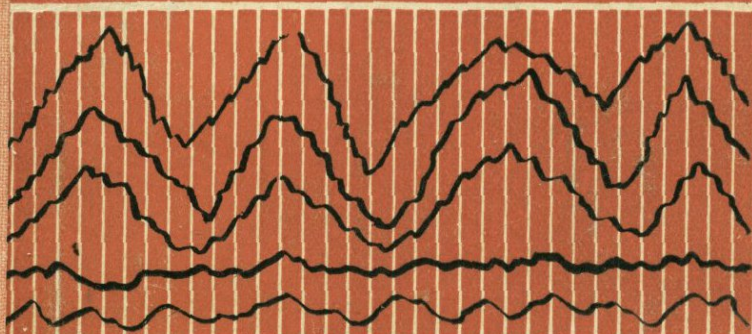


Б. К А Р А П Е Т Я Н

КОЛЕБАНИЕ СООРУЖЕНИЙ ВОЗВЕДЕННЫХ В А Р М Е Н И И



« А Н А С Т А Н »

Б. К. КАРАПЕТЯН

КОЛЕБАНИЕ
СООРУЖЕНИЙ,
ВОЗВЕДЕННЫХ
В АРМЕНИИ

ИЗДАТЕЛЬСТВО «АЙАСТАН»

ЕРЕВАН—1967

18022

Предлагаемая вниманию читателей книга посвящена вопросу изучения колебаний сооружений и их оснований (грунтов), возведенных в Армянской ССР. В ней приведены результаты исследования параметров колебаний различных грунтов, служащих основанием для сооружений; рассмотрены данные, полученные при изучении колебаний опытных образцов конструкций в лабораторных и полевых условиях при действии различного характера динамической нагрузки; изучены колебания возведенных в натуре жилых, общественных и промышленных зданий и сооружений, а также некоторых других инженерных сооружений при сейсмических воздействиях.

Книга предназначена для научных работников, проектировщиков и строителей, работающих в области инженерной сейсмологии и сейсмостойкого строительства.

ВВЕДЕНИЕ

В зданиях и сооружениях при невыполнении в них антисейсмических мероприятий во время землетрясений часто отмечаются существенные повреждения, вплоть до разрушений. Поэтому в сейсмоактивных районах, к которым относится и территория Армянской ССР, при проектировании и строительстве зданий и сооружений следует производить их правильный расчет и соблюдать соответствующие правила, обязательные при строительстве.

Для производства расчета на сейсмостойкость необходимо иметь данные о сейсмической нагрузке, действующей на сооружения при землетрясении. Следует также иметь величины динамических характеристик сооружений и грунтов их оснований, очертания упругой оси сооружений при колебании, изменение интенсивности колебаний при их передаче от грунта фундаменту и др. С этой точки зрения наиболее целесообразным является размещение в некоторых характерных реальных зданиях и сооружениях соответствующей аппаратуры, способной регистрировать их колебания во время землетрясений. Однако осуществление подобных исследований связано с большими затруднениями и, в первую очередь, из-за отсутствия возможности прогноза земле-

трясений во времени. Относительно менее сложным является изучение поведения сооружений в натуре от других видов сейсмических воздействий типа сеймовзрывных колебаний, промышленных вибраций, колебаний от ветра, микросейсм и др. Помимо этого целесообразно исследование производить над моделями сооружений или отдельными конструктивными элементами. При проведении исследований колебаний зданий и сооружений следует изучать также колебания грунтов их оснований.

Вопросы определения сейсмической нагрузки, действующей на здания и сооружения, автором рассмотрены в ранее изданной работе, в которой приведены результаты изучения землетрясений и взрывов с помощью многомаятниковых сейсмометров.

Настоящая работа посвящена вопросу изучения колебаний сооружений и их оснований (грунтов), возведенных в Армянской ССР. В ней приведены результаты исследования параметров колебаний различных грунтов, служащих основанием для сооружений; рассмотрены данные, полученные при изучении колебаний опытных образцов конструкций в лабораторных и полевых условиях при действии различного характера динамической нагрузки; изучены колебания возведенных в натуре жилых, общественных и промышленных зданий и сооружений, а также некоторых других инженерных сооружений при сейсмических воздействиях.

ИЗУЧЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТОВ,
СЛУЖАЩИХ ОСНОВАНИЕМ ДЛЯ ИНЖЕНЕРНЫХ
СООРУЖЕНИЙ

При изучении колебаний сооружений от различного рода сейсмических воздействий (землетрясения, взрывы, микросейсмы и др.) необходимо исследовать также влияние грунтов их оснований. Известно, что в зависимости от вида грунта поведение сооружений при колебаниях проявляется по-разному. При этом немаловажным фактором является и вопрос передачи сейсмических колебаний от грунта фундаменту сооружения. Изучение этого фактора крайне необходимо для выявления истинных величин сейсмических сил, передаваемых сооружению при землетрясении, с целью производства более обоснованного расчета на сейсмостойкость.

В этой главе рассмотрен ряд вопросов, связанных с изучением колебаний грунтов. Дан разбор работ по спектральному изучению колебаний при сейсмических воздействиях и описан произведенный анализ спектрального состава колебаний грунтов при землетрясении путем использования данных, полученных с помощью электро-аналога. Приведены результаты исследования сейсмических колебаний в базальтах и суглинках и изучения взаимодействия при передаче колебаний от грунта фундаменту сооружения. Данные по изучению колебаний в туфовых породах приведены в следующей главе вместе с результатами по исследованию в полевых условиях колебаний опытных образцов конструкций, возведенных на этих грунтах.

§ 1. Определение спектрального состава колебаний грунтов при сейсмическом воздействии

Землетрясения вызывают сложного характера сейсмические волны, которые имеют весьма разнообразный спектр, охватывающий большой диапазон частот. В этом спектре частот наблюдается ряд преобладающих периодов, величина которых зависит от типа волны, динамических параметров очага землетрясения, собственного периода колебаний местности, где регистрируется землетрясение, а также от пути очага—сейсмическая станция, с возможными различиями в геологических условиях. В спектре сейсмических волн имеются как высокочастотные, так и длиннопериодные компоненты.

Изучение спектрального состава колебаний грунтов имеет существенное значение при решении ряда вопросов инженерной сейсмологии. Практическое значение изучения спектрального состава колебаний грунтов заключается и в том, что, имея преобладающие периоды колебаний почвы, в случае проектирования некоторых сооружений, прецизионных установок и ряда других конструкций, обладающих незначительным затуханием, создается возможность выбрать периоды свободных колебаний указанных сооружений таким образом, чтобы избежать существенного нарастания амплитуды колебаний. Зная спектральный состав колебаний почвы для данной местности, определив спектральную кривую реакции сооружений—кривые приведенных сейсмических ускорений и характеристики, учитывающие передачу сейсмического возмущения от грунта фундаменту сооружения (взаимодействие между фундаментом сооружения и его основанием), можно получить правильную картину поведения сооружения при землетрясении.

Значительные работы по изучению спектрального состава сейсмических волн проведены в Калифорнийском технологическом институте Хаузнером, Мартелем и Алфордом. Ими определены спектральные кривые скорости и ускорения с помощью электро-аналога. Таким путем авторами были определены 88 спектров скорости и ускорения для сильных землетрясений, на основании которых они приходят к выводу, что относительно

небольшие изменения затухания ведут к значительным изменениям величины реакции.

Приводим результаты проведенного нами исследования по изучению спектрального состава колебаний почвы при землетрясении. При этом сделана попытка показать, что для этой цели можно использовать спектральные кривые, получаемые с помощью электро-аналога. Получение спектральных кривых с помощью электро-аналога является весьма целесообразным, так как создается возможность по акселерограмме землетрясения получить спектральное реагирование сооружений, имеющих различные периоды колебаний и декременты затуханий. Для поставленной нами задачи наиболее интересными являются спектральные кривые при нулевом затухании.

Фактическим материалом при выполнении работы послужили спектральные кривые для некоторых сильных землетрясений, происшедших в США, полученные Г. В. Хаузнером, Р. Р. Мартелем и И. Л. Алфордом с помощью электро-аналога. Рассмотрены все 28 спектральных кривых с нулевым затуханием. Спектральные кривые были получены по записям акселерографов, в большинстве случаев установленных в основании здания, поэтому в акселерограммах записывалось также влияние массы и жесткости здания на смещение грунта. Таким образом, фактически получался спектр колебаний не грунта, а основания сооружения, то есть с учетом влияния взаимодействия между фундаментом сооружения и его основанием. Возможно, в некоторых случаях это даже выгодно. При этом следует иметь еще в виду то обстоятельство, что в калифорнийских зданиях взаимодействие играет меньшую роль вследствие того, что грунты являются относительно плотными, а здания—относительно гибкими.

Основные характеристики землетрясений, спектральные кривые которых подвергнуты нами анализу, приведены в таблице 1.

Таблица 1

Дата землетрясе- ния	Координаты эпицентра		Интенсивность	Место зависи	Эпицентр. расст. в км	Максимальн. ускорения в долях g	
	φ^0_N	λ^0_W				по спектру	по аксе- леро- грамме
11.III.1933	33,6	118,0	6,25	Лос-Анжелос, метро	55	0,80	0,08
11.III.1933	33,6	118,0	6,25	Вернон, Кали- форния	48	1,60	0,23
2.X.1933	33,8	118,1	5,4	Лос-Анжелос, метро	37	0,42	0,09
2.X.1933	33,8	118,1	5,4	Вернон, Кали- форния	31	1,23	0,15
30.XII.1934	32,0	115,0	6,5	Эль-Центро, Ка- лифорния	61	4,46	0,33
31.X.1935	46,5	112,0	6,0	Хелина, Монтана	—	1,65	0,21
12.IX.1938	40,0	125,0	5,5	Ферндале, Кали- форния	65	1,87	0,18
19.V.1940	32,7	115,0	6,7	Эль-Центро, Ка- лифорния	22	6,40	0,40
9.II.1941	40,0	125,0	6,6	Ферндале, Кали- форния	86	1,04	0,09
1.VII.1941	34,4	119,6	5,9	Санта Барбара, Калифорния	—	2,70	0,33
3.X.1941	40,0	125,0	6,4	Ферндале, Кали- форния	67	3,14	0,18
9.III.1949	—	—	—	Хелистер, Кали- форния	—	2,76	0,26
13.IV.1949	47,25	122,5	7,0	Олимпия, Вашинг- тон	—	6,50	0,36
13.IV.1949	47,25	122,5	7,0	Сиэтл, Вашингтон	—	1,64	0,10

При составлении этой таблицы нами использованы данные, имеющиеся в работах Хаузнера и др., Гутенберга и Рихтера, а также Канаи. Каждая спектральная кривая детально рассматривалась и определялись все величины пиков-ускорений и соответствующие им периоды колебаний. Поскольку запись в каждом случае представлена двумя горизонтальными составляющими, то было произведено их сравнение. Выяснилось, что периоды с пиковым значением ускорений на обеих кривых не всегда совпадают, что можно приписать некоторой неточности рассматриваемых спектральных кривых.

Поэтому были взяты те значения периодов колебаний, которые имелись на обеих составляющих, а величина ускорений определялась как результирующая ускорений отдельных составляющих. Последнее, если подойти строго, не совсем правильно, ибо значения сложенных ускорений не совпадают во времени. Но это допущение мы принимаем, оговариваясь, что берутся наименее выгоднейшие сочетания ускорений, полученных по двум составляющим горизонтальных колебаний.

Таким путем, на основании имеющихся 28 спектральных кривых были вновь построены 14 спектральных кривых, которые приведены на фиг. 1—5. Номера кривых на этих фигурах соответствуют порядковым номерам в таблице 1. Максимальные значения ускорений, определенные по этим спектральным кривым, приведены в той же таблице.

Г. В. Хаузнер, Р. Р. Мартел и И. Л. Алфорд считают, что по полученным ими спектральным кривым с нулевым затуханием трудно прийти к определенным выводам о колебании грунта. По их мнению, вид спектров, за исключением некоторых, не зависит от местности, по ним не получается определенных преобладающих периодов для данной местности. Однако анализ полученных нами спектральных кривых позволяет отметить определенную зависимость преобладающих периодов от местности, эпицентрального расстояния и т. д.

Если сравнить спектральные кривые 1 и 2 (фиг. 1), соответствующие записям одного и того же землетрясения 11.III. 1933 г. станциями в Лос-Анжелосе и Верноне, то можно заметить, что кривая 1 имеет большее количество пиков, чем кривая 2, то есть для Лос-Анжелоса получается более «плотный» спектр, чем для Вернона. При сравнении спектральных кривых 3 и 4 (фиг. 1), соответствующих записям землетрясения 2.X.1933 г. в Лос-Анжелосе и Верноне, опять-таки для Лос-Анжелоса получается более «плотный» спектр, чем для Вернона. Исходя из этого надо полагать, что каждая местность характеризуется определенной «плотностью» спектра.

Для Вернона, согласно кривой 2, имеется два резко выраженных преобладающих периода: 0,3 и 0,64 сек., а для Лос-Анжелоса (кривая 1)—один преобладающий период 0,66 сек. Значения результирующих максималь-



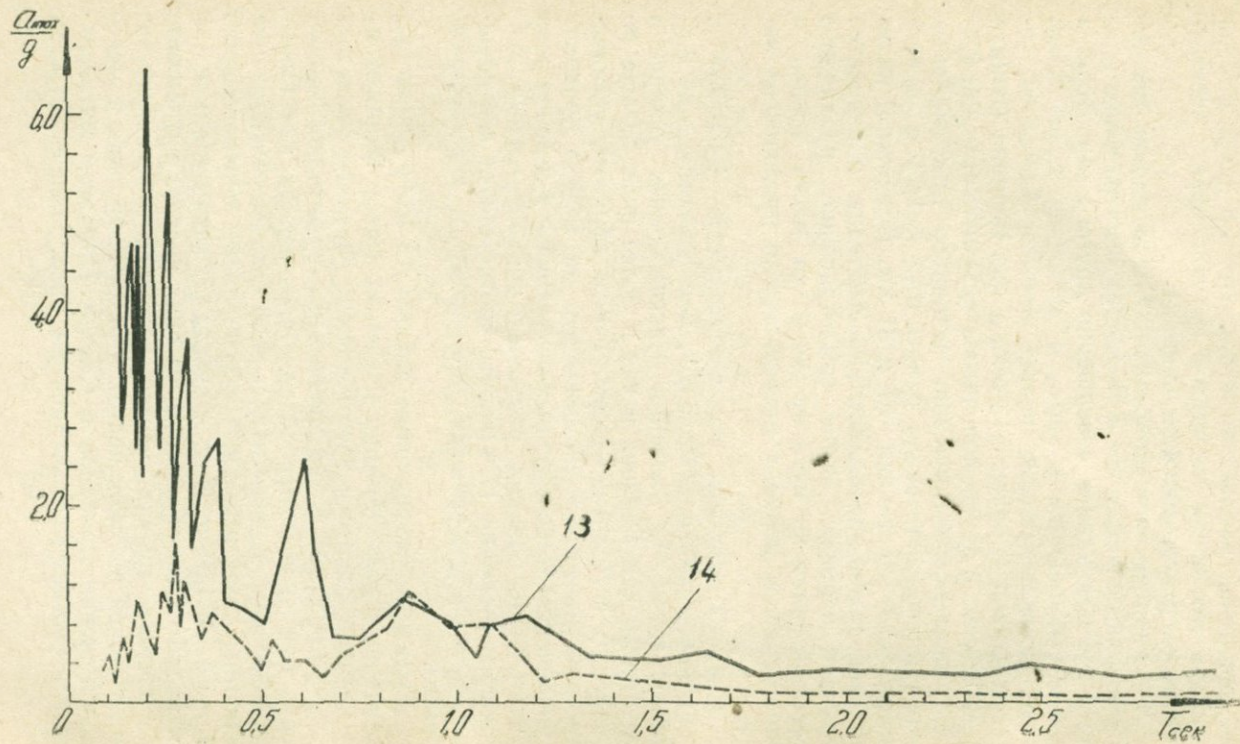
Фиг. 7.

ных ускорений равны соответственно: 1,6 и 0,8 g. При этом эти местности находятся от эпицентра соответственно на расстоянии 48 и 55 км.

По записям землетрясения 2.X.1933 г. для тех же районов (Лос-Анжелоса и Вернона) спектральные кривые 3 и 4 получились совершенно другого характера, а именно—убывающие кривые с меньшим количеством пиков. Преобладающий период для Лос-Анжелоса, согласно кривой 4, равен 0,13 сек., а для Вернона (кривая 4)—0,22 сек., с двумя побочными максимумами при 0,13 и 0,32 сек. Результирующие величины максимальных ускорений соответственно равны 0,42 и 1,23 g, а эпицентральные расстояния—37 и 31 км. Возможно, наличие нескольких преобладающих периодов объясняется влиянием периода очага землетрясения, различного преобразования по пути от очага до места записи и «собственного» периода местности, где произведена запись.

Следует отметить, что землетрясение 1.III.1933 г. было более сильное ($M=6,25$), чем землетрясение 2.X.1933 г. ($M=5,4$). Значения максимальных ускорений получились для Вернона в два и более раза больше по сравнению с Лос-Анжелосом. Таким образом, увеличение силы землетрясения примерно на 1 балл приводит к увеличению максимальных ускорений в 2 и более раза при не очень большой разнице в эпицентральных расстояниях (порядка 17 км), что соответствует соотношению между ускорениями, принятому в сейсмических шкалах.

Сравним спектральные кривые 13 и 14 (фиг. 2), полученные для Олимпии и Сиэтла (штат Вашингтон) по записям одного и того же очень сильного землетрясения 13.IV. 1949 г. Эпицентральные расстояния их примерно одинаковые. Преобладающий период для Олимпии—0,21 сек., а для Сиэтла—0,23 сек. Результирующие величины максимальных ускорений соответственно равны 6,5 и 1,64 g. В спектре для Олимпии (кривая 13) наблюдается преобладание высоких частот, а в спектре для Сиэтла—низких частот. Хаузнер объясняет это фильтрацией высоких частот в рыхлых грунтах в месте расположения приборов в Сиэтле. При этом интенсивность в Олимпии получилась в 4 раза больше. На этом



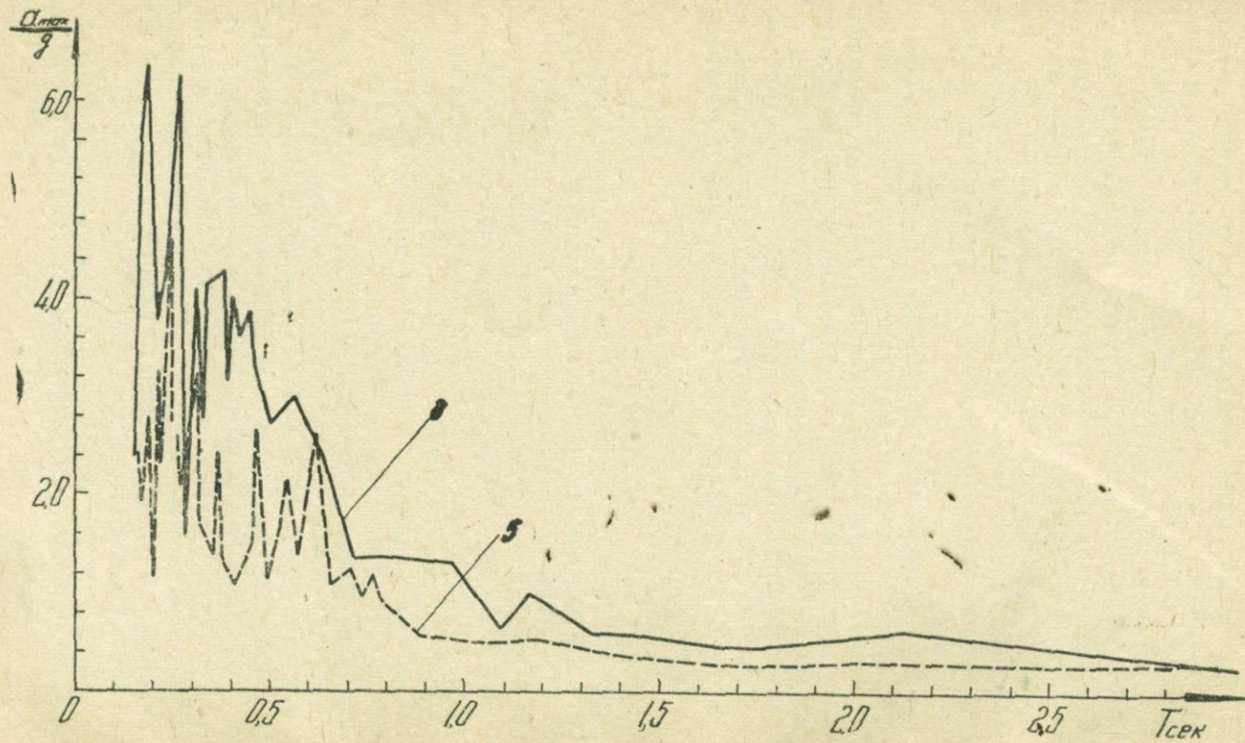
Фиг. 2.

примере ясно видно, как сказывается влияние грунтовых условий на величину интенсивности землетрясения. Сравнивая второй максимальный пик на кривой 14 (Сиэтл) при периоде 0,87 сек., который, видимо, обусловлен наличием рыхлого грунта, со значением максимального ускорения соответствующего этому периоду на кривой 13 (Олимпия), замечаем, что они имеют одинаковую величину. Отсюда можно заключить, что при скальных грунтах (кривая 13 для Олимпии) спектральная кривая падает очень круто с увеличением периода колебаний.

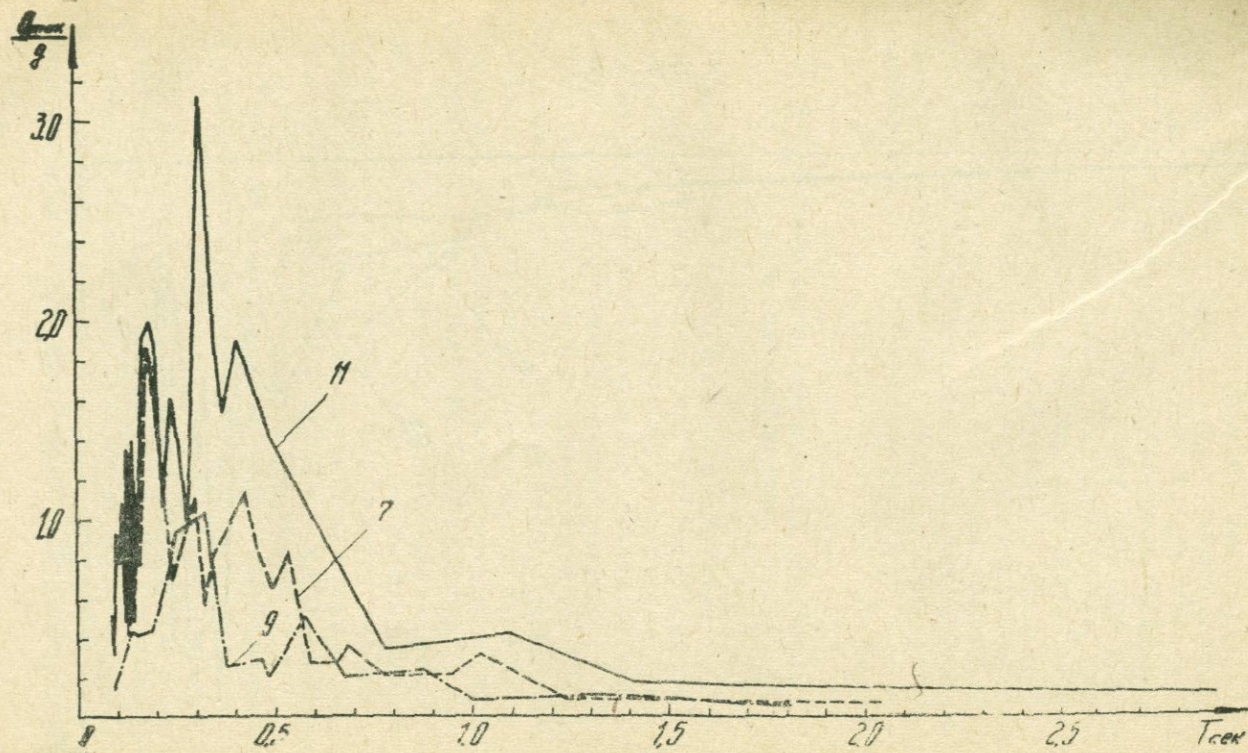
По спектральным кривым 5 и 8 для Эль-Центро (фиг. 3), полученным по записям двух землетрясений примерно одинаковой интенсивности в очаге, получается почти одинаковый преобладающий период колебаний, равный $\sim 0,25$ сек. Характер спектральных кривых 5 и 8 также примерно одинаковый. Хотя эпицентральные расстояния для этих землетрясений отличались почти в три раза, интенсивность их в месте записи разнилась на 40%.

Сравним спектральные кривые 7 и 11 (фиг. 4), полученные для Ферндале при двух землетрясениях (12.IX. 1938 г. и 3.X. 1941 г.) из одного и того же очага (то есть при одинаковых эпицентральных расстояниях), но различной силы. Интенсивность в очаге в одном случае $M=5,5$, а в другом— $M=6,4$. Характер кривых получился примерно одинаковый: имеется по три преобладающих периода при 0,18; 0,32 и 0,43 сек. Максимальное ускорение для кривой 7 равно 1,87 g при периоде 0,18 сек., а для кривой 11—3,14 g при 0,32 сек. Если рассмотреть еще кривую 9 (фиг. 4), опять-таки для Ферндале при землетрясении 9.II. 1941 г., которое имеет примерно такую же интенсивность в очаге ($M=6,6$), что и при землетрясении 3.X. 1941 г. (кривая 11), то можно заметить, что увеличение эпицентрального расстояния на 30% приводит к уменьшению интенсивности в три раза, то есть получается совершенно обратная картина по сравнению с Эль-Центро. Преобладающий период для кривой 9 равен 0,3 сек., то есть примерно такой же, что и для кривой 11.

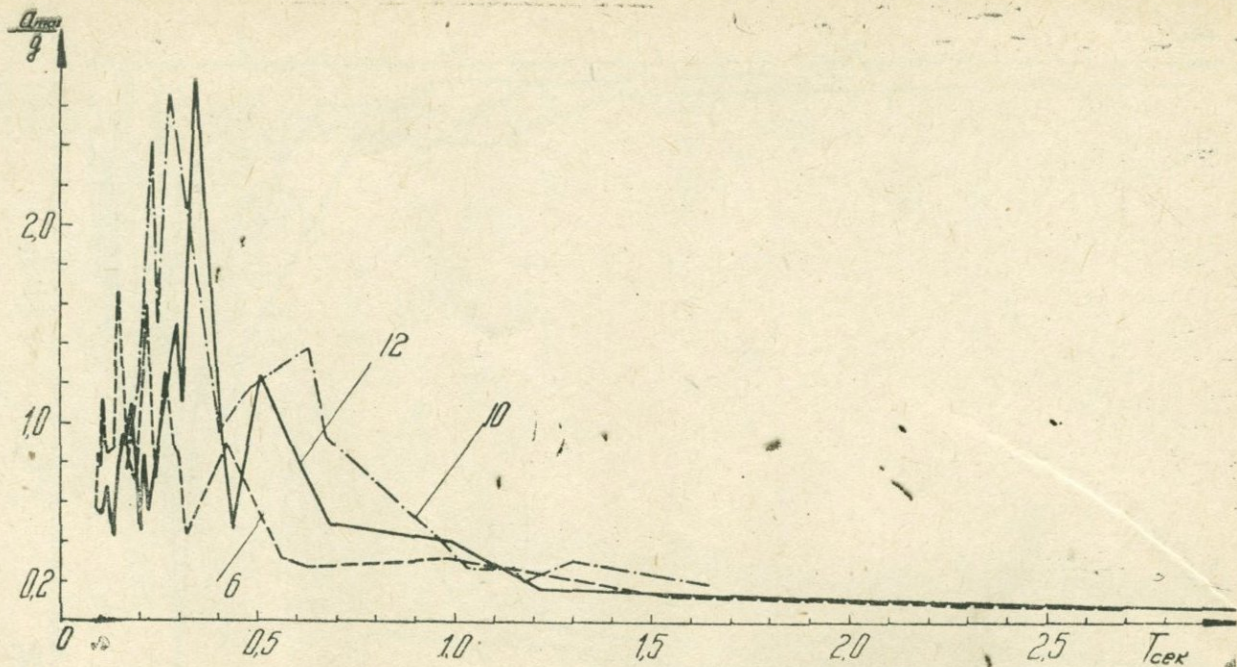
Рассматривая спектральные кривые на фиг. 5 для Хелины (кривая 6)*, Санта-Барбары (кривая 10) и Хо-



Фиг. 3.



Фиг. 4.



Фиг. 5.

листера (кривая 12), замечаем, что они все имеют примерно одинаковый характер (до преобладающего периода возрастающий, а затем быстро убывающий с увеличением периода), но существенно разнятся по частотному спектру. Так, например, кривая 6 содержит меньше частот, чем кривая 10. Для Хелины преобладающий период равен 0,15 сек., для Санта-Барбары — 0,28 сек., а для Холистеры — 0,34 сек.

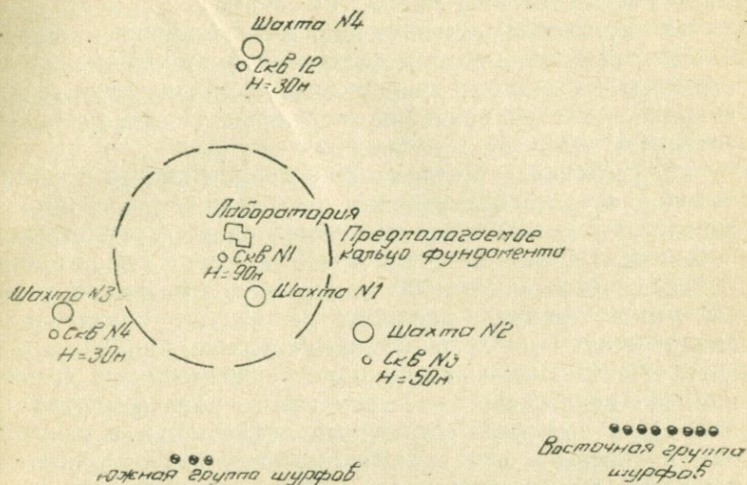
Из изложенного явствует, что материал, полученный с помощью электро-аналога, с успехом может быть использован для получения спектральных кривых колебаний почвы и определения по ним ряда закономерностей в зависимости от различных факторов.

§ 2. Исследование сейсмических колебаний в скальной породе

Необходимость постановки специального исследования с целью изучения параметров колебаний грунтов участка строительства появилась в результате проектирования уникального сооружения, основание которого должно было удовлетворять очень жестким требованиям в части статической и динамической устойчивости. При этом деформации фундаментов сооружения после монтажа соответствующих установок не должны были превышать определенных допусков, чтобы не препятствовать их нормальному функционированию. Кроме того, кольцевые фундаменты сооружения должны были конструироваться таким образом, чтобы возникающие в сооружении вынужденные колебания, вызываемые сейсмическими волнами или другими динамическими нагрузками, не привели бы к резонансу, а, следовательно, и к значительному усилению колебаний.

Таким образом, основной целью проведенных исследований являлось получение исходных данных величин частот, амплитуд и относительных деформаций грунта при колебаниях, которые могли бы иметь место в период эксплуатации установок при динамических воздействиях (вибрации, взрывы и др.), а также при землетрясениях различной силы. Исследуемый участок расположен на юго-восточном крае Егвардского вулка-

ногенного плато, в правобережной части территории города Еревана. В орографическом отношении рассматриваемая территория является частью относительно ровного плато, расположенного в пределах древней долины реки Раздан, залитой впоследствии двумя потоками четвертичных лав, под которыми залегают третичные (плиоценовые) покровные базальты, подстилаемые опять-таки третичными (миоценовыми) осадочными образованиями. Недалеко от участка сооружения лавовое плато прорезается современным, V-образным глубоким (около 100 м) каньоном реки Раздан с почти вертикальными верхними частями склонов. На рассмотренном участке река не имеет ни одного притока и течет по границе двух лавовых потоков, различных по возрасту и структуре; центры их излияний были также разные. Левый высокий берег сложен плиоценовыми лавами, а правый — молодыми четвертичными лавами. Максимальная мощность андезито-базальтовых лав, согласно данным опорных разведочных скважин, составляет порядка 230 м. В пределах территории строительства имеют распространение третичные, брекчиевидного сложения и четвертичные, глыбово-плитчатые андезито-базальты. Первые из них являются основанием кольцевого фундамента сооружения и служат объектом исследований. Делювиально-элювиальный покров на участке представлен суглинками и супесями (белоземистого типа), местами перемешанными щебенкой и обломками базальтов. С разведочной целью, а также для выяснения физико-механических свойств оснований фундаментов в различные периоды изыскательских работ были пройдены девять скважин и девятнадцать шурфов. На схематическом плане участка (фиг. 6) нанесены четыре наиболее глубокие скважины. Согласно данным горных выработок мощность элювиально-делювиальных отложений местами доходит до 4—6 м. Грунтовые воды на участке, по крайней мере до глубины 90 м (скв. № 1), отсутствуют. Согласно общегеологическим данным, они циркулируют лишь по контакту вышеуказанных эффузивов с третичными осадочными образованиями. Структура и минералогический состав покровных лав, слагающих район исследований, меняются как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях. Микроско-



Фиг. 6.

пическое изучение шлифов дает возможность выделить следующие разновидности: андезито-базальты, порфировые базальты, долоритовые базальты и базальты. Из них преобладающими являются пористые и трещиноватые андезито-базальты. Невыветрелые их образцы характеризуются весьма благоприятными физико-механическими свойствами для любого типа капитальных сооружений. Допускаемое давление на андезито-базальты в основании фундаментов можно принять не менее 10 кг/см^2 .

Таким образом, скальное основание практически гарантировано от значительных деформаций, вызываемых вертикальной нагрузкой. Основная сложность задачи заключалась в том, что относительная деформация основания сооружения не должна была превышать 100 μ на протяжении 10 метров. Для выяснения возможностей появления таких деформаций необходимо было изучить колебания участка от микросейсм и от землетрясений различной силы, которые могут возникнуть в про-

цессе эксплуатации сооружения. Поэтому поставленная задача была расчленена на три части.

1. Установление возмущающего влияния микросейсм. Это крайне важно, поскольку микросейсмы представляют собою почти непрерывное дрожание почвы. При существенном их значении нормальная эксплуатация установок была бы невозможна.

2. Примерно один раз в 2—3 года, а иногда и чаще, имеют место землетрясения, доходящие по интенсивности до 3—4 баллов. В отношении этих землетрясений можно было бы допустить упругие деформации кольца, превышающие 100 μ на базе 10 м. Это значило бы, что в течение нескольких секунд на протяжении землетрясения наблюдения на установке пришлось бы прервать, что, конечно, не имеет существенного значения. Но ясно также, что если такого рода землетрясения будут вызывать остаточные деформации в основании кольцевого фундамента сооружения, то придется осуществлять регулировку и наладку, занимающую длительное время, на протяжении которого придется приостановить работу установок.

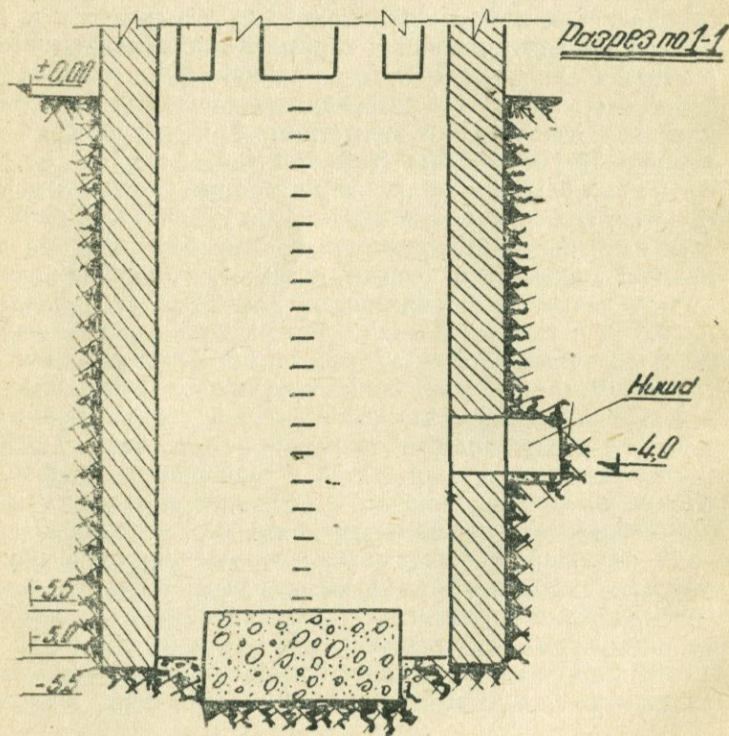
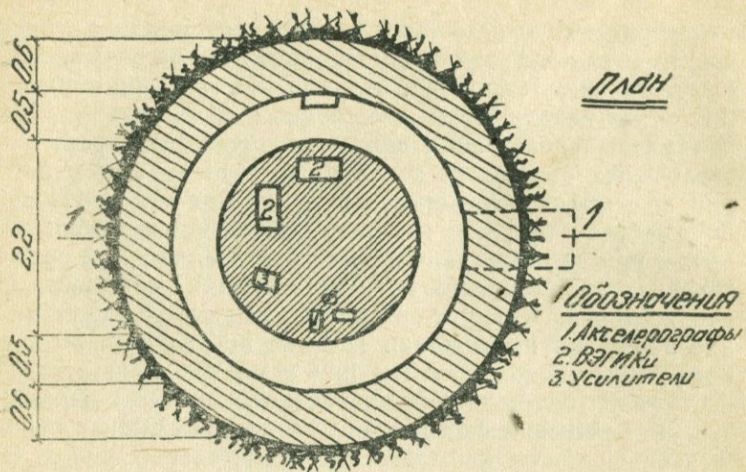
3. Наконец, сильные землетрясения порядка 5 баллов и выше редки. Для них можно было бы допустить остаточные деформации, превышающие 100 μ на базе 10 м, лишь бы конструктивные части установок были достаточно прочны для противостояния воздействию сейсмических сил. Ввиду редкости сильных землетрясений можно согласиться с регулировкой и наладкой механизмов после этих землетрясений.

Значительную сложность представляла часть работы, касающаяся изучения влияния землетрясений умеренной силы. Действительно, как указывалось выше, такого рода землетрясения в статистическом смысле имеют место не менее одного раза в течение 2—3 лет, а исследование необходимо было произвести за очень короткий срок, с тем, чтобы представить соответствующие данные для проектирования сооружения. Это побудило нас для искусственного вызывания колебаний интенсивностью порядка 3—4 балла и выше прибегнуть к взрывам. Однако при этом возник вопрос—насколько сейсмозрывные волны тождественны сейсмическим волнам при землетрясении. Поскольку естественные

землетрясения охватывают значительно большие массы, то возможно, что при них остаточные деформации могут достигать больших величин, нежели при взрывах. Здесь мы исходили из следующих соображений. Как уже указывалось выше, важна не абсолютная величина остаточных смещений, а величина относительная, которая не должна превышать 100μ на базе 10 м . Известно вместе с тем, что градиент затухания перемещений почвы при взрывах значительно больше, чем при землетрясениях. Стало быть, если исследования сейсмозрывных волн покажут, что остаточное относительное смещение почвы на протяжении 10 м не превышает 100μ , то надо будет ожидать, что и при землетрясении остаточные относительные смещения не превысят этих величин.

Для решения поставленных задач, описанных выше, был осуществлен комплекс подготовительных работ. Он заключался в организации полевой и передвижной сейсмических лабораторий, пунктов для замеров и наблюдений, изготовлении и тарировке новой сейсмоизмерительной аппаратуры. Для размещения аппаратуры были сооружены четыре специальные шахты (колодца) круглого очертания с диаметром 3 м . Глубина шахт разная (№ 1 и 2— $5,9 \text{ м}$, № 3— $2,6 \text{ м}$, № 4— $3,3 \text{ м}$), но дно всех шахт находилось на одинаковом уровне, на той отметке, где согласно данным буровых скважин начинается слой нетронутого выветриванием базальта. На дне каждой шахты было сделано круглое, изолированное от стен, бетонное основание диаметром $2,2 \text{ м}$, заглубленное на $0,5 \text{ м}$ в скальный грунт. В северной стенке шахты № 2, на высоте $2,0 \text{ м}$ от дна в слое белоземистого суглинка была оставлена ниша для производства замеров с целью оценки изменения параметров сейсмических колебаний в зависимости от грунтовых условий. План и продольный разрез шахты № 2 приведены на фиг. 7. Шахты были расположены следующим образом: три из них составляют вершины треугольника, в который вписана окружность фундамента сооружения; одна шахта находилась внутри кольца фундамента, недалеко от его центра, около специально построенной полевой лаборатории и временной сейсмической станции (фиг. 7).

В лаборатории запись осуществлялась на двух осциллографах ПОБ-12 и на 24-шлейфовом осцилло-



Фиг. 7.

графе «Геофизика». Во временной сейсмической станции, пристроенной к лаборатории, осуществлялась постоянная запись колебаний почвы на стационарном регистре РС-II.

При опытах измерялись следующие параметры колебательного движения грунта: амплитуда смещения, собственная частота колебаний, ускорение колебаний, скорость распространения сейсмических волн. Для этого осуществлялась постоянная запись микросейсм в четырех шахтах*), запись специально произведенных 22 слабых и средней силы взрывов с одновременно взрываемым зарядом от 200 гр до 100 кг, а также вибраций от работы мотора с эксцентриком. Взрывы производились в двух точках в специально пройденных в базальте шурфах: в южной части участка на створе шахт № 1 и № 4 (южная группа шурфов**) и в восточной части участка в створе шахт № 2 и № 1 (восточная группа шурфов**).

В процессе производства работ была применена следующая сейсмоизмерительная аппаратура. Электродинамические вибрографы ВЭГИК в количестве 8 штук, из которых приборы, записывающие горизонтальную компоненту (6 штук) имели период собственных колебаний $T=1$ сек. и характеристику затухания $D=0,4$. В осциллографах ПОБ-12 применялись перезагащенные гальванометры ГБ-III-3 с $T=0,2$ сек. и $D=40$. При частоте от 2,7 до 17 герц величина коэффициента усиления находилась в пределах 1000 раз. Были использованы также ртутные акселерографы конструкции М. Г. Хачияна в количестве 9 штук с частотой собственных колебаний 130—160 герц. Для измерения ускорений малой величины были использованы специально собранные электронные трехкаскадные усилители переменного тока на несущей частоте 300 герц в количестве 12 штук. Каждая пара акселерограф—усилитель была подвергнута динамической тарировке. Величина коэффициента усиления всех пар акселерограф—усилитель равнялась от 2 до 4,8 мм/сек.² на 1 мм записи на осциллограмме.

*) Кроме этого удалось зарегистрировать два слабых местных землетрясения.

**) В дальнейшем будем обозначать ЮГШ и ВГШ.

Измерительными системами ртутный акселерограф, электронный усилитель, установленными во всех шахтах, были произведены измерения ускорений, микросейсмических колебаний, а также колебаний, генерируемых взрывами различной силы. Электродинамические сейсмоприемники СПМ-16 в количестве 5 штук, с частотой собственных колебаний 35 герц в основном были использованы для определения скоростей распространения сейсмических волн, генерируемых взрывами, либо ударами о поверхность земли падающих грузов. Временная сейсмическая станция для регистрации очень слабых землетрясений имела увеличение около 6000 раз.

Описанная выше сейсмонизмерительная аппаратура в зависимости от вида измерений устанавливалась в том или ином порядке. Во всех четырех шахтах имелась возможность одновременной эксплуатации ВЭГИК, ртутных акселерографов с усилителями для записи 3-х компонентов смещений и ускорений, а также электродинамических сейсмоприемников СПМ-16. Для записи взрывов установка аппаратуры производилась в зависимости от направления взрыва и характера поставленной задачи. Между шахтами и лабораторией имелась телефонная связь. Электрические сигналы, генерируемые в сейсмографах, передавались в лабораторию для регистрации на осциллографах.

В результате проведенного исследования получены следующие основные выводы:

1. Микросейсмические колебания участка сооружения, записанные в различное время суток, а также непрерывно в течение нескольких суток за период в четыре месяца, по амплитуде не превышали 1 μ .

2. Преобладающая частота колебаний андезитово-базальтов оказалась в пределах 10—15 герц (по записям вибрографов и акселерографов). Полученные с помощью акселерографов частоты колебаний 60—90 герц носят чисто локальный характер и возможно вызваны возмущающим влиянием самих шахт.

3. Скорость распространения сейсмических волн на поверхности равнялась 250—750 м/сек. в зависимости от рыхлости и мощности элювиально-делювиального покрова. В коренных же породах на глубине шахт скорость была разная в различных направлениях. В на-

правлении ВГШ—шахты № 2 и № 1 и ВГШ—шахта № 4, т. е. в направлении восток—запад и восток—северо-запад скорость оказалась равной 1500 м/сек., а в направлении ЮГШ—шахты № 1 и № 4 (ю-с) скорость имела величину порядка 2500 м/сек. Для установления причины такого расхождения было осуществлено разведочное бурение и шурфование. Выяснилось, что между ВГШ и линией шахта № 1—шахта № 4 имеется линза белозема мощностью порядка 3—4 м и, следовательно, средой распространения сейсмических волн оказалась частично толща самого белозема и частично верхняя наиболее трещиноватая и выветрелая часть (алювий) андезито-базальта. В другом же направлении (ю-с) сейсмовзрывные волны проходили по более глубокому и относительно менее трещиноватому горизонту базальтового покрова. Но даже в этом направлении скорость получилась небольшой для скальной породы (2500 м/сек). Этот факт объясняется брекчиевидной структурой толщи базальтового покрова.

4. Динамический модуль упругости, найденный по величине скорости распространения продольной волны, получился равным для базальтов 111600 кг/см^2 , а для белозема— 3000 кг/см^2 . Объемные их веса соответственно равнялись $2,1 \text{ г/см}^3$ и $1,57 \text{ г/см}^3$.

5. При взрыве заряда весом 100 кг, размещенного в 7 шурфах (ВГШ), глубиной в среднем 3 м, на расстоянии 93 м (шахта № 2) максимальное ускорение колебания почвы на глубине 6 м оказалось равным 432 мм/сек^2 , смещение почвы при этом равнялось 55р. Интересно отметить, что при этом же взрыве акселерограф, установленный в той же шахте, но в нише в слое белоземистого суглинка, на высоте 2,0 м от дна шахты, зафиксировал максимальное ускорение, равное 703 мм/сек^2 .

6. Была сделана попытка оценить величину возможной относительной остаточной деформации при будущих землетрясениях средней силы. Поскольку сейсмическая аппаратура с электродинамической системой регистрации не фиксирует остаточных деформаций, был применен следующий косвенный прием, основанный на предположении, что вся записанная приборами деформация (упругая плюс остаточная) является остаточной, что приводит к запасу примерно на порядок величины.

Так, например, вышеупомянутый взрыв с максимальным зарядом в 100 кг вызвал сейсмический эффект на поверхности у ближайшей от места взрыва шахты примерно в 2—3 балла. Этому соответствует смещение грунта в 55 μ , записанное ВЭГИК в той же шахте. В следующей шахте, находящейся по линии взрыва на расстоянии 40 м от первой, получилось смещение в 30 μ . Разница в смещениях при данном взрыве составила 25 μ . Тут же укажем, что смещения в обеих шахтах оказались одного знака (волна сжатия). Была подсчитана длина продольной сейсмической волны по приближенной формуле:

$$\lambda = \frac{c}{f}, \quad (2.1)$$

где λ — длина волны в метрах; c — скорость распространения волны в м/сек; f — частота колебаний в герцах.

В этом направлении длина продольной волны оказалась равной приблизительно 150 м, а расстояние между ВГШ и шахтой № 1 равно 100—120 м (см. фиг. 7), т. е. на этом участке волна не могла иметь точку перегиба.

При землетрясениях же силою в 4—5 баллов, повторяющихся в Приереванском районе приблизительно один раз в два года, общие смещения грунта должны быть в четыре раза больше. Следовательно, разность записанных нами смещений на базе 40 м в этом случае будет достигать 100 μ . На базе же 10 м при землетрясениях такой же силы будем иметь относительные остаточные деформации, максимально равные 25 μ . В действительности, если учесть заложенный в допущении большой запас, относительные остаточные деформации будут меньшей величины.

Таким образом, исследования с применением взрывов показали, что даже полное относительное смещение, складывающееся из упругого и остаточного, далеко не превышает и половины 100 μ на базе 10 м, что ставилось условием проектирования. Это нам дало основание прийти к заключению о возможности бесперебойной эксплуатации сооружения также и при землетрясениях умеренной силы.

§ 3. Исследование сейсмовзрывных колебаний в суглинисто-супесчаных грунтах и изучение взаимодействия при их передаче сооружению

Изучением сейсмического эффекта в грунтах при взрыве в СССР стали заниматься в сейсмологическом институте АН СССР более 25 лет тому назад. М. А. Садовским и Ф. А. Кирилловым были указаны основные задачи практического исследования распространения энергии взрыва в грунтах, которые сводятся к изучению зависимости колебаний от расстояния до взрыва, веса, глубины, конфигурации и расположения зарядов, а также от рода взрывчатого вещества и плотности его заряжения. Д. Д. Барканом рассматривались зоны воздействия при взрыве в грунте, изучалось влияние заряда на сейсмический эффект и производилась оценка действия сейсмовзрывных волн на сооружения путем элементарного расчета сейсмовзрывного воздействия и определения безопасного для сооружения радиуса взрыва. М. А. Садовским проводилось изучение сейсмического воздействия взрывов на грунты и сооружения, в результате чего был предложен способ определения размеров сейсмически опасных зон. Ф. А. Кирилловым было проведено изучение зависимости эффекта взрыва от различных параметров колебаний. Изучение колебаний грунта при различной силе взрыва на очень близких расстояниях проводилось Д. А. Хариным и его сотрудниками, в результате которого получены некоторые закономерности распространения сейсмовзрывных волн в суглинках, подстилаемых мощным слоем глин. С. С. Григоряном была предложена математическая модель деформированного состояния грунтов при динамической нагрузке, и на этой основе проведены экспериментальные исследования с целью изучения волн напряжений в мягких грунтах при взрывах. Исследования сейсмического воздействия взрывов проводятся и с целью определения безопасных в сейсмическом отношении зон, а также изучения поведения сооружений, расположенных поблизости от мест взрыва. Работы по изучению сейсмического воздействия взрывов также проводятся в США и в других странах.

Задачей проведенного нами исследования распространения сейсмических волн в грунтах при взрывах являлось определение параметров колебаний участка, на котором возводились сооружения (модель отсека крупноблочного дома в масштабе $\frac{1}{3}$ и железобетонный блиндаж диаметром 160 см, высотой 180 см) для изучения их поведения при сейсмовзрывном воздействии.

Экспериментальное исследование было проведено на участке, расположенном в северо-восточной части г. Ленинакана, на территории строительства больничного городка.

Для освещения инженерно-геологического строения участка пробурена скважина глубиной 18 м. На основании данных этой скважины, а также пробуренных ранее, можно утверждать, что грунты, слагающие территорию участка, представленные суглинками, супесью, песчаниками, гравием и галькой, маломощны и часто перемежаются между собой. Уровень грунтовых вод находится ниже 14—15 м от поверхности земли. Допускаемая нагрузка на суглинки—2 кг/см².

Для экспериментов был выбран описанный выше участок, сложенный из суглинков, исходя из того, что, во-первых, строительство в г. Ленинакане ведется в основном на суглинках, которые одновременно являются и наиболее характерными грунтами города; во-вторых, параметры колебаний суглинистых грунтов обеспечивают возможность исследования моделей на сейсмовзрывное воздействие путем соответствующего подбора коэффициентов моделирования; в-третьих, балльность для г. Ленинакана, рекомендуемая Строительными нормами и правилами и равная восьми баллам, отнесена к этим грунтам; и, наконец, в-четвертых, участок, где производились замеры, был благоприятным для производства взрывов, поскольку он находился на окраине города и на достаточно далеком расстоянии от жилых массивов.

Помимо опорной скважины глубиной 18 м, пройденной с целью выяснения инженерно-геологических условий местности, на участке были пробурены четыре линии скважин, глубиной 7,5 м, диаметром 132 мм, рас-

положенных на различных расстояниях от сооружений.

Поскольку целью проведенного исследования, кроме изучения сейсмических условий участка и вопросов взаимодействия, являлось осуществление взрывов большой силы, способных вызвать существенные повреждения, вплоть до разрушения опытного сооружения (модели), необходимо было выбрать рациональную методику взрывания. Взрыв следовало произвести либо на далеком расстоянии, но сравнительно мощный, либо на близком расстоянии, но относительно небольшой силы с тем, чтобы не вызвать разрушения породы у основания сооружений.

Нами были выбраны взрывы на близком расстоянии от сооружений (11—37 м) при количестве одновременно взрываемого заряда 100—300 кг. Для создания возможности производства взрыва такого количества заряда необходимо было пробурить или глубокие скважины, или создать в сравнительно неглубоких скважинах котлы, вмещающие достаточное количество взрывчатки. Ввиду небольшого расстояния до сооружений, во избежание превалирования вертикальной составляющей сейсмовзрывного воздействия, взрывание в глубоких скважинах исключалось, и был выбран способ производства взрывов в котлах. Однако на относительно далеком расстоянии (100 м) был осуществлен и взрыв в скважине, заполненной взрывчаткой. Расстояние между скважинами—5 м было принято, исходя из условий исключения появления при взрывах целиков между скважинами. Взрывы производились в следующей последовательности. Вначале на дне пробуренных скважин размещался патрон взрывчатого вещества весом 1—3 кг и производился взрыв-прострелка с целью образования котла. Далее осуществлялся основной взрыв при размещении ВВ в котлах. Замеры велись как при прострелках, так и при взрывах в котлах, а также в заполненной взрывчатым веществом скважине сейсμοприемниками СПМ-16 и вибрографами ВВП-3, с записью на осциллографах ПОБ-12М, а также с помощью многоятниковых сейсмометров АИС-2П.

Перед началом опыта была произведена тарировка приборов—построены частотные характеристики и

найлены коэффициенты увеличения для ускорений, скоростей и смещений. Ввиду различной силы взрывов в каждом случае подбирался соответствующий коэффициент заглубления.

Ниже приводим некоторые данные, полученные при отдельных взрывах. Далее даны обобщения полученных результатов и выводы.

Первый взрыв (прострелка) произведен в южном направлении на расстоянии 11 м от модели в одиночной скважине глубиной $h=7,5$ м, диаметром $d=132$ мм, при количестве взрывчатого вещества $C=3$ кг с целью образования котлов для последующих сильных взрывов.

По полученной записи смещений при колебаниях частиц грунта и фундамента модели найдено, что соотношение значений горизонтальной и вертикальной составляющих смещений на расстоянии 6 и 14 м от взрыва мало разнятся. Если для горизонтальной составляющей это соотношение равно 1,72, то для вертикальной составляющей—1,77.

Вследствие взаимодействия между грунтом и фундаментом сооружения наблюдается уменьшение величины смещения для горизонтальной составляющей в 2,2 раза, а для вертикальной составляющей, наоборот, увеличение смещения в сооружении в 1,46 раза. При этом измерительные приборы на фундаменте были установлены за сооружением и возможно на результатах эксперимента сказалось экранирующее влияние сооружения.

Частота колебаний частиц грунта равнялась 10 герцам, продолжительность колебаний—0,1 сек. Скорость распространения продольной волны—500 м/сек.

Второй взрыв (прострелка) был осуществлен в северном направлении на расстоянии 20 м от модели в четырех скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=4 \times 2=8$ кг).

Сравнение величин вертикальных составляющих ускорений, полученных на грунте на расстоянии 10 и 19 м от места взрыва, показывает, что их соотношение составляет 3. Если воспользоваться предложенной М. А. Садовским зависимостью между скоростью и расстоянием при одном и том же количестве взрывчатого

вещества: $\frac{V_1}{V_2} = \frac{\gamma_2^{3/2}}{\gamma_1^{3/2}}$ и принять, что ускорения меняют-

ся в такой же зависимости, то для нашего случая получим соотношение 2,62, которое мало отличается от данных эксперимента. Таким образом можно считать, что для ускорения зависимость от расстояния получается такая же, как и для скорости. Анализ полученных величин смещения грунта показывает, что их вертикальные составляющие на расстоянии 10 и 19 м от взрыва сильно разнятся по сравнению с горизонтальными составляющими. Если для вертикальных составляющих это соотношение равно 2,5, то для горизонтальных составляющих—1,4.

С целью выяснения фактора взаимодействия при передаче сейсмовзрывной волны от грунта к фундаменту модели произведено сравнение значений ускорений. Для вертикальной составляющей получилось уменьшение величины ускорения в 1,73 раза, а для горизонтальной составляющей, наоборот, в сооружении наблюдалось незначительное увеличение ускорения в 1,09 раза. Изменение величины смещения произошло в сторону его увеличения в сооружении: для горизонтальной составляющей—1,48, а для вертикальной составляющей—1,73. Частота колебаний грунта по смещениям получилась равной 10 герцам, продолжительность колебаний—0,3 сек. Частота колебаний по записям ускорений равнялась 20 герцам. Таким образом, вследствие различной избирательной способности приборов, записывающих ускорение и смещение, были зафиксированы два значения преобладающих периодов колебаний грунта. Скорость распространения продольной волны—550 м/сек.

Третий взрыв (как и второй) был осуществлен в северном направлении на расстоянии 20 м от модели, в двух крайних скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=2 \times 2=4$ кг).

Из-за взаимодействия произошло уменьшение горизонтальной составляющей ускорения в 1,08 раза, а вертикальной составляющей—в 2,1 раза. Анализ полученных при этом взрыве величин скоростей показывает, что при передаче сейсмовзрывных волн от грунта к фундаменту происходит уменьшение горизонтальной состав-

ляющей скорости в 1,77 раза. Величина смещения в сооружении уменьшается для горизонтальной составляющей в 1,15 раза, а для вертикальной составляющей— в 1,23 раза.

Частота колебаний грунта получилась равной 10—20 герцам, продолжительность колебаний 0,1—0,3 сек. Скорость распространения продольной волны—580 м/сек.

Четвертый взрыв (прострелка) был осуществлен в южном направлении на расстоянии 11 м от модели в двух крайних скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=2 \times 1,5=3$ кг).

Анализ величин ускорений показывает, что при передаче сейсмовзрывной волны от грунта к фундаменту вследствие взаимодействия получается уменьшение как горизонтальной, так и вертикальной составляющих в 1,62 раза.

При увеличении расстояния в 1,7 раза вертикальная составляющая ускорений грунта уменьшается в 1,8 раза; горизонтальная составляющая скоростей—в 4,4 раза; как горизонтальная, так и вертикальная составляющие смещения—в 1,3 раза.

Частота колебаний грунта получилась равной 20 герцам, продолжительность—0,3 сек. Скорость распространения продольной волны—445 м/сек.

Пятый взрыв (основной) был произведен в северном направлении на расстоянии 20 м от модели в шести скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=6 \times 40=240$ кг).

Сравнение величин вертикальных составляющих ускорений на грунте на расстоянии 10 и 19 м от места взрыва показывает, что их отношение составляет 1,02, а для скоростей—1,82.

С целью выяснения фактора взаимодействия при передаче сейсмовзрывной волны от грунта к фундаменту производим сравнение величин ускорений, уменьшение которых для горизонтальной составляющей получилось в 1,03 раза, а для вертикальной составляющей—в 1,82 раза. Вертикальная составляющая скорости уменьшилась в 1,22 раза. Частота колебаний грунта при взрыве получилась равной 10 герцам, продолжительность колебаний—0,2 сек. Скорость распространения продольной волны—455 м/сек.

Шестой взрыв (основной) был осуществлен в южном направлении на расстоянии 11 м от модели в трех скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=3 \times 30=90$ кг).

С увеличением расстояния от взрыва в 1,7 раза произошло уменьшение как горизонтальной, так и вертикальной составляющих ускорений примерно в два раза, вертикальной составляющей скорости—в 1,2 раза, горизонтальной составляющей смещения—в 2,3 раза, вертикальной составляющей смещения—в 1,3 раза.

Сравнение величин ускорений с целью выяснения фактора взаимодействия при передаче сейсмовзрывной волны от грунта к фундаменту здания показало, что для горизонтальной составляющей получилось увеличение ускорения в 1,26 раза, а для вертикальной составляющей незначительное уменьшение (в 1,05 раза). Сравнение величин вертикальных составляющих скоростей при передаче сейсмовзрывной волны от грунта к фундаменту показывает, что сейсмический эффект уменьшился в 1,5 раза. Изменение величины горизонтальной составляющей смещения произошло в сторону ее уменьшения в сооружении в 1,4 раза, а для вертикальной составляющей величина смещения осталась неизменной.

Частота колебаний грунта при взрыве колеблется от 2 до 5 и 10 герц; продолжительность колебаний—0,25—0,5 сек. Скорость распространения продольной волны—515 м/сек.

Полученные при этом взрыве величины приведенных сейсмических ускорений на грунте у здания и на фундаменте приведены в таблице 2. В последней графе даны также значения соотношений приведенных сейсмических ускорений к максимальной величине ($\tau/\tau_{\max}$). Это сделано с целью получения возможности сравнить характер зависимости τ (Т) на грунте и на фундаменте здания. Рассмотрение τ_i показывает, что максимальные величины приведенного сейсмического ускорения как на фундаменте здания, так и на грунте у здания, получились для маятника с периодом колебаний $T=0,1$ сек, т. е. преобладающим периодом колебаний грунта является 0,1 сек. Это подтверждается и сравнением с периодами колебаний грунта, полученными в результате анализа записей ускорений, скоростей и сме-

Таблица 2

Место установки прибора	Составляющая	Период маятника T сек	Смещение f' см	Коэффициент K сек $^{-2}$	Приведенное ускорение τ см/сек 2	Отношение $\tau/\tau_{\max}$
На фундаменте модели	горизонтальная	0,05	0,059	30764	1815,1	0,41
		0,10	0,441	10077	4444,2	1
		0,20	0,713	2616	1865,2	0,42
		0,40	0,743	614	456,4	0,1
	вертикальная	0,05	0,119	32218	3833,9	1
		0,10	—	7907	—	—
		0,20	0,430	2263	973,1	0,25
На грунте у здания (0,6 м от модели)	горизонтальная	0,05	0,083	34600	2871,8	0,57
		0,10	0,587	8600	5048,2	1
		0,20	0,938	2280	2138,6	0,42
		0,40	0,815	680	554,2	0,11
	вертикальная	0,05	0,127	34000	4318,0	1
		0,10	—	8800	—	—
		0,20	—	2140	—	—

щений, при которых найдено, что преобладающая частота грунта равна 0,1 сек.

Значения приведенных сейсмических ускорений для всех маятников на грунте получились большей величины, чем на фундаменте здания, т. е. в результате передачи сейсмического воздействия от грунта к сооружению из-за взаимодействия получается уменьшение величины приведенного сейсмического ускорения. Так, для периодов $T=0,1$; 0,2 и 0,4 сек. происходит уменьшение величины горизонтальной составляющей приведенного сейсмического ускорения в среднем на 15%, а для периода $T=0,05$ сек. — на 58%.

Седьмой взрыв (прострелка) осуществлен в восточном направлении на расстоянии 13 м от модели в пяти скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=5 \times 1,5=7,5$ кг).

При этом взрыве записи во времени не производилось. Имеются лишь данные регистрации приведенных

сейсмических ускорений, полученные с помощью сейсмометров АИС-2П, которые приведены в таблице 3.

Таблица 3

Место установ- ки при- бора	Состав- ляющая	Период маятника Т сек.	Смеше- ние f' см	Кoeffи- циент К сек ⁻²	Приведен- ное уско- рение τсм/сек ²	Отно- шение τ/τ _{max}
На фундаменте модели	горизон- тальная	0,05	0,041	30764	1261,3	1
		0,10	0,093	10077	937,2	0,74
		0,20	0,076	2616	198,8	0,16
		0,40	0,044	614	27,0	0,02
	верти- кальная	0,05	0,013	32218	1707,5	1
		0,10	—	7907	—	—
		0,20	0,097	2263	219,5	0,13
На грунте у модели (0,6 м от модели)	горизон- тальная	0,05	0,062	34600	2145,2	1
		0,10	0,095	8600	817,0	0,38
		0,20	0,094	2280	214,3	0,10
		0,40	0,051	680	34,7	0,016
	верти- кальная	0,05	0,091	34000	3094,0	1
		0,10	0,091	8800	800,8	0,26
		0,20	—	2140	—	—

Рассмотрение величин приведенных сейсмических ускорений, полученных при этом взрыве, и их сравнение с данными, полученными при других взрывах, показывает, что если при основных взрывах максимальные значения приведенного сейсмического ускорения получаются для периода $T=0,1$ сек., то в данном случае максимальное значение τ зарегистрировано маятником, имеющим период $T=0,05$ сек. Кроме того, в отличие от основных взрывов, при прострелке не получилось пиков, характеризующих собой преобладающие периоды колебаний. Кривые при этом имели плавный убывающий характер. Сравнение кривых, полученных на грунте и на фундаменте, показывает, что для грунта кривая $\tau(T)$ более плавная, чем для фундамента здания.

Из-за взаимодействия между грунтом и фундаментом здания произошло уменьшение на фундаменте го-

Таблица 2

Место установки прибора	Составляющая	Период маятника Т сек	Смещение $\dot{x}$ см	Кэффициент К сек ⁻²	Приведенное ускорение $\tau_{см/сек^2}$	Отношение τ/τ_{max}
На фундаменте модели	горизонтальная	0,05	0,059	30764	1815,1	0,41
		0,10	0,441	10077	4444,2	1
		0,20	0,713	2616	1865,2	0,42
		0,40	0,743	614	456,4	0,1
	вертикальная	0,05	0,119	32218	3833,9	1
		0,10	—	7907	—	—
		0,20	0,430	2263	973,1	0,25
	горизонтальная	0,05	0,083	34600	2871,8	0,57
		0,10	0,587	8600	5048,2	1
		0,20	0,938	2280	2138,6	0,42
		0,40	0,815	680	554,2	0,11
На грунте у здания (0,6 м от модели)	вертикальная	0,05	0,127	34000	4318,0	1
		0,10	—	8800	—	—
		0,20	—	2140	—	—
	горизонтальная					

щений, при которых найдено, что преобладающая частота грунта равна 0,1 сек.

Значения приведенных сейсмических ускорений для всех маятников на грунте получились большей величины, чем на фундаменте здания, т. е. в результате передачи сейсмического воздействия от грунта к сооружению из-за взаимодействия получается уменьшение величины приведенного сейсмического ускорения. Так, для периодов $T=0,1$; $0,2$ и $0,4$ сек. происходит уменьшение величины горизонтальной составляющей приведенного сейсмического ускорения в среднем на 15%, а для периода $T=0,05$ сек. — на 58%.

Седьмой взрыв (прострелка) осуществлен в восточном направлении на расстоянии 13 м от модели в пяти скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=5 \times 1,5=7,5$ кг).

При этом взрыве записи во времени не производилось. Имеются лишь данные регистрации приведенных

сейсмических ускорений, полученные с помощью сейсмометров АИС-2П, которые приведены в таблице 3.

Таблица 3

Место установки прибора	Составляющая	Период маятника Т сек.	Смещение Γ' см	Коэффициент К сек ⁻²	Приведенное ускорение τ см/сек ²	Отношение $\tau/\tau_{\max}$
На фундаменте модели	горизонтальная	0,05	0,041	30764	1261,3	1
		0,10	0,093	10077	937,2	0,74
		0,20	0,076	2616	198,8	0,16
		0,40	0,044	614	27,0	0,02
	вертикальная	0,05	0,013	32218	1707,5	1
		0,10	—	7907	—	—
		0,20	0,097	2263	219,5	0,13
		—	—	—	—	—
На грунте у модели (0,6 м от модели)	горизонтальная	0,05	0,062	34600	2145,2	1
		0,10	0,095	8600	817,0	0,38
		0,20	0,094	2280	214,3	0,10
		0,40	0,051	680	34,7	0,016
	вертикальная	0,05	0,091	34000	3094,0	1
		0,10	0,091	8800	800,8	0,26
		0,20	—	2140	—	—
		—	—	—	—	—

Рассмотрение величин приведенных сейсмических ускорений, полученных при этом взрыве, и их сравнение с данными, полученными при других взрывах, показывает, что если при основных взрывах максимальные значения приведенного сейсмического ускорения получаются для периода $T=0,1$ сек., то в данном случае максимальное значение τ зарегистрировано маятником, имеющим период $T=0,05$ сек. Кроме того, в отличие от основных взрывов, при прострелке не получилось пиков, характеризующих собой преобладающие периоды колебаний. Кривые при этом имели плавный убывающий характер. Сравнение кривых, полученных на грунте и на фундаменте, показывает, что для грунта кривая $\tau(T)$ более плавная, чем для фундамента здания.

Из-за взаимодействия между грунтом и фундаментом здания произошло уменьшение на фундаменте го-

ризонтовой составляющей приведенного сейсмического ускорения для $T=0,05$ сек. на 70%, для $T=0,2$ сек. — 8%, для $T=0,4$ сек. — 28%. Для периода $T=0,1$ сек., наоборот, на фундаменте получилось увеличение приведенного ускорения на 13%. Вертикальная составляющая приведенного сейсмического ускорения на фундаменте здания уменьшилась на 80%.

Восьмой взрыв (основной) был произведен в восточном направлении на расстоянии 13 м от модели в пяти скважинах ($h=7,5$ м, $d=132$ мм, $C=5 \times 60=300$ кг).

Отношение значений горизонтальных составляющих ускорений, полученных на грунте на расстоянии 12 и 22 м от места взрыва, равно 5,05; вертикальных составляющих — 1,26. При сравнении величин скоростей колебаний частиц грунта отношение вертикальных составляющих получилось равным 1,8, т. е. имеется линейная зависимость между скоростью и расстоянием.

При передаче сейсмовзрывных колебаний от грунта к фундаменту модели произошло уменьшение величины ускорения для горизонтальной составляющей в 1,32 раза, а для вертикальной составляющей в 1,69 раза. Уменьшение скорости на фундаменте для горизонтальной составляющей получилось в 2 раза. Горизонтальная составляющая смещения уменьшилась в 1,15 раза, а вертикальная составляющая — в 1,2 раза.

Частота колебаний грунта получилась равной 2,5 и 10 герц, продолжительность колебаний — 0,2—0,5 сек. Скорость распространения продольной волны — 567 м/сек.

Рассмотрение величин приведенных сейсмических ускорений, полученных при этом взрыве (таблица 4), показывает, что пиковое (максимальное) значение получается для периода колебаний $T=0,1$ сек. Отметим, что максимальное значение приведенного сейсмического ускорения при шестом взрыве получилось также при $T=0,1$ сек. Таким образом, при основных взрывах пиковые значения приведенного сейсмического ускорения получились при периоде $T=0,1$ сек., который является преобладающим периодом колебаний грунта. При прострелочных взрывах для приведенного сейсмического ускорения пикового значения не получилось, кривая имела плавный убывающий характер, т. е. при прострелке не удавалось привести грунтовую массу в такое коле-

Таблица 4

Место установ- ки при- бора	Состав- ляющая	Период маятника Т сек	Смеще- ние f' см	Кoeffи- циент К сек ⁻²	Приведен. сейсмич. ускорение τ см/сек ²	Отно- шение $\tau/\tau_{\max}$
На фундаменте модели	горизон- тальная	0,05	0,05	30764	1538,2	0,26
		0,10	0,587	10077	5915,5	1
		0,20	1,05	2616	2746,7	0,46
		0,40	0,817	614	501,9	0,085
	верти- кальная	0,05	0,082	32218	2641,9	1
		0,10	—	7967	—	—
		0,20	0,562	2263	1271,9	0,48
		—	—	—	—	—
На грунте у модели (0,6 м от модели)	горизон- тальная	0,05	—	34600	—	—
		0,10	—	8600	—	—
		0,20	—	2280	—	—
		0,40	0,822	680	559	—
	верти- кальная	0,05	0,121	34000	4114	1
		0,10	—	8800	—	—
		0,20	—	2140	—	—
		—	—	—	—	—

бательное состояние, чтобы выявился присущий грунту преобладающий период. Из-за отсутствия полных данных по сейсмометру, установленному на грунте, не представилось возможным судить о кривой τ (Т) для грунта; имеются лишь данные для периодов $T=0,4$ сек. (горизонтальная составляющая) и $T=0,05$ сек. (вертикальная составляющая). Сравнение величин приведенных сейсмических ускорений для этих периодов показывает, что из-за взаимодействия получается уменьшение значения τ на фундаменте. Так, для $T=0,4$ сек. происходит уменьшение сейсмического эффекта на 10%, для $T=0,05$ сек.—55%.

Девятый взрыв (прострелка) произведен в западном направлении участка, на расстоянии 36,6 м от блиндажа, в шести скважинах ($h=3,9-4,5$ м, $d=132$ мм, $C=6 \times 1=6$ кг).

Величины вертикальных составляющих скоростей колебаний частиц грунта на расстоянии 22,6 и 36,6 м

получились соответственно равными 102 и 26,4 м/сек., т. е. при увеличении расстояния в 1,6 раза произошло уменьшение скорости почти в 4 раза, а именно—получилась кубическая зависимость скорости от расстояния.

Сравнение величин вертикальных составляющих смещений показывает, что из-за взаимодействия на фундаменте по сравнению с грунтом происходит уменьшение смещения почти в два раза. Скорость распространения продольной волны—519 м/сек.

При этом взрыве были получены величины приведенных сейсмических ускорений при помощи сейсмометра АИС-2П, установленного на расстоянии 22,6 м от места взрыва, которые приведены в таблице 5.

Таблица 5

Место установ- ки при- бора	Состав- ляющая	Период маятника Т сек	Смеще- ние f' см	Коэффи- циент К сек ⁻²	Приве- денное сейсми- ческое ускоре- ние τ см/сек ²	Отно- шение $\tau/\tau_{\max}$
На грунте у соору- жения (блиндаж)	горизон- тальная	0,05	0,042	30764	1292	1
		0,10	0,039	10077	393	0,3
		0,20	0,040	2616	105	0,08
		0,40	0,028	614	17	0,01
	верти- кальная	0,05	0,051	32218	1643	1
		0,10	0,054	7907	427	0,26

По полученным величинам приведенных сейсмических ускорений можно определить значение скорости

колебаний частиц грунта по формуле $\tau_i = \frac{2\pi}{T_i} v$ и срав-

нить с непосредственно замеренной ее величиной, кото-
рая равнялась 102 мм/сек. Так, для вертикальной со-
ставляющей при $T=0,05$ сек. и $T=0,1$ сек. соответствен-
но получаем 130 и 68 мм/сек., т. е. их средняя величина
примерно соответствует данным записи во времени.

Согласно полученным данным τ (Т), с увеличением
периода колебаний происходит плавное убывание вели-
чины приведенного сейсмического ускорения. Такая же

зависимость получилась и при седьмом взрыве (прострелке).

Десятый взрыв (основной) произведен в заданном направлении участка, на расстоянии 36,6 м от блиндажа, в шести скважинах ($h=4,35-4,70$ м, $d=132$ мм, $C=6 \times 44=264$ кг).

Рассмотрение величин горизонтальной составляющей ускорений грунта и фундамента сооружения показывает, что из-за взаимодействия на грунте происходит уменьшение сейсмовзрывного эффекта на 16%. Величина вертикальной составляющей ускорения при передаче сейсмовзрывного воздействия от грунта фундаменту остается неизменной.

Существенным при этом взрыве является то, что по разнице вступлений представилось возможным определить скорости распространения продольных и поперечных волн. Скорость распространения продольных сейсмовзрывных волн получилась равной $v_{пр}=500$ м/сек. Для определения скорости распространения поперечных волн мы воспользовались полученной разницей во вступлениях продольных и поперечных волн, которая равнялась 0,07 сек. Применяя соотношения для определения скоростей распространения $v_{пр}=\frac{S}{t}$ и $v_{поп}=\frac{S}{t+\Delta t}$

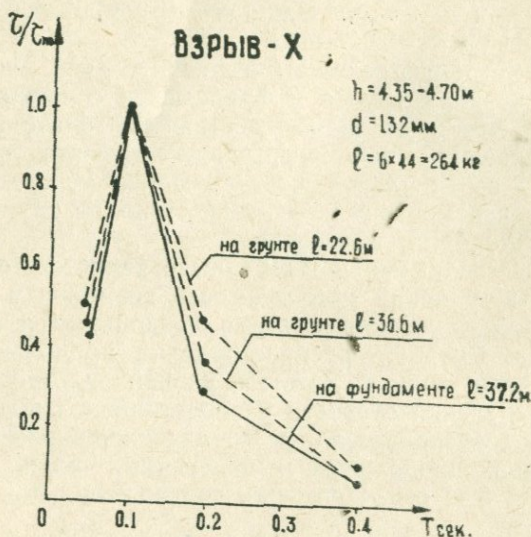
и имея величины $v_{пр}=500$ м/сек. и $S=37,2$ м, получаем

$$v_{поп}=\frac{S}{\frac{S}{v_{пр}}+\Delta t}=\frac{37,2}{\frac{37,2}{500}+0,07}=256 \text{ м/сек, т.е. } v_{пр}=1,95 v_{поп}.$$

С увеличением расстояния от места взрыва в 1,6 раза произошло уменьшение горизонтальной составляющей ускорения в 1,3 раза, а вертикальной—в 1,6 раза, т. е. получилась линейная зависимость сейсмического эффекта от расстояния. Частота колебаний получилась равной 7—10 герц, продолжительность колебаний—0,3—0,5 сек.

Величины приведенных сейсмических ускорений, полученные при этом взрыве, даны в таблице 6. Кривые $\tau(T)$ приведены на фиг. 8. Характерным для этого основного взрыва, как и для аналогичных двух преды-

дущих взрывов, является пиковое максимальное значение приведенного сейсмического ускорения при $T=0,1$ сек.



Фиг. 8.

Сравнение величин приведенных сейсмических ускорений на расстояниях 22,6 и 36,6 м (соотношение которых составляет 1,6) показывает, что сейсмический эффект при этом уменьшается в примерно кубической зависимости от расстояния.

В результате взаимодействия между грунтом и фундаментом сооружения в основном происходит уменьшение величины приведенного сейсмического ускорения на фундаменте. Изменения $\tau(T)$ как для грунтов, так и для фундамента имеют примерно одинаковый характер с пиком при $T=0,1$ сек. и находятся в полном соответствии с аналогичными данными предыдущих основных взрывов (шестой и восьмой взрывы).

Одиннадцатый взрыв произведен в восточном направлении, на расстоянии 109,6 м от блиндажа в одиночной скважине ($h=9,8$ м, $d=132$ мм, $C=82$ кг).

Таблица 6

Место установ- ки при- бора	Состав- ляющая	Период маятника Т сек	Смеще- ние f' см	Козффи- циент К сек ⁻²	Приве- денное сейсми- ческое ускоре- ние τ см/сек ²	Отно- шение $\tau/\tau_{\max}$
На грунте (22,6 м от взрыва)	горизон- тальная	0,05	0,055	30764	1692	0,485
		0,10	0,447	10077	3407	1
		0,20	0,606	2616	1585	0,455
	верти- кальная	0,40	0,536	614	329	0,094
		0,05	0,046	32219	1643	0,695
		0,10	0,299	7907	2364	1
На грунте (36,6 м от взрыва)	горизон- тальная	0,05	0,016	30000	480	0,442
		0,10	0,129	8400	1084	1
		0,20	0,151	2430	382	0,352
	верти- кальная	0,40	0,105	600	63	0,058
		0,05	—	—	—	—
		0,10	0,023	8050	185	—
На фундаменте (37,2 м от взрыва)	горизон- тальная	0,05	0,013	34600	450	0,410
		0,10	0,128	8600	1101	1
		0,20	0,134	2280	305	0,277
	верти- кальная	0,40	0,091	680	62	0,056
		0,05	—	—	—	—
		0,10	—	—	—	—

Отметим, что данный взрыв отличается от предыдущих тем, что скважина заполнялась взрывчатым веществом и производился основной взрыв.

Скорость колебаний частиц грунта на фундаменте сооружения получилась равной 1,9 мм/сек. При определении скорости по формуле М. А. Садовского получаем—1,7 мм/сек, т. е. разница всего на 10%. Сравнение величин вертикальных составляющих скоростей колебаний частиц грунта на расстояниях, отличающихся в 1,6 раза, показывает на их изменение примерно во столь-

ко же раз, т. е. имеется линейная зависимость скорости от расстояния.

В результате взаимодействия произошло незначительное уменьшение скорости на фундаменте по сравнению с грунтом, что можно объяснить относительной отдаленностью взрыва. Анализ данных, полученных при записи смещений колебаний частиц грунта, показывает, что в результате передачи сеймовзрывного воздействия от грунта к фундаменту сооружения происходит увеличение величины смещения примерно на 25%. При этом взрыве наблюдается некоторое увеличение сейсмического эффекта с удалением от точки взрыва, что является результатом либо неточности измерения, либо наличия поперечно расположенной траншеи, образованной от предыдущего взрыва, на пути распространения сеймовзрывных волн.

Частота колебаний получилась равной 5,5—15 герц, продолжительность колебаний 0,8 сек. Скорость распространения продольной волны—451 м/сек.

При этом взрыве представилось возможным определить также логарифмический декремент затухания колебаний частиц грунта, который получился равным $\approx 0,52$.

Сравнение величин приведенных сейсмических ускорений на грунте и на фундаменте сооружения показывает на их уменьшение на фундаменте как для горизонтальной, так и для вертикальной составляющей. Так, для горизонтальной составляющей это уменьшение составляет при $T=0,05$ сек.—2%, $T=0,1$ сек.—18%, $T=0,2$ сек.—42%, $T=0,4$ —25%; для вертикальной составляющей при $T=0,05$ сек.—87%, $T=0,1$ сек.—20%. Зависимость τ (T) при этом взрыве получилась отличной от взрывов-прострелок, но характер убывания с увеличением периода колебаний одинаковый (таблица 7).

На исследуемом участке перед производством взрывов было осуществлено определение скорости распространения продольной волны от колебаний, вызванных путем производства удара от падающего груза. По записи, произведенной в различных точках по линии распространения взрыва, определена величина скорости распространения продольной волны, равная 465 м/сек.

В результате проведенного исследования получены

Таблица 7

Место установ- ки при- бора	Состав- ляющая	Период маятника T сек	Смеше- ние i' см	Кэффи- циент $K_{сек}^{-2}$	Приве- денное сейсми- ческое ускоре- ние τ см/сек ²	Отно- шение τ/τ_{max}
На грунте (95,0 м от взрыва)	горизон- тальная	0,05	0,012	30764	369	1
		0,10	0,042	10077	322	0,872
		0,20	0,058	2616	152	0,422
		0,40	0,028	614	17	0,046
	верти- кальная	0,05	0,011	32218	354	1
		0,10	0,016	7907	127	0,358
На грунте (109,0 м от взрыва)	горизон- тальная	0,05	0,013	30000	390	1
		0,10	0,046	8400	386	0,988
		0,20	0,046	3530	116	0,298
		0,40	0,031	600	19	0,049
	верти- кальная	0,05	0,026	31800	827	1
		0,10	0,021	8050	169	0,204
На фундаменте (109,6 м от взрыва)	горизон- тальная	0,05	0,011	34600	381	1
		0,10	0,038	8600	327	0,857
		0,20	0,036	2280	82	0,214
		0,40	0,021	680	14	0,017
	верти- кальная	0,05	0,018	34000	442	1
		0,10	0,016	8800	141	0,319

данные для четырех различных случаев взрывания, а именно: для взрывов в одиночной скважине; в однородных (групповых) скважинах различного количества с целью образования котлов (прострелка); в котлах однородных скважин; в одиночной скважине, заполненной взрывчатым веществом. Сравнение полученных величин ускорений, скоростей, смещений, приведенных ускорений, скоростей распространения сейсмических волн, частоты и продолжительности колебаний производилось для различного количества взрывчатого вещества, расстояния от места взрыва, глубины скважин и др.

Первый и четвертый взрывы (прострелки) произведены при одинаковом количестве заряда (3 кг) и на одинаковых расстояниях от сооружения (14 м), но с той разницей, что первый взрыв был осуществлен в одиночной скважине, четвертый—в двух рассредоточенных скважинах. Результаты замеров смещений показывают примерно одинаковую их величину (0,60 и 0,67 мм).

Сравнивая данные, полученные во время третьего и четвертого взрывов (прострелок), которые были произведены каждый в двух скважинах одинаковой глубины соответственно при весе зарядов 4 и 3 кг и расстояниях от места взрыва 19 и 14 м, находим, что величины ускорений и смещений мало отличаются. Имеется разница только в значениях скоростей. Определяя скорости

по формуле М. А. Садовского $v = k \sqrt{\frac{c}{r^3}}$ и принимая ко-

эффициент К вместо 200 равным 600, получаем для третьего взрыва $v = 145$ мм/сек, для четвертого— $v = 198$ мм/сек, которые отличаются от результатов эксперимента на 10—20%.

При сравнении данных шестого и десятого взрывов, произведенных соответственно в котлах трех и шести скважин, при количестве заряда 90 и 264 кг, на расстояниях 14 и 36,6 м получаем разницу в значениях ускорений в 2,9 раза. Вычисленные по формуле М. А. Садов-

ского— $v = 200 \sqrt{\frac{c}{r^3}}$ значения скоростей находятся в

отношении 2,6, т. е. полученные экспериментальным путем ускорения имеют примерно такое же соотношение, что и скорости, определенные по формуле.

По данным, полученным во время одиннадцатого взрыва, произведенного в скважине глубиной 9,8 м при количестве заряда 82 кг на расстоянии 109 м от места взрыва скорость колебаний грунта получилась равной 1,9 мм/сек., что отличается от величины скорости, найденной по указанной выше формуле, на 10%.

Таким образом, описанные выше результаты, полученные для различных случаев взрывания, приводят к выводу, что сейсмический эффект при производстве взрывов может быть определен по формуле М. А. Садов-

ского, причем в случаях взрывания на рыхление в скважинах и котлах коэффициент $K=200$ в формуле сохраняется, а при взрывании в скважинах (прострелках), с целью образования котлов, можно принять $K=600$.

Перейдем к рассмотрению величин приведенных сейсмических ускорений для каждого случая взрывания. При этом произведем сравнение максимальных величин приведенных ускорений $\tau_{\max}$, а также средних величин

$$\text{меры приведенных скоростей } A = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i T_i}{n}.$$

При взрывах-прострелках в скважинах максимальные значения приведенных сейсмических ускорений получились при $T=0,05$ сек. Значения как горизонтальных, так и вертикальных составляющих максимальных приведенных ускорений и средних приведенных скоростей при одинаковом количестве заряда отличаются примерно вдвое, при разнице в расстояниях от места взрыва в три раза.

При взрывах в котлах скважин максимальные значения приведенных сейсмических ускорений получились при $T=0,1$ сек. Отношение величин $\tau_{\max}$ при шестом и десятом взрывах получилось равным пяти, при разнице в количествах ВВ и расстояниях примерно в три раза.

При взрыве в заполненной скважине максимальное значение приведенного сейсмического ускорения так же, как и при прострелках, получилось при $T=0,05$ сек.

Кривые зависимости приведенного сейсмического ускорения от периода для случая взрывов в скважинах (прострелка и взрыв в заполненной скважине) имеют плавный убывающий характер, близкий к гиперболе; в случае взрыва в котлах плавность кривой нарушается и имеется пиковое значение при $T=0,1$ сек. Для одинаковых случаев взрывов вид кривых τ (T) остается идентичным.

Величины меры средних приведенных скоростей A , полученных при взрыве в скважине на расстояниях, отличающихся в 1,15 раза, меняются в 1,10 раза, т. е. имеется линейная зависимость. При взрыве в котлах получается кубическая зависимость A от расстояния.

При сравнении величин приведенных сейсмических

ускорений τ , замеренных при непосредственных записях с помощью сейсмометров, с данными, найденными по формуле $\tau_i = \frac{2\pi}{T_i} v$, получаем близкие значения для пе-

риода $T=0,4$ сек., что можно объяснить более длинным периодом колебаний суглинков по сравнению со скальными породами, для которых это соотношение справедливо при коротких периодах.

При прострелках в скважинах в основном наблюдается уменьшение горизонтальной составляющей сейсмовзрывного воздействия для всех параметров колебаний при передаче колебаний от грунта к фундаменту сооружения—до 80%. Однако в единичных случаях имеется обратное соотношение, т. е. незначительное увеличение сейсмического эффекта на фундаменте сооружения.

Из-за взаимодействия при основных взрывах в котлах и в заполненной скважине сейсмический эффект на фундаменте сооружения уменьшается до 55%.

По показаниям АИС-2П, имеющих маятники с различными периодами колебаний (приблизленно моделирующих сооружения), представилось возможным определить влияние фактора взаимодействия для сооружений различной жесткости. Так, для периода $T=0,05$ сек. уменьшение сейсмического воздействия на фундаменте составляет 55—70%, для $T=0,1—0,4$ сек.—10—40%.

Экспериментально также были замерены скорости распространения продольных, а также поперечных волн в грунте путем определения разницы во временах вступлений при колебаниях, вызванных взрывом и ударом от падающего груза. Величина скорости распространения продольной волны в грунте, полученная при взрывах, колеблется в пределах $v_{vp}=450—580$ м/сек.; скорость распространения поперечной волны $v_{поп}=256$ м/сек. При ударе скорость распространения продольных волн получилась равной $v_{пр}=415—470$ м/сек. Таким образом, скорости распространения продольных волн при взрывах получились большей величины по сравнению с ударами даже без учета глубины заложения заряда в скважине. Однако при учете истинного расстояния от очага взрыва до места установки прибо-

ра скорость распространения сеймовзрывных волн возрастает незначительно (в пределах 10%). Увеличение скорости распространения при взрывах по сравнению с ударом от падающего груза следует объяснить тем обстоятельством, что при взрывах в колебания вовлекаются более глубокие, а, следовательно, и более твердые слои грунта.

При экспериментах длина волны L определялась в зависимости от скорости распространения волны v и частоты колебаний f по формуле $L = \frac{v}{f}$. Так, при средней скорости распространения волны $v = 510$ м/сек. и частоте колебаний $f = 10$ герц получаем длину волны $L = 51$ м.

По записям при одном из взрывов имелась возможность определить логарифмический декремент затухания колебаний частиц грунта, который получился равным $\delta = 0,52$.

Преобладающий период колебаний грунта при прострелках получился равным $T = 0,05 - 0,10$ сек., продолжительность колебаний — до 0,3 сек.; при взрыве в скважине, заполненной взрывчаткой, $T = 0,07 - 0,08$ сек.; продолжительность колебаний — 0,8 сек.; при взрывах в котлах $T = 0,10$ и $0,2 - 0,5$ сек. при продолжительности до 0,5 сек. Полученные периоды колебаний являются характерными для грунтов участка, где были проведены исследования.

ИЗУЧЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ ОПЫТНЫХ ОБРАЗЦОВ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

При расчете строительных конструкций на сейсмическую нагрузку необходимым условием является определение их периода свободных колебаний и логарифмического декремента затухания, характеризующего рассеяние энергии во время колебаний.

Существенным вопросом является изучение колебаний отдельных конструкций, или моделей сооружений при воздействии сейсмической нагрузки. При этом представляет наибольший интерес установление величин параметров колебаний, способных вызвать повреждение в исследуемых опытных образцах, вплоть до их разрушения.

В этой главе описана методика определения рассеяния энергии при колебаниях; приведены данные экспериментального исследования внутреннего трения в каменной кладке при динамической нагрузке и даны результаты изучения колебаний образцов в полевых условиях при сейсмозрывных воздействиях.

§ 4. Определение рассеяния энергии при колебаниях

Вопросу изучения рассеяния энергии при колебаниях, вызванных внутренним трением в твердых телах, посвящено много исследований. Еще со времен Фохта при составлении дифференциальных уравнений колеба-

ний с затуханием силу сопротивления принимают пропорционально первой степени скорости деформации, несмотря на то, что непосредственных опытов, подтверждающих такую зависимость, не имеется. Некоторые исследователи «в развитие» гипотезы Фохта стали высказывать мнение о степенной зависимости силы внутреннего трения от скорости деформации. Так, например, Е. Б. Лунц на основании результатов проведенных им экспериментов пришел к выводу, что сила внутреннего трения должна зависеть от n -ой степени скорости деформации; в частности, для стали он получил $n = 2,3 \div 2,15$. Справедливо отмечает Н. Н. Давиденков, что введением такого коэффициента n вместо 1 еще более усиливается зависимость затухания от скорости, между тем как физическое представление заставляет отказываться от какого бы то ни было связывания внутреннего трения со скоростью или частотой колебаний. Исходя из замкнутой петли гистерезиса и считая, что процесс колебаний должен описываться в соответствии с контуром петли, Н. Н. Давиденков приходит к выводу, что сила внутреннего трения зависит от деформации в нелинейной форме. Пользуясь гипотезой Н. Н. Давиденкова, Г. С. Писаренко решил ряд технических задач, пользуясь методом разложения по степеням малого параметра. Для того, чтобы выразить уравнения кривых, образующих петлю гистерезиса аналитически, в уравнение петли гистерезиса им введены некоторые постоянные параметры, которые определяются из экспериментально полученных виброграмм затухающих свободных колебаний по их логарифмическому декременту. Я. Г. Пановко, сохранив основную идею Н. Н. Давиденкова в отношении нелинейной связи силы внутреннего трения с амплитудой деформации и приняв эллиптическую форму петли гистерезиса, разработал метод учета гистерезисных потерь при колебаниях. Е. С. Сорокиным предложена гипотеза внутреннего трения, где автор исходит из эллиптической формы петли гистерезиса, соответствующей случаю однотонных стационарных колебаний. Гипотеза эта приводит к столь же простым результатам, что и гипотеза Фохта и вместе с тем более правильно отражает природу явления. Исследования А. Г. Назарова показали, что гипотеза Е. С. Сорокина значи-

тельно более широкая, а именно—результаты его гипотезы могут быть применены для произвольного закона колебаний, и окончательно гипотеза эта может быть сформулирована так: комплексный вектор напряжений опережает комплексный вектор деформаций на постоянный фазовый угол.

В общем случае колебания упругих систем с учетом внутреннего трения описываются нелинейными дифференциальными уравнениями, решение которых даже приближенными методами связано с большими затруднениями. С целью устранения этих затруднений А. Г. Назаровым предложен метод учета рассеяния энергии, вызванного внутренним трением. В основе этого метода положено следующее. Периоды свободных колебаний упругих систем и соответствующие им фундаментальные функции, например, при изгибных и крутильных колебаниях, вычисленные без учета энергии рассеяния, достаточно точно отвечают действительности, т. е. при наличии фактора рассеяния. Поэтому они определяются из линейных дифференциальных уравнений, не содержащих членов, учитывающих энергию рассеяния. Установление же закона затухания колебаний осуществляется путем рассматривания потери энергии за полный цикл или полупериод колебаний.

Пользуясь отмеченным, нами разработана методика определения параметров, характеризующих энергию рассеяния, отвечающую нормальным и тангенциальным напряжениям при изгибных и крутильных колебаниях. При этом принято, что основной причиной рассеяния энергии при свободных колебаниях упругой системы является упругий гистерезис материала.

Энергия системы в крайних отклоненных положениях выражается следующими рекуррентными соотношениями:

$$\begin{aligned} A f_1^2 &= A f_2^2 + \Omega_1, \\ A f_2^2 &= A f_3^2 + \Omega_2, \\ &\dots \dots \dots \\ A f_i^2 &= A f_{i+1}^2 + \Omega_i, \end{aligned} \quad (4.1)$$

где $\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_i$ —энергии рассеяния, а $f_1, f_2, \dots, f_i$ —максимальные прогибы или максимальные углы скручивания в каждый полупериод колебаний.

Обозначим через ω_1 энергию рассеяния, отнесенную к единице объема материала при нагрузке от нормального напряжения $\sigma=0$ до $\sigma=\sigma_0$ и последующей разгрузке до $\sigma=0$. Чем больше максимальное напряжение σ_0 , тем более раскрытие петли гистерезиса и, стало быть, тем больше энергия рассеяния ω_1 .

Энергию рассеяния ω_1 представляем в виде степенной зависимости от σ_0 :

$$\omega_1 = a_1 \sigma_0 + a_2 \sigma_0^2 + a_3 \sigma_0^3 + \dots = \sum_{i=1}^n a_i \sigma_0^i. \quad (4.2)$$

Вид функции (4,2) можно установить экспериментальным путем.

Для тангенциальных напряжений устанавливается аналогичная зависимость:

$$\omega_2 = c_1 \tau_0 + c_2 \tau_0^2 + c_3 \tau_0^3 + \dots = \sum_{i=1}^n c_i \tau_0^i. \quad (4.3)$$

Зная ω_1 и ω_2 , можно вычислить значения полных энергий рассеяния $\Omega^{(1)}$ и $\Omega^{(2)}$, обусловленных нормальными и тангенциальными напряжениями.

Определим, например, значения $\Omega^{(1)}$ и $\Omega^{(2)}$ для балки постоянного поперечного сечения шириной b , высотой h и длиной l , совершающей поперечные колебания.

Считаем, что колебания происходят в одной из главных плоскостей изгиба балки и что размеры поперечного сечения балки малы по сравнению с ее длиной. В таком случае для определения $\Omega^{(1)}$ и $\Omega^{(2)}$ можно пользоваться уравнением упругой линии изогнутого стержня, полученного без учета энергии рассеяния.

Вычислим значение $\Omega^{(1)}$. Максимальное краевое напряжение:

$$\sigma_{0 \max} = \frac{M}{W} = \frac{EI}{W} \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{2} E f \frac{d^2 y}{dx^2} h. \quad (4.4)$$

Напряжение σ_0 в точке z растянутой части бруса:

$$\sigma_0 = E f \frac{d^2 y}{dx^2} z. \quad (4.4)$$

Энергия рассеяния для дифференциального элемен-

та при равенстве площадей петель гистерезиса для растянутой и сжатой зон запишется в виде:

$$d\Omega^{(1)} = 2b dx \int_0^{h/2} \omega_1 dz. \quad (4.5)$$

Подставляя в (4.2) значение σ_0 из (4.4) и осуществляя интегрирование (4.5), получим:

$$d\Omega^{(1)} = 2b dx \sum_{i=1}^n a_i \left[E f \frac{d^2 y}{dx^2} \right]^i \frac{h^{i+1}}{2^{i+1}(i+1)}.$$

Полная энергия рассеяния, обусловленная нормальным напряжением, будет:

$$\Omega^{(1)} = 2b \int_0^l \sum_{i=1}^n a_i \left[E f \frac{d^2 y}{dx^2} \right]^i \frac{h^{i+1}}{2^{i+1}(i+1)} dx. \quad (4.6)$$

Определим теперь значение $\Omega^{(2)}$. Известно, что:

$$\tau_0 = \frac{Q}{2J} \left(\frac{h^2}{4} - z^2 \right).$$

Перерезывающая сила:

$$Q = EJ f \frac{d^3 y}{dx^3}.$$

Тогда, имея:

$$\tau_0 = \frac{E}{2} f \frac{d^3 y}{dx^3} \left(\frac{h^2}{4} - z^2 \right), \quad (4.7)$$

получим следующее выражение полной энергии рассеяния, обусловленной тангенциальными напряжениями:

$$\Omega^{(2)} = 2b \int_0^l dx \int_0^{h/2} \sum_{i=1}^k c_i \left[\frac{E}{2} f \frac{d^3 y}{dx^3} \left(\frac{h^2}{4} - z^2 \right) \right]^i dz. \quad (4.8)$$

При вычислении $\Omega^{(1)}$ и $\Omega^{(2)}$ мы исходили из допущения о независимости энергий рассеяния ω_1 и ω_2 от существования σ_0 и τ_0 .

Полная энергия рассеяния за каждый полупериод колебаний в силу равенства площадей петель гистерезиса

зиса относительно нулевой оси, при переходе от одного крайнего отклоненного положения $f_i y(x)$ в противоположное — $f_{i+1} y(x)$, будет равна:

$$\Omega_i = \frac{1}{2} [\Omega^{(1)}(f_i) + \Omega^{(2)}(f_i)] + \frac{1}{2} [\Omega^{(1)}(f_{i+1}) + \Omega^{(2)}(f_{i+1})] \quad (4.9)$$

Подставив полученные значения полных энергий рассеяния (4.9) в рекуррентные соотношения (4.1), получим систему уравнений, откуда, имея экспериментально замеренные величины максимальных прогибов, можно определить параметры a_i и c_i , характеризующие энергию рассеяния от максимальных нормальных и тангенциальных напряжений.

В выражения (4.9) для $\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_i$ входят максимальные прогибы $f_1, f_2, \dots, f_i$ в различных степенях. Имея величину начального максимального прогиба f_1 , можно последовательно определить значения $f_2, f_3, \dots, f_i$ из алгебраических уравнений, наивысшая степень которых зависит от наивысших степеней σ_0 и τ_0 , входящих в (4.2) и (4.3).

Во избежание решения алгебраических уравнений высоких степеней воспользуемся тем, что f_i мало отличается от f_{i+1} . Перепишем, например, первую строчку (4.1) с подстановкой значения Ω_1 из (4.9). Получим:

$$Af_1^2 = Af_2^2 + \frac{1}{2} [\Omega^{(1)}(f_1) + \Omega^{(2)}(f_1)] + \frac{1}{2} [\Omega^{(1)}(f_2) + \Omega^{(2)}(f_2)]. \quad (4.10)$$

Примем, что $f_2 = f_1 + \Delta f$, причем Δf настолько мало, что его степенями, начиная со второй, можно пренебречь.

Тогда (4.10) перепишется в виде:

$$2Af_1 \Delta f + [\Omega^{(1)}(f_1) + \Omega^{(2)}(f_1)] + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial f} [\Omega^{(1)}(f_1) + \Omega^{(2)}(f_1)] \Delta f = 0,$$

откуда:

$$\Delta f = - \frac{\Omega^{(1)}(f_1) + \Omega^{(2)}(f_1)}{2Af_1 + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial f} [\Omega^{(1)}(f_1) + \Omega^{(2)}(f_1)]}. \quad (4.11)$$

При более крутом затухании свободных колебаний можно сохранить еще члены с $(\Delta f)^2$, что приведет к квадратным уравнениям.

По аналогичной методике можно определить энергию рассеяния при крутильных колебаниях. Рассмотрим для примера стержень постоянного поперечного сечения диаметром d и длиной l .

Обозначив угол скручивания образца через $\varphi(x)$, получим следующее значение максимального краевого напряжения:

$$\tau_{\text{max}} = \varphi \frac{GJ_p}{W_p} \frac{d\varphi}{dx} = G\varphi \frac{d\varphi}{dx} r.$$

Напряжение τ_0 в точке z сечения образца будет:

$$\tau_0 = G\varphi \frac{d\varphi}{dx} z. \quad (4.12)$$

Энергия рассеяния для дифференциального элемента стержня запишется так:

$$d\Omega = dx \int_0^l 2\pi\omega z dz = 2\pi dx \int_0^l \omega z dz. \quad (4.13)$$

Подставляя в (4.3) значение τ_0 из (4.12) и производя интегрирование (4.13), получим:

$$d\Omega = 2\pi dx \sum_{i=1}^k c_i \left[G\varphi \frac{d\varphi}{dx} \right]^i \frac{r^{i+2}}{i+2}.$$

Полная энергия рассеяния будет:

$$\Omega = 2\pi \int_0^l \sum_{i=1}^k c_i \left[G\varphi \frac{d\varphi}{dx} \right]^i \frac{r^{i+2}}{i+2}. \quad (4.14)$$

Остальные операции будут такими же, что и в случае поперечных колебаний.

Таким же образом можно разработать методику определения параметров внутреннего трения и для других видов напряженного состояния материалов при колебаниях. По разработанному методу на основе экспериментов наших и Е. Б. Лунца над стальными стержнями произведено исследование внутреннего трения при свободных поперечных и крутильных колеба-

ниях. В нашем случае испытания проводились над консольным брусом постоянного поперечного сечения из стали-3 с жестко защемленным одним концом. Свободные поперечные колебания осуществлялись мгновенным освобождением образца от статически приложенной силы, вызывающей начальный прогиб. Запись колебаний производилась электромагнитным способом. При этом получалась запись скорости колебаний образца. Для перехода от скорости к смещению нужно было произвести тарировку, заключающуюся в том, чтобы статически измеренный прогиб образца поставить в соответствие с полученной на осциллограмме скоростью. Это легко было сделать потому, что колебания происходили почти по гармоническому закону, поскольку затухание было незначительное.

Геометрические размеры, а также некоторые другие характеристики образцов сведены в таблицу 8, откуда

Таблица 8

№ образц.	Размеры образцов в см	Максим. прогиб в см	Напряжение в кг/см ²	Частота колебаний в герц.	Примечание
1	31,6×2,1×0,8	0,580	1465	65,5	Образцы №№ 2,
2	31,6×2,1×0,8	0,585	1465	17,5	4, 6, 8, 10 имели
3	42,6×2,1×0,8	1,090	1520	36,5	на конце доба-
4	42,6×2,1×0,8	1,098	1520	10,7	вочную массу ве-
5	40,0×2,1×1,2	0,640	1507	59,2	сом 1,75 кг
6	40,0×2,1×1,2	0,649	1507	21,2	
7	47,0×2,1×1,2	0,880	1490	42,5	
8	47,0×2,1×1,2	0,875	1490	16,0	
9	54,0×2,1×1,2	1,210	1555	33,2	
10	54,0×2,1×1,2	1,210	1555	13,3	

видно, что колебания образцов происходили при начальных напряжениях порядка 1550 кг/см^2 ; частота колебаний менялась в пределах $10 \div 65$ герц.

Для определения параметров внутреннего трения стали-3 были использованы полученные осциллограммы. Испытанные стальные стержни имели различную форму колебания из-за наличия добавочной массы в образцах № № 2, 4, 6, 8, 10. Уравнение изогнутой оси было принято соответственно форме колебания образца.

Так, для образцов № № 1, 3, 5, 7, 9 было принято приближенное уравнение изогнутой оси:

$$y(x) = \frac{8}{l^4} \left(\frac{l^2 x^2}{4} - \frac{l x^3}{6} + \frac{x^4}{24} \right), \quad (4.15)$$

а для образцов № № 2, 4, 6, 8, 10—

$$y(x) = \frac{1}{2} \frac{x^2}{l^2} \left(3 - \frac{x}{l} \right). \quad (4.16)$$

Из-за большой длины испытанных стержней влиянием тангенциальных напряжений пренебрежено и принято, что энергия рассеяния зависит только от нормальных напряжений.

Исходя из результатов эксперимента многих исследователей, показавших, что для стали имеется квадратичная или кубическая зависимость между энергией рассеяния и напряжением, полином (4.2) нами представлен в виде:

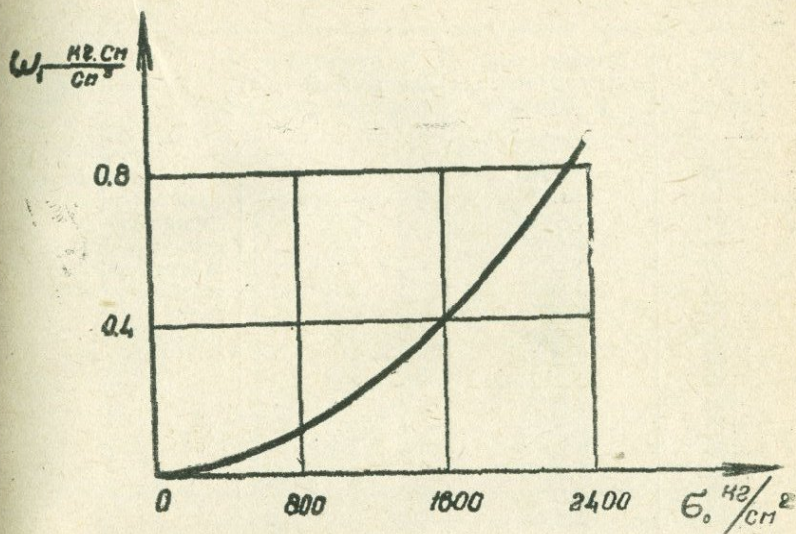
$$\omega_1 = a_2 \sigma_0^2 + a_3 \sigma_0^3. \quad (4.2')$$

Решая систему уравнений (4.1) и учитывая (4.2'), получаем значения параметров a_2 и a_3 , на основании которых зависимость удельной энергии рассеяния от максимальных нормальных напряжений можем выразить в следующем виде:

$$\omega_1 = 0,16 \cdot 10^{-6} \sigma_0^2 - 0,65 \cdot 10^{-12} \sigma_0^3. \quad (4.2'')$$

Графически эта зависимость дана на фиг. 9.

Полученные параметры подставлены в выражение (4.11), составленные для каждого образца, и вычислены значения последующих амплитуд колебаний.



Фиг. 9.

Сравнение вычисленных амплитуд колебаний с их экспериментальными значениями показывает малое отклонение.

Экспериментальные данные Е. Б. Лунца по свободным крутильным колебаниям металлов имелись лишь для образцов из стали ЭУ-11. Величины максимальных амплитуд угла скручивания, соответствующие им напряжения и некоторые другие характеристики приведены в таблице 9.

Удельную энергию рассеяния при крутильных колебаниях представим в виде следующей зависимости от максимальных касательных напряжений:

$$\omega_2 = c_2 \tau_0^2 + c_3 \tau_0^3. \quad (4.3')$$

Подставляя (4.3') в (4.14) и учитывая, что $\varphi(x) = \frac{x}{l}$,

получим следующее выражение для определения полной энергии рассеяния при крутильных колебаниях:

$$\Omega^{(2)} = c_2 \frac{\pi \Gamma^4}{2l} G^2 f^2 + c_3 \frac{2\pi \Gamma^5}{5l^2} G^3 f^3. \quad (4.14')$$

Таблица 9

№№ полупериодов	Максимальные углы скручивания в радианах	Максимальные динамические напряжения в кг/см ²	Примечание
0	0,0580	945	Размеры образцов: длина—240 мм, диаметр—10 мм. Модуль касательной упругости $G=0,801 \cdot 10^6$ кг/см ²
10	0,0533	868	
20	0,0493	803	
30	0,0458	746	
40	0,0428	697	
50	0,0401	653	
60	0,0378	616	
70	0,0359	585	
80	0,0341	556	
90	0,0323	525	
100	0,0309	503	
110	0,0296	482	
120	0,0284	483	
130	0,0273	445	
140	0,0262	427	
150	0,0252	410	

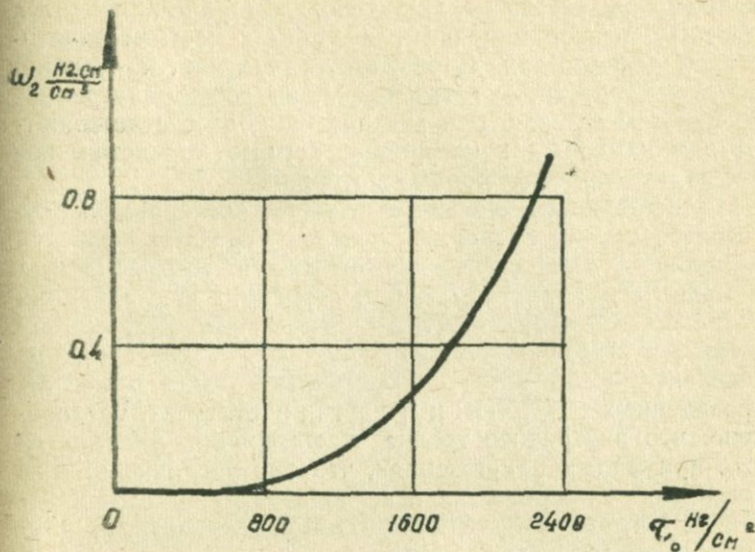
Взяв из таблицы 9 значения f , соответствующие различным величинам напряжений, подставляем их в систему уравнений (4.1), решая которую получим значения параметров. Тогда уравнение зависимости энергии рассеяния от максимальных касательных напряжений будет:

$$\omega_2 = 0,25 \cdot 10^{-8} \tau_0^2 + 0,66 \cdot 10^{-10} \tau_0^3. \quad (4.3'')$$

Графически изображение этой зависимости представлено на фиг. 10.

Анализ экспериментов проведен нами с целью проверки разработанного метода определения параметров внутреннего трения при колебаниях. Величины полученных параметров для сталей-3 и ЭУ-11 являются ориентировочными.

Для определения окончательных величин параметров внутреннего трения необходимо произвести исследование материала при различных напряженных состояниях. Так, например, целесообразно произвести исследование определенного материала, положим, метал-



Фиг. 10.

ла, на чистые изгибные и крутильные колебания, определить для этих случаев параметры внутреннего трения и затем сопоставить их с таковыми, полученными при поперечных изгибных колебаниях того же материала.

§ 5. Исследование внутреннего трения в каменной кладке при динамической нагрузке

При динамической нагрузке в конструкциях имеет место рассеяние энергии, приводящее к затуханию свободных колебаний и уменьшению амплитуды вынужденных колебаний. Причинами рассеяния энергии в конструкциях могут быть сопротивление среды, трение в опорных частях и внутреннее трение в материале. Исследования показывают, что рассеяние энергии при колебаниях строительных конструкций в основном является следствием внутреннего трения. Считается, что причиной внутреннего трения является неоднородность

кристаллов, составляющих тело, которая приводит к местным перенапряжениям, ведущим к местной пластической деформации. В результате получается обычная петля гистерезиса, характеризующая собою внутреннее трение в материале. Эти явления еще более осложняются для каменных конструкций, которые представляют собою весьма неоднородный материал.

Существующие экспериментальные исследования внутреннего трения в твердых телах в основном касаются металлов и специальных сортов сталей, употребляемых в машиностроении и самолетостроении. Исследований с целью получения опытных данных по внутреннему трению в строительных материалах и конструкциях несравненно меньше. В результате экспериментов, проведенных в ЦНИПС и в других институтах, установлено, что внутреннее трение в материале выявляется уже при малых напряжениях, что оно увеличивается с повышением напряжения и не зависит от частоты колебаний, а также получены численные величины характеристики внутреннего трения.

Наши эксперименты были поставлены с целью изучения ряда вопросов по внутреннему трению в каменной кладке, как-то: определение зависимости логарифмического декремента затухания от амплитуды и частоты свободных колебаний и продольной сжимающей силы; установление связи между логарифмическим декрементом затухания при свободных поперечных колебаниях и характеристикой внутреннего трения при статическом изгибе; получение численных величин логарифмического декремента затухания.

Характеристикой, определяющей внутреннее трение кладки, принят логарифмический декремент затухания, равный разности логарифмов двух последующих амплитуд колебаний. Для возможности сравнения полученных величин с результатами других авторов, принимающих за характеристику внутреннего трения величину $\psi = 2\delta$ (где ψ — удельное внутреннее сопротивление или коэффициент внутреннего поглощения, δ — логарифмический декремент затухания), нами для свободных поперечных колебаний были определены значения удвоенных логарифмических декрементов затухания, т. е. удельное внутреннее сопротивление.

При поперечном изгибе и центральном сжатии удельное внутреннее сопротивление вычислялось из соотношения:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} \quad (5.1)$$

где ΔW —площадь петли гистерезиса

W —площадь, выражающая упругую энергию системы.

Исследованию была подвергнута кладка из естественных камней правильной формы. Выбор такой кладки обусловлен тем, что при принятой кладке характеристики внутреннего трения можно получить в более чистом виде, чем для кладки «мидис», менее удачной в смысле возможности изготовления однообразных образцов.

Опытные образцы кладки были изготовлены из следующих материалов. Камень—черный туф Джрвежского месторождения, наиболее полно исследованный по сравнению с другими и имеющий массовое применение в строительстве. Отбор камня был произведен на карьере из одного участка. Это обстоятельство важно, так как физико-механические свойства камня меняются по толщине и ширине пластов. Объемный вес камня в среднем равнялся $1,47 \text{ т/м}^3$. Прочность на сжатие 150 кг/см^2 . Кирпич—красный, Шенгавитского завода. Прочность— 120 кг/см^2 , объемный вес— $1,54 \text{ т/м}^3$. Песок—кварцевый, Эчмиадзинского карьера, с объемным весом $1,44 \text{ т/м}^3$, удельным весом $2,52$, объемом пустот $42,8\%$ и содержанием пылевидных фракций $3,2\%$. Портланд-цемент с объемным весом $1,035 \text{ г/м}^3$ и активностью $R_{28} = 457 \text{ кг/см}^2$. Карбидная известь (шлам) Ереванского завода имени С. М. Кирова.

Привезенный из карьера камень после предварительной грубой оковки обрабатывался на камнефрезерном станке со всех шести сторон в чисто тесанный блок, размерами $39 \times 29 \times 19 \text{ см}$. Кладка образцов из этого камня производилась с полной перевязкой швов. Образцы имели размеры $220 \times 60 \times 40 \text{ см}$. Были изготовлены 8 каменных образцов, выложенных по два на цементном, сложном и известковом растворах с тонкими швами, толщиной в среднем $1,6 \text{ см}$, и два каменных образца на сложном растворе с горизонтальными швами.

толщиной в среднем 3,2 см, а также 4 кирпичных образца на сложном растворе: два с поперечным сечением $1,5 \times 2$ кирпича и два— $1,5 \times 2,5$ кирпича. Образцы возводились на железобетонных плитах с толевой прокладкой, дающей возможность освободить образец от плиты при переносе его для испытаний. Примененные в кладке растворы имели следующие объемные соотношения: цементный—1:4, сложный—1:0,8:7,5 и известковый—1:3. Консистенция растворов была принята литая с конусом погружения СтройЦНИЛа 12—13 см.

Возведение каменной кладки осуществлялось следующим образом: камни клались на клинья высотой в толщину шва (при этом камни вымачивались); как горизонтальные, так и вертикальные швы заделывались снаружи пластичным раствором на глубину 3—4 см; сверху через вертикальные швы вливался литой раствор, заполняющий и горизонтальные швы. Кирпичная кладка возводилась примерно таким же образом, но с той разницей, что кирпичи клались не на клинья, а на раствор (конус погружения 9—10 см); заделывались вертикальные швы (на глубину 3—4 см) и вливался раствор.

Образцы испытывались на свободные колебания, поперечный изгиб и центральное сжатие. При этом были получены осциллограммы свободных колебаний, петли гистерезиса при изгибе и сжатии, а также деформационные и прочностные характеристики кладки.

По истечении восьми месяцев со дня изготовления образец кладки переставлялся с железобетонной плиты, на которой он был выложен, на металлическую, по выравнивающему слою алебастрового раствора. Затем на верхний конец образца устанавливались две спаренные металлические плиты и производилось предварительное испытание на сжимающую силу. Продольная сжимающая сила осуществлялась путем натяжения 4 стальных стержней диаметром 22 мм, проходящих вдоль образца через верхнюю и нижнюю металлические плиты и расположенных попарно по двум сторонам образца на расстоянии 3 см от геометрической оси поперечного сечения. Стержни имели правую и левую ленточную резьбу и располагались таким образом, чтобы при одновременном натягивании не получалось крутящего момента,

могущего повредить образец до испытания. Для облегчения натяжения стержней под гайками устанавливались упорные подшипники.

Величина продольной сжимающей силы определялась по показаниям тензометров с точностью измерения 1:1000 мм, установленных на каждом стержне. На большинстве образцов для определения деформаций продольного укорочения устанавливались мессуры с точностью измерения 1:100 мм, на базе 100 см.

В результате испытания были получены деформационные характеристики и петли гистерезиса кладки на сжатие при напряжениях до 4 кг/см².

Для испытания на свободные колебания и поперечный изгиб применялся консольный брус с заделкой в нижнем конце. Для создания заделки было использовано защемляющее устройство динамической машины АИС—Института стройматериалов и сооружений АН Армянской ССР. Образец устанавливался в указанном устройстве при помощи специального portalного крана. После предварительных испытаний на сжимающую силу образец освобождался от верхних металлических плит и стержней, центрировался и затем защемлялся путем обжатия нижнего конца глубиной 30 см ползунами защемляющего устройства динамической машины. При этом в щель между поверхностями ползунов и образца толщиной 2—4 мм вливался гипсовый раствор, служащий выравнивающим слоем. Надежность защемления проверялась с помощью мессур, установленных на основании испытательного зала с упиранием в ползуны динамической машины и на ползунах с упиранием в основание образца. Проверка выявила незначительные изменения в показаниях установленных мессур.

Перед испытанием образца методом свободных поперечных колебаний на его верхний конец надевался хомут, плотно обжимающий образец. К хомуту присоединялся трос, который перекидывался через шарикоподшипниковый блок, установленный на высоте образца. К концу троса подвешивалась площадка для груза, изгибающего образец. При подсчете величины груза была учтена также сила трения в подшипнике, которая равнялась 5% прикладываемой нагрузки. Освобождением образца от изгибающей нагрузки путем перере-

вызываемого ножницами включенного в трос слабого участка вызывались свободные колебания образца.

Порядок испытания образца методом свободных колебаний был следующий. Вначале производилось испытание образца, не нагруженного продольной сжимающей силой. При этом были получены осциллограммы свободных колебаний для различных по величине начальных прогибов образца, соответствующих $(0,25+0,75) R_{\text{разр.}}$, где $R_{\text{разр.}}$ — горизонтальная изгибающая сила, при которой происходит разрушение образца. Затем образец подвергался свободным колебаниям при наличии на нем металлических плит, слегка притянутых с помощью стержней. После этого образец испытывался на свободные колебания при наличии продольной сжимающей силы, создаваемой описанным выше способом. Эта сила давалась двумя ступенями и для каждой ступени, вызывающей напряжения, равные $(0,05-0,10) \sigma_{\text{разр.}}$, были получены осциллограммы при указанных выше начальных прогибах. Величина продольной сжимающей силы была выбрана так, чтобы при изгибе в кладке не возникали бы растягивающие напряжения. Следующим этапом являлось испытание образца с добавочной массой около 400 кг, укрепленной на образце для изменения его частоты в 1,5—2 раза при наличии продольной сжимающей силы. С целью проверки постоянства характеристик кладки до и после опытов некоторые образцы после производства всех этих испытаний повторно испытывались по схеме начального этапа, а именно — при отсутствии продольной сжимающей силы.

При свободных колебаниях были получены осциллограммы прогибов в четырех точках образца (в каждой четверти по высоте) и деформаций в нижних, наиболее напряженных швах кладки.

Измерения прогибов и деформаций производились тензометрическими датчиками сопротивления — прогибомерами и деформометрами, изготовленными М. Г. Хачияном. Запись колебаний выполнялась на трехшлейфовом осциллографе с помощью рамочных шлейфов, изготовленных Б. Г. Тихоновым. Прогибомеры работали по принципу проволочных тензометров, действующих от деформации металлической полоски, на поверхности которой они были закреплены. Деформометры работали

по тому же принципу, но датчики укреплялись на сжимаемом—растягиваемом замкнутом кольце, по перпендикулярным диаметрам. Четыре проволоочных датчика сопротивления, закрепленных на полоске или на кольце, представляли обычную мостовую схему. До производства испытаний датчики и шлейфы тарировались.

После динамических испытаний приступили к поперечному изгибу образца под повторной статической нагрузкой, даваемой ступенями до значений, соответствующих величинам сил, вызывающих начальные прогибы при свободных колебаниях. При этом нагрузка давалась в обе стороны и по полученным прогибам были построены петли гистерезиса для полного цикла нагружения—разгружения. Измерение прогибов производилось в двух точках по высоте образца (в верхней точке и в середине) мессурами с точностью измерения 1:100 мм. Испытания на поперечный изгиб производились по тем же этапам и при тех же силах, что и на свободные колебания. Так же, как и при свободных колебаниях, для некоторых образцов после производства всех испытаний было повторено испытание по первому этапу и получены петли гистерезиса. Статическое испытание на изгиб завершалось разрушением образца. При этом были получены кривые деформаций и прочность кладки на изгиб.

Из оставшейся после испытаний на изгиб части кладки (разрушение происходило в нижнем, наиболее напряженном горизонтальном шве) изготавливался образец высотой 100—130 см, который испытывался на центральное сжатие при ступенчатом нагружении и разгрузении на 200-тонном гидравлическом прессе. Установка образцов в пресс производилась по выравнивающему слою гажевого раствора. На образцах были установлены четыре деформометра на базе 45 см с точностью измерения 1:100 мм. Нагрузка на образец давалась ступенями, вызывающими напряжения порядка 2—3 кг/см², и доводилась до $\frac{1}{3}$ Р разр., с последующим разгрузением по тем же ступеням. При этом были получены петли гистерезиса. После этого образец нагружался до разрушения для получения кривых деформаций и прочности кладки на сжатие.

Обработка результатов измерений в случае свобод-

ных колебаний образцов производилась следующим образом. Из полученных осциллограмм определялись величины максимальных амплитуд и брался логарифм их отношения. При этом осциллограмма разбивалась на ряд участков, имеющих примерно постоянный декремент затухания и определялась средняя величина декрементов затухания. Е. С. Сорокиным предложен метод обработки осциллограмм путем выравнивания измеренных двойных амплитуд и их отношений, требующий большого объема вычислений. Некоторые полученные нами осциллограммы были обработаны и по этому методу. Существенной разницы при этом не получилось. При статическом изгибе и сжатии получились петли гистерезиса, которые строились соответственно по величинам прогибов и деформаций, полученных после 3-кратного нагружения—разгружения образца. При свободных колебаниях логарифмический декремент затухания определялся по прогибам в каждой четверти по высоте образца.

Анализируя полученные для одного из образцов величины логарифмических декрементов затухания, наблюдаем следующее. Логарифмический декремент затухания, отвечающий начальному участку осциллограммы, возрастает с увеличением изгибающего напряжения (начального прогиба) в пределах 8—12%. С увеличением периода свободных колебаний образца логарифмический декремент затухания почти не меняется (4—7%). Эти изменения лежат в пределах погрешности метода. При увеличении сжимающего напряжения происходит существенное уменьшение величины логарифмического декремента затухания в пределах 30—35%. С целью проверки влияния толщины шва на величину логарифмического декремента затухания были испытаны образцы с толщиной горизонтального шва 3,2 см на сложном растворе того же состава, что и образцы с тонкими швами (1,6 см). Результаты опытов показывают, что увеличение вдвое толщины горизонтального шва каменной кладки не приводит к существенному изменению величины логарифмического декремента затухания. Практически (в нашем случае) можно принять, что толщина шва не влияет на величину логарифмического декремента затухания. Сравнение величин логарифмического декремента затухания. Сравнение величин логарифмического декремента затухания.

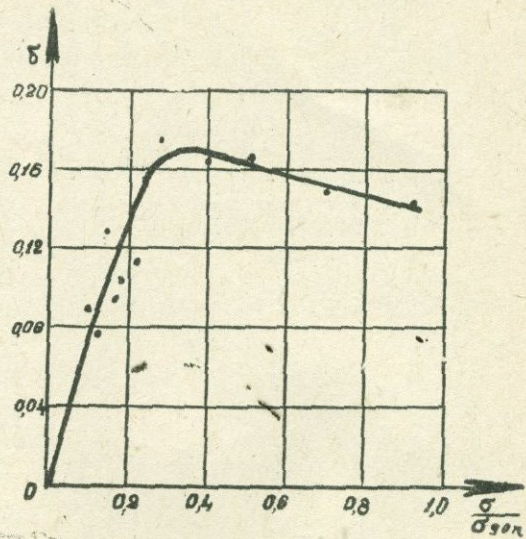
рифмических декрементов затухания каменных образцов, выложенных на различных растворах: цементном, сложном и известковом, имеющих марки соответственно 100, 30 и 4, показывает, что при образцах, не нагруженных продольной сжимающей силой и не имеющих добавочной массы, логарифмический декремент затухания кладки на известковом растворе больше, чем на сложном и цементном растворах. Наименьшим логарифмическим декрементом затухания обладает кладка, выложенная на цементном растворе. Полученные средние значения удвоенных логарифмических декрементов затухания не нагруженной продольными силами каменной кладки следующие: на цементном растворе—0,27, на сложном растворе—0,35 и на известковом растворе—0,53. При наличии продольной сжимающей силы удвоенные логарифмические декременты затухания каменной кладки на различных растворах существенно не отличаются и находятся в пределах 0,18—0,25.

Наряду с каменными образцами были испытаны также четыре кирпичных образца, выложенных на сложном растворе марки «30». Два из них имели такие же размеры, что и каменные, а остальные два были подобны образцам, испытанным Мелик-Адамяном в ЦНИПС. Полученные результаты приводят к таким же зависимостям, что и для каменной кладки, а именно: логарифмический декремент затухания возрастает с увеличением изгибающего напряжения и убывает с увеличением сжимающего напряжения. С изменением периода собственных колебаний образца логарифмический декремент затухания почти не меняется. Логарифмический декремент затухания кирпичных образцов имеет большую величину, чем каменных образцов.

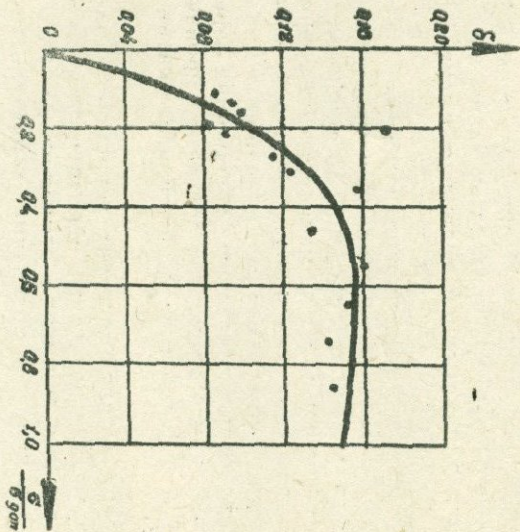
При свободных поперечных колебаниях определение логарифмических декрементов затухания производилось и по записи деформаций растяжения и сжатия шва во времени.

Значения логарифмических декрементов затухания, определенные для некоторых образцов до и после испытаний, оказались примерно одинаковыми. Это говорит о том, что в процессе колебаний характеристика внутреннего трения практически не меняется.

Представляет интерес также установление зависи-



Фиг. 11.



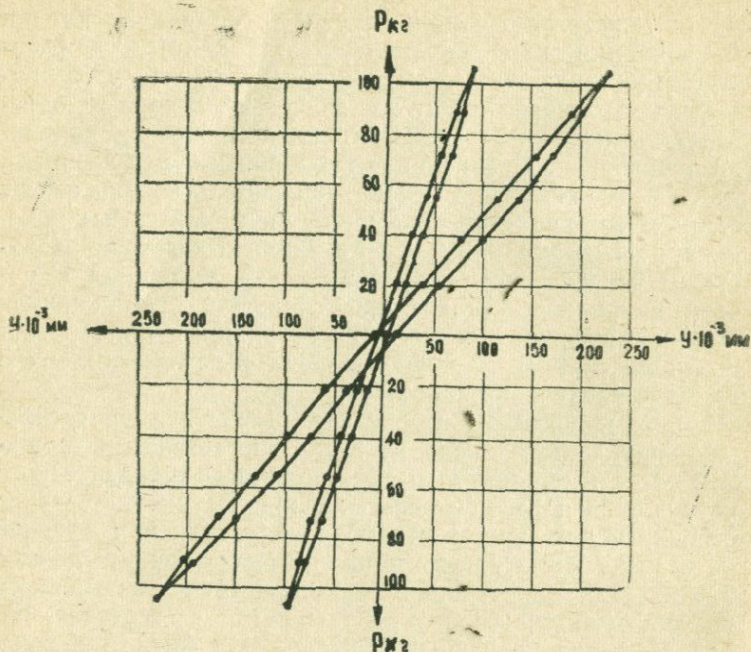
Фиг. 12.

мости между внутренним трением каменной кладки (логарифмическим декрементом затухания) и динамическим напряжением. Для примера на фиг. 11 и 12 приведены характеризующие эту зависимость кривые, определенные по осциллограммам для каменного и кирпичного образцов. Сравнение их с кривыми, полученными Е. С. Сорокиным для бетона, показало, что они имеют одинаковый характер, а именно: при малых напряжениях происходит примерно линейное и быстрое возрастание логарифмического декремента затухания с ростом напряжения; далее при больших напряжениях логарифмический декремент затухания приобретает почти постоянное значение, с некоторым спаданием его по мере увеличения напряжения.

При поперечном изгибе характеристика внутреннего трения определялась по петле гистерезиса, полученной после многократного двухстороннего динамического нагружения и разгружения образца. Петли гистерезиса строились для двух точек образца—верхней и средней по высоте. Цикл нагружения и разгружения длился 3 мин. Для определения характеристики внутреннего трения были проанализированы петли гистерезиса, полученные для различных образцов. На фиг. 13 в качестве примера показаны петли гистерезиса для образца, нагруженного продольной сжимающей силой и добавочной массой, отвечающие указанным выше двум точкам измерения.

Результаты опытов показывают, что при статическом изгибе зависимость коэффициента поглощения от различных упомянутых выше факторов такая же, что и при свободных колебаниях. Так, коэффициент поглощения, вычисленный по измерениям в различных точках по высоте образца, получается примерно одинаковым. Он уменьшается с увеличением продольной сжимающей силы и почти не зависит от продолжительности цикла деформаций образца. Однако при этом увеличение или уменьшение коэффициента поглощения не так сильно выражено, как при свободных колебаниях.

При центральном сжатии коэффициент поглощения определялся по петле гистерезиса, полученной после многократного нагружения и разгружения, осуществленных путем натяжения продольно расположенных по

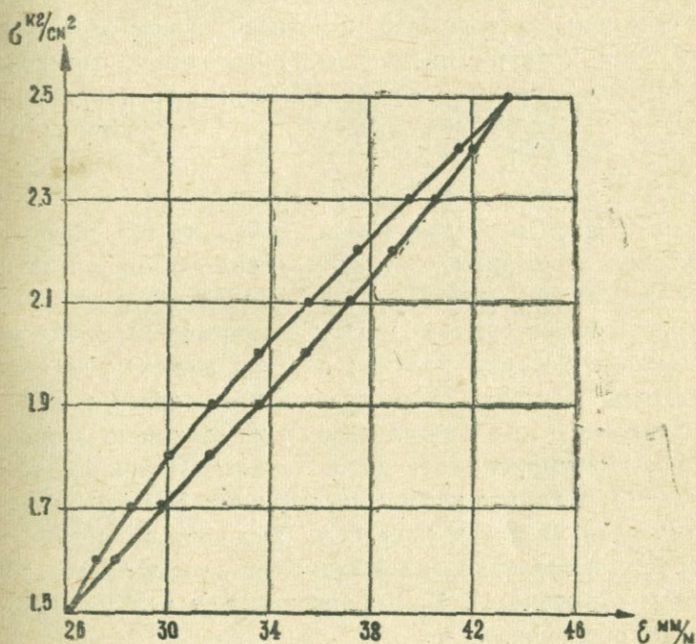


Фиг. 13.

длине образца стержней (для малых напряжений до 4 кг/см^2) и под 200-тонным гидравлическим прессом (для больших напряжений порядка 20 кг/см^2). В качестве примера приводим петлю гистерезиса, полученную при центральном сжатии (фиг. 14).

По построенным петлям гистерезиса вычислены величины коэффициентов поглощения, рассмотрение которых показывает, что при одностороннем сжатии коэффициент поглощения каменной кладки, выложенной на цементном растворе, меньше, чем на сложном и известковом растворах. Наибольшим коэффициентом поглощения обладает кладка на известковом растворе. Толщина шва не оказывает существенного влияния на величину коэффициента поглощения. Кирпичная кладка имеет больший коэффициент поглощения, чем каменная кладка.

Обобщая полученные при исследовании результаты, находим, что величины коэффициентов поглощения кладки, полученные из статических испытаний на поперечный изгиб и из опытов методом свободных колебаний, мало отличаются. Так, при свободных колебаниях коэффициенты поглощения каменной кладки, не нагруженной продольной сжимающей силой, получились рав-



Фиг. 14.

ными: на цементном растворе—0,27, на сложном—0,35 и на известковом—0,53. При наличии продольной сжимающей силы коэффициенты поглощения менялись в пределах 0,18—0,25. Из испытаний на статический изгиб были получены следующие коэффициенты поглощения: для кладки, не нагруженной продольными сжима-

ющими силами, на цементном растворе—0,27, на сложном растворе—0,32 и на известковом растворе—0,50. При наличии продольной сжимающей силы величина коэффициента поглощения кладки на различных растворах менялась в пределах 0,21—0,33.

Таким образом, при поперечном изгибе и свободных колебаниях коэффициенты поглощения каменной кладки можно принять равными: при отсутствии сжимающих сил для кладки на цементном растворе—0,27, на сложном растворе—0,33 и на известковом растворе—0,52. При наличии продольных сжимающих сил коэффициенты поглощения уменьшаются; для напряжений сжатия до 4 кг/см^2 в зависимости от вида раствора они равны 0,19—0,33.

Для кирпичной кладки на сложном растворе получились следующие величины коэффициентов поглощения: при отсутствии сжимающих сил—0,35, при наличии сжимающих сил—0,24. Если сравнить эти величины с результатами опытов ЦНИПС, произведенных Мелик-Адамяном, который получил для тех же случаев коэффициенты поглощения соответственно равными 0,28 и 0,19, видим, что в наших опытах коэффициенты поглощения получились большей величины. Причиной тому может быть то, что испытание кладки в ЦНИПС производилось в месячном возрасте, а у нас в 8-месячном возрасте. Повышение коэффициента поглощения с возрастом отмечено И. Л. Корчинским при испытании бетонных образцов.

Полученные нами величины коэффициентов поглощения следует считать достоверными, ибо кладка была испытана в 8-месячном возрасте и, кроме того, результаты эти получены на основании обработки записи колебаний большего количества образцов. Что касается величин коэффициентов поглощения, полученных нами при испытаниях кладки на осевое сжатие, то можно указать лишь ориентировочные их значения: для каменной кладки на цементном растворе—0,40, на слож-

ном растворе—0,47 и на известковом растворе—0,66. Для кирпичной кладки на сложном растворе коэффициент поглощения получился больше, чем для каменной кладки, и равнялся 0,57.

По полученным экспериментальным данным мы не имели возможности найти параметры внутреннего трения каменной кладки в соответствии с предложенным нами методом ввиду отсутствия среди испытанных нами кладок образцов различных длин и поперечных сечений.

Проведенное нами экспериментальное исследование внутреннего трения каменной кладки из естественных камней правильной формы, а также кирпичной кладки позволяет сделать следующие основные выводы:

1. Логарифмический декремент затухания кладки возрастает с увеличением изгибающего напряжения.

2. При увеличении периода свободных колебаний логарифмический декремент затухания кладки почти не меняется.

3. С увеличением сжимающего напряжения происходит существенное уменьшение величины логарифмического декремента затухания кладки.

4. Величину удвоенного логарифмического декремента затухания кладки из камней правильной формы, не нагруженной продольными сжимающими силами, можно принять равной: на цементном растворе марки «100»—0,27, на сложном растворе марки «30»—0,33 и на известковом растворе марки «4»—0,52. При наличии сжимающих сил, вызывающих максимальное напряжение—4 кг/см², удвоенный логарифмический декремент затухания кладки из камней правильной формы соответственно равен: на цементном растворе—0,19, на сложном растворе—0,22 и на известковом растворе—0,33.

5. Удвоенный логарифмический декремент затухания кирпичной кладки на сложном растворе марки «30» оказался равным: при отсутствии сжимающих напряжений—0,35 и при наличии продольных сжимающих сил—0,24.

§ 6. Изучение колебаний опытных образцов конструкций при сейсмозрывном воздействии

Экспериментальное исследование распространения сейсмозрывных волн в скальных породах, в частности в трещиноватых вулканических туфах, представляет большой интерес, но работ, проведенных в этом направлении, мало. Не менее важным является и вопрос изучения поведения отдельных конструкций, возведенных на скальных породах. Существенным при этом служит установление величин параметров колебаний (ускорений, скоростей, смещений, приведенных ускорений), вызывающих повреждение и разрушения исследуемых образцов. Последнее в инженерной сейсмологии особенно важно, поскольку имеется очень мало данных о величинах реальных сейсмических сил, опасных для сооружений и их несущих конструкций. Особенно желательным является получение величин приведенных сейсмических ускорений τ , которые вызывают разрушения, а также сопоставление их с величинами скоростей колебаний грунта v .

Приведенные соображения послужили основанием для постановки экспериментальных работ с целью исследования поведения отдельных конструкций при взрывах, а также изучения распространения сейсмозрывных волн в туфовых породах. Исследования проводились на опытном полигоне Института геофизики и инженерной сейсмологии АН Армянской ССР, расположенном на северо-западной окраине с. Маисян, около Маисянского механизированного карьера. Участок полигона представлен равниной, имеющей незначительный уклон с севера на юг. С севера он граничит с карьером, с запада — с пашней, с востока ограничен оврагом и с юга — дорогой, ведущей в с. Мармарашен.

В геологическом строении района*) принимают участие отложения верхнего мела третичного и четвертичного возрастов. Самыми древнейшими породами являются известняки, которые слагают Ясаульский хребет, окаймляющий участок с северо-запада. Над известня-

*) Инженерно-геологическое описание участка дано ст. инж. С. С. Симоняном.

ками залегает толща туфогенных пород, относимых к эоцену, а над ними—мощные туфоконгломераты и туфобрекчии миоценового возраста. Долеритовые базальты и андезито-базальты, которые относятся к третичному (верхний миоцен) возрасту, образуют щитовидные покровы и по долине реки Ахурян спускаются до села Мармарашен, где уходят в подозерную толщу нижне-четвертичного возраста, заполняющую Ленинанканскую котловину. Озерная толща обнажается в ущелье р. Ахурян в районе с. Мармарашен, далее распространяется вниз по течению реки и представляет собой свиту слабо-известковистых плотных глин, чередующихся с диатомитовыми глинами и глинами с примесью обломочного материала. Сверху толща озерных глин покрыта слоем пролювио-аллювиальных наносов: галечники, пески различной фракции с линзами и прослойками суглинков и глин, мощность которых 0—25 м. Конечным продуктом позднейшего проявления вулканической деятельности является слой туфа, покрывающий Ленинанканскую равнину от предгорий до широты города. Туф покрыт позднейшими пролювиально-делювиальными отложениями.

Территория опытного полигона находится в выходах туфа четвертичного возраста. Общие залежи туфа распространены на площади 3—4 кв. км, мощностью от 2,5 до 8—9 м и залегают почти горизонтально. Встречаются разновидности крепкие, плотные и рыхлые, связанные между собой переходами.

По данным скважин, заложенных на территории механизированного карьера, расположенного рядом с опытным полигоном, мощность туфов описываемого участка достигает 7—9 м. Ниже туфов древние пролювиально-делювиальные отложения толщиной 15—20 м покрывают толщу озерных глин, мощность которых 300 м.

В качестве конструкций, подлежащих изучению при сейсмозрывных воздействиях, были приняты каменные столбы, имеющие простую расчетную схему с известными физическими характеристиками. Столбы были возведены из туфовых камней правильной формы размерами 39×29×19 см, марки «50». Прочностные характеристики кубиков из примененных камней приведены в таблице 10.

Таблица 10

№№ к уби- ков	Размеры (см)	Вес (гр)	Площадь (см ²)	Нагрузка (кг)	Разр. напр. (кг/см ²)
1	10,1×10×10,1	1460	101	3660	36,2
2	10×10×10,1	1460	100	3750	37,5
3	10×10×10	1450	100	3780	37,8

Каменные столбы были возведены на сложном растворе марки «10». Результаты испытаний растворных кубиков в 28-дневном возрасте даны в таблице 11.

Таблица 11

№№ к уби- ков	Размеры (см)	Вес (гр)	Площадь (см ²)	Нагрузка (кг)	Разр. напр. (кг/см ²)
1	7×7×7	57,2	49,1	424	8,6
2	7,1×7,1×7	57,0	50,0	400	8,0
3	7×7×6,9	57,0	49,4	418	8,4

Образцы размерами 210×40×40 см были жестко заделаны в бетонные фундаменты, надежно соединенные с туфовой толщей. Рядом с этими фундаментами на бетонных тумбах высотой 40 см были установлены измерительные приборы: сейсмометры АИС-2М для регистрации приведенных сейсмических ускорений, сейсμοприемники СПМ-16 и вибрографы ВВП для записи ускорений, скоростей и смещений колебаний частиц грунта, а также для определения времени вступления колебаний в различных точках участка с целью нахождения скорости распространения сейсмозврывной волны в туфовых породах. Помимо этого приборы были установлены также на образцах (на их свободном конце) для записи ускорений образцов при колебаниях.

С целью получения взрывов большой силы в скважинах вначале производился взрыв (прострелка) с помощью малого количества заряда для образования котлов. Затем, заполнив котлы большим количеством взрывчатки, осуществлялся мощный камуфлетный взрыв, способный вызвать сильные колебания опытных образцов

вплоть до их разрушения. При этом замеры производились как в случаях взрывов с целью образования котлов, так и во время мощных взрывов, осуществленных в котлах.

Перед тем как произвести взрывы путем легкого удара по образцам вызывались их свободные колебания, и по записям на осциллограмме определялись частоты свободных колебаний и логарифмические декременты затухания образцов. Для образца № 1 частота свободных колебаний получилась равной 14,4 герца, а логарифмический декремент затухания— $\delta=0,43$; для образцов № 2 и № 3 частоты колебаний оказались равными соответственно 14,4 и 12,2 герца.

Ниже приводятся описания каждого отдельного взрыва, а также статического испытания и полученные при этом результаты. Далее дается обобщение полученных результатов при всех шести взрывах и статических испытаниях.

Первый взрыв осуществлен в одиночной скважине глубиной $h=6,0$ м, диаметром $d=105$ мм. Взрыв произведен для образования котла в скважине (прострелка). С этой целью на дно скважины устанавливался зарядный патрон из взрывчатого вещества диаметром $d=80$ мм, высотой $h_1=50$ см, весом 3 кг и производилось электровзрывание.

Расстояние от скважины до образца № 3—18 м; № 2—25 м; № 1—32 м. При этом взрыве приборы, установленные на всех трех образцах, записали биения. Это говорит о том, что при записи колебаний образцов получилось наложение частоты, близкой к частоте их свободных колебаний.

Период биения будет равен:

$$T' = \frac{2\pi}{p - m}, \quad (6.1)$$

где p —круговая частота свободных колебаний;
 m —круговая частота вынужденных колебаний.

Сами колебания будут происходить с периодом:

$$T = \frac{4\pi}{m + p}. \quad (6.2)$$

Из этих двух выражений периодов, которые можно взять из записи колебаний, определяются m и p , следовательно, и частоты вынужденных и свободных колебаний.

Для образцов № 3 и № 2 частота свободных колебаний получилась одинаковой и равной 17 герцам, а для образца № 1—14,5 герца. Если сравнить эти величины с ранее полученными частотами колебаний (путем осуществления ударов по образцам), то можно заметить, что они примерно на 20% выше. Частота колебаний грунта при этих взрывах оказалась равной 20—25 герц. При этом по записям смещений получились всего 1—3 волны с продолжительностью колебаний до 0,15 сек., а по записям ускорений—продолжительность колебаний до 1,3 сек. Продолжительность колебаний образцов была намного больше—3—5 сек. Горизонтальное перемещение грунта на расстоянии 18 м получилось равным 0,07 мм, а на расстоянии 32 м—0,02 мм. В этих же точках получены значения лишь вертикальных составляющих ускорения, которые соответственно равны: 476 и 306 мм/сек². Горизонтальную составляющую ускорения оказалось возможным замерить только в точке, находящейся на расстоянии 25 м от взрыва (у образца № 2), величина которого получилась равной 315 мм/сек². Горизонтальная составляющая ускорения в верхней точке этого образца равна 930 мм/сек². Горизонтальные составляющие в тех же точках образцов № 3 и № 1, находящихся на расстояниях 18 и 32 м от места взрыва, соответственно получились равными 1785 и 408 мм/сек².

Сравнивая величины горизонтальных составляющих ускорений, полученных в верхних точках образцов, расположенных на различных расстояниях от места взрыва, замечаем, что они находятся примерно в квадратичной зависимости от расстояния.

Второй взрыв (прострелка) произведен в шести скважинах глубиной $h=6,9-7,2$ м, диаметром $d=100$ мм при количестве взрывчатки $6 \times 3,6=21,6$ кг.

Расстояние от скважин до образца № 3—28 м, № 2—35 м и № 1—42 м. Из-за незагрубления приборов получилось сплошное перекрытие записей, в результате удалось получить данные лишь по двум записям смещений.

На основании обработанных материалов частота колебаний грунта получилась равной 2—5 герц. Максимальные амплитуды смещений оказались равными на расстоянии 28 м—0,63 мм; 42 м—0,42 мм. Продолжительность колебаний грунта составляла 2 сек.

При этом взрыве помимо приборов, производящих запись во времени, рядом с каждым образцом были установлены также сейсмометры АСИ-2М на расстояниях от места взрыва: 28, 35 и 42 м.

Полученные при этом взрыве с помощью сейсмометров величины приведенных сейсмических ускорений даны в таблице 12.

Таблица 12

Составляющая			Сейсмометр № 3 на расст. 28 м			Сейсмометр № 2 на расст. 35 м			Сейсмометр № 1 на расст. 42 м		
	Т сек	К сек ⁻²	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$
Горизонтальная	0,08	2840	0,174	494	1	0,125	355	1	0,098	278	1
	0,10	1780	0,226	402	0,813	0,121	215	0,697	0,123	219	0,787
	0,15	900	—	—	—	0,102	92	0,259	0,104	94	0,336
	0,20	564	0,252	142	0,288	0,148	84	0,235	0,136	77	0,276
	0,30	224	0,278	62	0,126	0,187	42	0,118	0,176	39	0,142
	0,40	180	0,156	28	0,157	0,094	17	0,048	0,072	13	0,047
	0,60	75	0,142	11	0,022	0,076	6	0,016	0,065	5	0,018
	0,80	50	0,113	6	0,012	0,055	3	0,008	—	—	—
	1,20	16	0,018	0,3	0,001	0,011	0,2	0,001	0,010	0,2	0,001
Вертикальная	0,08	3345	—	—	—	—	—	—	0,110	368	1
	0,15	965	0,106	102	—	0,113	119	—	0,066	64	0,173
	0,30	265	—	—	—	—	—	—	0,063	17	0,045

Рассмотрение величин приведенных сейсмических ускорений показывает, что возможно сопоставить их с соответствующими величинами скоростей колебаний частиц грунта с целью перенесения имеющихся для последних зависимостей на случай приведенных сейсмических ускорений.

Так, скорость колебаний частиц грунта при взрыве

для практических целей определяется по применяемой во взрывном деле формуле:

$$v = 200 \sqrt{\frac{C}{r^3}}, \quad (6.3)$$

где C —количество заряда в кг; r —расстояние от места взрыва в м.

Приведенное сейсмическое ускорение может быть выражено через скорость по следующей зависимости:

$$\tau_i = v \frac{2\pi}{T_i}, \quad (6.4)$$

где τ_i —приведенное сейсмическое ускорение для маятника с периодом T_i .

Поскольку из последнего выражения видно, что между τ_i и v имеется прямая линейная зависимость, возможно и между τ_i , C , r имеет место такое же соотношение, как и для v , т. е. при одном и том же количестве заряда для $r_1=42$ м, $r_2=35$ м и $r_3=29$ м будем иметь:

$$\tau_{i3} : \tau_{i2} : \tau_{i1} = 1,85 : 1,3 : 1. \quad (6.5)$$

По данным, полученным с помощью сейсмометров № 3 и № 1, находящихся на расстоянии 28 и 42 м, найдем величины этих соотношений для отдельных маятников (периодов), которые даны в таблице 13. Соотноше-

Таблица 13

Т сек.	0,08	0,10	0,20	0,30	0,40	0,60	1,20
τ_{i3}/τ_{i1}	1,78	1,84	1,87	1,60	2,15	2,20	1,50

ния приведенных сейсмических ускорений в среднем получаются примерно такие же, какие были найдены выше, при предположении, что τ и v находятся в одинаковой зависимости от C и r .

Таким образом получилось, что величина приведенного сейсмического ускорения τ_i (при одном и том же количестве заряда C) изменяется в зависимости от расстояния в $r^{3/2}$.

Для вертикальных составляющих это соотношение

оказалось возможным получить только по одному маятнику, по которому имелась запись для обоих приборов. Значение соотношения получилось несколько меньшим. Видимо, это обусловлено тем, что взрыв близкий и расстояние между приборами относительно небольшое.

Мы попытались еще более полно использовать имеющуюся формулу для скорости при взрыве, т. е. вычислить по ней количественные значения приведенных сейсмических ускорений τ путем помножения на $2\pi/T_i$ и сравнить с полученными величинами τ_i , найденными с помощью сейсмометров.

В качестве примера взят сейсмометр № 3, отстоящий от места взрыва на расстоянии 28 м. Количество заряда при этом взрыве равнялось 21,6 кг. Подставив эти значения в формулу:

$$\tau_i = \frac{2\pi}{T_i} 200 \sqrt{\frac{C}{r^3}} \quad (6.6)$$

находим, что:

$$\tau_i = \frac{40}{T_i}. \quad (6.7)$$

Для периода $T=0,08$ сек. получилось $\tau_1=500$ см/сек²., замеренная величина—494,2 см/сек². Для $T_2=0,10$ сек.— $\tau_2=400$ см/сек². Замеренная величина—402,3 см/сек².

Сравнение относительных величин приведенных сейсмических ускорений, отнесенных к единице по максимальному их значению $\tau/\tau_{\max}$ в зависимости от T , полученных для всех трех сейсмометров, показывает на их одинаковый характер, убывающий с увеличением периода колебаний.

Третий взрыв (прострелка) осуществлен в семи скважинах глубиной $h=6,9$ м, диаметром $d=100$ мм, с общим весом заряда 27 кг ($6 \times 3,6 + 5,4$). Из-за сырости грунта зарядные патроны не проходили в скважины, поэтому их приходилось создавать путем рассыпания взрывчатого вещества в скважины, с последующей его трамбовкой. Вследствие водонасыщенности при взрыве грунт не выбросило и во всех семи скважинах образовались пробки на глубине 4,7 м от поверхности грунта. Таким образом доступа к котлам не получилось. Всякие механические воздействия не привели к

желаемому результату в смысле проталкивания в котел грунтового слоя (пробки). Поэтому было решено произвести вторичную прострелку для образования уже новых котлов на глубине 4,7 м, что и было в дальнейшем осуществлено при 5 взрыве.

Расстояние от скважин до образца № 3—8 м, № 2—15 м и № 1—22 м. При этом взрыве все приборы были заглублены ($\beta = 100$) и дали хорошие записи. По установленным рядом с каждым образцом сейсмометрам определялись величины приведенных сейсмических ускорений. Частота колебаний грунта при этом взрыве получилась равной 35 герц, продолжительность колебаний 0,1—0,5 сек. Продолжительность колебаний образцов получилась намного больше (2 сек.).

Полученные при этом взрыве величины ускорений для грунта у образца № 3 оказались равными: горизонтальная составляющая 6970 мм/сек², вертикальная—6630 мм/сек². Значения эти получились близкими из-за примерно одинаковых величин глубины взрыва и расстояния до образца. Горизонтальная составляющая ускорения на грунте у образца № 2, находящегося на расстоянии 7 м от образца № 3, получилась равной 6000 мм/сек². Ускорения в верхних точках образцов № 3 и № 2 оказались равными 5100 и 4500 мм/сек².

Сравнение величин ускорений на грунте у образцов № 3 и № 2 и в верхних их точках показывает, что соотношения получаются примерно одинаковые ($6970/6000 \approx 5100/4500$). Горизонтальные составляющие скоростей колебаний частиц грунта получились равными у образца № 3—400 мм/сек. и № 1—80 мм/сек.

Подсчитав скорости колебаний частиц грунта по ранее приведенной формуле:

$$v = 200 \sqrt{\frac{C}{r^3}} \quad (6.3)$$

для грунта у образца № 3 (при $C = 27$ кг и $r = 8$ м), получаем $v = 460$ мм/сек², а для грунта у образца № 2 (при $C = 27$ кг и $r = 22$ м) $v = 100$ мм/сек². Как видим, величины скоростей, определенные по этой формуле, не сильно разнятся от значений, полученных путем замеров.

Полученные при этом взрыве с помощью сейсмо-

метров величины приведенных сейсмических ускорений даны в таблице 14.

Таблица 14

Составляющая	Т сек	К сек-2	Сейсмометр № 3 на раст. 8 м			Сейсмометр № 2 на раст. 15 м			Сейсмометр № 1 на раст. 22 м		
			f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$
Горизонтальная	0,08	2840	1,040	2954	1	0,438	1244	1	0,426	1210	1
	0,10	1780	1,016	1809	0,612	0,541	963	0,774	0,445	792	0,655
	0,15	900	1,158	1042	0,353	0,532	479	0,385	0,433	390	0,322
	0,20	564	0,608	343	0,116	0,539	304	0,244	0,432	244	0,201
	0,30	224	0,610	137	0,046	0,556	125	0,100	0,468	105	0,087
	0,40	180	0,590	106	0,036	0,273	49	0,039	0,205	37	0,031
	0,60	75	0,663	50	0,017	0,308	23	0,019	0,245	18	0,015
	0,80	50	0,568	28	0,010	0,276	14	0,011	0,206	10	0,009
	1,20	16	0,232	4	0,001	0,198	3	0,003	0,184	3	0,002
Вертикаль.	0,08	3345	0,198	662	1	0,193	646	1	0,180	602	1
	0,15	965	0,146	141	0,213	0,130	126	0,194	0,141	136	0,226
	0,30	265	0,298	79	0,119	0,155	41	0,064	0,125	33	0,055

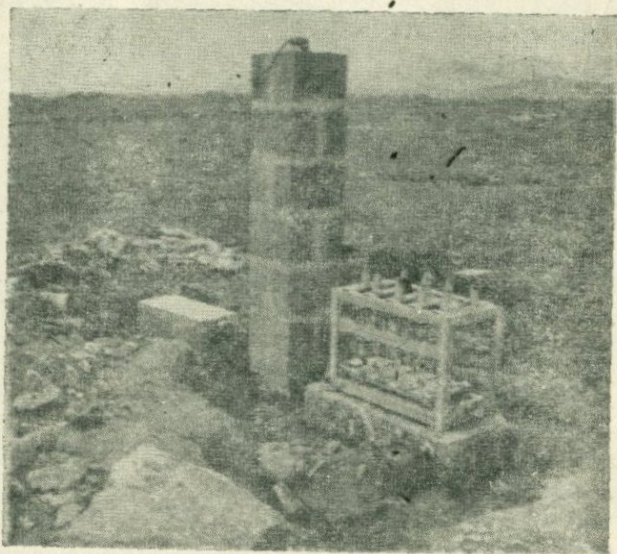
Представляет большой интерес сравнение величин приведенных сейсмических ускорений, полученных с помощью сейсмометров и по формуле, связывающей приведенные сейсмические ускорения со скоростью колебаний частиц грунта:

$$\tau_i = v \frac{2\pi}{T_i} \quad (6.4)$$

С этой целью мы взяли значение скорости колебаний частиц грунта у образца № 3, равное 400 мм/сек², период $T=0,08$ сек. и, подставив в формулу (6.4), получили $\tau=31400$ мм/сек². Замеренная с помощью сейсмометра величина приведенного сейсмического ускорения для $T=0,08$ сек. равнялась 29536 мм/сек².

Четвертый взрыв является одним из основных взрывов. Он был произведен в семи скважинах (имеющих котлы) диаметром $h=100$ мм, глубиной до 7,0 м, при общем количестве заряда $C=250$ кг.

Расстояние от места взрыва до образца № 3—28 м, № 2—35 м, № 1—42 м. Образец № 3 и установленные рядом приборы показаны на фиг. 15. Все приборы с записью во времени были заглублены ($\beta=100$) и резуль-



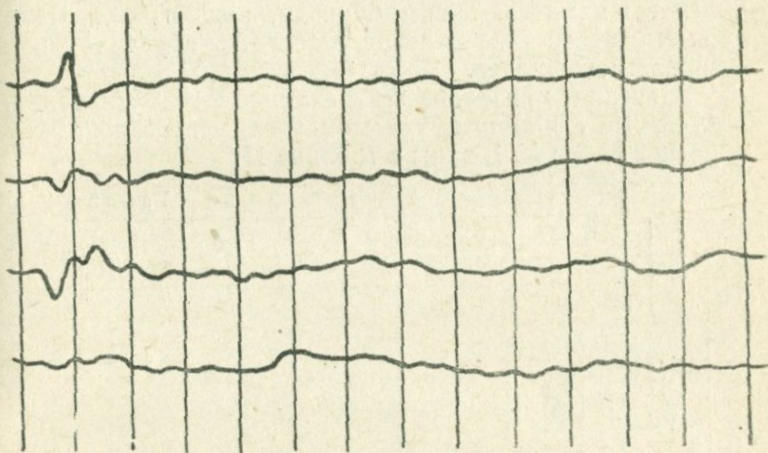
Фиг. 15.

таты получились только по четырем точкам, в которых записаны ускорения колебаний частиц грунта у образца № 3 (горизонтальная и вертикальная составляющие) и в верхних точках образцов № 3 и № 1 (горизонтальные составляющие). Эта запись приведена на фиг. 16. Были зарегистрированы также приведенные сейсмические ускорения по двум сейсмометрам, установленным у образцов № 3 и № 1.

Частота колебаний грунта при этом взрыве получилась равной 25—30 герц при продолжительности колебаний 0,2 сек. Колебания образцов происходили в течение 2,5 сек.

Максимальная амплитуда ускорения колебаний грунта у образца № 3 получилась равной для горизон

тальной составляющей 15300 мм/сек^2 . Самым примечательным при этом взрыве является то, что образец № 3, ближний от места взрыва, дал трещину в нижнем шве, между двумя рядами кладки. Наибольшее раскрытие шва получилось со стороны взрыва, далее справа от взрыва, несколько заметно со стороны, противоположной от взрыва и почти незаметное слева от взрыва. Такое неравномерное раскрытие шва получилось вследствие несколько несимметричного расположения заряда, и большее раскрытие получилось со стороны скважин, где было заложено и большее количество взрывчатого вещества.



Фиг. 16.

Как нетрудно заметить, ускорение на грунте у образца получилось намного больше (более чем на 30%), чем в верхней точке образца, что, безусловно, является следствием уменьшения сейсмического воздействия из-за взаимодействия между грунтом и образцом. Такое же явление наблюдалось не только при этом взрыве, но и в других случаях, когда не было разрушения (например, при третьем взрыве).

Величина ускорения в верхней точке образца № 1 получилась равной 3740 мм/сек^2 , что намного меньше по

сравнению с образцом № 3. Правда, они находятся на различных расстояниях от места взрыва, но, однако, увеличение расстояния в полтора раза привело к уменьшению величины ускорения более чем в 3 раза. Здесь значения ускорений образцов № 3 и № 1, видимо, нельзя сравнивать, поскольку образец № 3 получил повреждение.

В образце № 3 свободные колебания путем удара вызывались также после повреждения с целью определения его периода колебаний. Образец до повреждения имел период свободных колебаний $T \approx 0,082$ сек., после повреждения— $0,10$ сек. Это—при малых отклонениях. При больших отклонениях, безусловно, период увеличился бы намного. Таким образом, как и следовало ожидать, после повреждения жесткость образца существенно уменьшилась.

Значения приведенных сейсмических ускорений, полученные с помощью сейсмометров, установленных у образцов № 3 и № 1, даны в таблице 15.

Таблица 15

Состав- ляющая	T сек	K сек ⁻²	Сейсмометр № 3 на расст. 28 м			Сейсмометр № 1 на расст. 42 м		
			f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$
Горизонтальная	0,08	2840	1,843	5234	1	0,540	1524	0,858
	0,10	1780	1,746	3108	0,594	1,004	1787	1
	0,15	900	1,587	1428	0,273	0,458	412	0,231
	0,20	564	—	—	—	—	—	—
	0,30	224	—	—	—	1,650	370	0,207
	0,40	180	1,570	283	0,054	0,598	107	0,060
	0,60	75	2,055	154	0,029	0,685	51	0,029
	0,80	50	1,285	64	0,012	0,578	28	0,016
	1,20	16	—	—	—	0,575	9	0,005
Верти- кальная	0,08	3345	0,370	1238	1	0,168	562	1
	0,15	965	1,092	1054	0,851	0,421	406	0,723
	0,30	265	—	—	—	0,621	164	0,293

Поскольку частота колебаний образца № 3 равнялась 12,2 герца, естественно, для характеризования величины приведенного сейсмического ускорения, вызвавшего разрушение образца, нужно взять его значение для

маятника с периодом, близким к этой частоте. Таковым является период, равный $T=0,08$ сек. Приведенное сейсмическое ускорение для этого периода получилось равным $\tau=52341$ мм/сек². Следовательно, образец разрушился при достижении в грунте его основания максимальной величины приведенного сейсмического ускорения, равной 5,234 g.

Этой величине приведенного сейсмического ускорения из формулы, связывающей τ и v :

$$\tau = v \frac{2\pi}{T}, \quad (6.4)$$

будет соответствовать скорость колебаний частиц грунта, равная 667 мм/сек.

По ранее найденной величине ускорения колебаний верха образца (1,19 g) определим разрушившую образец силу инерции, а, следовательно, и напряжение в месте разрушения. При этом необходимо знать вес образца, который нетрудно определить, имея его объем и объемные веса камня и раствора. Из подсчетов вес образца получился равным $Q=500$ кг.

Сила инерции, в предположении ее приложения к верхней точке образца, равна:

$$J = \frac{33}{140} \frac{Q}{g} \quad w = \frac{33}{140} \times 500 \times 1,19 = 140 \text{ кг.} \quad (6.8)$$

Изгибающий момент в месте разрушения будет:

$$M = 140 \times 180 = 25200 \text{ кг.см.} \quad (6.9)$$

Напряжение при разрушении:

$$\sigma = \frac{25200 \times 6}{64 \times 10^3} = 2,4 \text{ кг/см}^2. \quad (6.10)$$

Пятый взрыв (прострелка) произведен в семи скважинах ($h=4,7$ м, диаметром $d=100$ мм, с общим весом заряда $C=25$ кг ($7 \times 3,6$). Это фактически вторичная прострелка.

Расстояние от скважин до образца № 3—8 м, № 2—15 м и № 1—22 м. Получены четкие записи во времени в 11 точках, а также величины приведенных сейсмических ускорений в трех точках (у каждого образца).

Частота колебаний грунта при этом взрыве получилась равной 25—35 герц. Продолжительность колебаний грунта 0,12—0,35 сек., образцов—1,5—2 сек.

При этом взрыве особенно большие величины получились для скоростей колебаний грунта: у образца № 2 горизонтальная составляющая равна 190 мм/сек., вертикальная составляющая—140 мм/сек., а у образца № 1 соответственно: 85 и 130 мм/сек.

Горизонтальная составляющая ускорения верхней точки образца (уже получившего повреждения) оказалась равной 8500 мм/сек².

Ускорения у образца № 2 получились равными: горизонтальная составляющая—7140 мм/сек², вертикальная составляющая—3400 мм/сек²; у образца № 1, соответственно: 5440 мм/сек² и 4080 мм/сек². Ускорения в верхних точках получились равными для образца № 2—12000 мм/сек², образца № 1—5100 мм/сек².

Если определить скорость колебаний грунта у образца № 2, находящегося на расстоянии 15 м от места взрыва, по формуле:

$$v=200\sqrt{\frac{C}{r^3}}, \quad (6.3)$$

то найдем, что $v=173$ мм/сек. Замеренная величина равнялась 190 мм/сек. Скорость колебаний грунта у образца № 1 по этой же формуле получилась равной $v=97$ мм/сек. Замеренная величина скорости—85 мм/сек.

Замеренные с помощью сейсмометров значения приведенных сейсмических ускорений, полученные при этом взрыве, даны в таблице 16.

Представляет интерес рассмотреть величины приведенных сейсмических ускорений с точки зрения изменения их значений с расстоянием. С этой целью рассмотрим приведенные сейсмические ускорения, полученные на расстояниях 15 и 22 м. Примем, что изменение их происходит так же, как и для скорости, т. е. при одном и том же количестве заряда приведенное сейсмическое ускорение должно разниться в $r_2^{3/2} : r_1^{3/2}$ или в нашем случае их отношение будет 1,8:1.

Полученные значения для отдельных маятников (периодов) приведены в таблице 17. Рассмотрение этих

отношений показывает, что некоторая разница по отдельным маятникам имеется, особенно по длинным периодам.

Таблица 16

Составляющая	Т сек	К сек ⁻²	Сейсмометр № 3 на расст. 8 м			Сейсмометр № 2 на расст. 15 м			Сейсмометр № 1 на расст. 22 м		
			f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$
Горизонтальная	0,08	2840	1,484	4215	1	0,916	2601	1	0,475	1349	1
	0,10	1780	1,785	3177	0,754	0,839	1493	0,674	0,570	1015	0,752
	0,15	900	1,648	1483	0,352	1,008	907	0,349	0,540	486	0,360
	0,20	564	1,036	584	0,139	0,922	520	0,200	0,531	300	0,222
	0,30	224	0,988	221	0,053	—	—	—	0,579	130	0,096
	0,40	180	0,739	133	0,032	0,373	67	0,026	—	—	—
	0,60	75	0,855	64	0,015	0,447	34	0,013	0,294	22	0,016
	0,80	50	—	—	—	0,363	18	0,007	0,240	12	0,009
	1,20	16	—	—	—	0,378	6	0,002	0,225	4	0,003
Вертикаль.	0,08	3345	0,398	1331	1	0,231	773	1	0,162	542	1
	0,15	965	0,518	500	0,375	0,390	376	0,487	0,264	255	0,470
	0,30	265	0,533	141	0,106	0,304	81	0,104	0,273	72	0,133

Безусловно, для некоторых периодов можно было бы взять не горизонтальную составляющую, а результирующую горизонтальной и вертикальной составляющих, но и в этом случае разница в соотношениях получится небольшой.

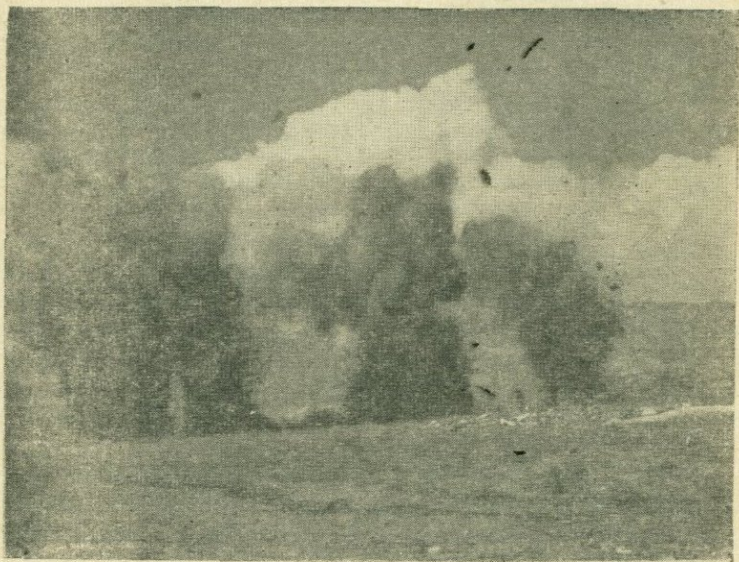
Таблица 17

Т сек	0,08	0,10	0,15	0,20	0,60	0,80	1,20
τ_{i2}/τ_{i1}	1,93	1,47	1,86	1,74	1,52	1,50	1,67

Шестой взрыв является одним из основных взрывов. Он произведен в семи скважинах диаметром $d=100$ мм при глубине их до 3,7 м. Общее количество взрывчатки составляло $C=153$ кг.

Расстояние от места взрыва до образца № 3—8 м, № 2—15 м и № 1—22 м. Приборы были соответствую-

ющим образом заглублены и в результате получились записи в 13 точках. Определялись также приведенные сейсмические ускорения по приборам, установленным у каждого образца. Однако при взрыве в ближний сейсмометр (у образца № 3) попал большой камень, который искривил переднюю стенку кожуха. Это произошло вследствие того, что скважины были неглубокие, что вызвало выброс породы при взрыве (фиг. 17)



Фиг. 17.

Данные по этому прибору следует считать ориентировочными. При этом взрыве образец № 2 разрушился в растворном шве между вторым и третьим рядами камней (снизу), а трещина в образце № 3, которая возникла при 4-ом взрыве, еще более расширилась.

Частота колебаний грунта получилась разной по различным записям. Так, по записи смещений частота колебаний грунта равнялась 4—5 герца, по записи скорости—35 герц, а также 50—60 герц, по записи ускоре-

ний—25—35 герц. Продолжительность колебаний также получилась разной, соответственно равной: 0,25—0,70 сек., 0,25—1,0 сек., 0,17—0,35 сек.

У образца № 2, отстоящего на расстоянии 15 м от места взрыва, смещение грунта получилось равным 1,4 мм, а у образца № 1 (на расстоянии 22 м)—0,42 мм, т. е. увеличение расстояния примерно в 1,5 раза привело к уменьшению смещения грунта в 3,3 раза. Горизонтальные составляющие скоростей колебаний грунта в тех же точках получились соответственно равными 500 и 250 мм/сек., т. е. увеличение расстояния в 1,5 раза вызвало уменьшение скорости в 2 раза. Что касается вертикальных составляющих, то их величины мало разнятся.

Горизонтальные составляющие ускорений грунта у образцов № 2 и № 1 получились соответственно равными: 17000 и 5100 мм/сек², а вертикальные составляющие: 10200 и 1700 мм/сек². Ускорения в верхних точках этих образцов оказались равными 17100 и 8500 мм/сек². Ускорение в верхней точке образца № 3, имевшего повреждение до этого взрыва, получилось равным 17000 мм/сек².

Сила инерции, вызвавшая разрушение в образце № 2, будет:

$$J = \frac{33}{140} \frac{Q}{g} \quad w = \frac{33}{140} \times 500 \times 1,71 = 206 \text{ кг.} \quad (6.8)$$

Изгибающий момент в месте разрушения равен:

$$M = 206 \times 140 = 28840 \text{ кг.см.} \quad (6.9)$$

Напряжение при разрушении:

$$\sigma = \frac{28840 \times 6}{64 \times 10^6} = 2,7 \text{ кг/см}^2. \quad (6.10)$$

Замеренные с помощью сейсмометров величины приведенных сейсмических ускорений даны в таблице 18.

Приведенное сейсмическое ускорение у образца № 2, вызвавшее его разрушение, равнялось 4,646 g. Сравнение величин приведенных сейсмических ускорений показывает на линейное изменение их величин с расстоянием. В этом можно убедиться, если сопоставить

значения τ для периодов 0,4 и 0,6 сек. Общий вид кривых τ (Т) для отдельных приборов носит такой же характер, как и при предыдущих взрывах, т. е. крутое спадание кривой с увеличением периодов в начальной части и более плавное при больших периодах.

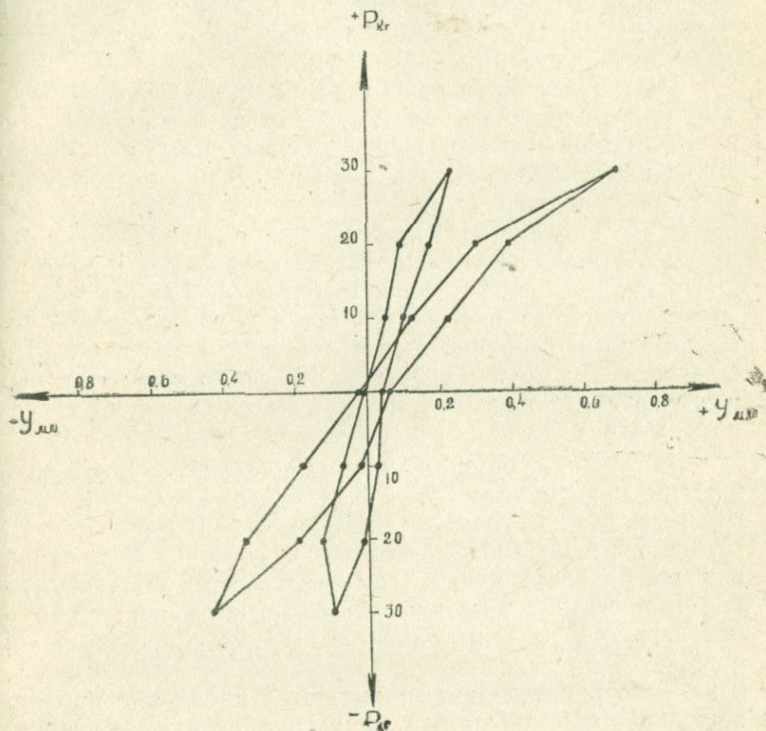
Таблица 18

Составляющая	Т сек	К сек ²	Сейсмометр № 3 на расст. 8 м			Сейсмометр № 2 на расст. 15 м			Сейсмометр № 1 на расст. 22 м		
			f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$	f см	τ см/сек ²	$\tau/\tau_{\max}$
Горизонтальная	0,08	2840	2,078	5902	1	1,636	4646	1	—	—	—
	0,10	1780	2,814	5009	0,849	1,868	3325	0,716	1,212	2157	1
	0,15	900	2,030	1827	0,310	1,170	1053	0,227	—	—	—
	0,20	564	1,640	952	0,158	1,416	799	0,172	1,055	595	0,276
	0,30	224	1,830	410	0,069	0,946	212	0,046	0,986	221	0,102
	0,40	180	1,730	307	0,052	0,841	151	0,033	0,568	102	0,047
	0,60	75	1,673	126	0,021	0,902	68	0,015	0,603	45	0,021
	0,80	50	—	—	—	—	—	—	0,475	24	0,011
	1,20	16	—	—	—	—	—	—	0,451	7	0,003
Вертикаль.	0,08	3345	0,756	2529	1	0,634	2120	1	0,178	595	1
	0,15	965	0,668	645	0,255	0,556	537	0,253	0,238	230	0,386
	0,30	265	1,734	460	0,182	0,456	121	0,057	0,455	121	0,020

Статическое испытание оставшегося неповрежденного образца № 1 (наиболее удаленного от места взрывов) было произведено с целью получения величин разрушающей нагрузки и для сравнения ее с динамической. При производстве экспериментов с целью создания изгибающей статической нагрузки в обе стороны от образца (циклической нагрузки), а также для установки измерительных приборов, была собрана специальная установка. Нагрузка на образец передавалась с помощью тросов, перекинутых через блоки, к которым подвешивались люльки для установки на них грузов. Замеры прогибов производились мессурами.

В результате испытаний были получены диаграммы нагрузка—прогиб, выраженные петлей гистерезиса, и

разрушающая нагрузка. Петли гистерезиса, полученные по прогибам в верхней и средней точках образца № 1, приведены на фиг. 18. Определенный по петле гистерезиса логарифмический декремент затухания $\delta = 0,48$. Разрушающая нагрузка получилась равной 45 кг.



Фиг. 18.

Изгибающий момент в сечении, где произошло разрушение, равен:

$$M = 45 \times 180 = 7700 \text{ кгм.} \quad (6.9)$$

Напряжение будет:

$$\sigma = \frac{7700 \times 6}{64 \times 10^8} = 0,7 \text{ кг/см}^2. \quad (6.10)$$

Приведенное в настоящем параграфе исследование, помимо изучения поведения опытных образцов при сейсмовзрывном воздействии, вплоть до их разрушения, имело целью и изучение распространения сейсмовзрывных волн в туфовых породах. Таким образом, полученные здесь результаты частично относятся к предыдущей главе, где рассматривались вопросы колебаний грунтов (базальтов и суглинков-супесей).

На участке было проведено шесть взрывов, из которых четыре являлись прострелками и только два служили основными взрывами, произведенными с целью получения повреждений в образцах. Основные взрывы были произведены на очень близком расстоянии от ближнего образца (15 и 28 м) в котлах, образованных путем взрывов-прострелок малого количества заряда на дне скважины. Эффективность взрывов в котлах получилась очень большой. Если сравнить, например, взрыв-прострелку и основной взрыв в тех же скважинах (2 и 4 взрывы), то можно заметить, что эффективность взрывов в котлах в 5 раз больше, при учете, безусловно, разницы в зарядах.

Частота колебаний грунта менялась в пределах 20—35 герц при продолжительности колебаний 0,2—1,5 сек. Скорость распространения—1400 м/сек. В связи с этим следует отметить, что при взрывах, особенно в скальной породе, по сравнению с землетрясениями получают короткие волны, имеющие малый период колебаний и небольшую продолжительность. Поэтому при моделировании землетрясений с помощью сейсмовзрывных волн основными задачами являются продление продолжительности колебаний и получение спектра, близкого к спектру землетрясения, имеющего преобладающие длинные периоды. Для этой цели нами предлагалось использовать короткозамедленное взрывание. Поясним сущность нашей идеи, которую, к сожалению, до сих пор всесторонне не удалось проверить экспериментально, но некоторые исследования уже проведены. Как известно, короткозамедленные взрывы в основном производятся с целью изучения уменьшения сейсмовзрывного эффекта. Мы задаемся другой целью. Поскольку в скальных породах широко применяемое во взрывной практике замедление 0,025 сек. по величине близко к их

периоду колебаний при взрывах, можно создать два, близких по частоте колебания, результирующая которых приведет к биениям и тем самым получим длинный период (биения) и большую продолжительность колебаний.

Полученные при произведенных взрывах величины скоростей находятся в соответствии с их значениями, найденными по формуле М. А. Садовского. Такая же зависимость от количества заряда и расстояния получалась и для приведенных сейсмических ускорений. Теоретически установленная связь между приведенным сейсмическим ускорением и скоростью колебаний частиц грунта, выражаемая через величину круговой частоты, подтверждается результатами экспериментов.

Кривые зависимости приведенного сейсмического ускорения от периода колебаний как при прострелках, так и при основных взрывах получились плавно убывающими с увеличением периода, без наличия каких-либо пиков, которые наблюдались в случае сейсмовзрывного воздействия в суглинисто-супесчаных грунтах.

Частоты свободных колебаний образцов размерами $220 \times 40 \times 40$ см, возведенных из камней правильной формы марки «50» на сложном растворе марки «10», заделанных в одном конце и свободных в другом, получились равными: для образца № 1—13 герц, а для образцов № 2 и № 3—15 герц. Логарифмический декремент затухания—0,43.

После разрушения частоты образцов при незначительных колебаниях уменьшились более чем на 20%, что является результатом уменьшения их жесткости.

Разрушение образца при статическом нагружении произошло от приложения в его верхнем свободном конце горизонтальной силы, равной 45 кг. Напряжение от этой силы в месте разрушения соответствует $0,7 \text{ кг/см}^2$.

Разрушение образцов при сейсмовзрывном воздействии произошло при ускорении, приложенном в верхнем свободном конце, равном для образца № 3—1,19 g, а для образца № 2—1,71 g. Эти ускорения вызвали напряжения, соответственно равные 2,4 и $2,7 \text{ кг/см}^2$. При этом на грунте у образцов получились следующие максимальные значения параметров колебаний: для образца № 3 приведенное сейсмическое ускорение—5,23 g, ускорение—1,53g, скорость—67 см/сек.; для образца

№ 2—приведенное сейсмическое ускорение—4,65g, ускорение—1,71g, скорость—50 см/сек, смещение—1,4 мм.

Как нетрудно заметить, ускорения, вызвавшие разрушения образцов, получились значительной величины (1,53—1,71g), и еще большей величины оказались приведенные сейсмические ускорения (5,23—4,65 g). О больших величинах ускорений, вызывающих разрушения, отмечали и многие другие исследователи. Например, из приведенных С. В. Медведевым величин ускорений, вызывающих повреждения в зданиях, основанных на скальных породах, видно, что в самой кладке тонкие трещины появляются при достижении величины ускорения до 1,5—2,0 g. Следовательно, при взрывах разрушение сооружений, возможно, следует характеризовать скоростью колебаний, т. е. его энергией, поскольку наблюдаются и случаи, когда большой величины ускорения не вызывают разрушений.

Чрезмерно большие величины приведенных сейсмических ускорений, вызвавших разрушение образцов, объясняются тем, что кривая приведенных сейсмических ускорений круто падает с увеличением периодов, а при колебаниях за пределом упругости и особенно при разрушении происходит существенное увеличение периода свободных колебаний образцов, которому соответствуют уже меньшие значения приведенного сейсмического ускорения.

Вследствие взаимодействия между грунтом и фундаментом образцов как при относительно слабых взрывах-прострелках, так и при сильных основных взрывах произошло существенное уменьшение величины ускорения. В качестве примера можно привести данные по 3 и 4 взрывам, когда величина ускорения на грунте у образца и в верхней его точке получилась соответственно равной: 0,7 и 0,5 g; 1,53 и 1,19 g.

ИЗУЧЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВЕДЕННЫХ В НАТУРЕ

При расчете сооружений на сейсмостойкость наряду с ошибками вследствие приближенного представления сейсмических нагрузок и принимаемых расчетных схем некоторые ошибки могут возникнуть в результате аналитического определения динамических характеристик сооружений. Отсюда возникает необходимость динамические характеристики сооружений (периоды свободных колебаний и логарифмические декременты затуханий) определять экспериментальным путем.

Экспериментальное определение периода свободных колебаний и логарифмического декремента затухания сооружений необходимо не только с точки зрения получения данных для расчета и проектирования, но и с целью осуществления их паспортизации. В результате последнего становится возможным рассматривать появившиеся при землетрясении повреждения в сооружениях, учитывая их динамические характеристики.

Изучение колебаний сооружений, кроме определения их периодов свободных колебаний и декрементов затухания, представляет интерес и для исследования ряда других, не менее важных для сейсмостойкости сооружений вопросов, как взаимодействие между фундаментом сооружения и его основанием (грунтом), нахождение ординат упругих линий, распределение сейсмических ускорений по высоте, определение относительных подвижек в наиболее ответственных узлах и соединениях и др.

Изучение колебаний сооружений при сейсмических

воздействиях проводятся многими исследователями. Данные относительно периодов колебаний некоторых зданий в Японии, измеренных до и после землетрясений, приведены у К. Сюэхиро. Ф. Улрих и Л. Кардер, описывая результаты как своих исследований, так и работ других авторов, проводивших такие измерения в США, приводят обширные данные по исследованию колебаний зданий и сооружений в основном от воздействия ветра. Исследование четырехэтажного железобетонного здания при вынужденных колебаниях, генерируемых вибромашиной, было произведено И. Алфордом и Г. Хаузнером. Поведение зданий при колебаниях почвы, вызванных ветром, было изучено Д. Гудзоном, И. Алфордом и Г. Хаузнером. В СССР известны исследования И. Л. Корчинского по изучению колебаний высотных зданий; работы А. З. Каца и С. В. Пучкова по исследованию колебаний зданий от взрыва; Е. И. Бакрадзе, В. С. Павлыка по определению параметров колебаний зданий по микросейсам; С. В. Медведева по изучению колебаний сооружений по методу МИКС, при различных источниках сейсмического возбуждения; Р. С. Шусера по изучению колебаний зданий под воздействием взрывов и др.

Разработанная нами методика изучения поведения сооружений при сейсмических воздействиях отличается от применяемого в институте физики Земли АН СССР метода многоканального исследования колебаний сооружений (МИКС) тем, что помимо вибрографов ВЭГИК, осциллографов ПОБ-12 и гальванометров ГБ-III и ГБ-IV, которые являются основными приборами при МИКС, мы пользуемся также сейсмоприемниками СПМ-16 для записи скоростей и ускорений в здании и на грунте, тензометрическими датчиками для измерения деформаций в здании и маятниковыми сейсмометрами для записи приведенных сейсмических ускорений в здании и на грунте. В результате создается возможность, кроме изучения поведения сооружения при колебаниях, также исследовать взаимодействие между фундаментом сооружения и его основанием (грунтом), учет которого может привести к существенному уменьшению сейсмической нагрузки, действующей на сооружения.

В этой главе приведены результаты проведенного

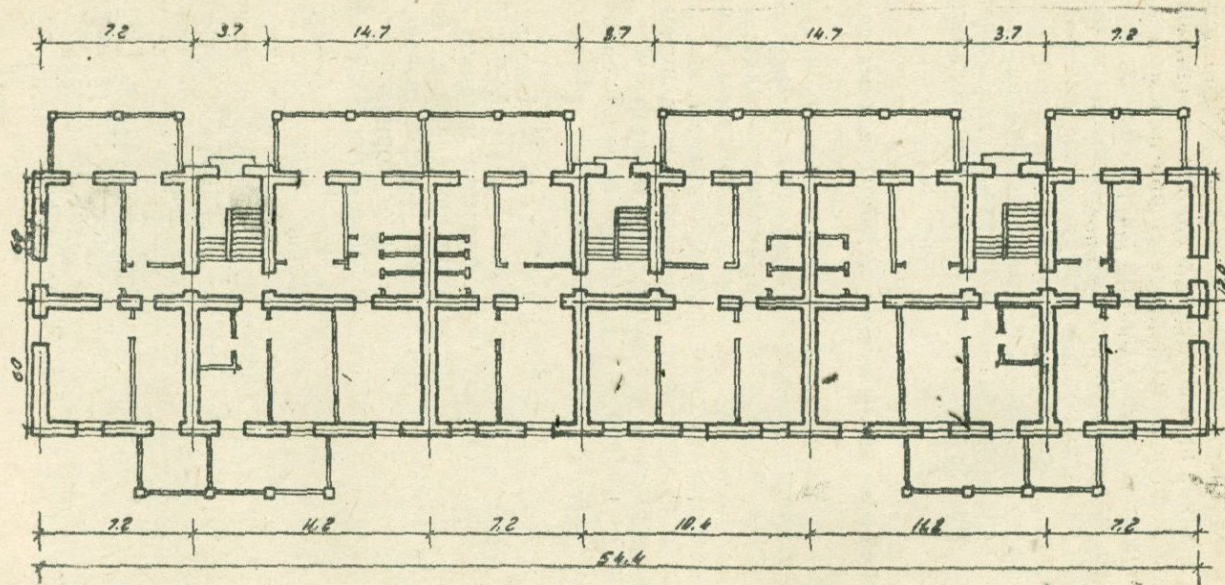
нами исследования колебаний жилых домов, общественных зданий, промышленных зданий и сооружений, инженерных сооружений, возведенных в натуре, при сейсмозрывных воздействиях и микросейсмах. Экспериментально полученные величины периодов колебаний некоторых из исследованных зданий и сооружений сопоставлены с их значениями, найденными аналитическим путем. Проведено также изучение спектральных характеристик колебаний здания и грунта в его основании с помощью применения электронно-вычислительных машин.

§ 7. Колебания жилых домов и общественных зданий

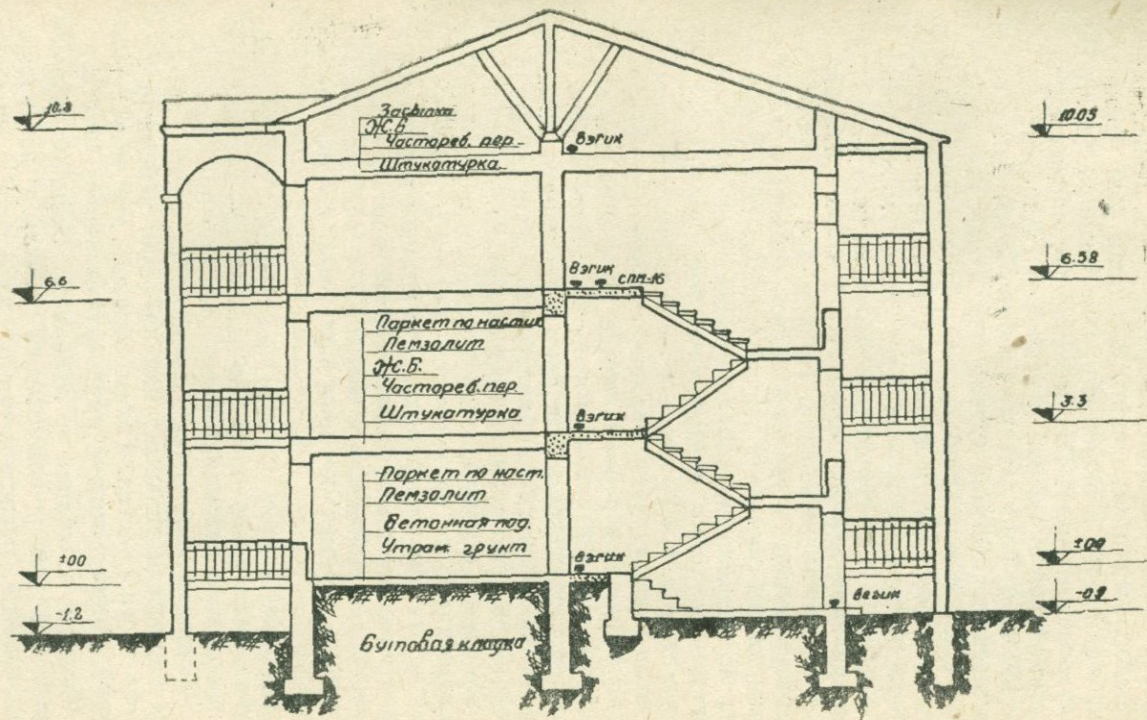
Из-за большого количества испытанных жилых домов и общественных зданий (около 50) не представляется возможным привести все полученные данные. Поэтому ограничиваемся их кратким описанием и приводим основные результаты по некоторым из них.

В зданиях колебания вызывались либо путем производства взрывов, либо замерялись возникающие в них колебания от микросейсм. При взрывах наиболее полные данные получены в результате изучения трехэтажного жилого дома.

1. Трехэтажный жилой дом № 1 на участке ЭКУ—каменное здание размерами в плане $54,9 \times 12,5$ м, основанное на белоземе, подстилаемом мощным слоем базальтов. План и разрез здания приведены на фиг. 19 и 20. Были замерены три взрыва. Первый взрыв был осуществлен на расстоянии 30 м от торцевой стены в 3-х скважинах при количестве взрывчатки $3 \times 20 = 60$ кг; второй и третий взрывы были произведены с фасадной стороны здания, ближе к его углу, в одиночных скважинах при количестве взрывчатки соответственно 25 и 20 кг. Сейсмический эффект при первом взрыве можно оценить примерно в 5 баллов. Измерения производились как на грунте, так и в здании. Измерялись деформации в здании, смещения, скорости, ускорения и приведенные сейсмические ускорения на грунте и в здании. Приборы были установлены следующим образом. На грунте были расположены два сейсмометра, один из которых находился вблизи от здания. В непосредственной от него



Фиг. 19.



Фиг. 20.

близости были установлены приборы для записи смещений, скоростей и ускорений. В здании был установлен один сейсмометр в оконном проеме подвала (на уровне поверхности грунта). Рядом были расположены приборы для записи смещений и ускорений. На стене на высоте 150 см от пола I этажа на базе 50 мм был установлен тензометрический датчик для измерения деформаций в шве кладки. Приборы были установлены на лестничных площадках, в основном ближайшей от места взрыва лестничной клетки (на уровне междуэтажных перекрытий) и на чердачном перекрытии в углах примыкания капитальных стен. На I этаже измерялась только скорость колебаний. Причем при I взрыве прибор был установлен также в другой крайней лестничной клетке, опять-таки на I этаже с целью получения разницы во времени начала колебаний для определения величины скорости распространения сейсмовзрывных волн в здании. На II этаже и на чердачном перекрытии при всех взрывах записывались смещения и ускорения. На III этаже при первом взрыве производилась запись смещений и ускорений, при втором взрыве—запись смещения, а также скорости в двух перпендикулярных направлениях. Регистрация колебаний производилась в одной из комнат здания, специально приспособленной для этой цели, с помощью двух осциллографов ПОБ-12, установленных на пружинящей подставке, обеспечивающей нормальную их работу. При каждом взрыве получалась одновременная запись параметров колебаний с помощью 17 приборов, в том числе 3-х сейсмометров, на основании анализа которых получены следующие результаты.

Преобладающая частота колебаний почвы при взрывах получилась примерно равной 12—14 герц. Такая же частота колебаний была получена при производстве большого количества взрывов (от самых слабых и до достаточно сильных) при изучении сейсмического режима этого участка. Таким образом, эту частоту колебаний, видимо, можно приписать данному участку.

Частоты колебаний в здании в оконном проеме подвала (на уровне поверхности грунта) и на уровне пола I этажа (расположенного на высоте примерно 1,0 м от поверхности грунта) получились равными по-

рядка 12—14 герц с наложением частоты в 5,4 герца; на уровне пола II и III этажей и чердачного перекрытия частота колебаний равнялась 5,4 герца. Таким образом, основную частоту свободных колебаний здания следует считать равной 5,4 герца или $T=0,185$ сек. Полученные в здании (в точках, находящихся ближе от поверхности грунта) частоты в 12—14 герц следует приписать частоте, передающейся от грунта, но возможно и второго тона собственных колебаний здания. С этой точки зрения представляется более правильным для определения периода свободных колебаний сооружения замеры производить в верхних его частях.

Частоты колебаний здания в обоих взаимно-перпендикулярных направлениях (по направлению стен) при замере смещений, скоростей и ускорений получились одинаковыми как при разных взрывах, произведенных в перпендикулярных направлениях, так и при одних и тех же взрывах, замеренных в этих же направлениях. Одинаковые частоты колебаний здания получились также при замере деформаций во взаимноперпендикулярных стенах. Величины деформаций при этом получились сравнимыми (в смысле их одинаковости при приведении к одному и тому же количеству заряда). Все это говорит о том, что при колебании здания преобладающими являлись деформации сдвига. Однако, с другой стороны, построенные по величинам максимальных смещений деформированные оси при I, II и III взрывах получились несколько отличными.

Скорость распространения сейсмовзрывной волны в здании равнялась 617 м/сек, а длина волны—20,6 м.

Логарифмический декремент затухания здания в среднем оказался равным $\delta=0,32$.

Распределение ускорений в здании получилось разным при каждом взрыве. Если сравнить ускорения на уровне поверхности грунта и чердачного перекрытия, то замечаем следующее: при I взрыве происходит увеличение сейсмического ускорения в 1,9 раза, при II взрыве—1,7 раза, при III взрыве—1,4 раза.

Относительная деформация кладки при I взрыве получилась равной $\epsilon=0,8 \times 10^{-4}$.

Из-за взаимодействия между фундаментом сооружения и его основанием происходит существенное

уменьшение в здании (по сравнению с грунтом) как величины смещений, так и ускорений и приведенных ускорений (соответствующих периоду 0,2 сек., что ближе к периоду здания). Например, по данным I взрыва получилось, что в здании ускорение уменьшается в 1,9 раза, приведенное ускорение—в 1,85 раза, смещение—4 раза. При этом интересно, что в здании уменьшение величин ускорений и приведенных ускорений (для $T=0,2$ сек.) получилось примерно одинаковым.

Впоследствии были произведены наблюдения колебаний этого же здания и от микросейсм. При этом все данные, полученные при взрывах, подтвердились.

2. Жилой дом № 2 на участке ЭКУ однотипен с жилым домом № 1 и находится от него на расстоянии примерно 40 м.

Частота колебаний грунта получилась в пределах 35—40 герц. Основная частота колебаний здания по записям в направлении наименьшей жесткости здания оказалась равной 5,8 герц. При записи в направлении наибольшей жесткости была обнаружена также частота в 11 герц, которую мы склонны считать второй частотой колебаний здания. На частоту колебаний грунта 35—40 герц иногда накладывалась частота 5,8 герц, что следует приписать частоте колебаний здания, с которой оно оказывает обратное действие на грунт. Этот вопрос очень интересный. Он наблюдается и в других наших опытах и, по всей вероятности, такой результат экспериментально получен впервые.

По записи колебаний построена упругая линия этого здания, которая получилась прямой, пересекающейся с осью здания у основания фундамента. Таким образом, можно прийти к заключению, что при микросейсмических колебаниях данного здания происходит его поворот вокруг оси, проходящей под подошвой фундамента.

С целью проверки влияния на частоту колебаний здания его заселения, т. е. установки мебели и присутствия жильцов, нами повторно были исследованы колебания зданий № 1 и № 2 на участке ЭКУ. Была произведена одновременная запись колебаний этих обоих зданий. Частоты колебаний их получились соответственно равными 6 и 6,3 герца. Сравнивая их с первоначально полученными величинами частот, замечаем,

что они мало отличаются. Следовательно, можно прийти к выводу, что в результате заселения частота здания не меняется.

3. Жилой дом № 3 на участке ЭКУ однотипен с жилыми домами № 1 и № 2, но возведен не из арктического туфа, а из аванского, и находится от последнего на расстоянии примерно 40 м. Три однотипных дома нами были исследованы с тем, чтобы оценить возможные отклонения в их динамических характеристиках, в основном в зависимости от их осуществления, а также ряда других факторов.

Это здание по сравнению с двумя другими однотипными зданиями оказалось несколько жестче. Основная частота его свободных колебаний равнялась 6,7 герц. В некоторых случаях, и в основном для нижних этажей, получены и более высокие частоты.

Интересным является то, что в процессе испытаний произошло землетрясение, а возможно и далекий взрыв. Частота колебаний грунта при этом оказалась в пределах 0,8—2,5 герца. Частота свободных колебаний здания получилась опять-таки равной 6,7 герца, которая накладывалась на вынужденное колебание здания, вызванное возмущающей силой.

4. Здание гостиницы на участке ЭКУ имеет три этажа и подвал с общей высотой 12,0 м; размеры в плане 60,0×10,4 м. Кладка стен из фельзитового туфа на растворе марки «25».

Частота свободных колебаний здания по основному тону получилась равной 7,0 герц. Для определенного момента времени была построена упругая линия деформации здания при колебаниях, которая получилась изогнутой и по характеру близкой к упругой линии от сдвиговых деформаций.

Здание гостиницы вторично было испытано через месяц. Однако и в это время, как и при первом испытании, строительные работы полностью не были завершены. При этом испытании производилась одновременная запись также в жилдоме № 1.

В процессе наблюдений за микросейсмическими колебаниями были записаны два взрыва, произведенных в шпурах, на расстоянии 300—400 м. При обработке данных, полученных при этих взрывах, основные перио-

ды свободных колебаний оказались равными: для гостиницы 5,75 герц, а для жилого дома № 1—6,25 герц. Сравнивая эти величины с ранее полученными для этих зданий, замечаем, что они разнятся и особенно существенно для здания гостиницы, для которого полученный при первом испытании период равнялся 7,0 герц.

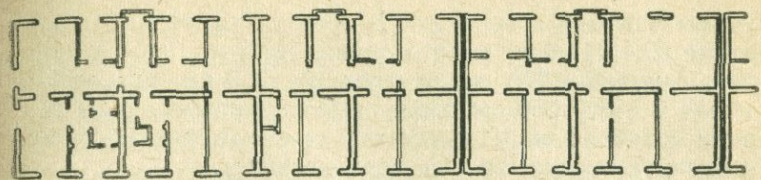
5. Мастерские ЭКУ представляют собой одноэтажное промышленное здание с размерами в плане $57,6 \times 16,4$ м, высотой 9,1 м. Основанием здания служат базальты. Кладка наружных стен осуществлена из арктического туфа на растворе марки «25»; фундаменты выложены из базальта. Приборы были установлены в различных точках здания как по высоте, так и в плане, а также на грунте.

Наименьшая частота колебаний грунта получилась равной 10 герц. Частота колебаний здания равнялась 13—16 герц. Иногда наблюдалась и частота в 20—30 герц. Таким образом, здание это оказалось достаточно жестким.

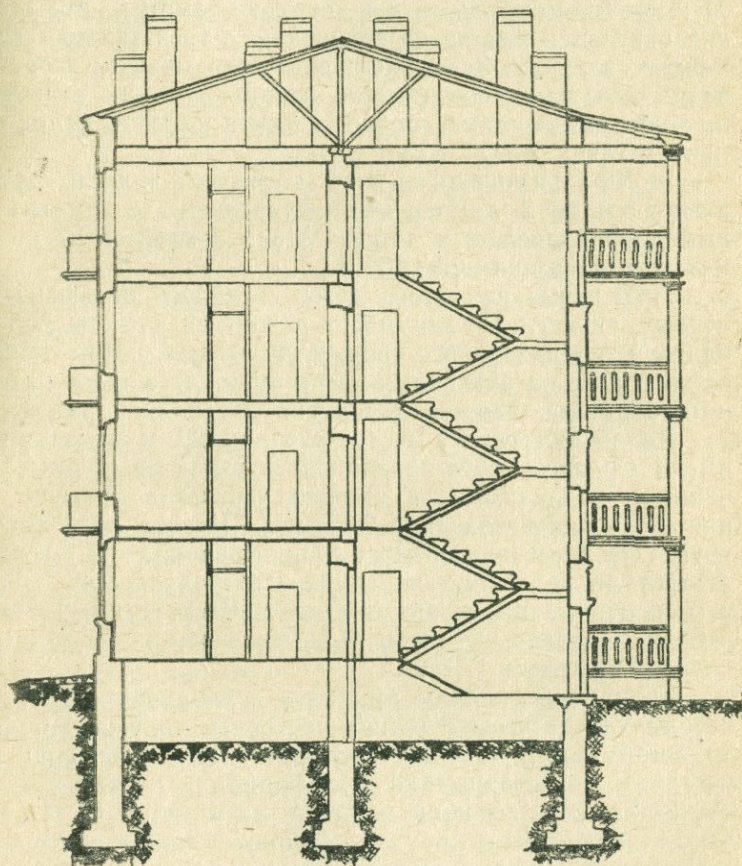
6. Четырехэтажный жилой дом с подвальным этажом в Шаумянском массиве находится на расстоянии примерно 1 км от участка ЭКУ, где были испытаны описанные выше дома. Кладка стен осуществлена из арктического туфа на растворе марки «25». Размеры здания в плане $88,9 \times 12,2$ м, высота 14,6 м. Двумя поперечными швами здание разделено на три отсека, причем два крайних отсека намного длиннее среднего. План и разрез этого здания приведены на фиг. 21 и 22.

Наблюдения осуществлялись как отдельно (в одном из крайних отсеков и в среднем отсеке), так и одновременно в двух отсеках. Основные частоты колебаний как среднего, так и крайнего отсека получились примерно одинаковыми и равными 4,8 герц с наложением частоты в 15 герц, которую можно считать вторым тоном колебаний здания. При записи колебаний этого здания осуществлялись также удары в различных местах здания, в результате чего вызывались свободные колебания здания по основному тону, наложенные на более высокочастотные колебания.

7. Трехэтажный крупнопанельный жилой дом № 1 в Чарбахе расположен на углу



Фиг. 21.



Фиг. 22.

улицы Шираки и переулка Шираки. Размеры здания в плане $59,4 \times 11,0$ м, высота здания 10,5 м. Высота панелей: наружной 278 см, внутренней—255 см при высоте этажа в свету 250 см. Панели замоноличены, углы сварены и заболчены. Перекрытия из пустотелых настилов, чердачное перекрытие из ферм-настилов.

По записи этого здания найдено, что частота колебания почвы равняется 17 герцам с наложением колебаний в 35 герц. Основная частота колебаний здания получилась равной 8,7 герц с наложением частоты в 17 герц. Таким образом, как нетрудно заметить, это здание оказалось жестче по сравнению с трехэтажным каменным зданием. Здесь, во-первых, сказывается несравненно меньшая общая высота здания, а также этажей, и, во-вторых, видимо, более жесткая связь в углах и примыканиях стен.

8. Крупнопанельный трехэтажный жилой дом № 2 в Чарбахе однотипен с рассмотренным крупнопанельным домом № 1 и находится от него на расстоянии примерно 150 м.

При испытании этого дома ставилось целью, во-первых, определить, как могут разниться частоты колебаний в зданиях одного типа, и, во-вторых, путем записи на грунте на различных расстояниях от здания выяснить обратное влияние здания на колебания грунта.

Колебания грунта на расстоянии 22 м от здания имели слишком неустановившийся характер в смысле частоты, но в основном имеется частота в 25 герц и притом незначительной амплитуды. Частота колебания грунта на расстоянии 3 м от здания равнялась 8,7 герц. Амплитуда колебаний получилась несравненно больше, чем на грунте подальше от здания. Частота колебаний здания равнялась 8,7 герц с наложением в некоторых случаях частоты в 17 герц.

Если по величинам амплитуд колебаний в различных точках по высоте здания построить упругие линии, то легко можно заметить, что она ближе подходит к изогнутой оси сооружения от деформаций сдвига.

9. Трехэтажный жилой дом № 1 в Чарбахе расположен на улице Шираки, напротив исследованного нами крупнопанельного дома № 1, на расстоянии примерно 40 м от него. Во время наблюдений этот

дом не был полностью завершен и внутренние стены не оштукатурены, не установлены балконные перила. Кладка стен из туфа на растворе марки «25». Размеры здания в плане $17,6 \times 11,8$ м, высота 10,8 м.

Колебания грунта происходили с частотой 16 герц. Колебания здания имели частоту 5,5 герц, на которую накладывалась частота 16 герц.

10. Трехэтажный жилой дом № 2 в Чарбахе однотипен с рассмотренным предыдущим домом № 1 и находится рядом с ним (на расстоянии 10 м). Строительные работы не завершены и примерно в таком же состоянии, что и в первом доме.

Частота колебаний грунта получилась равной 16 герц. Основная частота колебаний здания оказалась равной 5,2 герца с наложением на нее частоты 16 герц.

11. Трехэтажный жилой дом № 3 в Чарбахе расположен на углу улиц Церетели и Ширази, в районе испытанных крупнопанельных и жилых домов. Объект полностью готов к сдаче в эксплуатацию. Кладка стен осуществлена из арктического туфа на растворе марки «25». Здание в плане имеет размеры 57×12 м, высоту 10,8 м.

Частота колебаний грунта поблизости от здания равнялась 10 герцам, на которую накладывались колебания с частотой 35 и 45 герц с наложением частот в 15 и 30 герц. Судя по полученной частоте, здание оказалось очень жестким.

12. Одноэтажное с подвалом административное здание в районе завода им. Кирова находится на территории полигона Министерства строительства. Размеры здания в плане $34,0 \times 12,0$ м, высота 4 м. Основанием здания служат увлажненные супесчано-суглинистые грунты. Здание это испытывалось дважды.

В результате анализа произведенных 15 записей колебаний получено, что частота колебаний грунта равна 2,8, 18 и 35 герц. Частота колебаний здания получилась равной 2,8 герца с наложением частоты в 7,2 герца. Колебания этого здания служат ярким примером поведения жесткого здания в случае опирания его на мягкие увлажненные грунты.

13. Здание АИСМ (Армянского научно-иссле-

довательского института строительных материалов и сооружений) первоначально было испытано, когда еще не была осуществлена надстройка. Впоследствии оно было испытано снова, уже после осуществления надстройки, т. е. когда основной корпус здания стал трехэтажным.

Если первоначальное здание имело частоту колебаний 5,3 герца, то после надстройки частота колебаний оказалась равной 4,5 герц.

14. Двухэтажный жилой дом в районе Вардашен имел размеры в плане 10×10 м плюс балкон шириной 2 м по одну сторону здания на всю его длину. Кладка стен из аванского туфа, не оштукатурена. Грунты основания — коренные глины.

Колебания грунта происходили с неустановившейся частотой 12—25 герц. Колебания здания на уровне грунта имели частоту 12—15 герц. Колебания здания в более высоких точках происходили с частотой 8,7 герц, что и можно приписать основному тону собственных колебаний здания.

15. Четырехэтажный жилой дом в Шаумянском массиве расположен на участке за Большим Разданским мостом. Был исследован готовый к сдаче в эксплуатацию отсек здания размерами в плане $55,6 \times 12,6$ м, имеющий высоту 13 м, кладка стен здания из арктического туфа системы «мидис», цоколь и фундаменты из постелистого базальта. Перекрытия из пустотелых балок-настилов, чердачное перекрытие из фермнастилов. Фундаменты основаны на белоземе, подстилаемом мощным слоем базальтов.

Собственная частота колебаний здания получилась равной 5,33 герца.

16. Детский сад на участке ЭКУ представляет собой двухэтажное здание размерами в плане $12,8 \times 12,3$ м, высотой 6,5 м. Кладка стен из арктического туфа системы «мидис». Здание имеет балкон. Перекрытия железобетонные, чердачное перекрытие деревянное. Здание расположено у правобережного обрыва р. Раздан. Основанием здания служат базальты.

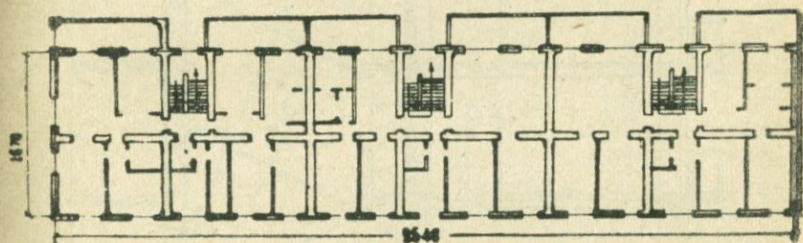
Частота колебаний получилась равной 12,2 герца. Частота колебаний грунта порядка 18 герц.

17. Хозяйственный дом на участке

ЭКУ — одноэтажное с цоколем здание размерами в плане $15,9 \times 6,5$ м, высотой 3,7 м. Кладка стен из арктического туфа системы «мидис». Перекрытие деревянное. Здание расположено рядом с рассмотренным выше детским садом. Основанием здания служат базальты.

Частота колебаний здания получилась равной 13,8 герца. Частота колебаний грунта — 18 герц.

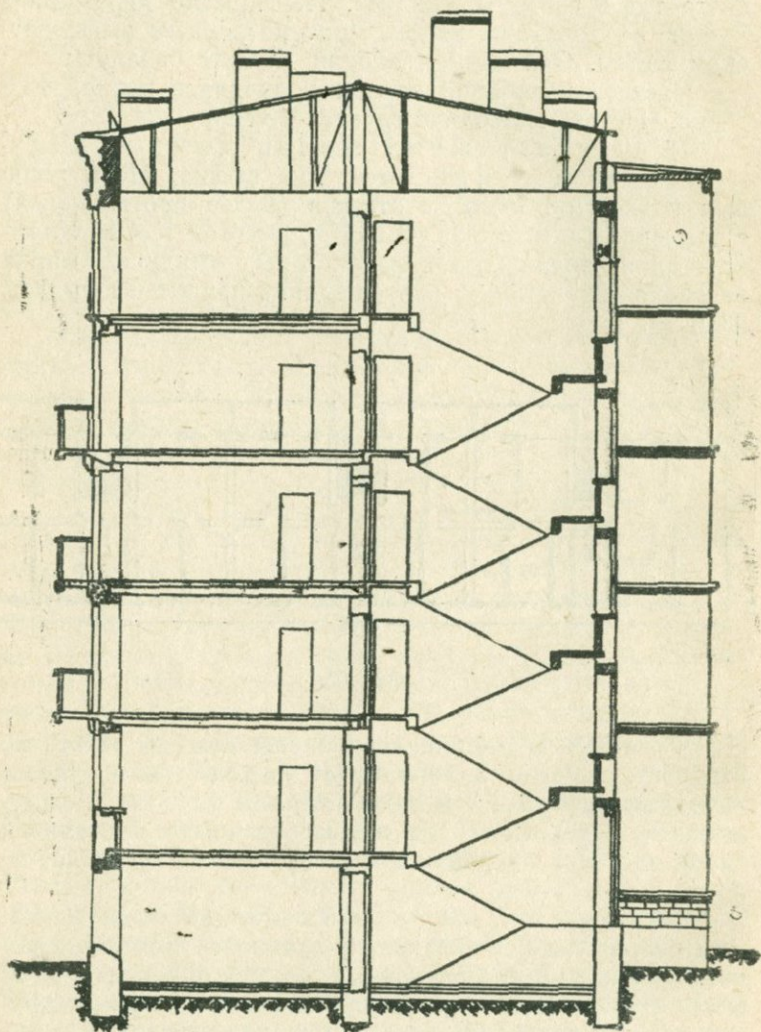
18. Шестиэтажный жилой дом в Шаумянском массиве имеет два отсека. Испытанию был подвергнут один из отсеков (более протяженный) с размерами в плане $55,4 \times 14,7$ м, высотой 17,4 м. Кладка стен из арктического туфа системы «мидис», марка раствора «25». План и разрез здания приведены на фиг. 23 и 24.



Фиг. 23.

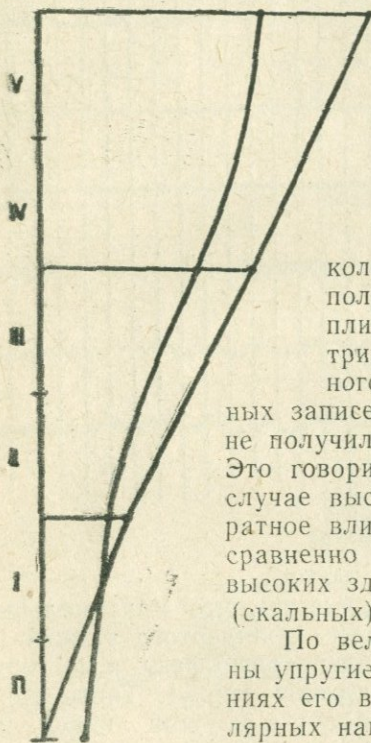
Фундаменты здания заглублены на 1,40 м от поверхности грунта. Здание имеет нижний полуподвальный этаж высотой 2,7 м плюс 5 этажей по 3,3 м. Межэтажные перекрытия из железобетонных пустотелых балок-настилов, чердачное перекрытие из ферм-настилов.

Поскольку это здание из испытанных нами фактически единственное 6-этажное здание с несущими каменными стенами, полученные данные рассматриваем более подробно. В этом здании, как и в остальных других, замеры колебаний грунта и здания на разных высотах (на уровне перекрытий) осуществлялось в двух направлениях. Записанные на поверхности грунта колебания не дали заметных смещений. Что касается записи



Фиг. 24.

колебаний в подвале здания, то в случае колебания в направлении наименьшей жесткости здания опять-таки не получилось заметных смещений, а в направлении наибольшей жесткости получились существенные смещения с частотой колебаний 8 и 15 герц. Это говорит о том, что из-за большей гибкости здания в направлении наименьшего его размера происходит деформация здания без какого-либо перемещения фундамента по основанию (в нашем случае пола подвала); в направлении



Фиг. 25.

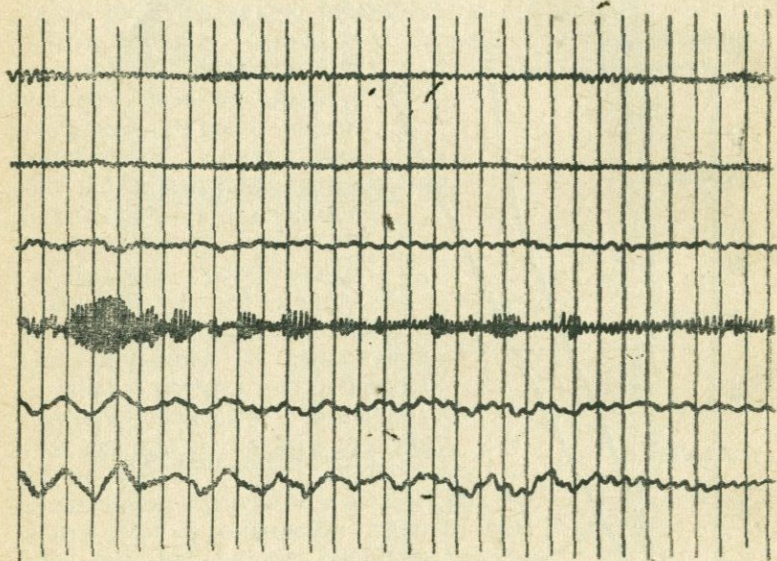
же большей жесткости здания, по всей вероятности, помимо деформации здания происходит также его некоторое перемещение по основанию.

При рассмотрении относительно невысоких зданий (до 4-х этажей) колебания грунта у зданий получались с реальной амплитудой, в случае рассматриваемого высокого 6-этажного здания из 10 произведенных записей на грунте ни на одной не получилось заметных смещений. Это говорит, возможно, о том, что в случае высоких зданий, видимо, обратное влияние здания на грунт несравненно меньше, чем в случае невысоких зданий, при одних и тех же (скальных) грунтах.

По величинам смещений построены упругие линии здания при колебаниях его в двух взаимно-перпендикулярных направлениях (вдоль направления стен), которые приведены на фиг. 25, откуда видно, что в случае колебаний в направлении наименьшей жесткости упругая линия получается в виде прямой, а в перпендикулярном направлении — изогнутой, по форме, близкой к сдвигу.

Если рассмотреть колебания здания в направлении

наименьшей жесткости, то замечаем, что на основное колебание с частотой 4,3 герца наложено 16 герц, что следует считать вторым тоном колебания этого здания. Здесь не может быть никакого сомнения, потому что, если рассмотреть осциллограмму колебаний, приведенную на фиг. 26, где наложены периоды колебаний вы-

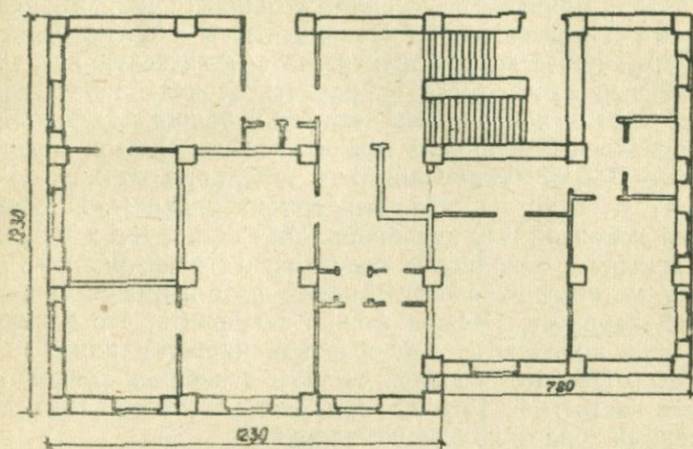


Фиг. 26.

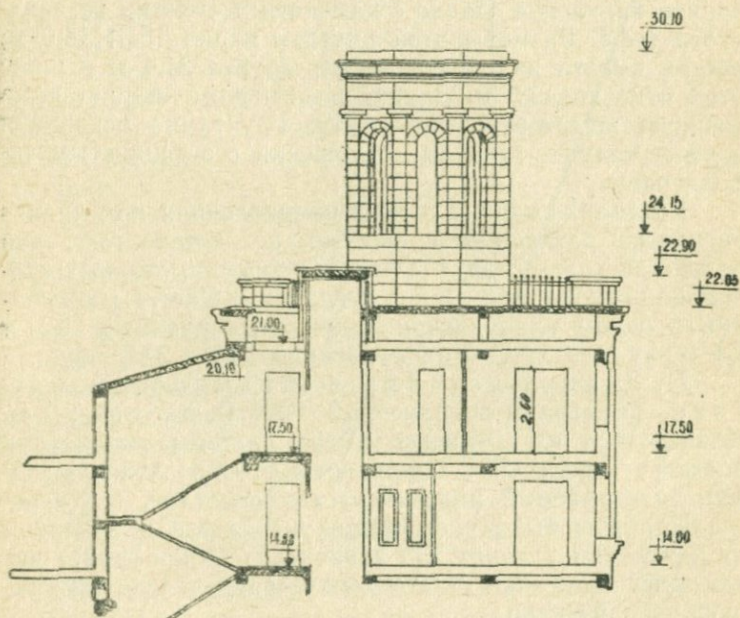
сокой частоты, то можно заметить, что максимальные отклонения на уровне второго и четвертого этажей (3 и 5 кривые сверху) имеют одинаковую фазу, а на уровне чердака—обратную (6 кривая сверху). Такое очертание упругой линии совпадает с упругой линией по второй форме колебаний.

19. Семиэтажная часть здания с башней у Шаумянского массива, расположенная рядом с Большим Разданским мостом, имеет размеры в плане $12,3 \times 12,3$ м, высоту 22 м. Восьмигранная в плане башня размером 5,2 м, высотой 8 м. Здание железобетонное, каркасное с каменными стенами. План испы-

танной части здания и разрез его верхней части приве-
дены на фиг. 27 и 28.



Фиг. 27.



Фиг. 28.

Интересным в этом здании является то, что оно высокое и имеет башню. Как известно, в нормах случаи, когда над зданием возвышаются башни с малыми размерами и массой, особо оговариваются и предлагается при этом существенно увеличивать сейсмическую нагрузку. Нашей целью было определить периоды колебания этого здания и проверить—здание и башня колеблются с одинаковым периодом или с разным. С этой целью приборы были установлены на отдельных этажах (IV и VII), а также на стене перекрытия и башне. Наблюдения показали, что колебания как здания, так и башни происходят с одинаковой основной частотой, равной 2,8 герца, которые находятся в одной фазе и имеют одинаковый характер. Отсюда можно заключить, что здание и башня колеблются (по основной частоте) как одна система. Помимо основной частоты колебаний записаны также частоты 9, 15 и 20 герц, которые можно считать высокими тонами колебаний здания.

20. Десятиэтажная башенная часть жилого дома по улице Московской—железобетонное каркасное здание с каменными стенами из аванского туфа. Размеры этой части в плане $15,0 \times 14,0$ м; общая высота над поверхностью грунта 34,4 м и ниже этой отметки—3,5 м. Здание в основном опирается на мощную железобетонную плиту. Грунтами основания служат валунно-галечные отложения с суглинистым заполнением.

Колебания здания в двух направлениях получились несколько разнящимися, видимо, вследствие того, что башенная часть с двух взаимно-перпендикулярных сторон по-разному примыкает к зданиям. Частоты колебания в одном направлении получились равными 1,2 и 2,4 герца, а в другом направлении—1,03 и 2,06 герца.

21. Здание детсада в Шаумянском массиве размерами в плане $25,9 \times 12,6$ м, высотой 8,2 м. Кладка стен из арктического туфа системы «мидис» на растворе марки «25». Основанием здания служит белозем, подстилаемый мощным слоем базальтов.

Приборы были установлены на грунте и в здании на различных уровнях. На записи колебаний грунта нет заметных смещений. Частота колебаний здания получилась равной 8 герц.

22. Крупнопанельный жилой дом № 3 в Чарбахе — четырехэтажное здание размерами в плане $60,0 \times 11,5$ м, высотой 12,2 м. Кладка фундамента из базальта, местами туф. Перекрытия из пустотелых балок-настилов, чердачное перекрытие из ферм-настилов.

По максимальным отклонениям, записанным в отдельных точках (на уровне перекрытий), построена упругая линия здания, которая получилась прямой линией, проходящей через подошву фундамента (фиг. 29). Частота колебаний этого здания получилась равной 6,4 герца.

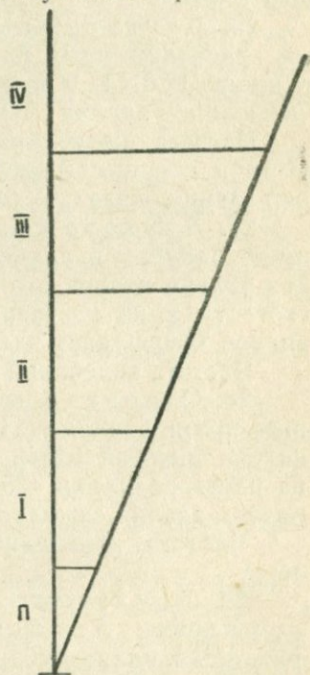
23. Крупнопанельный жилой дом № 4 в Чарбахе — четырехэтажное жилое здание размерами в плане $44,4 \times 11,5$ м, высотой 12,2 м, расположенное рядом (по торцу) с крупнопанельным домом № 3. Конструкции этого дома такие же, как в предыдущих трех крупнопанельных домах. Основанием здания служат опять-таки галечники.

Частота колебания здания получилась равной 6,4 герца (как в здании № 3).

24. Крупнопанельный жилой дом № 5 в Чарбахе — четырехэтажное здание по размерам и по конструкциям совершенно идентичное с домом № 4 и расположено рядом с ним. Основанием для этого здания служат те же грунты (галечники).

Частота колебаний здания получилась равной опять-таки 6,4 герца.

25. Четырехэтажное здание с подвалом в Чарбахе расположено по улице Ширази. В момент



Фиг. 29.

испытания оно было заселено, фундамент здания из равного постелистого базальта; наружные стены цокольного этажа из базальта «под шубу», внутренние из местного туфа высотой 0,9—1,2 м; кладка стен из арктического туфа. Раствор всюду марки «25». Размеры здания в плане 55,0×12,6 м, высота—15,9 м. Основанием здания служат галечники.

Частота колебаний этого здания получилась равной 5,23 герца.

26. Двухэтажный жилой дом в Чарбахе, расположенный на улице Шираки, имеет размеры в плане 12,0×11,0 м, высотой 6 м. Дом был заселен. Основанием здания служат галечники.

Частота колебаний грунта получилась равной 14 герц с существенной амплитудой. Частота колебаний здания оказалась равной 9 герц.

27. Двухэтажный жилой дом в Аване имеет размеры в плане 12,0×9,3 м, высоту 8,5 м. Заселен только второй этаж здания. Кладка стен из аванского туфа на растворе марки «25». Перекрытие деревянное. Основанием здания служат туфы.

Частота колебаний здания получилась равной 8 герц.

28. Одноэтажный жилой дом в Аване с размерами в плане 11,0×9,0 м, высотой 3,9 м, имеет подвал высотой 1,5 м. Кладка стен из арктического туфа на растворе марки «25». Перекрытие деревянное. Основанием здания служат туфы.

Частота колебаний здания получилась равной 11 герц.

29. Двухэтажный каменный жилой дом в районе Аванских солерудников имеет размеры в плане 18,0×16,0 м, высоту 6,4 м (высота этажей 3,1 м). Основанием здания служат туфы.

Частота колебаний грунта не выражена (не имеет заметных смещений). Частота колебаний здания получилась равной 7 герц.

30. Трехэтажное каменное здание в районе Аванских солерудников имеет размеры в плане 60,0×14,0 м, высоту 11,5 м. Основанием здания служат туфы.

Частота колебаний здания получилась равной 5,3 герц.

31. Четырехэтажное жилое здание на проспекте Октемберян (за ж-д вокзалом) имеет размеры в плане $42,0 \times 11,0$ м, высоту 12,6 м и с дворовыми балконами шириной 2,4 м. Стены здания возведены из арктического туфа на растворе марки «25». Основанием здания служат суглинисто-супесчаные грунты.

Частота колебаний в направлении наименьшей жесткости здания получилась равной 4 герц. В направлении наибольшей жесткости частота колебаний здания получилась несколько большей и равной 4,7 герц. Колебания грунта получились с частотой примерно 10 герц, наложенных на частоту 4,7 герц, как обратное влияние здания на грунт.

32. Трехэтажный жилой дом на проспекте Октемберян (за ж-д вокзалом) имеет со стороны улицы полуподвальный этаж, который со двора переходит в полноценный этаж. Размеры здания в плане $36,0 \times 11,0$ м, высота (наибольшая)—14,0 м. Здание имеет дворовый балкон шириной 2,4 м. Основанием здания служат суглинисто-супесчаные грунты.

Частота колебаний здания получилась равной 4,3 герц.

33. Двухэтажный жилой дом по проспекту Октемберян имеет размеры в плане $38,0 \times 11,0$ м, высоту 7 м. Основанием здания служат суглинисто-супесчаные грунты.

Частота колебаний здания получилась равной 4,6 герц.

3. Четырехэтажный жилой дом из каменной правильной формы в Шаумянском массиве имеет размеры в плане $55,6 \times 12,6$ м, высоту 13,0 м, однотипен с домом, который находится рядом и также был испытан. Несущие стены здания из камней правильной формы (арктического туфа) размерами $39 \times 29 \times 19$ см; перекрытия из сборных железобетонных балок-настилов, чердачное перекрытие из ферм-настилов.

Частота колебаний этого здания оказалась равной 4,7 герц.

35. Трехэтажный жилой дом из составных крупных блоков в Арабкире имеет размеры в плане $42,0 \times 13,0$ м, высоту 11,3 м. Здание осно-

вано на базальтах и находится у крытого рынка (на улице Комитаса).

Частота колебаний здания получилась равной 5,5 герц.

36. Пятиэтажное здание из крупных блоков в Арабкоре имеет размеры в плане $54,0 \times 12,0$ м, высоту 19,2 м. Кладка стен из естественных крупных каменных блоков высотой 80 см, толщиной 40 см. Здание основано на базальтах.

Частота колебаний грунта оказалась равной 21 герц. Частота колебаний здания получилась равной 3,8 герц.

37. Здание из крупных блоков № 2 в Арабкоре имеет такое же конструктивное решение, что и здание № 1, но с той лишь разницей, что высота несколько меньше за счет естественного уклона территории. Можно считать четыре этажа с подвалом.

Частота колебаний получилась равной 4,4 герца.

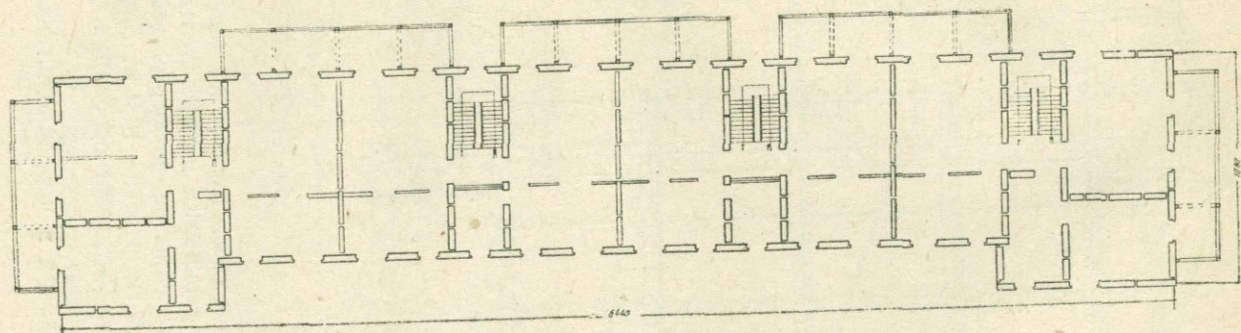
38. Четырехэтажный жилой дом в Арабкоре был испытан совместно со зданием № 2 из крупных блоков с целью сравнения их характеристик. Здание со стенами кладки «мидис» имеет размеры в плане $57,0 \times 14,0$ м, высоту—14 м (высота этажей 3,1 м).

Частота колебаний здания получилась равной 5 герц.

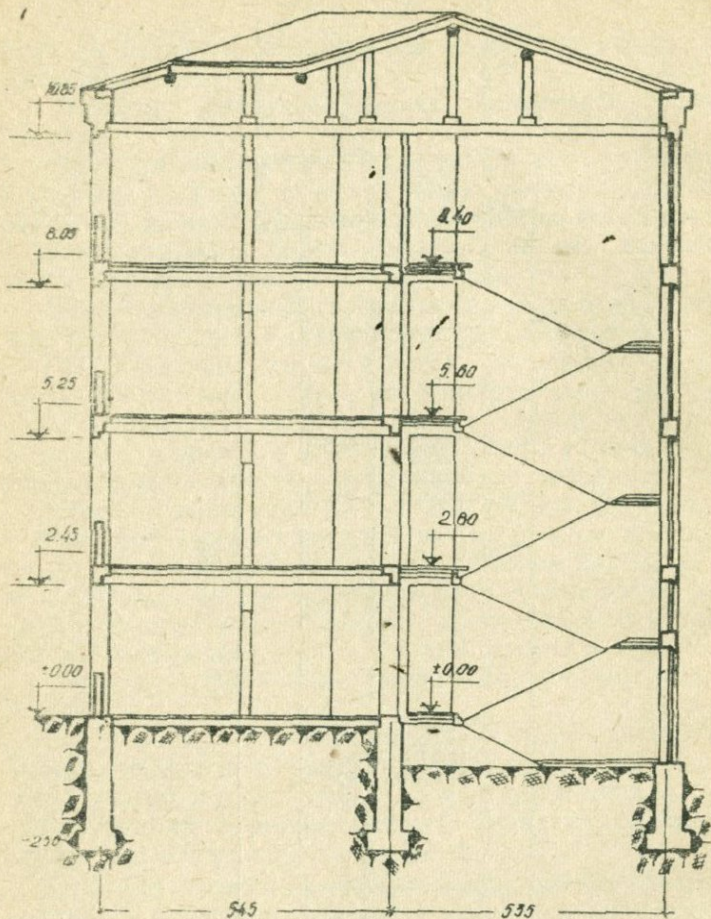
39. Четырехэтажный дом из панелей. Междуетажные перекрытия из пустотелых балок-настилов. Размеры в плане $44,0 \times 11,5$ м; высота—12,2 м. Здание находится в районе Зейтун. Грунтами основания служат глыбовые трещиноватые базальты.

Частота колебаний здания в направлении меньшей жесткости получилась равной 6 герц, а в направлении большей жесткости—7,5 герц.

40. Четырехэтажный дом из камней правильной формы. Внутренние несущие стены из панелей. Междуетажные перекрытия из пустотелых балок-настилов, чердачное строение—деревянное. Размеры в плане $64,4 \times 10,8$ м, высота—12,0 м. Здание находится в районе Зейтун. План и разрез здания приведены на фиг. 30 и 31. Грунтами основания служат глыбовые трещиноватые базальты.



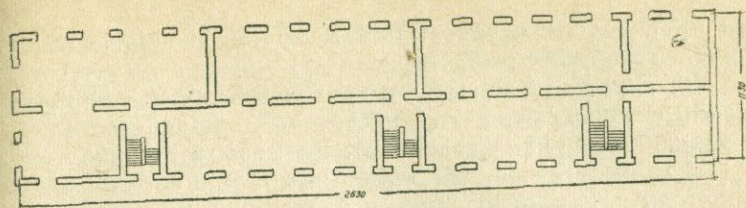
Фиг. 30.



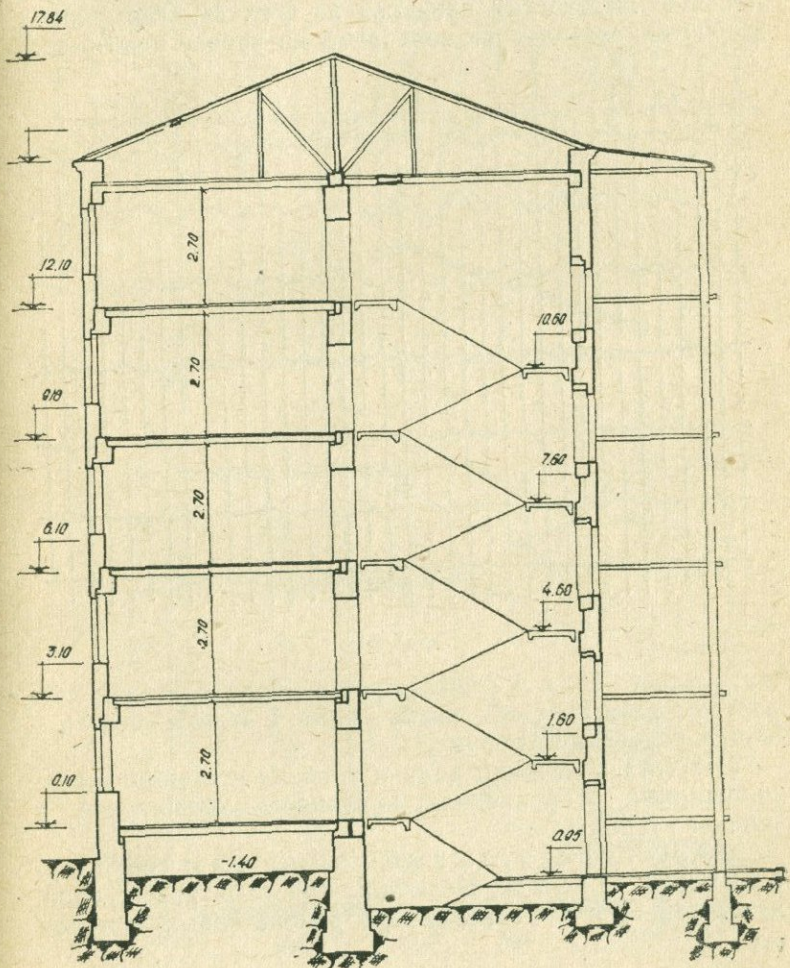
Фиг. 31.

41. Четырехэтажный каменный дом. Междуетажные перекрытия из пустотелых балок-настилов, чердачное перекрытие из ферм-настилов. Размеры в плане $55,0 \times 12,6$ м; высота—15,0 м. Здание находится в районе Чарбах. Грунтами основания служат галечники.

Колебания здания в направлении меньшей жестко-



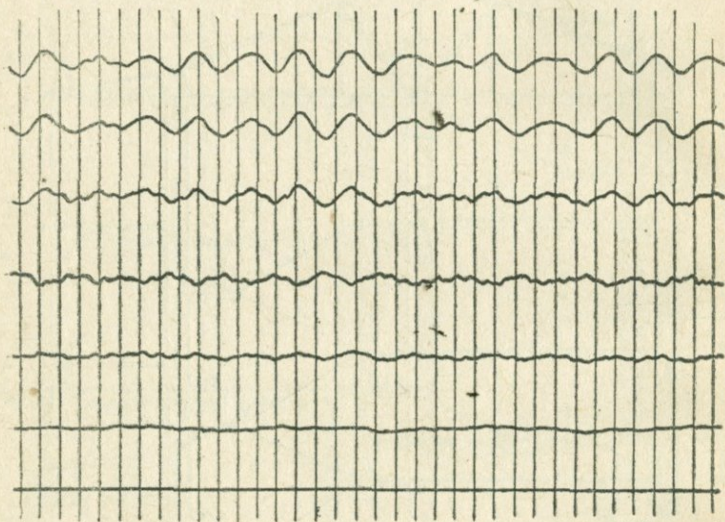
Фиг. 32.



Фиг. 33.

сти происходили с частотой 4,5 герц, а в направлении большей жесткости—5,5 герц.

42. Пятиэтажный каменный дом. Междуэтажные перекрытия из пустотелых балок-настилов, чердачное строение деревянное. Размеры в плане $26,3 \times 11,3$ м; высота—14,5 м. Здание находится на углу улиц Церетели и Таманцев. План и разрез здания приведены на фиг. 32 и 33. Грунтами основания служат галечники. Пример записи колебаний этого здания (в направлении меньшей жесткости) приведен на фиг. 34, где первая сверху кривая—запись колебаний на уровне пола 5 эта-



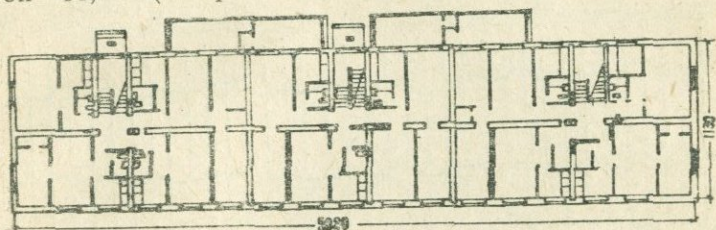
Фиг. 34.

жа; вторая—пола 4 этажа; третья—пола 3 этажа; четвертая—пола 2 этажа; пятая—пола 1 этажа; шестая—запись колебаний на грунте.

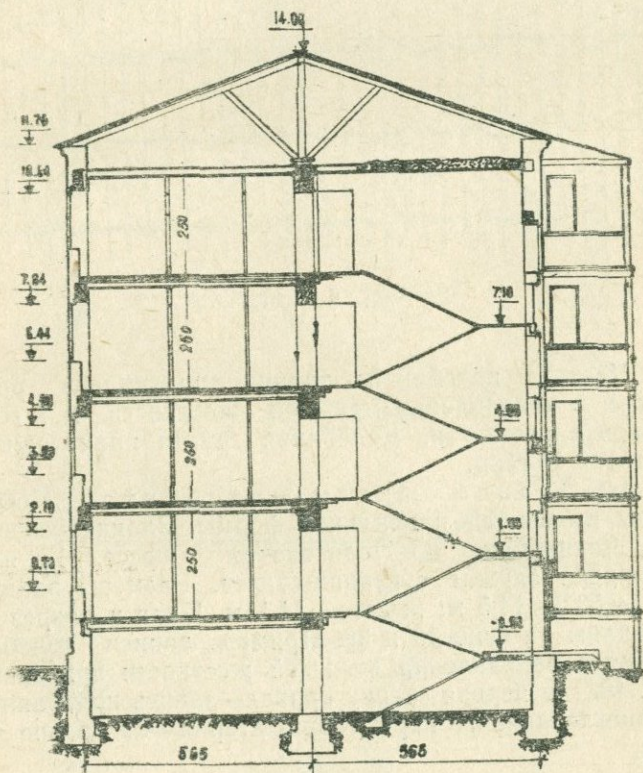
Частота колебаний здания в обоих взаимно-перпендикулярных направлениях получилась одинаковой и равной 4 герцам.

43. Четырехэтажный дом из камней правильной формы. Испытаны три однотипных дома, находящиеся в г. Ленинакане, в районе новых застроек

(недалеко от здания ИГИС). Междуэтажными перекрытиями служат пустотелые балки-настилы, чердачными перекрытиями—фермы-настилы. Грунты основания—галечники. Приводим данные по одному из испытанных домов размерами в плане $50,2 \times 11,3$ м, высотой—11,7 м (см. фиг. 35 и 36).

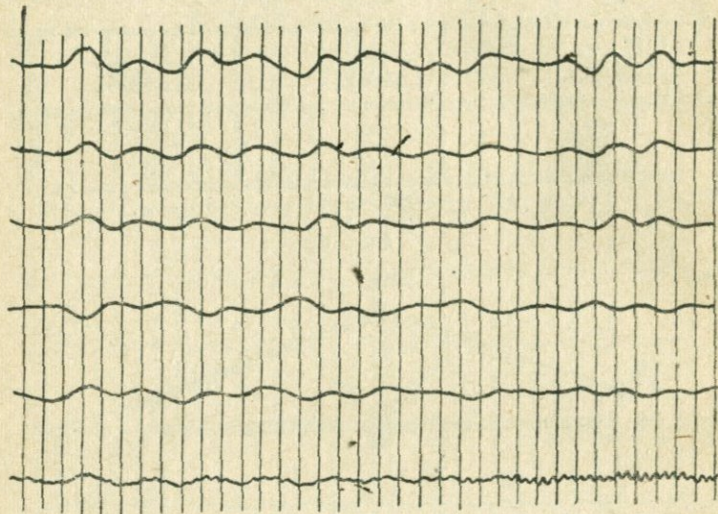


Фиг. 35.



Фиг. 36.

Пример записи колебаний здания в направлении меньшей жесткости приведен на фиг. 37, где первая сверху кривая—запись колебаний чердачного перекрытия, вторая—на уровне пола 4 этажа; третья—пола 3 этажа; четвертая—пола 2 этажа; пятая — пола 1 этажа; шестая—подвала.

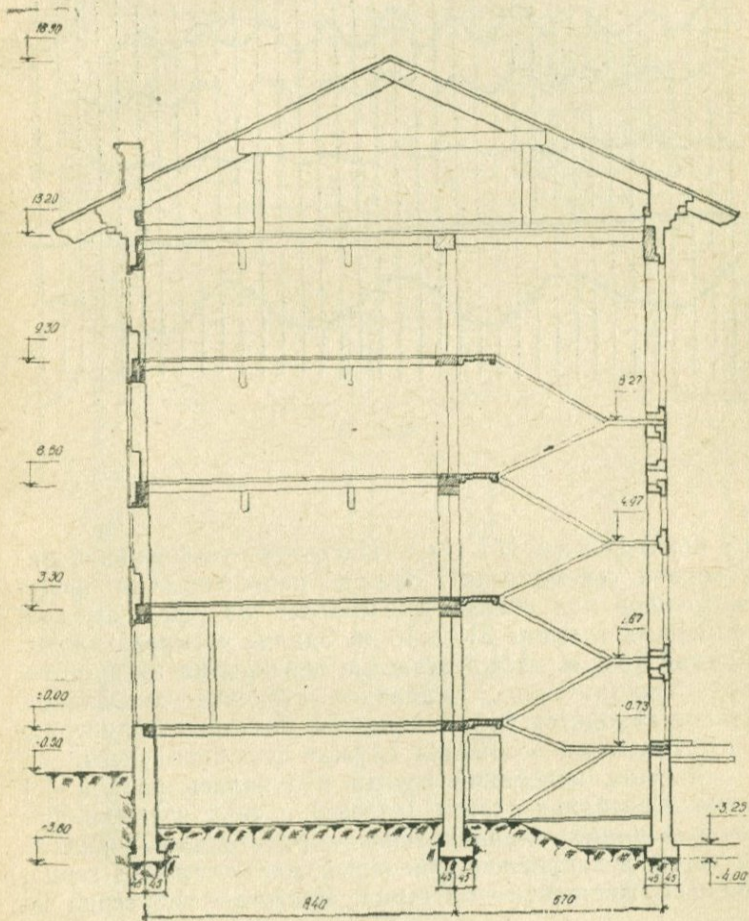


Фиг. 37.

Частота колебаний здания получилась равной 5 герц в направлении меньшей жесткости и 7 герц—большой жесткости. Колебания грунта происходили с частотой 18 герц.

44. Здание школы-интерната. Несущие стены из камней правильной формы. Здание возведено в г. Ленинакане по Полигонскому шоссе. Грунтами основания служат суглинки-супеси. Размеры здания в плане $53,2 \times 14,5$ м; высота—14,1 м. План и разрез здания даны на фиг. 38 и 39. Пример записи колебаний здания в направлении меньшей жесткости приведен на фиг. 40, где первая сверху кривая—запись колебаний на уровне чердачного перекрытия; вторая—на уровне пола

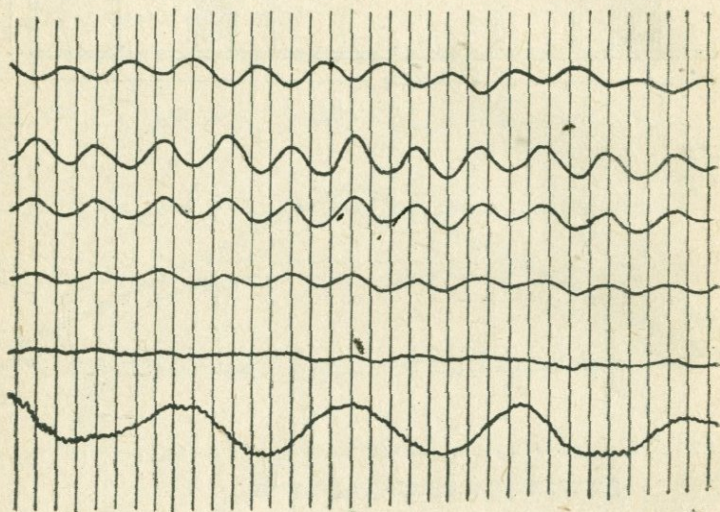
Фиг. 38.



Фиг. 39.

4 этажа; третья—пола 3 этажа; четвертая—подвала; пятая—пола 1 этажа; шестая—на грунте.

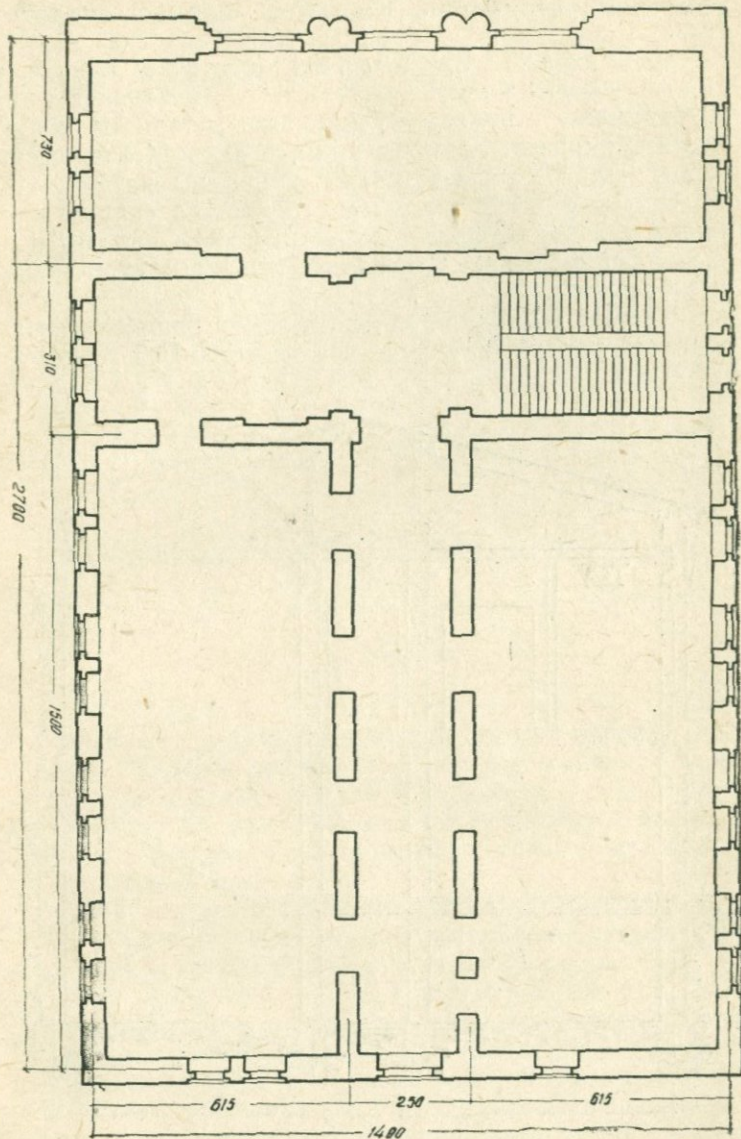
Частота колебаний здания получилась равной 3,3 герца.



Фиг. 40.

45. Здание ИГИС (Института геофизики и инженерной сейсмологии). Здание, первоначально предусмотренное под общежитие, состоит из трех отсеков, размерами в плане $31,4 \times 16$ м. Здание четырехэтажное, высотой 15,6 м. Междуетажные перекрытия из пустотелых балок-настилов, чердачное строение—деревянное. Здание находится в г. Ленинграде по улице Ленинградская. Грунтами основания служат суглинки-супеси.

Частота колебаний грунта получилась равной 1,1 герца. Колебания здания (отсека) в двух взаимно-перпендикулярных направлениях происходили с разной частотой, в направлении меньшей жесткости—3,4 герца, большей жесткости—1,3 герца. Частота в 1,3 герца не

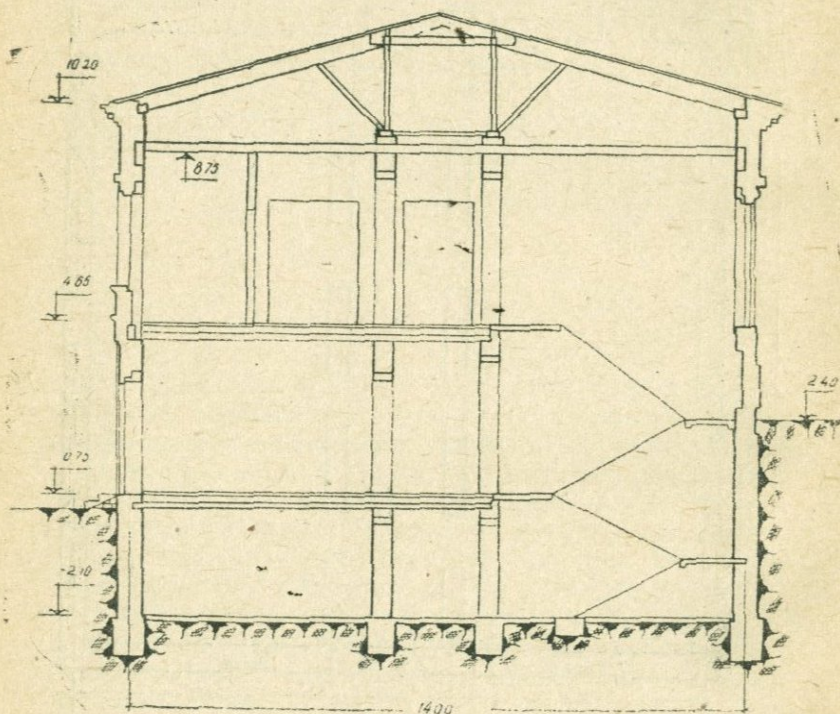


Фиг. 41.

совсем четко выражена и, по-видимому, получилась в результате наложения колебаний примыкающего отсека.

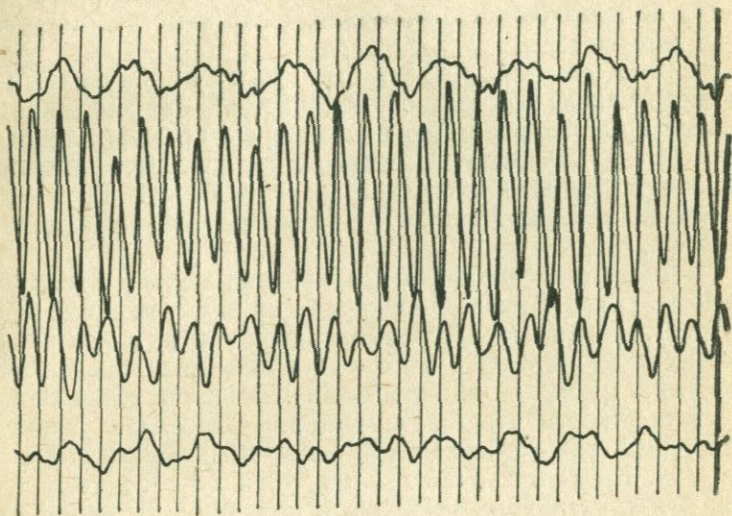
46. Административный корпус Ереванского коньячного завода. Представляет собой двухэтажное с подвалом каменное здание из кладки системы «мидис». Размеры в плане $27,0 \times 14,0$ м, высота 10,2 м. План и разрез здания приведены на фиг. 41 и 42. Оно находится рядом со строящимся спиртохранилищем завода. Однако нулевые их циклы находятся на различных отметках. Основанием здания служат глыбовые базальты.

Частота колебаний здания в одном направлении получилась равной 8,5 герца, а в другом—10,5 герца. Та-



Фиг. 42.

кие высокие частоты получились, во-первых, потому, что здание основано на базальтах и, во-вторых, вследствие того, что оно снизу на значительную высоту обжато скальным грунтом (см. фиг. 43).



Фиг. 43.

47. Здание Ереванского цирка. Является массивным сооружением, к цилиндрической с куполом части которого примыкают прямоугольные строения. Размеры в плане $27,8 \times 28,7$ м, высота 15,5 м. Грунтами основания служат суглинки со включением плохо окатанных валунов. Грунтовые воды находятся высоко, до 1,5—2,0 м от поверхности.

Частота колебаний здания (как цилиндрической, так и прямоугольных частей) получилась равной 9 герц, частота колебаний башни купола—3,3 герца.

48. Крытый рынок на проспекте Ленина представляет собой оригинальную конструкцию со сводчатым покрытием. Имеет с боков более низкие прямоугольные части с плоской крышей. Размеры в плане $90,0 \times 30,9$ м, высота—14,8 м. Грунтами основания служат пылеватые супеси со включением гравия и обломков.

Частота колебаний здания в направлении меньшей жесткости (как в арочной, так и в примыкающих частях) получилась равной 2,5 герца, с наложением более высоких частот (в основном в примыкающих частях). В направлении большей жесткости явно выявленных частот не наблюдалось, но можно было заметить частоты в 6 и более герц.

49. Крытый рынок на улице Калинина конструктивно несколько отличается от описанного выше крытого рынка, но по размерам примерно одинаковый с ним. Опять-таки имеется средняя высокая и боковые более низкие части (двухэтажные). Грунтами основания служат супеси с включениями гравия и гальки.

Частота колебаний в направлении меньшей жесткости получилась равной 3,5 герца (по замерам в высокой части). Такая же частота наблюдалась и в примыкающих нижних частях, но с наложенными высокими частотами (резко не выявленными). В направлении большей жесткости частота колебаний оказалась равной 5,5 герца (как в высокой, так и в примыкающих частях).

50. Крытый рынок на улице Комитаса по конструктивному решению и размерам примерно такой же, что и на улице Калинина. Грунтами основания служат базальты.

Явно выраженной частоты на записях не наблюдалось. В направлении меньшей жесткости имеется частота 5 герц, большей жесткости—10 герц.

Таким образом, для всех исследованных зданий (высотой от одного до десяти этажей) найдены величины частоты основного тона свободных колебаний, которая находится в пределах от 1,1 до 14,5 герц. Основные данные исследования 50 зданий приведены в таблице 19, где в графе 7 даны измеренные величины частот, в скобках—частоты второго тона, обнаруженные на записях.

По величинам полученных частот колебаний, имея также размеры зданий в плане и их высоты, мы сочли возможным представить величину периода колебаний (основного тона) в зависимости от наименьшего размера здания b , высоты H и некоторого коэффициента— k , который в основном зависит от грунта в основании здания, а также от вида несущих конструкций.

№№ этажей	Грунты основания	Несущие конструк- ции	Размеры в плане в м	Высота в м (этаж)	Измер. частота в герцах
1	2	3	4	5	6
1	Базальты	„Мидис“	54,9×12,5	12,0 (3)	5,4
2	„	„	54,9×12,5	12,0 (3)	5,8
3	„	„	54,9×12,5	12,0 (3)	6,7
4	„	„	60,0×10,4	12,0 (3)	7,0
5	„	„	57,6×16,4	9,1 (1)	14,5
6	„	„	88,9×12,2	14,5 (4,5)	4,8(15)
7	Галечники	Крупн. панели	59,3×11,0	10,5 (3)	8,7
8	„	„	59,3×11,0	10,5 (3)	8,7
9	„	„Мидис“	17,6×11,8	10,8 (3)	5,5
10	„	„	17,6×11,8	10,8 (3)	5,2
11	„	„	57,0×12,0	10,8 (3)	6,5
12	Суглинки-су- песи влажные	„	34,0×12,0	4,0 (1)	2,8(7,2)
13	Глыбы валу- нов с супес. заполнен.	„	23,4×14,9	15,0 (3)	4,5
14	Коренные глины	„	10,0×10,0	7,4 (2)	8,7
15	Базальты	„	55,6×12,6	13,0 (4)	5,33
16	„	„	18,2×12,3	6,5 (2)	12,2
17	„	„	15,9×6,5	3,7 (1)	13,8
18	„	„	55,4×14,7	17,4 (6)	4,3(16)
19	„	Ж/бетон	12,3×12,3	30,0 (7)	—
20	Валунно-галеч- ные отложен.	„	15,0×14,0	34,4 (10)	1,1(2,2)
21	Базальты	„Мидис“	25,9×12,6	8,2 (2)	8,0
22	Галечники	Крупн. панели	60,0×11,5	12,2 (4)	6,4
23	„	„	44,4×11,5	12,2 (4)	6,4
24	„	„	44,0×11,5	12,2 (4)	6,4
25	„	„Мидис“	55,0×12,6	15,9 (4,5)	5,23
26	„	„	12,0×11,0	6,0 (2)	9,0
27	Туфы	„	12,0×9,3	8,5 (2)	8,0
28	„	„	11,0×9,0	3,9 (1)	11,0
29	„	„	18,0×16,0	6,2 (2)	7,0
30	„	„	60,0×14,0	11,5 (3)	5,3
31	Суглинки	„	42,0×11,0	12,6 (4)	4,0
32	„	„	36,0×11,0	12,0 (3,5)	4,3
33	„	„	38,0×11,0	7,0 (2)	4,6
34	Базальты	Камни прав. формы	55,6×12,6	13,0 (4)	4,7
35	„	Сост. круп. блоки	42,0×13,0	11,3 (3)	5,5

1	2	3	4	5	6
36	Базальты	Крупн. блоки	54,0×12,0	19,2 (5)	3,8
37	"	"	54,0×12,0	17,5 (4,5)	4,4
38	"	"Мидис"	57,0×14,0	14,0 (4)	5,0
39	"	Крупн. панели	44,0×11,5	12,2 (4)	6,0
40	"	Кам. прав. формы	64,4×10,8	12,0 (4)	5,3
41	Галечники	"Мидис"	55,0×12,6	15,0 (4)	4,5
42	"	"	26,3×11,3	14,5 (5)	4,0
43	"	Камни пр. формы	50,2×11,3	11,7 (4)	5,0
44	Суглинки-супеси	"	53,2×14,5	14,1 (4)	3,3
45	"	"Мидис"	31,4×16,0	15,6 (4)	3,4
46	Базальты	"	27,0×14,0	10,2 (2)	8,5
47	Суглинки (водон.)	"	27,8×28,7	15,5	9,0(3,3)
48	Супеси	"Мидис"	90,0×30,9	14,8	2,5
49	"	"	"	14,8	3,5
50	Базальты	"	"	14,8	5,0

Эта формула*) выглядит следующим образом:

$$T_1 = k \frac{H}{\sqrt{b}}. \quad (7.1)$$

На наш взгляд, эта зависимость с большей достоверностью будет иметь место, если размеры здания в плане сильно отличаются (в 2 и более раза). В обратном случае, видимо, необходимо учесть оба размера здания в плане. Эмпирическое выражение для определения периодов колебаний можно представить в виде $T_1 = K_1 H$, но в этом случае получается меньшая точность. В формуле (7.1) фактически под квадратный корень входит ускорение силы тяжести— g . Однако оно как постоянное число учтено в коэффициенте k .

Для зданий с несущими каменными стенами системы «мидис» мы имели возможность определить величины коэффициента k для различных грунтов основания.

*) Аналогичное выражение приводится у Ф. П. Улриха и Д. С. Кардера.

Они получились следующих значений: в случае базальтов $k=0,050$; цементированных галечников— $0,055$; гудфов— $0,060$; коренных глин— $0,065$; суглинисто-супесчаных грунтов— $0,075$. Как нетрудно заметить, полученные значения коэффициентов вполне закономерны, а именно: чем жестче грунт, тем большая получается частота колебаний здания. Для крупнопанельных зданий, основанием которых являлись цементированные галечники, величина коэффициента k получилась равной $0,040$. Если сравнить эту величину k с таковой для случая зданий с несущими каменными стенами системы «мидис», основанием которых являются цементированные галечники, замечаем, что они существенно разнятся ($k=0,055$). Частота колебаний крупнопанельных зданий получилась намного выше частоты каменных зданий системы «мидис». В случае крупнопанельных зданий, по-видимому, сказывается несравненно меньшая высота здания и этажей, а также более жесткая связь в углах и примыканиях стен.

Сравнивая здание из камней правильной формы с расположенным в непосредственной близости от него зданием со стенами кладки «мидис», которое имеет такие же размеры в плане и одинаковую с ним высоту, замечаем, что частота колебаний его несколько меньше ($4,7$ герца) по сравнению со зданием кладки «мидис» ($5,3$ герца). В этом случае можно принять $k=0,055$. Здания из крупных каменных блоков имеют такую же жесткость, что и здания со стенами из кладки «мидис». Здание из составных крупных блоков имеет меньшую жесткость ($k=0,06$).

На основании полученных данных рекомендуются следующие средние значения коэффициента k , приведенные в таблице 20.

По полученным записям колебаний на разных по высоте уровнях здания имелась возможность построить упругие линии колебаний большинства исследованных зданий, рассматривая которые можно заключить, что упругие линии зданий при микросейсмических колебаниях имеют различный характер, выражающийся либо прямой линией (случай поворота здания вокруг оси, проходящей через подошву фундамента), либо изогну-

Несущие стены Грунты основания	„Мидис“	Камни прав. формы	Естеств. каменные блоки	Состав. камен. блоки	Крупные панели
Базальты	0,050	0,055	0,050	0,060	—
Сцементированные галечники	0,055	0,060	—	—	0,040
Туфы	0,060	—	—	—	—
Коренные глины	0,065	—	—	—	—
Суглинки-супеси	0,075	0,080	—	—	—

той кривой от сдвиговых, а иногда — изгибных деформаций.

В результате проведенных исследований на записях колебаний некоторых зданий удалось обнаружить кроме основного тона колебаний также второй тон. Вначале мы сомневались в достоверности того, что это второй тон колебаний здания, так как эту частоту колебаний можно было бы приписать и «собственной» частоте колебаний грунта, которая часто близка к ней. Хотя и в этом случае мы считали, что это есть также второй тон колебаний здания, вызываемый вследствие резонанса с частотой колебаний грунта (на записи часто получают биения). Притом такая частота в здании наблюдалась и после прекращения колебаний грунта в случае взрыва. Однако после производства всех экспериментов, теперь уже с большей достоверностью, мы считаем, что полученные на записях высокие частоты являются вторым тоном колебаний здания, потому что максимальные отклонения по этой частоте, записанные на различных высотах здания, имели различные фазы.

Второй тон колебаний, обнаруженный в каменных зданиях высотой 4—6 этажей, приближенно можно определить по формуле:

$$T_2 = 1/3T_1. \quad (7.2)$$

Исследование семиэтажного здания с железобетонным каркасом высотой 22,0 м и с размерами в плане 12,3×12,3 м, имеющего наверху восьмигранное башенное строение высотой 8,0 м и размером в плане 5,2 м, показало, что обе эти части имеют одинаковую частоту колебаний, происходящих в одной фазе, т. е. вся систе-

ма колеблется как одно целое и явление «бича» не наблюдается.

Во всех изученных нами зданиях колебания замечались в двух взаимно-перпендикулярных направлениях (вдоль стен). И в большинстве случаев (в невысоких зданиях) частота колебаний зданий в обоих направлениях получилась одинаковой.

Запись колебаний на грунте и в здании на том же уровне получалась разной по амплитуде и частоте колебаний, что следует объяснить как результат взаимодействия между фундаментом здания и его основанием.

Частоты и амплитуды колебаний грунта в непосредственной близости от здания и на некотором расстоянии от него (20—25 м) сильно отличались. Это являлось результатом того, что на колебания грунта в непосредственной близости от здания накладывались дополнительные колебания от здания, т. е. сказывалось обратное действие здания на грунт, в результате чего создавалось вторичное поле колебаний.

§ 8. Определение спектрального состава колебаний здания и его основания (грунта) при взрывах

Проведено изучение спектрального состава колебаний трехэтажного здания размерами в плане 55,0 × 12,5 м, а также грунта, служащего основанием этого здания (белозема, подстилаемого мощным слоем базальтов)*. Колебания вызывались путем осуществления взрывов в одиночных скважинах, расположенных на расстоянии 40 м от здания, перпендикулярно его большому размеру. Скважины имели глубину 5,5 и 6,0 м. Количество заряда соответственно равнялось 20 и 25 кг.

Сейсмозврывные колебания представлялись в виде интеграла Фурье:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} S(\omega) e^{i\omega t} d\omega. \quad (8.1)$$

Поскольку функция $f(t)$ при взрыве описывает закон колебания в течение конечного времени и главная часть комплексного спектра этой функции заключена в

*) Изучение спектрального состава колебаний проведено по методике, предложенной канд. физ.-мат. наук Н. К. Карапетян.

области частот 0 и ω , интегрирование выполнялось в пределах от начала колебательного процесса до его завершения (от 0 до t) и в области частот от 0 до ω :

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\omega} S(\omega) e^{i\omega t} d\omega, \quad (8.2)$$

где спектральная плотность комплексной амплитуды $S(\omega)$ выражается через амплитудный спектр $\Phi(\omega)$ и фазовый спектр $\varphi(\omega)$ в следующей форме:

$$S(\omega) = \Phi(\omega) e^{i\varphi(\omega)} \quad (8.3)$$

Таким образом, имея амплитудный и фазовый спектры, можно получить полное представление о спектральном составе сейсмозврывных колебаний. С целью нахождения указанных спектров полученные при взрывах данные были табулированы и на их основании в Вычислительном центре АН Армянской ССР на электронно-счетной машине определены значения $\Phi(\omega)$ и $\varphi(\omega)$ для периодов от 0,005 до 3 сек. По полученным данным для всех рассмотренных случаев были построены амплитудные и фазовые спектры.

Всего было analyzed 10 записей горизонтальных составляющих (в направлении взрыва), смещений и ускорений, полученных на грунте и в различных точках здания по высоте. Сведения об этих записях и результаты анализа приведены в таблице 21. Рассмотрение данных показывает, что преобладающий период колебаний грунта по смещениям получился равным 0,075 сек. На фундаменте здания (на уровне грунта) произошло уменьшение величины спектральной плотности, соответствующей этому периоду, в 1,13 раза. При этом появился новый пиковый период, соответствующий периоду собственных колебаний здания, равный 0,175 сек. Этому периоду соответствует спектральная плотность, равная 0,28. Если сравнить эту величину со спектральной плотностью, полученной на грунте (0,369), то можно обнаружить, что происходит уменьшение спектральной плотности в 1,32 раза, т. е. вследствие взаимодействия происходит существенное уменьшение амплитуды колебаний на фундаменте. Далее, на уровне

№№ записи	Колич. взрывч. в кг	Место записи	Вид записи	$\Phi(\omega)_{\max}$ $0,125 \cdot 10^{-3}$	$T_{\max}$ сек
1	20	грунт	смещение	0,369	0,075
2	20	фундамент	"	0,328; 0,28	0,07; 0,175
3	20	II этаж	"	2,28	0,16
4	20	чердак	"	7,81	0,16
5	20	грунт	ускорение	6,8; 4,4	0,036; 0,09
6	20	фундамент	"	4,1; 2,4; 3; 5	0,035; 0,06; 0,185
7	20	II этаж	"	11,2	0,16
8	20	чердак	"	19,7	0,16
9	25	грунт	"	13,9	0,05
10	25	фундамент	"	8,9	0,065

II этажа и чердачного перекрытия имеется явно выраженное пиковое значение спектральной плотности при $T=0,16$ сек.—основном тоне свободных колебаний здания.

При записи ускорений вследствие большей избирательной способности акселерографа к высоким частотам для грунта спектральная плотность, помимо соответствующей периоду 0,09 сек., что близко к полученной величине по смещениям, пиковое значение получилось также для $T=0,035$ сек. На фундаменте значения спектральной плотности, соответствующие этим периодам, существенно уменьшились. При этом появилось пиковое значение и при $T=0,185$ сек. На II этаже и на чердаке пиковые значения спектральной плотности получились при $T=0,16$ сек. Для другого взрыва по записям ускорений, полученных на грунте и на фундаменте, пиковые значения спектральной плотности оказались при $T=0,05—0,065$ сек. и соответственно равными 13,9 и 8,9, т. е. произошло существенное уменьшение.

Найденные описанным путем преобладающие периоды колебаний грунта, периоды свободных колебаний здания, изменение величины спектральной плотности при передаче колебаний от грунта фундаменту здания, распределение амплитуды спектральной плотности по высоте здания указывают на целесообразность проведения спектрального анализа сейсмозрывных колебаний при изучении их воздействия на сооружение.

Помимо рассмотренного, имея значения спектральной плотности, также можно вычислить энергию упругих сейсмических волн.

Плотность энергии определяется из следующего выражения:

$$J = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} \omega^2 \Phi^2(\omega) d\omega. \quad (8.4)$$

Следовательно, построив кривую зависимости $\omega^2 \Phi^2(\omega)$ от ω и замерив площадь, ограниченную кривой и координатными осями, можно определить энергию сейсмических волн при взрыве. Вычисленные значения энергии получились равными: для грунта — 0,8 м²/сек.; для фундамента — 1,6 м²/сек.; на уровне II этажа — 400 м²/сек., на уровне чердачного перекрытия — 1876 м²/сек.

Таким образом, при передаче колебания от грунта фундаменту здания плотность энергии увеличилась в два раза. Получилось, что энергия как бы удвоилась, т. е. к энергии вынужденных колебаний прибавилась энергия свободных колебаний. Плотность энергии по высоте здания очень сильно увеличивается.

§ 9. Колебания промышленных зданий и сооружений

Исследованию был подвергнут в основном комплекс строящихся сборных и монолитных железобетонных промышленных зданий и сооружений завода «Поливинилацетат» в г. Ереване, имеющих различную конструктивную схему. Изучались также отдельные элементы этих сооружений в различные стадии строительства и в момент их завершения. При исследовании определялись периоды свободных колебаний, а в некоторых случаях, при возможности, и логарифмические декременты затухания указанных сооружений, а также изучалось взаимодействие их с грунтом основания. Грунтами на участке завода «Поливинилацетат» служат сверху, до глубины 4—5 м, коренные глины, под которыми залегают галечники. Все несущие конструкции зданий и сооружений (в основном сборные или монолитные колонны) основаны на галечниках.

Помимо объектов завода «Поливинилацетат», также были изучены колебания корпуса 3-й обувной фабрики, хозяйственного цеха фаянсового завода и спиртохранилища коньячного завода.

1. Цех хлопкоочистки. Первый испытанный отсек цеха является двухпролетным строением с размерами в плане $30,0 \times 36,0$ м. В одном из пролетов имеются подкрановые балки для мостового крана, в другом — два монорельса для движения тельфера. По несущим железобетонным колоннам размерами в сечении 40×40 см установлены металлические фермы. Покрытием служат сборные железобетонные плиты. Ограждающими конструкциями являются самонесущие каменные стены из туфа. Приборы устанавливались на грунте вне здания, а также в здании на одной из несущих колонн.

В результате анализа полученных записей найдено, что колебания грунта происходят с явно выраженными частотами в 2,8 и 16 герц; отсек здания имеет колебания с частотами 2,8 и 8 герц.

Второй отсек здания примыкает к предыдущему и имеет такие же размеры, но совершенно отличное от первого отсека конструктивное решение в виде монолитной железобетонной рамы с ребристыми перекрытиями. Перекрытие осуществлено из сборных железобетонных плит. В средней части отсека по всей высоте и даже в чердачном перекрытии оставлены большие проемы, необходимые для установки оборудования. Часть отсека по длине отделена глухой стеной. Приборы устанавливались на первом этаже (на грунте основания), на перекрытиях 2 и 3 этажей у места пересечения колонн с ригелями и на грунте вне здания.

Преобладающие частоты колебаний грунта вне здания получились равными 12 и 25 герц, на которые наложена частота в 3 герца. Частота колебания отсека здания оказалась равной 3 герцам.

Рядом с цехом хлопкоочистки были испытаны две возведенные колонны. Одна из них (№ 1) свободно стоящая, размерами в сечении 50×40 см, со свободной высотой $h=4,2$ м, жестко заземленная в фундаменте, заглубленном в грунт на 7 м; другая (№ 2) имеет размеры в сечении 60×40 см, со свободной высотой $h=9,9$ м,

также жестко защемленная в фундаменте, заглубленном на такую же глубину. Разница в том, что колонна № 2, в отличие от свободно стоящей колонны № 1, соединена подкрановыми балками с такими же 8-ю колоннами. Производились одновременные записи колебаний обеих колонн и грунта. На фиг. 43 приведена запись колебаний, где первая сверху кривая—колебания грунта, вторая—колонны № 2, третья—колонны № 1 в направлении большей жесткости, четвертая—то же, в направлении меньшей жесткости.

Колебания грунта происходили с частотой 2,8 и 16 герц. Частоты свободных колебаний колонны № 1 во взаимно-перпендикулярных плоскостях получились разными: в направлении меньшей жесткости—2,8 герц с наложением 7,4 и 16 герц; в направлении большей жесткости—7,4 герц с наложением 2,8 герц. Частота свободных колебаний колонны № 2 в направлении большей жесткости оказалась равной 7,4 герц, без каких-либо наложений других частот.

2. Склад хлопка. Здание представляет собой двухпролетную одноярусную рамную конструкцию из монолитного железобетона. Размеры одного отсека в плане 36,0×24,0 м; высота—6,5 м. Здание открытое (навесного типа) без ограждающих элементов, в основании имеет бетонную плиту толщиной 8 см, уложенную на уплотненные коренные глины. Приборы устанавливались на грунте на бетонной плите пола и на покрытии (у конька) в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

Колебания грунта у здания имели следующие, явно выраженные частоты: 30, 7 и 2,5 герца. Частоты колебаний здания в двух взаимно-перпендикулярных направлениях (вдоль линии колонн) получились разными: вдоль меньшей жесткости—0,9 герц, большей жесткости—1,6 герц с наложением частот 2,5; 7 и 30 герц.

3. Цех ацетальдегида. Является монолитной железобетонной рамной конструкцией—«этажеркой», открытой со всех сторон, т. е. не имеющей ограждений. К моменту испытания строительство было полностью завершено и производился монтаж оборудования, для чего в перекрытиях были оставлены отверстия. Сооружение имеет четыре пролета, ступенчатых по высоте.

Размеры в плане $24,0 \times 18,0$ м; наибольшая высота — 34,5 м. Запись колебаний производилась на грунте и на перекрытиях 1, 3, 4, 5 и 6 этажей в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

Колебания грунта происходили с частотами 24 и 2,8 герц. Частота колебаний первого этажа (на уровне грунта) получилась одинаковой с грунтом. Колебания сооружения в направлении меньшей жесткости имели частоты: 0,6; 2,8; 7; 24 герц; в направлении большей жесткости — 2,8 герц.

Поблизости от цеха ацетальдегида был испытан слегка армированный бутобетонный столб, служащий фундаментом под колонну, который имел два уступа высотой 40 и 190 см, размерами в плане соответственно 300×240 и 190×130 см. Приборы устанавливались на грунте, на обресе фундамента и на верхней его поверхности. Запись колебаний производилась в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

Частоты колебаний грунта и фундамента в направлении меньшей жесткости получились равными 2,8 и 16 герц, а в направлении большей жесткости — 3 и 24 герц.

4. Цех ацетат-натрия. Вначале испытывалась часть цеха, представляющая собою открытую со всех сторон сборную железобетонную рамную конструкцию — «этажерку» с размерами в плане 16,5 и 6,0 м высотой 25,0 м. Приборы были установлены на 1 этаже (на фундаменте под машину) и на перекрытиях 2, 3 и 4 этажей в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

Колебание на уровне первого этажа происходило с частотой 3,2 герца с наложением частоты в 13 герц. Частота колебания сооружения в направлении меньшей жесткости равнялась 1,2 герц. В направлении большей жесткости явно были выражены несколько частот колебаний: на самом верхнем этаже — 1,2 герца (почти без наложений); на третьем этаже на колебание 1,2 герца были наложены частоты в 2,8 и 8 герц; на втором этаже — 2,8 герц. Таким образом, были замерены три первых тона колебаний с частотами: 1,2; 2,8 и 8 герц.

Была испытана также другая часть цеха — одноэтажное здание со сборными железобетонными колоннами и прогонами. Один из крайних отсеков имеет по-

перечную несущую каменную стену. Ограждающими конструкциями являются самонесущие каменные стены толщиной 50 см. Торцовые каменные стены являются несущими. Размеры здания в плане $30,0 \times 12,0$ м. Приборы устанавливались на крыше здания, в оконном проеме, на полу и на грунте вне здания. Колебания записывались в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

Колебания грунта происходили с частотой 2,8 герц с наложением частоты 24 герц. Пол здания колебался с частотой 2,8 герц, без каких-либо наложений. Здание в направлении меньшей жесткости имело частоту колебаний 2,8 герц, но с наложением частот в 16 и 24 герц, а в направлении большей жесткости—2,8 герц с наложением частот в 16 и 32 герц.

5. Цех обессоливания. Железобетонная рамная конструкция с несущими каменными стенами, из двух отсеков, не разделенных швом, размерами $76,5 \times 20,8$ м. Первый отсек двухэтажный, второй—одноэтажный. Приборы устанавливались в проемах, на уровне пола, в обоих отсеках; на полу и в проеме второго этажа первого отсека.

Колебания как первого, так и второго отсека происходили с частотой основного тона в 3 герца с наложением высоких частот: для первого отсека—12 герц, для второго отсека—15 герц.

6. Компрессорный цех. Представляет собой сборную конструкцию с несущими железобетонными колоннами, по которым установлены металлические фермы. Размеры здания в плане $40,0 \times 18,0$ м, высота—12,4 м. Приборы были установлены в проеме торцевой стены и на полу. Вследствие постоянной работы цеха, находящегося рядом с испытываемым зданием, запись колебаний компрессорного цеха получилась очень нечеткой, с наложением большого количества частот. Однако зданию можно приписать колебания с частотами в 2; 5 и 16 герц.

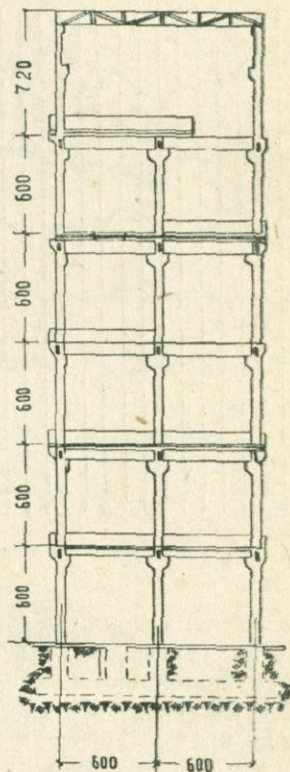
7. Цех рекуперации. В момент первоначального испытания сооружение было далеко не законченным. Оно представляло собою двухпролетную многоярусную сборную железобетонную конструкцию, состоящую из 7 рядов колонн, по которым были установлены прогоны, причем по длине сооружения в одном конце

колонны были свободно стоящими, второй ряд колонн с помощью прогонов соединялся со следующим рядом только с одной стороны, остальные колонны имели двухстороннюю связь. Изучению были подвергнуты три колонны: № 1—свободно стоящая; № 2—с односторонней связью и № 3—с двухсторонней связью. Частота колебаний колонны № 1 оказалась равной 0,8 герца. Колонна № 2 имела частоту колебаний 3,6 герца. Частота колебаний колонны № 3 получилась равной 13 герц.

Объект в законченном виде представляет собой 6-ярусную сборную железобетонную конструкцию (этажерку), на перекрытиях которой установлено оборудование (примерно 100 тонн на каждое перекрытие). Сооружение имеет 6 пролетов по длине и два пролета по ширине. На самом верхнем ярусе работает мостовой кран для подъема оборудования. Размеры в плане 36,0×12,0 м, высота 37,2 м. Разрез цеха приведен на фиг. 4.

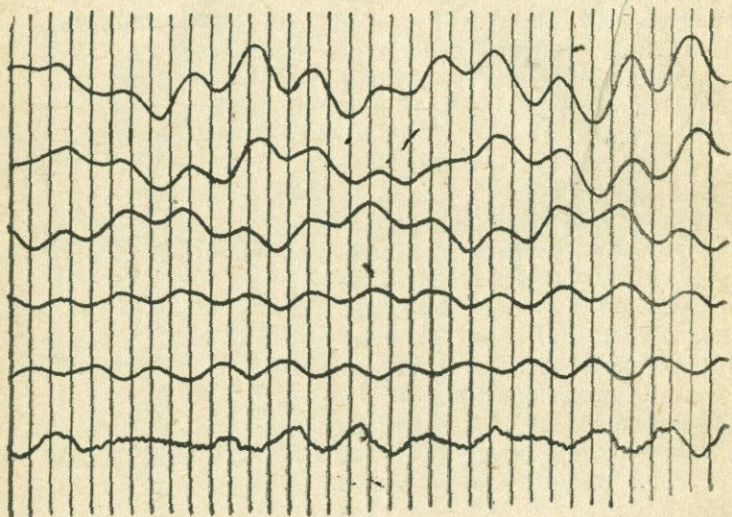
При колебании сооружения от микросейсм частота вдоль меньшей его жесткости получилась равной 0,75 герца с наложением частоты 2,8 герца, а вдоль большей жесткости—0,9 герца с наложением частоты 2,8 герца. Пример

записи колебаний этого сооружения вдоль большей жесткости приведен на фиг. 45, где первая сверху кривая—колебание на уровне 6 этажа, вторая—на уровне 5 этажа, третья—4 этажа, четвертая—3 этажа, пятая—2 этажа, шестая—1 этажа.



Фиг. 44.

С целью получения затухающих колебаний сооружения для определения его логарифмического декремента затухания было осуществлено испытание сооружения при движении мостового крана и его внезапном торможении. При этом замеры колебаний производились вдоль большей жесткости сооружения, по направ-

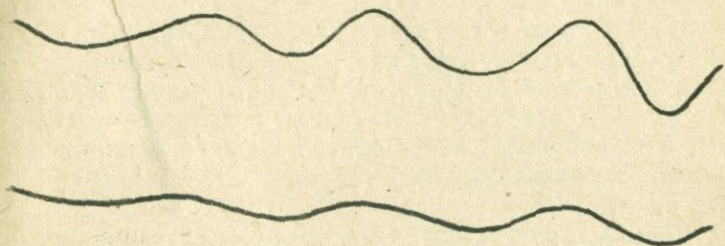


Фиг. 45.

лению движения мостового крана на втором и шестом ярусах (этажах). При движении мостового крана частоты колебаний получились равными в верхнем ярусе 0,7 и 1,6 герца, а в нижнем ярусе—1,6 герца. При остановке крана частота колебаний как во втором, так и в шестом ярусах получилась равной 1,6 герца. Полученная при этом запись затухающих свободных колебаний приведена на фиг. 46, где первая сверху кривая—запись на 6 этаже, вторая—на 2 этаже. По этой записи был определен логарифмический декремент затухания, равный $\delta = 0,3$.

8. Градирня оборотной воды. Монолитное железобетонное рамной конструкции сооружение, заполнением которого служат плиты. Размеры здания в пла-

не $24,0 \times 12,0$ м. С двух сторон, на высоту порядка 3 м железобетонные конструкции уширены, и по углам имеются такой же высоты колонны. Приборы были установлены на перекрытии, на угловой колонне, а также на грунте на расстоянии 7,0 и 20,0 м от сооружения.



Фиг. 46.

В направлении большей жесткости частота колебаний сооружения при работе всех шести моторов вентиляторов с 750 об/мин. получилась равной 1,6 герца с наложенной частотой 25 герц. Колебания грунта на расстоянии как 7 м, так и 20 м получились с частотой 3 герца, на которые наложены колебания с частотой 25 герц. Частота колебаний сооружения при включении двух моторов в 1500 об/мин. оказалась равной 25 герц, грунта поблизости—25 герц, наложенных на 3 герца, подалее—более выраженные 5 герц. Частота колебаний сооружения при включении одного мотора в 1500 об/мин. получилась равной 25 герц. Колебания сооружения при выключенных моторах вентиляторов происходили с частотой 35 герц. Частота колебаний грунта равнялась 7 герц с наложенными высокими частотами, причем поблизости от здания большей частоты. В направлении меньшей жесткости колебания при работе вентиляторов с 750 об/мин. происходили с частотой 1,6 герца.

9. Водосмягчительная станция. Здание имеет одноэтажный цех и примыкающее двухэтажное бытовое помещение с общими размерами в плане $24,6 \times 12,0$ м, высотой 7—8 м. Стены из арктического туфа системы «мидис», перекрытие сборное железобетонное.

Колебания производственного корпуса и бытового

помещения происходили с одинаковой частотой, но амплитуда колебаний бытового помещения была больше, чем производственного корпуса. Частота колебаний здания как в направлении меньшей, так и большей жесткости оказалась равной 2,8 герца с наложением частоты в 6,2 герца.

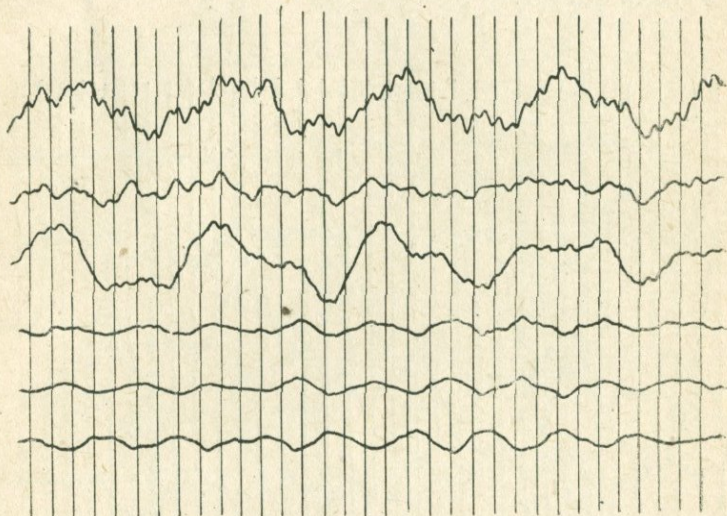
10. Градирия брызгальная. Открытая сборной конструкции «этажерка», которая в момент испытаний полностью не была завершена. Состоит из трех частей: двух крайних без подвала и средней—с подвалом. Каждая часть имеет четыре пролета в длину и в ширину. Размеры сооружения в плане $48,0 \times 16,0$ м, высота 8,8 м.

Частота колебаний сооружения в направлении меньшей жесткости получилась равной 1,4 герца с наложением (в некоторые моменты) частоты 5 герц. В направлении большей жесткости основной тон колебаний также получился равным 1,4 герца, на который была постоянно наложена частота в 17 герц. В нижних этажах частота колебаний оказалась равной 2,8 герца. Пример записи колебаний сооружения в направлении большей жесткости приведен на фиг. 47, где первая сверху кривая—колебание 3 этажа крайнего отсека, вторая—2 этажа; третья—4 этажа, четвертая—1 этажа; пятая—1 этажа среднего отсека; шестая—подвала.

11. Цех ацетатов. На территории цеха в процессе его строительства были испытаны три колонны, имеющие одинаковую высоту 18,6 м и сечение 120×50 см, но различные жесткости, за счет их соединения с ограждающей стеной и другими колоннами. Колонна № 1 отдельно стоящая, на которую на высоте 6,35 м опирается балка; колонна № 2 такая же, но с той лишь разницей, что к ней примыкает стена на такую же высоту; колонна № 3—такая же, как и колонна № 2, однако она соединена с другой колонной посредством установленной наверху металлической фермы. Приборы устанавливались на грунте, на верхнем обрезе фундамента колонны и на колонне в двух взаимно-перпендикулярных направлениях.

Частота колебаний грунта у колонны № 1 и фундамента колонны получилась одинаковой и равной 16 герц

с наложением частоты 2,8 герца; частота колебаний колонны в направлении меньшей жесткости оказалась равной 0,8 герца, а в направлении большей жесткости— 2 герца, с наложением частоты 7 герц; частота колебаний грунта у колонны № 2 получилась равной 23 герц

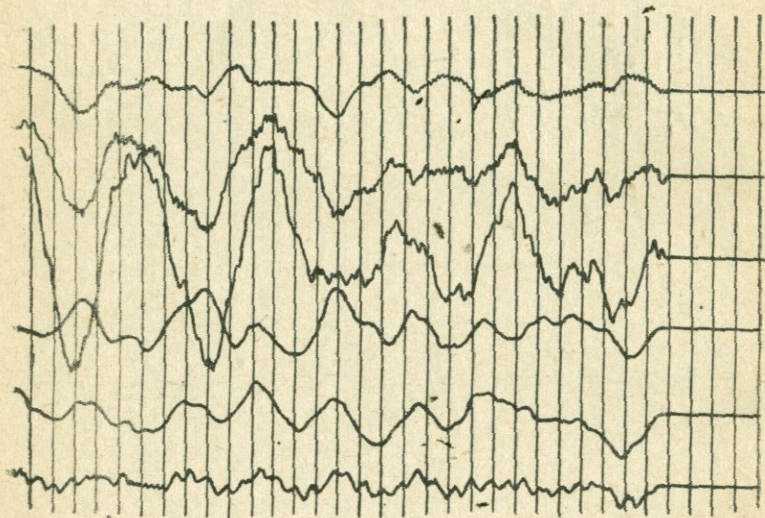


Фиг. 47.

с наложением 3,3 герца. Частота колебаний фундамента равнялась 12,5 герца с наложением 3,3 герца; частота колебаний колонны в направлении меньшей жесткости оказалась равной 2,8 герца, а в направлении большей жесткости—7 герц. Частота колебаний грунта у колонны № 3 получилась равной 23 герц, с наложением частоты 3,3 герца; частота колебаний фундамента равнялась 12,5 герца с наложением частоты в 3,3 герца; частота колебаний колонны в направлении меньшей жесткости оказалась равной 2,8 герца, а в направлении большей жесткости—5,2 герца.

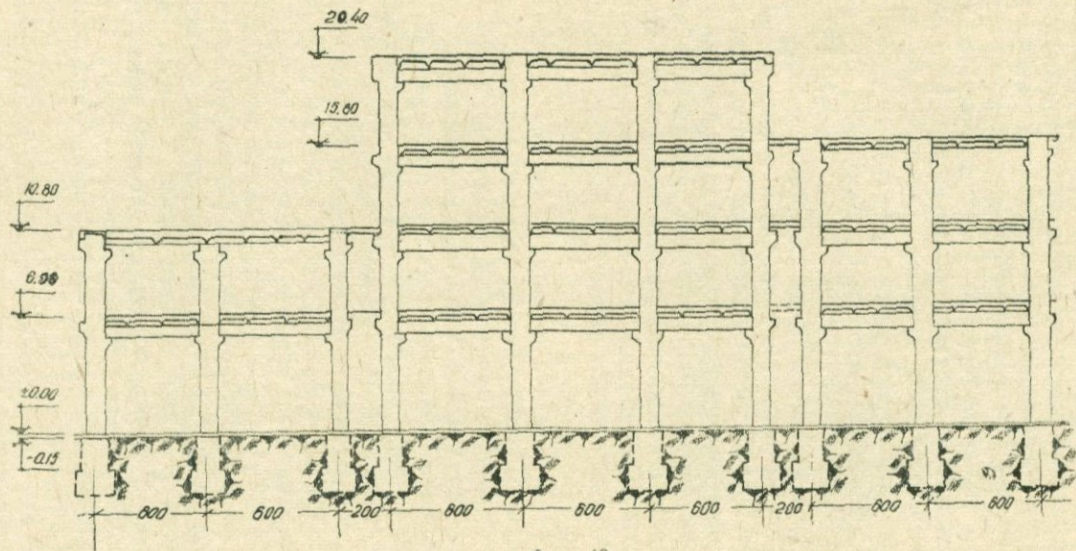
Здание цеха также было исследовано уже после полного его завершения и установки оборудования. Размеры здания в плане $84,0 \times 36,0$ м, высота—19,6 м. При-

боры были установлены на одной из колонн здания, испытанных до завершения здания, на полу 1 и 2 этажей (у колонн и на грунте). Пример записи колебаний здания в направлении его большей жесткости дан на фиг. 48, где кривые записи соответствуют указанным на предыдущей фигуре.



Фиг. 48.

При колебаниях в направлении меньшей жесткости всего здания (испытанный отсек имел примерно одинаковую жесткость в обоих направлениях— $42,0 \times 36,0$ м), частота колебаний грунта получилась равной 8 герц, частота колебаний здания—3,3 герца с наложением колебаний 1,6 герца, а также более высоких частот. Колебания здания и колонны на том же уровне получились одинаковыми как по амплитуде, так и по частоте. В направлении большей жесткости здания колебания грунта происходили с частотой 8 герц при наложении колебаний в 2,8 герца; частота колебаний здания получилась равной 1,6 герца с наложением частоты 3,3 герца.



Фиг. 49.

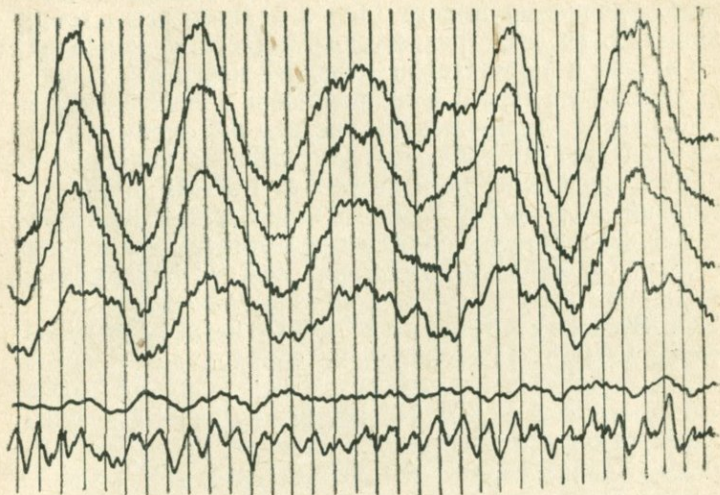
12. Цех вакеров. Сборное железобетонное сооружение рамной конструкции без ограждений («этажерка»), состоящее из трех отсеков различных этажностей и пролетов. Сооружение к моменту испытания было полностью завершено. Оно изучалось нами наиболее полно. На фиг. 49 приведен разрез, по которому можно получить представление о рассматриваемом сооружении. Каждый из отсеков испытывался в отдельности. При испытании двух крайних отсеков для сравнения производилась запись также в одной из точек среднего отсека. — Размеры отсеков следующие: I—в плане $12,0 \times 18,0$ м, высота 10,8 м; II—в плане $18,0 \times 18,0$ м, высота 20,4 м; III—в плане $12,0 \times 30,0$ м, высота 15,8 м.

Во время испытаний среднего четырехэтажного отсека приборы устанавливались на грунте и на всех этажах. При этом запись производилась в обоих взаимно-перпендикулярных направлениях сооружения вдоль линии колонн, а также при работе подъемного крана.

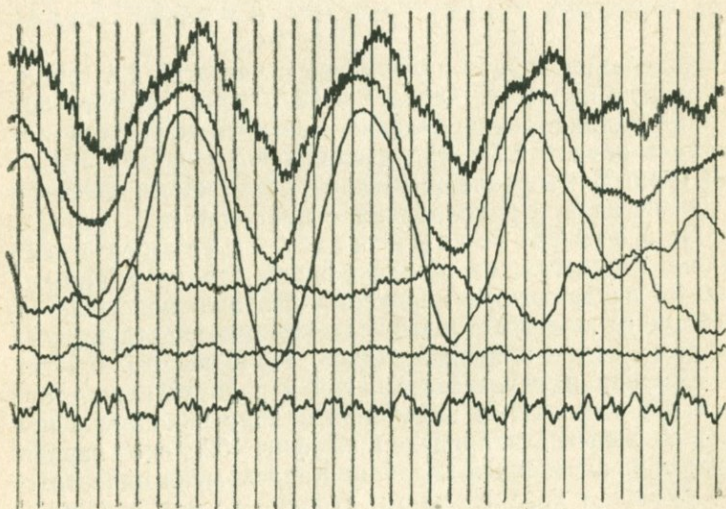
Частота колебаний отсека в направлении большей жесткости получилась равной 1,5 герца; наблюдались также частота 3 герца (пол I этажа) и наложенная частота 8 герц. Частота колебаний грунта оказалась равной 8 герц. В направлении меньшей жесткости частота колебаний отсека получилась равной 1,1 герца с наложением 3 герца. Осциллограмма колебаний этого отсека в направлении большей жесткости приведена на фиг. 50, где первая снизу кривая—колебания грунта, далее—на уровне перекрытий всех этажей.

При испытании крайнего трехэтажного отсека частота колебаний в направлении меньшей жесткости получилась равной 1,1 герца с наложением 3 герца. Частота колебаний грунта оказалась равной 3 герцам с наложением частоты 25 герц. Запись колебаний этого отсека приведена на фиг. 51, где первая сверху кривая—колебания пола 2 этажа, вторая—пола 3 этажа, третья—перекрытия 3 этажа, четвертая—пола 2 этажа среднего отсека, пятая—пола I этажа, шестая—грунта. В направлении большей жесткости частота колебаний получилась равной 1,5 герца.

При замере колебаний крайнего двухэтажного отсека одновременно записывались колебания и в остальных двух отсеках. Таким образом, помимо записей этого



Фиг. 50.



Фиг. 51.

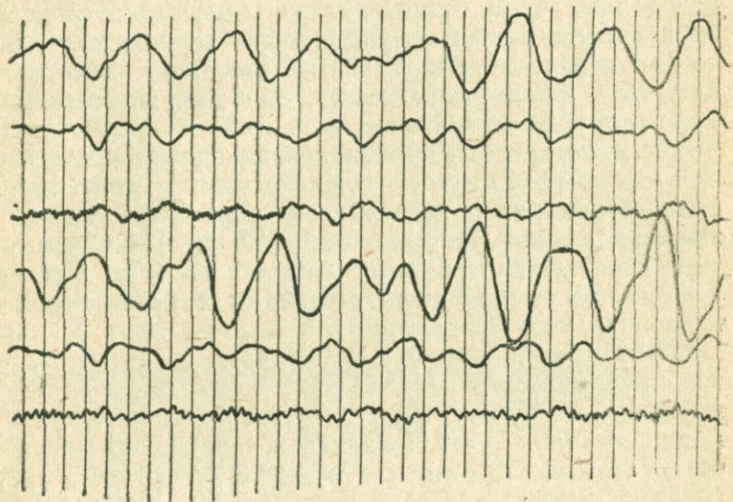
отсека также получены записи колебаний для определенного уровня по высоте (пол 2 этажа) всего сооружения, т. е. во всех трех отсеках. Частота колебаний этого отсека в направлении меньшей жесткости получилась равной 1,6 герца; в направлении большей жесткости—3,3 герца с наложением частоты 8,3 герца; частота колебаний грунта—8,3 герца. Интересным является то, что при записи колебаний на уровне I этажа амплитуда колебаний получилась намного меньше, чем на грунте (см. фиг. 50 и 51), что является результатом ослабления колебаний из-за взаимодействия между фундаментом сооружения (всех трех отсеков) при колебании.

13. Здание обувной фабрики. Производственное четырехэтажное здание сборной железобетонной конструкции с размерами отсека в плане $46,0 \times 21,6$ м, высотой 17,3 м. По периметру здания несущими конструкциями являются каменные стены системы «мидис». Здание состоит из трех отсеков. Испытание в основном было произведено в первом отсеке, который имеет часть, отведенную под административные помещения и лаборатории. Однако замеры производились также в одной из точек второго отсека у спаренных колонн четвертого этажа. Грунтами основания служат глины.

Колебания грунта получились с частотой 1,4 герца, на которую наложена частота в 12,5 герца. Частота колебаний здания в направлении меньшей жесткости получилась равной 2,7 герца с наложением частот в 12,5 и 30 герц. В направлении большей жесткости преобладающими являлись колебания с частотой 12,5 герца.

14. Хозяйственный цех фаянсового завода. Одноэтажное промышленное здание с примыкающим двухэтажным корпусом. Несущие конструкции из сборного железобетона, ограждающие конструкции—каменные стены кладки «мидис». Приборы были установлены как в одноэтажном, так и в двухэтажном отсеках. Пример записи колебаний здания в направлении большей жесткости приведен на фиг. 52, где первая сверху кривая—запись колебания перекрытия одноэтажного отсека в верхней части, вторая—то же, в нижней части третья—пол одноэтажного отсека, четвертая—перекрытие двухэтажного отсека в верхней части, пятая—пол 2 этажа, шестая—пол 1 этажа.

Колебания в направлении меньшей жесткости получились в промцехе (одноэтажный отсек) с частотой 2,2 герца, в двухэтажном отсеке—2,8 герца; в другом направлении соответственно: 2,8 и 5 герц.



Фиг. 52.

15. Спиртохранилище Ереванского коньячного завода. Является монолитным железобетонным сооружением. Завершена, но не полностью (отсутствует фасадная ограждающая стена), только одна часть сооружения размерами в плане $40,0 \times 30,0$ м, высотой 9,0 м. Само спиртохранилище должно быть на глубине 5,0 м. К моменту испытаний для этой цели производилась разработка грунта взрывами. Грунтами основания сооружения и разрабатываемой породой являлись глыбовые базальты (иногда с прослойками белозема), сверху покрытые слоем белозема толщиной 1—3 м. Приборы были установлены в здании и на грунте. Колебания в здании возбуждались с помощью взрыва.

Частота колебаний сооружения получилась равной 7,7 герца.

Поскольку существующие аналитические выражения для определения периодов свободных колебаний зданий и сооружений в большинстве случаев дают неточные значения, что особенно заметно было выявлено при вычислении периодов свободных колебаний промышленных зданий и сооружений, мы задались целью произвести экспериментальное определение их динамических характеристик путем производства замеров в натуре, на реальных объектах, описание которых было дано выше.

Изученные нами промышленные здания и сооружения можно разделить: на сооружения открытого типа в виде «этажерок» и на здания и сооружения закрытого типа (с ограждающими конструкциями). Открытого типа сооружения имели высоту от 8,8 м до 37,2 м с различными поперечными сечениями в плане. Частоты колебаний получились либо по одному, либо по двум, либо по трем, а иногда и по четырем тонам. Основной тон колебаний (в направлении меньшей жесткости) колебался от 0,75 до 1,6 герц. Логарифмический декремент затухания $\delta = 0,3$. Здания и сооружения закрытого типа имели несравненно большую жесткость и относительно меньшую высоту (7,0—17,3 м). Частота колебаний основного тона находилась в пределах 1,6—3,0 герц.

В случае сооружений, имеющих монолитные конструкции, частота колебаний получилась больше по сравнению с сооружениями из сборных элементов. В качестве примера можно привести цех хлопкоочистки, состоящий из двух отсеков одинаковых размеров. Частота колебаний отсека из монолитной рамной конструкции получилась равной 3 герц. Отсек из сборных железобетонных конструкций имел частоту колебаний 2,8 герц.

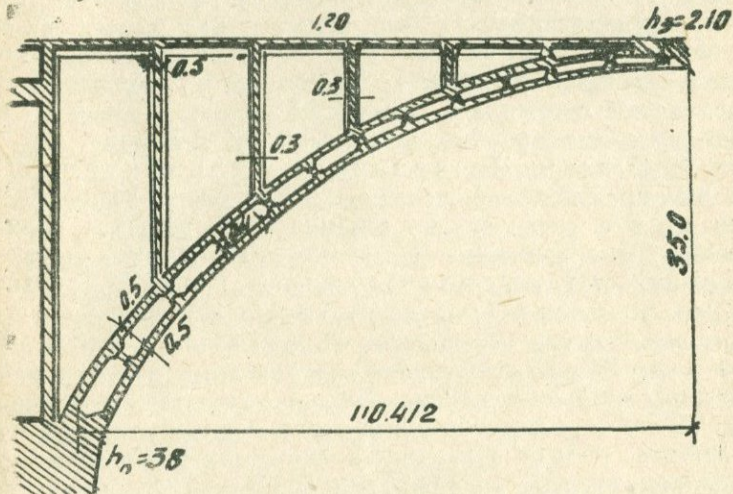
§ 10. Колебания инженерных сооружений

Среди испытанных сооружений: дымовая труба Ереванской ТЭЦ, автодорожные мосты в Ереване через реку Раздан и в Аштараке через реку Кацах, а также башня Ереванского телецентра.

1. Дымовая труба ТЭЦ. Железобетонная с кирпичной облицовкой труба имеет высоту 80 м, наружный диаметр 12,0 м, внутренний—11,0 м (в нижней части). Имеет несколько проемов по высоте, что позволило установить приборы и произвести замеры колебаний в двух точках, на высоте 3,5 и 8,0 м от основания и на грунте на расстоянии 5 м. Были получены две записи, причем одна произведена при усилившемся ветре.

Частота колебаний грунта получилась равной 10 герц. Обнаруженная нами наименьшая частота колебаний трубы получилась равной 0,6 герца; более высокие частоты—1,2 и 10 герц.

2. Автодорожные мосты. Большой Разданский арочный мост был испытан как при движении транспорта, так и при колебаниях от микросейсм. Разрез половины арочной части моста приведен на фиг. 53.



Фиг. 53.

Грунтами основания опор моста служат базальты. Частота колебаний вдоль моста (при замерах на проезжей части) как под аркой, так и над балочным пролетом получилась равной 2 герц. Поперек моста частота колебаний оказалась равной 6 герц. Помимо этого замеры производились внутри моста на самой арке при одно-

временной записи ее колебаний вдоль и поперек направления моста. Частоты колебаний при этом получились равными: 2 герца—вдоль направления и 1,6 герца—поперек направления моста.

Разданский мост «Победа» был испытан как при движении транспорта по мосту, его внезапном торможении, так и при колебании от микросейсм. Грунтами основания опор моста служат базальты. Частота колебаний грунта получилась равной 14 герц. От микросейсм колебания моста поперек направления получились с частотой 3,3 герца, вдоль направления—5 герц. При движении транспорта как в поперечном, так и в продольном направлениях была записана частота в 1 герц в середине моста и 14 герц у опоры. При внезапном торможении автомашины в середине моста получились затухающие колебания у опоры в направлении—поперек моста; декремент затухания оказался равным $\delta=0,18$.

Аштаракский мост был испытан как вдоль, так и поперек направления его. Грунтами основания опор служат базальты. Частота колебаний моста поперек направления получилась равной 1,7 герца, а иногда и 3,6 герца, а вдоль направления моста—0,9 герца.

3. Башня Ереванского телецентра. С целью производства исследований по определению безопасного с точки зрения сейсмического эффекта количества единовременно взрываемого заряда на участке строительства аппаратно-студийного корпуса Ереванского телецентра было осуществлено изучение колебаний металлической телевизионной башни (с фидером) высотой 180 м, построенной по типовому проекту для второго ветрового района. Башня опирается на четыре железобетонных фундамента, заглубленных уступами на глубину 4,1 м от поверхности, имеющих размеры в основании $5,4 \times 5,4$ м. Грунтами оснований фундаментов служат базальты.

Перед тем как приступить к исследованию колебаний башни от взрывов, произведенных поблизости от нее, были изучены собственные колебания башни (с фидером). С этой целью на башне и на фидере в различных точках по высоте, а также на верхнем обрезе фундаментов были установлены чувствительные измерительные приборы и по записи от микросейсм определя-

лись амплитуды отклонений, упругие линии и периоды собственных колебаний. На башне на высоте 0 (фундамент башни), 24 и 56 м замерялись смещения и ускорения, а на фидере—деформации (у колена и на высоте 24 м от поверхности грунта).

По произведенным записям определены три тона свободных поперечных колебаний башни, соответственно равные: 0,77; 2 и 5 герц. Частота поперечных колебаний фундамента равнялась 14 герц; частота продольных колебаний фидера—тоже 14 герц. Прогиб конца башни, найденный приблизительно по величине смещения от микросейсм, в различных точках по высоте, находился в пределах 7 мм. Напряжения в фидере получились слишком незначительные.

Далее был замерен взрыв, произведенный в 88 шпурах, имеющих глубину 50 см, с общим количеством заряда 22 кг, на расстоянии порядка 80 м от телевизионной башни. Приборы были установлены примерно в таких же положениях, как при замере колебаний от микросейсм. В результате получено, что колебания фундамента башни происходят с частотой 10 и 20 герц при амплитуде 0,015 мм. Ускорение фундамента оказалось порядка 50 мм/сек². Максимальное отклонение верха башни при взрыве по сравнению с замеренными микросейсмками увеличилось примерно в 3 раза, т. е. ориентировочно прогиб башни можно принять равным 2 см. Допустимый максимальный прогиб башни в соответствии с данными телецентра равняется 13 см. Следовательно, полученный при взрыве прогиб величиной 2 см находится в пределах допустимого. При таком замеренном при взрыве прогибе естественно, что в фидере не должны возникать напряжения, опасные для его сохранности.

Таким образом, для изученных инженерных сооружений найдены следующие значения. Для телевизионной башни обнаружены три тона колебаний с частотами: 0,77; 2 и 5 герц. Замеренные частоты дымовой трубы Ереванской ТЭЦ получились равными: 0,6; 1; 2 и 10 герц. Автодорожные железобетонные мосты имели частоту колебаний от 0,9 до 3,3 герц вдоль направления движения и от 1,7 до 6,0 герц—поперек движения. Логарифмический декремент затухания— $\delta=0,18$.

§ 11. Вычисление периодов колебаний некоторых сооружений и их сопоставление с экспериментально найденными величинами

В результате проведенного экспериментального изучения колебаний более 70 зданий и сооружений, а также отдельных несущих конструкций, возведенных в натуре, были найдены величины их периодов колебаний, а в некоторых случаях и логарифмические декременты затухания.

С целью сопоставления экспериментально найденных величин периодов колебаний с их значениями, полученными аналитическим путем, произведено определение периодов колебаний некоторых из изученных нами зданий и сооружений. В качестве примеров приводим результаты определения периодов колебаний трехэтажного жилого дома (каменного здания), гибкого промышленного сооружения из сборного железобетона (цех рекуперации) и отдельно стоящей железобетонной колонны по формулам, принятым в практике расчетов.*)

1. Трехэтажное каменное здание. Представляет собой достаточно жесткое сооружение, описание которого приведено в § 7 настоящей работы.

Период свободных колебаний здания можно определить по формуле:

$$T_i = \frac{9,75 \cdot H}{\alpha_i} \sqrt{\frac{m}{FG\gamma_{\text{пр}}}}, \quad (11.1)$$

где H —высота здания от уровня пола подвала до чердачного перекрытия;

m —средний вес 1 погонного метра высоты здания;

F —площадь стен здания в плане;

G —модуль упругости стен при сдвиге ($G=0,25E_0$);

$\gamma_{\text{пр}}$ —коэффициент проемности стен

$$\left(\gamma_{\text{пр}} = 1 - \frac{C}{0,85}, \text{ а } C = \frac{F_{\text{пр}}}{F_{\text{ст}}} \right);$$

*) Расчеты произведены ст. инж. С. А. Хачатряном.

κ_1 — коэффициент, который определяется в зависимости от величины:

$$V = \frac{4C_z \gamma_{\phi} K_i}{HFG \gamma_{np}}, \quad (11.2)$$

где C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия;
 K_i — коэффициент, учитывающий влияние формы и размера сечения (плана здания) на величину деформации.

Подставив соответствующие величины, получаем:

$$T_1 = \frac{9,75 \times 12,1}{1,34} \sqrt{\frac{30,2}{100 \times 77500 \times 0,659}} = 0,211 \text{ сек.}$$

Экспериментально найденная величина периода основного тона свободных колебаний рассмотренного жилого дома равнялась 0,185 сек. Таким образом, расчетным путем найденный период колебаний получился несколько больше (на 14%).

2. Цех рекуперации. Является достаточно гибким 6-ярусным сооружением, выполненным из сборного железобетона. Основные конструктивные данные приведены в § 9.

В результате подсчетов нагрузки, сосредоточенные в уровнях перекрытий, равны:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 204 \text{ т; } Q_5 = 167 \text{ т; } Q_6 = 158 \text{ т.} \quad (11.3)$$

Соответствующие им массы будут:

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = 20,9 \text{ тсек}^2/\text{м; } m_5 = 17,9 \text{ тсек}^2/\text{м; } m_6 = 16,1 \text{ тсек}^2/\text{м.} \quad (11.4)$$

Суммарная погонная жесткость стоек рамы для первого этажа:

$$f_1 = \frac{3J_1 E}{h_1} = \frac{3 \times 0,6 \times 0,6^3 \times 2,4 \times 10^6}{12 \times 6} = 12,96 \cdot 10^3 \text{ т.м.} \quad (11.5)$$

Суммарная погонная жесткость стоек для остальных этажей такая же (кроме шестого):

$$f_1 = f_2 = f_3 = f_4 = f_5 = 12,96 \cdot 10^3 \text{ т.м.} \quad (11.6)$$

Суммарная погонная жесткость для шестого этажа:

$$f_6 = \frac{2J_6 E}{h_6} = 8,64 \cdot 10^3 \text{ т.м.} \quad (11.7)$$

Суммарная погонная жесткость ригелей первого этажа:

$$r_1 = 2 \frac{J_p F}{l} = 2 \frac{50 \times 50^3 \times 2,4 \times 10^5}{12 \times 530} = 4,72 \cdot 10^3 \text{ т.м.} \quad (11.8)$$

Суммарная погонная жесткость ригелей остальных этажей такая же:

$$r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_5 = 4,72 \cdot 10^3 \text{ т.м.} \quad (11.9)$$

В шестом этаже ригелей нет.

Вычислим величины F_k ; R_k ; $\frac{h_k^2}{4r_k}$:

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{h_1^2}{f_1} = 2,78 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \\ F_2 &= F_1 + \frac{h_2^2}{f_2} = 5,56 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \\ F_3 &= F_2 + \frac{h_3^2}{f_3} = 8,34 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \\ F_4 &= F_3 + \frac{h_4^2}{f_4} = 11,12 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \\ F_5 &= F_4 + \frac{h_5^2}{f_5} = 13,90 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \\ F_6 &= F_5 + \frac{h_6^2}{f_6} = 18,07 \times 10^{-3} \text{ м/т.} \end{aligned} \quad (11.10)$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = 1,55 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0,33f_1} = 6,21 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$R_3 = R_2 + \frac{(h_2 + h_3)^2}{4r_3} = 13,83 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \quad (11.11)$$

$$R_4 = R_3 + \frac{(h_3 + h_4)^2}{4r_4} = 21,45 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$R_5 = 29,07 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$R_6 = 36,69 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\begin{aligned} \frac{h_1^2}{4r_1} &= \frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{h_3^2}{4r_3} = \frac{h_4^2}{4r_4} = \frac{h_5^2}{4r_5} = \frac{6^2}{4 \times 4,72 \times 10^{-3}} = \\ &= 1,90 \times 10^{-3} \text{ м/т.} \end{aligned} \quad (11.12)$$

Определим перемещения от единичных сил:

$$\delta_{11} = \frac{1}{12} (F_1 + R_1) = 0,36 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{12} \left(F_2 + R_2 + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) = 1,14 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{12} \left(F_3 + R_3 + \frac{h_3^2}{4r_3} \right) = 2,01 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{44} = \frac{1}{12} \left(F_4 + R_4 + \frac{h_4^2}{4r_4} \right) = 2,88 \times 10^{-3} \text{ м/т;} \quad (11.13)$$

$$\delta_{55} = \frac{1}{12} \left(F_5 + R_5 + \frac{h_5^2}{4r_5} \right) = 3,74 \times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{66} = \frac{1}{12} (F_6 + R_6) = 4,56 \times 10^{-3} \text{ м/т.}$$

$$\delta_{12}=\delta_{21}=\delta_{13}=\delta_{31}=\dots=\delta_{16}=\delta_{61}=\delta_{11}+\frac{h_1h_2}{48r_1+4f_1}=0,49\times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{23}=\delta_{32}=\dots=\delta_{26}=\delta_{62}=\delta_{22}+\frac{h_2h_3}{48r_2}=1,30\times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{34}=\delta_{43}=\dots=\delta_{36}=\delta_{63}=\delta_{33}+\frac{h_3h_4}{48r_3}=2,17\times 10^{-3} \text{ м/т;} \quad (11.14)$$

$$\delta_{45}=\delta_{54}=\delta_{56}=\delta_{65}=\delta_{44}+\frac{h_4h_5}{48r_4}=3,04\times 10^{-3} \text{ м/т;}$$

$$\delta_{56}=\delta_{65}=\delta_{55}+\frac{h_5h_6}{48r_5}=3,90\times 10^{-3} \text{ м/т.}$$

Для нахождения периода свободных колебаний сооружения в поперечном направлении определим B_{11} и B_{12} :

$$B_{11}=m_1\delta_{11}+m_2\delta_{22}+m_3\delta_{33}+m_4\delta_{44}+m_5\delta_{55}+m_6\delta_{66}=0,26, \quad (11.15)$$

$$\begin{aligned} B_{12}= & m_1^2\delta_{11}^2+m_2^2\delta_{22}^2+m_3^2\delta_{33}^2+m_4^2\delta_{44}^2+m_5^2\delta_{55}^2+m_6^2\delta_{66}^2+ \\ & +2[m_1(m_2+m_3+m_4+m_5+m_6)\delta_{16}^2+m_2(m_3+m_4+m_5+ \\ & +m_6)\delta_{26}^2+m_3(m_4+m_5+m_6)\delta_{36}^2+m_4(m_5+m_6)\delta_{46}^2+ \\ & +m_5m_6\delta_{56}^2]=0,053. \end{aligned} \quad (11.16)$$

При определении круговой частоты пользуемся соотношением:

$$\frac{1}{\sqrt{B_{12}}} < p_1^2 < \frac{2}{B_{11} \left(1 + \sqrt{2 \frac{B_{12}}{B_{11}^2} - 1} \right)}, \quad (11.17)$$

$$\frac{1}{\sqrt{0,053}} < p_1^2 < \frac{2}{0,26 \times \left(1 + \sqrt{2 \frac{0,053}{0,26^2} - 1} \right)}, \quad (11.17')$$

$$4,4 < p_1^2 < 5,0, \quad (11.17'')$$

$$p_1^2 = \frac{4,4 + 5,0}{2} = 4,7 \text{ рад/сек},$$

$$p_1 = 2,17. \quad (11.18)$$

Период основного тона колебаний получается равным:

$$T_1 = \frac{2\pi}{p_1} = \frac{6,28}{2,17} = 2,89 \text{ сек.} \quad (11.19)$$

При определении периода, соответствующего второй форме колебаний, B_{21} и B_{22} принимаются равными:

$$B_{22} = B_{11} - \frac{1}{p_1^2} = 0,05; \quad (11.15')$$

$$B_{21} = B_{12} - \frac{1}{p_1^4} = 0,008. \quad (11.16')$$

$$\frac{1}{\sqrt{0,008}} < p_2^2 < \frac{2}{0,05 \left(\frac{2 \times 0,008}{0,05^2} \right)},$$

$$11,1 < p_2^2 < 12,5;$$

$$p_2^2 = \frac{11,1 + 12,5}{2} = 11,8 \text{ рад/сек}^2,$$

$$p_2 = 3,44 \text{ рад/сек},$$

$$T_2 = \frac{6,28}{3,44} = 1,82 \text{ сек.} \quad (11.20)$$

Экспериментальным путем найденная наибольшая величина периода колебаний для рассматриваемого сооружения равнялась **1,33 сек.** Таким образом, вычисленные величины периодов колебаний сооружения оказались намного больше (2,89 и 1,82 сек.) по сравнению с экспериментально найденными. Если предположить, что нам не удалось записать основной тон колебаний, то даже при сравнении со вторым тоном получаем разницу в периодах на 37%.

3. Отдельно стоящая колонна. Представляет собой железобетонную пустотелую колонну высо-

той 18,8 м с утонением в верхней части (на длину 3,8 м). Подробности приведены в § 9.

Расчетную схему колонны принимаем как систему с тремя сосредоточенными массами на уровнях 6,35, 15 м и наверху колонны.

Подсчитанные веса равны;

$$Q_1=5,3\text{т}, \quad Q_2=4,1\text{т}, \quad Q_3=1,1\text{т}. \quad (11.21)$$

Соответствующие им массы:

$$m_1=5,4 \text{ кг сек}^2/\text{см}, \quad m_2=4,2 \text{ кг сек}^2/\text{см}, \\ m_3=1,13 \text{ кг сек}^2/\text{см}. \quad (11.22)$$

Характеристики жесткостей равны:

$$J_1=1,25 \times 10^6 \text{ см}^4, \quad J_2=0,521 \times 10^6 \text{ см}^4 \\ E=3,6 \times 10^5 \text{ кг/см}^2. \quad (11.23)$$

Перемещения от единичных сил равны:

$$\delta_{11}=1,15 \times 10^{-4} \text{ см/кг}; \\ \delta_{12}=\delta_{21}=3,47 \times 10^{-4} \text{ см/кг}; \\ \delta_{13}=\delta_{31}=4,52 \times 10^{-4} \text{ см/кг}; \\ \delta_{22}=24,8 \times 10^{-4} \text{ см/кг}; \\ \delta_{23}=\delta_{32}=34,22 \times 10^{-4} \text{ см/кг}; \\ \delta_{33}=355,42 \times 10^{-4} \text{ см/кг}. \quad (11.24)$$

Вычисляем коэффициенты уравнения частот:

$$\frac{1}{p_1^6} + A \frac{1}{p_1^4} + B \frac{1}{p_1^2} + D = 0. \quad (11.25)$$

$$\text{где } A=-(m_1\delta_{11}+m_2\delta_{22}+m_3\delta_{33})=-512 \times 10^{-4}; \quad (11.26)$$

$$B=m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2)+m_1m_3(\delta_{11}\delta_{33}-\delta_{13}^2)+ \\ +m_2m_3(\delta_{22}\delta_{33}-\delta_{23}^2)=3,93 \times 10^{-4}; \quad (11.27)$$

$$D=m_1m_2m_3(\delta_{11}\delta_{23}+\delta_{22}\delta_{13}+\delta_{33}\delta_{12}-\delta_{11}\delta_{22}\delta_{33}- \\ -2\delta_{12}\delta_{13}\delta_{23})=0,0016 \times 10^{-4}. \quad (11.28)$$

Подставив эти значения в (11.25) и обозначив

$$\frac{10^2}{p_i^2} = K, \text{ получаем:}$$

$$K^3 - 5,12K^2 + 3,93K - 0,16 = 0. \quad (11.29)$$

Откуда:

$$K_1 = 4,21; \quad K_2 = 0,88; \quad K_3 = 0,04. \quad (11.30)$$

Соответствующие этим корням круговые частоты:

$$p_1 = 4,88 \text{ рад/сек.}; \quad p_2 = 10,66 \text{ рад/сек.}; \quad p_3 = 50 \text{ рад/сек.} \quad (11.31)$$

Периоды свободных колебаний для первых трех форм получаем равными:

$$T_1 = 1,28 \text{ сек.}; \quad T_2 = 0,59 \text{ сек.}; \quad T_3 = 0,13 \text{ сек.} \quad (11.32)$$

Экспериментально найденные величины периодов колебаний равнялись 1,25; 0,5 и 0,14 сек.

Таким образом, для рассмотренной колонны получаем хорошее совпадение вычисленных и экспериментально полученных периодов колебаний.

ЛИТЕРАТУРА

- Бакрадзе Е. И. Экспериментальное определение параметров колебаний ряда жилых зданий. Труды Института строительного дела АН Грузинской ССР, т. VII, 1959.
- Динамические свойства строительных материалов. Сборник ЦНИПС, под ред. проф. Нилендера Ю. А., М.—Л., 1940.
- Завриев К. С. Динамическая теория сейсмостойкости, Тбилиси, 1936.
- Карапетян Б. К. Метод определения параметров внутреннего трения материала при свободных колебаниях. Известия АН Армянской ССР (серия ФМЕТ наук), т. VII, № 2, 1954.
- Карапетян Б. К. Экспериментальное исследование внутреннего трения в каменной кладке. Известия АН Армянской ССР (серия ФМЕТ наук), т. IX, № 8, 1956.
- Карапетян Б. К. Обеспечение сохранности сооружения при производстве взрывов. Сборник технической информации Минстроя Арм. ССР, № 3, Ереван, 1958.
- Карапетян Б. К. Исследование массовых взрывов для целей инженерной сейсмологии. Материалы Сталинабадского совещания по сейсмостойкому строительству, 1959.
- Карапетян Б. К. Изучение поведения сооружений при сейсмических воздействиях. Доклады АН Арм. ССР, том XXXI, № 5, 1960.
- Карапетян Б. К. Результаты экспериментального исследования колебаний характерных зданий г. Еревана. Известия АН Арм. ССР (технические науки), том XIV, № 5, 1961.
- Карапетян Б. К., Карапетян Н. К. Определение спектрального состава колебаний почвы при землетрясении. Из-

вестия АН Армянской ССР (серия технических наук), том XIII, № 5, 1960.

Карапетян Н. К. Методика определения спектра с учетом непериодичности сейсмических колебаний. Доклады Академии наук Армянской ССР, т. XXXIV, № 2, 1962.

Кац А. З. и Пучков С. В. К вопросу о колебаниях зданий от взрыва. Труды Геофизического института АН СССР, № 9 (136), М.—Л., 1960.

Кириллов Ф. А. Сейсмический эффект взрыва. Труды сейсмологического института АН СССР, № 121, М.—Л., 1947.

Корчинский И. Л. Колебания высотных зданий. Научное сообщение, вып. 11, М., 1953.

Корчинский И. Л., Поляков С. В., Быховский В. А., Дузинкевич С. Ю., Павлык В. С. Основы проектирования зданий в сейсмических районах, М., 1961.

Кузьмина Н. В., Ромашев А. Н., Рулев Б. Г., Харин Д. А., Шемякин Е. И. Сейсмический эффект взрывов на выброс в нескальных связных грунтах. Труды Института физики Земли АН СССР, № 21 (188), М., 1962.

Медведев С. В. Инженерная сейсмология, М., Госстройиздат, 1962.

Медведев С. В. Сейсмика горных взрывов, М., Изд-во «Недра», 1964.

Назаров А. Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил (издание второе, исправленное и дополненное), Ереван, Издательство АН Армянской ССР, 1959.

Назаров А. Г., Карапетян Б. К., Пирузян С. А. Изучение сейсмических колебаний участка строительства объекта Академии наук Армянской ССР. Труды объединенной научной сессии строительных институтов Закавказских республик, Ереван, 1961.

Напетваридзе Ш. Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений, Госстройиздат, М., 1959.

Павлык В. С. Определение свободных колебаний зданий с несущими стенами. Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, М., 1960.

Пановко Я. Г. Основы прикладной теории упругих колебаний, М., 1957.

Писаренко Г. С. Колебания упругих систем с учетом рассеяния энергии в материале, Киев, 1955.

Садовский М. А. Оценка сейсмически опасных зон при взры-

вах. Труды сейсмологического института АН СССР, № 106, М.—Л., 1941.

Садовский М. А. Простейшие приемы определения сейсмической опасности массовых взрывов. Издательство АН СССР, М.—Л., 1946.

Синицын А. П. Распространение эффекта взрыва в скальных породах. Вестник Военно-инженерной академии, № 137, 1960.

Сорокин Е. С. К вопросу неупругого сопротивления строительных материалов при колебаниях. Научное сообщение ЦНИПС, в. 15, М., 1954.

Строительные нормы и правила. СНиП, II-A, 12—62, М., 1963.

Сюзехиро К. Инженерная сейсмология: «Издательство экономическая жизнь», М., 1935.

Тищенко В. Г. и Харин Д. А. Колебания гидротехнических сооружений. Труды координационного совещания по сейсмостойкому строительству. Издательство АН Армянской ССР, Ереван, 1966.

Biot M. Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., vol. 68, № 1, 1942.

Housner G. W., Martel R. R., Alford J. L. Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 43, № 2, 1953.

Hudson D. E., Alford J. L. and Housner G. W. Measured Response of a Structure to an Explosive Generated Ground Shock. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 44, № 3, 1954.

Kanai K. A. Study of Strong Earthquake Motions. Bulletin of the Earthquake Research Institute, vol. 36, 1958.

Ulrich P. P. and Carder D. S. Vibration of Structures. Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, California, June, 1952.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
Глава I. Изучение параметров колебаний грунтов, служащих основанием для инженерных сооружений	5
§ 1. Определение спектрального состава колебаний грунтов при сейсмическом воздействии	6
§ 2. Исследование сейсмических колебаний в скаль- ной породе	17
§ 3. Исследование сейсмозрывных колебаний в суглинисто-супесчаных грунтах и изучение взаи- модействия при их передаче сооружению	27
Глава II. Изучение колебаний опытных образцов конструкций при сейсмических воздействиях	48
§ 4. Определение рассеяния энергии при колебаниях	48
§ 5. Исследование внутреннего трения в каменной кладке при динамической нагрузке	59
§ 6. Изучение колебаний опытных образцов кон- струкций при сейсмозрывном воздействии	74
Глава III. Изучение колебаний зданий и сооружений, воз- веденных в природе	97
§ 7. Колебания жилых домов и общественных зда- ний	99
§ 8. Определение спектрального состава колебаний здания и его основания (грунта) при взрывах	137
§ 9. Колебания промышленных зданий и сооружений	140
§ 10. Колебания инженерных сооружений	156
§ 11. Вычисление периодов колебаний некоторых сооружений и их сопоставление с эксперимен- тально найденными величинами	160
Литература	168

Борис Карапетович Карапетян
Колебание сооружений, возведенных в Армении

Редактор **В. А. Быховский**
Художник **Г. К. Мнацаканян**
Худож. редактор **М. М. Багдасарян**
Тех. редактор **О. С. Паникян**
Контрольн. корректор **Р. Т. Мальцева**

Сдано в производство 1/II 1966 г. Подписано к печати 28/III 1967 г.
Бумага типографская № 2, $84 \times 108^{1/32}$. Печ. 10,75 л. = 8,81 усл.
печ. л. Уч. изд. 8,6 л. Цена 53 коп.

ВФ 07028

Заказ 279

Тираж 4000

Издательство «Айастан», Ереван-9, ул. Теряна, 91.

Типография № 1 Главного управления полиграфической промышленности Комитета по печати при Совете Министров Арм. ССР.
Ереван, ул. Алавердяна, 65.

ЦЕНА 53 КОВ.

18022