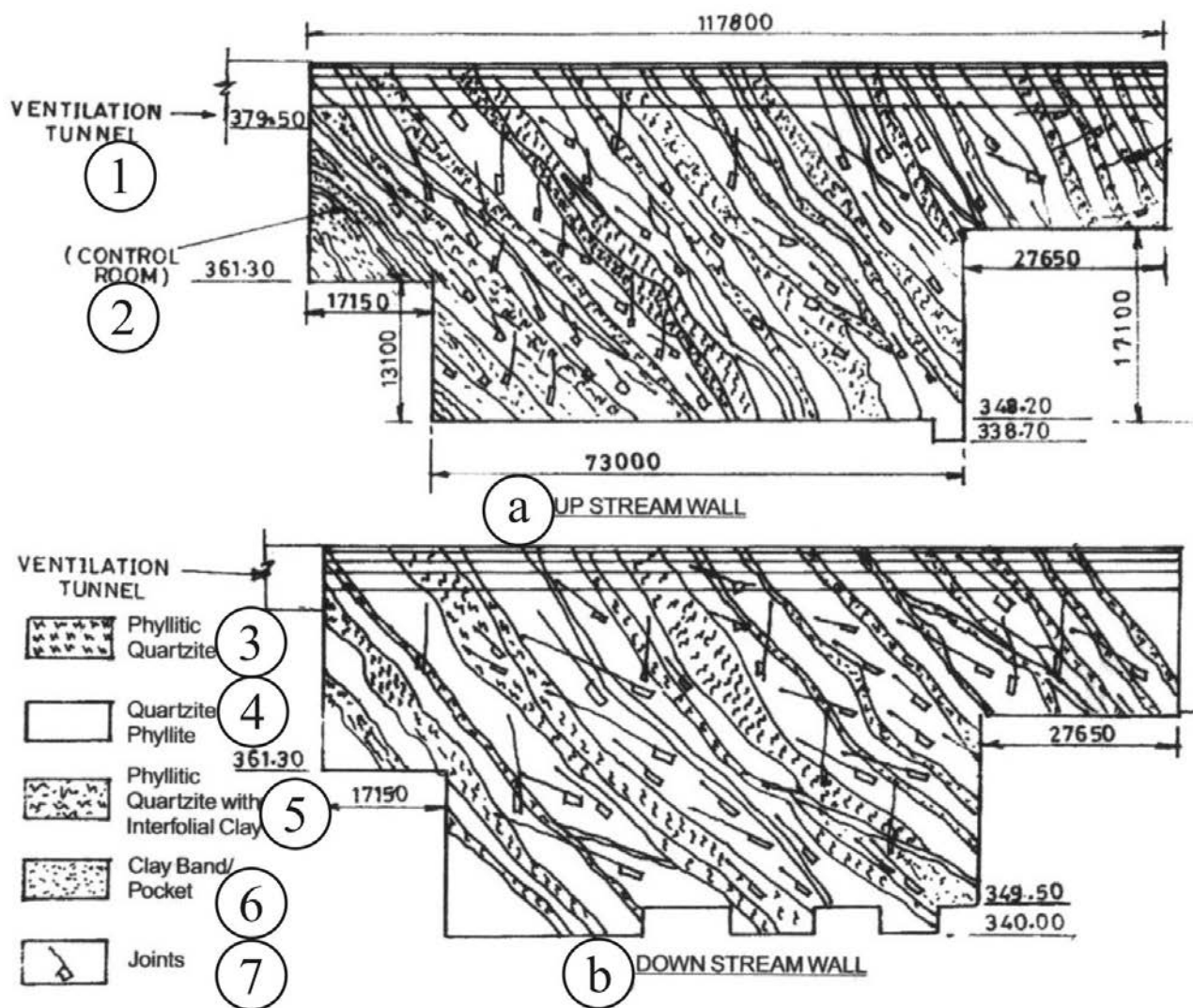


Рис. 5.11. Структурная карта стен полости

а) стена со стороны подачи воды; б) стена со стороны сброса воды.

1 – вентиляционный туннель; 2 – камера управления; 3 – филлитный кварцит; 4 – кварцитовый филлит; 5 – филлитный кварцит с включениями глины; 6 – карманы или слои глины; 7 – сочленения

ром 36мм и двух слоев набрызгбетона общей толщиной 100мм. Набрызгбетон усиливался проволоочной сеткой. Туннели поддерживаются болтами длиной 3м диаметром 25мм с расстоянием между центрами 2м, набрызгбетоном с толщиной слоя 100мм и металлической сеткой.

Для облегчения экскавации полости главного зала высотой 47,5 м проводились туннели доступа, используемые в дальнейшем для технологических целей (рис. 5.12):

- вентиляционный туннель на отметке 379,5м с размера-



Рис. 5.12. Портал туннеля доступа электростанции Teesta

ми сечения 7х6,5 м;

- главный туннель доступа на отметке 367,3м с размерами 8х7,6м;
- туннели шинопроводов на отметке 361,5м с размерами 6х6,1м;
- напорные шахты на отметке 351,0м с размерами 7х6,95м;
- туннели сброса воды на отметке 340,0м с размерами 8х6,8 м.

Во избежание нарушений породного массива во время строительства полости и в целях лучшего контроля установки крепи экскавация выполнялась в две стадии (рис. 5.13). Вначале сооружался свод полости между отметками 379,5м и 387,7м с поочередной экскавацией центральной и боковых частей. Схема бурения скважин для взрывания центральной части показана на рис. 5.14. Расстояние между периферическими скважинами составляло 150мм (рис. 5.15).

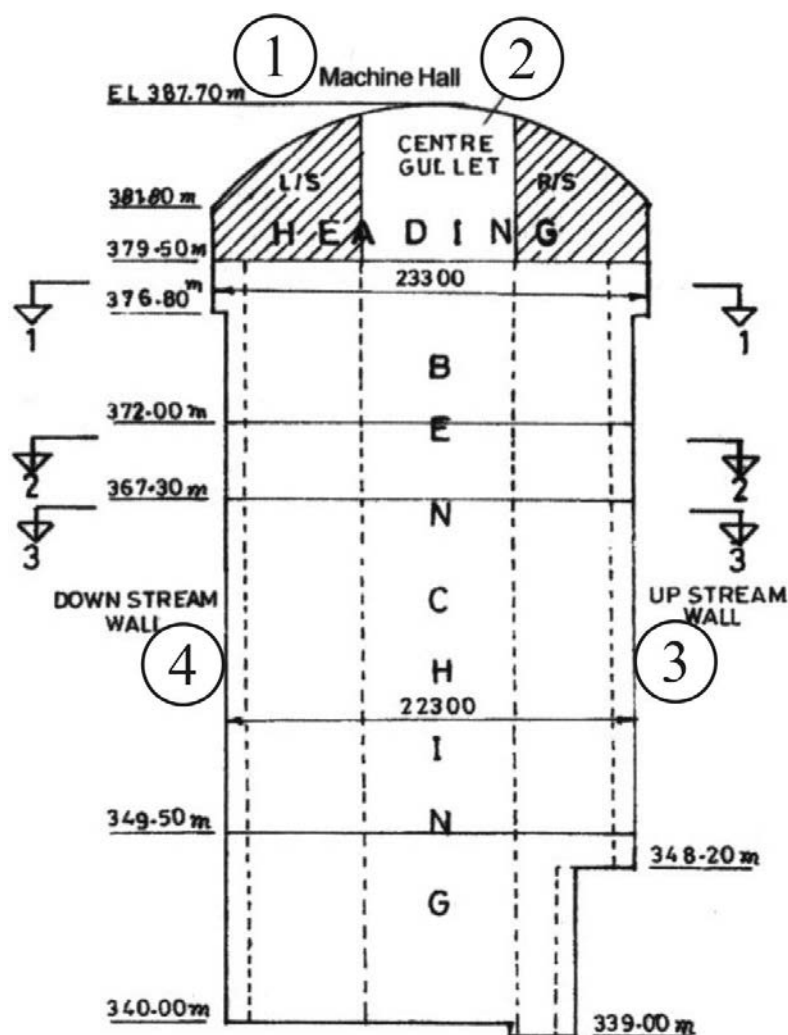


Рис. 5.13. Последовательность экскавации полости главного зала электростанции

1 – главный зал; 2 – передовой туннель; 3 – стена со стороны подачи воды; 4 – стена со стороны сброса воды.

Технология дальнейшего строительства показана на рис.5.16. Часть полости ниже свода между отметками 376,8м и 367,3 м проходила с использованием главного туннеля доступа, расположенного на отметке 367,3 м, к которому для транспортировки отбитой породы направлялась рампа с уклоном 10% (рис. 5.17).

Технология строительства части полости между отметками 367,3 м и 351,0 м показана на рис. 5.18, сечение свода полости – на рис. 5.19.

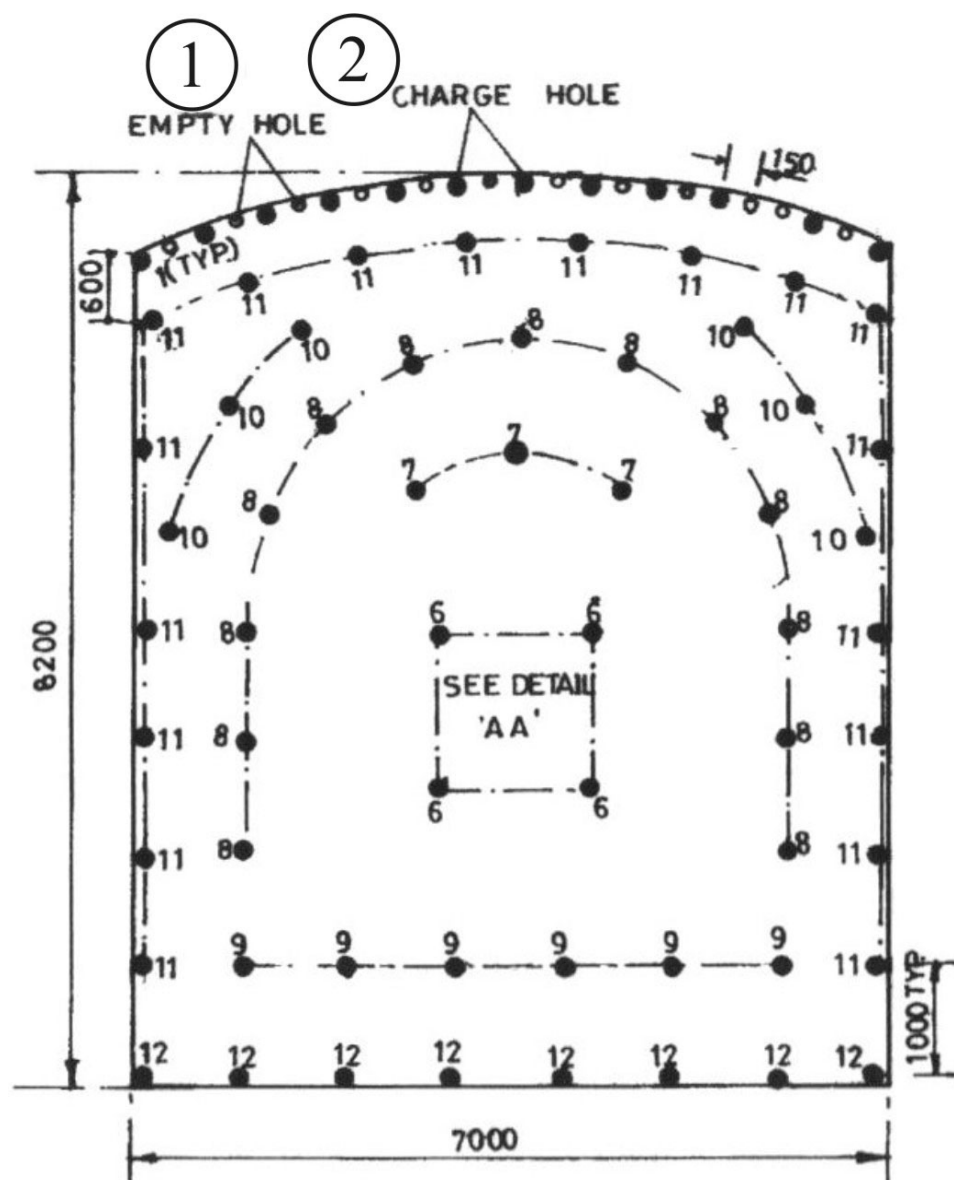


Рис. 5.14. Схема бурения скважин взрывания в центральной части свода полости

1 – пустые скважины; 2 – заряженные скважины

Электростанция Estangento Sallente, Catalune, Испания, расположенная в Пиренеях, оборудована четырьмя турбинными агрегатами общей мощностью 415 MW. Верхним резервуаром является естественное озеро Estangento (рис. 5.20, 5.21), связанное с серией других естественных водоемов передаточными туннелями. Нижний резервуар создан плотиной высотой 50 м и длиной 350 м.

Разница высот между резервуарами, создающая напор воды, составляет примерно 400 м. Два напорных водоподводящих ствола диаметром 3,5 м закреплены металлом и наклоне-

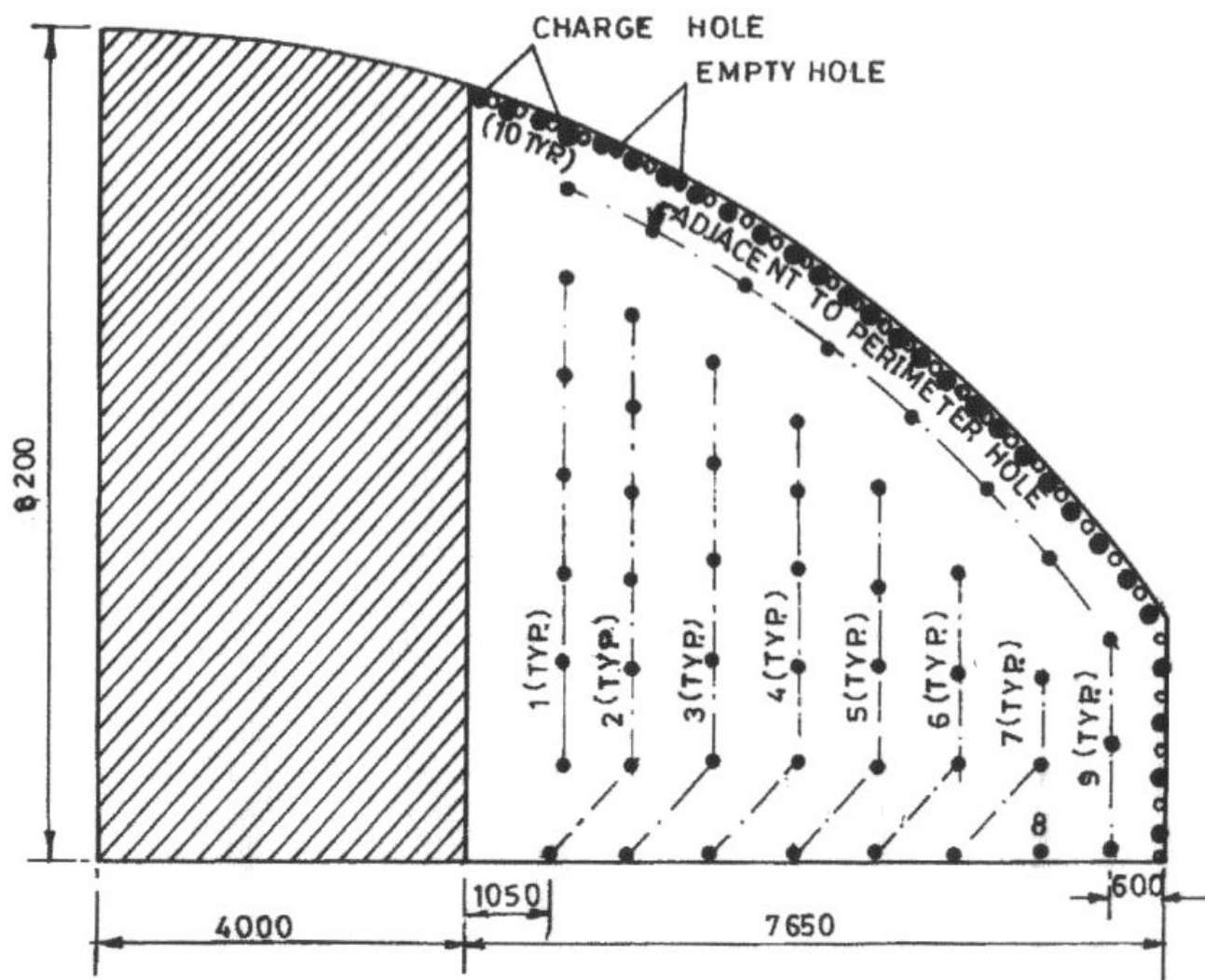


Рис. 5.15. Схема бурения скважин в боковых частях свода полости

ны под углом 51° . Их экскавация выполнялась буровой туннельной машиной.

Породы в районе электростанции состоят из гранитного батолита – крупного интрузивного массива и окружающего его метаморфизованного материала, включающего кварцы, филлиты, кристаллические сланцы. Гранитный батолит представляет из себя среднезернистый гранодиорит, который содержит многочисленные кварцевые и мелкозернистые гранитные жилы.

Подземная полость главного зала имеет максимальную высоту 37,5м, ширину 20м, длину 89м и расположена на глубине примерно 100м в районе контакта между гранодоритом и метаморфизованными породами.

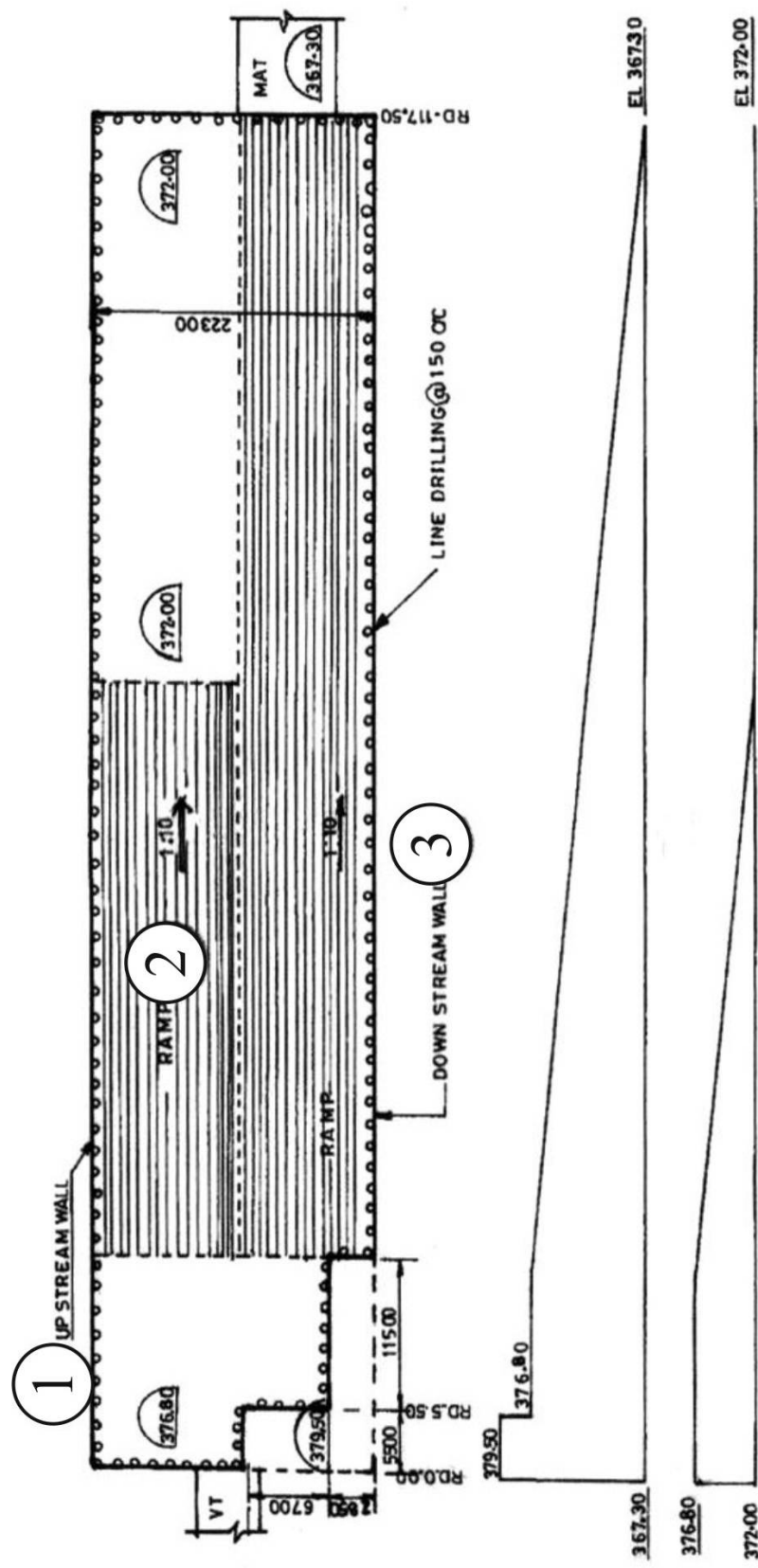


Рис. 5.17. Технология строительства полости главного зала электростанции Тееста на отметках высоты от 376,8м до 367,3м

1 – стена со стороны подачи воды; 2 – рампа; 3 – стена со стороны сброса воды

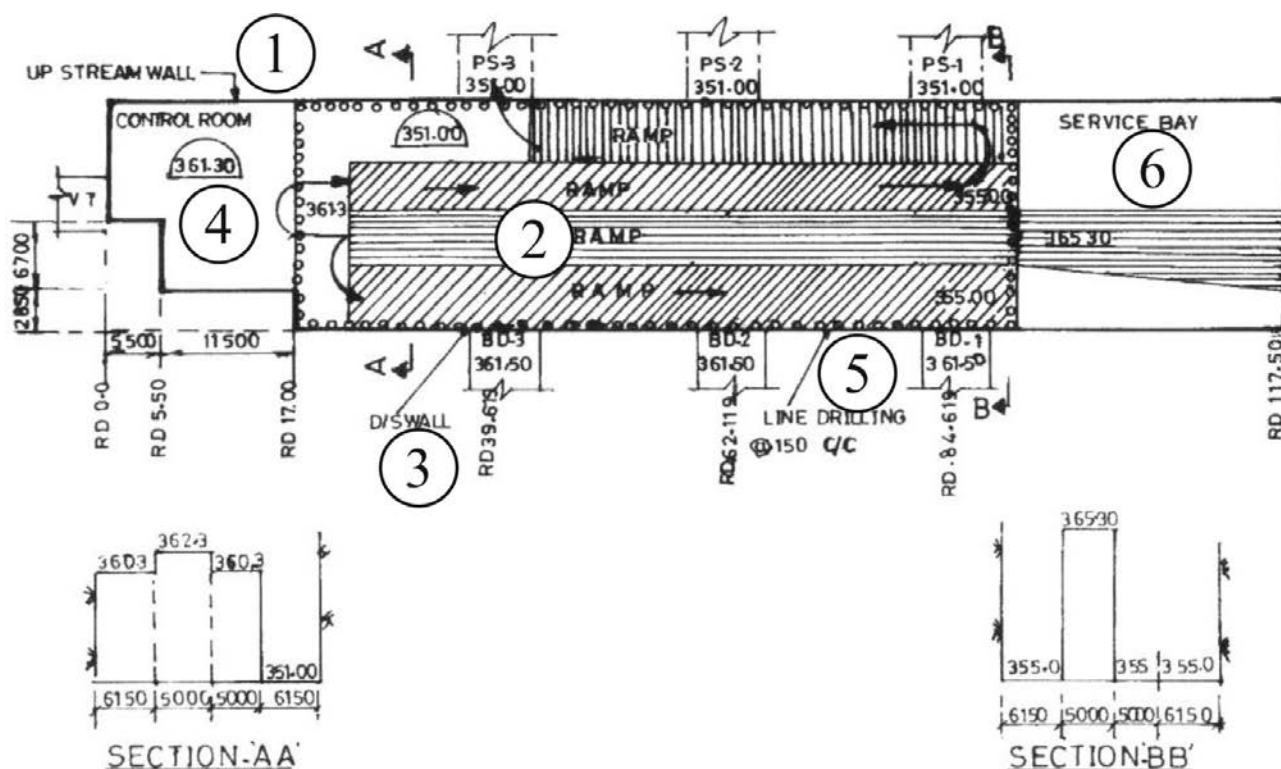


Рис. 5.18. Технология строительства полости главного зала электростанции Teesta на отметках высоты от 367,3м до 351,0м
 1 – стена со стороны подачи воды; 2 – рампа; 3 – стена со стороны сброса воды; 4 – камера управления; 5 – линия бурения; 6 – отсек для инженерных сетей

Во время строительства разведочный туннель использовался для вентиляции.

Особое внимание при строительстве полости уделялось сооружению ее свода, крепь которого состояла из слоя набрызгбетона толщиной 25мм, усиленного двумя слоями сетки, и анкерных болтов длиной 5м, устанавливаемых по решетке 2,5х2,5 м (рис. 5.24). Местами для поддержки породных блоков применялись предварительно натянутые канатные анкера длиной 15 м и 20 м.

Экскавация свода выполнялась в три стадии. На первой средняя секция сечения сооружалась расширением разведочного туннеля до размером примерно 7х7 м. Параллельно с некоторым отставанием на второй стадии свод расширялся до проектного размера в сторону западной стены. На третьей стадии – в сторону восточной стены полости.

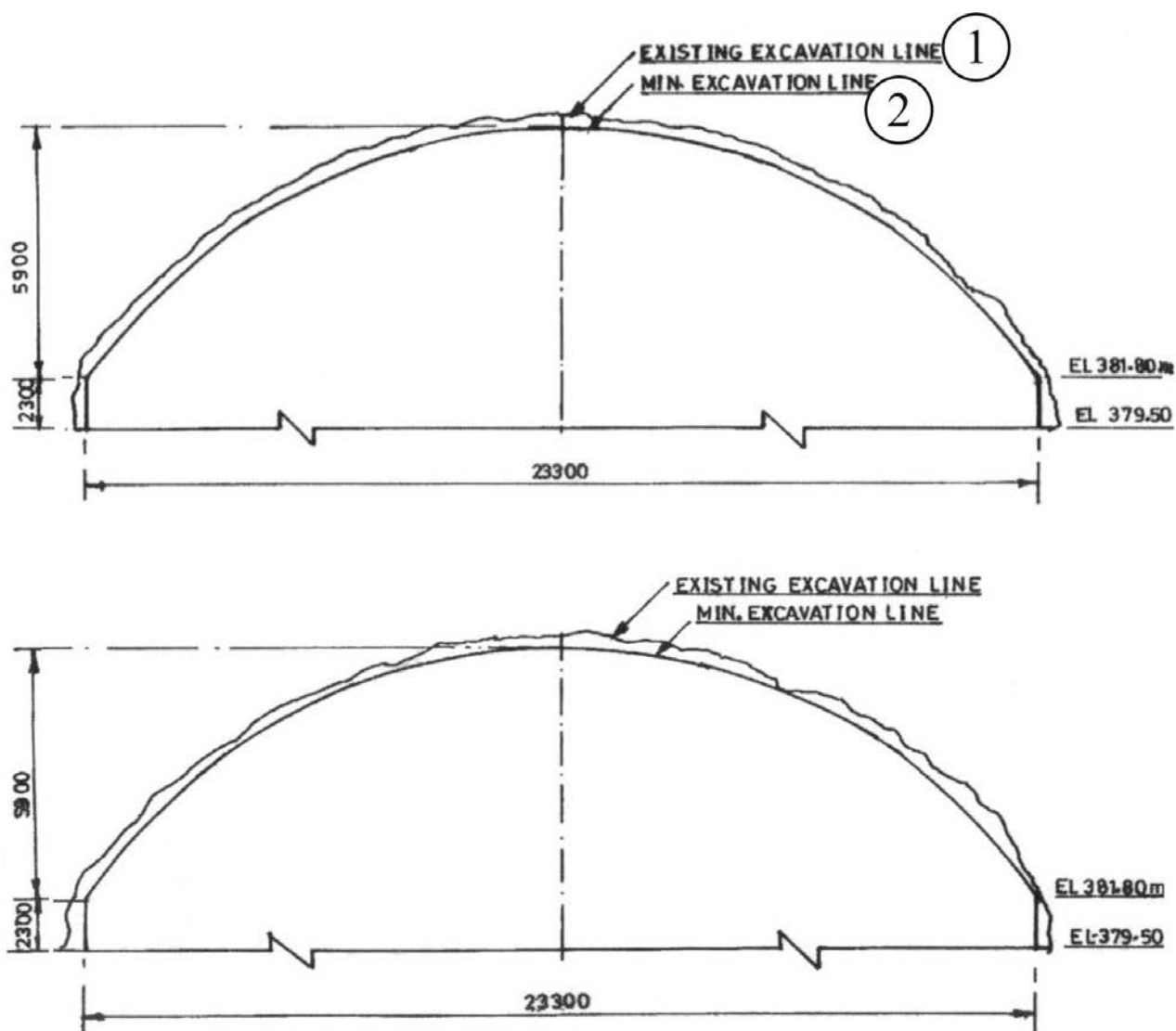


Рис. 5.19. Сечение свода полости электростанции Teesta

а) сечение на отметке длины 29,0м;

б) сечение на отметке длины 87,0м.

1 – фактическая линия экскавации; 2 – проектная линия экскавации

Параллельно экскавации, а также после окончания строительства проводилась интенсивная программа мониторинга стабильности контура полости. С этой целью устанавливались 4 станции, наблюдающих за вертикальными, горизонтальными и диагональными перемещениями периметра свода. Несколько тензометров монтировались из разведочного туннеля, а также дренажного туннеля, пройденного близко к почве полости (рис. 5.25).

Дополнительно измерительными головками были оборудованы некоторые анкера, чтобы отметить любое увеличение

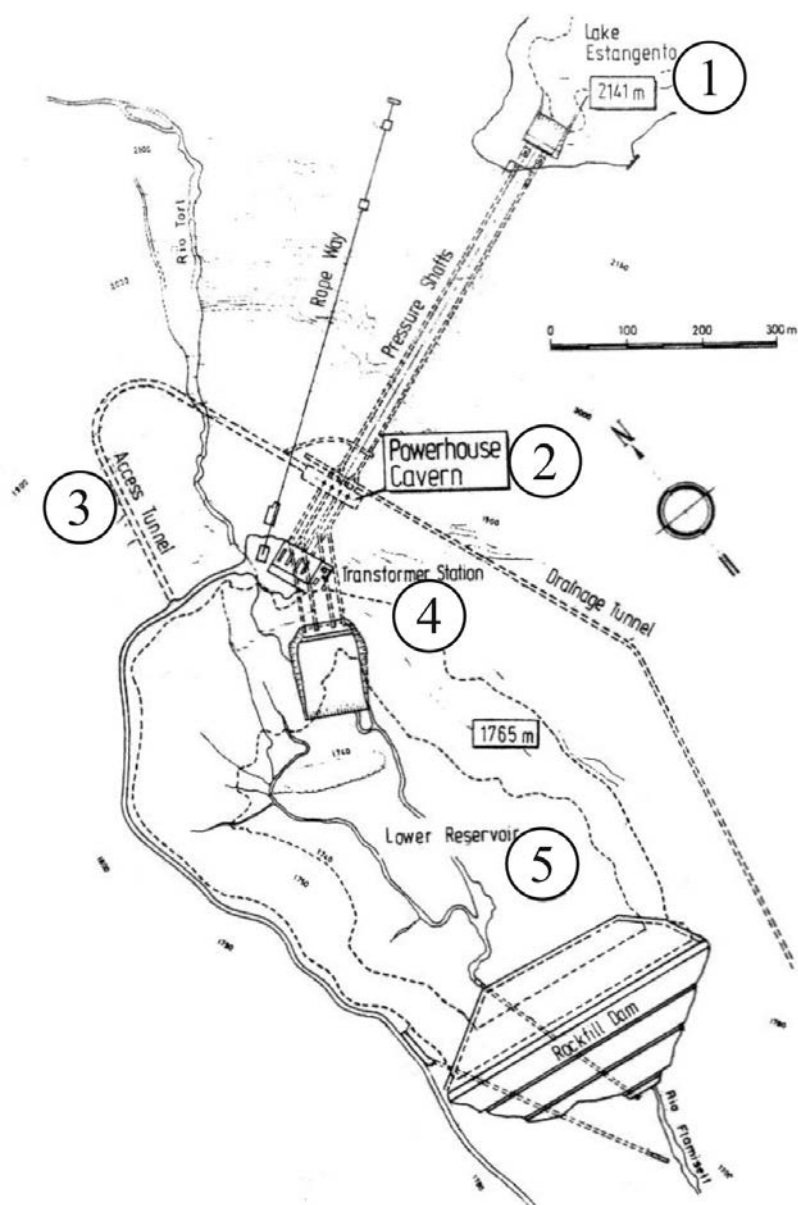


Рис. 5.20. Расположение электростанции Estangento Sallente

*1 – силовой зал; 2 – озеро Estangento; 3 – туннель доступа;
4 – трансформаторный зал; 5 – нижний резервуар*

нагрузки на них во время экскавационных работ. Устанавливались устройства для измерения в набрызгбетоне тангенциальных напряжений, которые развивались при расширении свода. Измерения показали соответствие фактических перемещений контуров полостей расчетными.

Станция Fortuna Hydroelectric Project, Chiriquí, Панама оборудована тремя турбинами с установленной мощностью 300 MW. Подземный комплекс электростанции состоит из главного зала, расположенного на глубине 440 м, туннеля

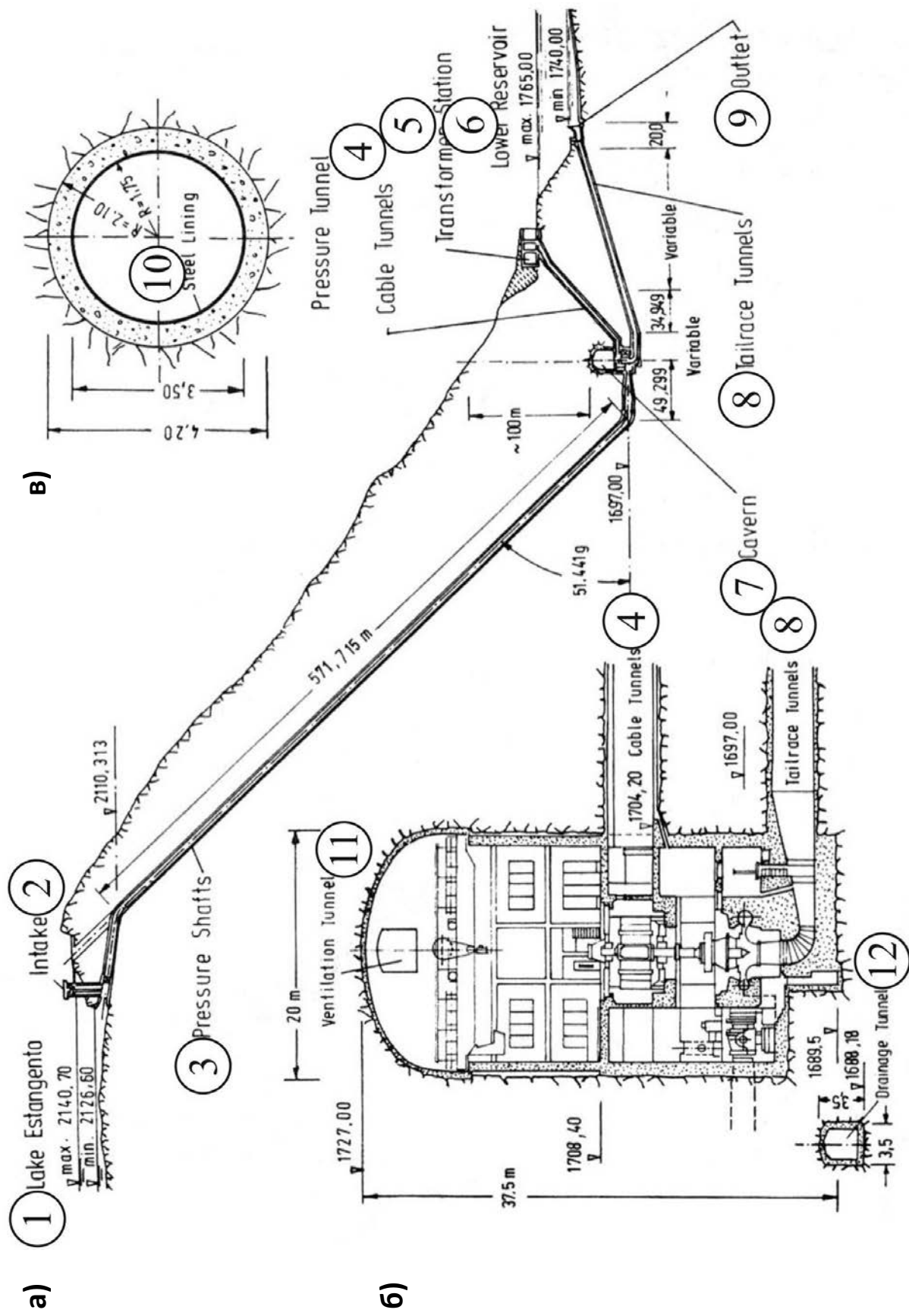


Рис. 5.21. Проектные решения подземного комплекса электростанции Estangento Sallente

Объяснения к рис. 5.21:

а) разрез по подземным сооружениям; б) сечение главного зала; в) сечение напорного туннеля.

1 – озеро Estangento; 2 – вход воды; 3 – напорный ствол; 4 – кабельные туннели; 5 – трансформаторный зал; 6 – нижний резервуар; 7 – главный зал; 8 – туннели сброса воды; 9 – сброс воды; 10 – металлическая крепь; 11 – вентиляционный туннель; 12 – дренажный туннель.

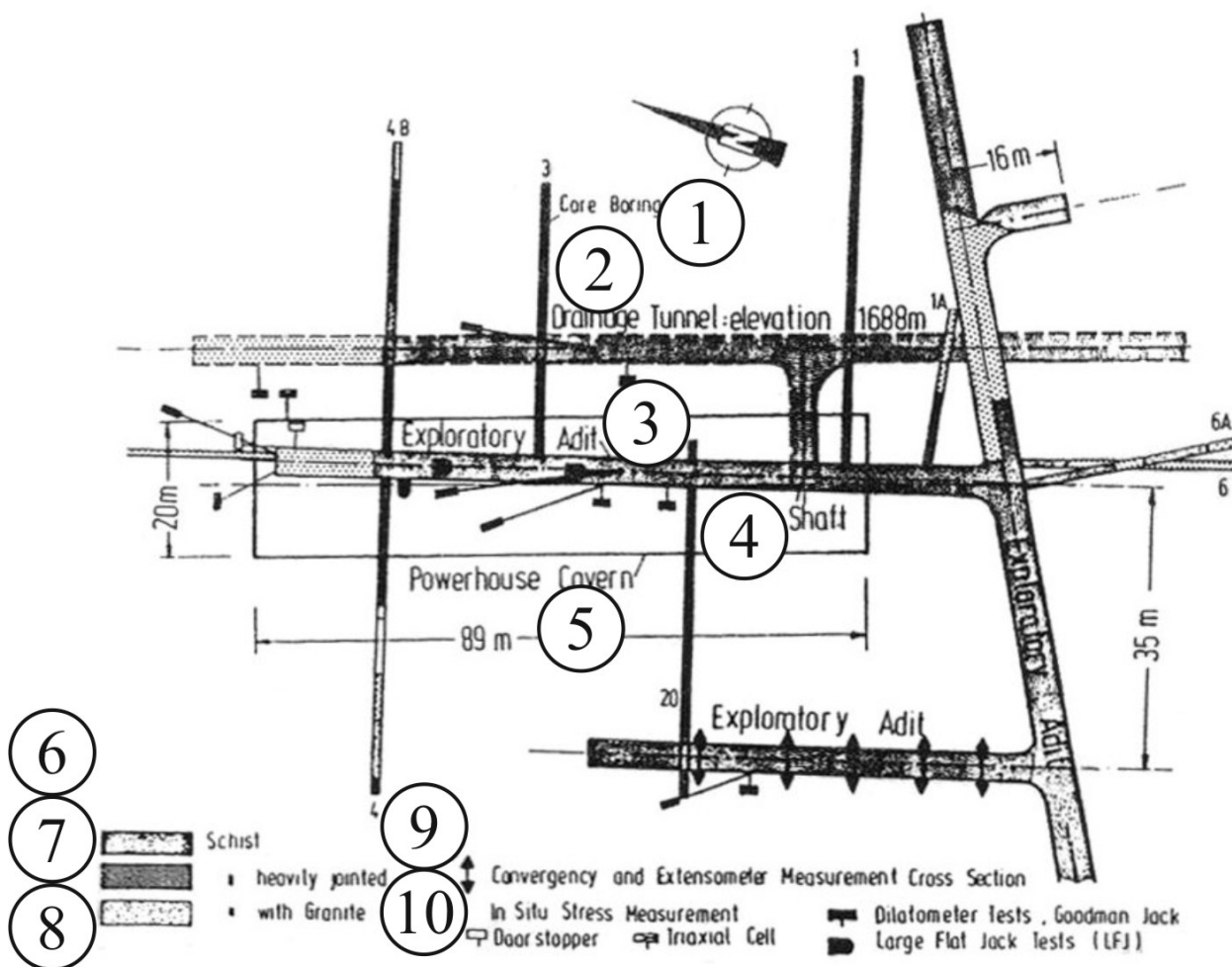


Рис. 5.22. Мониторинг состояния полостей и туннелей электростанции Estangento Sallente

1 – керновое бурение; 2 – дренажный туннель; 3 – разведочный туннель; 4 – ствол; 5 – главный зал; 6 – кристаллический сланец;

7 – сильно расчлененные сланцы; 8 – сланцы с гранитом; 9 – конвергенция; 10 – измерения в массиве

доступа длиной 1,62 км, вертикального ствола диаметром 5м глубиной 400 м, туннеля подачи воды, диаметром 8м длиной 6 км, вертикального буферного ствола глубиной 220м и туннеля сброса воды диаметром 5,5 м длиной 8,1 км (рис. 5.26, 5.27).

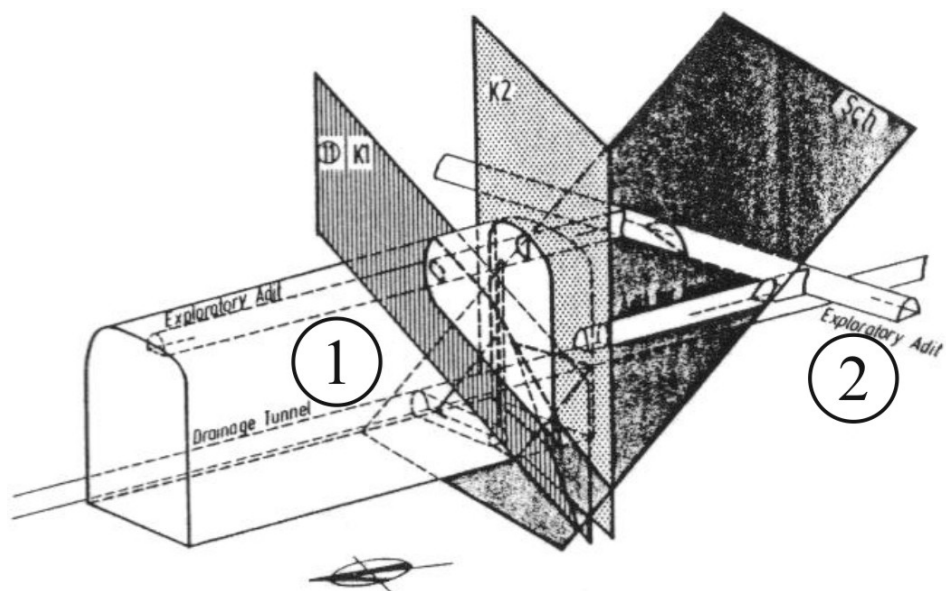


Рис. 5.23. Зоны сочленений породных блоков в полости главного зала
1 – дренажный туннель; 2 – разведочный туннель

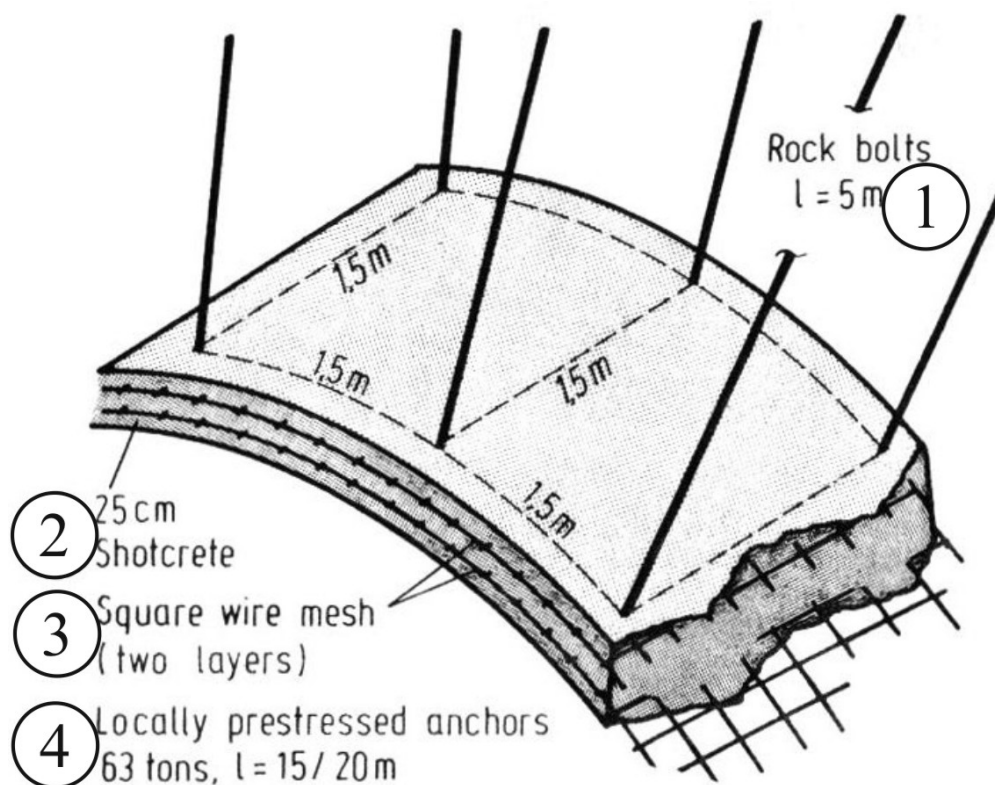


Рис. 5.24. Крепь свода полости главного зала
1 – анкерные болты; 2 – набрызгбетон; 3 – проволочная сетка (два слоя); 4 – предварительно напряженные анкера

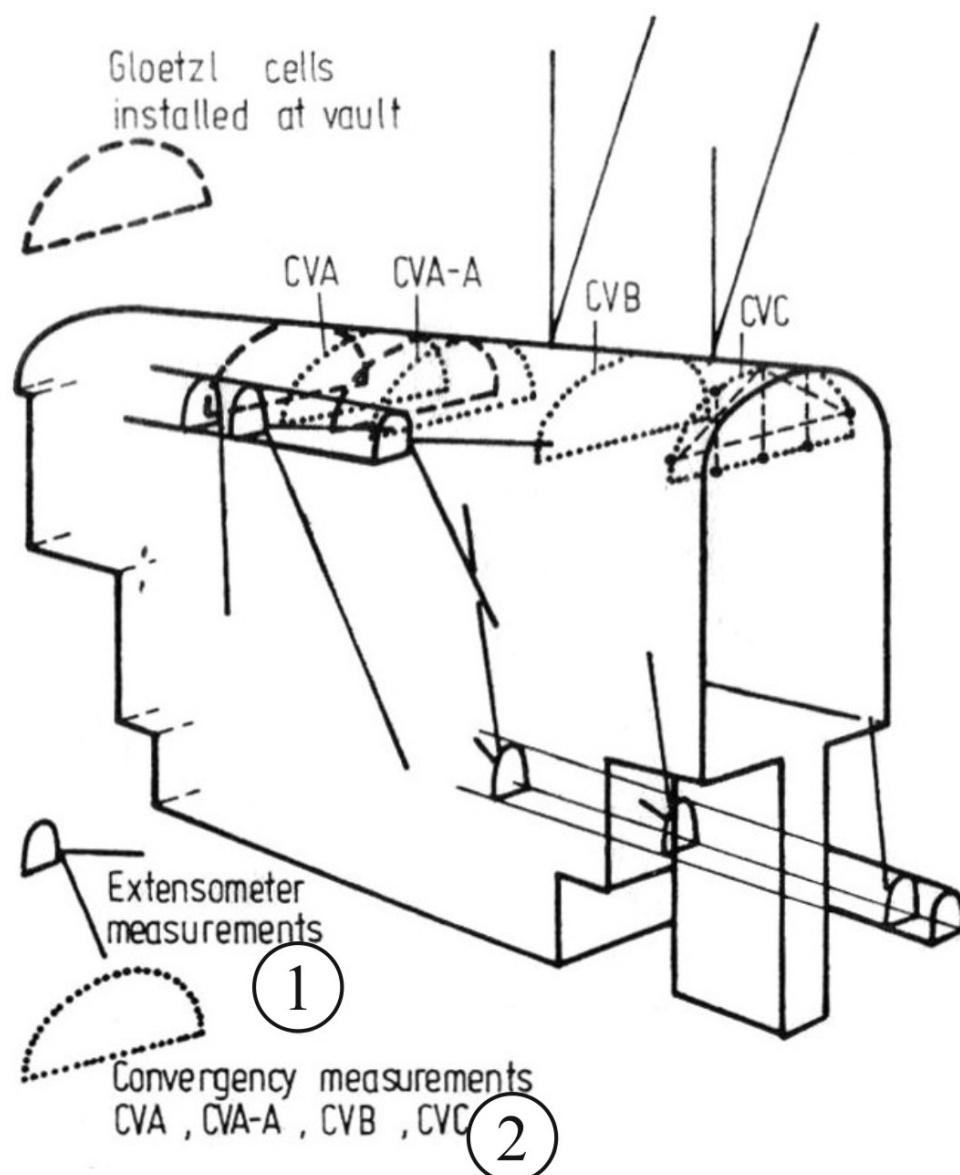


Рис. 5.25. Места установки оборудования мониторинга
1 – тензометр; 2 – измерения конвергенции

Исследования участка строительства проводились аэроразведкой, геофизическими средствами, испытаниями электрического сопротивления горных пород и разведочным бурением. В месте строительства залегают породы вулканического происхождения хорошего качества, но слегка трещиноватые, состоящие из 85% андезита, 15% агломерата и 1% туфа.

Главный зал с размерами 80x23,7x34,75 м крепился анкерными болтами и набрызгбетоном (рис. 5.28). Длина болтов предусматривалась равной 7 м для кровли и 5,5 м для стен полости.

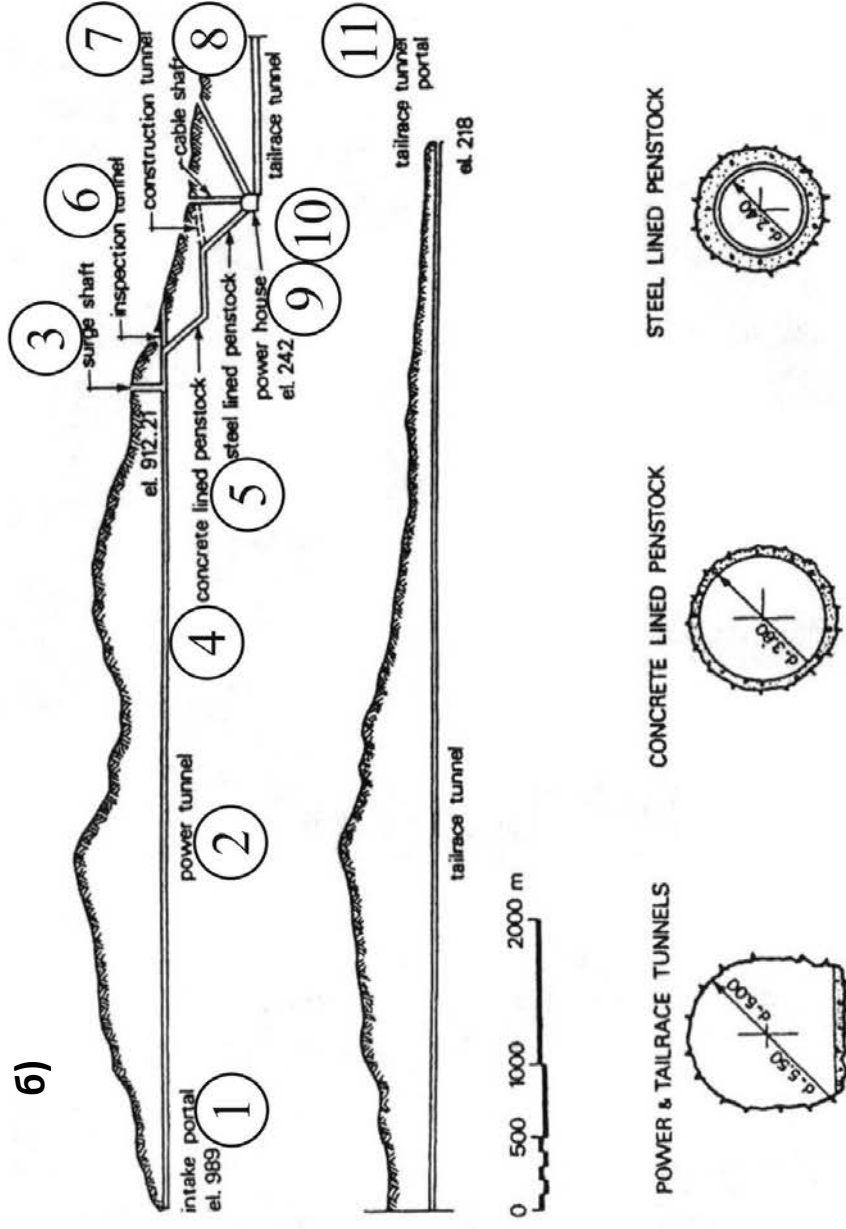
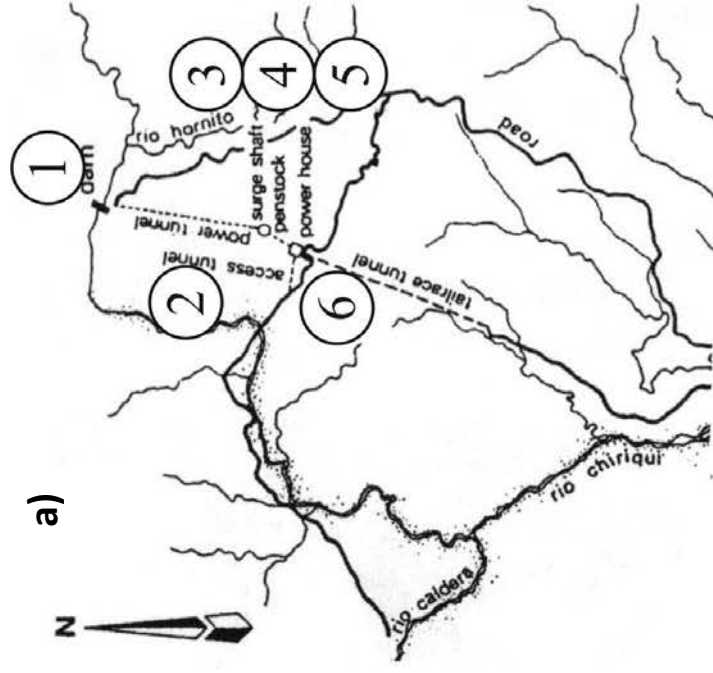


Рис. 5.26. Гидроэлектрическая станция Fortuna Hydroelectric Project

а) расположение объектов комплекса электростанции. 1 – плотина; 2 – туннель доступа; 3 – буферный ствол; 4 – напорный туннель подачи воды; 5 – полость главного зала; 6 – туннель сброса воды.

б) разрезы по туннелям подачи и сброса воды. 1 – входной портал; 2 – туннель подачи воды; 3 – буферный ствол; 4 – закреплённая бетоном часть напорного туннеля; 5 – закреплённая металлом

Проходческие работы выполнялись в несколько стадий. На первой из них после завершения туннеля доступа на участке В-С (рис. 5.27) проводился вспомогательный туннель, позволяющий сооружать свод полости. Второй вспомогательный туннель участком F-F₂-Н соединял туннель доступа с туннелем сброса воды.

После завершения стадии 1 был сформирован свод полости (стадии 2, 3). Тщательно, в соответствии со всеми мерами безопасности разрабатывались боковые секции сечения свода глубиной 5-6 м. Их экскавация, а также дальнейшие работы на стадиях 4-6, в основном, не встречали особых проблем.

При прохождении вспомогательного туннеля до точки Е были встречены слои туфа, из-за чего на участке F-Е деформации превысили допустимые. По этой причине экскавационные работы были остановлены для усиления крепи туннеля железобетонными сегментами.

Учитывая близость этого участка туннеля к полости главного зала, работы в последнем также были прерваны для выполнения дополнительной разведки. С этой целью по периметру полости через каждые 5 м бурились керновые скважины. Обнаруженное количество туфа оказалось много больше ожидаемого, а их крепость вдвое ниже прогнозируемой. Эти новые сведения потребовали пересмотра первоначального проекта и строительных методов, что привело к изменению общей конфигурации и параметров комплекса туннелей и полостей (рис. 5.29). Высота главного зала была уменьшена с 34,75 м до 29 м, а его длина с 80 до 75 м. Первоначальная высота сохранялась только для места расположения турбин.

Крепь полости соответствовала первоначальным решениям: применялись анкерные болты и набрызгбетон. Однако, из-за перемещений контура полости, составляющих примерно 3,8 см дополнительно устанавливались анкера длиной 14 м, направляющие сваи и стальные распорки (рис. 5.30).

Объяснения к рис. 5.27:

а) план; б) разрез; в) сечение.

1 – напорный туннель; 2 – вспомогательный туннель; 3 – разведочный туннель; 4 – туннель сброса воды; 5 – кабельный ствол; 6 – ось полости главного зала; 7 – туннель доступа.

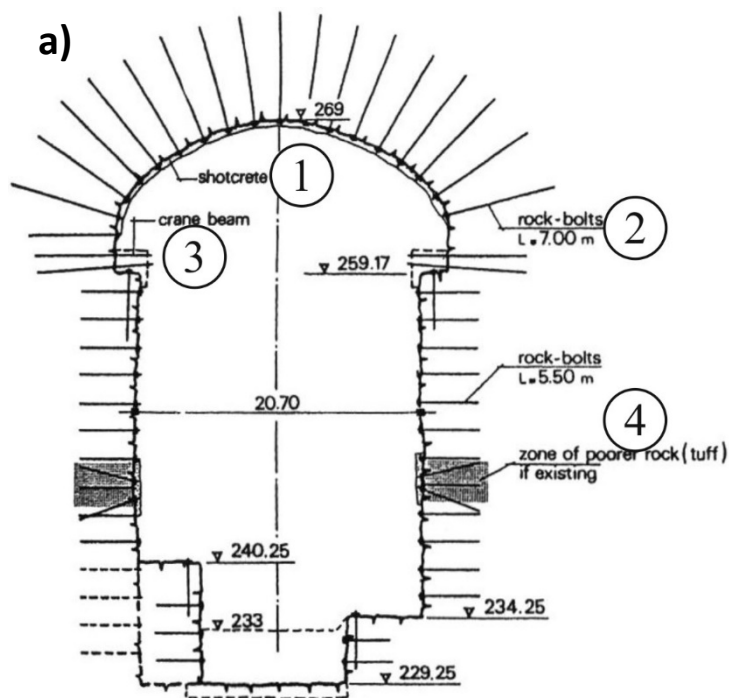
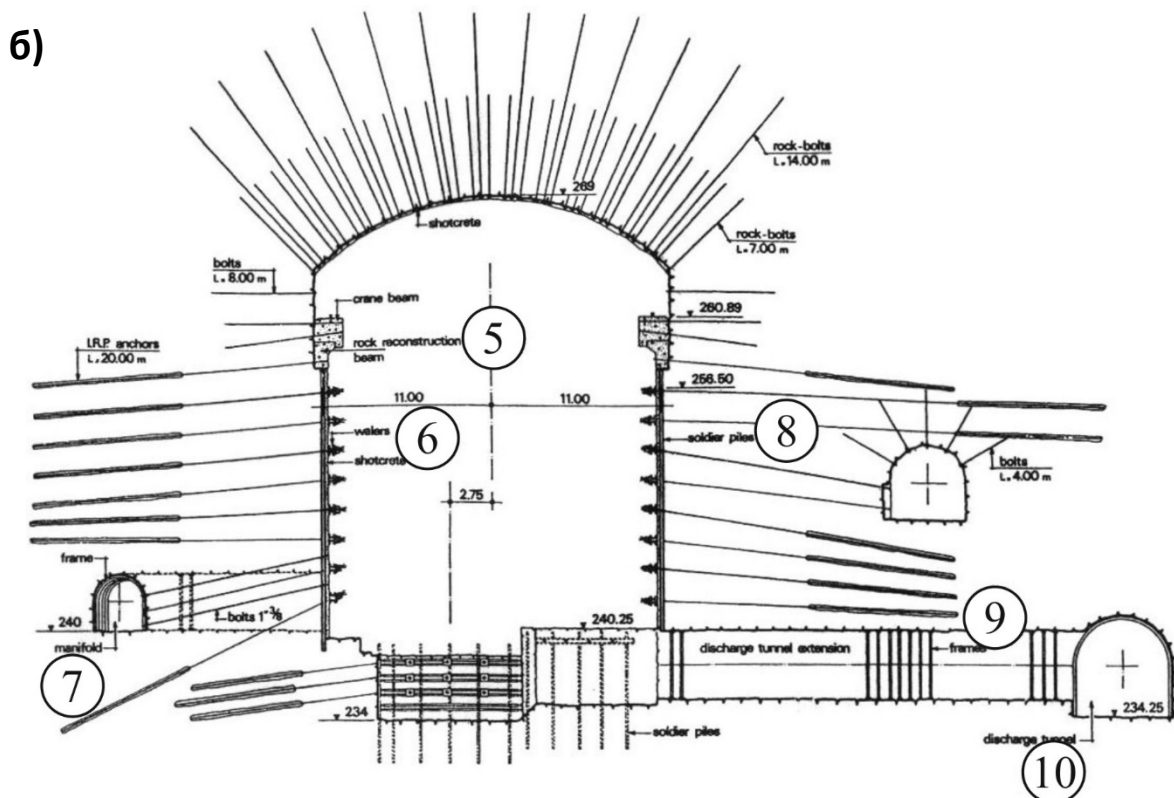


Рис. 5.28. Крепление полости главного зала электростанции Fortuna

а) первоначальное решение;

б) окончательное решение.

1 – набрызгбетон; 2 – анкерные болты; 3 – подкрановая балка; 4 – зона слабых пород (туф); 5 – породная балка;



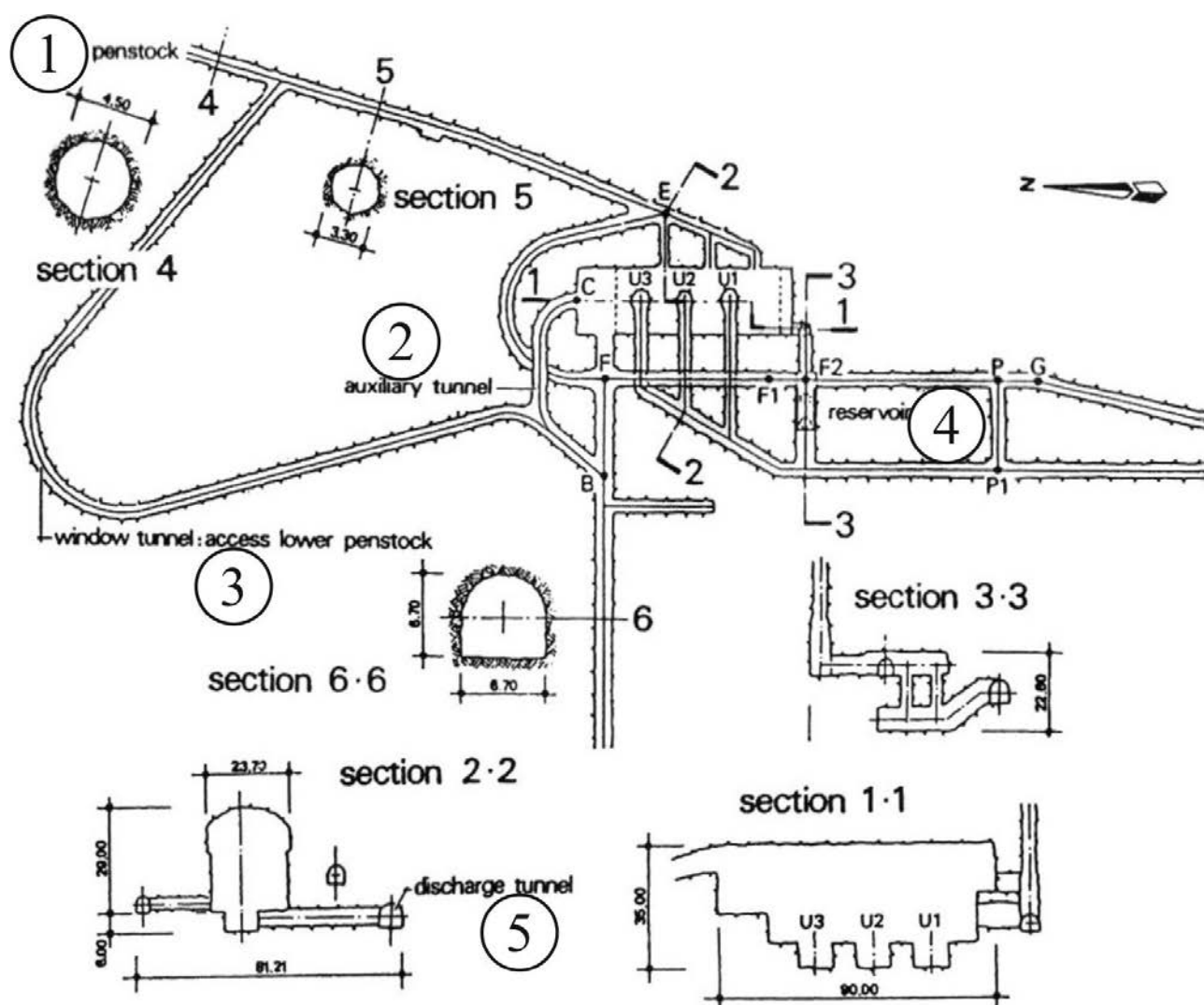


Рис. 5.29. Окончательное планировочное решение конфигурации подземного комплекса электростанции Fortuna

1 – напорный туннель; 2 – вспомогательный туннель; 3 – туннель доступа к напорному туннелю; 4 – резервуар; 5 – туннель сброса воды

Применялась измененная последовательность работ:

- перед началом экскавации устанавливались направляющие сваи с интервалом 0,5 м вдоль восточной и западной стен со средней глубиной 20 м;
- усиливались опоры подкрановых балок бетонированием и установкой анкеров;
- устанавливались направляющие сваи с интервалом 0,5м вдоль южной и северной стен при подходе к ним экскавационных работ;

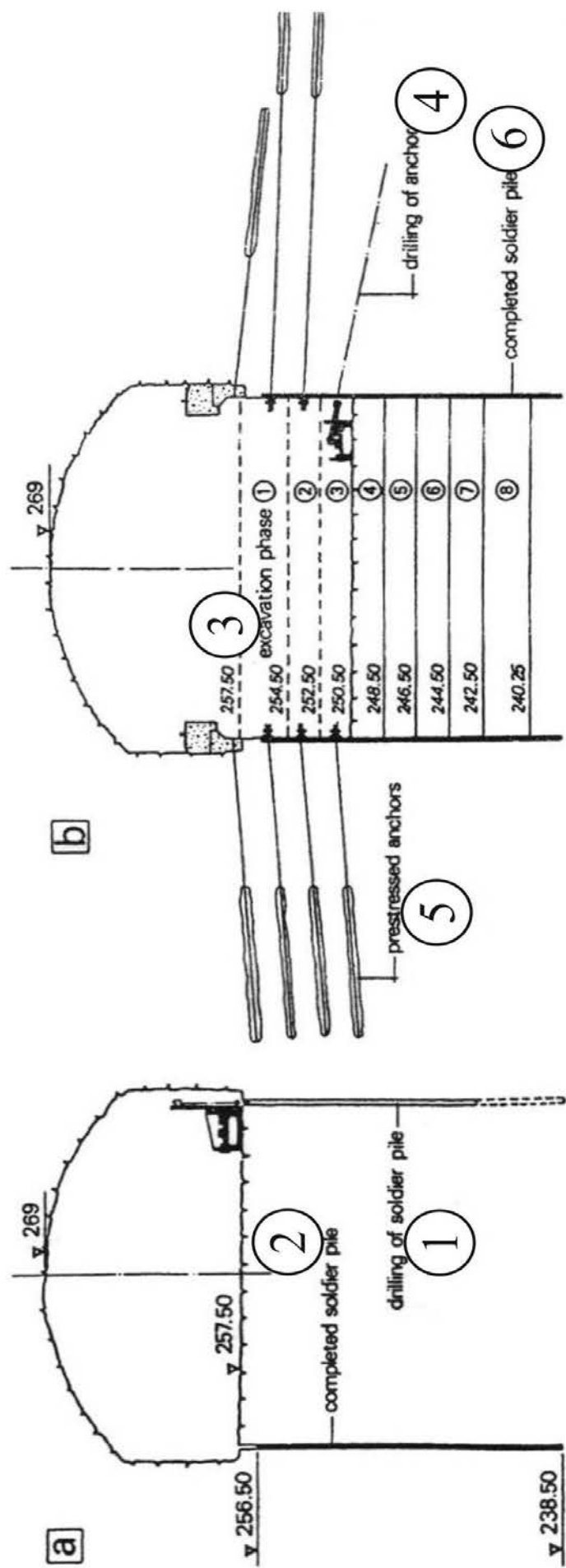


Рис. 5.30. Окончательное решение крепления полости главного зала
и последовательность экскавации

а) установка направляющих свай; б) последовательность экскавации.
1 – бурение под направляющую свая; 2 – установленная направляющая свая; 3 – стадии

- посекционно углублялась полость с глубиной каждого уступа 2 м. В каждом уступе устанавливались поперечные распорки и анкера длиной 20 м;
- стены полости крепились усиленным набрызгбетоном;
- при сооружении турбинных шахт устанавливались направляющие сваи, анкера и стальные распорные балки.

При проектировании и строительстве главных залов гидроэлектрических комплексов особое внимание уделяется своду полости и конструкции подкрановых путей. На рис. 5.31 показан вариант дизайна, применявшийся при строительстве электростанции Paulo Alfonso IV, Бразилия.

Станция Cirata, Ява, Индонезия (рис. 5.32) построена с мощностью 500 MW после сравнительного анализа заглубленного и подземного размещения главного зала. По первому варианту этот зал и подводящие к нему туннели располагались в сильно выветренных породах – брекчии, песчанике, глинистом сланце и речных отложениях, требующих специальных решений по стабилизации и усилению фундаментов. Второй вариант обеспечивал расположение главного зала в относительно благоприятных условиях вулканических пород – андезитов. Окончательным решением был принят подземный вариант.

Габариты главного зала определились необходимостью установки, работы и обслуживания восьми турбинных агрегатов, что потребовало длины зала 250м, высоты примерно 50м и ширины 28-35м.

Экономические соображения по расположению водопроводящей системы определили ориентацию оси полости параллельную течению реки, которая почти совпала с направлением простиранья породных слоев. Обычно это считается неблагоприятным, однако, поскольку в вулканическом андезите слои, имеющие пониженную крепость, выражены неочевидным образом, принятая ориентация полости оказалась приемлемой. Если ее ось будет направлена перпендикулярно простиранью пород, туннель сброса воды окажется длиннее, чем

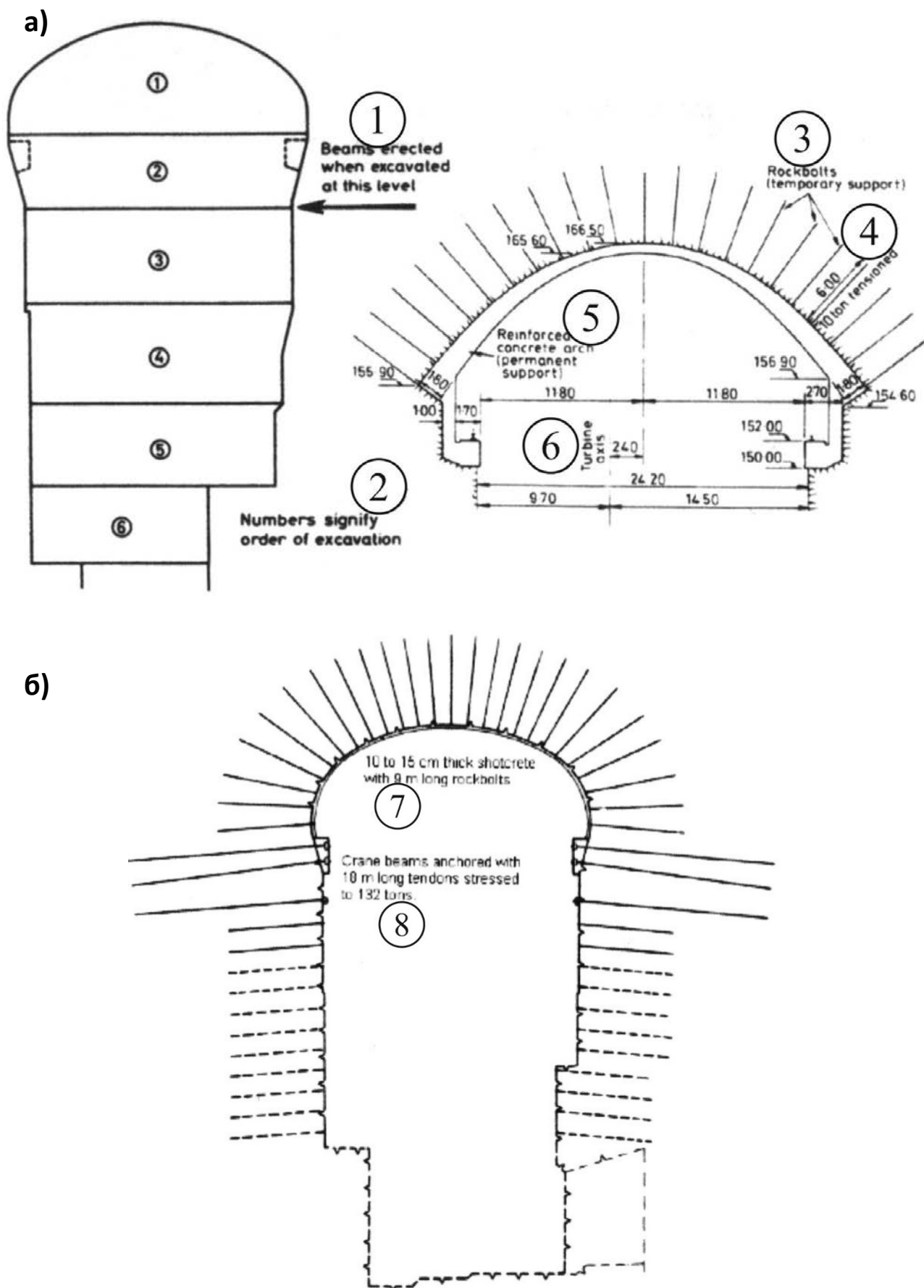


Рис. 5.31. Дизайн полости главного зала электростанции
Paulo Alfonso IV, Бразилия

Объяснения к рис. 5.31:

*а) последовательность экскавации, конструкция арки и подкрановых путей;
б) крепь полости;*

1 – балки подкрановых путей; 2 – цифрами показана последовательность экскавации; 3 – анкерные болты (первичная крепь); 4 – предварительное натяжение 10 т; 5 – армированный набрызгбетон (окончательная крепь); 6 – ось турбины; 7 – набрызгбетон толщиной 10-15 см; 8 – подкрановые балки с канатными анкерами длиной 10 м, натянутые с усилием 132т.

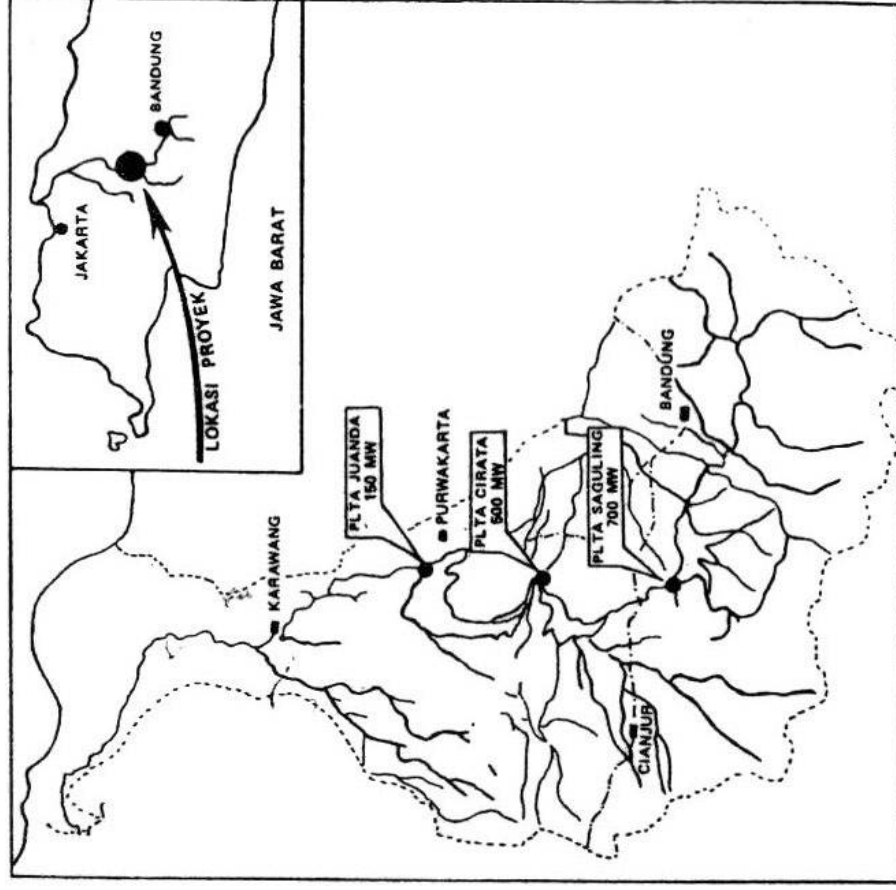
в принятом варианте, а путь движения воды более сложным, что вызовет увеличение стоимости строительства.

В результате анализа методом конечных элементов и на основе имеющегося опыта форма сечения полости выбрана эллиптической вместо грибообразной, что позволило более благоприятно распределить напряжения в окружающем породном массиве. Анализ формы сечения выполнялся сравнением различного изгиба стен и привел к выбору максимальной ширины полости равной 35м. Другие версии давали большие зоны растягивающих напряжений в стенах (рис.5.33) и значительное увеличение зон разрушения и скалывания пород или появление участков с малым фактором безопасности.

Оценка эффективности принятой крепи подземных объектов проекта Cirata успешно выполнялась эмпирическими и наблюдательными методами. Адекватность крепи контролировалась мониторингом. При необходимости устанавливалась дополнительная крепь, а целесообразность и эффективность ее установки оценивалась дальнейшими наблюдениями.

Однако, для главной полости оценка стабильности не могла базироваться на эмпирических методах из-за отсутствия достаточного опыта строительства подобных структур в схожих геологических условиях. Наблюдательные методы были неэффективны из-за невозможности или дороговизны установки дополнительной крепи в труднодоступных местах полости.

а)



б)

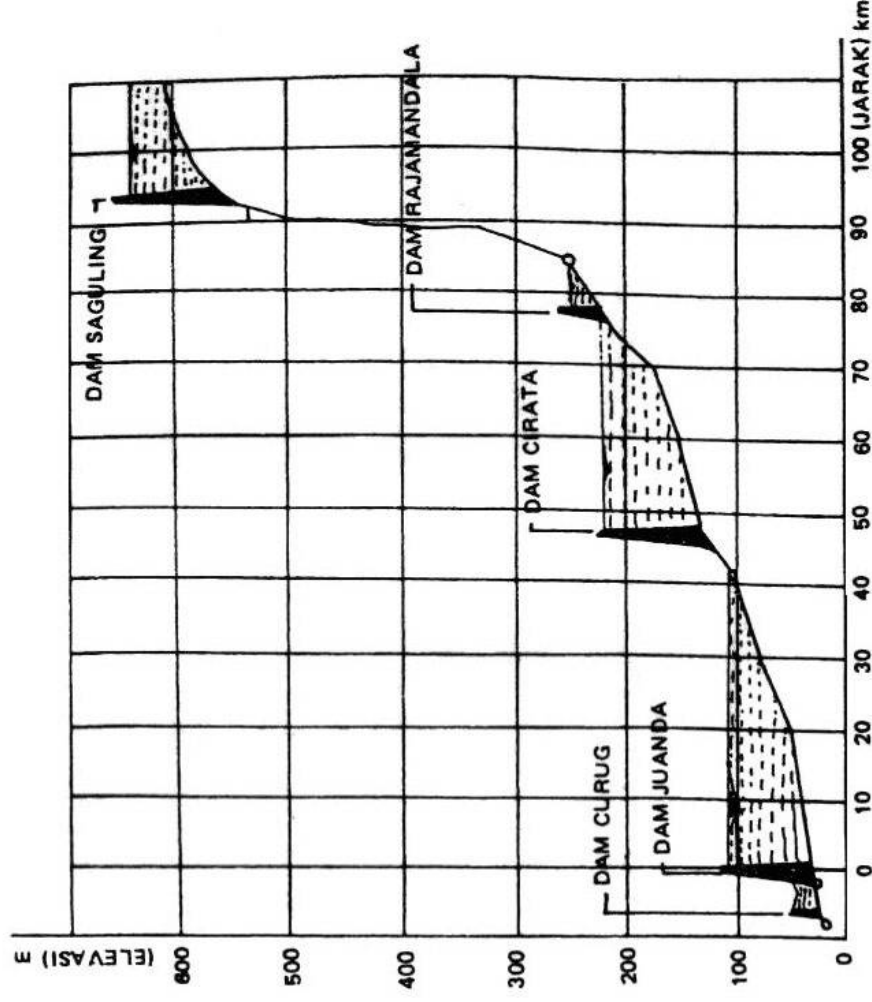


Рис. 5.32. Электростанция Cirata

а) карта расположения электростанции; б) схема напорного водоснабжения

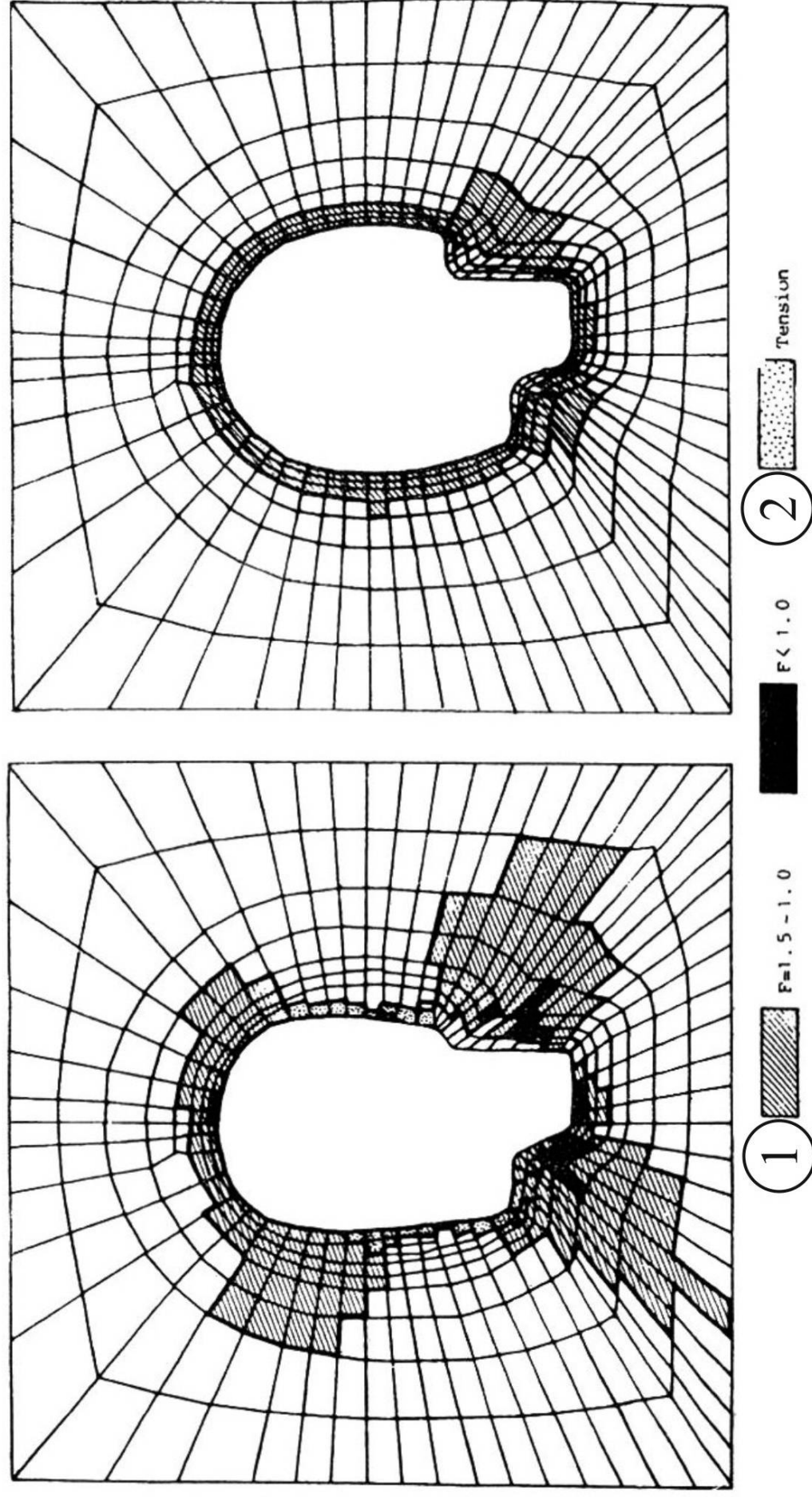


Рис. 5.33. Анализ влияния формы полости главного зала на стабильность окружающих пород

1 – значение коэффициента F (отношение расчетных деформаций сдвига к деформациям

По этим причинам проектные решения определялись аналитическими методами и сравнением их результатов с имеющимися данными схожих структур. При ведении работ проводился контроль стабильности полости инструментальным мониторингом и визуальными проверками ее состояния.

Для крепления кровли полости применялись анкера длиной 7-15 м, стен – 5-20 м (рис. 5.34).

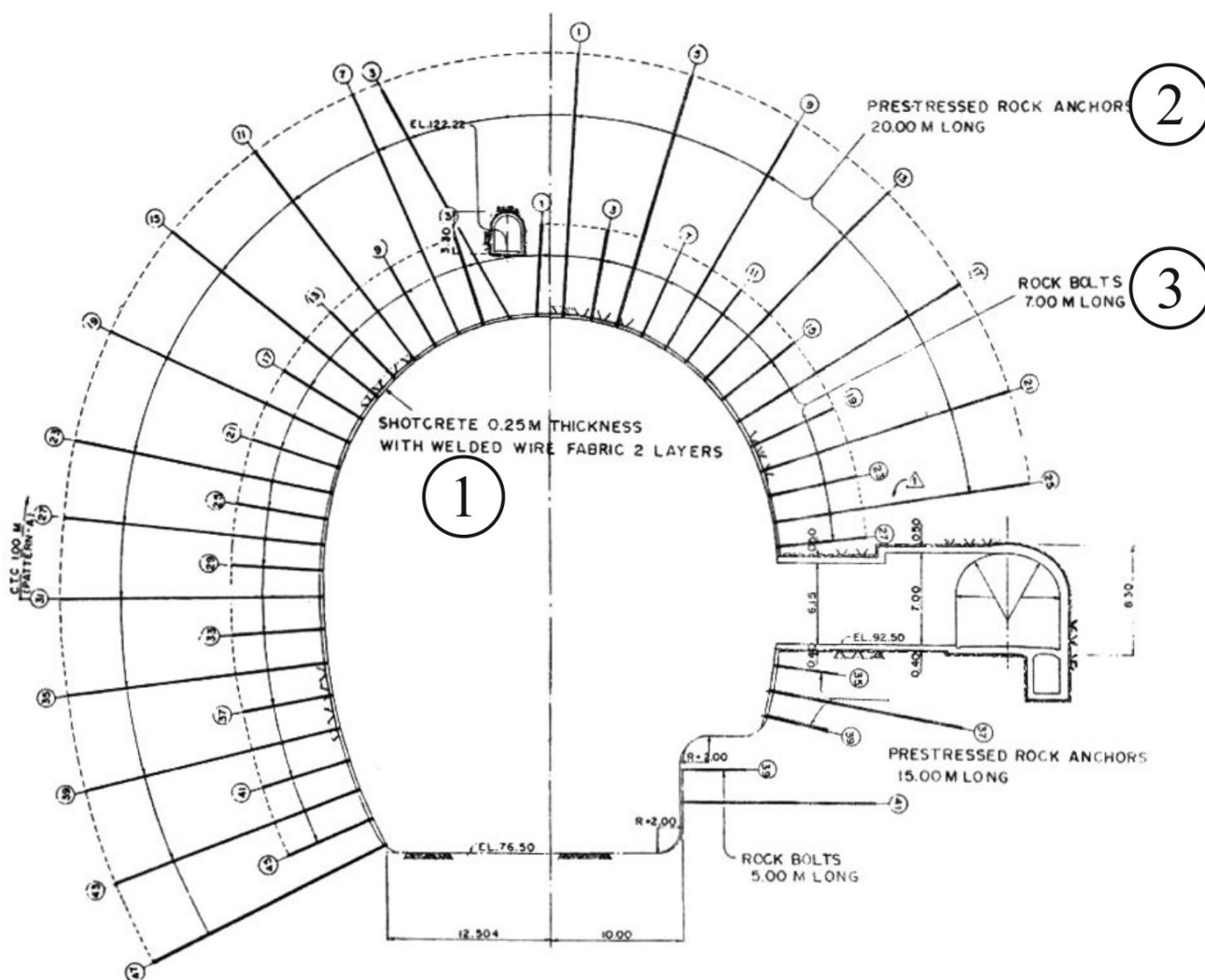


Рис. 5.34. Крепь полости главного зала электростанции Cirata
 1 – набрызгбетон толщиной 25см с двухрядной проволоочной сеткой; 2 –
 предварительно натянутые канатные анкера длиной 20,0м;
 3 – анкерные болты длиной 7,0м

Экспкавация полости главного зала выполнялась в 12 стадий (рис. 5.35). В каждой из них вначале проводилась экскавация средней части сечения. затем контролируемым взрыванием отбивалась порода, прилегающая к контуру сечения. Сразу после экскавации на породный массив наносился набрызгбетон и устанавливалась анкерная крепь.

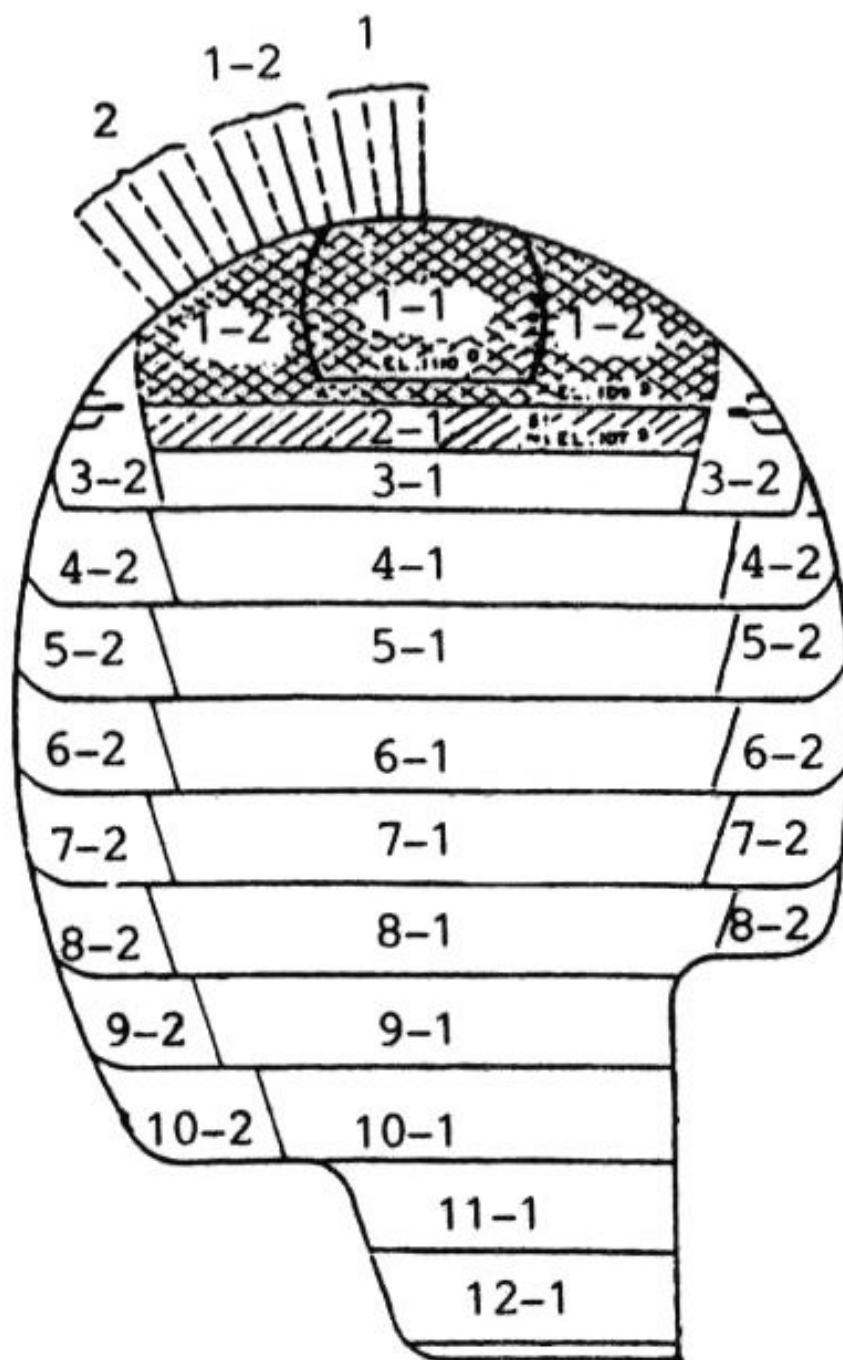


Рис. 5.35. Последовательность экскавации и установки крепи в полости главного зала

Особое внимание уделялось контролю стабильности строящейся полости (рис. 5.36), когда, кроме данных о последовательности экскавации, времени установки крепи, ее вида и объема установки, регистрировались:

- перемещения пород в кровле и стенах полости;
- осевые усилия в анкерных болтах;
- изменения ширины трещин в бетонной крепи.

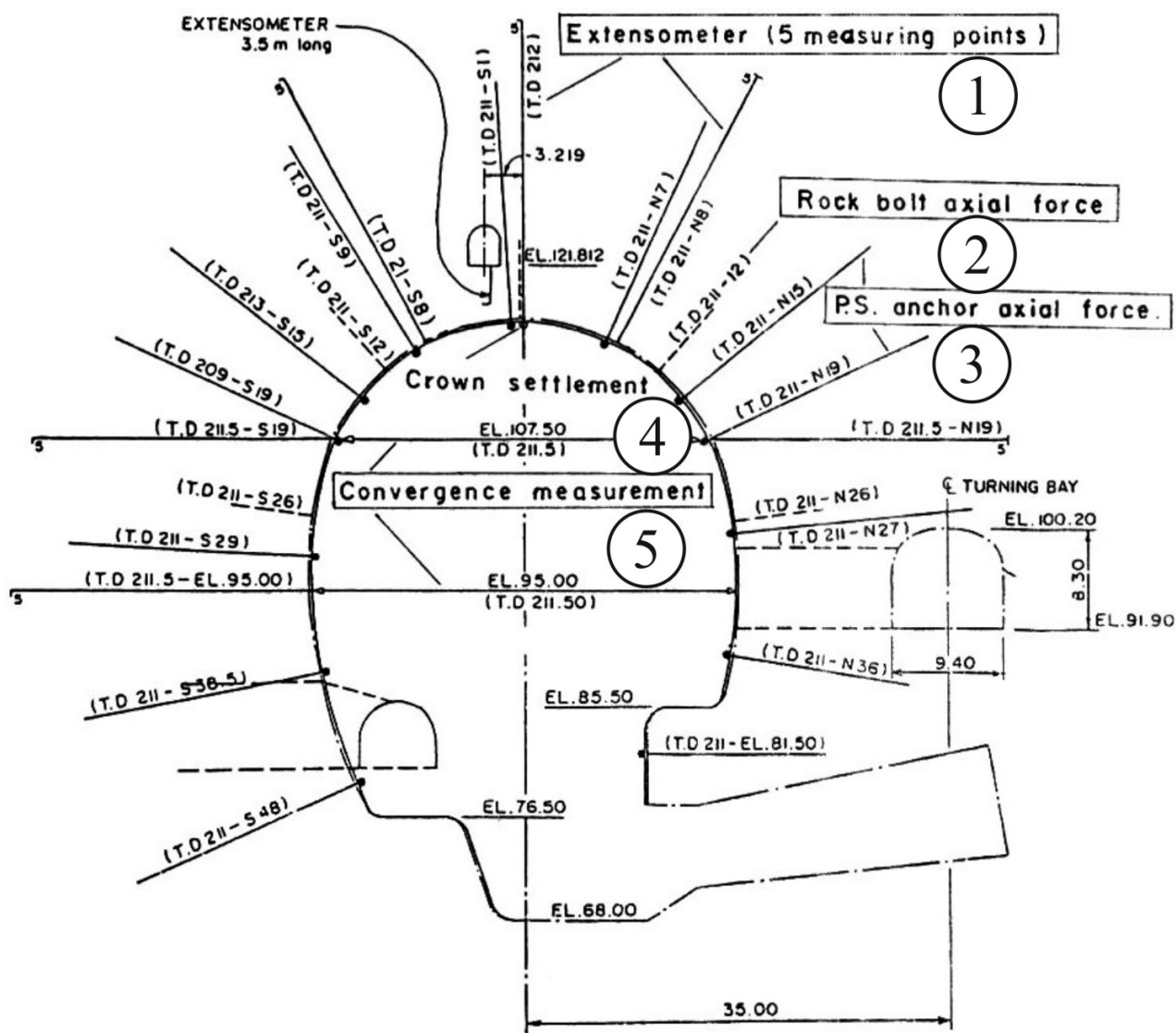


Рис. 5.36. Мониторинг полости главного зала

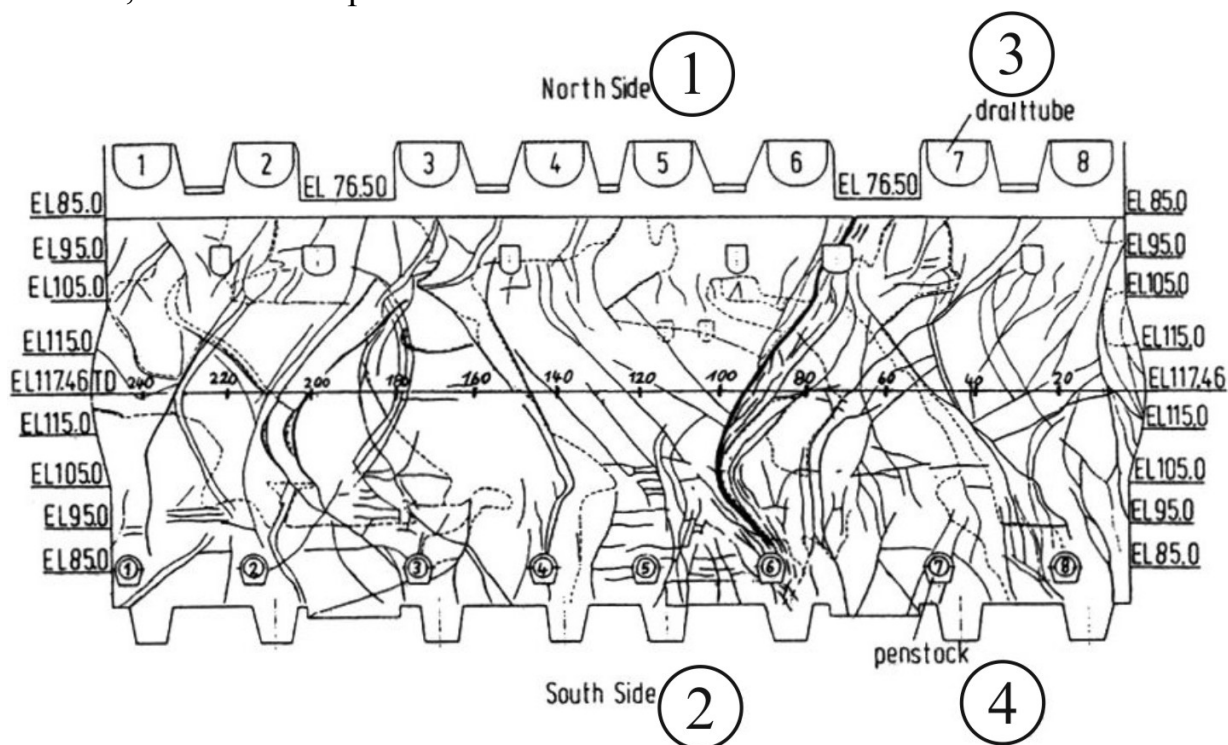
1 – измерительные пункты (установка тензометров); 2 – осевые силы анкерных болтов; 3 – осевые силы предварительно натянутых анкерных болтов; 4 – оседание кровли; 5 – измерение конвергенции

В ходе строительства проводилось также уточнение геологических условий:

- видов и распределения пород;
- расположения, протяженности, ориентации, ширины и видов неоднородностей;
- гидрогеологических условий, мест и объемов притоков воды, их изменяемости во времени.

Особое значение для выбора вида крепи и схемы проходческих работ при строительстве главного зала имела нарушенность породного массива крупными трещинами, срезами, зонами раздробленных пород (рис. 5.37). Хотя во время проходческих работ в своде полости (стадии 1-3), где

деформации пород были незначительными, результаты мониторинга показали, что стабильность полости определяется трещиноватыми и нарушенными зонами. Из геологических данных, полученных при проходке передового туннеля, было очевидно, что неоднородности породных масс распространены повсеместно, имеют крутое падение и юго-восточное или северо-западное простирание, которое наклонено к оси полости. Наиболее заметные нарушения под номерами К₃, К₄, К₅, пересекающие южную стену полости, показаны на рис. 5.38.



**Рис. 5.37. Карта интенсивных неоднородностей в полости
главного зала электростанции Cirata**

*1 – северная стена; 2 – южная стена; 3 – всасывающая труба;
4 – напорный туннель*

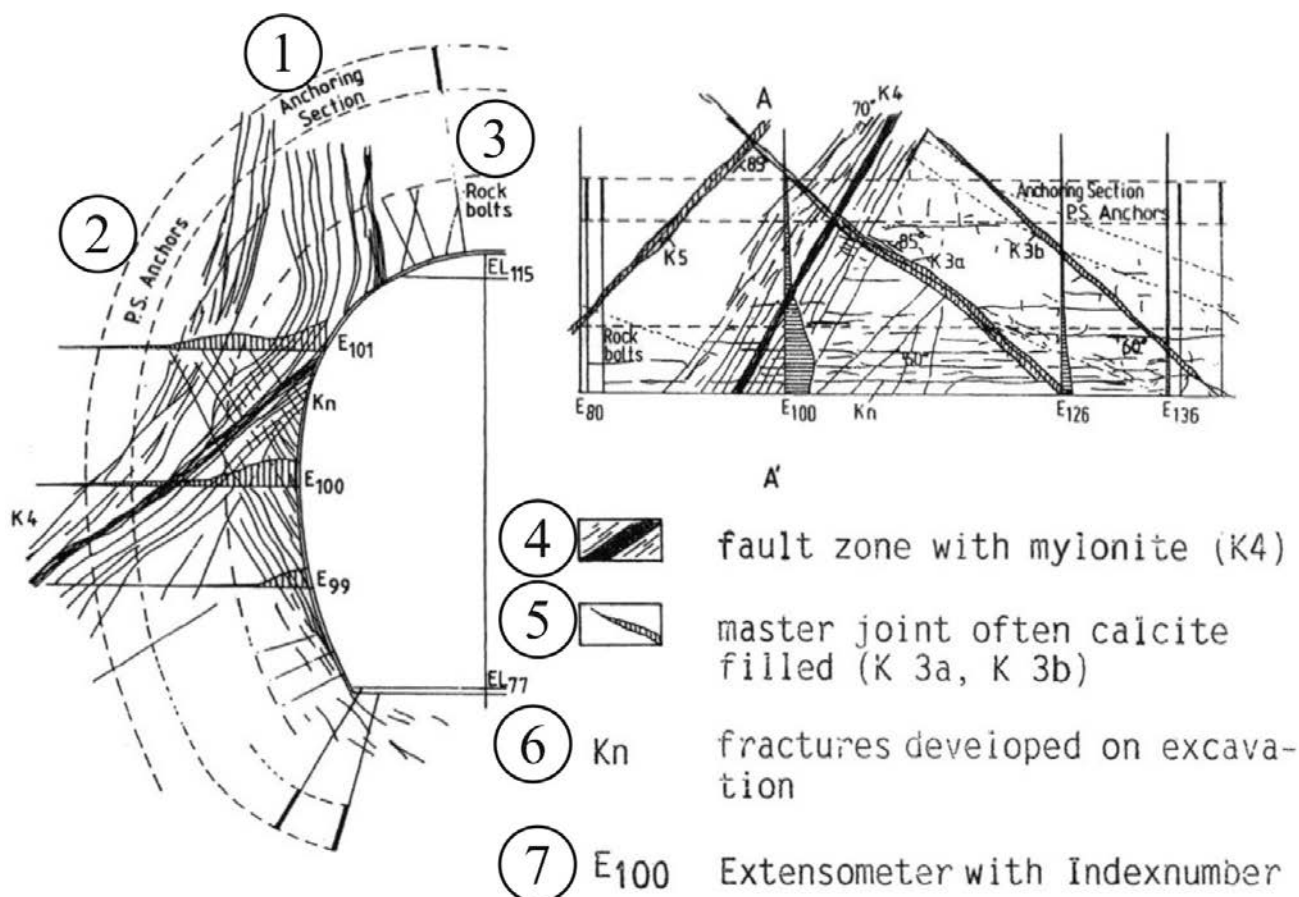


Рис. 5.38. Неоднородности в южной стене между станциями TD80м и TD140м

1 – сектор, закрепленный анкерами; 2 – сектор, закрепленный предварительно натянутыми анкерами; 4 – анкерные болты; 5 – главные трещины, заполненные кальцитом; 6 – трещины, вызванные экскавацией; 7 – тензометр

Зона K_3 представляла из себя три комплекса трещин шириной около 30 см каждая, заполненных кальцитом и переходящих в кальцитные жилы. Зона K_4 являлась разрывным нарушением шириной 30-70 см, состоящим из микробрекчии (0,5-2 см) со слоем глины от кровли полости до южной стены. В северной стене эта зона представлена брекчией с плоскостями скольжения. На длине около 5 м, особенно в районе северной стены, она расщеплена кальцитными жилами шириной 1-3 см с расстоянием между ними 30-50 см. Порода в зоне K_5 состояла из 2-3 слоев с трещинами, заполненными кальцитом в кровле полости, переходящими в кальцитные жилы в южной стене. В северной стене имелся слой микробрекчии шириной 30 см с плоскостями скольжения.

Стадии 1-3 экскавационных работ показали сравнительно большие деформации пород и увеличение нагрузок на анкерные болты, что объяснялось наличием зон неоднородностей K_3 , K_4 , K_5 . В частности, в окрестностях нарушенной зоны K_4 устанавливалась дополнительная анкерная

крепь. Тем не менее, несмотря на эти меры, перемещения стен полости в зонах K_4 и K_5 оказались в 2-5 раз выше, чем в однородных зонах, а между зонами K_3 и K_4 в южной стене наблюдались трещины, развивающиеся в ходе экскавации, почти параллельно ее плоскости и достигавшие глубины 3-5 м.

При дальнейшей экскавации начали развиваться трещины в набрызгбетоне. Увеличение число анкеров в 2-4 раза по сравнению с первоначальными решениями позволило удержать на приемлемом уровне скорость перемещения наиболее затронутой неоднородностями южной стены. Крупные трещины в набрызгбетонной крепи не образовывались и экскавационные работы были успешно завершены (рис. 5.39).

На рис. 5.40 показана последовательность экскавации полостей станции Churchill Falls, Newfoundland, Канада, на рис. 5.41 – строительство полости ее трансформаторной станции.

Возможность использования выработанного пространства отработанных шахт в качестве нижнего резервуара гидроэлектрического комплекса схематически показана на рис. 5.42.

Строительство полостей других электростанций показано на рис. 5.43-5.46.

5.3 Научные лаборатории

Лаборатория CERN (European Laboratory for Particle Physics) оборудована наибольшим в мире ускорителем со встречными пучками (коллайдером), расположенным в тун-

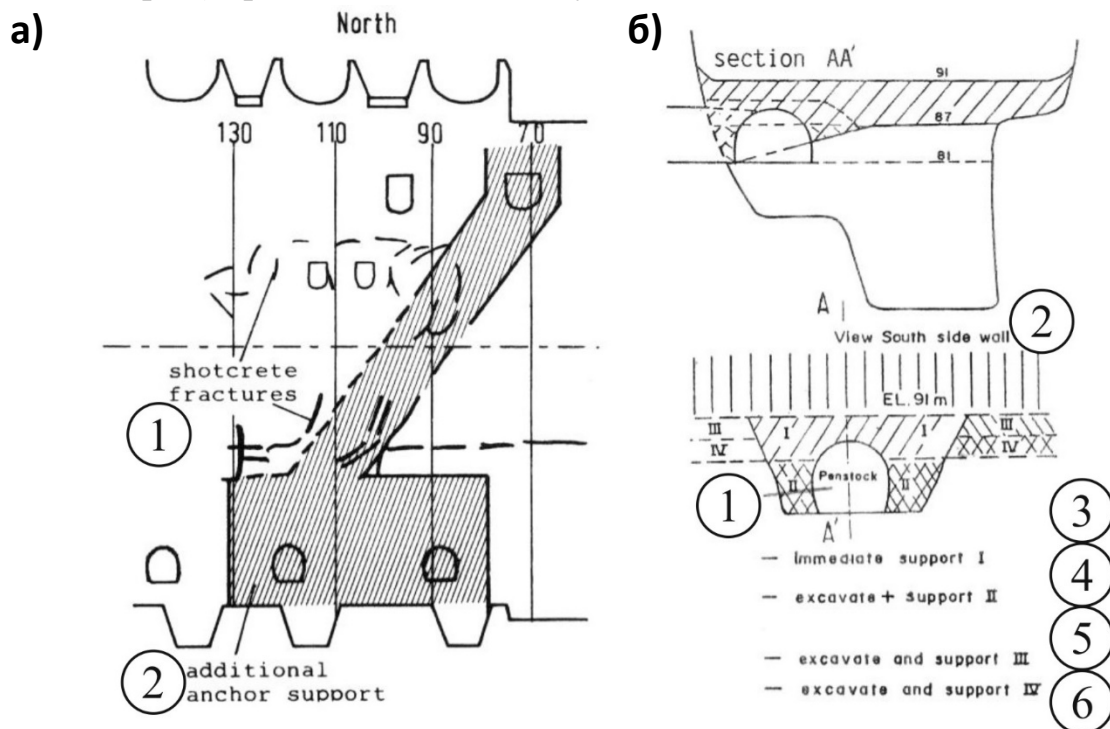


Рис. 5.39. Зона установки дополнительной крепи и выбор последовательности экскавации

а) установка дополнительной крепи в зонах нарушений 3 и 4.

1 – трещины в набрызгбетоне; 2 – дополнительная анкерная крепь;

б) выбор последовательности экскавации с учетом наличия нарушения 4 в напорном туннеле № 6.

1 – напорный туннель; 2 – западная стена полости; 3 – экскавация и крепление стадии I; 4 – экскавация и крепление стадии II; 5 – экскавация и крепление стадии III; 6 – экскавация и крепление стадии IV

неле длиной 27 км на границе между Францией и Швейцарией. Ускоритель служит для разгона электронов (материя) и позитронов (антиматерия) в противоположных направлениях до скорости близкой к скорости света и наблюдений за результатами их столкновений. Проводятся также эксперименты и с другими элементарными частицами. Вдоль туннеля диаметром 3,6 м установлены 5388 крупногабаритных электромагнитов, направляющих и фиксирующих пучки частиц.

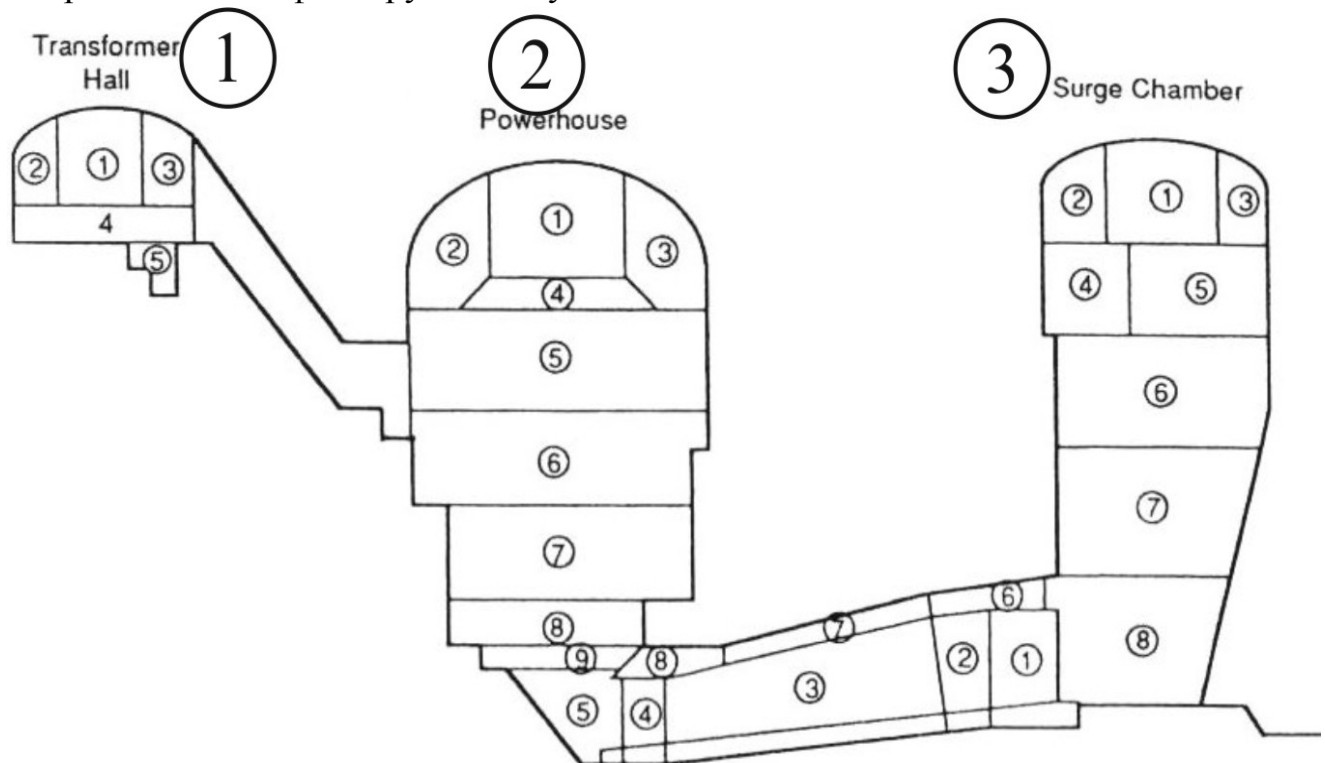


Рис. 5.40. Последовательность экскавации полости главных залов электростанции Churchill Falls

1 – трансформаторный зал; 2 – главный зал; 3 – буферная камера

Размеры ускорителей элементарных частиц определяются необходимостью поддерживать высокую скорость последних для получения нужного физического эффекта. Электроны и позитроны теряют энергию при движении по изогнутой траектории, поэтому для них требуются большие радиусы поворотов пути.

Строительство лабораторного комплекса под землей позволило обеспечить:

- стабильность и безопасность фундаментов, поддерживающих оборудование в рабочем состоянии с чрезвычайной точностью;
- кольцо ускорителя диаметром более 8 км, участок для которого невозможно было найти на поверхности;
- полную изоляцию радиации, генерируемой ускоренными частицами и их столкновениями;
- получение разрешения властей на строительство комплекса, не воздействующего на окружающую природную среду.

Туннель ускорителя расположен в осадочных породах, имеющих общее название «молассы», состоящих из чередования горизонтально расположенных песчаников и песчаных мергелей. Слои молассы перекрыты отложениями гравия и песков, оставшимися от ледниковых периодов.

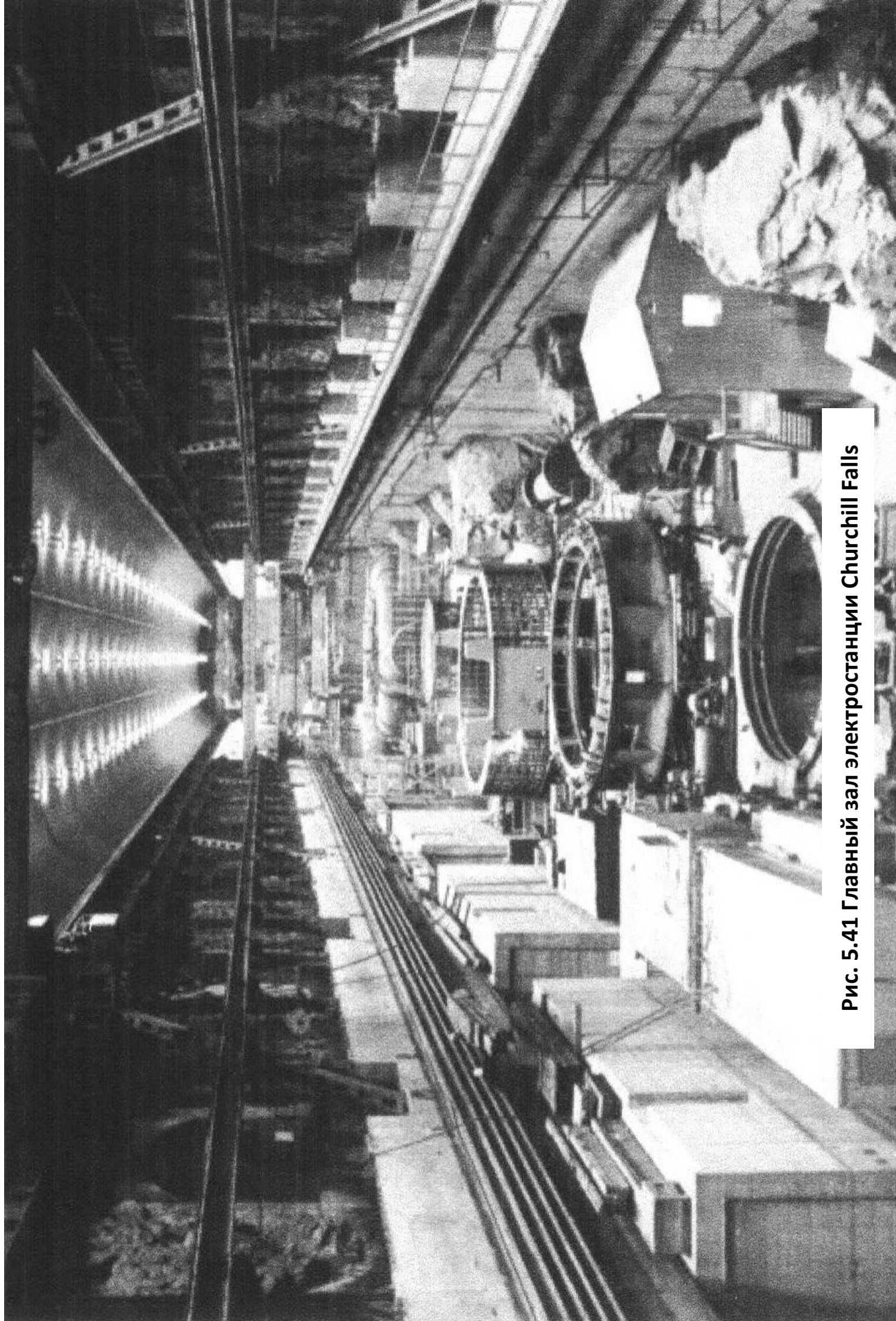


Рис. 5.41 Главный зал электростанции Churchill Falls



**Рис. 5.42. Строительство трансформаторного зала
электростанции Churchill Falls**

Построенный туннель почти, но не вполне циркульный, состоит из 8 прямых секций длиной примерно по 510м, соединенных 8 арками длиной примерно 2750м каждая. Большинство составных частей туннеля пробурено туннельными машинами, которые опускались на проектный уровень туннеля через 18 стволов глубиной 5 – 150 м. Буровые машины

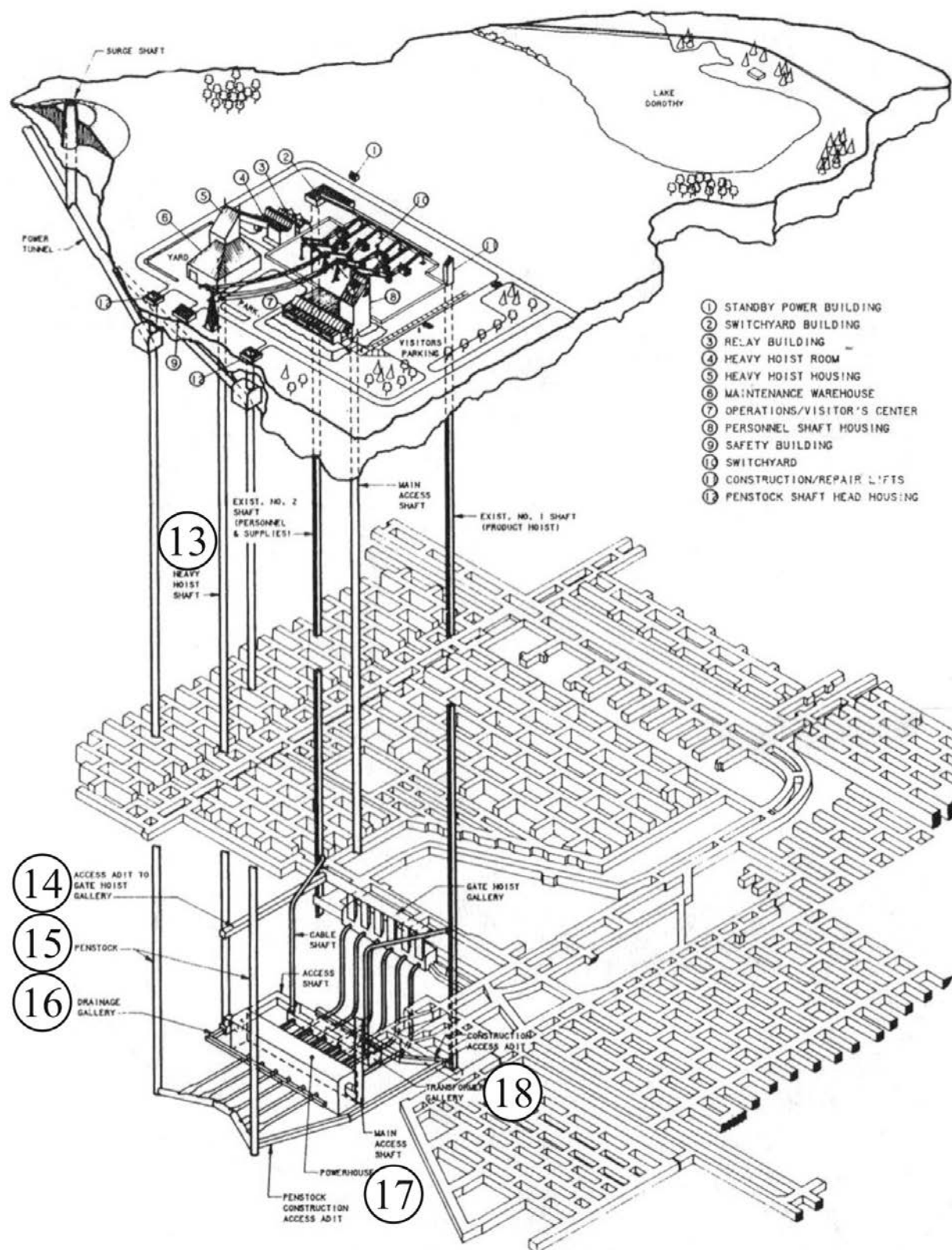


Рис. 5.43. Возможность использования выработанного пространства старых шахт в качестве нижнего резервуара гидроэлектрического комплекса

1-12 – здания и сооружения на поверхности; 13 – стволы; 14 – туннели; 15 – напорный туннель; 16 – галереи; 17 – главный зал; 18 – трансформаторный зал



Рис. 5.44. Строительство полости главного зала электростанции Rio Grande

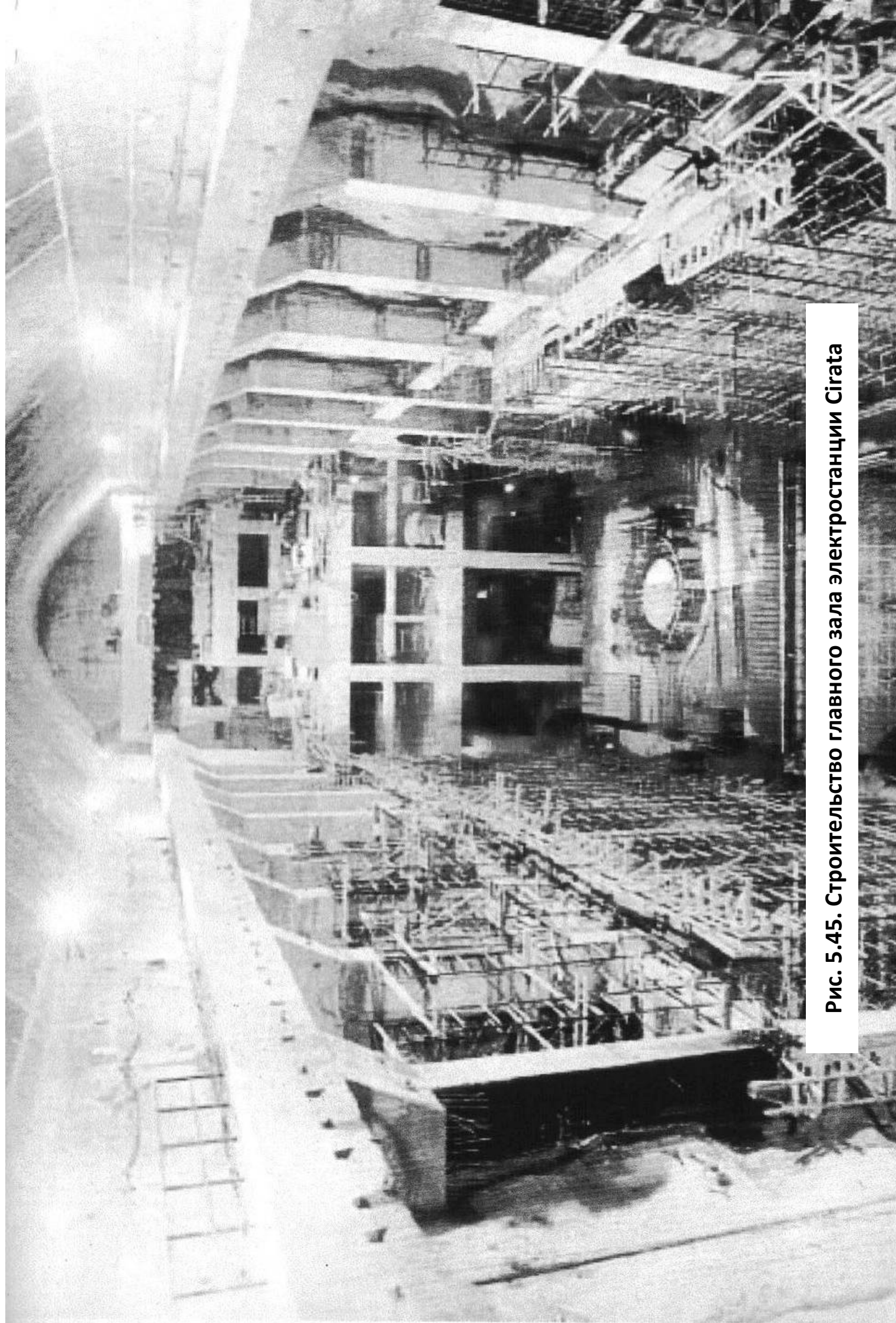


Рис. 5.45. Строительство главного зала электростанции Сигата

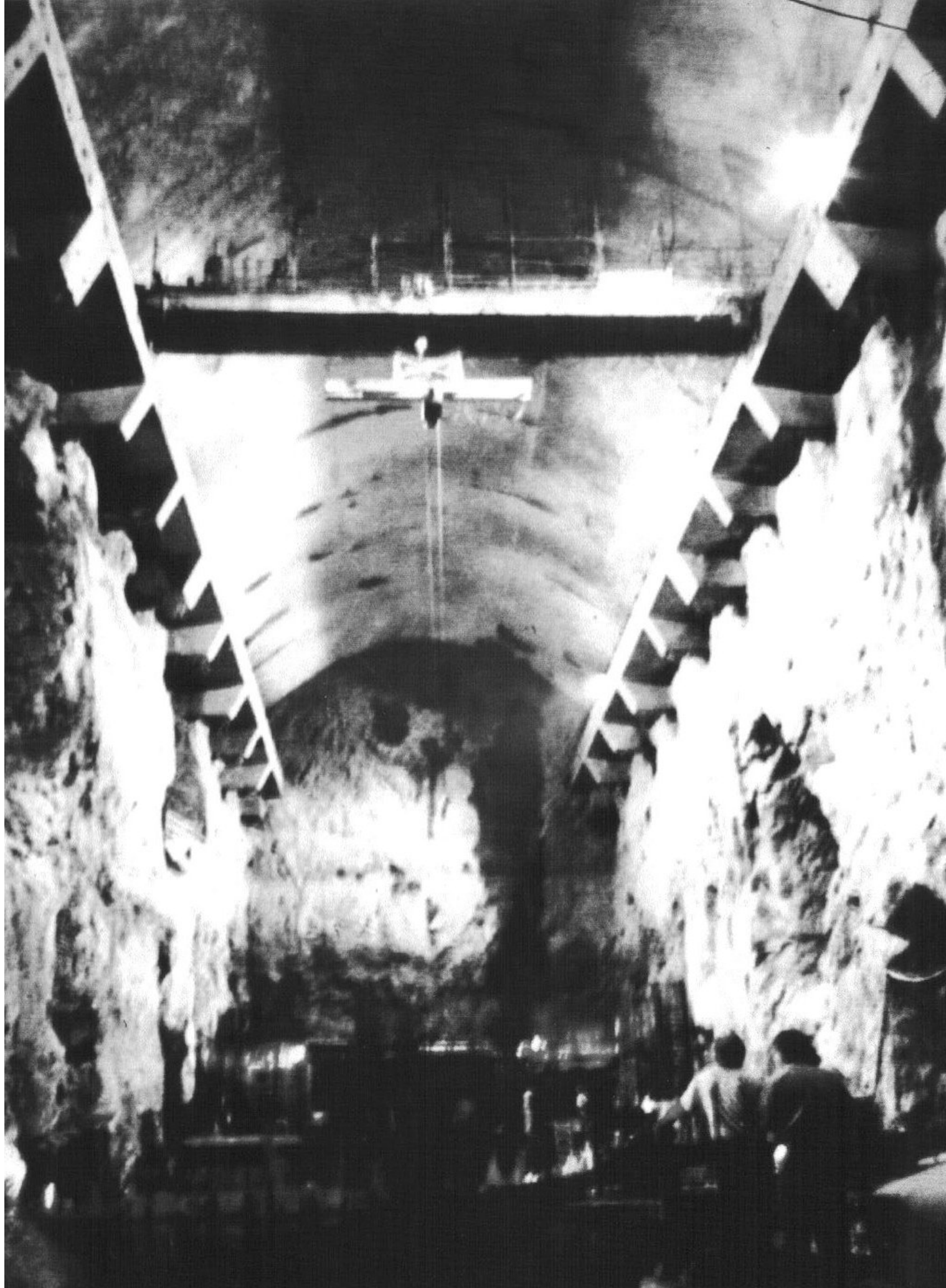


Рис. 5.46. Строительство главного зала электростанции
Mingtan

управлялись лазерными лучами, что обеспечивало точность направления туннеля равную 1 см. Туннель крепился кольцами из предварительно напряженного железобетона и после завершения строительства был оборудован трубой, по которой двигаются пучки элементарных частиц. Поскольку последние при движении не должны сталкиваться с какой-либо другой материей, в трубе поддерживается полный вакуум.

Внутри кольца главного ускорителя LEP/LHC размещается малое кольцо синхротрона SPS, который служит для предварительного разгона элементарных частиц, придавая им необходимое количество энергии для инъекции в главный ускоритель (рис. 5.47, 5.48 цв. вкл.). Кроме синхротрона, в состав комплекса входят детекторы Aleph, Delphi, L₃, Opal, имеющие разные назначения и конструкцию (рис. 5.49, 5.50 цв. вкл.).

В последние годы ускоритель реконструировался с заменой существующего комплекса LEP и установкой более мощного коллайдера LHC. При этом, кроме объединения новых подземных структур со старыми, требованием физиков было расположить новые полости как можно ближе друг к другу для уменьшения расстояния между собственно детекторами, собирающими данные, и компьютерами, обрабатывающими их. Основными объектами реконструкции являлись пункты ускорителя 1 (лаборатория ATLAS) и 5 (CMS). Подземные работы пункта 1 состояли, в основном, из строительства дополнительных участков туннелей T12 и T18 между ускорителем и синхротроном, двух новых стволов PX14 и PX16 соответственно диаметрами 18 м и 12,6 м, обеспечивающих доступ к экспериментальной полости 4X15, где установлен детектор (рис. 5.51-5.53).

Туннель T12 общей длиной 2,6 км с диаметром 3,8 м проходилась комбайном, в туннеле T18 применялась буровая туннельная машина. Проходчики при проведении туннелей испытывали две особые проблемы. Одна из них была связана с выпадением плохо связанных фрагментов пород из кровли.

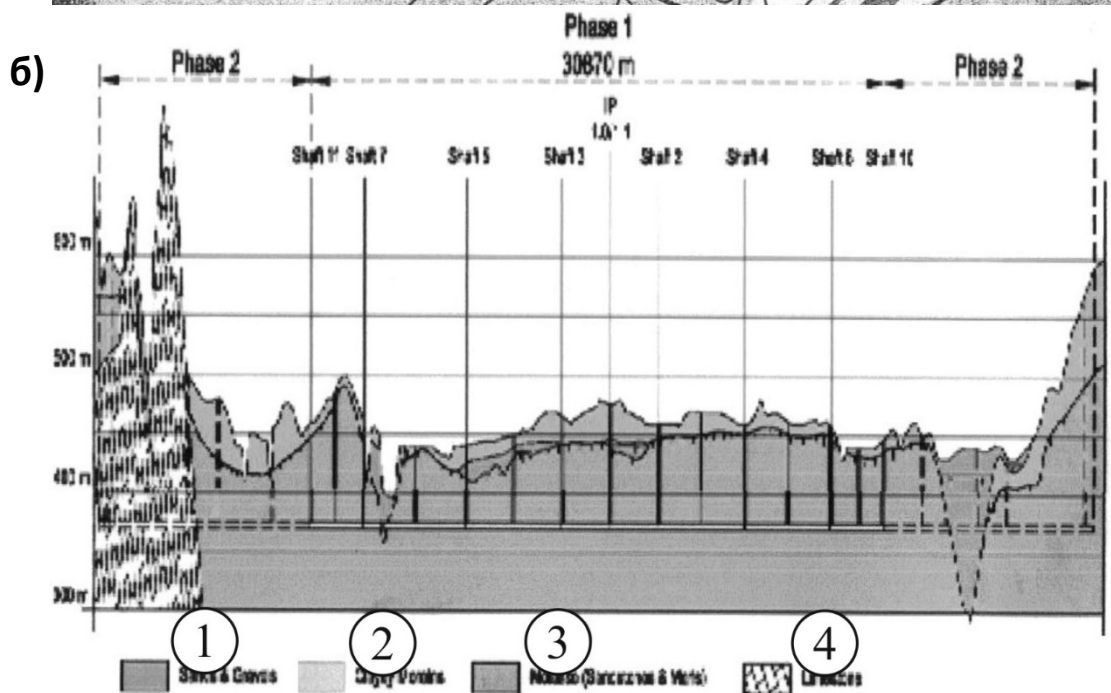
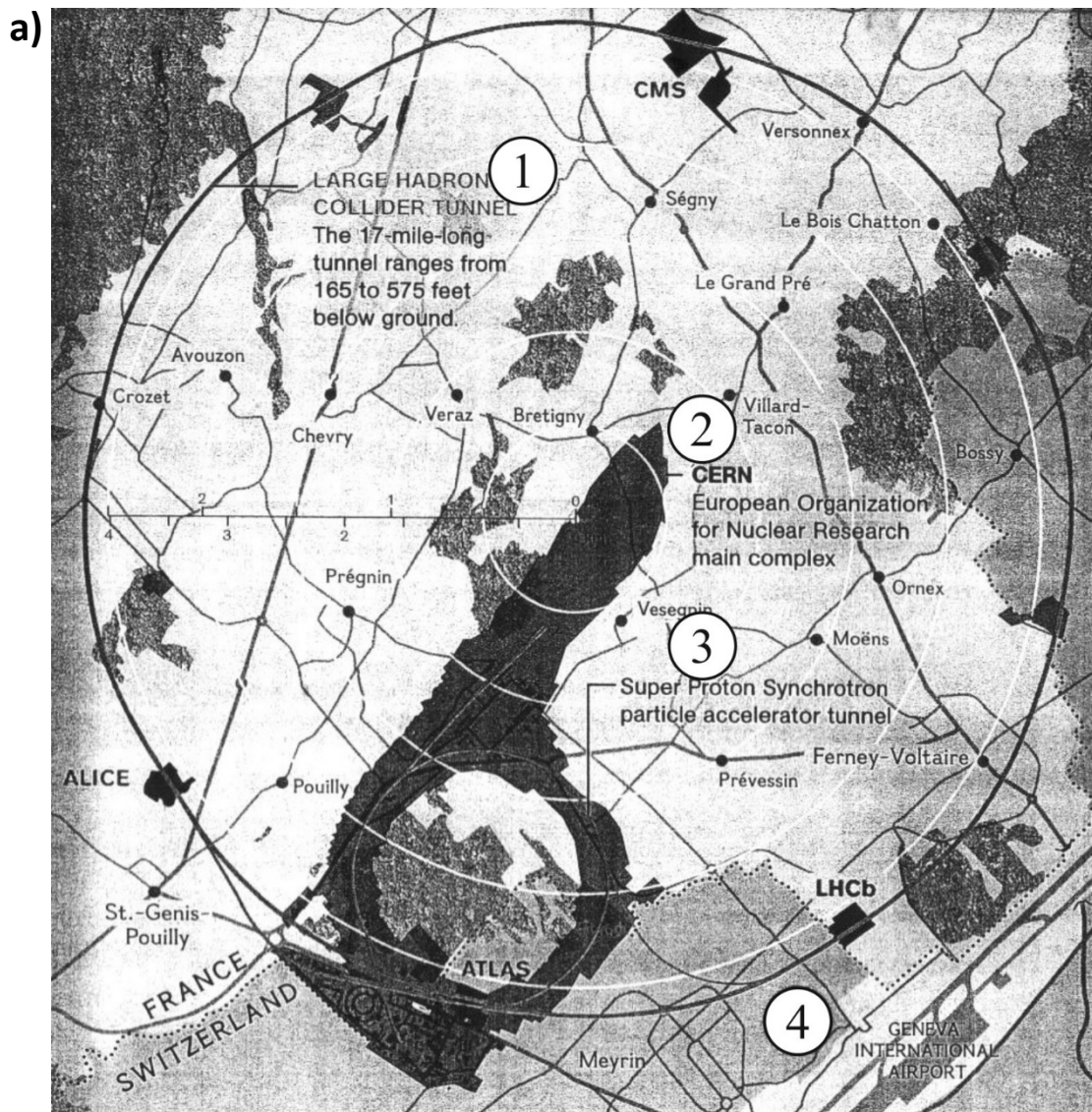


Рис. 5.47. Расположение и геологические условия подземного комплекса ускорителя CERN

Объяснения к рис. 5.47:

а) расположение туннелей и полостей ускорителя CERN.

1 – туннель ускорителя; 2 – центр управления комплексом; 3 – синхротрон; 4 – международный аэропорт Женева.

б) геологический разрез.

1 – пески, гравий; 2 – мореновая глина; 3 – моласса; 4 – известняк.

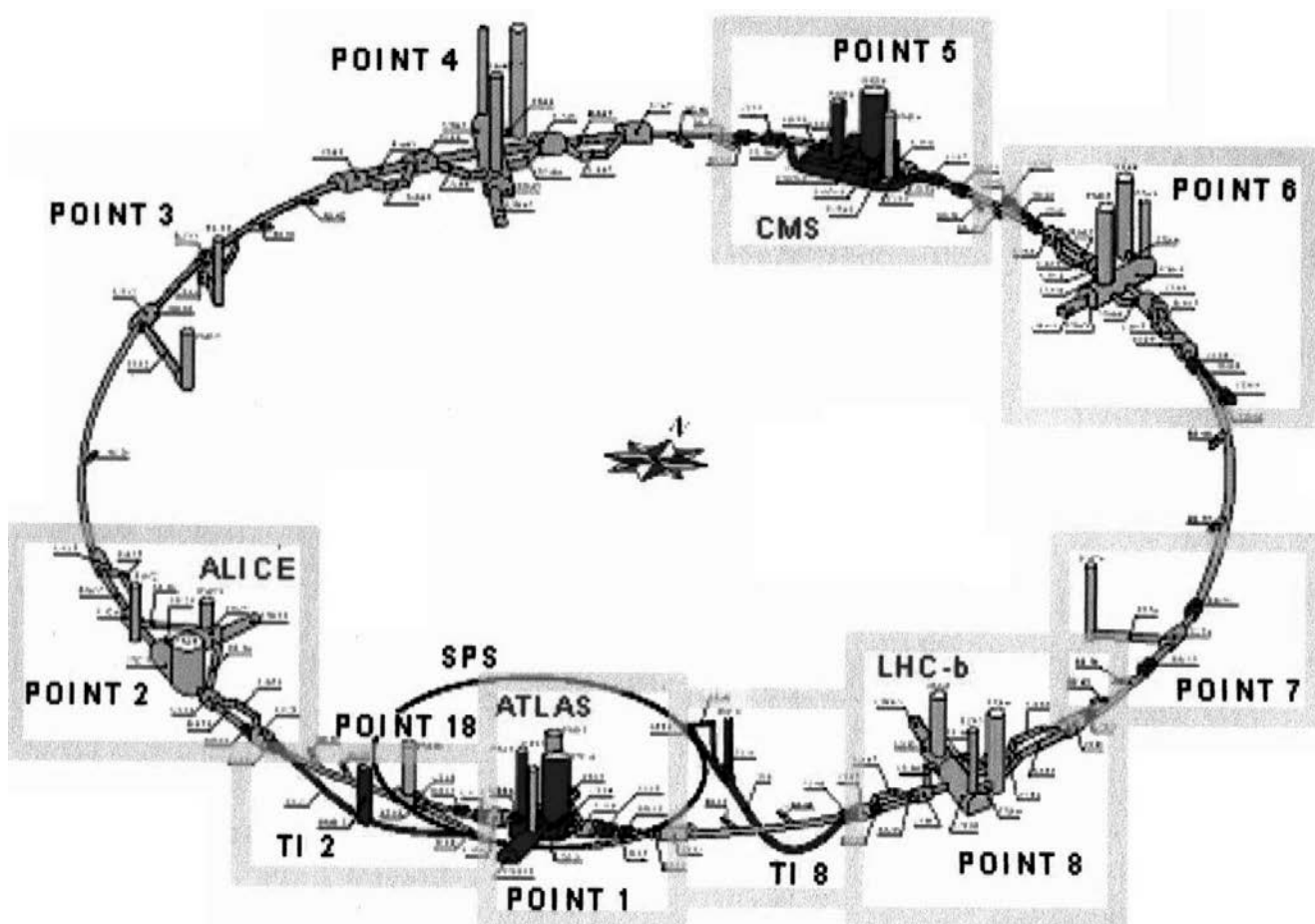


Рис. 5.49. Схема подземных лабораторий, входящих в комплекс CERN

В туннелях сравнительно небольших диаметров такие падения не причиняли особого вреда, но усиливались с течением времени. Вторая проблема вызывалась вспучиванием почвы на высоту до 30 см при попадании воды на глинистые слои. Падение фрагментов пород предотвращались установкой дополнительной анкерной крепи и усилением набрызгбетона. Со вспучиванием почвы боролись ее дополнительной подрывкой проходческим комбайном.

a)

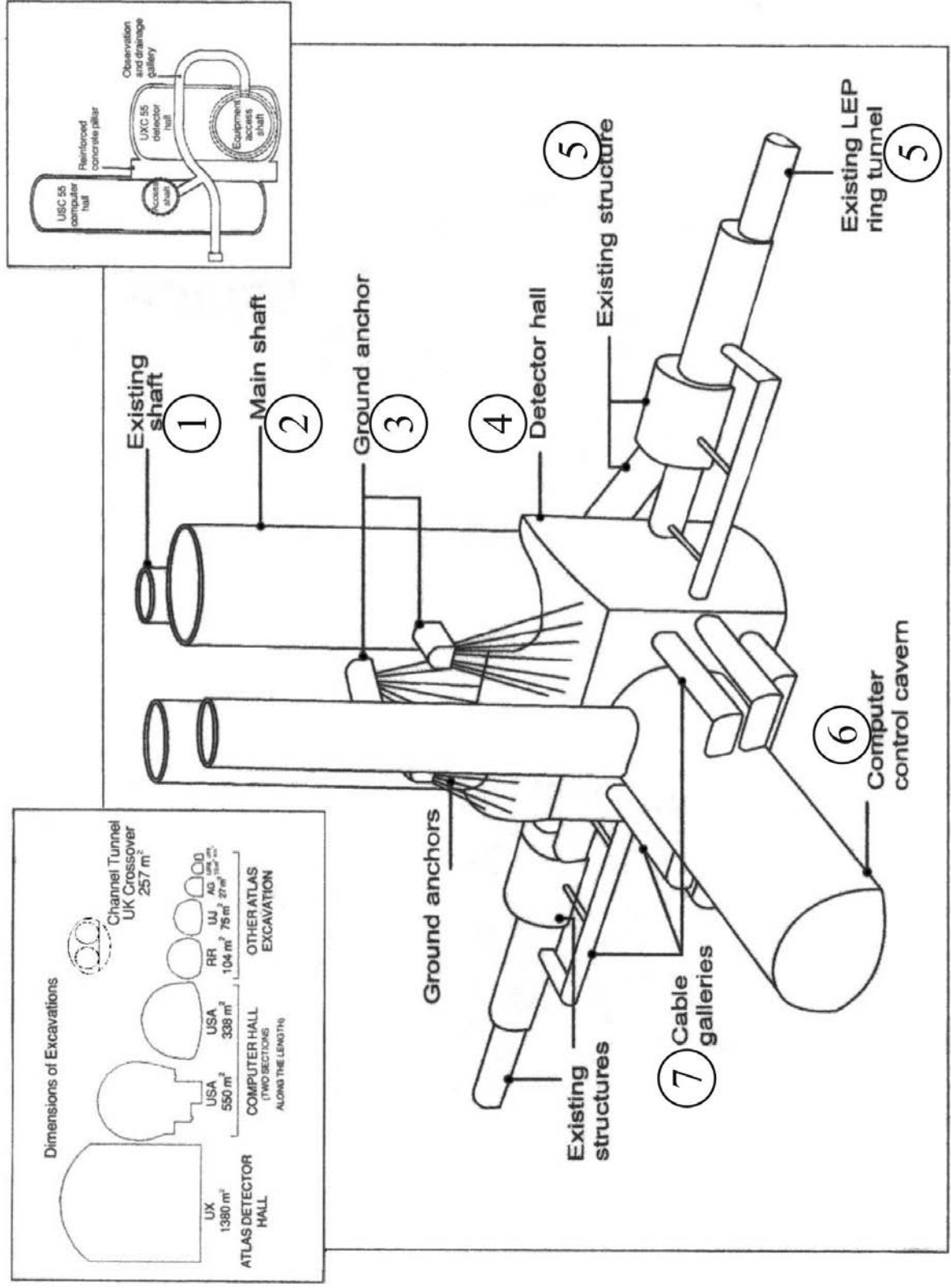


Рис.5.51. Подземная лаборатория ATLAS (пункт 1)

6)

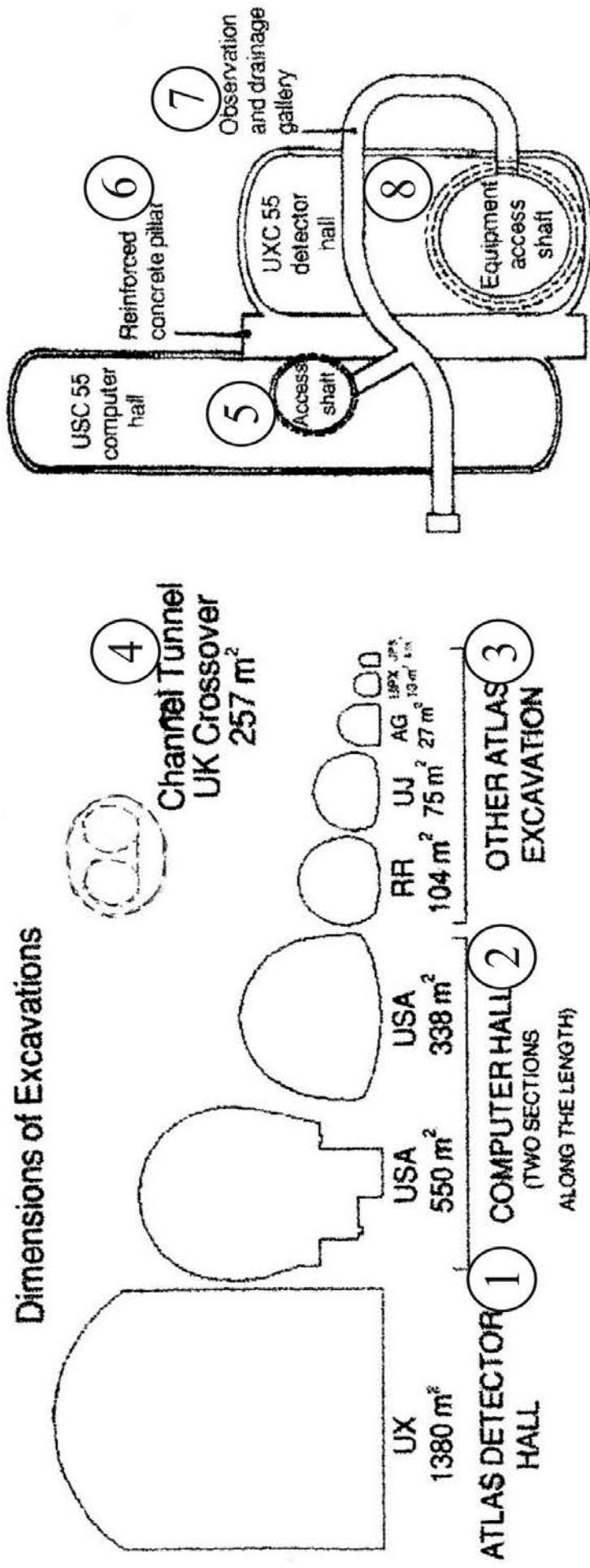


Рис.5.51. Подземная лаборатория ATLAS (пункт 1) (продолжение)

в)

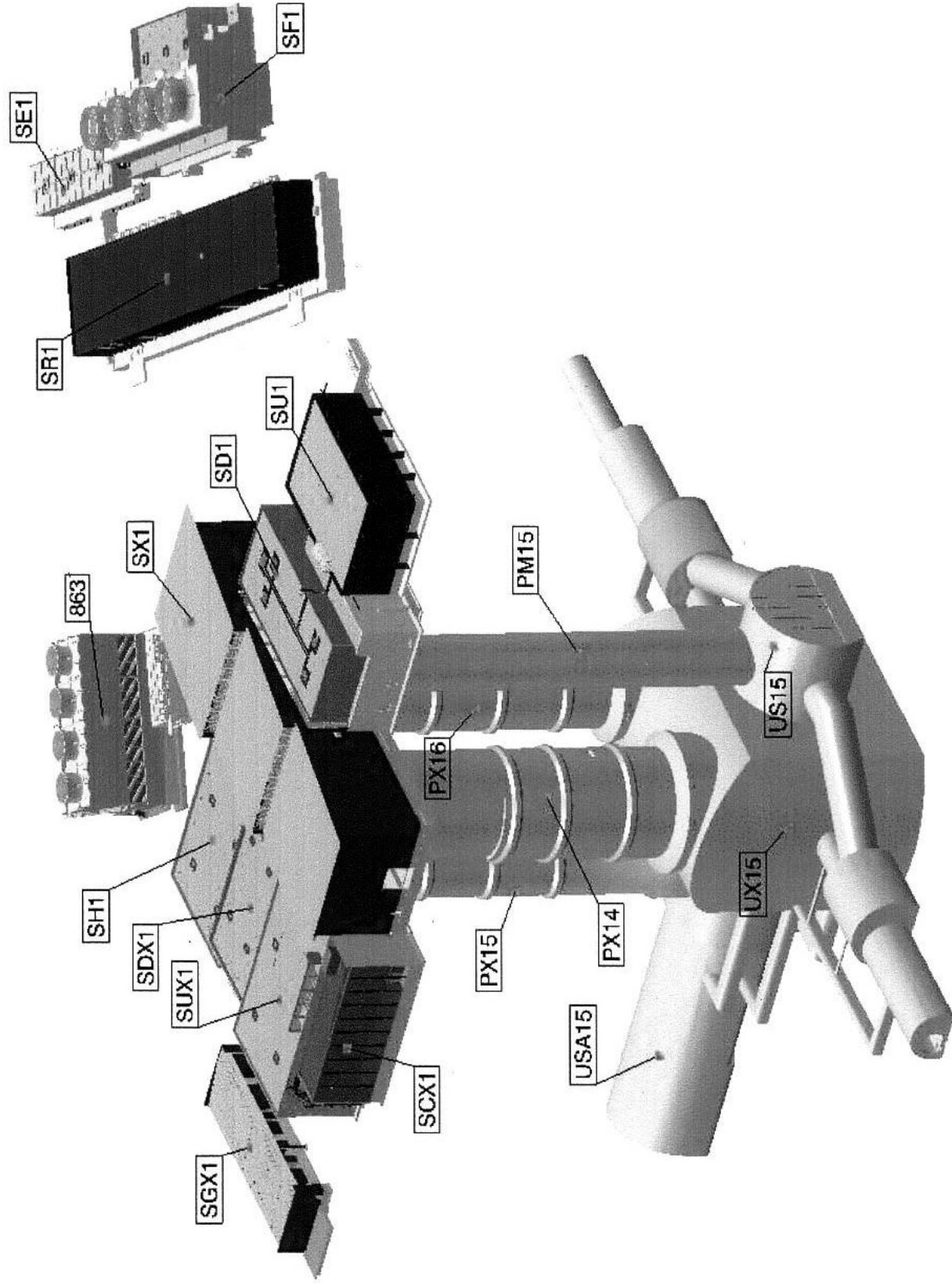
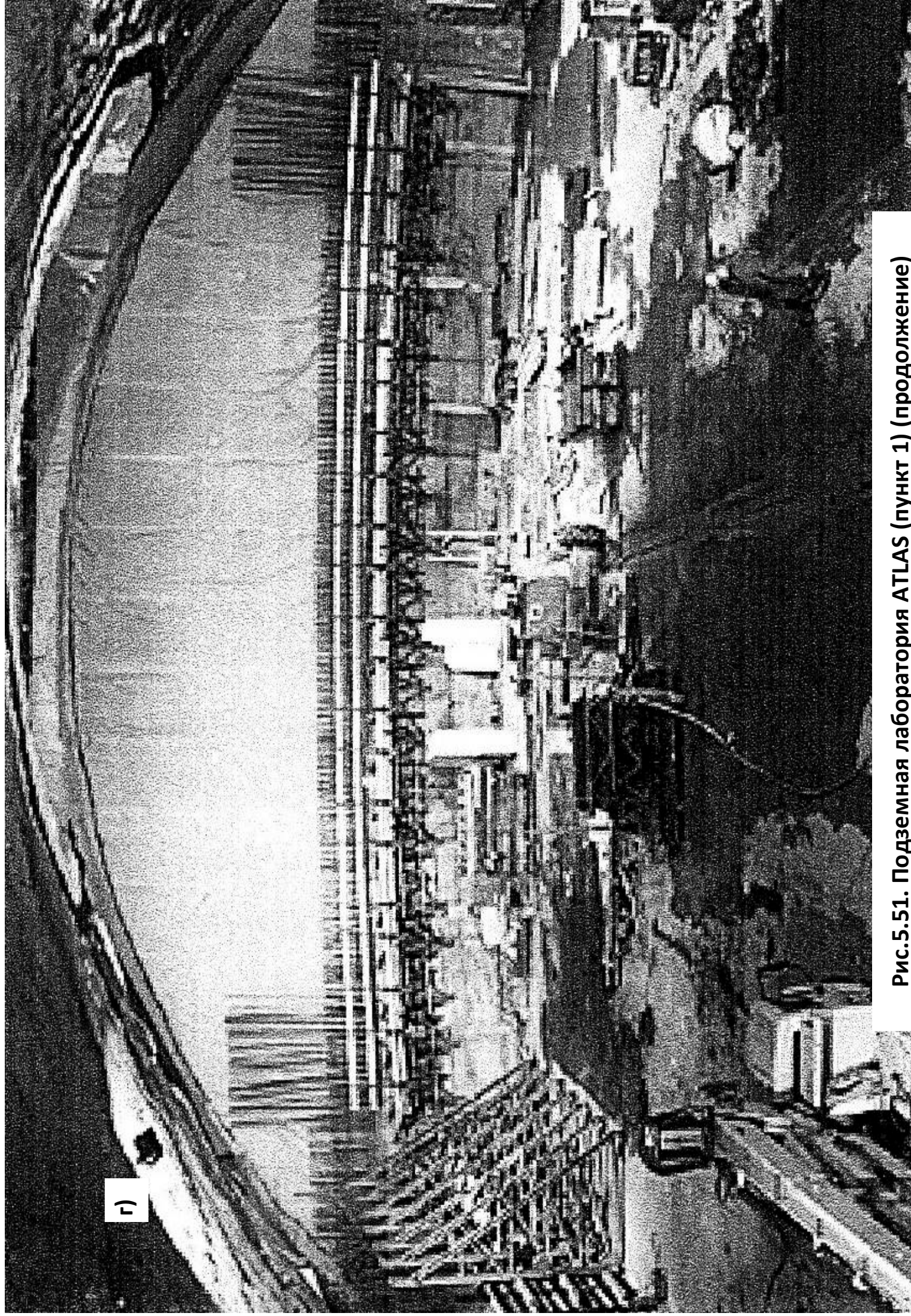
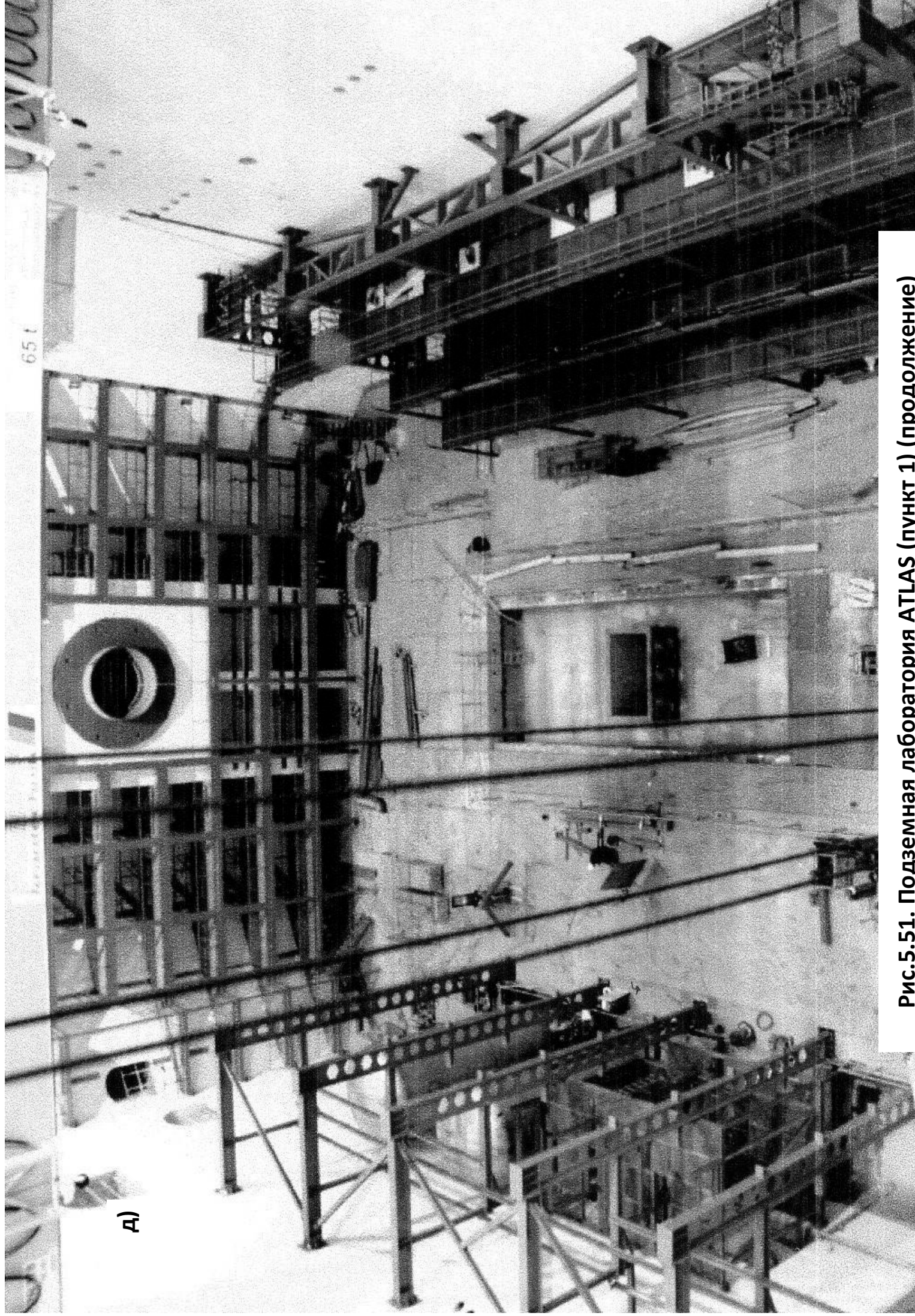


Рис.5.51. Подземная лаборатория ATLAS (пункт 1) (продолжение)



г)

Рис.5.51. Подземная лаборатория ATLAS (пункт 1) (продолжение)



д)

Рис.5.51. Подземная лаборатория ATLAS (пункт 1) (продолжение)

е)

Рис.5.51. Подземная лаборатория ATLAS (пункт 1) (окончание)

Объяснения к рис. 5.51:

а) общий вид.

1 – существующий ствол; 2 – главный ствол; 3 – анкера; 4 – зал детектора; 5 – существующая структура; 6 – полость центра управления компьютером; 7 – кабельные галереи.

б) размеры основных полостей.

1 – детекторный зал; 2 – компьютерный зал; 3 – другие полости; 4 – туннель под Ла-Маншем (для сравнения); 5 – ствол доступа; 6 – железобетонная перемычка; 7 – наблюдательная и дренажная галерея; 8 – ствол доставки оборудования.

в) изометрическая схема полостей, стволов и наземных сооружений детектора ATLAS; г) строительство свода полости UX15 (детектора ATLAS); д) общий вид полости UX15; е) общий вид полости USA15.

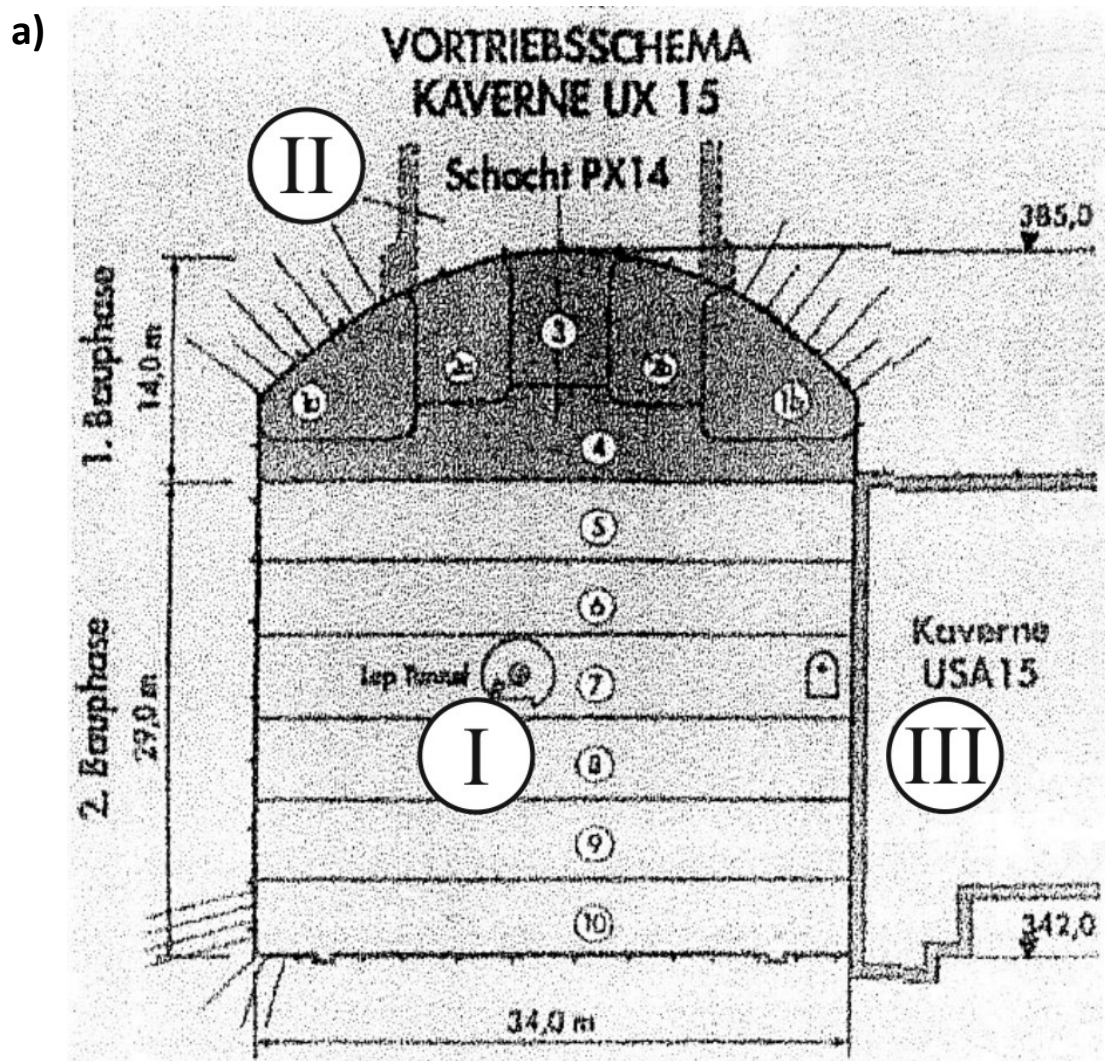


Рис. 5.52. Последовательность экскавации полости USA15

6)

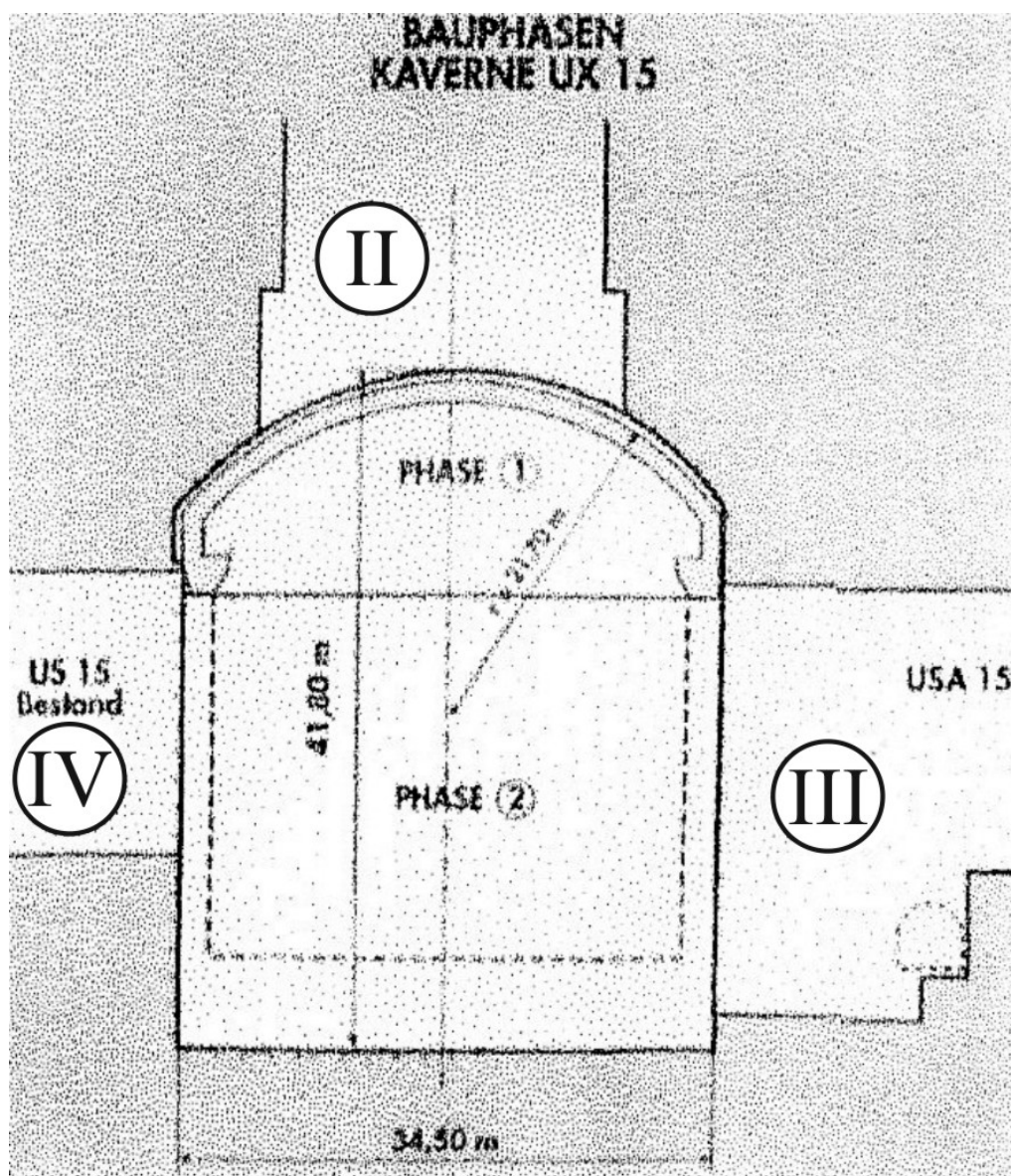


Рис. 5.52. Последовательность экскавации полости USA15

а) последовательность экскавации; б) стадии строительства.

I – туннель ускорителя LEP/LHC; II – ствол доступа PX14; III – полость USA 15; IV существующая полость US15.

Арабскими цифрами обозначены стадии экскавации

Проходка стволов PX14 и PX16 с установкой первичной крепи из анкерных болтов и набрызгбетона выполнялась одновременно. В сопряжении стволов со сводом полости UX15 сооружены бетонные воротники, потребовавшие дополнительной экскавации. Затем устанавливалась водоупорная мембрана и бетонная крепь в скользящей опалубке.

Главная полость UX15 с размерами 55x30x35 м расположена таким образом, что ее ось параллельна туннелю. Пол этой полости расположен примерно на 92 м ниже уровня поверхности, оставляя таким образом более 50 м пород под кровлей.

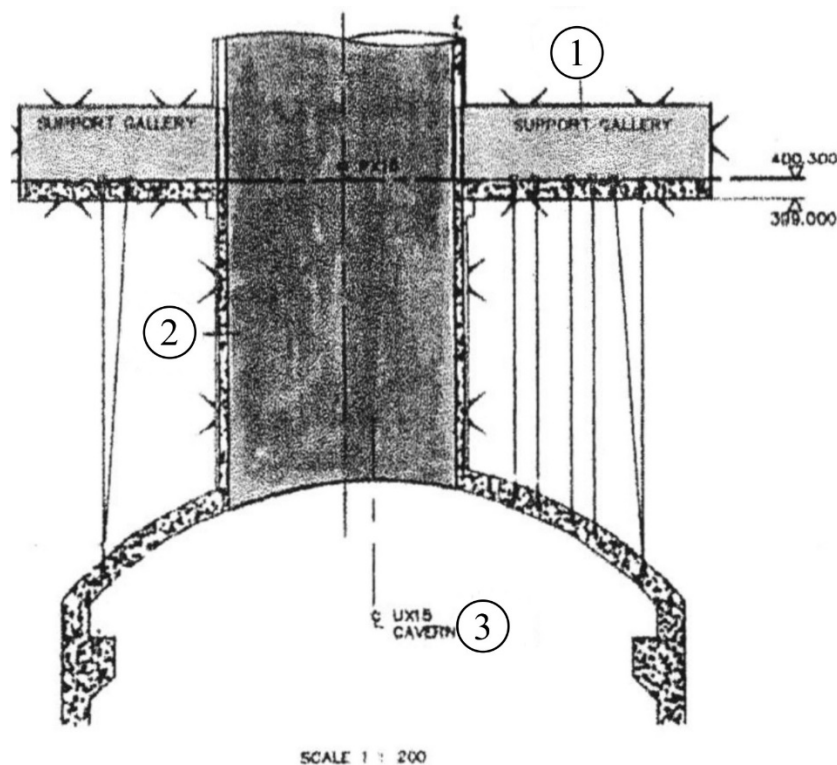


Рис. 5.53. Подвеска кровли полости UX15 на канатных анкерах
1 – боковые анкерные галереи; 2 – ствол доступа 9x16; 3 – полость детектора UX15

Экспкавация этой полости выполнялась сразу после завершения ствола PX14. Ее свод был сформирован пятью туннелями, начиная от двух самых дальних боковых, пройденных вдоль южной и северной стен. После этого проводились два промежуточных туннеля, и наконец, – центральный туннель. Затем проходческие работы в полости были приостановлены для бетонирования свода и установки железобетонных подкрановых балок.

Для возобновления экскавации полости UX15 под ней на расстоянии 15 м со стволов PX14 и PX16 проходились галереи, из которых по направлению к завершенному бетонному своду полости устанавливались 38 предварительно натянутых канатных анкеров с общей несущей способностью 2200 кN, удерживающих вес свода на время экскавации оставшегося объема полости. Нижние концы канатов крепились в бетонной крепи ее свода. Верхние головки оставались доступными в галереях и натягивались до их рабочей нагрузки (рис. 5.53).

После этих работ экскавация полости возобновлялась и выполнялась сверху вниз уступами высотой 3 м до уровня существующего туннеля LEP. Одновременно сооружались соединительные галереи между полостями. Толщина бетонных стен полости составляла 2 м. Ее обратный свод высотой 5 м крепился железобетоном и сооружался тремя уступами высотой примерно по 1,5 м. Пустоты между внешним контуром крепи и окружающими породами тампонировались.

Перпендикулярно полости UX15 расположена вспомогательная полость ISA15 с максимальной шириной 20 м и длиной 62 м, связанная с существующим стволом PX15 диаметром 10,0 м. Ствол обеспечивает главный доступ персонала к новым подземным структурам. Строительство полости USA15 выполнялось через этот ствол, в котором до начала ее экскавации устанавливалась бетонная крепь и водоупорная мембрана. В своде полости проходились два передовых туннеля, которые затем расширялись и углублялись до вплоть создания обратного свода. Полость крепилась бетоном с установкой водонепроницаемой мембраны. Крепь свода устанавливалась 8 участками длиной примерно по 8 м.

Проходка полостей и стволов в пункте 5 для детектора CMS усложнялась большими вертикальными размерами полостей USC55 и UXC55, их очень близким совместным расположением и плохими геологическими условиями (рис. 5.54). Компьютерное моделирование показало, что в этих условиях породный целик толщиной 3 м между полостями требует замены на бетонную перемычку. Такая перемычка толщиной 7 м, высотой 30 м, длиной 50 м возводилась из монолитного железобетона со стальной арматурой (рис. 5.55). Устанавливалась также водонепроницаемая мембрана. Крепежные системы обеих соседних полостей связаны анкерными болтами и бетоном.

Стволы в пункте 5 проходились через водонасыщенные породы мощностью 50 м, которые замораживались жидким азотом с созданием вокруг стволов ледопородных цилиндров. Стволы бетонировались крепью в скользящей опалубке с установкой водонепроницаемой мембраны. Проводился предварительный тампонаж окружающих пород.

Полость UXC55 сооружалась четырьмя туннелями, за проходкой которых последовало строительство обратного свода высотой 3,0 м пятью туннелями, чтобы избежать сдвижения пород.

Поскольку проходческие работы проводились в непосредственной близости от существующих стволов и полостей, требовались дополнительные бетонные работы по усилению последних.

В некоторых строящихся полостях зазор между постоянной бетонной крепью и окружающими породами заполнялся сжимаемым слоем, включающим временную анкерную крепь, набрызгбетон, усиленный стальным волокном, и листы материала, подобного полистиролу толщиной 100 мм. Этот слой обеспечивал податливость крепи при сдвижении окружающих пород, что особенно важно при стадийной послойной проходке полостей.

На рис. 5.56 схематически показаны другие подземные сооружения ускорителя CERN, на рис. 5.57, 5.58 в качестве примеров показаны комплексы наземных и подземных объектов пункта 2 «Alicia» и пункта 8

«Delphi». На рис. 5.59, 5.60 (цв. вкл.) показано строительство больших подземных полос-

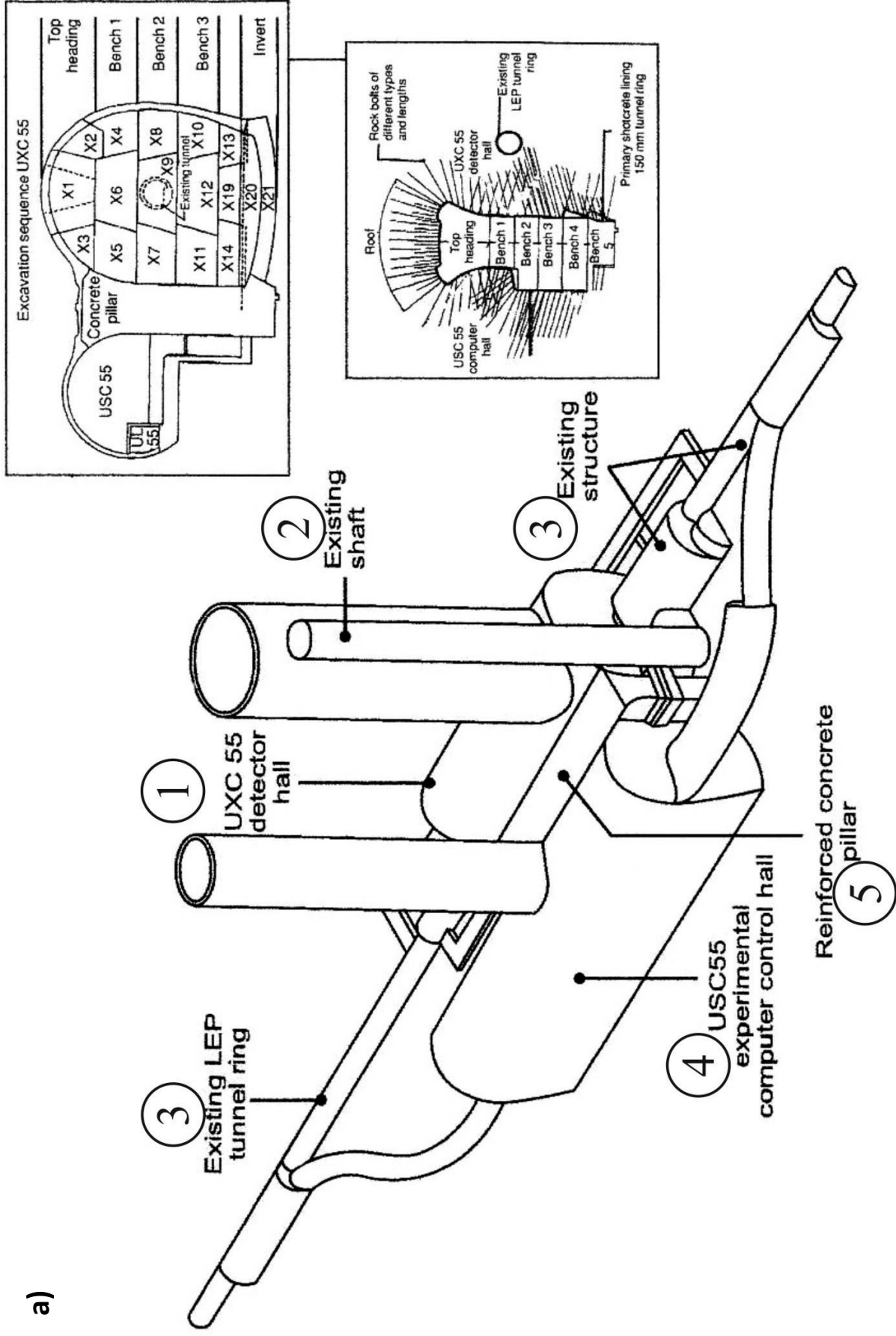


Рис. 5.54. Подземная лаборатория CMS (пункт 5)

6)

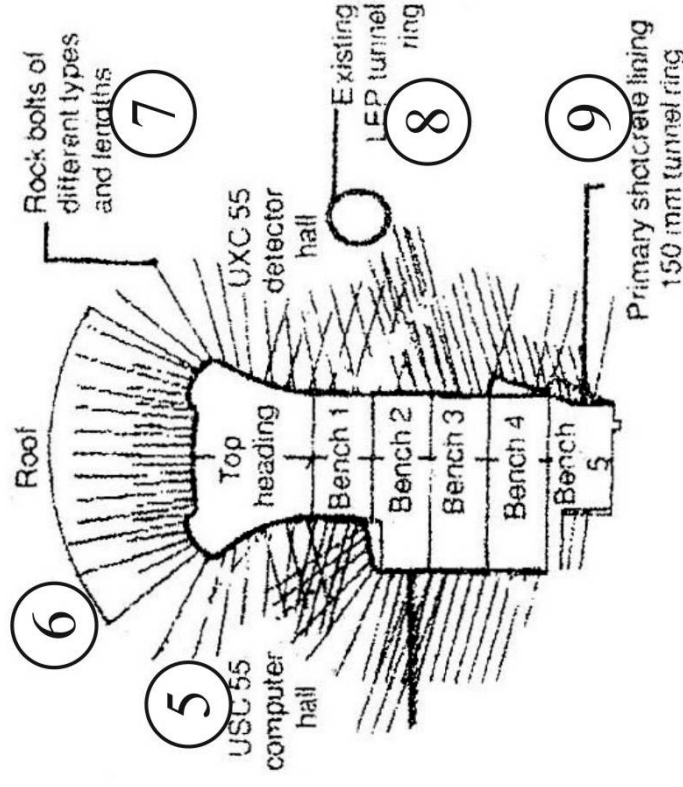
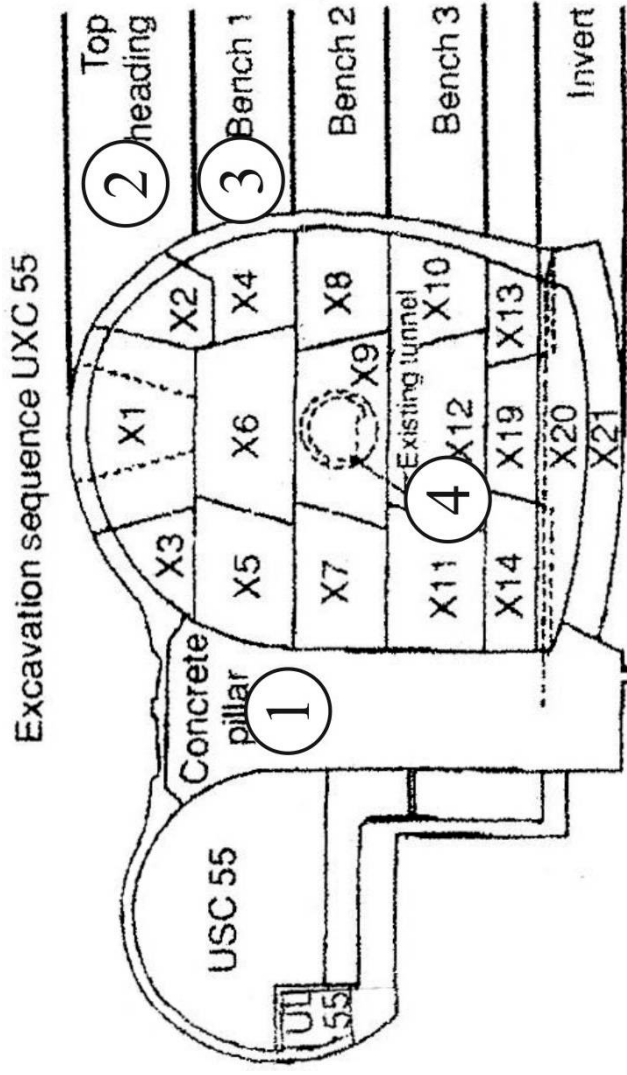


Рис. 5.54. Подземная лаборатория CMS (пункт 5) (окончание)

а) общий вид.

1 – детекторный зал UXC 55; 2 – существующий ствол; 3 – существующая структура; 4 – зал управления экспериментальным компьютером; 5 – железобетонная перемычка.

б) последовательная экскавация полостей.

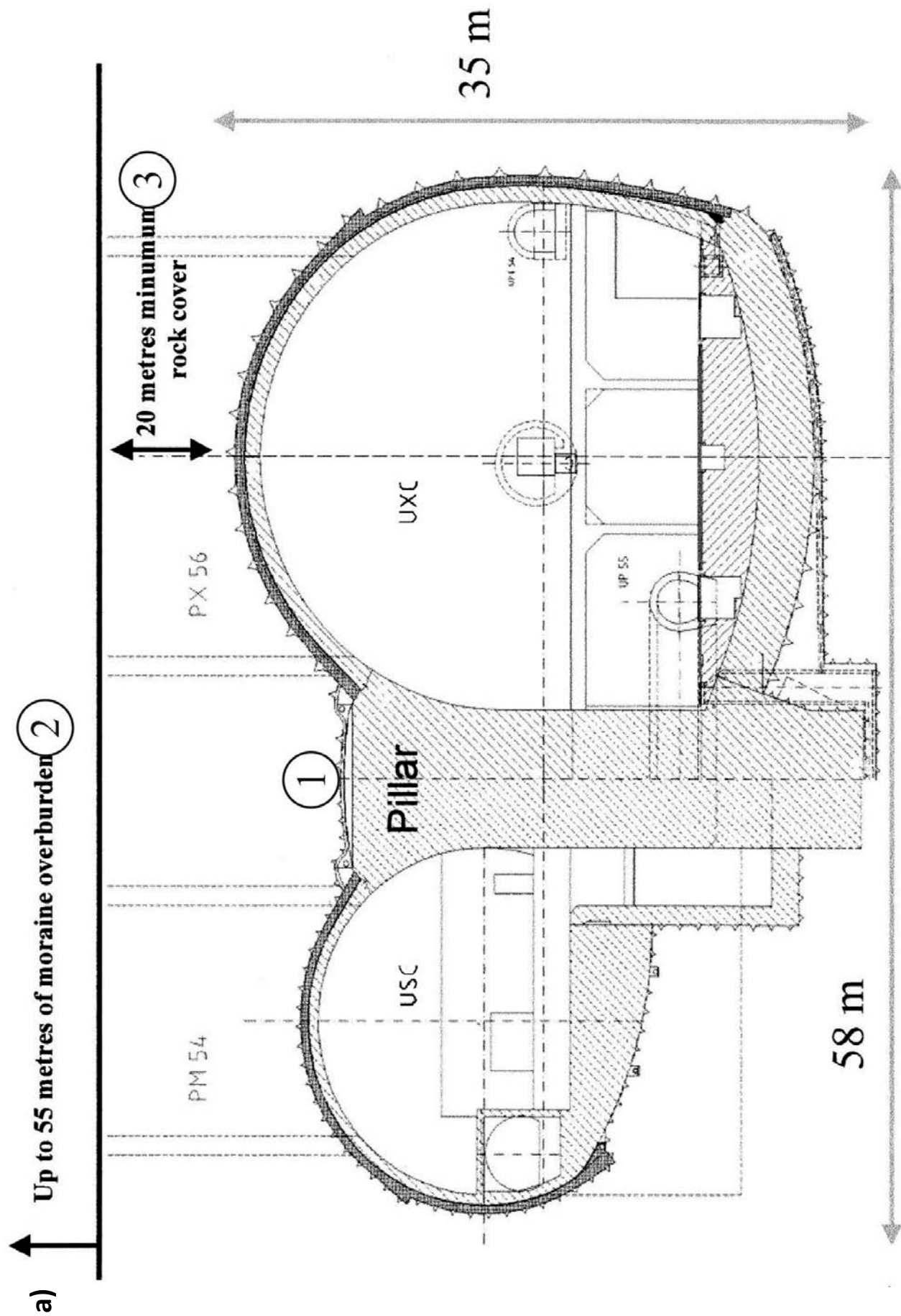


Рис. 5.55. Подземный комплекс лабораторий CMS (пункт 5)

6)



Рис. 5.55. Подземный комплекс лабораторий CMS (пункт 5)
(продолжение)

в)

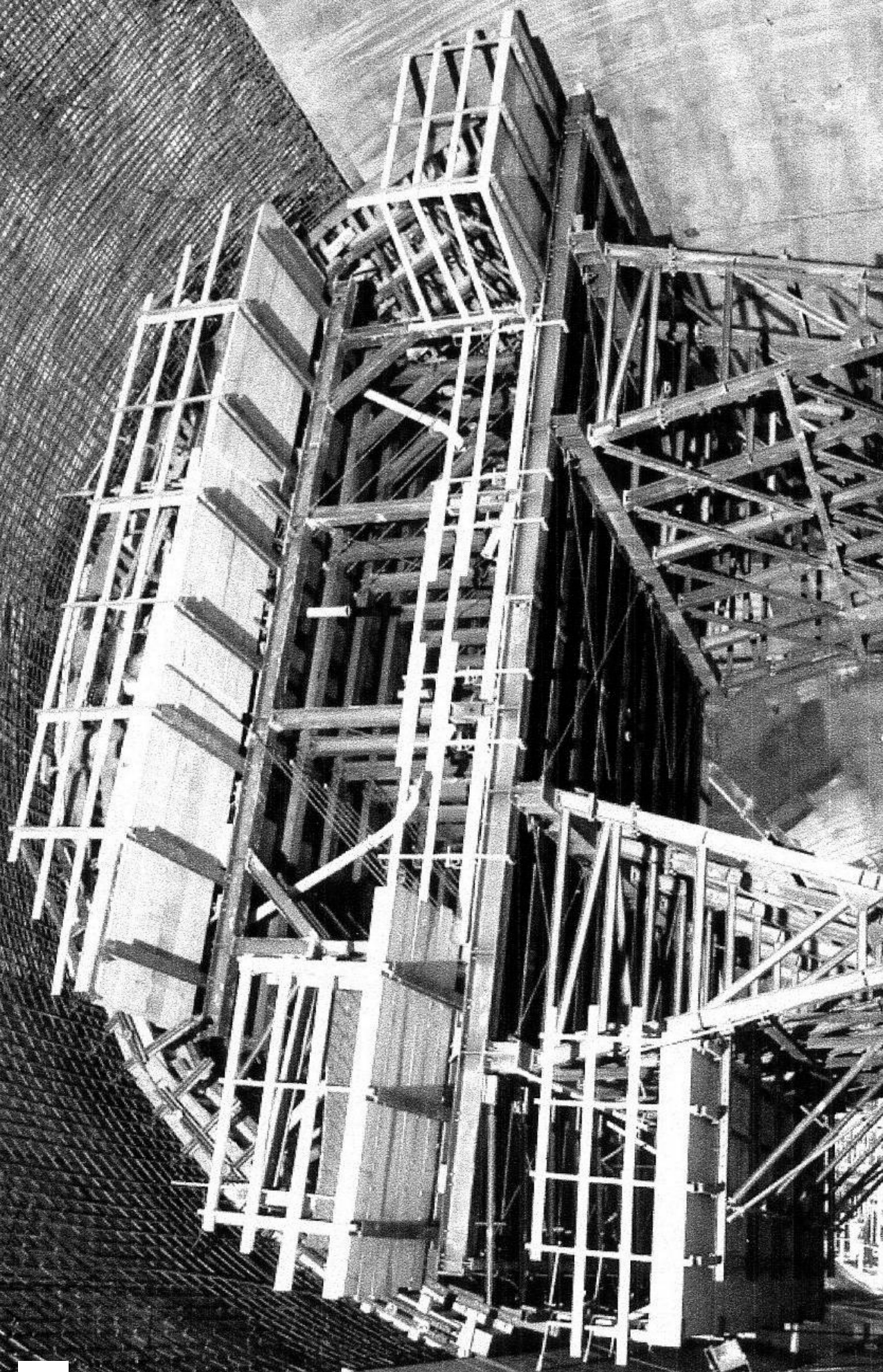


Рис. 5.55. Подземный комплекс лабораторий CMS (пункт 5) (продолжение)

г)

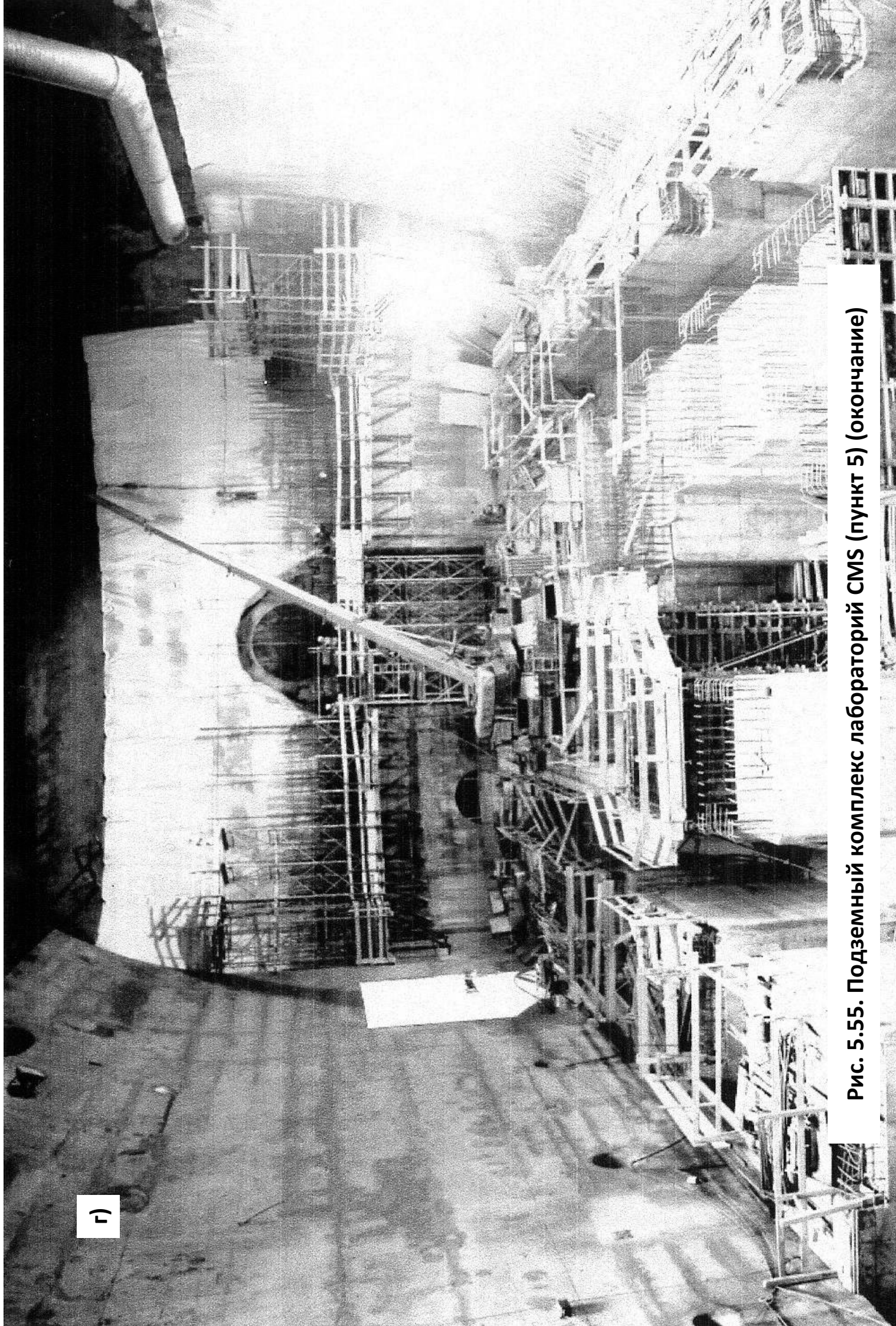


Рис. 5.55. Подземный комплекс лабораторий СМС (пункт 5) (окончание)

Объяснения к рис. 5.55:

а) сечение полостей лаборатории CMS.

1 – целик; 2 – до 55 м мореновых отложений; 3 – минимум 20м пород.

б) горизонтальное перемещение породного целика внутри полости под влиянием горного давления; в) общий вид полости UX15; г) общий вид полости UXC 55.

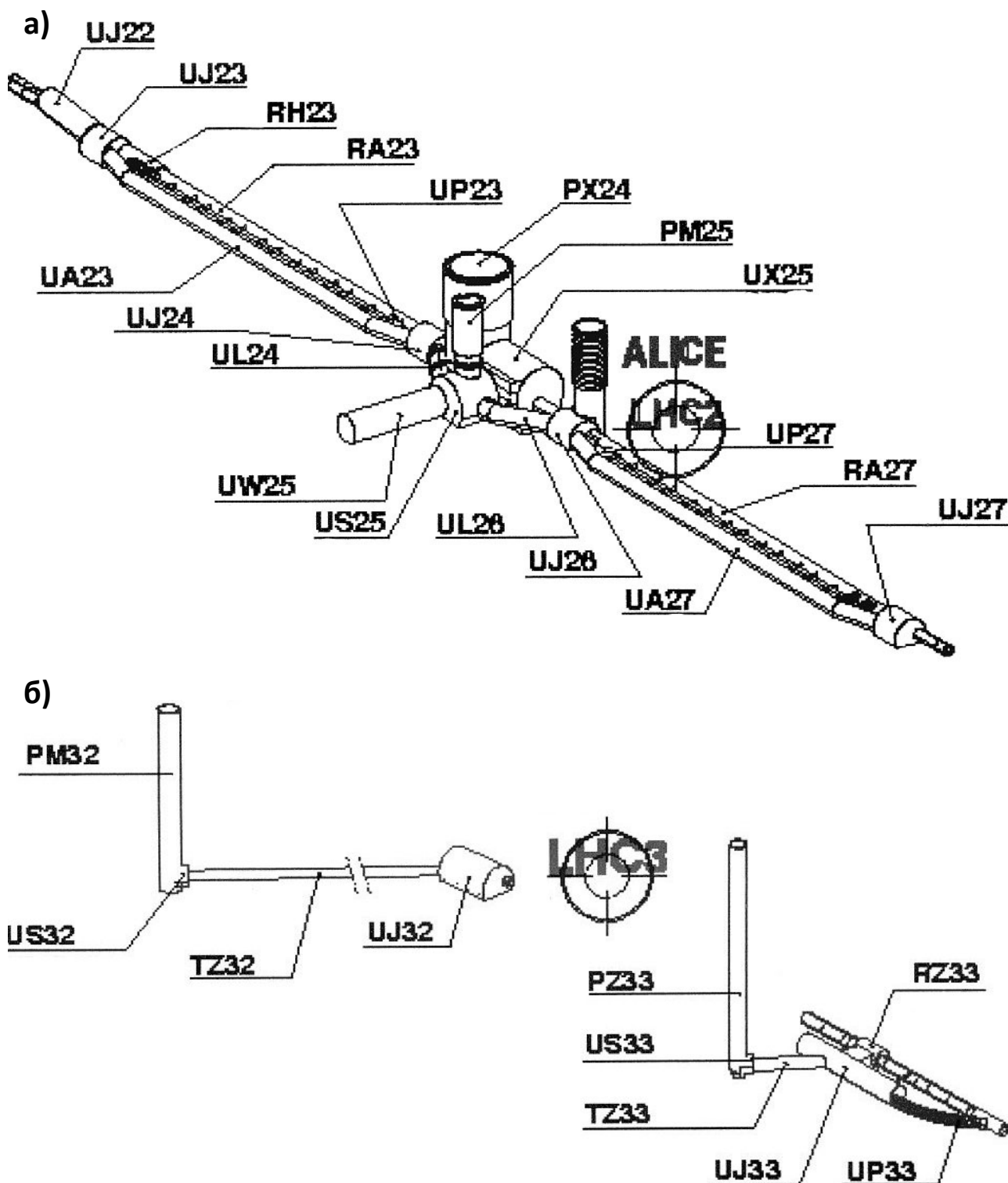


Рис. 5.56. Другие лаборатории комплекса CERN

в)

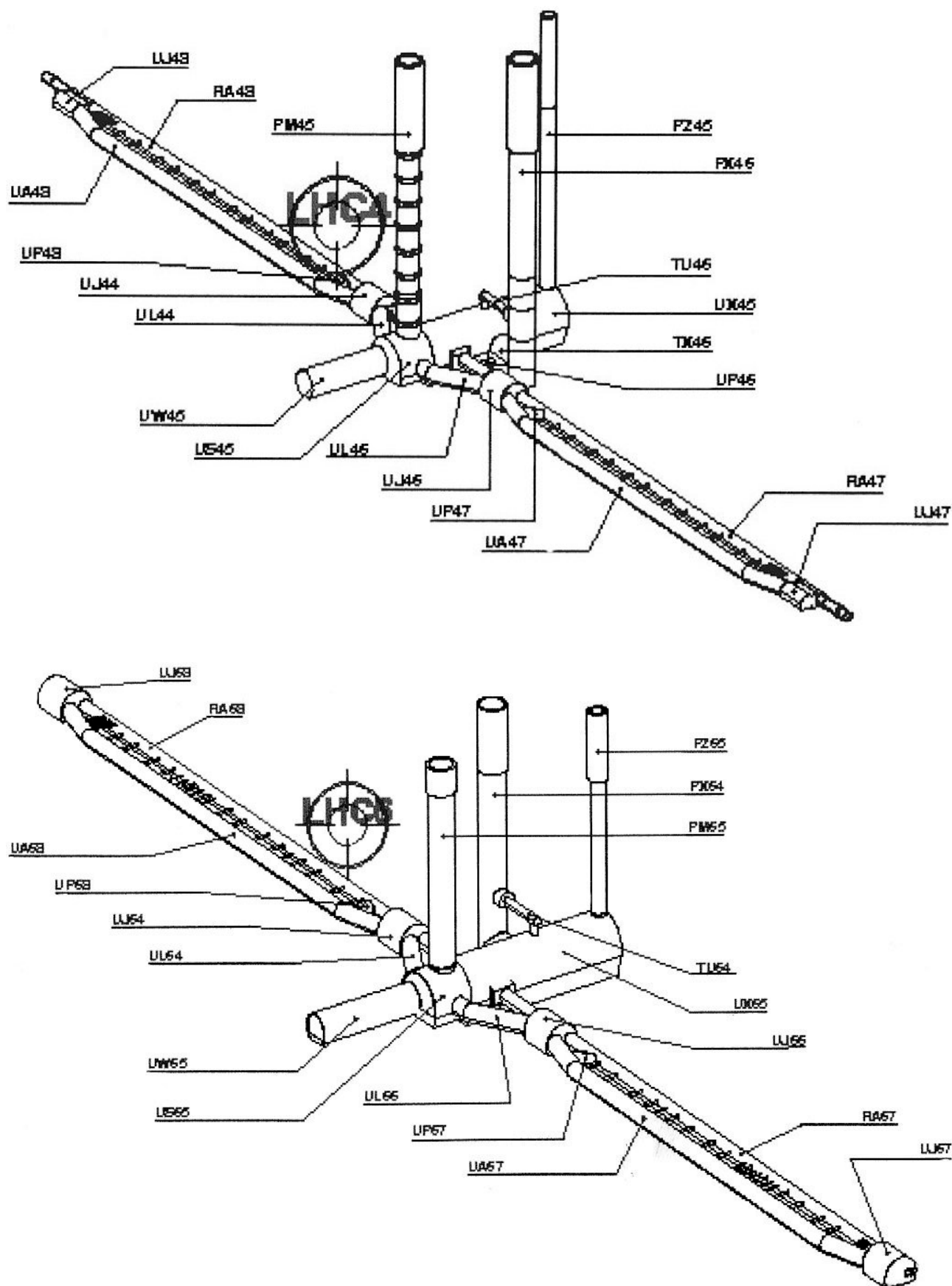


Рис. 5.56. Другие лаборатории комплекса CERN (продолжение)

д)

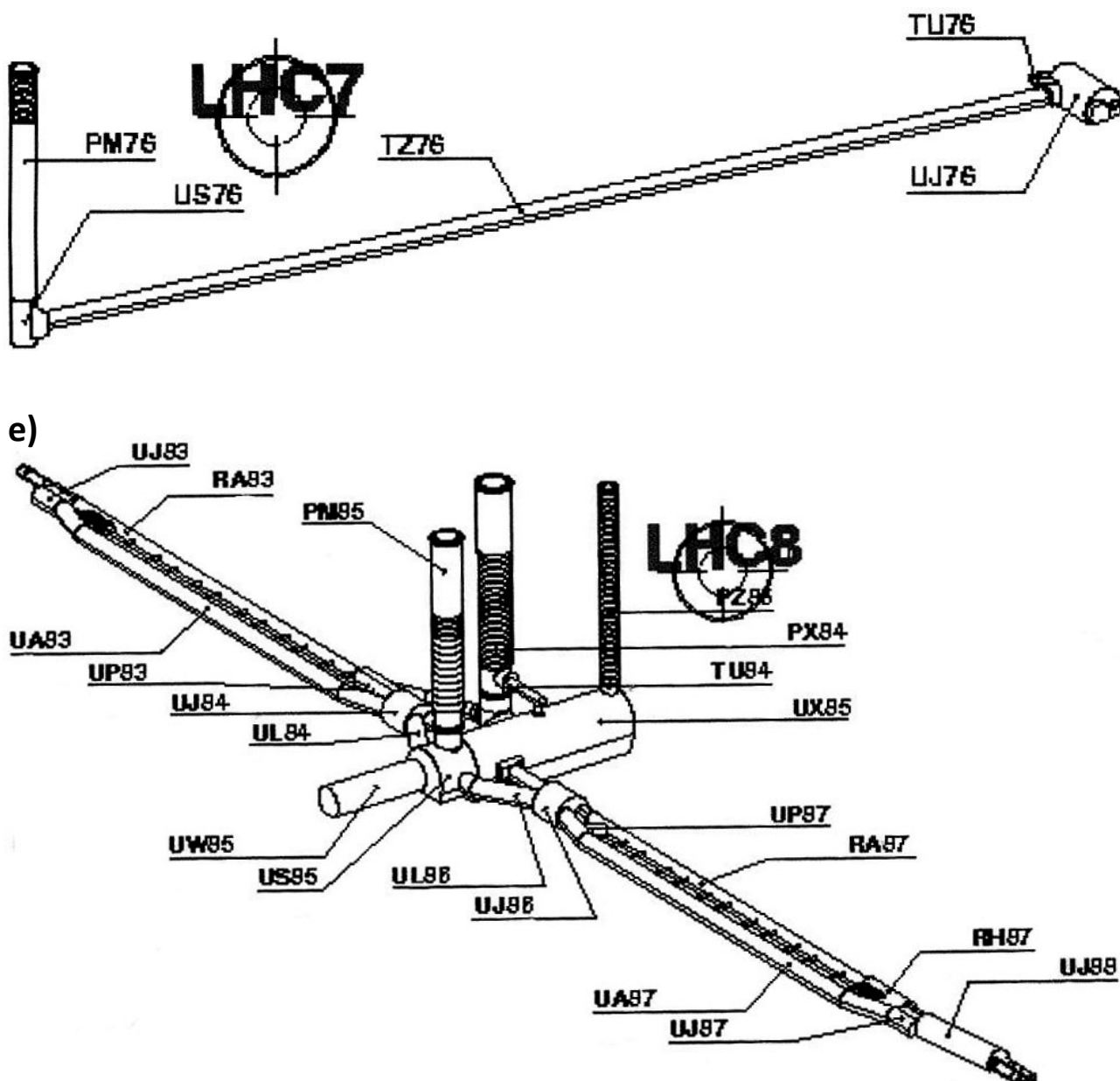


Рис. 5.56. Другие лаборатории комплекса CERN (окончание)

*а) пункт 2 «Alice»; б) пункт 3; в) пункт 4; г) пункт 6; д) пункт 7;
е) пункт 8 LHCв («Delphi»)*

тей ускорителя CERN, на рис. 5.61, 5.62 – монтаж оборудования в его полостях.

Лаборатория Kamioka Observatory, Япония расположена в горных выработках закрытой цинковой шахты Mozumi в 300 км западнее Токио. К лаборатории подходит штольня бывшей шахты – туннель длиной примерно 2 км, способный пропустить стандартные трейлеры.

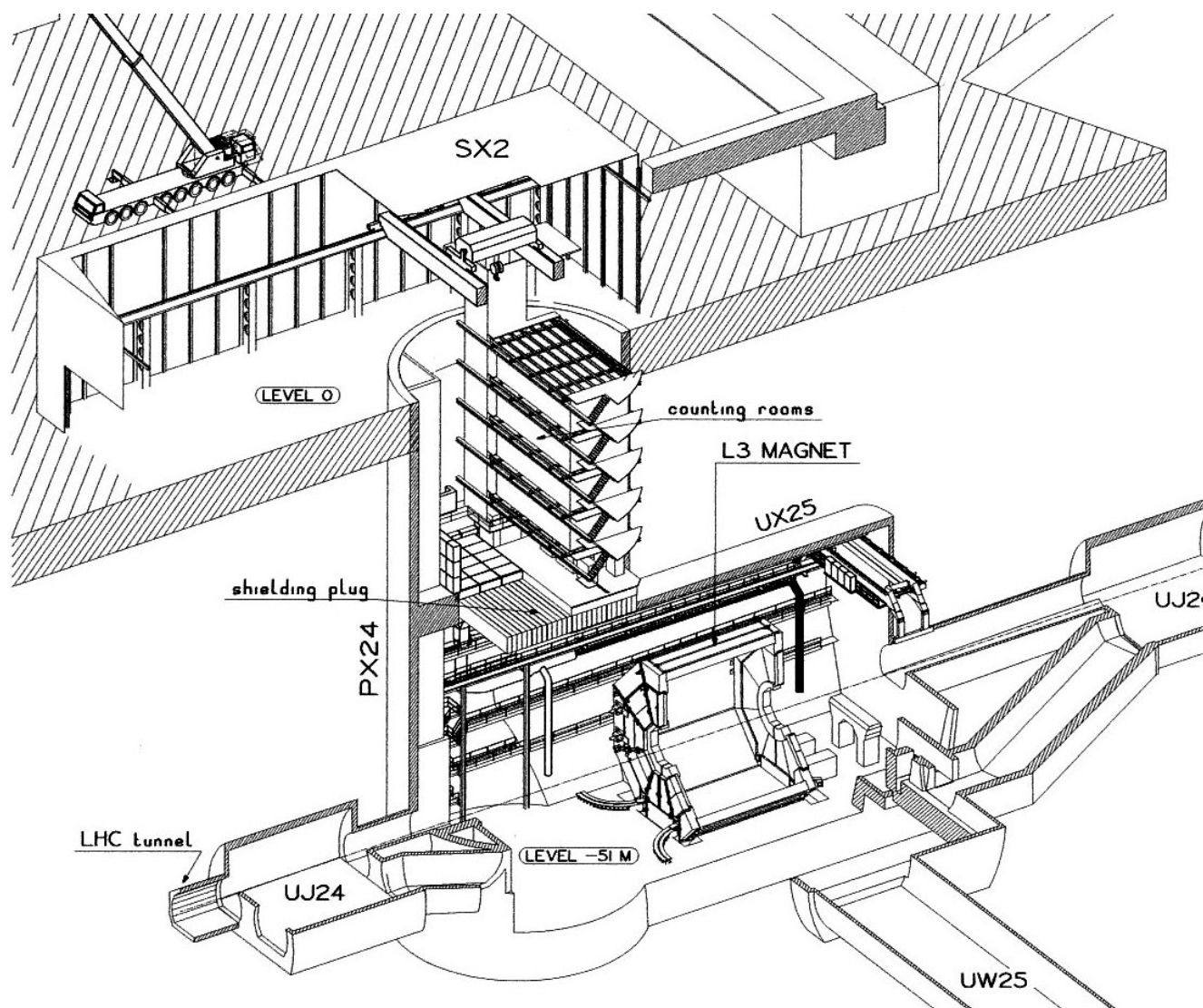


Рис. 5.57. Совмещенная схема наземных и подземных объектов лаборатории «Alice» (пункт 2)

Подземная лаборатория Kamioka создавалась для наблюдения за взаимодействием элементарных частиц и требовала выполнения следующих условий:

- расположения на глубине от поверхности более 1000 м для того, чтобы толщей пород преградить путь космическим лучам;
- объема полости детектора не менее 3000 м^3 ;
- обеспечения стабильности полости в течение длительного времени;
- наличия большого объема воды с высокой степенью чистоты.

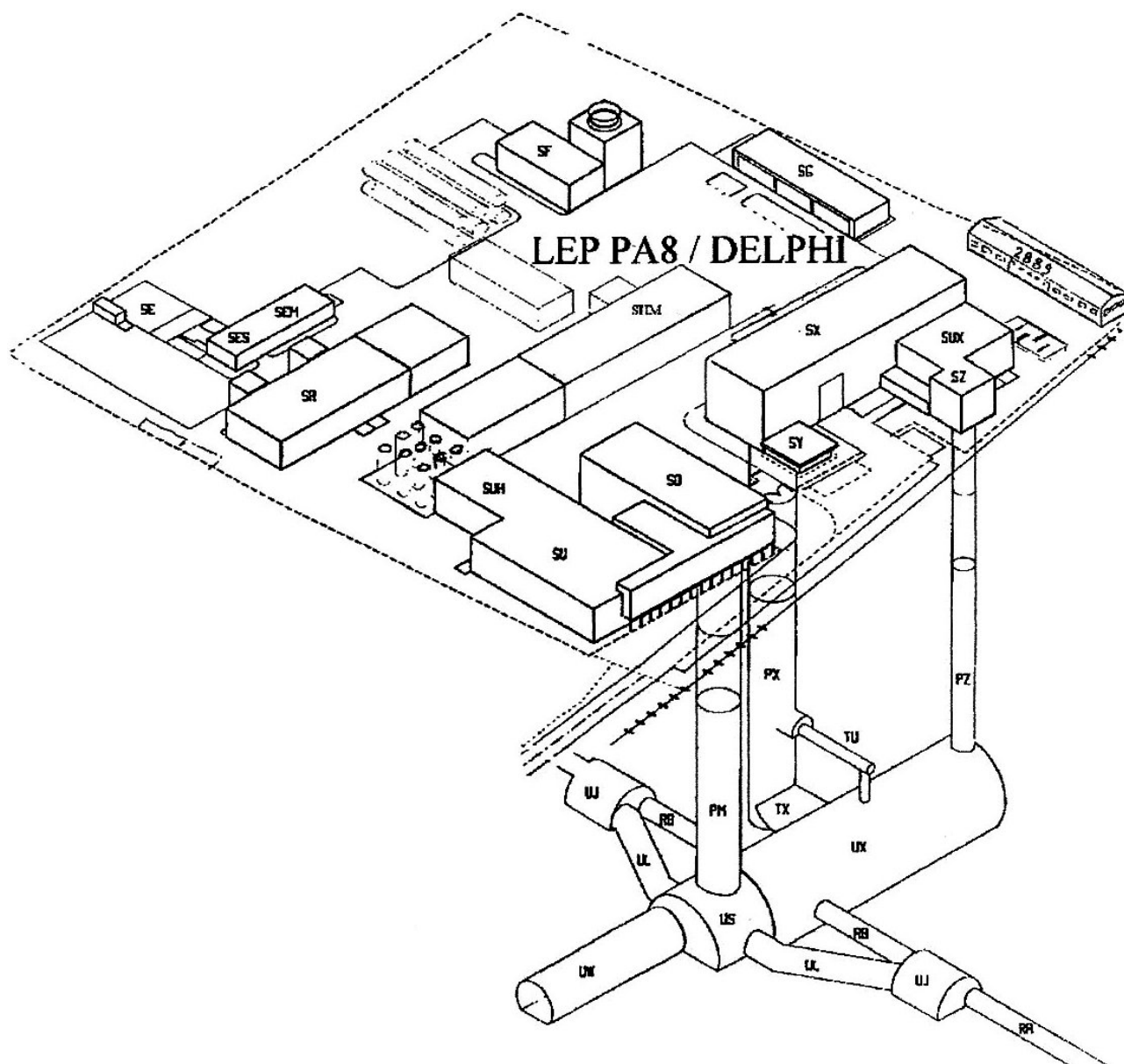


Рис. 5.58. Совмещенная схема наземных и подземных объектов лаборатории «Delphi» (пункт 8)

Подземный комплекс расположен в зоне гнейса очень высокой прочности на сжатие – 150 МПа, а также известняка с прочностью 100 МПа. Разведка показала, что содержание гнейса в массиве составляет 89%, известняка 11%. Керны при бурении скважин частично разделялись на диски, что говорило о высоких напряжениях пород и их склонности к внезапным выбросам.

Очень твердые и устойчивые горные породы предотвращают проникновение воды. Температура воздуха равна 14⁰С при относительной влажности 93%.



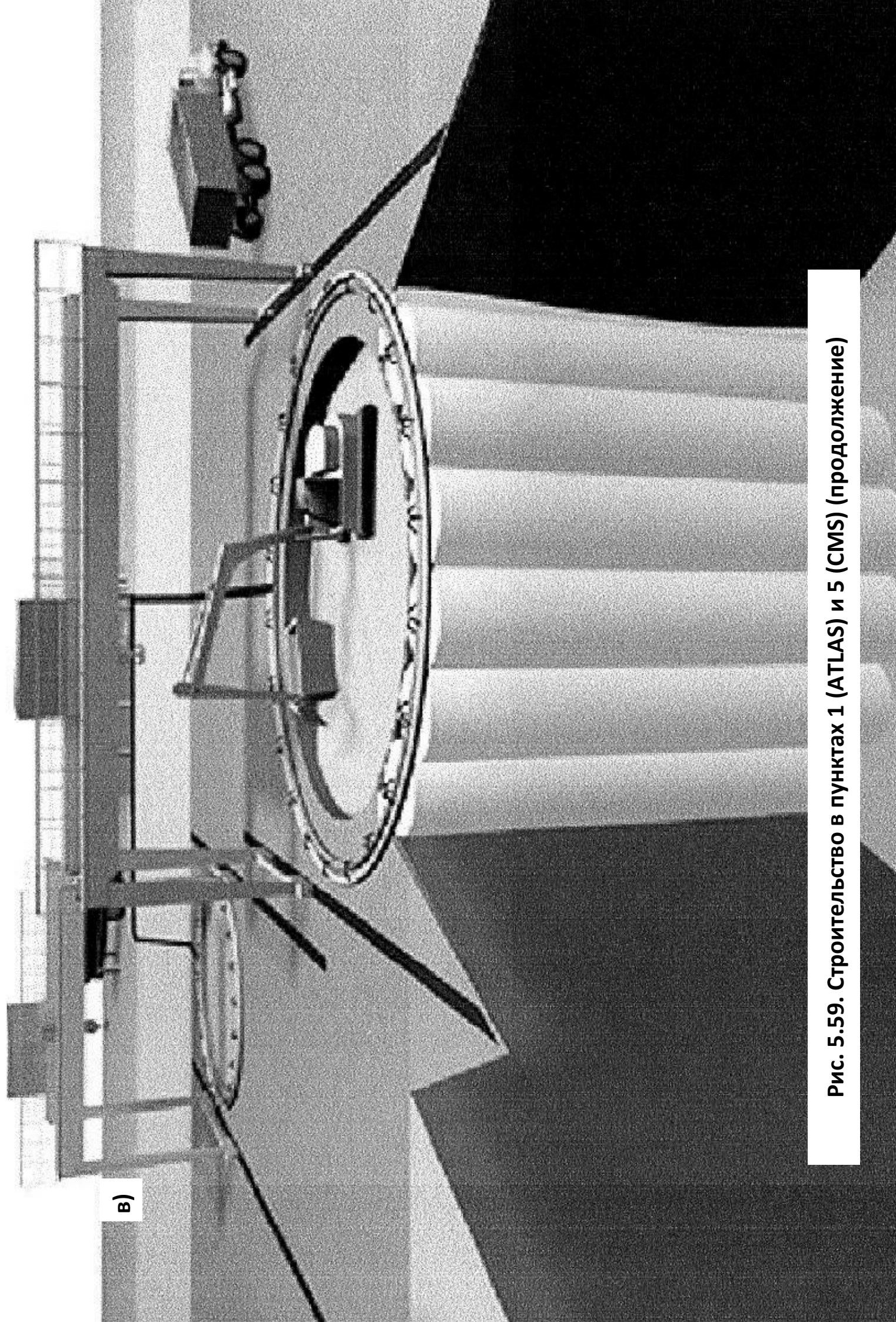
Рис. 5.59. Строительство в пунктах 1 (ATLAS) и 5 (CMS)

а)

6)



Рис. 5.59. Строительство в пунктах 1 (ATLAS) и 5 (CMS) (продолжение)



в)

Рис. 5.59. Строительство 1 (ATLAS) и 5 (CMS) (продолжение)

г)



Рис. 5.59. Строительство в пунктах 1 (ATLAS) и 5 (CMS)
(продолжение)

д)

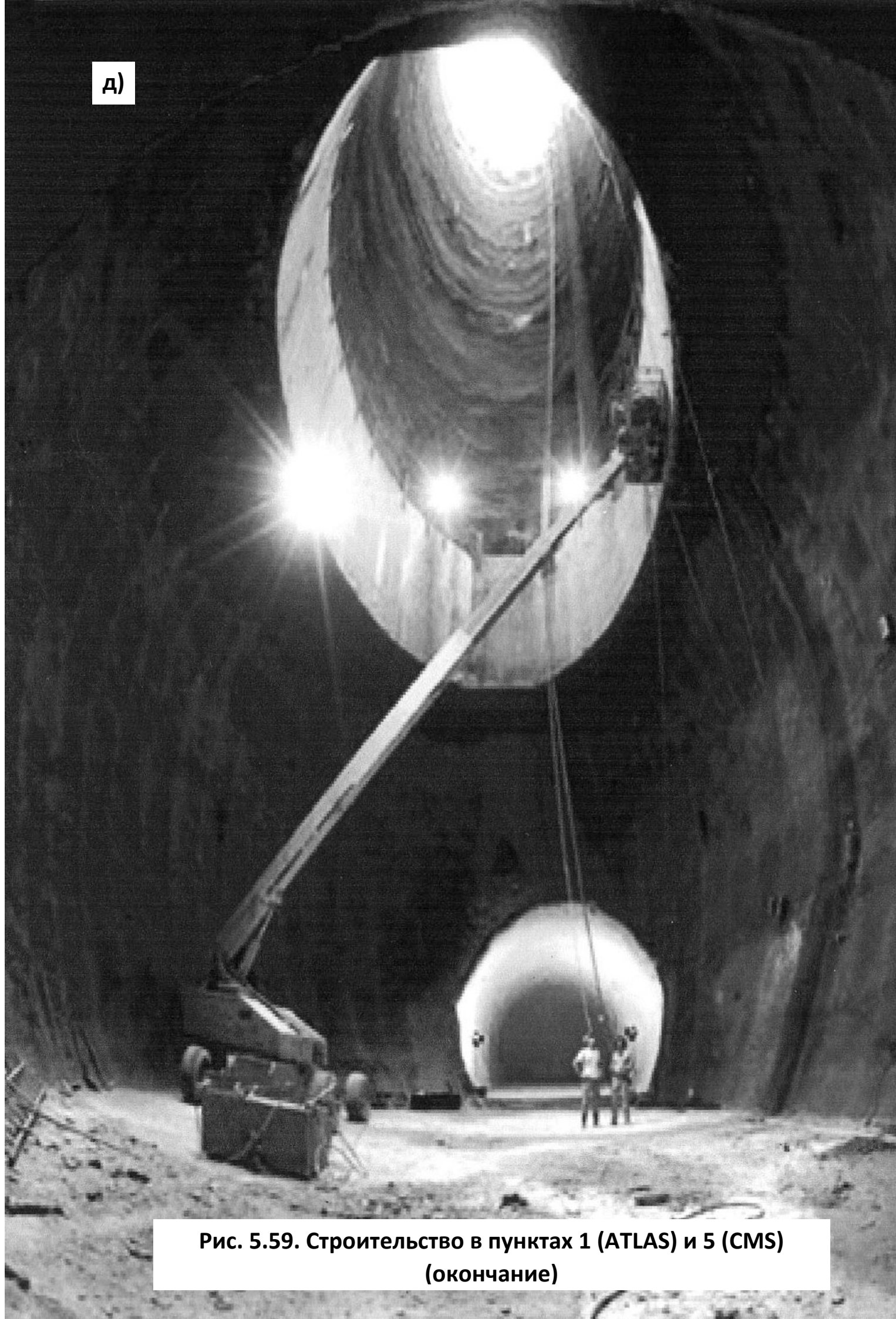


Рис. 5.59. Строительство в пунктах 1 (ATLAS) и 5 (CMS)
(окончание)

Объяснения к рис. 5.59:

а) диафрагмовые стены при проходке ствола; б) замораживание пород при проходке ствола; в) схема образования ледопородного цилиндра; г) экскавационные работы в полости; д) отделочные работы в полости.

Лаборатория Kamioka состоит из двух комплексов. Первый из них – KamLAND начал работать с 1985 г. по наблюдению за нейтрино космического происхождения. В ее комплекс входит цилиндрическая полость высотой 23 м и диаметром 19 м с полусферическим сводом. В полости устанавливается емкость сверхчистой воды объемом 3000 м³ и около 1000 фотоумножителей, регистрирующих вспышки нейтрино, прикрепленных к внутренней поверхности емкости (рис. 5.63).

При проектировании полости применялся метод конечных элементов. Полость проходила через четыре туннеля доступа, расположенных на разных уровнях (рис. 5.64). Общий объем экскавации составил 9400 м³. После проходки туннеля верхнего уровня начались работы в своде полости на 1 уровне (рис. 5.65). Для этого бурились вертикальные концентрически расположенные скважины, параллельно первоначальной щели, образованной в центре свода. Скважины диаметром 45 мм находились на расстоянии 1 м друг от друга, имели длину 0,8-3 м и заряжались малым количеством взрывчатого вещества (позиция 1 на рис. 5.65). Скважины, пробуренные на 2 и 3 уровнях имели диаметр 60 мм, длину 5,5-6,0 м и располагались с интервалами 1,5 м. Те из них, которые прилегали к стене полости и обеспечивали ее гладкую поверхность, бурились диаметром 45 мм, глубиной 5,5-6,90 м с интервалами 0,6 м (позиции 2, 3, 4 на рис. 5.65). Скважины на 4-ом уровне имели диаметр 60 мм, длину 5,5-6,0 м и располагались на расстоянии 1,5 м друг от друга (позиция 5 на рис. 5.65).



Рис. 5.61. Монтажные работы в полости ATLAS

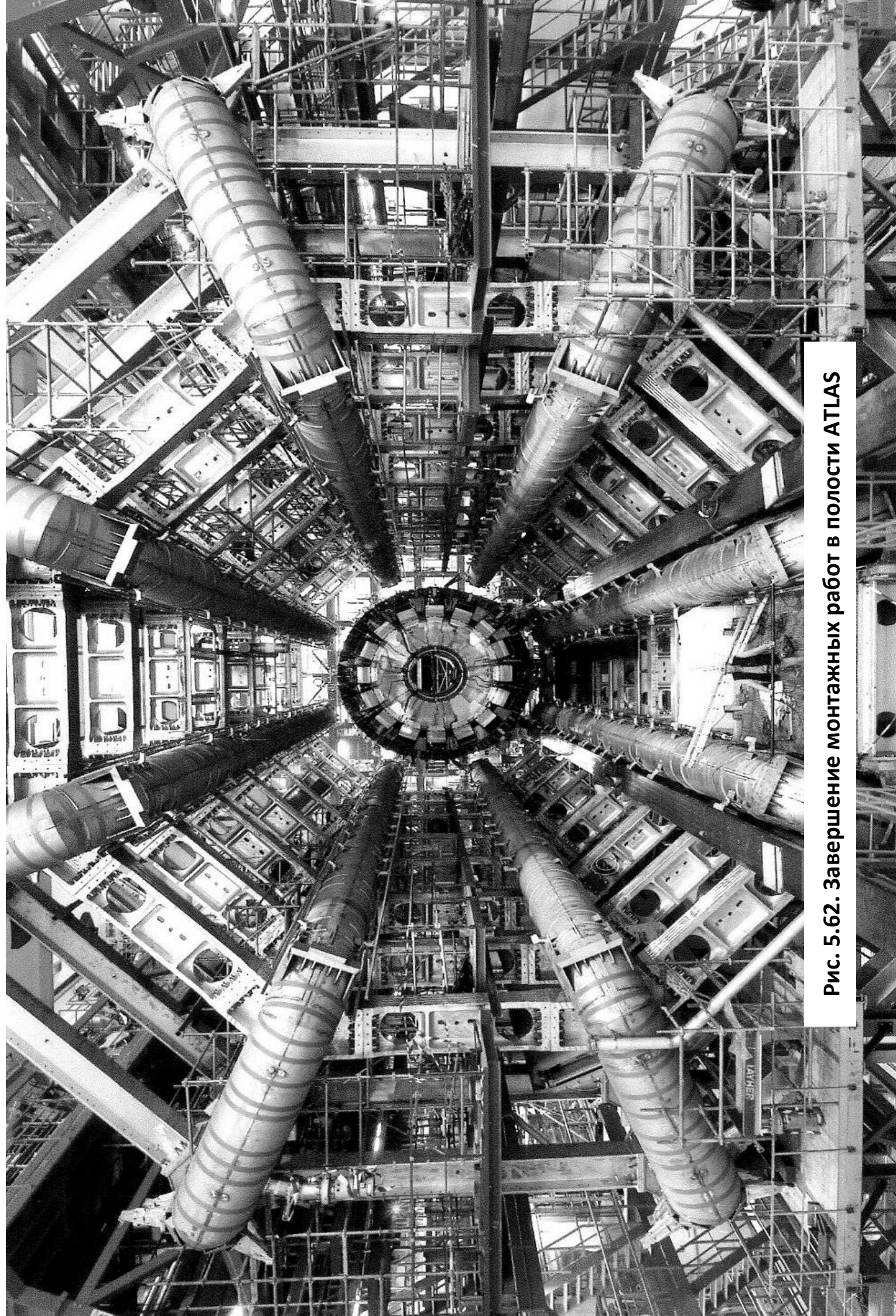
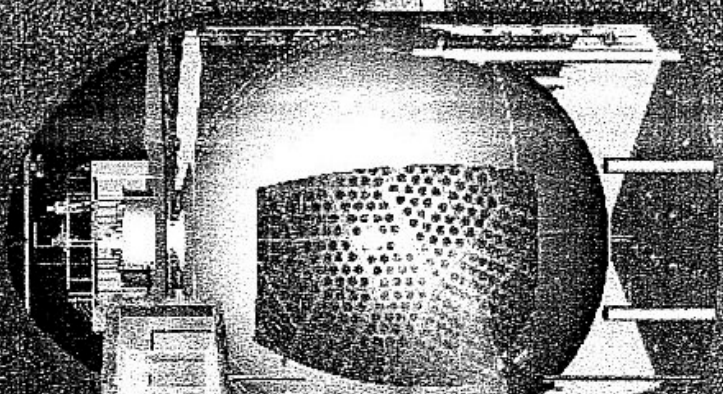
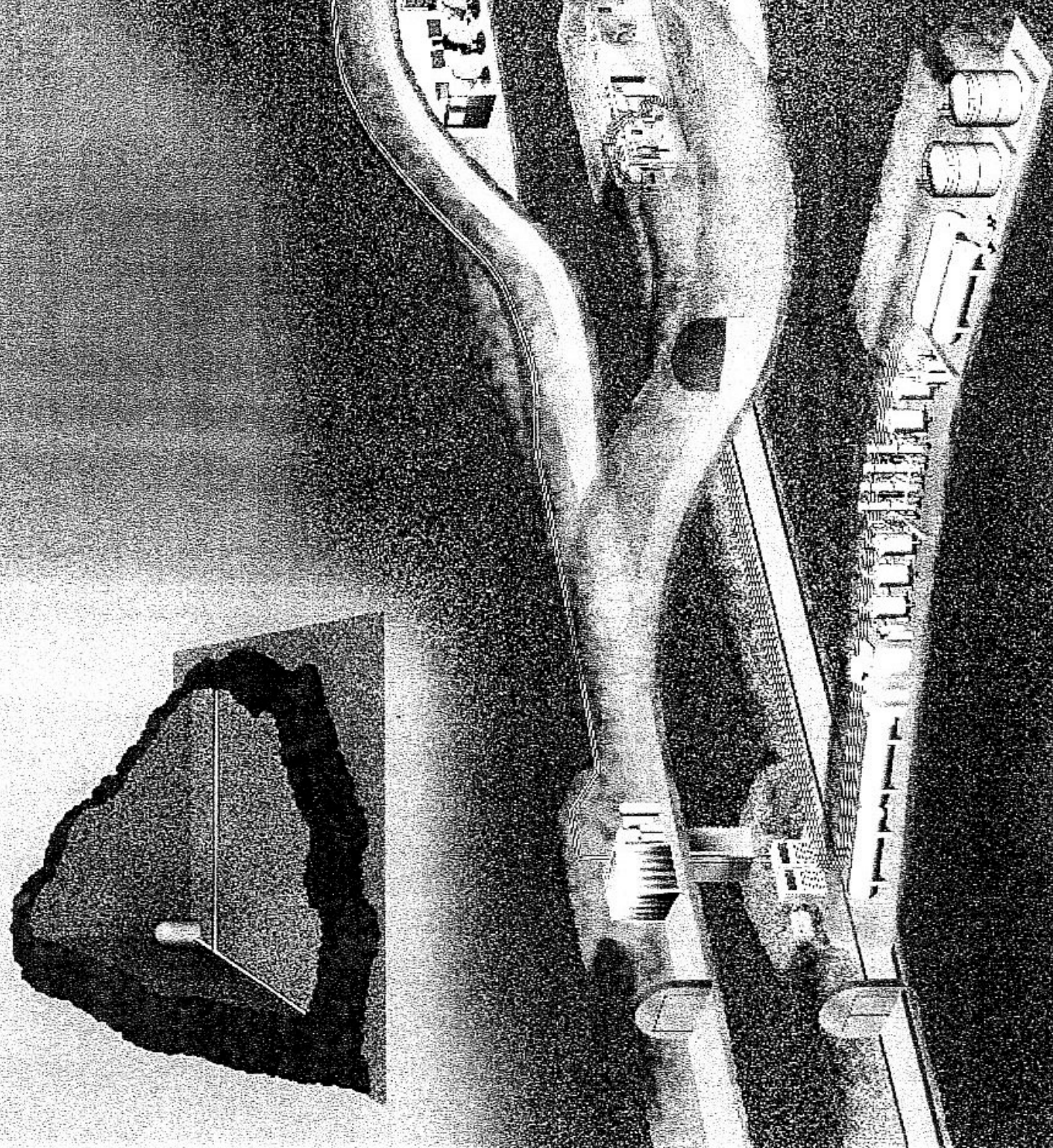


Рис. 5.62. Завершение монтажных работ в полости ATLAS



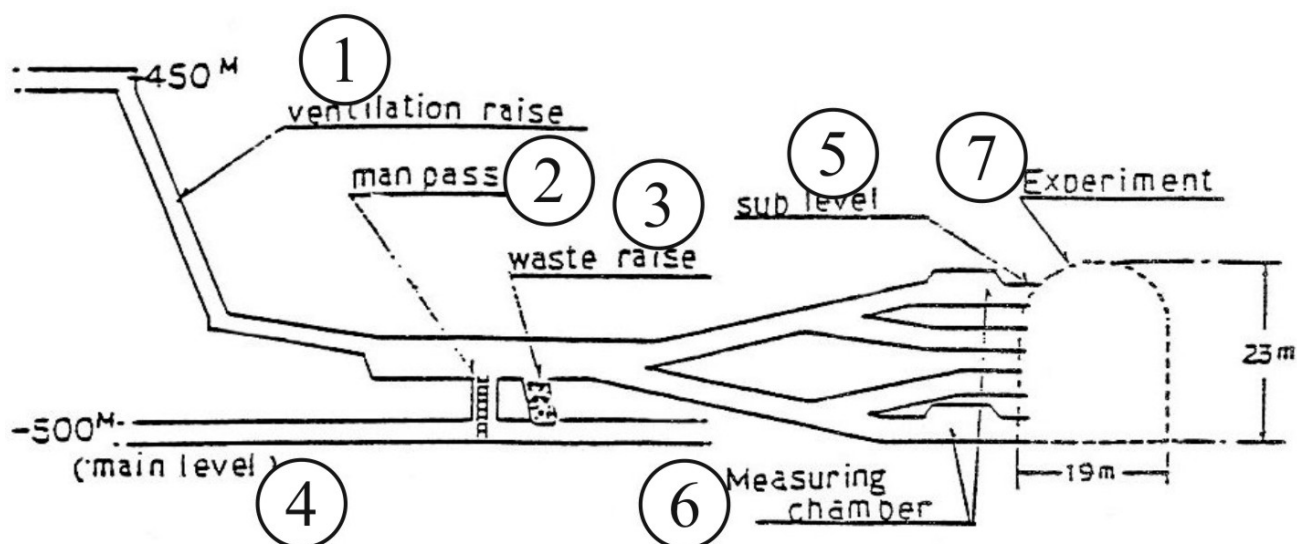


Рис. 5.64. Строительство главной полости лаборатории KamLAND

*1 – вертикальный наклонный туннель; 2 – людская выработка;
3 – выработка для спуска отбитой породы на главный горизонт;
4 – главный горизонт; 5 – промежуточный горизонт; 6 – измерительная камера; 7 – главная полость*

Все туннели доступа и полусфера свода полости крепились анкерными болтами длиной 1,8-3,0 м диаметром 22 мм. Примерно в 10% от общего числа болтов, применялись анкера длиной 6-10 м диаметром 32 мм. Затем поверхность пород покрывалась набрызгбетоном.

В 1991 г. был запущен в эксплуатацию второй более мощный комплекс Super-Kamiokande для наблюдений, кроме нейтрино, также и за протонами. Цилиндрическая структура высотой 57,6 м и диаметром 40 м с купольным сводом содержит 50 тыс. т сверхчистой воды, окруженной около 11000 фотоумножителей (рис. 5.66).

На рис. 5.67 показана последовательность работ по экскавации полости научного комплекса, на рис. 5.68 – экскавация и крепление свода полости, ее строительные и монтажные работы – на рис. 5.69, 5.70.

Следующим этапом расширения лаборатории Kamioka будет комплекс Hyper-Kamiokande, строящийся в соседней

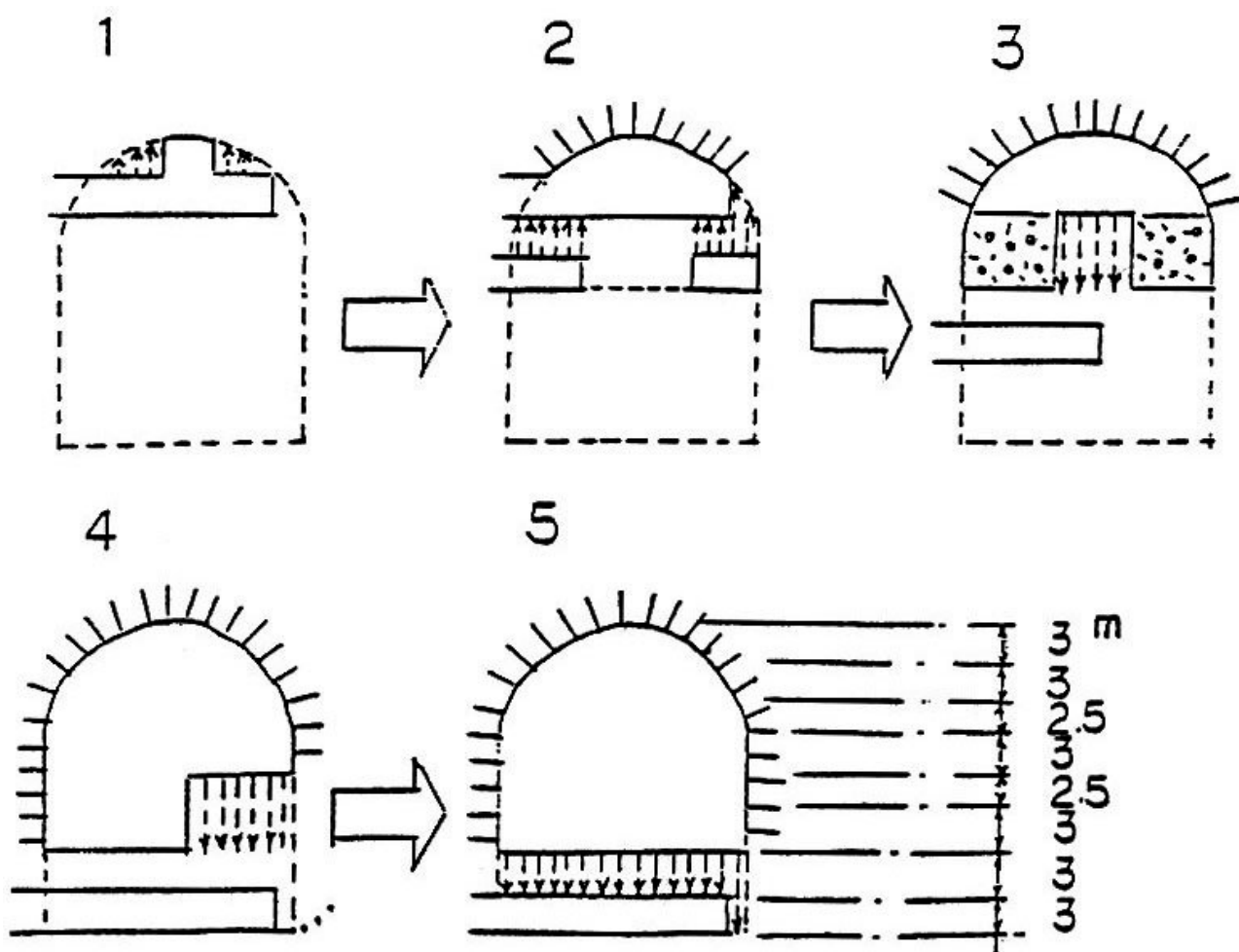


Рис. 5.65. Последовательность экскавации главной полости лаборатории KamLAND

рудной шахте Tochibora на горизонте 480 м (рис. 5.71, 5.72). Общий вид комплекса показан на рис. 5.73.

В табл. 5.1 представлена сравнительная характеристика геологических условий шахт Mozumi и Tochibora, где расположены лаборатории.

Габаритные размеры полостей определились технологическими требованиями. Строительные параметры оптимизировались компьютерными моделями. Тщательность проработки проектных решений видна из рис. 5.74, где показан выбор ориентации полостей в конкретных геологических условиях места строительства, а также из рис. 5.75 (цв. вкл.), который иллюстрирует выбор расстояния между параллельными полостями комплекса и их смещения относительно друг друга вдоль продольной оси.

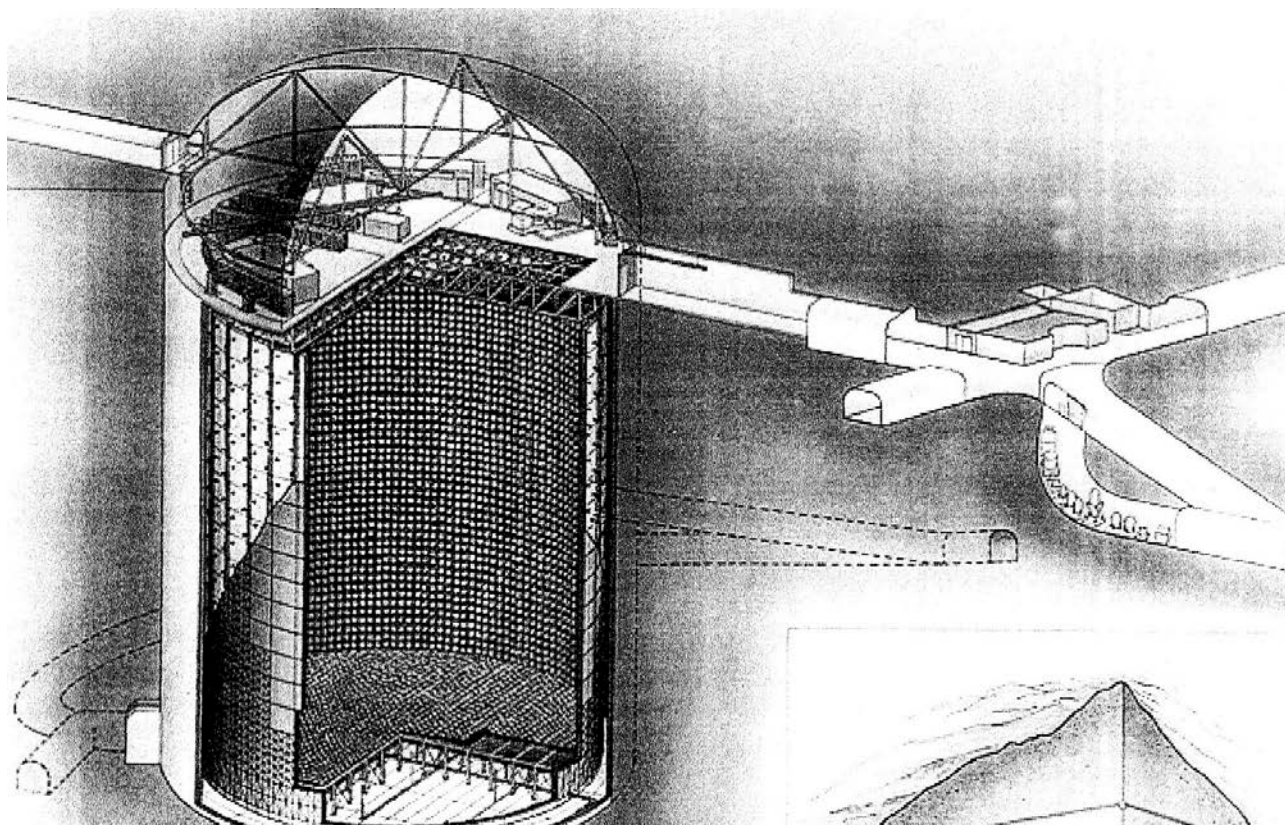


Рис. 5.66. Общий вид лаборатории Super-Kamiokande

На рис. 5.75 (цв. вкл.) показаны результаты компьютерного моделирования напряжений в массиве горных пород. На шкале напряжений приведен фактор безопасности (отношение предельной прочности материала к фактической нагрузке).

Оптимизировался даже такой частный элемент конфигурации полости как форма ее торца.

В результате комплексных компьютерных исследований были приняты следующие основные параметры дизайна лаборатории Hyper-Kamiokande:

- лаборатория располагается в двух параллельных полостях длиной 250 м;
- сечения полостей имеют модифицированную яйцевидную форму сечением 2076 м^2 каждая;
- безопасная экскавация и стабилизация торцов полостей обеспечивается их закругленной формой скошенного эллипсоида (slanted ellipsoid) с выступающей вершиной 9,04 м;

Расстояние между полостями должно составлять 80-100м

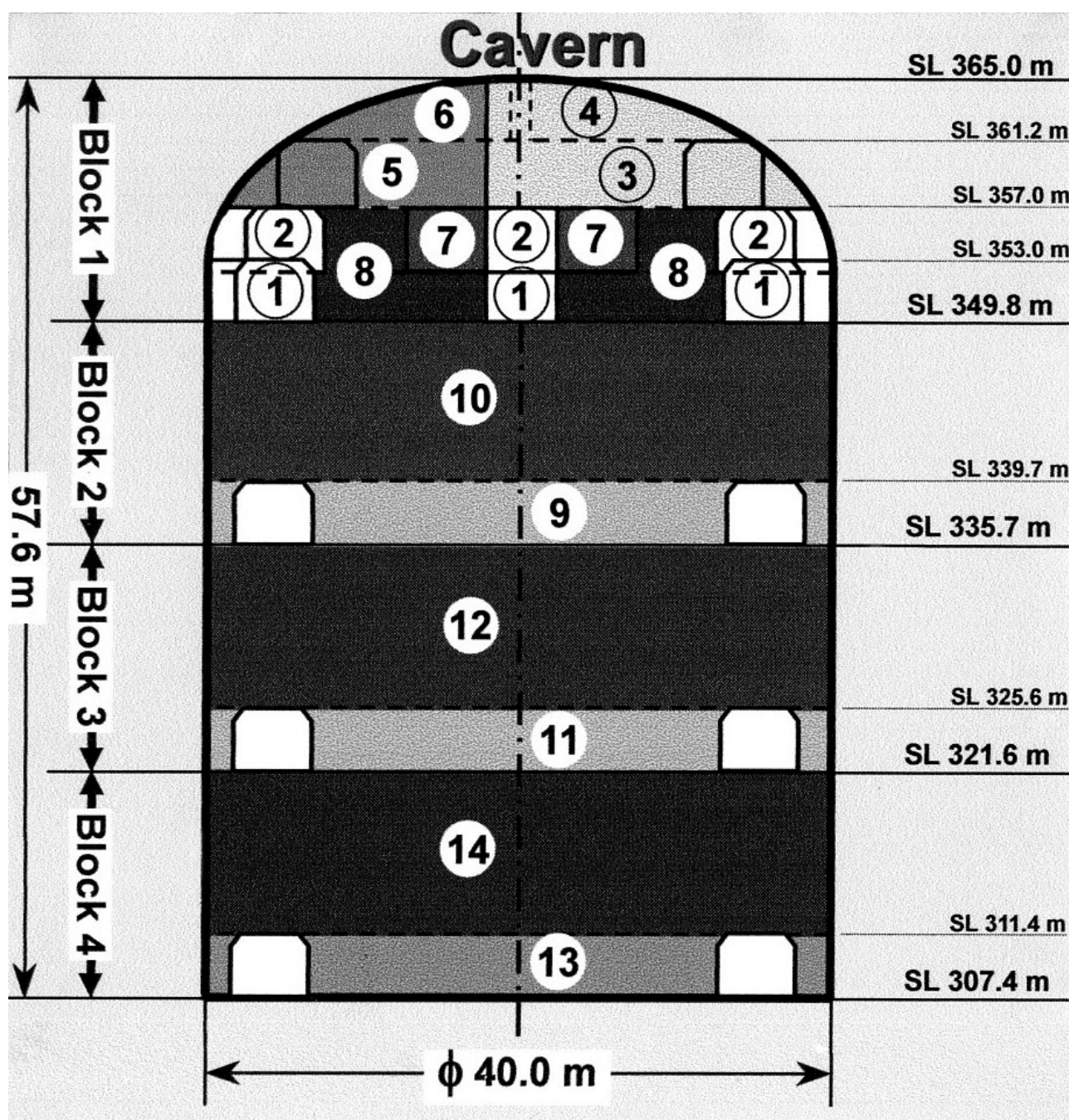


Рис. 5.67. Последовательность работ по экскавации главной полости лаборатории Super-Kamiokande

их смещение относительно друг друга вдоль длинной оси – 50-100м, что позволяет избежать ослабленной зоны окружающих нарушений.

Большая международная подземная лаборатория, Франция планируется к строительству под горой Frejus высотой 2934 м в туннеле, соединяющем железнодорожные магистральные линии Франции и Италии. Мощность перекрывающей толщи пород в месте строительства лаборатории составляет 1750 м (рис. 5.76).

Таблица 5.1 – Сравнительная геологическая характеристика шахт Mozumi и Tochibora

Наименование параметров	Шахта	
	Mozumi	Tochibora
Глубина под уровнем земли, м	870	600-700
Тип пород	Гнейсы, мигматит, известняк	Биотитовые гнейсы и мигматит
Плотность пород, MN/м ³	0,026	0,026
Прочность на сжатие, МПа	105-120	150-250
Прочность на растяжение, МПа	9	8-10
Интервалы неоднородностей, м	0,2-0,6	0,6-2
Вода	нет	нет
Качество пород	хорошее	очень хорошее

После рассмотрения двух возможных форм подземных полостей - вертикальных или протяженных горизонтальных – предпочтение отдается вертикальным (рис. 5.77). Общий объем полостей, в которых будут установлены детекторы, составляет 1 млн. м³ и он обеспечивается строительством пяти полостей диаметром 65 м с высотой цилиндрической части 65 м, купола 15 м.

В состав 1-й очереди строительства входят 3 таких полости.

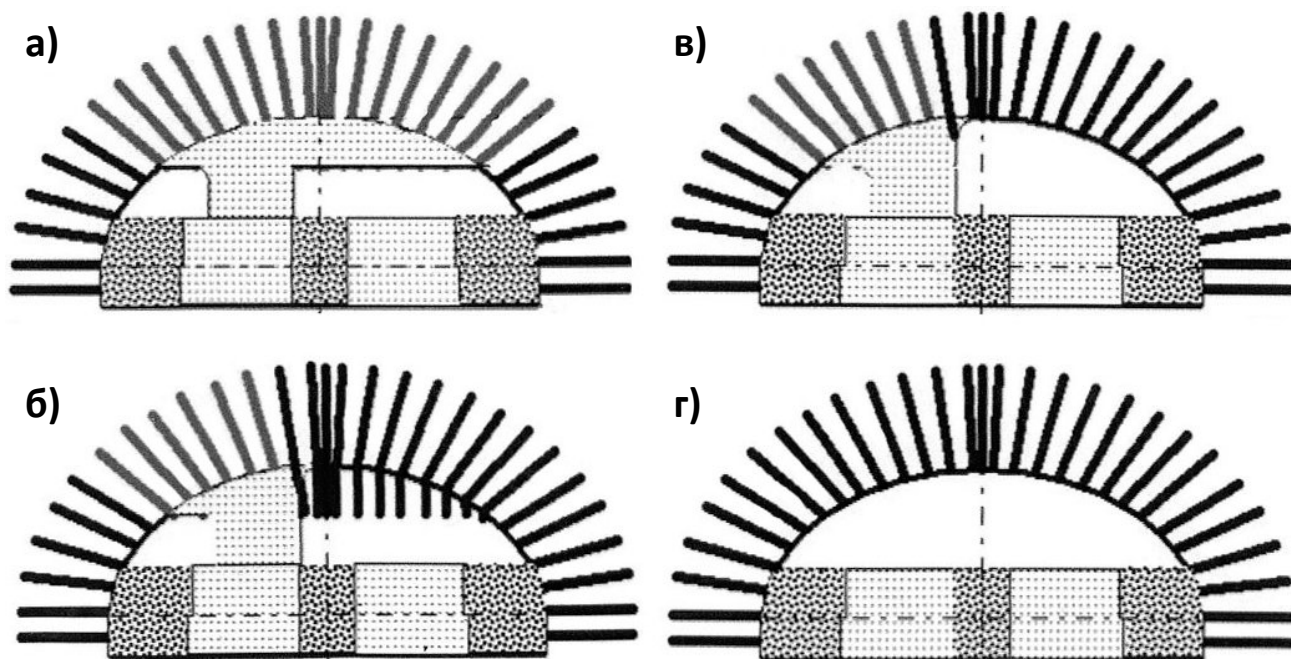


Рис. 5.68. Эскавация и крепление свода главной полости

а) предварительное анкерование плоской кровли первой стадии эскавации; б) эскавация первой половины кровли восстающим взрыванием; в) анкерование и набрызгбетонирование поверхности первой половины свода; г) эскавация, анкерование и набрызгбетонирование поверхности второй половины свода

5.4 Хранилища углеводородов

а) примеры строительства горизонтальных хранилищ

Принципиальная схема хранилища углеводородов, расположенного под землей, показана на рис. 5.78, под морским дном – на рис. 5.79. Наиболее часто применяемые сечения полостей таких хранилищ приведены на рис. 5.80, на рис. 5.81 – принципиальные схемы создания водных завес над хранилищами углеводородов.

Хранилище Visakhapatnam, Andhra Pradesh, Индия емкостью 120000 м³ (60000т) по первоначальному проекту должно было иметь форму, показанную на рис. 5.82-5.84, ориентированную вдоль основных горизонтальных напряжений. В дальнейшем по предложению подрядчика форма хранилища была изменена (рис. 5.85, 5.86 цв. вкл.). Последовательность

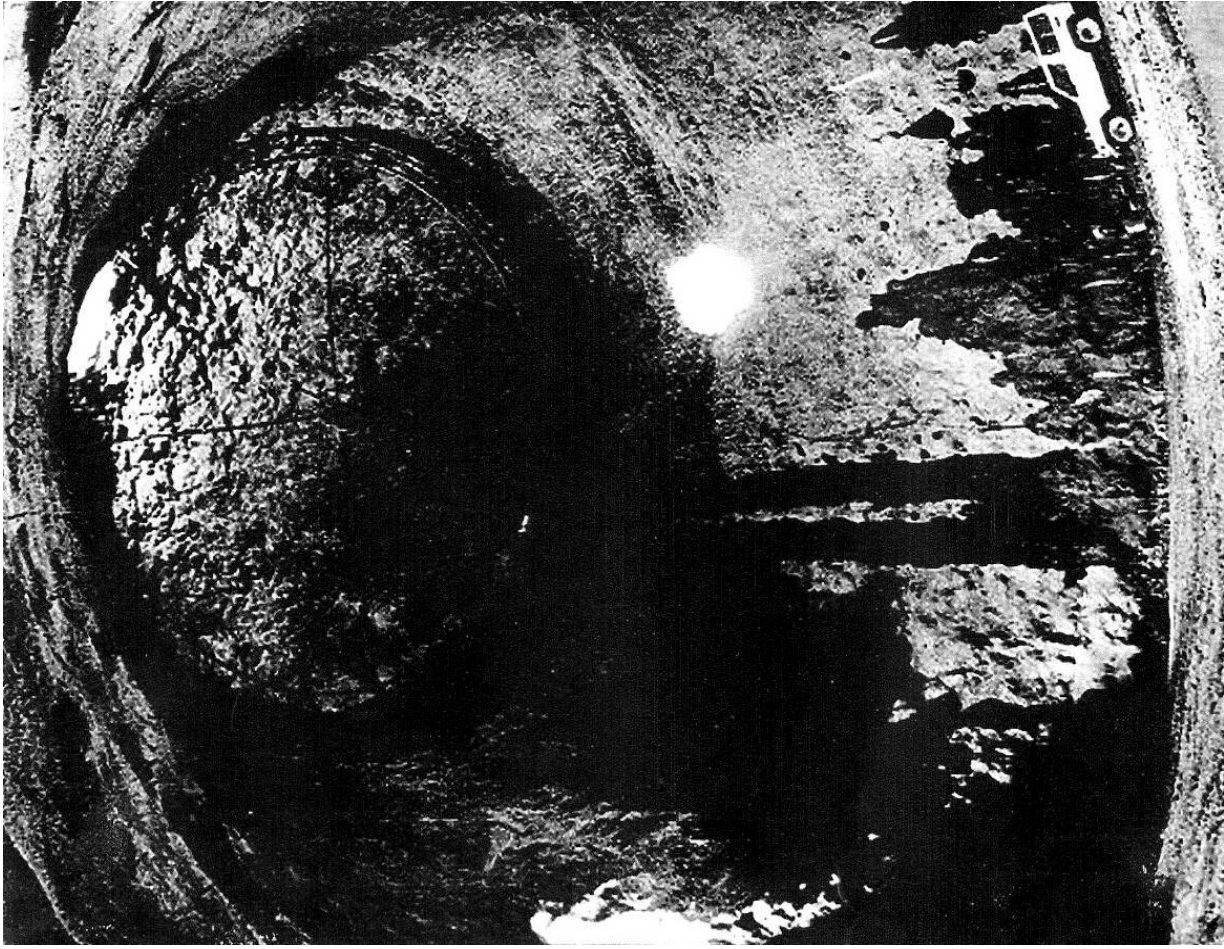


Рис. 5.69. Строительство главной полости

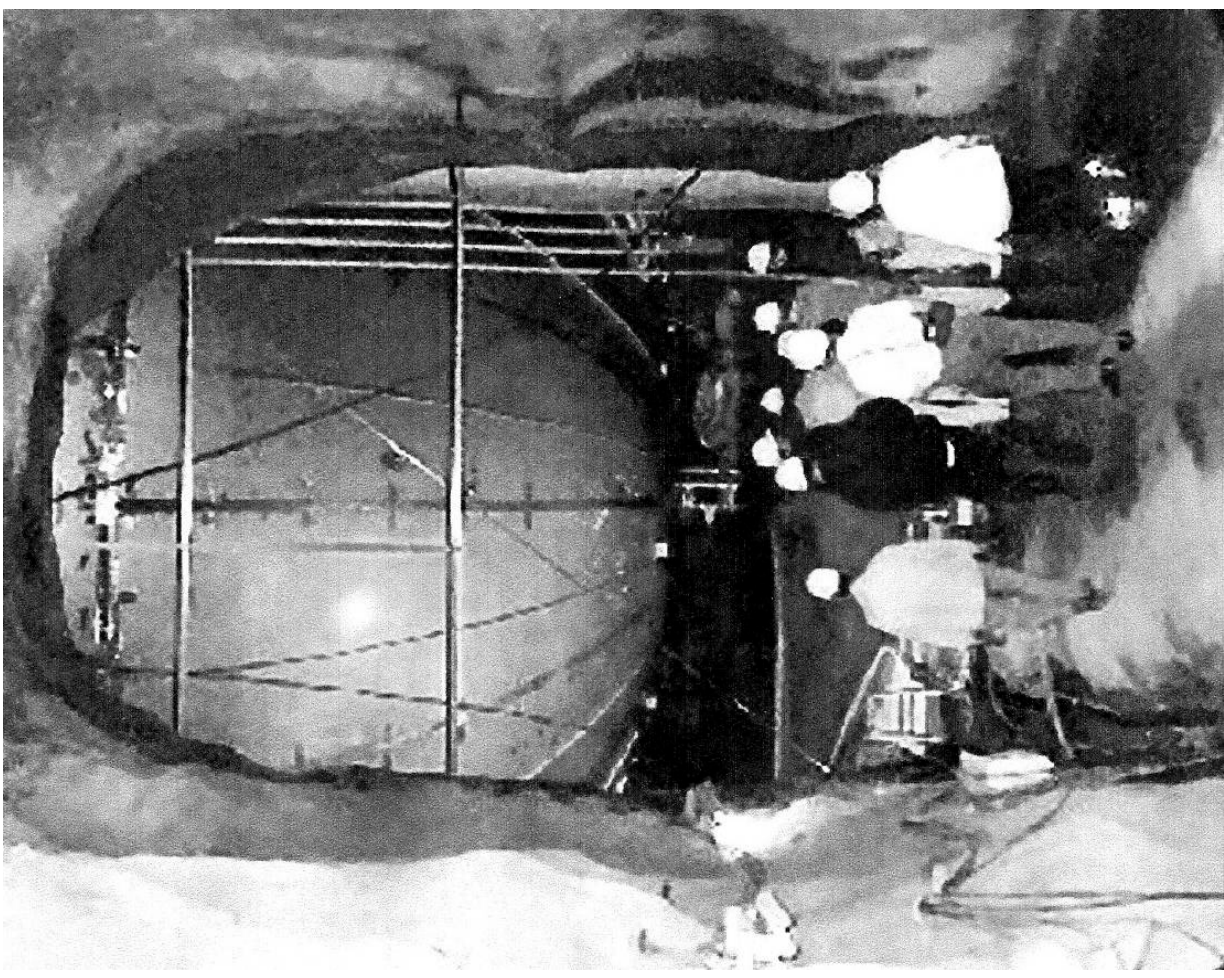


Рис. 5.70. Монтажные работы в главной полости

6. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ РИСКИ СТРОИТЕЛЬСТВА БОЛЬШИХ ПОДЗЕМНЫХ ПОЛОСТЕЙ

6.1 Общие сведения

Число, глубина, размеры подземных объектов, проектирующихся и строящихся в мире, постоянно растут. Соответственно увеличиваются риски, связанные с такими аспектами строительства, как технология и безопасность, финансирование и управление, а также монтаж и эксплуатация оборудования. Все эти факторы в значительной степени связаны между собой и зависят от геологических условий породного массива, в котором располагается подземная полость.

Вопросы, относящиеся к идентификации рисков при подземном строительстве, управлению ими на разных стадиях проекта, распределению рисков между заказчиком и подрядчиком, качественной и количественной оценке рисков системно рассмотрены авторами в книгах «Геотехнические риски подземного строительства», Донецк, «Норд-Пресс», 2009 и «Управление подземным строительством», Донецк, «Вебер», 2009. Поэтому далее приводятся только некоторые примеры возникновения рискованных ситуаций и вопросы управления рисками при строительстве больших подземных полостей.

6.2 Примеры последствий рисков

Подземное хранилище углеводородов LPG Molineux Point Botany емкостью 65000 т построено в Австралии. При его строительстве произошло два обрушения кровли, которые привели к остановке работ.

Хранилище состоит из четырех параллельных полостей, кровля которых расположена на глубине 124 м (рис. 6.1). Каждая полость имеет длину 230 м, высоту 14 м, ширину 11м. Они соединены поперечными галереями шириной 5,5м. Галереи водных завес имеют ширину 4 м и высоту 3,5м. Из них бурятся инъекционные скважины, расположенные на 15м выше полостей хранения.

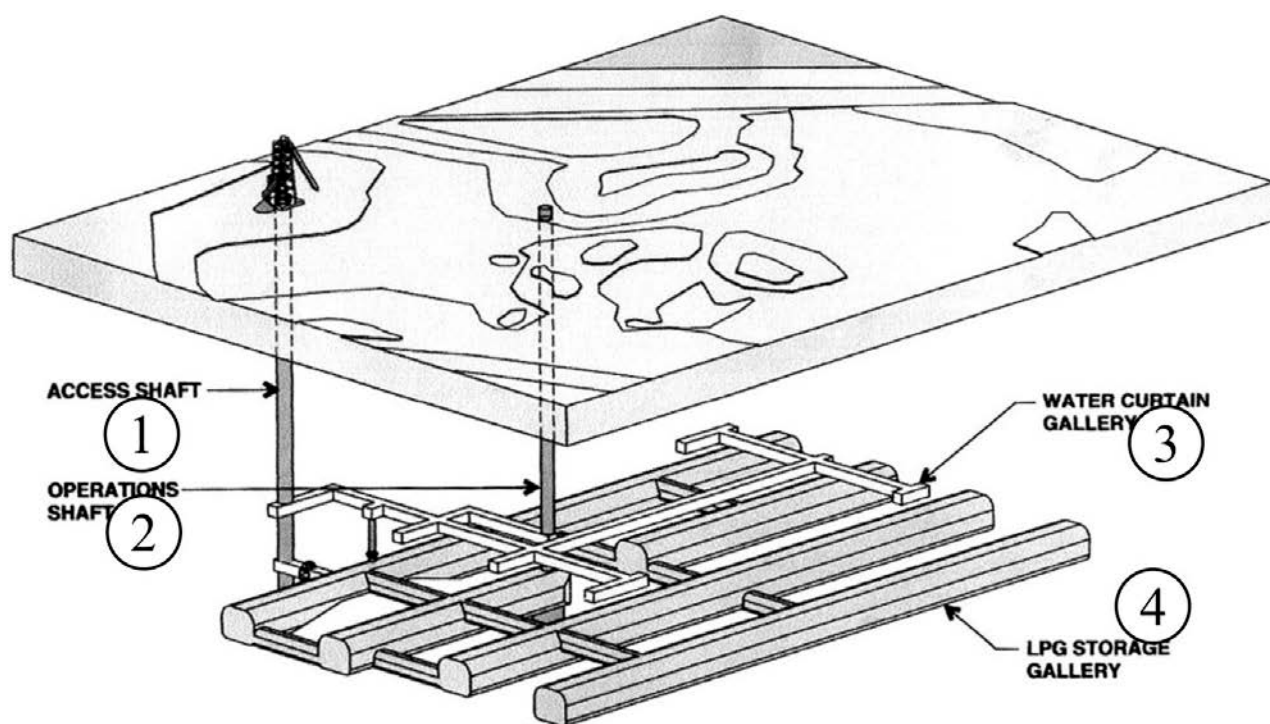


Рис. 6.1. Подземное хранилище углеводородов LPG Molineux Point Botany

1 – ствол доступа; 2 – операционный ствол; 3 – галерея водной завесы; 4 – полость хранения

Хранилище расположено среди стратиграфической последовательности осадочных пород в плоско лежащем кварцевом песчанике. Эскавация полостей выполнялась буровзрывной технологией. Первоначально их крепь состояла из затампонированных стержней длиной 4,0 м, расположенных по решетке 2х2 м. Однако, в ходе работ стало очевидным, что в пустотах, созданных оседанием кровли вдоль плоскостей напластования, тампонажный раствор теряется. Это могло привести к потере устойчивости полости и утечкам газа из хранилища. Поэтому при установке крепи были применены полые анкерные болты длиной 4 м, через которые нагнетался тампонажный раствор. Для минимизации оседания кровли, происходящего до установки болтов была изменена схема буровзрывных работ: вместо полнозбойного взрывания сечения полости, оставшегося после проходки передового туннеля было решено разделить это сечение на стадии взрывания.

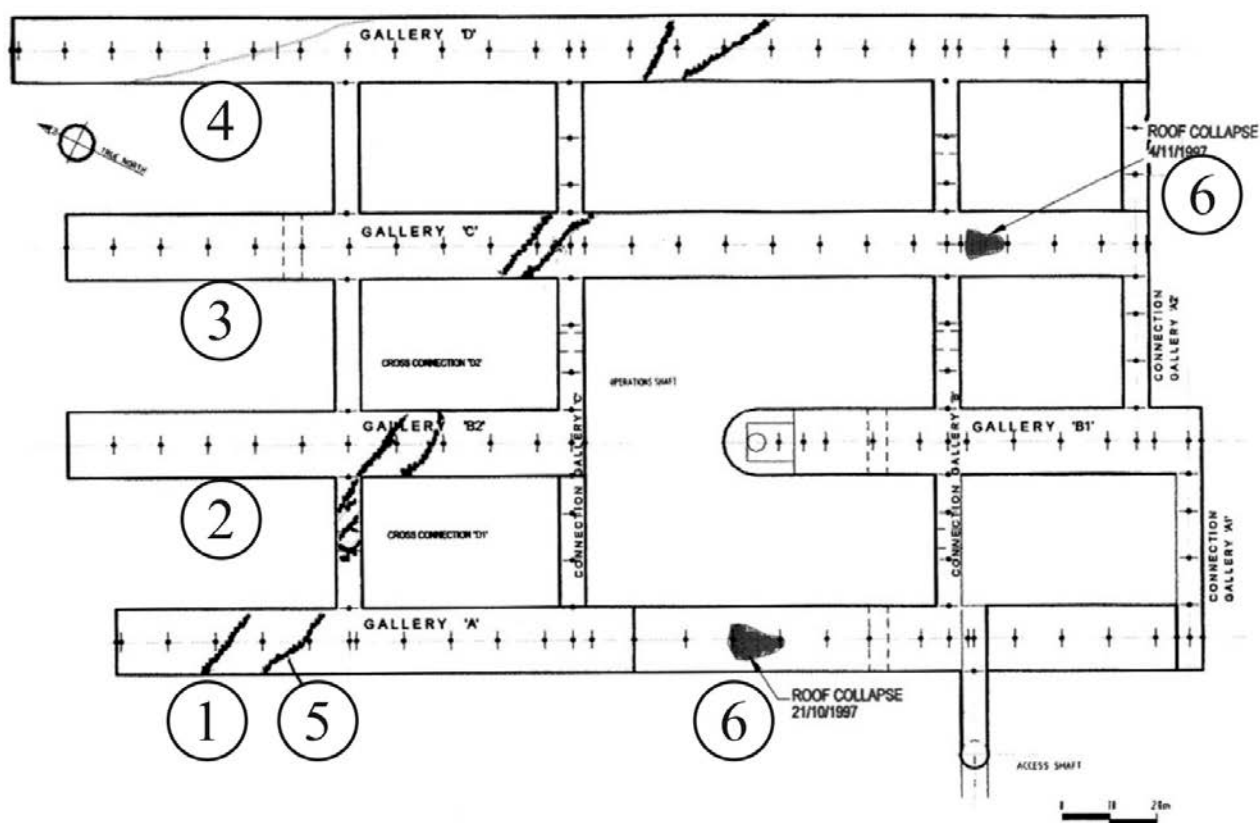


Рис. 6.2. Обрушения в полостях хранения

1 – полость хранения А; 2 – полость В; 3 – полость С; 4 – полость D; 5 – нарушение; 6 - обрушение

Несмотря на принятые меры, в строящихся полостях произошло два обрушения кровли. Первое из них случилось в передовом туннеле высотой 5,5 м в кровле полости А сразу после взрывных работ на участке длиной 13м и захватило ширину кровли равную 7м (рис. 6.2). Толщина упавшего материала составила 1-1,5м. Крепежные стержни в районе обрушения не были затампонированы. Часть их обрушилась вместе с породой, другая часть выступала из кровли полости на 1 м (рис. 6.3). Почти все они остались без поддерживающих пластин. Открывшиеся после выпадения стержней скважины показали боковые перемещения плоскостей напластования на 10-15мм. В кровле полости образовалась трещиноватость, вызванная сдвижением плоскостей напластования. Это выразилось в потере устойчивости арки свода и передаче полного веса породных масс на анкерные болты, что превысило их несущую способность. Из-за разрушения этих болтов произошел эффект «домино», приведший к разрушению других болтов.

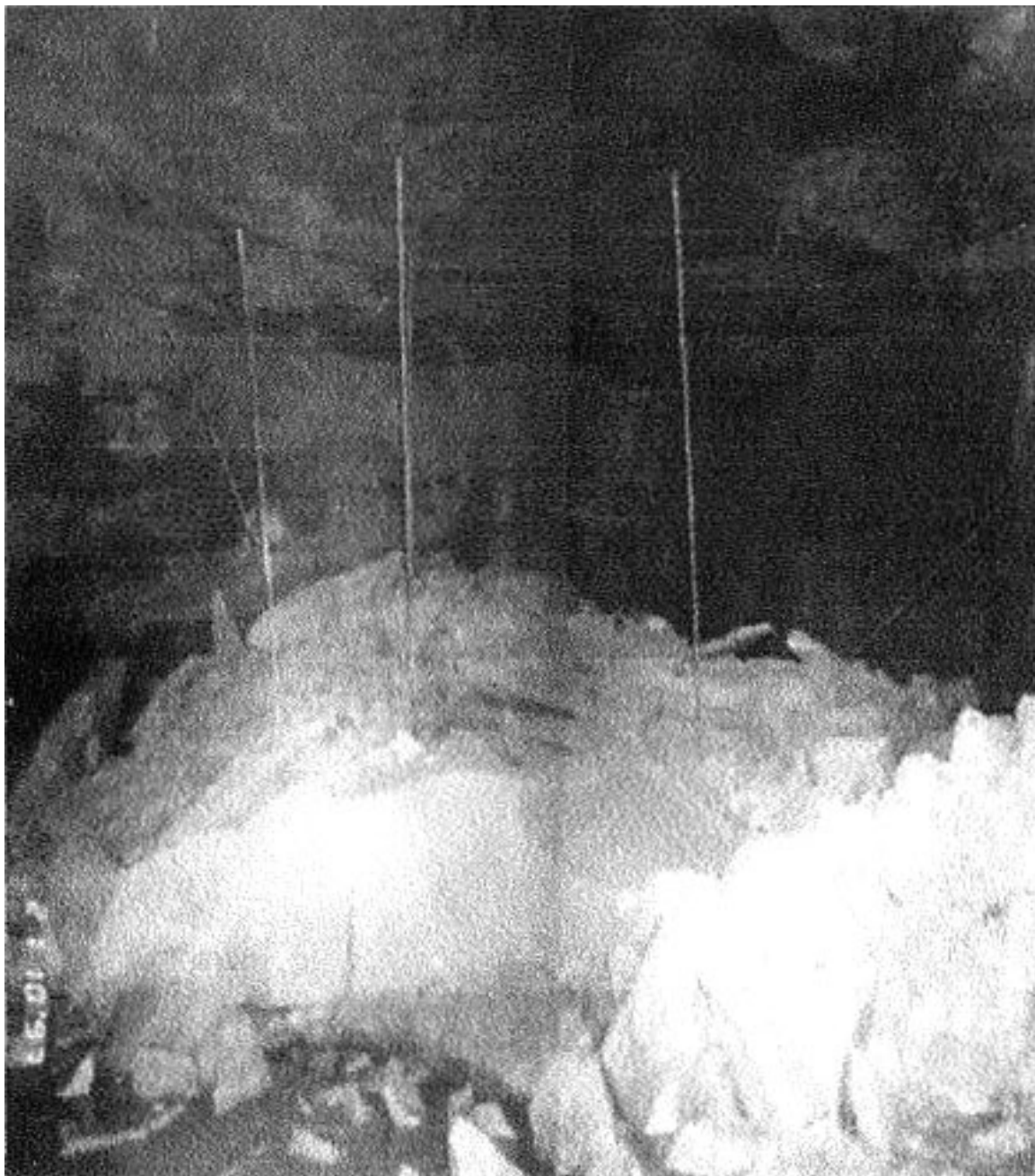


Рис. 6.3. Анкерные болты, обнажившиеся после обрушения пород

После описанного обрушения работы в остальных полостях были остановлены, а после их возобновления, в частности, в полости С применялись тампонируемые анкерные болты длиной 5м, устанавливаемые по решетке 2х1,5м (рис. 6.4).

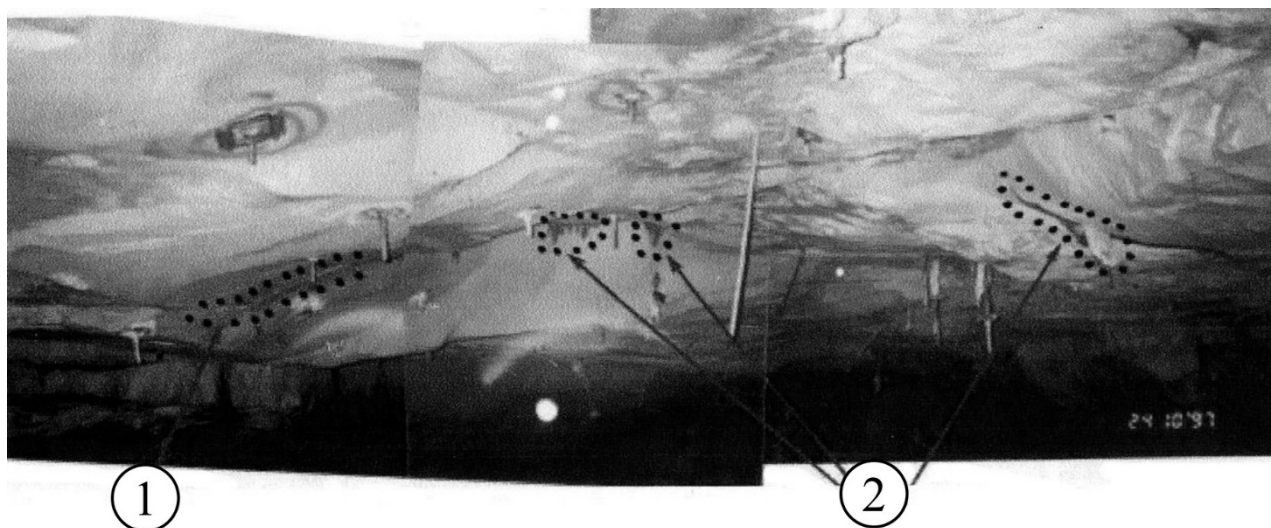


Рис. 6.4. Затампонированные участки кровли полостей после установки анкерных болтов

1 – участок возле ранее установленных болтов; 2 – участок возле дополнительных болтов

Эксплуатационные работы выполнялись поэтапно, начиная с проходки передового туннеля.

Обрушение в полости С произошло на участке длиной 7м примерно через 7,5 часов после взрывных работ в передовом туннеле. Толщина упавшего слоя песчаника составила 0,8-1,2м. На поверхности зоны обрушения в кровле полости обнажились срезанные концы крепежных болтов. Визуальные наблюдения открытых скважин показали, как и в полости А, боковые перемещения плоскостей напластования на 5-10м. В полости С слой пород отделился от массива вдоль плоскости напластования, установленные болты согнулись, растрескались и их несущая способность уменьшилась.

В результате породная балка в кровле полости, образовавшаяся после связывания пород анкерными болтами, сдвинулась по плоскости напластования и затем обрушилась.

Гидроэлектростанция Holjelro, Швеция является примером предотвращения выпадения породных блоков из-за наличия неоднородностей в породном массиве. При ее реконструкции и расширении сечения напорного туннеля подачи воды с 55 м² до 110 м² произошел вывал пород на участке длиной 35 м. Причиной таких аварий в больших подземных полостях является низкая прочность внутренних протяженных поверхностей, особенно, при наличии геологических неоднородностей в массиве (рис. 6.5).

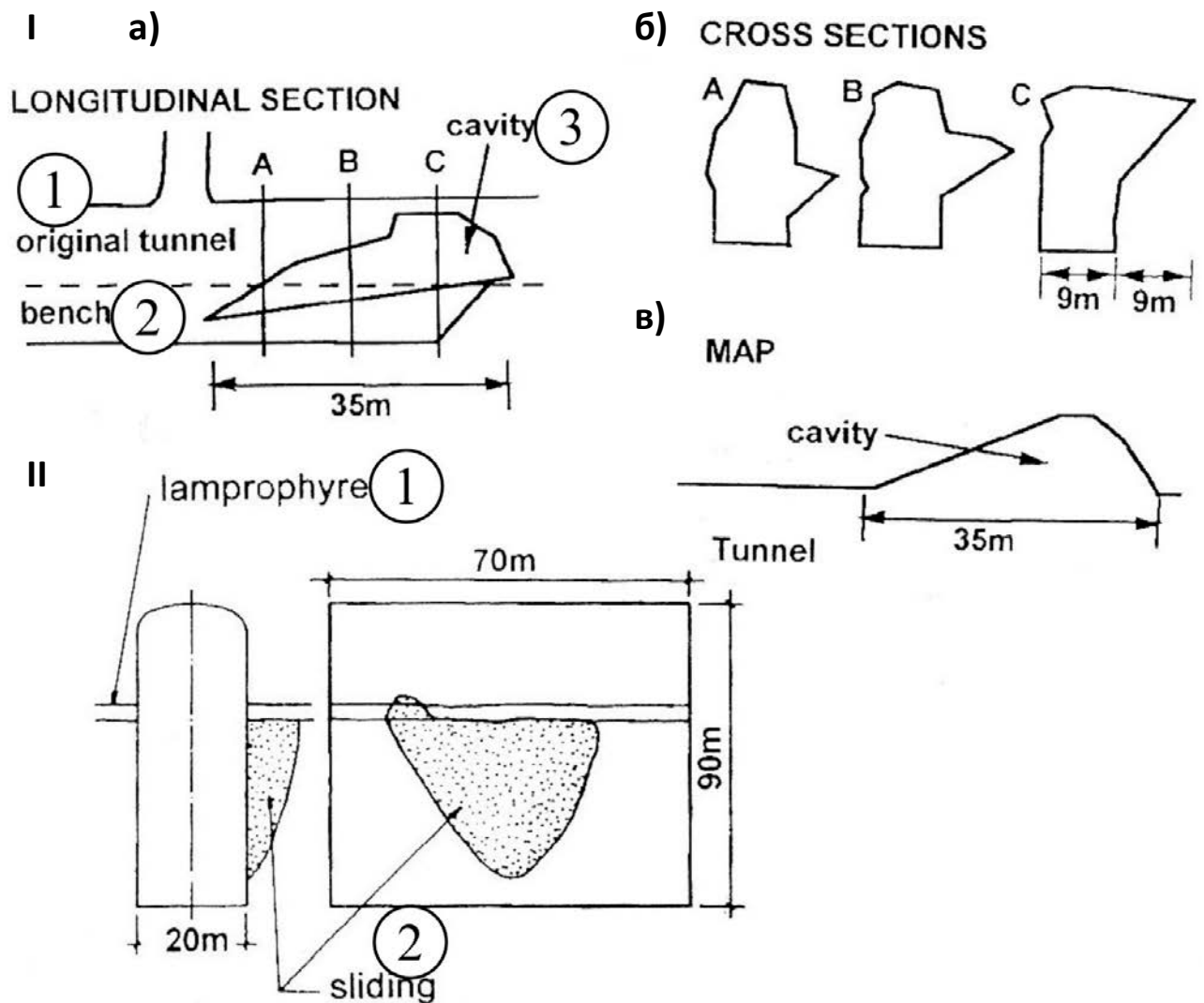


Рис. 6.5. Обрушение пород в строящихся полостях

I. Гидроэлектростанция Holjelro.

а) продольный разрез.

1 – первоначальное сечение туннеля; 2 – расширение сечения;

3 – расщелина, оставшаяся после обрушения породы.

б) сечения; в) карта.

II. Гидроэлектростанция Cahora-Bassa.

1 – лампрофир; 2 – обрушение пород

В гидроэлектрической системе Cahora-Bassa, Мозамбик во время строительства произошел случай, имевший существенные последствия. Подземный комплекс включал две буферные камеры, расположенные на глубине 130-220м параллельно главному залу электростанции, которые

имели ширину 19,0 м, длину 82,5 м и 87,7 м, высоту 79,0м и 70,3м в северной и южной камерах соответственно.

Авария произошла в одной из этих камер (рис. 6.5), объем обрушенных пород составил около 2000 м³. На участке строительства залегали гранитные породы с более слабыми включениями габбродиорита, гранулита, пересеченными аплитом – мелкозернистым гранитом, порфиристыми и пегматитовыми жилами. Регион пережил три тектонических стадии, создавших системы неоднородностей в породных массах и несколько нарушений, ослабивших их. Описываемый вывал пород был вызван наличием в полости такой неоднородности – горизонтально расположенной зоны интрузивного вторжения лампрофира, которая сопровождалась формациями гнейса в кровле и стенах.

Подземное хранилище нефти Brofjorden, Швеция имеет объем 2600000м³, который обеспечивается тремя параллельными сдвоенными полостями со средней длиной 700м, пролетом 20 м и высотой 30 м. Полости расположены на глубине 60-90м (рис. 6.6).

Породы, в которых расположено хранилище, состоит из гранита с небольшими включениями пегматита. Геофизические исследования и керновое бурение показало весьма высокое качество пород. Доминируют три комплекса сочленений породных блоков – два вертикальных и один горизонтальный. Полости пересекаются несколькими круто наклоненными нарушенными зонами с тонким глинистым заполнением трещин.

Эксплуатационные работы начались с сооружения свода полости передовым туннелем высотой 7 м. Затем с помощью горизонтального бурения взрывных скважин проходилась уступ высотой 8 м и, наконец, с помощью вертикального бурения – уступ высотой 15 м. Анкерные болты, которыми крепились стены полости, покрывались слоем набрызгбетона толщиной 25мм.

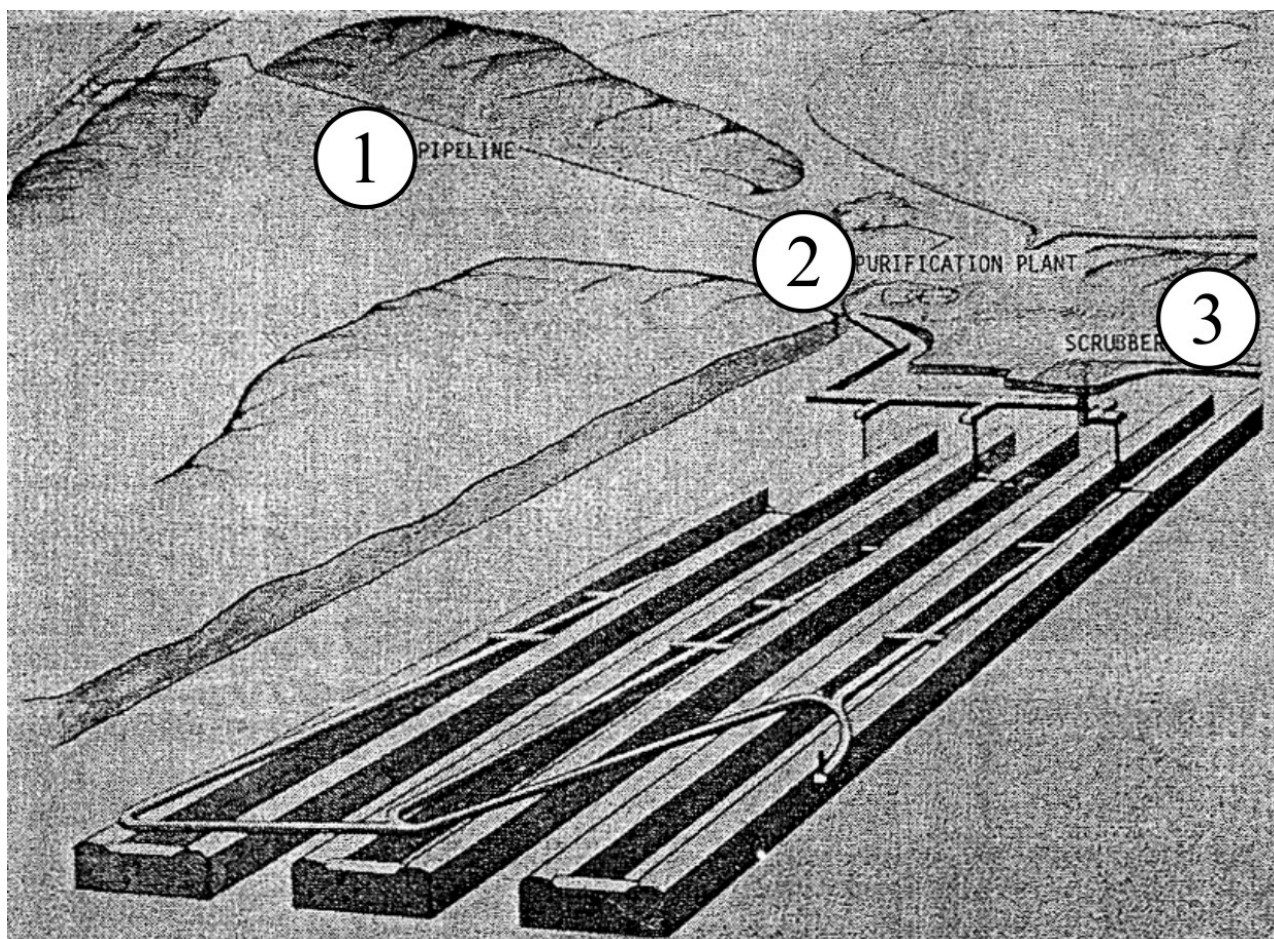


Рис. 6.6. Общий вид хранилища нефти Brofjorden

1 – трубопровод; 2 – станция очистки; 3 – скруббер

Расслоение пород началось в кровле передового туннеля после нескольких сотен метров проходки. Отслоившиеся фрагменты толщиной 2-15 см подхватывались анкерными болтами или отбивались. В некоторых случаях расслоение сопровождалось шумом растрескивания. Стало очевидным, что применяемая крепь не обеспечивает адекватной устойчивости пород. Тем не менее, оценка поведения последних показала, что тангенциальные сжимающие напряжения в контуре туннеле могут оказаться вдвое выше горизонтальных напряжений массива (рис. 6.7). Таким образом, в соответствии с норвежским опытом, при проходке туннеля создаются условия, безопасные с точки зрения возникновения внезапных выбросов породы (рис. 6.8). Однако, для предотвращения расслоения пород необходима установка дополнительных болтов длиной 1 м с удерживающими породу металлическими плитами размером 200x200x10мм по решетке с размерами 1,5x1,5м (рис. 6.9). Установка болтов производилась непосредственно после экскавации, а набрызгбетон наносился в течение 15

дней. Перед бетонированием производилась оборка кровли от кусков породы, угрожающих падением.

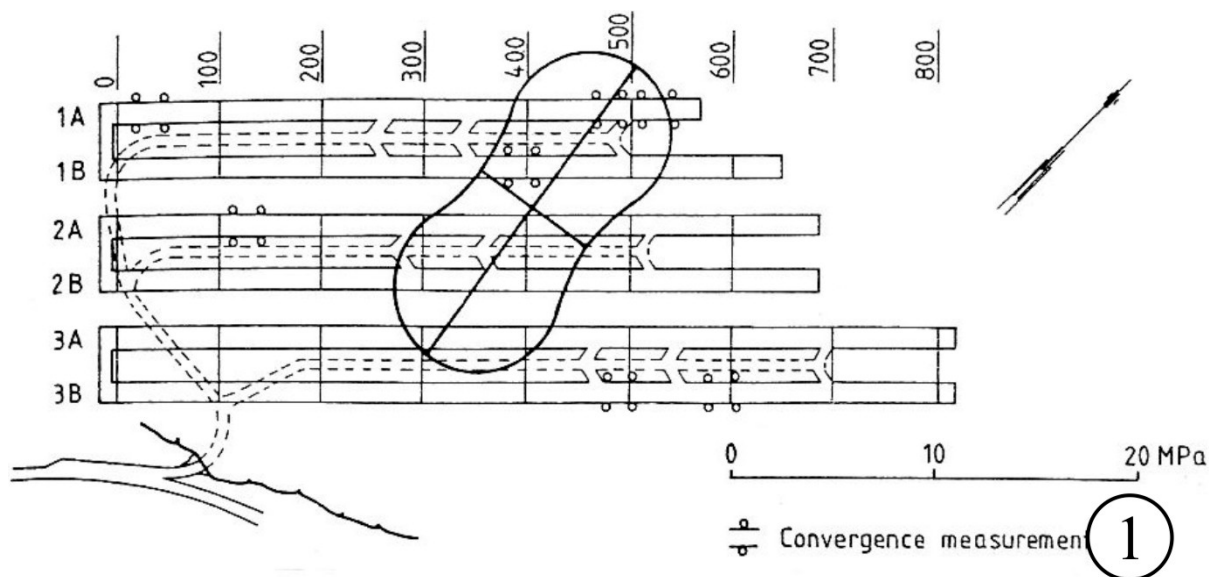


Рис. 6.7. Горизонтальные напряжения сжатия в массиве

1 – измерение конвергенции

При экскавации среднего уступа высотой 8 м расслоение пород кровли полости и прилипшего к ним набрызгбетона между болтами началось довольно скоро после начала работ и захватило около 3-5% поверхности кровли.

Сначала предполагалось, что это расслоение инициируется ударами фрагментов породы, разлетающихся при взрывании горизонтальных скважин. Изучение, однако, показало, что ударные и вибрационные эффекты были только незначительной причиной расслоения, происходящего, в основном, из-за наличия неоднородностей породного массива.

Было принято решение об усилении набрызгбетонной в крепи кровли полости проволоочной сеткой с размерами 50x50x3мм, прикрепляемой к породе затампонированными анкерами длиной 2м с треугольными поддерживающими плитами со стороной 200мм. Болты устанавливались по решетке 2x1,5м.

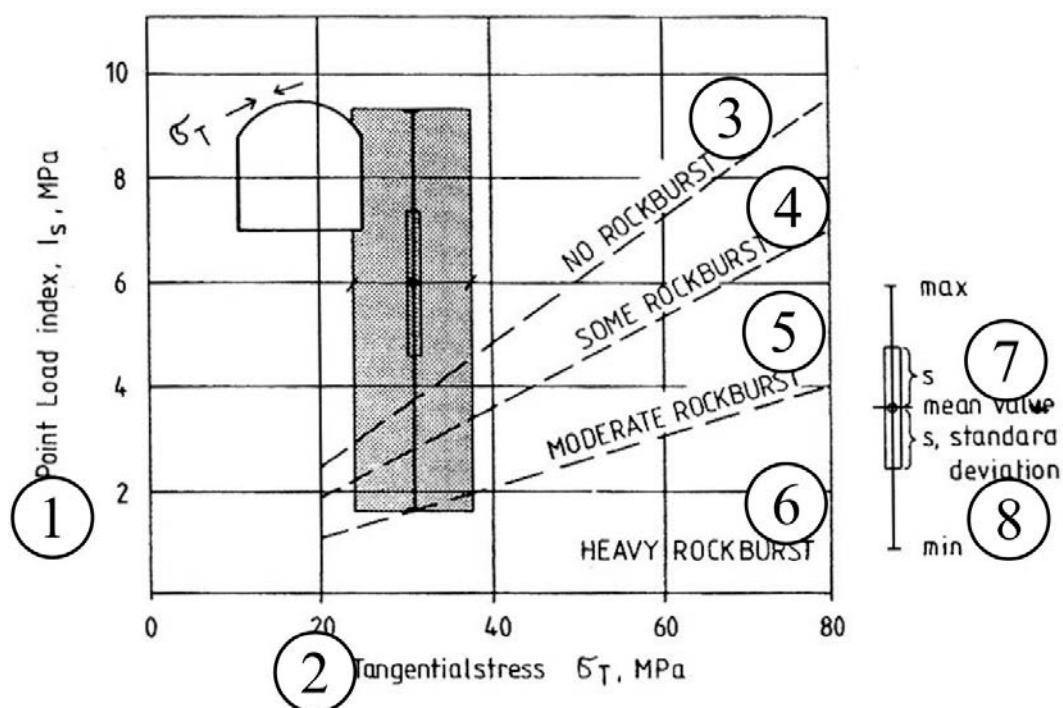


Рис. 6.8. Диаграмма риска внезапных выбросов породы в зависимости от индекса сосредоточенной нагрузки и напряжений в массиве

1 – индекс сосредоточенной нагрузки – показатель крепости пород на одноосное сжатие; 2 – тангенциальные напряжения; 3 – выбросы не происходят; 4 – выбросы иногда происходят; 5 – средние выбросы; 6 – тяжелые выбросы; 7 – средний объем; 8 – стандартное отклонение

Такие меры показали свою эффективность также при экскавации полостей в нижнем уступе высотой 15м. Здесь главное расслоение происходило в окрестностях забоя. Объем отслоившегося материала сильно варьировался от участка к участку, хотя качество пород колебалось незначительно. Отсюда был сделан вывод, что в разных частях полости происходят колебания напряжений окружающих пород, вызванные текущими изменениями геометрии полости при проходческих работах.

Обследования отслоившегося материала показали, что обломки породы, выпавшие с высоты 0,5-0,7 м при весе, по крайней мере, 600 кг задерживались проволоочной сеткой в пределах 3 недель, после чего участок полости требовал ремонта.

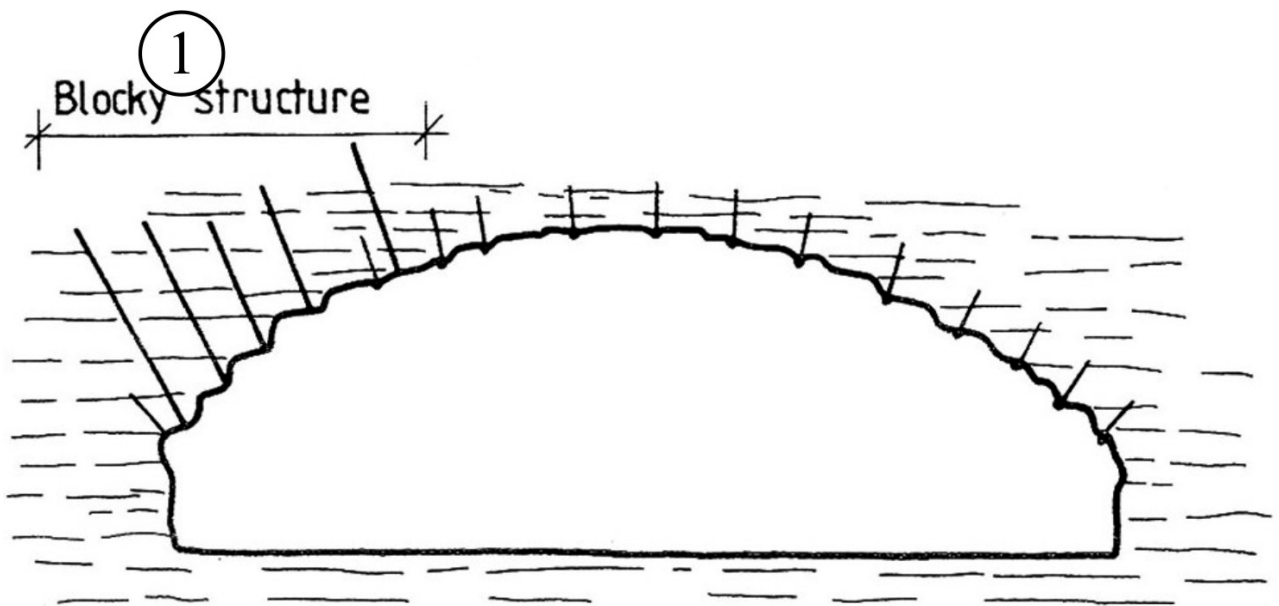


Рис. 6.9. Усиленная крепь свода полости

1 – блочная структура

В одной из полостей произошло два обрушения кровли на участке, где залегали породы со значительно худшим качеством, чем в других полостях. Обрушения сопровождались хлопками при образовании трещин и шумом до, во время и некоторое время после обрушений.

Первое из них привело к образованию расщелин в форме мелкой клиновидной полосы глубиной немногим более 1м. Падение пород объяснялось, вероятно, тем, что в этом месте между полостями размещался соединительный туннель, вызывая дополнительную концентрацию напряжений.

Второе обрушение произошло на участке кровли, где она пересекалась сочленением породных блоков с углом падения 60^0 . Эвакуация нижней части полости вызвала скольжение значительных породных масс вдоль этого сочленения, хотя участок полости здесь был закреплен болтами и усиленным набрызгбетоном толщиной 80 мм. После падения пород напряжения стабилизировались и профиль кровли был выровнен тампонируемыми анкерными болтами и усиленным набрызгбетоном.

Во время строительства полостей выполнялся мониторинг их состояния на разных стадиях проходческих работ. Расположение измерительных станций показано на рис. 6.7.

На рис. 6.10 в качестве примера показана ситуация с различными стадиями эвакуации соседних полостей, когда проводились измерения сдвижений их стен. Эти измерения показали, что наибольшие деформации

происходили во внешних полостях. Конвергенция стен полости 1А составила 40мм, тогда как в соседней полости 1В наблюдалось расхождение стен равное 9 мм (в ситуации IV).

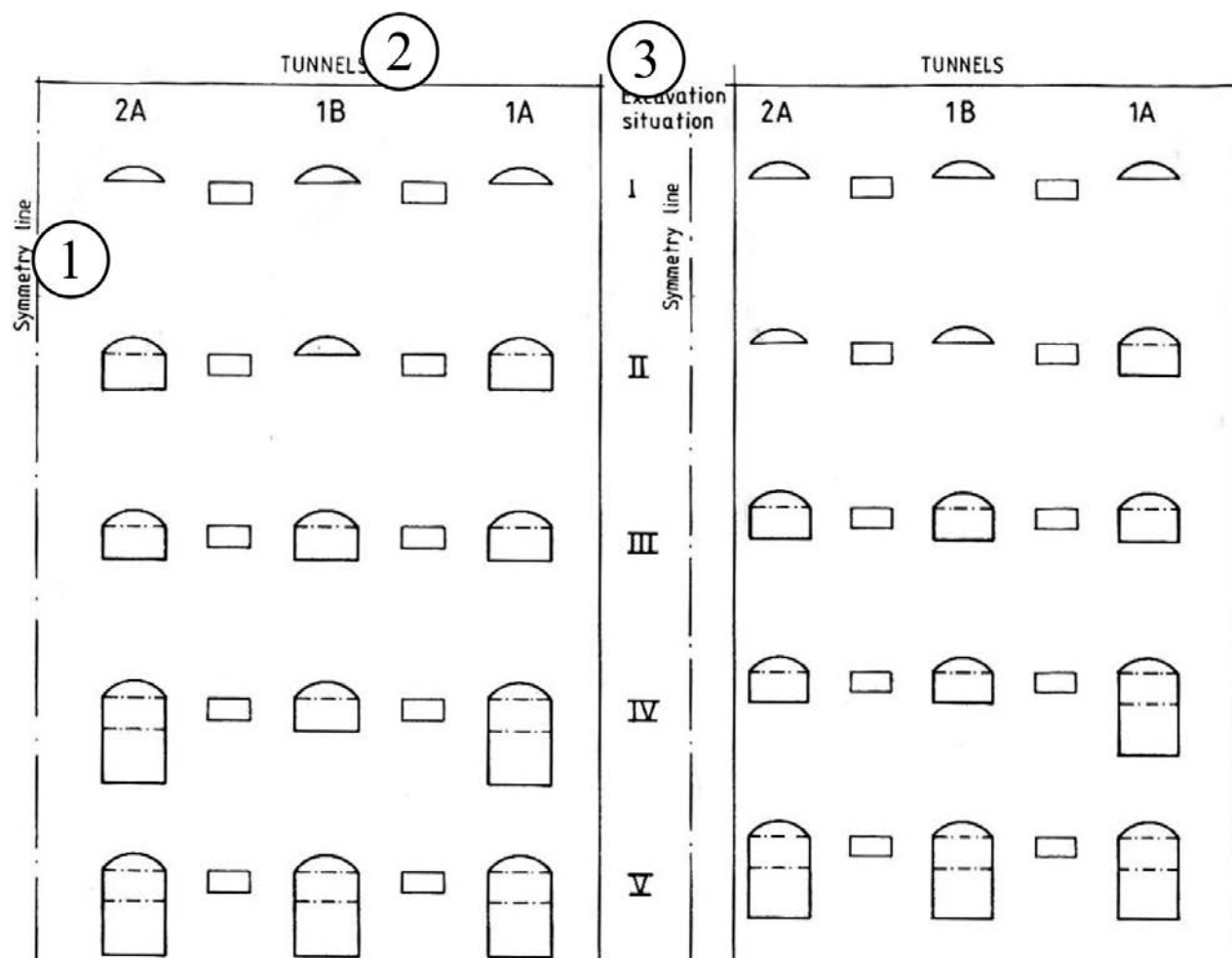


Рис. 6.10. Различные стадии экскавации на двух участках длины соседних полостей при одновременных замерах сдвижения пород

1 – ось симметрии; 2 – туннели; 3 – ситуация экскавации

В *хранилище углеводородов LPG Pyongtaek*, Корея (см. гл. 5) в зонах высоких напряжений строящихся полостей происходило растрескивание набрызгбетонной крепи, ее расслоение и обрушение (рис. 6.11, 6.12). Наблюдались также многочисленные сейсмические явления в виде выбросов пород или их признаков (рис. 6.13 цв. вкл.), а в марте 2005г. произошел крупный выброс с магнитудой по Рихтеру 0,3 (рис. 6.14).

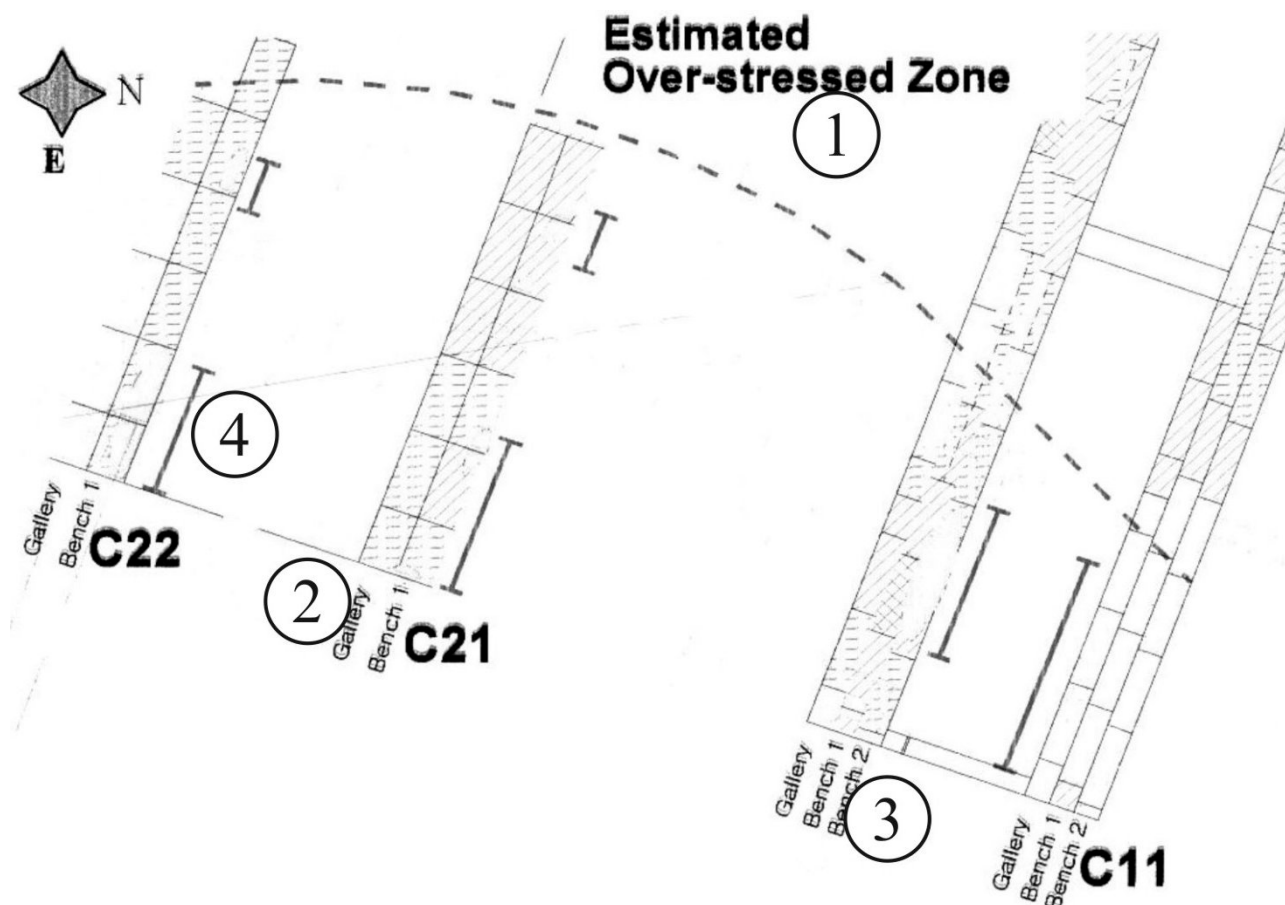


Рис. 6.11. Зоны растрескивания пород и набрызгбетона в полостях хранилища углеводородов LPG Pyongtaek

*1 – сильно напряженная зона; 2 – полости; 3 – уступы расширения;
4 – растрескивание пород и трещины в набрызгбетоне*

6.3 Управление рисками строительства больших подземных полостей

В обычных гражданских объектах инженер-проектировщик имеет дело со строительными материалами с

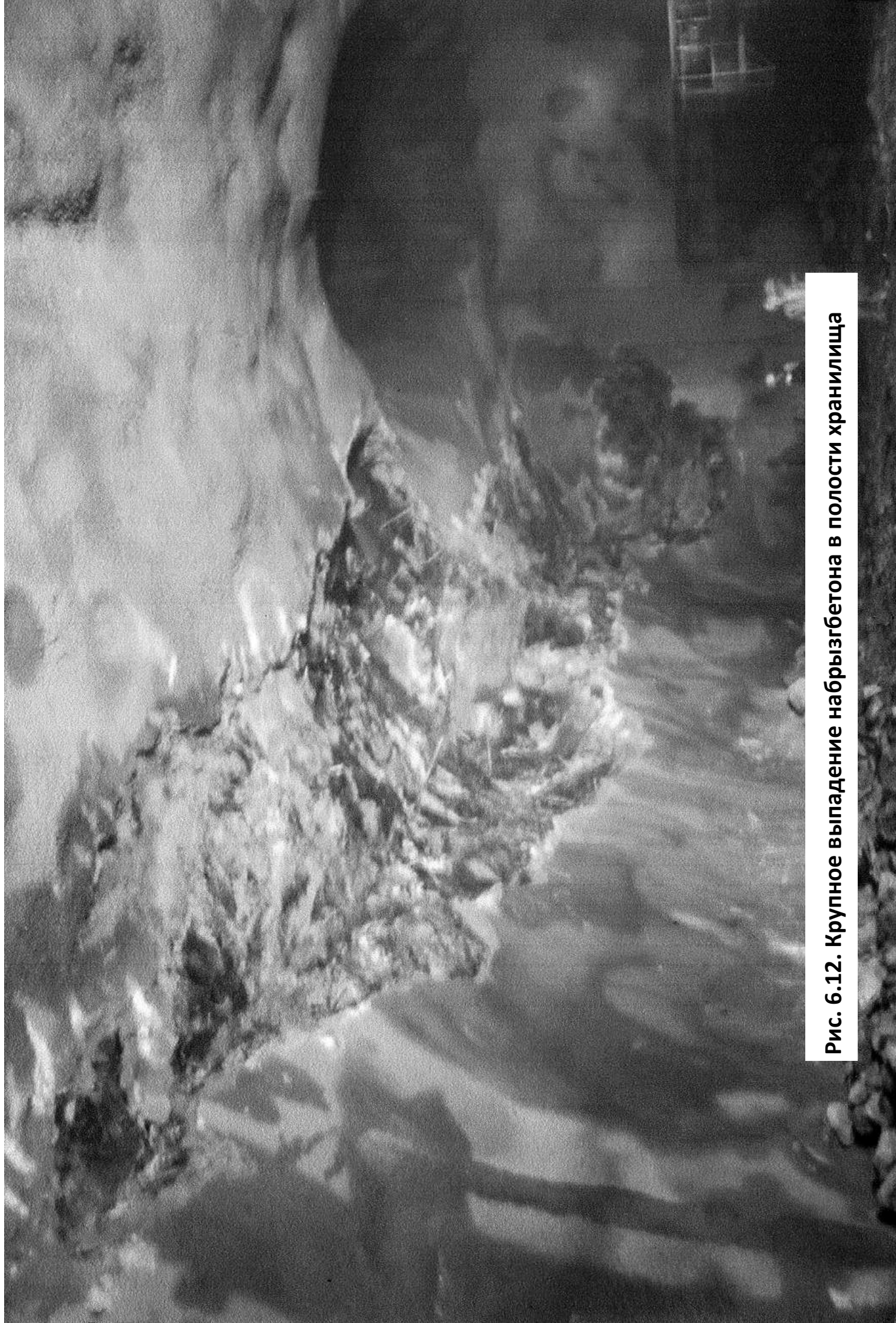


Рис. 6.12. Крупное выпадение набрызгбетона в полости хранилища

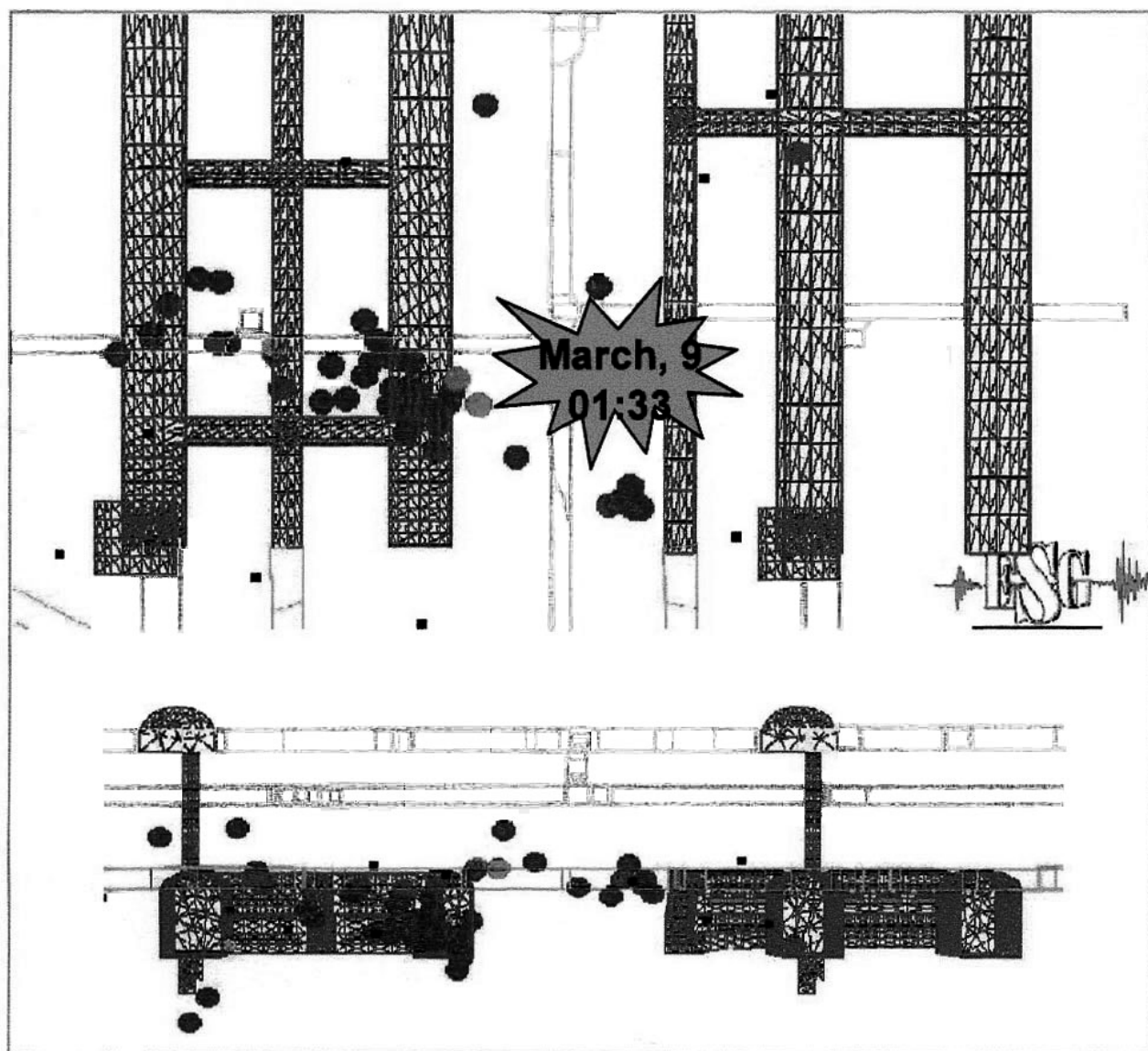


Рис. 6.14. Сильный выброс породы в хранилище Pyongtaek

известными характеристиками. Однако, дизайн и строительство подземных сооружений связаны с размещением объекта в горных породах, которые никогда не будут полностью и исчерпывающе изучены. Главными источниками такой неопределенности являются два главных фактора – объективный: недостаток разведанности участка будущего строительства и субъективный: разница в оценке ожидаемых геологических условий у заказчика и подрядчика. Диспуты на эту тему могут быть минимизированы достаточным объемом разведочных работ и распределением рисков между участниками проекта.

Наиболее важную роль в минимизации геотехнических рисков играет хорошая разведочная программа. Аварии в подземном строительстве редко происходят из-за плохого компьютерного моделирования и, наоборот,

хорошо спланированная разведка играет решающую роль в управлении геотехническими рисками. Особенно, при строительстве больших полостей.

При осуществлении проекта часто возникает вопрос, достаточен ли уровень разведки для строительства того или иного подземного объекта. Здесь важной характеристикой является отношение стоимости разведочных работ к общему бюджету проекта. В Норвегии рекомендуемое значение этого отношения находится в пределах 20-10% для сухопутных автомобильных туннелей и 5-10% - для подводных туннелей плюс 2-5% для разведочного бурения из забоя в ходе строительства. Реальная цифра зависит от степени сложности проекта и требований к его структуре.

Для армейского складского комплекса в Mandai, Сингапур, построенного норвежскими специалистами, на примере которого далее описано управление рисками конкретного строительства, общая стоимость геологоразведочных работ составляла около 1% от стоимости экскавации. Эта относительно малая стоимость оказалась достаточной из-за того, что основные полости и туннели, входившие в комплекс, концентрировались на малой площади.

Когда разведочные работы завершены, важно понять и оценить геологическую модель места строительства, а также, по возможности, рано сделать ее доступной подрядчику. Это позволит при составлении контрактных документов распределить между ним и заказчиком риски, связанные с геологическими условиями строительства.

Имеются три причины для этого:

- заказчик создает общую концепцию проекта, которая, кроме других вещей, включает его основные параметры, такие, как расположение, направление (в случае протяженного объекта), генеральный план, глубина и размеры полостей, функциональные требования;

- заказчик владеет (в разных формах) участком строительства и, в большинстве случаев, представляет геологические данные. Адекватность и тщательность разведочных работ сильно влияют на то, как участники проекта представляют себе ожидаемые условия строительства;

- заказчик предлагает график строительства. Он может иметь обсуждаемые пункты, которые согласовываются на стадии подписания контрактных документов. Меры по управлению рисками приводятся в соответствии с согласованным графиком.

Частью контракта являются так называемые базовые геологические условия, известные на момент его подписания. Если фактически встреченные условия оказываются лучше базовых, в норвежской туннельной практике все

риски возлагаются на подрядчика. Если условия существенно хуже базовых, риски, связанные с этим, возлагаются на заказчика. Как компенсация этого, заказчик на тендерной стадии получает от подрядчика более реалистическую цену.

Традиции Норвегии в строительстве подземных структур делают распределение рисков интегральной частью контрактной практики и определения контрактной цены. Здесь выделяются два элемента рисков:

- геологические условия. Заказчик ответственен за разведочные работы и полученных при них результаты. Если окажется, что они недостаточны, это останется его проблемой;

- производство работ. Подрядчик ответственен за эффективное выполнение работ. Ему возмещаются затраты, понесенные при выполнении работ в соответствии с ценой, установленной в тендерных и контрактных документах. Сроки строительства базируются на стандартных возможностях производственной деятельности.

Проблемы распределения рисков подземного строительства возникли, в частности, при сооружении упомянутого ранее подземного армейского складского комплекса, когда требовались обширные разведочные и исследовательские работы на различных стадиях проекта и формирования концепции контрактных документов.

Успешные комбинации традиционного бурения, алмазного кернового бурения и современных геофизических методов, обеспечили надежную информацию об особенностях породных масс. Геофизические методы, в частности, включали отражение сейсмических волн, профилирование электрического сопротивления, межскважинную томографию, скважинное фотографирование, радиолокацию и внутрискважинную интроскопию.

Исследования условий строительства выполнялись в три этапа:

- изучение приемлемости участка строительства. Эта фаза затронула большую площадь, позволила описать в общих чертах крупные геологические структуры и установила принципиальную возможность строительства подземных полостей;

- детальная разведка, результатом которой явилось создание структурной геологической модели и изучение особенностей породных масс. Материалы этапа использовались для цифрового моделирования. Проводился также сбор гидрологических данных, оценивалась стабильность склонов земной поверхности, опасность обрушения пород;

- проектные и строительные работы. На этом этапе продолжалось изучение условий строительства применительно к разрабатываемым проектным решениям. Привлекались независимые консультанты для оценки необходимости дополнительных разведочных работ.

Проектная документация в принципе может разрабатываться командой, нанятой подрядчиком или заказчиком. Предпочтительным для разработки проектов больших подземных полостей считается второй вариант, который позволяет более гибко решать проблемы, связанные с геотехническими рисками во время экскавации. При этом выбор команды проектировщиков, одобрение дизайна и спецификаций, общий контроль за состоянием работ выполняются заказчиком. Такой подход применялся, в частности, при строительстве упомянутого армейского складского комплекса.

Следующим шагом в управлении геотехническими рисками при этом строительстве явилось разделение работ по экскавации на две стадии - пилотную и главную. В пилотную фазу вошла малая часть общего объема экскавации, но она выявила самые сложные условия строительства и позволила получить:

- правильную оценку геологической обстановки и качества породных масс, эффективности экскавационных методов и системы крепления;
- уточненные данные о стоимости работ;
- оценку правильности проектных решений;
- данные о необходимости модификации дизайна и выбора проходческого оборудования.

После завершения пилотной стадии заказчиком и подрядчиком были выбраны общее понимание ожидаемых геологических условий и взгляд на различные стоимостные компоненты.

В ходе пилотной стадии заказчик руководил двумя группами специалистов с участием подрядчика, одна из которых оценивала решения по технологии буровзрывной экскавации, другая – по крепи полостей. С учетом этих оценок соответствующие разделы дизайна корректировались.

Результаты пилотной стадии легли в основу контракта на выполнение главного объема строительства.