МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВНИИГ имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА
ГИДРОПРОЕКТ имени С. Я. ЖУКА
ГрузНИИЭГС
АКАДЕМИЯ НАУК ГРУЗИНСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ И СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

РУКОВОДСТВО

ПО УЧЕТУ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

К разделу 5
главы СНиП II-А, 12-69

ЛЕНИНГРАД. 1977

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ

ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ЛЕНИНА ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ «ГИДРОПРОЕКТ» имени С. Я. ЖУКА

ГРУЗИНСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ЭНЕРГЕТИКИ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

АКАДЕМИЯ НАУК ГРУЗИНСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ И СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

РУКОВОДСТВО ПО УЧЕТУ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

(К разделу 5 главы СНиП II-А.12-69)

ЛЕНИНГРАД
1977

УДК 624.042.7 : 626/627

Руководство составлено в развитие раздела 5 «Гидротехнические сооружения» главы СНиП II-А.12-69. «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования».

В Руководстве даны рекомендации по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений.

Руководство предназначается для инженерно-технических работников проектных, проектно-изыскательских и научно-исследовательских организаций, занимающихся проектированием и исследованиями гидротехнических сооружений, располагаемых в сейсмических районах.

© Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники имени Б. Е. Веденеева (ВНИИГ), 1977

ПРЕДИСЛОВИЕ

Руководство разработано в развитие раздела 5 «Гидротехнические сооружения» главы СНиП II-А.12-69 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования».

Текст главы СНиП II-А.12-69, приводимый в Руководстве, отмечен на полях вертикальной чертой. К пунктам главы СНиП даются пояснения по их применению и примеры расчета для наиболее типичных случаев, встречающихся в практике проектирования. Нумерация формул, таблиц и рисунков двойная: в скобках даны номера, соответствующие СНиП. В приложениях к Руководству помещены вспомогательные материалы по исследованиям, расчетам и проектированию гидротехнических сооружений в сейсмических районах.

Руководство составлено доктором техн. наук О. А. Савиновым, канд. техн. наук Н. Д. Красниковым (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева), чл.-корр. АН Груз. ССР Ш. Г. Напетваридзе (ИСМИС АН Груз. ССР), канд. техн. наук В. Ф. Иванищевым, инж. Я. И. Натариусом (Гидропроект им. С. Я. Жука), при участии докторов техн. наук П. П. Кульмача, И. С. Шейнина, инж. И. С. Калицевой (ВНИИГ), кандидатов техн. наук П. А. Гутидзе, Г. П. Мамрадзе (ГрузНИИЭГС).

Материалы для приложений представили доктора техн. наук П. И. Гордиенко, А. П. Кириллов, И. Л. Корчинский, С. Г. Шульман, кандидаты техн. наук Ю. К. Амбриашвили, И. Я. Вайнштейн, Т. Л. Гвелисиани, О. П. Квирикадзе, В. З. Филиппенок, инженеры А. Н. Бирбраер, С. Ф. Живетин, Е. И. Сумченко, А. П. Троицкий, Л. М. Харькова, Т. С. Шах, Л. А. Эйслер. Кроме того, были представлены материалы ВНИИ ВОДГЕО, Дальморниипроектом ММФ, ЛПИ им. М. И. Калинина, МГМИ и др.

Отзывы и замечания просьба направлять по адресу: 195220, Ленинград, Гжатская ул., 21, ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева.

5. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

5.1. Указания настоящего раздела распространяются на проектирование гидротехнических сооружений гидроэлектрических станций, водного (речного и морского) транспорта, мелиоративных систем и т. п. сооружений.

Примечание. Надводные части гидротехнических сооружений следует проектировать с учетом требований соответствующих разделов настоящей главы СНиП.

К п. 5.1. К перечисленным в этом пункте инженерным сооружениям относятся плотины, дамбы, водоприемные, водопроводящие и водосбросные сооружения (водоприемники, поверхностные и донные водосбросы, каналы, гидротехнические туннели, напорные трубопроводы), здания ГЭС, сооружения на деривационных трактах (отстойники, акведуки, напорные бассейны и др.), судопропускные сооружения (шлюзы, судоподъемники, направляющие и причальные сооружения), рыбопропускные устройства, берегоукрепительные сооружения, портовые сооружения (причальные пирсы и стенки, волноломы, доки и наливные камеры), подземные сооружения гидроэлектрических станций, гидротехнические сооружения тепловых и атомных электростанций.

Указания данного пункта не распространяются на взаимодействующие с водной средой сооружения или части сооружений железно- и автодорожного транспорта (например, опоры мостов), проектирование которых должно осуществляться по указаниям раздела 4 главы СНиП II-А.12-69.

В примечании к п. 5.1 имеются в виду части гидротехнических сооружений или объекты гидротехнических комплексов, не взаимодействующие с водной средой.

Надводные части гидротехнических сооружений (надстройки, служебные здания, крановые эстакады, опоры линий электропередач и т. п.) проектируются по указаниям разделов 1—4 главы СНиП II-А.12-69. В случае размещения надводных частей на основных гидротехнических сооружениях или в контакте с ними в расчетах сейсмостойкости указанных частей учитывается воздействие, передаваемое со стороны основного сооружения.

Внесено Всесоюзным научно-исследовательским институтом гидротехники им. Б. Е. Веденеева	Утверждено ВНИИГом им. Б. Е. Веденеева решением № 54 от 21 июля 1976 г. и согласовано с Главниипроектом Минэнерго СССР	Срок введения I квартал 1977 г.

5.2. Основной задачей обеспечения сейсмостойкости гидротехнических сооружений является предупреждение возможности их разрушений или таких повреждений при землетрясениях, которые могут вызвать катастрофические последствия, заключающиеся в затоплении населенных пунктов, промышленных и других объектов, или привести к затруднению аварийно-восстановительных работ по ликвидации последствий землетрясений.

К п. 5.2. Пояснение к этому пункту приводится ниже вместе с пояснениями к п. 5.9.

5.3. При проектировании подпорных гидротехнических сооружений III и IV классов, разрушение которых не приводит к катастрофическим последствиям, и безнапорных сооружений всех классов оценка сейсмичности площадок строительства производится по приложениям 1 и 2 к настоящей главе СНиП с учетом инженерно-геологических данных согласно табл. 1(13) (по согласованию с утверждающей проект инстанцией).

Таблица 1(13)

Изменение интенсивности землетрясения в баллах на основании инженерно-геологических данных

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты основания	Уточненная интенсивность при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные и полускальные породы и крупнообломочные особо плотные грунты	6	7	8
II	Глины и суглинки твердые, крупнообломочные грунты, гравийно-галечные и крупнозернистые песчаные грунты	7	8	9
III	Глины и суглинки мягко- и текучепластичные, пески средней крупности и мелкие	8	9	>9

Примечания: 1. В районах сейсмичностью 6 баллов уточненную сейсмичность площадок строительства подпорных гидротехнических сооружений, возводимых на грунтах III категории, следует принимать равной 7 баллам.

2. Строительство гидротехнических сооружений на грунтах III категории в районах сейсмичностью 9 баллов разрешается только при специальном обосновании.

К п. 5.3. Оценка сейсмической опасности для гидротехнических сооружений, на проектирование которых распространяются указания данного пункта, в принципе, производится так же, как и для всех объектов строительства, проектируемых по указаниям СНиП II-А.12-69 (см. п. 1.4 и 1.5 этой главы) с той разницей, что для учета инженерно-геологических данных вместо табл. 1 следует пользоваться табл. 1(13), в которой влияние обводнения на изменение интенсивности землетрясения учтено соответствующим повышением сейсмичности площадок, сложенных грунтами III категории.

5.4. При технико-экономическом обосновании целесообразности проектирования и строительства подпорных сооружений всех классов определение сейсмичности площадок строительства производится согласно п. 5.3, при этом сейсмичность площадок строительства сооружений I класса повышается на 1 балл.

Технический и техно-рабочий проекты подпорных сооружений, кроме указанных в п. 5.3, следует разрабатывать, исходя из уточненной сейсмичности площадок строительства, устанавливаемой с учетом результатов специальных исследований, включающих:

а) изучение сейсмического режима площадки строительства и получение данных для расчета и проектирования сейсмостойких сооружений, их оснований и береговых склонов;

б) выявление возможных зон возникновения остаточных деформаций оснований и оценку их величин для каждой зоны;

в) выявление других видов сейсмической опасности, например, возможности обрушения в водохранилище больших масс горных пород, падения непосредственно на сооружение неустойчивых скальных массивов и др.;

г) определение динамических деформационных и прочностных характеристик материалов сооружений и грунтов оснований с учетом изменения их свойств при обводнении;

д) оценку возможных изменений сейсмичности площадки строительства после наполнения водохранилища.

К п. 5.4. Исследования, предусмотренные настоящим пунктом для сооружений I и II классов, проводятся при их размещении в районах сейсмичностью 6 баллов и выше. Состав и методы проведения этих исследований определяются особыми программами, разрабатываемыми проектирующей организацией или по ее заданию соответствующей специализированной организацией с учетом условий строительства и утверждаемыми вышестоящими инстанциями.

5.5. Расчетная сейсмичность площадок строительства гидротехнических сооружений на период строительства снижается на один балл.

К п. 5.5. Указания настоящего пункта распространяются на временные и вспомогательные сооружения, не входящие в состав основных сооружений гидроузла, а также на основные сооружения гидроузла в процессе строительства, если они на этот период не участвуют в создании напорного фронта. Эти указания не распространяются на частично возведенные сооружения, относящиеся по своим показателям к I и II классам капитальности или участвующие в процессе строительства в создании подпорного фронта.

5.6. При расчете гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия следует производить проверку прочности и устойчивости гидросооружений и их частей, оснований и береговых склонов как в створе сооружений, так и в зоне водохранилищ. В расчетах учитывается действие сейсмических нагрузок от масс сооружений, от присоединенных масс воды (или гидродинамического давления), от волн в водохранилище, вызванных землетрясением, и от динамического давления грунта.

Примечание. При проектировании подпорных сооружений I и II классов допускается проведение динамических расчетов с использованием акселерограмм. При этом динамические характеристики грунтов оснований и строительных материалов следует определять экспериментально.

К п. 5.6. Согласно основному содержанию данного пункта расчеты прочности и устойчивости производятся по указаниям соответствующих глав СНиП проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений с учетом того, что сейсмические нагрузки входят в особое сочетание нагрузок и воздействий. При выполнении расчетов, указанных в примечании к данному пункту, прочностные характеристики бетона и арматуры на ранних стадиях проектирования могут приниматься по СНиП II-И.14-69 с последующим уточнением на основе результатов соответствующих экспериментов.

Динамические деформационные и прочностные характеристики грунтов, скальных пород и местных строительных материалов на ранних стадиях проектирования могут приниматься по таблицам «Методических рекомендаций по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных строительных материалов», П 01-72, МинЭнерго СССР с последующим их уточнением путем постановки экспериментальных исследований в соответствии с требованиями этих же рекомендаций.

5.7. Скальные массивы, образующие береговые склоны, падение которых при землетрясении может вызвать повреждение основных соору-

жений гидроузла или образование волны перелива, повлечь за собой затопление населенных пунктов или промышленных предприятий, следует проверять на устойчивость.

К п. 5.7. Устойчивость скальных массивов, образующих береговые склоны, проверяется с учетом сейсмических инерционных нагрузок, определяемых по формуле 1(6) при $\beta_i^\circ \cdot \eta_{ik} = 1^\circ$, коэффициент запаса устойчивости должен быть не меньше 1. В случае проверки устойчивости скальных массивов на сейсмическое воздействие, заданное акселерограммой землетрясения, разрешается допускать остаточные смещения скальных блоков на величину, при которой они продолжают оставаться устойчивыми с учетом только статических нагрузок.

Примечание. Разрешается допускать остаточные смещения скальных блоков на величину, обеспечивающую их устойчивость при действии повторного землетрясения, интенсивностью на 1 балл меньше расчетного.

5.8. Наряду с расчетом гидротехнических сооружений I и II классов на сейсмические воздействия следует производить модельные исследования с целью уточнения частот и форм собственных колебаний, напряженного состояния и изучения возможных видов и условий разрушения сооружений и их оснований.

К п. 5.8. Целью модельных исследований является получение более полной по сравнению с расчетной информации о процессе деформирования гидротехнического сооружения при сейсмических воздействиях.

Определение частот и форм собственных колебаний, а также динамического напряженного состояния на упругих моделях целесообразно производить при сложных геологических и геоморфологических условиях створа, а также при сложной геометрии сооружения или необходимости учета его пространственной работы. Кроме того, для определения динамического напряженного состояния сооружений, размеры которых сопоставимы с длинами сейсмических волн, могут использоваться методы испытаний упругих моделей на волновое воздействие. Для этих исследований могут быть использованы методы ультразвукового моделирования, динамической фотоупругости и испытаний с применением сейсмоплатформ или других вибровозбудителей.

Изучение на моделях возможных видов и условий разрушения, а также возникновения необратимых деформаций и смещений гидротехнических сооружений и их оснований, влияния нелинейных и пластических свойств материалов, трещинообразования, раскрытия межблочных и конструктивных швов и т. п., рекомендуется производить для наиболее ответственных подпорных сооружений, размещаемых в районах сейсмичностью 8 баллов и более.

Эти исследования производятся на крупномасштабных моделях и фрагментах сооружений с использованием сейсмоплатформ, сейсмовзрывных воздействий и т. п.

В каждом случае модельные исследования должны производиться при максимальном соблюдении условий моделирования, формы и размеров сооружения, механических свойств материалов и основных нагрузок.

5.9. При расчете гидротехнических сооружений допускается учитывать возможность появления остаточных деформаций и повреждений (осадок и смещений, трещин), не приводящих к катастрофическим последствиям, при условии, что эти деформации и повреждения могут быть устранены после землетрясения соответствующим ремонтом сооружения.

К п. 5.2 и 5.9. В соответствии с указаниями п. 5.2 главным требованием, предъявляемым к конструкции сейсмостойкого гидротехнического сооружения, является требование сохранения им при землетрясении и на достаточный для производства ремонта срок после землетрясения способности выполнять свою основную функцию: для плотин и других подпор-

ных сооружений — удержание напорного фронта, для водно-транспортных сооружений (оградительных, причальных, судоподъемных, шлюзов и др.) — обеспечение возможности выполнения всех транспортных операций, необходимых для спасения людей и ценного имущества во время землетрясения, осуществления аварийно-восстановительных работ после него, обеспечения бесперебойного снабжения объектов народно-хозяйственного значения и т. д.

Остаточные деформации и повреждения гидротехнических сооружений при землетрясениях могут допускаться там и в таких размерах, где они не смогут препятствовать выполнению указанного основного требования. Так, при наличии специального обоснования и детальной проверки соответствующим расчетом разрешается допускать при проектировании возможность:

подвижек скальных массивов, образующих береговые склоны участка водохранилища (но не в основании сооружения и не над ним) на величину, согласно примечанию к п. 5.7;

частичного поверхностного осыпания или оползания откосов земляных и каменнонабросных плотин при условии, что с учетом этих смещений тело плотины после землетрясения останется устойчивым и будет обеспечивать сохранение напорного фронта согласно п. 5.38;

появления при сейсмических колебаниях трещин и частичного раскрытия межблочных швов в бетонных плотинах, если при этом не нарушается общая устойчивость плотины при землетрясении и обеспечивается ее надежная работа после него;

повреждения и разрушения надводных частей (надстроек) или водопропускных сооружений, если это не влечет за собой катастрофических последствий, указанных в п. 5.2.

Для плотин, при проектировании которых допускаются остаточные деформации и смещения под влиянием сейсмического воздействия, необходимо проведение дополнительного поверочного расчета нарушенного сооружения и отдельных его частей при воздействии на один балл ниже расчетного.

Обоснование возможности допущения остаточных деформаций и повреждений с необходимыми расчетами прочности и устойчивости, а также с технико-экономическим подсчетом обязательно включается в состав проекта сооружения. Рекомендации по определению остаточных деформаций и смещений гидросооружений приводятся в пояснениях к п. 5.20 и 5.38.

5.10. В проектах гидротехнических сооружений I и II классов, возводимых в районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов, следует предусматривать организацию постоянных инструментальных сейсмометрических наблюдений за сооружениями и их основаниями при землетрясениях.

К п. 5.10. Задачами постоянных инструментальных (в том числе инженерно-сейсмометрических) наблюдений являются регистрация колебаний гидросооружения, его основания и береговых склонов на участке размещения гидроузла, а также измерение гидродинамических давлений на напорную грань плотины, динамических деформаций и напряжений в наиболее ответственных ее элементах при землетрясениях интенсивностью от 4 до 9 баллов. Кроме того, на земляных или каменнонабросных плотинах со стороны верхнего бьефа рекомендуется устанавливать приборы для измерения общего и порового динамического давления в материале верховой призмы.

Проект ИСС (инженерно-сейсмометрической службы), входящий основной частью в состав проекта плотины, должен включать:

а) общий план инструментальных наблюдений за поведением плотины, ее основания и береговых склонов при землетрясении, рассчитанный на период предпостроечных исследований, строительства и длительной

эксплуатации гидроузлов, связанный с проектом всех остальных натурных наблюдений, предусматриваемых «Временными указаниями по организации и проведению инструментальных наблюдений за колебаниями высоких плотин при землетрясениях», ВСН 42-70. Л., «Энергия», 1971;

б) схему размещения и чертежи измерительных точек, подробное обоснование этой схемы с необходимыми расчетами;

в) полные перечни всего (основного и вспомогательного) оборудования и приборов;

г) строительную часть, включающую рабочие чертежи размещения и крепления приборов, вспомогательного оборудования и кабельных линий, а также чертежи основных и вспомогательных помещений;

д) сметы на оборудование, на строительные и монтажные работы, на эксплуатацию сети наблюдений (раздельно на предэксплуатационный период и на период эксплуатации гидроузла).

При составлении проекта ИСС для плотин необходимо руководствоваться «Временными указаниями по организации и проведению инструментальных наблюдений за колебаниями высоких плотин при землетрясениях», ВСН 42-70 и «Руководством для групп ИСС на крупных гидроузлах по подготовке и эксплуатации сейсмометрической аппаратуры», П 51-76. Состав проекта ИСС для ненапорных гидросооружений остается примерно таким же, как и для плотин, но в этом случае на сооружении устанавливается значительно меньшее количество приборов.

С целью увязки данных инженерно-сейсмометрических наблюдений на гидротехнических сооружениях с результатами измерений, выполняемых региональной сетью сейсмических станций, по соседству с сооружением должна располагаться сейсмическая станция общего типа, оборудованная приборами для регистрации сильных землетрясений и включаемая в состав региональной или общесоюзной системы сейсмических станций.

РАСЧЕТНЫЕ СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В расчетах гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия должны учитываться: сейсмические воздействия от масс сооружения (сейсмические инерционные нагрузки), от присоединенных масс воды (или гидродинамического давления), от волн в водохранилище, вызванных землетрясением; от динамического давления грунта, наносов и др.

Сейсмическое воздействие от масс сооружения

5.11. В расчетах прочности гидротехнических сооружений (за исключением сооружений, напряженное состояние которых зависит от вертикальных смещений, например арочных плотин двоякой кривизны) учитываются только горизонтальные составляющие сейсмического воздействия.

В расчетах устойчивости гидротехнических сооружений учитывается также вертикальная составляющая сейсмического воздействия, причем горизонтальная и вертикальная составляющие принимаются действующими одновременно (в соответствии с п. 5.18).

К п. 5.11. В общем случае сейсмическое воздействие может иметь любое направление в пространстве.

В расчетах прочности гидротехнических сооружений, имеющих простую конструкцию и отличающихся повышенной жесткостью в вертикальном направлении (например, бетонные гравитационные плотины), учитывается только горизонтальная составляющая сейсмического воздействия, а в расчетах их устойчивости учитывается также вертикальная составляющая.

В расчетах прочности и устойчивости гидросооружений сложной конструкции, имеющих соизмеримые размеры и жесткости в горизонтальном и вертикальном направлениях, состоящих из разнородных материалов и работающих в условиях плоской задачи, а также при расчетах гидросооружений на воздействие, заданное акселерограммой землетрясения, учитываются как горизонтальная (по направлению вдоль или поперек каньона), так и вертикальная составляющие сейсмического воздействия.

В расчетах гидросооружений, работающих по пространственной схеме, рекомендуется учитывать три составляющие сейсмического воздействия.

В расчетах портовых причальных распорных сооружений сейсмические нагрузки принимаются направленными только в сторону акватории. Для портовых оградительных сооружений (а также причальных сооружений типа пирсов) сейсмические нагрузки учитываются раздельно, действующими как в сторону защищаемой акватории, так и в сторону моря.

В расчетах отдельно стоящих гидротехнических сооружений (маяков, отдельных опор пирсов и т. п.) определяются горизонтальные сейсмические нагрузки в вертикальных плоскостях наибольшей и наименьшей жесткости.

Отдельные элементы консольного типа, находящиеся на основных сооружениях, проверяются на сейсмическое воздействие в соответствии с указаниями п. 2.10 главы СНиП II-А.12-69.

5.12. Горизонтальная составляющая сейсмической нагрузки S_{ik} в точке k сооружения, соответствующая i-му тону его собственных колебаний, определяется по формуле

$$S_{ik} = Q_k m K_c \beta_i^{\circ} \eta_{ik}, \qquad 1\,(6)$$

где Q — вес элемента сооружения, отнесенный к точке k; K_c — коэффициент сейсмичности, принимаемый по табл. 2 настоящей главы СНиП; m — коэффициент, учитывающий особые условия работы гидросооружений и принимаемый в расчетах подпорных сооружений I класса: для бетонных плотин равным 1,5; для плотин из грунтовых материалов равным 1,3; для остальных сооружений I класса и всех сооружений II, III и IV классов равным 1,0; β_i° — коэффициент динамичности, соответствующий i-ой форме колебаний сооружения, определяемый по п. 5.14; η_{ik} — коэффициент, зависящий от i-ой формы собственных колебаний и от места расположения точки k, определяемый с учетом п. 5.13.

Примечания: 1. Вес погруженного в воду элемента сооружения Q_k определяется без учета взвешивающего действия воды. Вес воды в объеме этого элемента учитывается в качестве дополнительного веса.

2. При учете инерционного влияния воды к величине Q_k прибавляется вес присоединенной массы воды, равный $m_в g$, где $m_в$ — присоединенная масса воды, определяемая согласно пп. 5.23 и 5.24, а g — ускорение силы тяжести.

3. При технико-экономическом обосновании строительства подпорных сооружений I класса коэффициент m принимается равным 1,0.

К п. 5.12. Формула 1(6) для определения горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки в рассматриваемой точке при данной форме собственных колебаний аналогична формуле (1) СНиП II-А.12-69. Формула 1(6) от формулы (1) отличается:

1) коэффициентом m, принимаемым для подпорных гидросооружений I класса равным 1,5 — для бетонных плотин и 1,3 — для плотин из грунтовых материалов, который учитывает особую ответственность этих сооружений, наличие эксплуатационного давления воды, действующего одновременно и в одном направлении с сейсмическими нагрузками и др.;

2) коэффициентом $\beta_i^{\circ} = m^{\circ}\beta_i$, который учитывает условия деформирования (без раскрытия или с раскрытием швов) железобетонных и бетонных гидросооружений при сейсмических воздействиях, различие характеристик затухания колебаний плотин из грунтовых материалов и некоторые другие факторы (см. табл. 2(14) настоящего Руководства).

Коэффициент динамичности β_i, соответствующий i-ой форме собственных колебаний рассчитываемого сооружения, определяется по графику на рис. 1(2).

При определении сейсмической нагрузки по формуле 1(6) вычисляются веса соответствующих элементов сооружения с учетом водонасыщения. При этом взвешивающее действие воды не учитывается, так как масса сооружения, определяющая сейсмическую инерционную нагрузку, остается неизменной.

Для определения значений β_i° и η_{ik}, входящих в формулу 1(6), необходимо определить периоды (частоты) и формы собственных колебаний сооружения. Рекомендации по их определению для плотин различных типов и других сооружений приведены в приложениях 3—5. Примеры определения сейсмических нагрузок приведены в приложении 4.

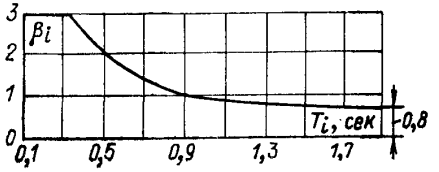

Рис. 1(2). График коэффициента динамичности β_i.

Для плотин из грунтовых материалов I и II классов капитальности во всех случаях и плотин этого типа других классов из разнородных материалов с резко различающимися свойствами должна производиться дополнительная проверка напряженного состояния согласно приложению 6.

Расчет портовых гидросооружений включая свайные сооружения сквозного типа производится по приложению 5.

Расчет гидротехнических туннелей на сейсмическое воздействие рекомендуется проводить в соответствии с приложением 7.

5.13. Для сооружений, при расчетах которых можно ограничиваться учетом только горизонтальной составляющей смещения, сейсмическая нагрузка определяется по формуле 1(6), а коэффициент η_{ik} — по формуле 2(3).

Для сооружений, в расчетах которых необходимо учитывать две или три составляющие смещения точек при колебаниях, коэффициент η_{ik} определяется с учетом всех составляющих смещения.

К п. 5.13. Для гидротехнических сооружений и, в частности, гравитационных плотин и плотин из грунтовых материалов, при учете только горизонтальных смещений при сейсмическом воздействии определение η_{ik} производится по формуле 2(3) СНиП II-А.12-69:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j)}. \qquad 2(3)$$

Здесь $X_i(x_k)$, $X_i(x_j)$ — смещения сооружения по i-му тону собственных колебаний в точках с координатами x_k и x_j, где в расчетной схеме сооружения приняты сосредоточенные массы.

Для плотин из грунтовых материалов коэффициенты η_{ik} для четырех низших тонов (i=1, 2, 3, 4) собственных колебаний (плотина из однородного материала при учете жесткого защемления в основании) могут приниматься согласно табл. 7 приложения 3, а при учете деформативности основания частоты собственных колебаний и коэффициенты η_{ik} могут определяться согласно табл. 8—10 приложения 3.

Динамические характеристики плотин из разнородных грунтовых материалов определяются так же, как для однородных плотин с использованием средневзвешенных значений характеристик материалов.

Для бетонных гравитационных плотин при учете только горизонтальных смещений $X_i(x_k)$ точек плотины для четырех тонов собственных колебаний ($i=1, 2, 3, 4$) периоды собственных колебаний могут определяться по графикам рис. 13, 14, 16, 17, 18 приложения 3; формы колебаний $X_i(x_k)$ — по графикам рис. 15, 19—21 того же приложения. Эти графики получены без учета деформативности основания.

Приближенное определение периодов и коэффициентов формы собственных колебаний массивно-контрфорсных бетонных плотин может производится по табл. 11 и рис. 22—25, а прочих плотин — по рис. 26—27 приложения 3.

При расчете прочности и устойчивости плотин и других гидротехнических сооружений с учетом двух составляющих смещений точек сооружения при колебаниях используются формулы для определения сейсмической нагрузки:

$$\left.\begin{aligned} S_{ik}^{(1)} &= Q_k m K_c \beta_i \circ \eta_{ik}^{(1)}, \\ S_{ik}^{(2)} &= Q_k m K_c \beta_i \circ \eta_{ik}^{(2)}, \end{aligned}\right\} \qquad 3$$

а коэффициенты η_{ik} в (3) определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \eta_{ik}^{(1)} &= u_{ik}^{(1)} c_{1i}, \\ \eta_{ik}^{(2)} &= u_{ik}^{(2)} c_{1i}, \end{aligned}\right\} \qquad 4$$

где

$$c_{1i} = \frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j \left[u_{ij}^{(1)} \cos \widehat{(u_{ij}, u_0)} + u_{ij}^{(2)} \cos \widehat{(u_{ij}^{(2)}, u_0)}\right]}{\sum_{j=1}^{n} Q_j \left[(u_{ij}^{(1)})^2 + (u_{ij}^{(2)})^2\right]}. \qquad 5$$

Здесь $u_{ik}^{(1)}$ и $u_{ik}^{(2)}$—составляющие смещения точки k при колебаниях по i-му тону в ортогональных общих или местных координатах. Например, для гравитационной плотины (плоская задача) $u_{ik}^{(1)}$ и $u_{ik}^{(2)}$ — горизонтальная и вертикальная составляющие смещения точки k плотины, а для арочных плотин при учете только горизонтальных смещений $u_{ik}^{(1)}$ и $u_{ik}^{(2)}$ — радиальная и тангенциальная составляющие смещения точки k плотины; Q_j — вес элемента сооружения с учетом или без учета веса присоединенной массы воды, отнесенной к точке j.

Для бетонных гравитационных плотин при учете горизонтальной и вертикальной составляющих смещения точек сооружения при колебаниях и учете деформативности основания для определения периодов и смещений точек плотины можно использовать графики рис. 16—21 приложения 3.

Сейсмическая нагрузка для сооружений, в расчетах которых необходимо учитывать все три составляющие смещений, определяется по формулам:

$$\left.\begin{aligned} S_{ik}^{(1)} &= Q_k m K_c \beta_i \eta_{ik}^{(1)}, \\ S_{ik}^{(2)} &= Q_k m K_c \beta_i \eta_{ik}^{(2)}, \\ S_{ik}^{(3)} &= Q_k m K_c \beta_i \eta_{ik}^{(3)}, \end{aligned}\right\} \qquad 6$$

где $S_{ik}^{(1)}$, $S_{ik}^{(2)}$, $S_{ik}^{(3)}$ — проекции сейсмической инерционной нагрузки в точке k на произвольные ортогональные оси координат, к которым отнесены перемещения $u^{(1)}$, $u^{(2)}$, $u^{(3)}$ точки k (например, $u^{(1)}$ — нормальные перемещения; $u^{(2)}$, $u^{(3)}$ — тангенциальные перемещения); Q_k — вес элемента, отнесенный к точке k; $\eta_{ik}^{(1)}$, $\eta_{ik}^{(2)}$, $\eta_{ik}^{(3)}$ — коэффициенты формы для точки k при i-ом тоне колебаний, отнесенные к тем же осям координат и определяемые по зависимостям

$$\left.\begin{aligned} \eta_{ik}^{(1)} &= u_{ik}^{(1)} c_{2i}, \\ \eta_{ik}^{(2)} &= u_{ik}^{(2)} c_{2i}, \\ \eta_{ik}^{(3)} &= u_{ik}^{(3)} c_{2i}. \end{aligned}\right\} \qquad 7$$

Здесь

$$c_{2l}=\frac{\sum_j^n Q_j\left[u_{lj}^{(1)}\cos\left(\widehat{u_{lj}^{(1)}, u_0}\right)+u_{lj}^{(2)}\cos\left(\widehat{u_{lj}^{(2)}, u_0}\right)+u_{lj}^{(3)}\cos\left(\widehat{u_{lj}^{(3)}, u_0}\right)\right]}{\sum_j^n Q_j\left[(u_{lj}^{(1)})^2+(u_{lj}^{(2)})^2+(u_{lj}^{(3)})^2\right]}, \qquad 8$$

где $\cos\left(\widehat{u_{lj}^{(1)}, u_0}\right)$, $\cos\left(\widehat{u_{lj}^{(2)}, u_0}\right)$, $\cos\left(\widehat{u_{lj}^{(3)}, u_0}\right)$ — косинусы углов между векторами сейсмического воздействия u_0 и направлениями перемещений $u^{(1)}$, $u^{(2)}$, $u^{(3)}$ в j-ой точке сооружения.

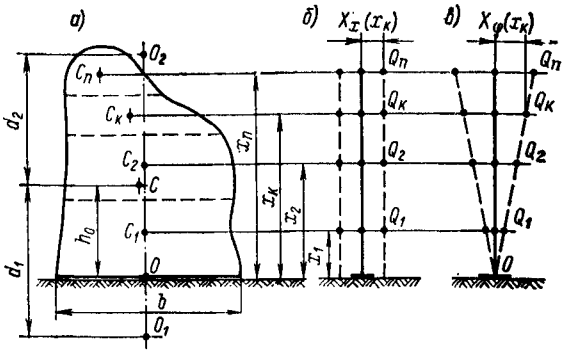

Рис. 2. Расчетная схема массивного жесткого сооружения, опирающегося на упругое основание

а — схема сооружения; *б* — горизонтальные колебания; *в* — вращательные колебания вокруг центра тяжести площади подошвы.

Особенности расчета сооружений гравитационного типа. Деформации бетонных плотин на нескальных основаниях, стенок гравитационных портовых сооружений (типа оградительных) и т. п. малы по сравнению с перемещениями, обусловливаемыми податливостью оснований. Перемещения таких сооружений при землетрясениях рассматриваются как колебания твердого тела на упругом основании.

Расчетная схема массивного сооружения представлена в виде абсолютно жесткой стойки, опирающейся плоской подошвой на упругое основание (рис. 2). Веса частей элементов сооружения представлены сосредоточенными грузами весом $Q_1, Q_2, \ldots, Q_n$ без учета взвешивания. Точка C обозначает центр тяжести сооружения (без учета взвешивания), точка O — центр тяжести площади подошвы, точка O_1 — центр вращения для первой формы главных колебаний, точка O_2 — центр вращения для второй формы главных колебаний.

Определение частот собственных колебаний сооружений без учета инерционного воздействия воды производится по формулам:

$$\lambda_x^2=\frac{C_x F}{M}, \qquad 9$$

$$\lambda_\varphi^2=\frac{C_\varphi I_0-Q^* h_0^*}{\theta_0}, \qquad 10$$

$$\lambda_{1,2}=\frac{1}{2\gamma_0}\left[(\lambda_x^2+\lambda_\varphi^2)\mp\sqrt{(\lambda_x^2+\lambda_\varphi^2)^2-4\gamma_0\lambda_x^2\lambda_\varphi^2}\right], \qquad 11$$

$$\gamma_0=\frac{\theta_c}{\theta_0},\ \theta_0=\theta_c+Mh_0^2. \qquad 12$$

Здесь λ_x — частота горизонтальных колебаний (рис. 2, *б*); λ_φ — частота вращательных колебаний вокруг центра тяжести площади подошвы — точки O (рис. 2, *в*); λ_1 — частота колебаний в первой главной форме, представляющей собой вращательные колебания

вокруг центра O_1; λ_2 — частота колебаний во второй главной форме, представляющей собой вращательные колебания вокруг центра O_2; M — масса сооружения (без учета взвешивания); Q^* — вес сооружения (с учетом взвешивания); F — площадь подошвы; I_0 — момент инерции площади подошвы относительно горизонтальной оси, проходящей через точку О перпендикулярно плоскости колебаний; h_0, h_0^* — возвышения центра тяжести над плоскостью подошвы без учета взвешивания (h_0) и с учетом взвешивания (h_0^*); θ_C, θ_O — моменты инерции массы сооружения относительно горизонтальных осей, проходящих соответственно через точки C и O перпендикулярно плоскости колебаний; C_x и C_φ — коэффициенты, характеризующие упругие свойства оснований (рекомендации по их выбору даны в приложении 5).

Положения центров O_1, O_2 главных колебаний определяются формулой (рис. 2, *а*)

$$d_i = \frac{h_0}{1 - \lambda_i^2/\lambda_x^2}, \quad (i = 1, 2). \tag{13}$$

Частоты собственных колебаний парциальных λ_{0x}, $\lambda_{0\varphi}$ и главных λ_{01}, λ_{02} с учетом инерционного влияния воды находятся из выражений:

$$\lambda_{0x} = \lambda_x \eta_x; \ \lambda_{0\varphi} = \lambda_\varphi \eta_\varphi; \ \lambda_{01} = \lambda_1 \eta_1; \ \lambda_{02} = \lambda_2 \eta_2, \tag{14}$$

где безразмерные коэффициенты

$$\left.\begin{aligned} \eta_x &= \frac{1}{\sqrt{1 + M_{в.x}/M}}, \quad \eta_\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \theta_{0\varphi}/\theta_0}}, \\ \eta_1 &= \frac{1}{\sqrt{1 + \theta_{1\varphi}/\theta_1}}, \quad \eta_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \theta_{2\varphi}/\theta_2}}. \end{aligned}\right\} \tag{15}$$

Здесь $M_{в.x}$ — присоединенная масса воды при горизонтальных колебаниях; $\theta_{0\varphi}$, $\theta_{1\varphi}$, $\theta_{2\varphi}$ — моменты инерции присоединенной массы воды относительно рассматриваемых центров вращения (точек O, O_1, O_2); θ_0, θ_1, θ_2 — моменты инерции массы сооружения относительно тех же центров вращения (точек O, O_1, O_2).

Периоды собственных колебаний сооружения с учетом инерционного влияния воды находятся по формуле

$$T_{0i} = \frac{2\pi}{\lambda_{0i}}, \quad (i = x, \varphi, 1, 2). \tag{16}$$

По величинам периодов колебаний находятся далее значения коэффициентов динамичности по формуле (2) СНиП II-А.12-69.

Периоды колебаний могут определяться и другими способами, в том числе по данным натурных испытаний подобных сооружений на участках с аналогичными грунтовыми условиями.

Для массивных распластанных сооружений с малым отношением высоты сооружений к ширине подошвы определяющими являются горизонтальные колебания (рис. 2, *б*), а для высоких сооружений определяющими могут быть вращательные колебания вокруг центра тяжести подошвы (рис. 2, *в*). В этих случаях определение величины сейсмических нагрузок производится при $m = m^o = 1$, или, что равносильно, по формуле (1) СНиП II-А.12-69. Коэффициенты форм колебаний находятся по формуле (3) СНиП, в которой перемещения $X_i(x_j)$ сосредоточенных грузов при свободных колебаниях определяются выражениями:

при горизонтальных колебаниях

$$X_x(x_j) = C; \tag{17}$$

при вращательных колебаниях вокруг центра тяжести площади подошвы

$$X_\varphi(x_j) = Cx_j. \tag{18}$$

Здесь в соответствии с обозначениями в формуле (3) СНиП: j — номера грузов; $j = 1, 2, \ldots n$; x_j — возвышения грузов над плоскостью подошвы; C — произвольная постоянная (можно принимать $C = 1$).

В общем случае определение сейсмических нагрузок должно производиться с учетом влияния инерции вращения сооружения и соответст-

венно первой и второй форм главных колебаний ($i=1, 2$). Тогда коэффициенты форм колебаний вычисляются по формуле

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j) + g\sum_{j=1}^{n} \theta_{jc}\psi_i^2(x_j)}, \qquad 19$$

где $X_i(x_k)$, $X_j(x_j)$ — горизонтальные перемещения при свободных колебаниях соответственно для рассматриваемого элемента весом Q_k и для каждого j-го элемента весом Q_j; Q_j — веса элементов сооружения (без учета взвешивания); θ_{jc} — момент инерции массы j-го элемента относительно оси, проходящей через точку C; $\psi_i(x_j)$ — углы поворотов элементов при свободных колебаниях; g — ускорение силы тяжести; i — номера форм главных колебаний.

Формула 19 является более общей, чем формула (3) СНиП, и отличается от нее наличием второй суммы в знаменателе, отражающей влияние инерции вращения тела. Должны выполняться равенства:

$$\sum_{i=1}^{2} \eta_{ik} = 1; \qquad \sum_{i=1}^{2} \eta_{ik}\frac{\psi_i(x_k)}{X_i(x_k)} = 0. \qquad 20$$

При расчете всего массивного сооружения как твердого тела из формулы 19 следует выражение для определения коэффициентов форм колебаний в виде

$$\eta_i = \frac{QX_i^2}{QX_i^2 + g\theta_c\psi_i^2}, \qquad (i = 1, 2) \qquad 21$$

где X_i — горизонтальные перемещения центра тяжести сооружения при свободных колебаниях; ψ_i — углы поворотов сооружения при свободных колебнаиях; Q — вес сооружения (без учета взвешивания); θ_c — момент инерции массы сооружения.

Должны выполняться следующие равенства:

$$\eta_1 + \eta_2 = 1; \qquad \eta_1\psi_1/X_1 + \eta_2\psi_2/X_2 = 0. \qquad 22$$

При расчетах по формуле 21 функции X_i и ψ_i связаны зависимостью

$$X_i = -\psi_i d_i \qquad (i = 1, 2). \qquad 23$$

При этом можно принимать $\psi_i = 1$ и в соответствии с этим вычислять величины X_i. Определение сейсмических нагрузок производится по формулам 1(6) или (1) СНиП II-А.12-69.

5.14. Величина β_i° определяется по формуле

$$\beta_i^\circ = m^\circ\beta_i, \qquad 24(7)$$

где β_i° — коэффициент динамичности, определяемый согласно п. 2.4 настоящей главы СНиП; m^0 — коэффициент, зависящий от вида материала и конструкции сооружения и принимаемый по табл. 2(14). Величина β_i^0 принимается не менее 0,8.

Таблица 2(14)

Значения коэффициента m°

Материал, тип и конструктивные особенности сооружений	m°
Железобетонные и бетонные сооружения, работающие при колебаниях без раскрытия швов	1,0
Бетонные сооружения, свободно деформирующиеся при колебаниях с частичным раскрытием швов	0,8
Земляные и каменнонабросные сооружения	0,7

5.15. Для определения сейсмических нагрузок при технико-экономическом обосновании строительства гидротехнических сооружений I и II классов и на всех стадиях проектирования сооружений III и IV классов разрешается использование приближенных зависимостей, базирующихся на учете только первого (основного) тона колебаний и приближенной формы деформации сооружения, отвечающей этому тону.

Для сооружений, расчет которых производится по консольной схеме, допускается вычислять коэффициенты η_{ik} по формуле (4).

К п. 5.15. В расчетах, производимых согласно указаниям этого пункта, сейсмическая нагрузка может определяться по формуле

$$S_{1k} = Q_k m K_c \beta_1{}^0 \eta_{1k}, \qquad 25$$

где Q_k, m, K_c — обозначения прежние; $\beta_1{}^0$ — коэффициент динамичности, определяемый по первому (основному) тону собственных колебаний.

Величина η_{1k} определяется по формуле

$$\eta_{1k} = \frac{X_k \sum_{j=1}^{n} Q_j X_j}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_j^2}, \qquad 26$$

где X_k и X_j — расстояния между k-ой и j-ой точками, в которых массы сооружения приняты сосредоточенными, и подошвой сооружения.

Для плотины треугольного профиля (бетонные гравитационные и из грунтовых материалов) значения η_{1k} принимаются равными 2,0 на гребне сооружения и линейно изменяются до 0 у основания.

Рекомендации по приближенному определению сейсмической нагрузки на бетонные гравитационные плотины приведены в приложении 4.

5.16. Сейсмическую нагрузку на подземные сооружения, а также на скальные массивы, образующие основания сооружений и естественные береговые склоны, следует определять по формуле 1(6) при значениях $\beta_i{}^0 \eta_{ik} = 1{,}0$, а на подпорные стенки — при $\beta_i{}^0 \eta_{ik} = 1{,}5$.

К п. 5.16. При определении сейсмической нагрузки на подземные сооружения, а также на скальные массивы, образующие основания гидросооружений и береговые склоны, указанные объекты, ввиду их малой деформируемости, рассматриваются как жесткие тела, совершающие совместное движение с основанием. При определении сейсмической нагрузки на сооружение типа подпорных стенок, ввиду необходимости учета податливости грунта основания и материала засыпки, следует принимать значение произведения коэффициентов $\beta_i{}^0 \eta_{ik} = 1{,}5$.

5.17. Сейсмические нагрузки на жесткие массивные сооружения типа оградительных портовых сооружений, бетонных водосливных плотин на нескальных основаниях и т. п. определяются как для твердого тела на упругом основании с учетом влияния инерции вращения.

К п. 5.17. При колебаниях жестких массивных сооружений (типа бетонных плотин на нескальных основаниях, гравитационных портовых сооружений и т. п.) их деформации малы по сравнению с перемещениями, обусловливаемыми податливостью оснований. Поэтому перемещения таких сооружений при землетрясениях рассматриваются как колебания твердого тела на упругом основании. Методика расчета приводится в приложении 5.

5.18. Вертикальная составляющая $S_k{}^в$ сейсмической нагрузки, действующая на k-й элемент сооружения, определяется по формуле

$$S_k{}^в = Q_k m K_c \sin \alpha, \qquad 27(8)$$

где α — угол между горизонталью и направлением сейсмического воздействия, принимаемый не более 30°.

При одновременном учете вертикальной и горизонтальной составляющих сейсмических сил величина K_c в формуле 1(6) умножается на $\cos \alpha$.

К п. 5.18. При одновременном учете двух составляющих сейсмического воздействия для сооружений, обладающих большой жесткостью в вертикальном направлении, определение вертикальной составляющей производится по формуле 27(8). В качестве расчетного должен приниматься случай наиболее неблагоприятного направления сейсмического воздей-

ствия (соответствующего минимальному значению коэффициента запаса устойчивости) при изменении угла между горизонталью и направлением вектора этого воздействия в пределах до 30°.

5.19. Расчетные усилия $N_р$ в рассматриваемом сечении конструкции, учитываемые при оценке прочности сооружений и их оснований, определяются:

а) при периоде первого (основного) тона собственных колебаний более 0,3 сек по формуле

$$N_р = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2}, \qquad 28(9)$$

где N_i — усилие в рассматриваемом сечении для i-го тона колебаний; n — число учитываемых тонов колебаний.

б) при периоде первого тона собственных колебаний, равном 0,3 сек или менее, по формуле 29(5) настоящей главы СНиП.

К п. 5.19. Расчет прочности бетонных гравитационных плотин производится на горизонтальные сейсмические нагрузки, определяемые отдельно для каждого из учитываемых тонов собственных колебаний.

По этим нагрузкам находятся усилия (M, Q и N) в расчетных сечениях плотины. Затем по усилиям, соответствующим отдельным тонам колебаний, определяются суммарные расчетные усилия для всех учитываемых тонов собственных колебаний при периоде первого (основного) тона собственных колебаний $>0{,}3$ сек по формуле 28(9), а при периоде первого тона собственных колебаний $\leqslant 0{,}3$ сек — по формуле 29(5) настоящей главы СНиП:

$$N_р = \sqrt{N_{макс}^2 + 0{,}5\sum_{i=1}^{n} N_i^2}, \qquad 29(5)$$

где $N_р$ — расчетные значения усилий (поперечной силы, изгибающего момента или других усилий) в рассматриваемом сечении от действия сейсмической нагрузки; $N_{макс}$ — наибольшее значение данного вида усилия в рассматриваемом сечении, определяемое из сопоставления эпюр усилий, вызываемых сейсмическими силами, отвечающими отдельным формам колебаний сооружений; N_i — значения усилия в том же сечении по другим эпюрам (кроме значения $N_{макс}$); суммирование производится по всем эпюрам данного усилия, кроме эпюры, которой отвечает максимальное значение усилия $N_{макс}$.

Для оценки прочности сооружения расчетные усилия от сейсмического воздействия суммируются с усилиями от других нагрузок, входящих в данное особое сочетание нагрузок и воздействий.

В расчетах прочности арочных плотин расчетные усилия также определяются по формулам 28(9) или 29(5). Пример определения сейсмических нагрузок для расчета прочности бетонных (гравитационной и арочной) плотин приведен в приложении 4.

В расчетах прочности водопропускных сооружений, размещаемых на основных подпорных сооружениях (водоприемники ГЭС и водосбросы, трубопроводы и др.), должны учитываться воздействия, передаваемые на них со стороны основного сооружения.

В случае, если разрушение водоприемников ГЭС и водосбросов, трубопроводов и других сооружений, размещаемых на основных сооружениях, не вызывает катастрофических последствий, их проектирование может производиться с учетом сейсмического воздействия, величина которого снижена на 1 балл.

В отдельных случаях при особо сложных инженерно-геологических и геоморфологических условиях, сложной геометрии сооружения и т. п. оценку его сейсмонапряженного состояния допускается производить только на основании модельных исследований.

5.20. В расчетах устойчивости сооружений и их частей расчетная горизонтальная сейсмическая нагрузка S_p в рассматриваемом сечении определяется по формуле

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_i^2}, \qquad 30(10)$$

где S_i — сейсмическая нагрузка в том же сечении, определяемая по формуле 1(6).

К п. 5.20. В расчетах устойчивости бетонных гравитационных и арочных плотин учитываются горизонтальные и вертикальные составляющие сейсмических нагрузок наряду с другими видами нагрузок, входящих в особое сочетание.

Кроме того, в расчетах устойчивости арочных плотин определяются силы, передаваемые сооружением на скальное основание, которые используются для расчетов устойчивости береговых упоров. Пример определения сейсмических нагрузок для расчета устойчивости бетонной гравитационной плотины приведен в приложении 4.

Для расчетов устойчивости плотин из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях устанавливается распределение сейсмических нагрузок или ускорений по сечениям сооружения.

Распределение сейсмических нагрузок S_p по сечениям сооружения определяется по формуле 30(10).

Распределение сейсмических ускорений по сечениям сооружения находится с помощью формулы 31, аналогичной формуле 30(10)

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_{ik}^{*2}}, \qquad 31$$

где S_k^* — расчетное (суммарное) сейсмическое ускорение (в долях g) в точке k, определяемое с учетом нескольких (например, четырех) низших тонов колебаний; S_{ik}^* — ускорение (в долях g) в точке k, соответствующее i-му тону колебаний и определяемое по формуле

$$S_{ik}^* = mK_c\beta_i{}^\circ\eta_{ik}. \qquad 32$$

При использовании суммарных ускорений S_k^*, найденных по формуле 31, для проверки устойчивости откосов и динамической устойчивости структуры водонасыщенных несвязных грунтов, величина S_k^* по контакту сооружения с основанием принимается равной K_c. Определенные таким образом сейсмические ускорения S_{ik}^* умножаются на веса выделенных отсеков оползающей части откоса. Полученные в результате этого горизонтальные сейсмические силы, расположенные в центрах тяжести соответствующих отсеков, учитываются в расчетах устойчивости как дополнительные силы.

При использовании уточненных методов динамического расчета сооружений (метода конечных элементов и др.) определяется распределение сейсмических инерционных нагрузок по сечениям сооружения, которые учитываются в расчетах устойчивости откосов, напряженно-деформированного состояния сооружений и при постановке соответствующих экспериментальных исследований.

Наряду с расчетами устойчивости откосов на сдвиг по круглоцилиндрическим или иным поверхностям скольжения для плотин из несвязных материалов производится проверка возможности поверхностного осыпания и выполаживания откосов при сейсмических воздействиях согласно п. 5.38б. Рекомендации по учету сейсмических нагрузок в расчетах устойчивости откосов плотин из местных материалов приводятся в приложении 6.

5.21. Для сооружений, расчет которых производится по консольной схеме, следует учитывать не более 5 форм собственных колебаний. Если расчетная схема сооружения составлена с учетом пространственной ра-

боты, число форм собственных колебаний, учитываемых в расчете, принимается таким, чтобы приращение усилий, определяемых по формуле 28(9) или приращение нагрузок, определяемых по формуле 30(10) от учета двух последующих форм, не превышало 10%.

К п. 5.21. При определении расчетных усилий по формуле 28(9) или расчетных нагрузок по формуле 30(10) выполнение требования настоящего пункта проверяется:

при оценке прочности для расчетных сечений сооружения;

при расчетах устойчивости всего сооружения — для равнодействующей сейсмической нагрузки, а при расчетах устойчивости его частей — для составляющих сейсмической нагрузки по расчетным сечениям сооружения.

Присоединенная масса воды и гидродинамическое давление

5.22. В расчетах гидротехнических сооружений на сейсмическое воздействие при определении периодов собственных колебаний и сейсмических нагрузок следует учитывать инерционное влияние воды.

К п. 5.22. При сейсмических колебаниях в водной среде гидротехнические сооружения испытывают со стороны жидкости инерционное и демпфирующее воздействия, которые проявляются в форме гидродинамического давления, вызывающего изменение частот и затухание колебаний сооружений и элементов конструкции.

Гидродинамическое давление представляют в виде двух составляющих, сдвинутых по фазе относительно перемещений конструкций: инерционной составляющей, которая изменяется с той же фазой, что и силы инерции колеблющегося сооружения, и демпфирующей составляющей, которая изменяется с той же фазой, что и силы внутреннего неупругого сопротивления.

Амплитуды инерционной и демпфирующей составляющих гидродинамического давления в каждой точке поверхности сооружения для данной формы колебаний прямо пропорциональны амплитудам соответственно ускорения и скорости этой точки.

Отношение инерционной составляющей гидродинамического давления в данной точке к ускорению этой точки называется присоединенной массой, а отношение демпфирующей составляющей гидродинамического давления в данной точке к скорости этой точки называется присоединенным трением.

Присоединенная масса воды суммируется с массой соответствующего элемента сооружения и учитывается при определении частот (периодов) собственных колебаний и инерционных нагрузок на сооружение.

Неучет присоединенного трения идет в запас прочности при расчете сейсмостойкости гидротехнических сооружений, погрешность при этом, как правило, невелика. Поэтому влияние присоединенного трения на колебания конструкций гидросооружений не учитывается.

5.23. Присоединенная масса воды $m_в$ для гидротехнических сооружений (кроме перечисленных в п. 5.24), приходящаяся на единицу площади их поверхности, определяется по формуле

$$m_в = \frac{\gamma}{g} h\mu\psi, \qquad 33(11)$$

где γ — объемный вес воды, h — глубина воды у сооружения; μ — безразмерный коэффициент присоединенной массы воды, определяемый по табл. 3(15); ψ — безразмерный коэффициент, учитывающий ограниченность длины водоема и принимаемый для $l/h \geqslant 3$ равным 1, а для $l/h < 3$ — по табл. 4(16); l — расстояние между сооружением и противоположным ему берегом водоема (для шлюзов и аналогичных сооружений — между противоположными стенками конструкции) на глубине $2/3h$ от свободной поверхности воды.

Таблица 3(15)

Расчетные формулы для определения безразмерных коэффициентов присоединенных масс воды μ, ординат эпюр гидродинамических давлений D, равнодействующей гидродинамического давления Q, глубин погружения точки приложения равнодействующей χ

Характер движения \ Коэффициенты	μ	D	Q	χ
Колебания вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании при $z_c \neq h$	$\dfrac{z_c R - \dfrac{2h}{\pi} G}{z_c - z}$	$\dfrac{z_c R - \dfrac{2h}{\pi} G}{z_c - h}$	$\dfrac{0{,}543 z_c - 0{,}325 h}{z_c - h}$	$\dfrac{0{,}325 z_c - 0{,}21 h}{0{,}543 z_c - 0{,}325 h}$
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений а) с вертикальной напорной гранью б) с наклонной напорной гранью	R $R \sin^3 \theta$	R $R \sin^2 \theta$	0,543 $0{,}543 \sin \theta$	0,6 0,6
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в V-образном ущелье	μ_1	$D = \mu_1$	—	—
Горизонтальные изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\dfrac{R + C_1 (a-1)}{1 + C_3 (a-1)}$	$R + C_1 (a-1)$	—	—
Горизонтальные сдвиговые колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\dfrac{aR - C_2 (a-1)}{a - (a-1)\dfrac{z^2}{h^2}}$	$aR - C_2 (a-1)$	—	—
Горизонтальные колебания отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, свай с круглой формой поперечного сечения	$\dfrac{\pi}{4} \left(\dfrac{z}{h}\right)^{d_1/2h}$	$\dfrac{\pi}{4} \left(\dfrac{z}{h}\right)^{d_1/2h}$	$\dfrac{\pi}{4 (1 + d_1/2h)}$	$\dfrac{2h + d_1}{4h + d_1}$
То же—с квадратной формой поперечного сечения	$\left(\dfrac{z}{h}\right)^{d_2/2h}$	$\left(\dfrac{z}{h}\right)^{d_2/2h}$	$\dfrac{1}{1 + d_2/2h}$	$\dfrac{2h + d_2}{4h + d_2}$

Примечания: 1. Коэффициенты R, G, μ_1, C_1, C_2, C_3 принимаются по табл. 5(17); z_c, z — координаты соответственно центра колебаний и точки напорной грани, для которой определяется величина присоединенной массы (начало координат принимается на уровне водной поверхности); θ — угол наклона напорной грани к горизонтали; d_1 — диаметр поперечного сечения, м; d_2 — сторона квадрата поперечного сечения, м; a — отношение ускорения на гребне плотины к величине $K_c g$.

2. В случае, когда угол наклона напорной грани $\theta \geqslant 75°$, значения безразмерных коэффициентов принимаются как для вертикальной напорной грани.

3. Значение безразмерного коэффициента μ_1 для ключевого сечения симметричных арочных плотин принимается по табл. 5(17). Для остальных сечений арочной плотины значения этого коэффициента увеличиваются линейно до $1{,}3\mu_1$ в пятах.

Таблица 4(16)

Значения безразмерного коэффициента ψ в зависимости от отношения l/h

l/h	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
ψ	0,26	0,41	0,53	0,63	0,72	0,78	0,83	0,88	0,90	0,93	0,96	1,0

Таблица 5(17)

Значения безразмерных коэффициентов R, G, μ_1, C_1, C_2, C_3 в зависимости от отношения z/h

Безразмерные коэффициенты \ z/h	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
R	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,74
G	0,12	0,23	0,34	0,45	0,55	0,64	0,72	0,79	0,83	0,85
μ_1 при $\theta = 90°$, $b:h = 3:1$	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
μ_1 при $\theta = 90°$, $b:h = 2:1$	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
μ_1 при $\theta = 90°$, $b:h = 1:1$	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44
μ_1 при $\theta = 30°$ для всех отношений $b:h$	0,08	0,15	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,20	0,18	0,15
C_1	0,07	0,09	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
C_2	0,04	0,09	0,13	0,18	0,23	0,28	0,34	0,38	0,42	0,43
C_3	0,86	0,73	0,59	0,46	0,34	0,23	0,14	0,06	0,02	0,00

Примечание. b — ширина ущелья на уровне водной поверхности.

Примечание. Если вода находится с двух сторон сооружения, присоединенная масса воды принимается равной сумме присоединенных масс воды, определяемых для каждой из сторон сооружения.

К п. 5.23. Величина присоединенной массы воды определяется из решения соответствующей гидродинамической задачи при следующих основных допущениях: формы колебаний сооружения или конструкции в жидкости и в пустоте считаются одинаковыми; рассматривается случай малых гармонических колебаний сооружения в однородной несжимаемой жидкости; волнение на свободной поверхности, вызванное колебаниями конструкции, податливость и водопроницаемость дна и стенок водоема, а также влияние границ, расположенных на достаточном удалении от сооружения или конструкции, не учитываются.

При колебаниях сооружения гидродинамическое давление (присоединенные массы) воды складывается из составляющих, соответствующих движению сооружения как жесткого целого, и упругих смещений (включая смещения, обусловленные упругой податливостью основания). Значения безразмерного коэффициента присоединенной массы воды μ, входящего в формулу 33(11), для некоторых расчетных схем, соответствующих простейшим частным случаям жестких и упругих смещений сооружений, приведены в табл. 3(15) и табл. 56 приложения 8. Присоединенные массы воды, определенные по этим схемам, позволяют оценить инерционное влияние воды в первом приближении. Уточненный расчет по формулам, аналогичным 1(6)—2(3), но с учетом влияния воды, производится согласно приложению 8.

Для особо ответственных сооружений 1 класса необходимо проводить проверку возможности возникновения акустического резонанса, наступающего при выполнении условия

$$T_0 = \frac{4h}{C_в}, \qquad 34$$

где T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний грунта, сек; h — глубина воды у сооружения, м; $C_в$ — скорость звука в воде, равная ≈ 1440 м/сек.

Для определения гидродинамического давления (присоединенных масс) воды при акустическом резонансе необходимо проводить специальные исследования.

5.24. Для отдельно стоящих сооружений типа водозаборных башен, опор мостов и свай присоединенная масса воды $m_в$, приходящаяся на единицу длины конструкции, определяется по формуле

$$m_в = \frac{\gamma}{g} d^2\mu, \qquad 35(12)$$

где d — диаметр круглого или размер стороны квадратного поперечного сечения сооружения, м; μ — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 3(15).

Примечание. Погонную присоединенную массу воды $m_в$ при поперечных колебаниях свай можно приближенно принимать равной массе воды в объеме единицы длины сваи.

5.25. В расчетах прочности и устойчивости сооружений, указанных в пп. 5.15—5.17, допускается учитывать сейсмическое давление воды, определяемое по формулам:

а) для всех сооружений, кроме отдельно стоящих:

$$\left.\begin{aligned} p &= K_c\gamma h D\psi, \\ P &= K_c\gamma h^2\Omega\psi, \\ h_0 &= h\chi; \end{aligned}\right\} \qquad 36(13)$$

б) для отдельно стоящих сооружений:

$$\left.\begin{aligned} p_0 &= K_c\gamma d^2 D,\\ P_0 &= K_c\gamma d^2 \Omega h,\\ h_0 &= h\chi, \end{aligned}\right\} \qquad 37(14)$$

где p — ординаты эпюры гидродинамического давления, отнесенного к единице площади поверхности сооружения; p_0 — то же, отнесенного к единице высоты отдельно стоящего сооружения; P — суммарное гидродинамическое давление на единицу длины сооружения; P_0 — то же, на отдельно стоящее сооружение; h_0 — глубина погружения точки приложения равнодействующей гидродинамического давления; D, Ω, χ — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 3(15).

Примечание. Если вода находится с двух сторон сооружения, гидродинамическое давление принимается равным сумме абсолютных значений гидродинамических давлений, определяемых для каждой из сторон сооружения.

К п. 5.25. Для всех гидротехнических сооружений, кроме отдельно стоящих, суммарное гидродинамическое давление воды и заглубление точки приложения его равнодействующей рекомендуется также определять по уточненным формулам:

$$\begin{aligned} P &= K_c\gamma h^2 \Omega \Psi_1,\\ h_0 &= h\chi\Psi_2, \end{aligned} \qquad 38$$

где Ψ_1, Ψ_2 — безразмерные коэффициенты, учитывающие ограниченность длины водоема и принимаемые при $l/h \geqslant 3$ равными единице, а при $l/h < 3$ — по табл. 58 приложения 8. При этом ординаты гидродинамических давлений определяются по формуле 36(13).

Для некоторых расчетных схем значения и формулы для D и Ω приведены в табл. 3(15) и табл. 56 приложения 8.

5.26. В напорных водоводах гидродинамическое давление $P_{макс}$ в т/м^2 определяется по формуле

$$P_{макс} = \frac{K_c}{2\pi}\gamma C_в T_0, \qquad 39(15)$$

где $C_в$ — скорость звука в воде напорного водовода, равная 1300 м/сек; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний грунта, величина которого принимается равной 0,5 сек.

5.27. При расчете гидротехнических сооружений на вертикальную составляющую сейсмического воздействия следует учитывать дополнительное сейсмическое давление воды $P_д$ (ординаты давления) по формуле

$$P_д = \gamma z K_c \sin\alpha, \qquad 40(16)$$

где z — расстояние от рассматриваемого сечения до водной поверхности.

К п. 5.27. В формуле 40(16) величина α характеризует угол наклона смоченной поверхности сооружения или конструкции к горизонту, а значение K_c определяется согласно указаниям п. 5.18.

5.28. Высота гравитационной волны в водохранилище, возникающей от сейсмического воздействия, учитываемая при назначении превышения гребня плотины над расчетным горизонтом воды, при условии, что отношение длины водохранилища l к глубине воды h более 3, определяется по формуле

$$\Delta h = 0{,}5 K_c T_1 \sqrt{gh}, \qquad 41(17)$$

где T_1 — преобладающий период сейсмических колебаний ложа водохранилища, принимаемый равным 1,0 сек.

К п. 5.28. Формула 41(17) учитывает образование гравитационной волны в водохранилище в результате горизонтального смещения плотины при колебаниях. Оценка величины гравитационной волны, образующейся в результате сейсмотектонических деформаций участка ложа (поднятия участка дна) водохранилища, может быть произведена согласно приложению 8.

5.29. При расчете гидротехнических сооружений с учетом сейсмического воздействия, направленного вдоль напорного фронта сооружения, влияние водной среды допускается не учитывать.

Сейсмическое давление грунта

5.30. При расчетах подпорных стенок, а также туннелей и других подземных гидротехнических сооружений следует учитывать раздельное инерционное сейсмическое давление грунта и давление, вызванное изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн.

К п. 5.30. В расчетах прочности и устойчивости подпорных стенок учитываются сейсмические инерционные нагрузки — от собственного веса стенки и веса грунта, расположенного за стенкой.

В расчетах подземных сооружений учитываются сейсмические нагрузки в результате:

давления, вызванного изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн;

инерционного давления горной породы от веса свода обрушения;

веса воды, заполняющей туннель.

Инерционное давление горной породы от веса свода обрушения и давления, вызванного изменением напряженного состояния среды при прохождении в ней сейсмических волн, не должны учитываться одновременно.

5.31. Давление несвязного грунта на подпорные стенки с учетом сейсмического воздействия определяется по формулам:

$$q_c = \left[1 + K_c \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\right] p; \qquad 42(18)$$

$$q_c^* = \left[1 - K_c \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right] p^*; \qquad 43(19)$$

где q_c и q_c^* — соответственно активное и пассивное давление грунта при учете сейсмического воздействия; p и p^* — соответственно активное и пассивное статические давления грунта; φ — расчетное значение угла внутреннего трения грунта.

Сейсмическое инерционное горное давление определяется по формуле 27(8), где Q_k следует принимать равным весу соответствующего породного свода.

К п. 5.31. Полное давление несвязного грунта на подпорные стенки, включая сейсмическое инерционное давление, определяется по формулам 42(18) и 43(19) настоящего пункта СНиП.

При определении сейсмического инерционного давления водонасыщенного грунта на подпорные стенки по формулам 42(18) и 43(19) в произведения $+K_c \operatorname{tg}\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$ и $-K_c \operatorname{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$ величины, соответственно, активного p и пассивного p^* статического давления определяются при значениях объемного веса грунта $\gamma_{нас}$. Сейсмическое инерционное горное давление на обделки туннелей и других подземных гидротехнических сооружений определяется по формуле 27(8) пункта 5.18 СНиП, где Q_k принимается равным весу соответствующего породного свода.

5.32. Сейсмические нормальные и касательные напряжения, возникающие в грунтовой среде при прохождении сейсмических волн, определяются по формулам:

$$\sigma_r = \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_r C_p T_0,$$

$$\tau_r = \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_r C_s T_0, \qquad 44(20)$$

где σ_r и τ_r — соответственно нормальные и касательные сейсмические напряжения в грунтовой среде, т/м²; γ_r — объемный вес грунта, т/м³; T_0 — преобладающий период ско-

рости сейсмических колебаний, определяемый по данным инженерно-сейсмологических исследований, проводимых согласно п. 5.4, а при отсутствии этих данных величину T_0 допускается принимать равной 0,5 сек; C_p и C_s — скорости распространения продольных и поперечных сейсмических волн в грунте, определяемые экспериментально, м/сек.

К п. 5.32. Определяемые по формулам 44(20) нормальные и касательные напряжения в грунтовой среде при прохождении в ней сейсмических волн считаются приложенными вне зоны влияния туннелей или других подземных гидротехнических сооружений. Напряжения в обделках этих сооружений определяются по общим правилам строительной механики.

Пример расчета приводится в приложении 7.

Размещение гидротехнических сооружений и конструктивные мероприятия

5.33. Подпорные гидротехнические сооружения, возводимые в сейсмических районах, следует располагать на участках, удаленных от тектонических разломов, по которым могут возникнуть дифференциальные подвижки скальных массивов, образующих основание сооружения.

Основные сооружения гидроузлов (плотина, здание ГЭС, водосброс) следует размещать на скальном массиве, в пределах которого возможность возникновения таких подвижек исключена.

5.34. Возведение подпорных гидросооружений на участках, в пределах которых противоположные береговые склоны сложены породами, резко различающимися по механическим свойствам, не допускается.

К п. 5.33 и 5.34. Возможность расположения тектонических разломов в районе строительства гидроузлов и характеристики механических (деформационных и прочностных) свойств пород, слагающих береговые склоны на участке строительства плотины, определяются на основании результатов предпостроечных исследований в соответствии с указаниями п. 5.4.

В необходимых случаях для проверки возможности возникновения дифференциальных подвижек скальных блоков, образующих основание будущего сооружения, должны проводиться специальные длительные инструментальные (геодезические и др.) наблюдения.

Если осредненные значения акустической жесткости и динамического модуля упругости горных пород, которые слагают противоположные береговые склоны на участке строительства гидроузла, в пределах активной зоны основания (высота зоны приближенно принимается равной половине высоты плотины), различаются более чем в 3 раза, строительство плотин допускается, но лишь при условии специального обоснования, а при различии их в 5 раз и более — не допускается.

5.35. При наличии в основании сооружений слоя слабых грунтов (илов, мягкопластичных глин и др.) рекомендуется удалять их, либо предусматривать специальные меры по их уплотнению или закреплению.

При строительстве гидросооружений на скальных породах рекомендуется обращать особое внимание на тщательное выполнение мероприятий по укреплению пород и улучшению контакта сооружений с основанием.

К п. 5.35. Этот пункт относится к строительству всех подпорных гидросооружений, в том числе крупных гравитационных бетонных, земляных и каменнонабросных плотин на естественных основаниях.

5.36. При наличии в основании или теле сооружения водонасыщенных несвязных грунтов следует производить оценку возможности их разжижения при сейсмическом воздействии.

При возможности разжижения грунтов в теле сооружения или в основании следует предусматривать искусственное уплотнение или укрепление грунтов, выполняемое на основе экспериментальных исследований.

К п. 5.36. Критерием невозможности возникновения явления разжижения водонасыщенных несвязных грунтов при любой интенсивности сейсмического воздействия является выполнение условия

$$D > D_0, \qquad 45$$

где D — степень плотности песка в условиях естественного залегания или в теле сооружения; D_0 — степень структурной плотности, определяемая из опытов по специальной методике, при которой отобранные образцы грунта устанавливаются на виброплощадку и уплотняются под пригрузкой 0,2 кг/см², чем обеспечивается сохранение природного расположения зерен скелета грунта.

В тех случаях, когда условие 45 не выполняется, необходимо производить проверку возникновения явления разжижения песка с учетом интенсивности сейсмического воздействия по методу критических ускорений, согласно которому это явление не возникает, если

$$S^*_{\text{действ}} < S^*_{\text{кр}}, \qquad 46$$

где $S^*_{\text{действ}}$ — максимальное расчетное ускорение сейсмических колебаний грунта в данной точке; $S^*_{\text{кр}}$ — критическое ускорение колебаний, определяемое из опытов.

В качестве дополнительной производится оценка устойчивости структуры песка в условиях развития деформаций сдвига при воздействии статических нагрузок по методу критической пористости, основанному на выполнении условия

$$n < n_{\text{кр}} \quad \text{или} \quad \gamma_{\text{ск}} > \gamma_{\text{ск. кр}}, \qquad 47$$

где n и γ — пористость и объемный вес скелета в условиях естественного залегания (в зоне развития сдвиговых деформаций основания или сооружения); $n_{\text{кр}}$ и $\gamma_{\text{ск. кр}}$ — критическая пористость и соответствующий ей объемный вес скелета грунта.

При определении величин D, D_0, $\alpha_{\text{кр}}$ и $\gamma_{\text{ск. кр}}$ необходимо следовать «Методическим рекомендациям» П 01-72.

5.37. В качестве водоупорных элементов плотин из местных материалов следует применять пластичные или полужесткие ядра и экраны, гибкие железобетонные экраны из плит или пакетов плит, соединенных между собой металлическими компенсаторами, а также гибкое шарнирное сопряжение экрана с противофильтрационным зубом.

К п. 5.37. Применение наружных экранов допустимо только для подпорных сооружений III и IV классов капитальности. Плотины более высоких классов должны проектироваться с центральными или наклонными грунтовыми противофильтрационными элементами, надежно защищенными верховыми призмами из крупнозернистых несвязных материалов.

5.38. Для плотин из грунтовых материалов должна проводиться поверка устойчивости откосов:

а) на сдвиг по круглоцилиндрическим, ломаным или другим поверхностям скольжения согласно нормам проектирования плотин из местных материалов, причем сейсмические нагрузки, определяемые по формуле 30(10), учитываются, как дополнительные силы;

б) на поверхностное осыпание материала откоса из несвязных материалов и его выполаживание. Требуемый угол наклона откоса к горизонту θ определяется по формулам:

для сухого откоса:

$$\operatorname{tg}\theta \leqslant \frac{\operatorname{tg}\varphi - mK_c k_y^{(c)} \sqrt{\sum_{i=1}^{n} [\beta_i \eta_i(z)]^2}}{k_y^{(c)} + mK_c \operatorname{tg}\varphi \sqrt{\sum_{i=1}^{n} [\beta_i \eta_i(z)]^2}}; \qquad 48(21)$$

для верхового откоса ниже уровня водной поверхности в водохранилище и низового откоса ниже кривой депрессии:

$$\operatorname{tg}\theta \leqslant \frac{(\gamma-1)\operatorname{tg}\varphi - mK_c k_y^{(c)}\gamma \sqrt{\sum_{i=1}^{n}[\beta_i^{\circ}\eta_i(z)]^2}}{(\gamma-1)k_y^{(c)} + mK_c\gamma\operatorname{tg}\varphi \sqrt{\sum_{i=1}^{n}[\beta_i^{\circ}\eta_i(z)]^2}}, \qquad 49(22)$$

где φ — расчетное значение угла внутреннего трения материала откоса, град; γ — объемный вес водонасыщенного материала откоса, т/м^3; m — коэффициент, определяемый по п. 5.12; $k_y^{(c)}$ — коэффициент запаса устойчивости откоса с учетом сейсмического воздействия; $\eta_i^{(z)}$ — коэффициент для i-ой формы собственных колебаний на расстоянии z от гребня сооружения; β_i° — коэффициент динамичности, определяемый по п. 5.14.

В расчетах устойчивости откосов на сдвиг, на поверхностное осыпание и выполаживание допускается учитывать только горизонтальную составляющую сейсмического воздействия.

К п. 5.38. При выполнении расчетных проверок по п. 5.38 необходимо дифференцированно подходить к оценке устойчивости верхового и низового откосов плотины.

Для верхового откоса во всех случаях коэффициент устойчивости наиболее опасной призмы обрушения, определяемый по указаниям действующих норм проектирования с учетом сейсмического воздействия, заданного коэффициентом сейсмичности, всегда должен быть больше единицы.

Если устойчивость верхового откоса окажется необеспеченной, то проверяется возможность ее повышения путем замены материала (с целью увеличения расчетного сопротивления сдвигу, а также повышения коэффициента фильтрации и соответствующего снижения гидродинамического давления), укладки пригрузки из крупного камня или применения других конструктивных мер, в том числе уположения откоса.

Для низовых откосов, согласно указаниям п. 5.9 главы СНиП, допускается оползание выделенной призмы обрушения, если за период действия землетрясения ее смещение не приведет к разрушению или потере устойчивости всего сооружения и к прорыву напорного фронта и не потребует затрат на восстановление, превышающих увеличение стоимости плотины при уположении низового откоса до вполне безопасных пределов. Практически можно допускать смещение отсека обрушения по выбранной поверхности скольжения на величину до 1—3% от наибольшего размера призмы обрушения плотины (считая, что нижний предел относится к сооружениям I класса капитальности, а верхний — к сооружениям остальных классов).

При выполнении проверок по п. 5.38б в соответствии с п. 5.9 разрешается допускать осыпание материала верхней части как низовой, так и верховой призм, причем максимальное осыпание определяется условиями обеспечения достаточной защиты противофильтрационных устройств (ядра, экрана) и недопущения прорыва напорного фронта.

Рекомендации по расчету устойчивости откосов плотин из местных материалов на сдвиг и на осыпание приводятся в приложении 6. В наиболее ответственных случаях при необратимых смещениях откосов рекомендуется производить также дополнительную проверку на их выполаживание по указаниям, приводимым в том же приложении.

5.39. С целью повышения устойчивости откосов в плотинах из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях следует предусматривать максимальное уплотнение наружных призм, особенно в зоне, расположенной близко к гребню плотины, а также пригрузку откосов каменной наброской или железобетонными плитами и др.

К п. 5.39. Наиболее высокие требования к плотности укладки материала должны предъявляться при возведении верховых призм, для которых должно соблюдаться условие 45, приведенное в пояснениях к п. 5.36.

Для пригрузки откосов следует применять преимущественно крупный рваный камень. В случае применения железобетонных плит в них необходимо устраивать равномерно распределенные отверстия общей площадью не менее 0,3 от общей площади плиты.

5.40. При выборе схемы разрезки бетонных плотин температурными и конструктивными швами следует учитывать наличие ослабленных зон в основании плотины или в береговых склонах, предусматривая конструкции, допускающие деформации частей сооружений без нарушений водонепроницаемости напорного фронта.

5.41. Портовые оградительные сооружения (молы, волноломы и т. п.) при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов рекомендуется возводить из наброски камня, обыкновенных и фасонных массивов или из массивов-гигантов. При этом углы наклона откосов в этих сооружениях при сейсмичности 8 и 9 баллов следует уменьшать соответственно на 10—20% против допускаемых в несейсмических районах.

К п. 5.41. В соответствии с требованиями этого пункта следует учитывать, что более сейсмостойкими являются портовые гидротехнические сооружения с симметричным (относительно вертикальной продольной плоскости) профилем поперечного сечения, обладающие меньшим весом и состоящие из более крупных элементов. Важную роль в обеспечении сейсмостойкости играют инженерно-геологические условия и свойства грунтов оснований, качество применяемых материалов, правильный выбор конструкций и соблюдение технических условий при производстве работ.

Более благоприятными с точки зрения сейсмостойкости портовых гидросооружений являются скальные, а затем плотные песчаные и глинистые основания. При наличии в основании сооружения неустойчивых рыхлых песчаных, пылеватых и илистых грунтов могут применяться их уплотнение, полное удаление или частичная замена песчано-гравелистыми смесями, основания из длинных свай, передающих нагрузки на более устойчивые нижезалегающие грунты, и другие мероприятия по повышению несущей способности основания.

Неустойчивые рыхлые структуры грунта образуются в аллювиальных речных и паводковых отложениях на морских побережьях, а также при искусственном образовании территории путем намыва. Такие основания сооружений подвержены при сотрясениях неравномерным осадкам и сдвигам.

Оградительные и берегоукрепительные сооружения из набросок камня, обыкновенных и фигурных массивов являются наиболее сейсмостойкими.

Гравитационные портовые гидротехнические сооружения больше, чем какие-либо другие, требуют прочных и устойчивых оснований. Оградительные сооружения из массивов-гигантов являются более сейсмостойкими по сравнению с другими сооружениями типа гравитационной вертикальной стенки. Рекомендуется комбинированная система заполнения массивов-гигантов, позволяющая подъем и перестановку понтонов.

Для уменьшения напряжений в основаниях и повышения сейсмостойкости рекомендуется производить уширение подошв гравитационных портовых сооружений.

Участки протяженных сооружений с различными по их длине конструкцией, грунтовыми условиями, глубинами, нагрузками должны отделяться друг от друга антисейсмическими швами, обычно совмещаемыми с осадочными швами. Отдельные участки сооружений с резко отличающимися от остальной конструкции массами, жесткостями также должны отделяться антисейсмическими швами.

5.42. Причальные сооружения следует, как правило, возводить в виде конструкций, не подверженных одностороннему давлению грунта. При невозможности выполнения этого условия надлежит применять заанкеренные стальные шпунтовые стенки при нескальных основаниях и стенки из массивов-гигантов при скальных основаниях. При сейсмичности 7 и 8 баллов допускается также применение сборных конструкций из кладки обыкновенных массивов и др. с выполнением специальных конструктивных мероприятий по усилению монолитности сооружений.

К п. 5.42. На причалах, возводимых в сейсмических районах, во избежание существенного увеличения сейсмических нагрузок на эти сооружения, не рекомендуется располагать склады, крановые устройства и т. п., а при их расположении на причале должны производиться соответствующие расчеты.

Верхние строения свайных сооружений могут возводиться как монолитными, так и сборными при условии принятия специальных мер по замоноличиванию стыков, узлов соединений и др. Следует применять более крупные сборные элементы. Соединения сборных элементов верхнего строения между собой следует делать жесткими. Должна быть исключена возможность сдвига или срыва балочных и плитных верхних строений в любом направлении.

Прочность стыков между секциями железобетонных свай-оболочек должна соответствовать прочности самих секций и обеспечивать восприятие усилий и моментов.

Металлические детали в соединениях сборных элементов должны быть защищены от коррозии.

Сооружения типа заанкеренных тонких стальных шпунтовых стенок являются сейсмостойкими при условии достаточной прочности анкерных устройств.

Для повышения монолитности сооружений из массивной кладки рекомендуется предусматривать следующие мероприятия:

увеличение размеров массивов с целью перекрытия по возможности стенок в поперечном направлении и уменьшения количества швов;

применение железобетонных балок, плит, поясов; массивов с гребнями, пазами, шахтами; металлических закладных деталей для связи массивов между собой и с надстройками и др.

Для повышения сейсмостойкости причальных сооружений типа набережных стенок производится анкеровка их верхних строений к опорам, располагаемым на удалении от кордонов сооружений. Более сейсмостойкими являются анкерные опоры в виде железобетонного ростверка на основании из козловых свай, способных передавать нагрузки на нижележащие более прочные и менее подвижные при сейсмических воздействиях естественные слои основания. Размеры анкерных плит определяются расчетом. Анкерные плиты должны располагаться на значительных расстояниях от сооружений и быть достаточно заглубленными. Стальные анкера рекомендуется опирать на опоры из деревянных свай. Конструкции сопряжения анкеров с сооружениями и анкерными опорами должны исключать возникновение изгибающих моментов в анкерах.

Для засыпок за стенки следует применять песок и гравий с возможно бóльшими углами внутреннего трения, каменные призмы целесообразнее устраивать из рваного камня. Засыпка грунта за стенку должна производиться послойно с уплотнением каждого отсыпаемого слоя. Не рекомендуется устройство засыпок за стенками путем намыва с целью исключения просадок и разжижения водонасыщенного рыхлого грунта засыпок при землетрясениях.

Подкрановые пути за стенками следует устраивать на отдельных свайных основаниях с передачей нагрузок на глубинные слои основания.

5.43. При выборе трасс каналов в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов следует, по возможности, избегать неблагоприятных в сейсмическом отношении зон с осыпями, оползнями, грунтами рыхлого сложения и т. п. При невозможности выполнения этого условия следует применять гибкие противофильтрационные облицовки каналов — сборные бетонные или железобетонные плиты с податливыми связями, а также покрытия из асфальтобетона и асфальтовых матов, синтетических пленок и т. п.

5.44. При проектировании туннелей и других подземных сооружений в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов следует избегать участков, сложенных породами с большим горным давлением, зон с тектоническими нарушениями, а также зон, в которых вероятно возникновение оползневых явлений.

При необходимости строительства этих сооружений в указанных условиях следует предусматривать специальное армирование бетонных и железобетонных обделок на неблагоприятных участках трассы.

ПРИЛОЖЕНИЯ

КАРТЫ СЕЙСМИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ ТЕРРИТОРИИ СССР

(Цифрами указана сейсмичность районов в баллах)

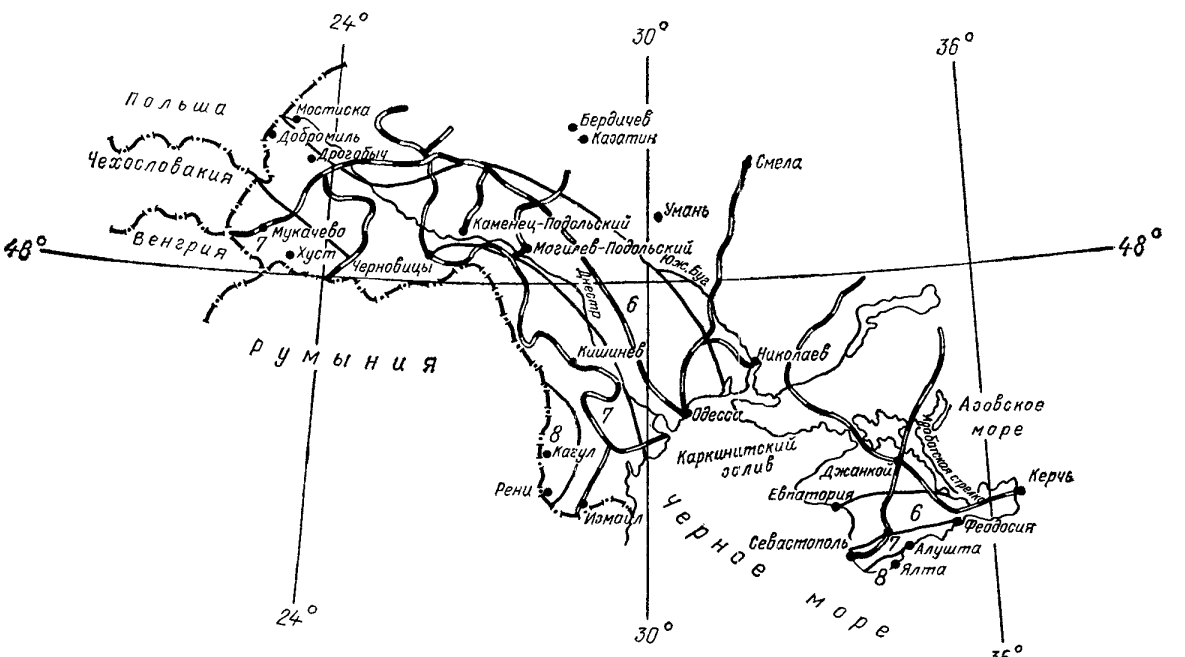

Рис. 3. Украинская ССР.-Молдавская ССР.

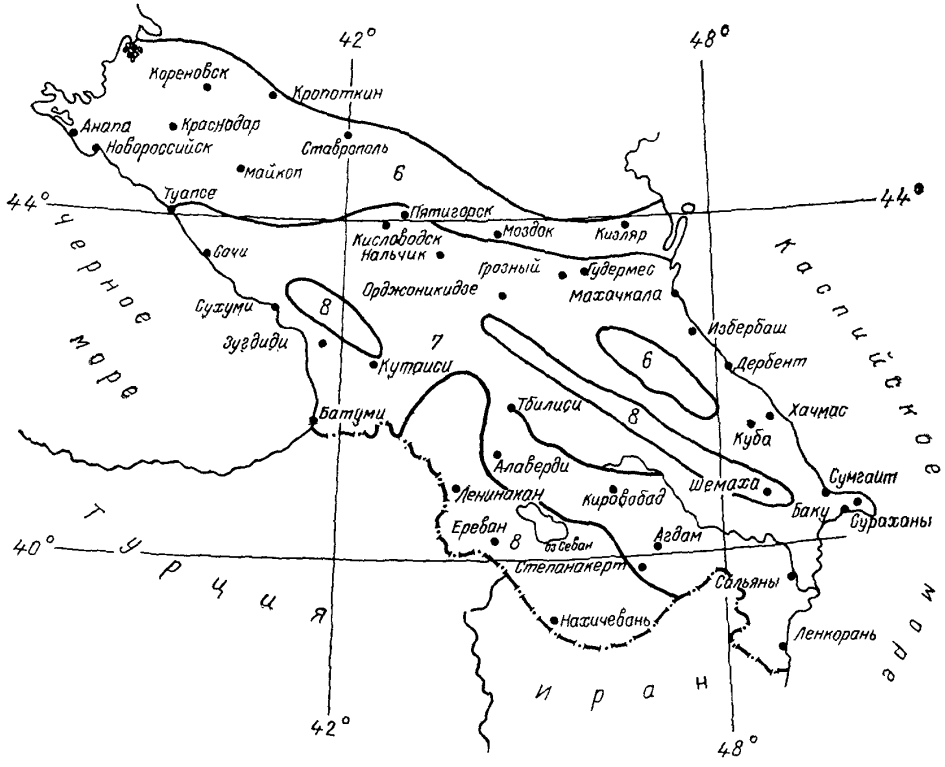

Рис. 4. Краснодарский край. Ставропольский край, Кабардино-Балкарская АССР, Северо-Осетинская АССР, Чечено-Ингушская АССР, Дагестанская АССР, Азербайджанская ССР, Грузинская ССР.

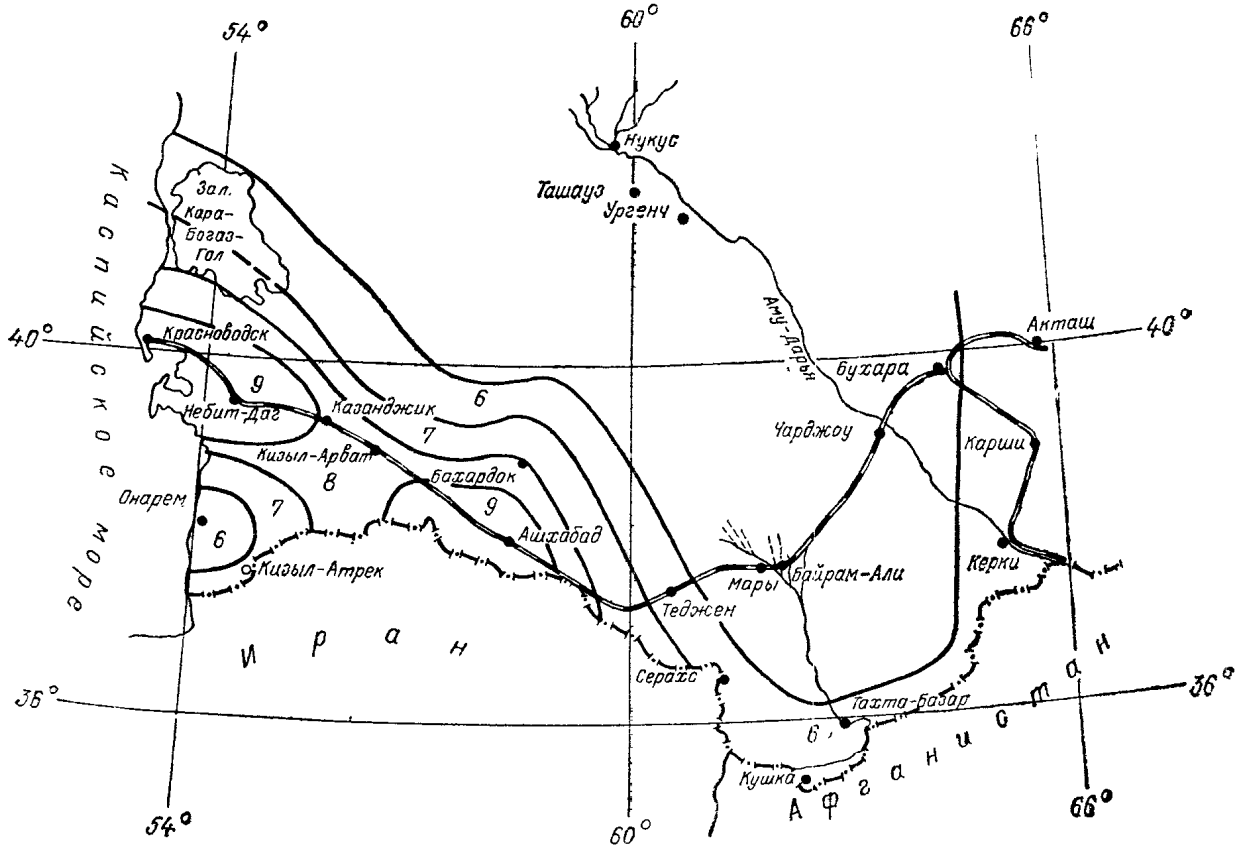

Рис. 5. Туркменская ССР.



Рис. 6. Узбекская ССР, Таджикская ССР, Киргизская ССР, Казахская ССР.

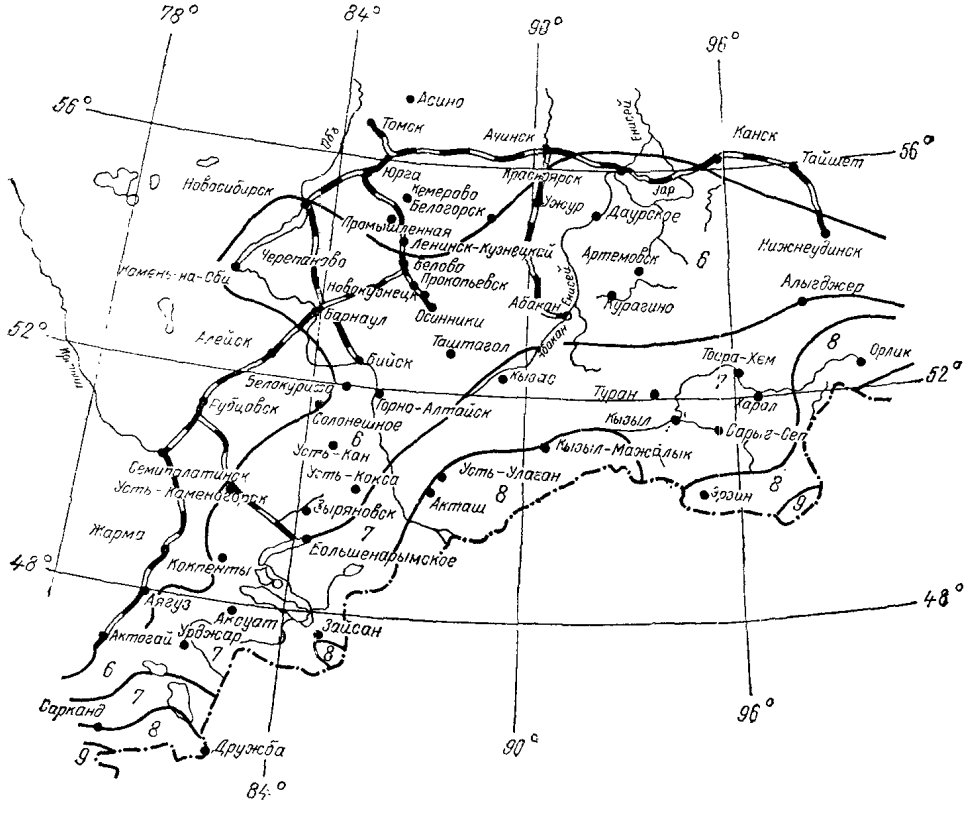

Рис. 7. Алтайский край, Кемеровская область, Красноярский край, Новосибирская область, Тувинская АССР.

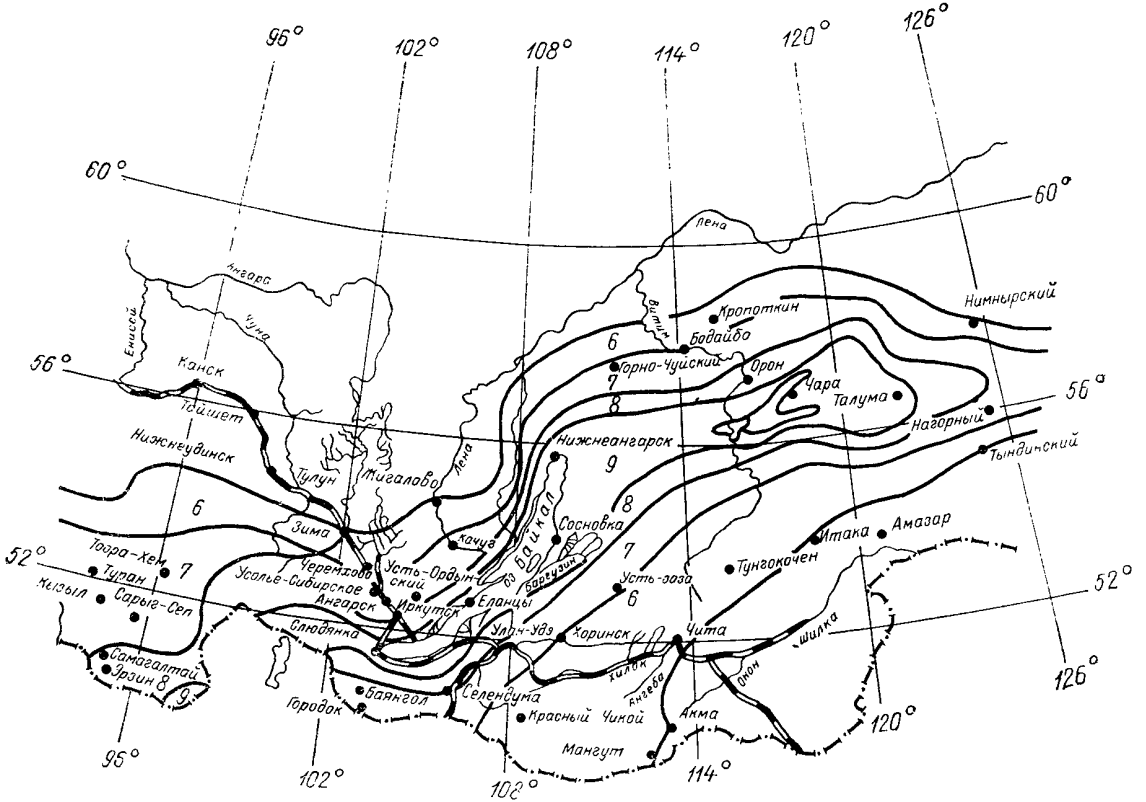

Рис. 8. Иркутская область, Бурятская АССР, Читинская область.

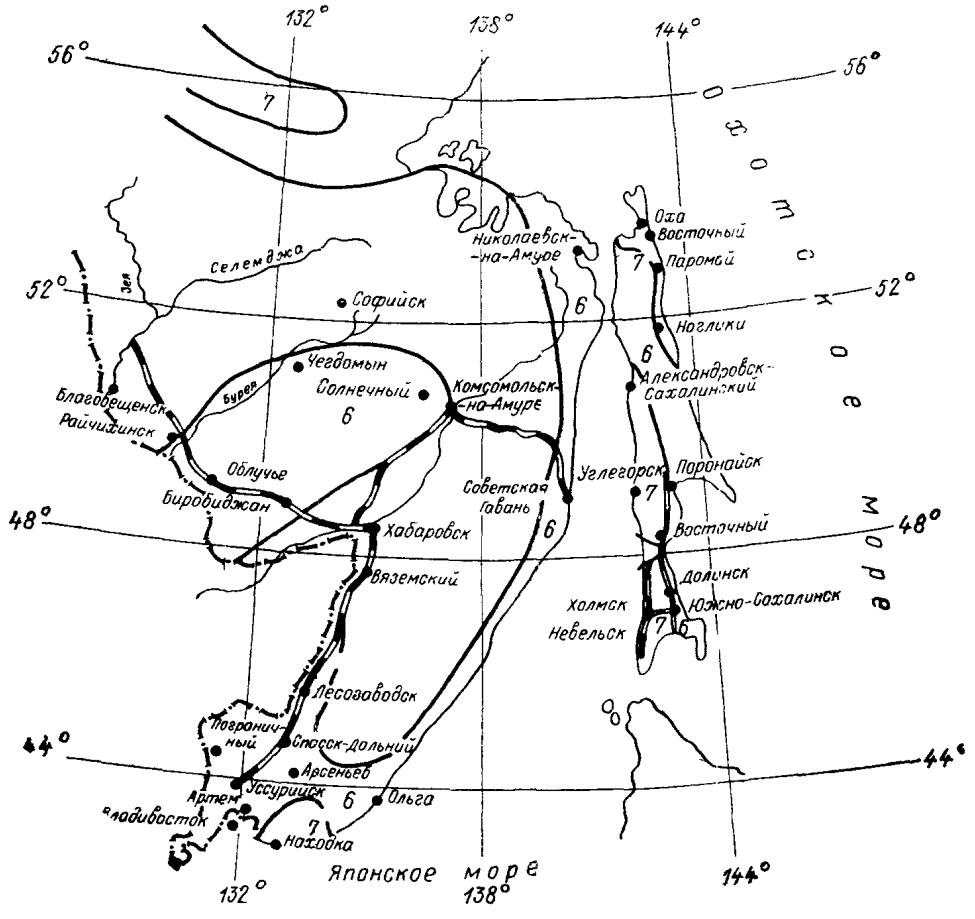

Рис. 9. **Амурская область, Приморский край, Сахалинская область, Хабаровский край.**

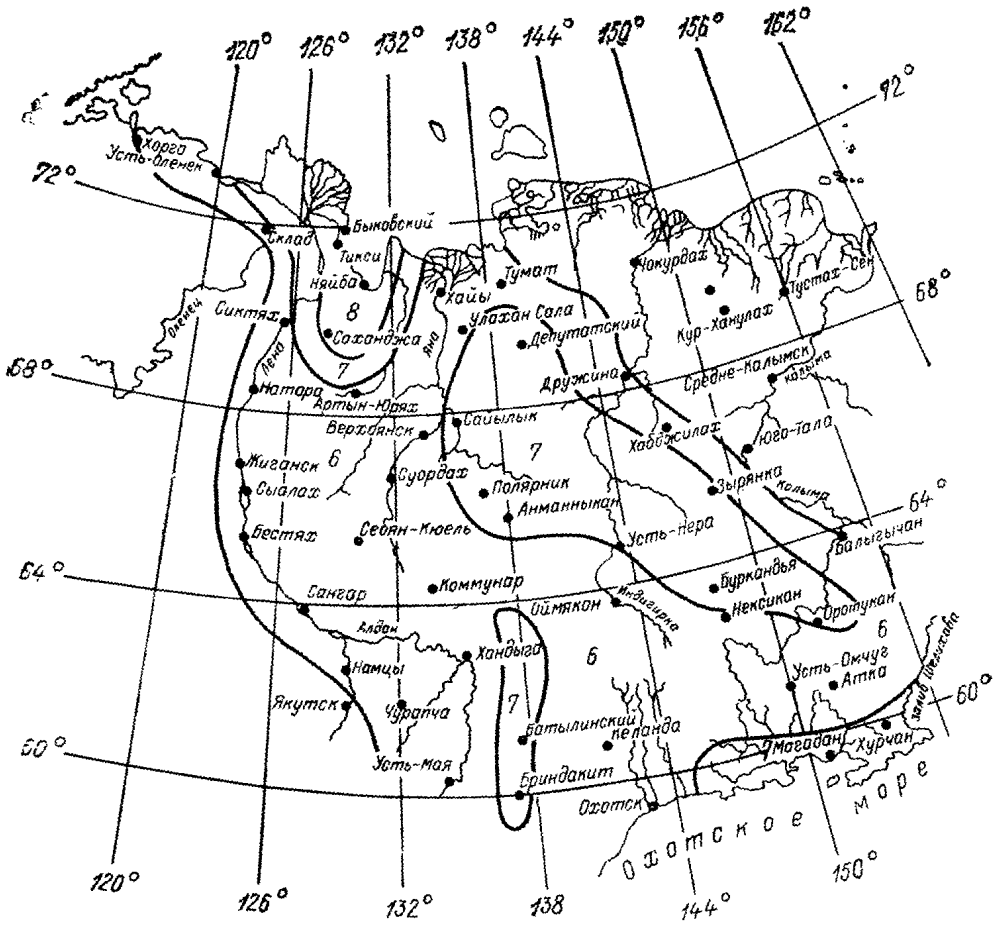

Рис. 10. Магаданская область, Якутская АССР

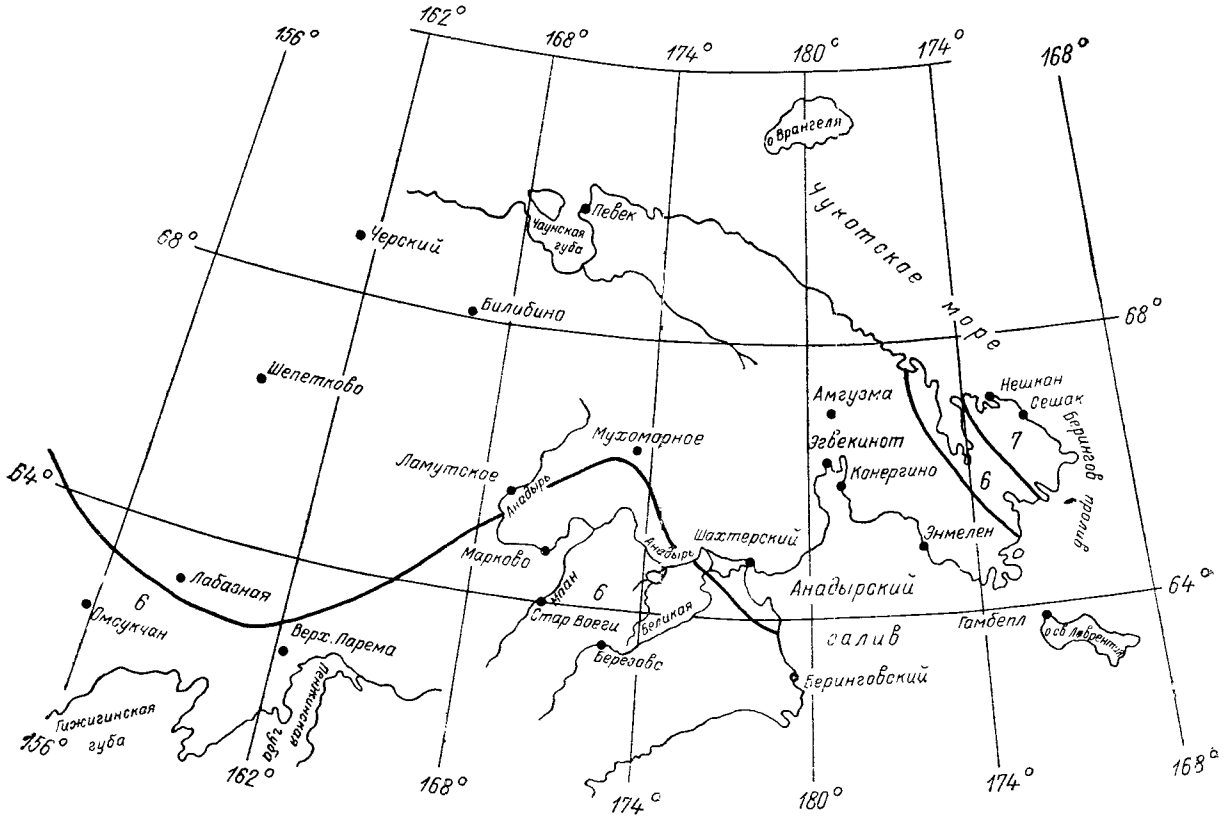

Рис. 11. Карякский национальный округ, Чукотский национальный округ.

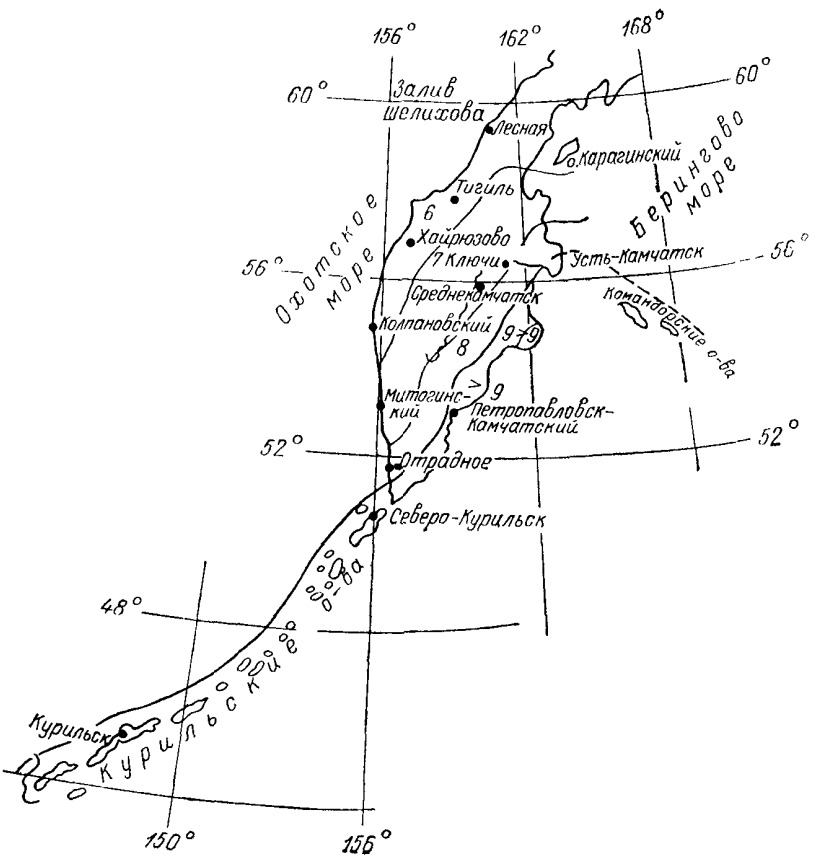

Рис. 12. Камчатская область, Курильские острова, Командорские острова.

Приложение 2
(СНиП II-А.12-69)

СПИСОК НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ СССР, РАСПОЛОЖЕННЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ, С УКАЗАНИЕМ ПРИНЯТОЙ ДЛЯ НИХ СЕЙСМИЧНОСТИ В БАЛЛАХ

Украинская ССР

Алупка	—8	Городок	—6
Алушта	—8	Гурзуф	—8
Ананьев	—6	Гусятин	—6
Андреево-Ивановка	—6	Дашава	—6
Арциз	—7	Деражня	—6
Аэрофлотский	—6	Делятин	—6
Балта	—6	Джулинка	—6
Балаклава	—7	Добромиль	—6
Бар	—6	Долина	—6
Бахчисарай	—7	Дрогобыч	—6
Белгород-Днестровский	—6	Дунаевцы	—6
Белогорск	—6	Евпатория	—6
Беляевка	—6	Жмеринка	—6
Берегово	—7	Заболотов	—6
Берегомет	—6	Залещики	—6
Березино	—7	Заставна	—6
Березовка	—6	Зуя	—6
Бершадь	—6	Ивановка	—6
Болград	—8	Ивано-Франковск	—6
Болехов	—6	Измаил	—7
Борислав	—6	Ильичевск	—6
Бородино	—7	Иршава	—7
Борщев	—6	Калуш	—6
Брацлав	—6	Каменец-Подольский	—6
Буданов	—6	Кача	—6
Бучач	—6	Кельменцы	—6
Буштына	—7	Кировское	—6
Вапнярка	—6	Килия	—7
Владиславовка	—6	Кицмань	—6
Вашковцы	—6	Кодыма	—6
Великий Бычков	—7	Коломыя	—6
Великая Михайловка	—6	Копычинцы	—6
Великая Врадиевка	—6	Коропец	—6
Верховина	—6	Косов	—6
Вижница	—6	Котовск	—6
Вилково	—7	Красноильск	—6
Виноградов	—7	Красные Окны	—6
Виньковцы	—6	Крыжополь	—6
Волковинцы	—6	Куйбышево	—6
Воловец	—7	Куты	—6
Ворохта	—6	Копайгород	—6
Выгода	—6	Лисец	—6
Гайворон	—6	Любашевка	—6
Гвардейское	—6	Ланчин	—6
Герца	—7	Межгорье	—7
Глыбокая	—7	Мельница-Подольская	—6
Гнивань	—6	Могилев-Подольский	—6
Городенка	—6	Монастыриска	—6

Мукачево	—7	Солотвин	—6
Мурованные Куриловцы	—6	Ставное	—6
Надворная	—6	Старый Самбор	—6
Новая Ушица	—6	Старая Ушица	—6
Новоселица	—7	Старый Крым	—6
Обертин	—6	Строжинец	—7
Овидиополь	—6	Стрый	—6
Одесса	—6	Суворово	—7
Октябрьское	—6	Судак	—7
Ольгополь	—6	Тарутино	—7
Орджоникидзе	—7	Татарбунары	—7
Отыня	—6	Тлумач	—6
Перегинское	—6	Толстое	—6
Перечин	—7	Томашполь	—6
Песчана	—6	Тростянец	—6
Песчанка	—6	Трускавец	—6
Печенежин	—6	Тульчин	—6
Петровка	—6	Турка	—6
Почтовое	—6	Тячев	—7
Путила	—6	Ужгород	—7
Приморский	—6	Усть-Чорна	—7
Раздельная	—6	Феодосия	—7
Рахов	—7	Форос	—8
Рени	—8	Фрунзовка	—6
Рудница	—6	Хмельницкий	—6
Саврань	—6	Хотин	—6
Садгора	—7	Хуст	—7
Саки	—6	Хыров	—6
Самбор	—6	Цебриково	—6
Сарата	—7	Чечельник	—6
Сатанов	—6	Чемеровцы	—6
Свалява	—7	Черневцы	—6
Севастополь	—7	Чернелица	—6
Секиряны	—6	Черновцы	—7
Селятин	—7	Чоп	—7
Серпневое	—7	Чортков	—6
Симеиз	—8	Шаргород	—6
Симферополь	—6	Шпиков	—6
Сколе	—6	Щебетовка	—7
Славское	—6	Ямполь	—6
Слободка	—6	Яремча	—6
Смотрич	—6	Ярмолинцы	—6
Снятын	—6	Ясиня	—6
Советский	—6	Ялта	—8

Молдавская ССР

Баймаклия	—8	Григориополь	—7
Бельцы	—7	Дондюшаны	—7
Бендеры	—7	Дрокия	—7
Бессарабка	—7	Дубоссары	—7
Братушаны	—7	Единцы	—7
Бричаны	—7	Кагул	—8
Быковец	—7	Кэлэраш	—7
Вишневка	—8	Каменка	—6
Вулканешты	—8	Карпинены	—7
Глодяны	—7	Каушаны	—7
Гидигич	—7	Кишинев	—7

Комрат	—8	Рышканы	—7
Корнешты	—7	Слободзея	—6
Котовское	—7	Сороки	—6
Котюжаны	—7	Страшены	—7
Красное	—6	Тараклия (Кайнарская)	—7
Лазовск	—7	Тараклия (Болградская)	—8
Леово	—8	Теленешты	—7
Липканы	—7	Тирасполь	—6
Окница	—6	Унгены	—7
Олонешты	—6	Фалешты	—7
Оргеев	—7	Флорешты	—7
Приморское (восточное)	—7	Чадыр-Лунга	—8
Резина	—6	Чимишлия	—7
Рыбница	—6	Яргара	—8

Краснодарский край

Абинск	—6	Лазаревское	—7
Адлер	—7	Лоо	—7
Анапа	—6	Майкоп	—6
Апшеронск	—6	Марьянская	—6
Армавир	—6	Медведевская	—6
Архангельская	—6	Мостовской	—6
Архипо-Осиповка	—6	Новомалороссийская	—6
Афипский	—6	Новороссийск	—6
Ахтырский	—6	Новотитаровская	—6
Ачуево	—6	Нефтегорск	—6
Белореченск	—6	Новокубанский	—6
Бесскорбная	—6	Октябрьский	—6
Брюховецкая	—6	Ольгинка	—6
Варениковская	—6	Отрадная	—6
Верхнебаканский	—6	Пашковский	—6
Выселки	—6	Петровская	—6
Гайдук	—6	Понежукай	—6
Геленджик	—6	Псебай	—6
Гирей	—6	Роговская	—6
Горячий Ключ	—6	Северская	—6
Гривенская	—6	Славянск-на-Кубани	—6
Головинка	—7	Советская	—6
Гулькевичи	—6	Сочи	—7
Джубга	—6	Спокойная	—6
Динская	—6	Тамань	—6
Ильский	—6	Тбилисская	—6
Кавказская	—6	Темиргоевская	—6
Калининская	—6	Темрюк	—6
Калужская	—6	Тимашевская	—6
Каменомостский	—6	Туапсе	—7
Кореновск	—6	Удобная	—6
Красноармейская	—6	Успенское	—6
Красногвардейское	—6	Усть-Лабинск	—6
Красная Поляна	—7	Хадыженск	—6
Краснодар	—6	Холмский	—6
Кропоткин	—6	Хоста	—7
Крымск	—6	Черноморский	—6
Курганинск	—6	Шаумян	—6
Кутаис	—6	Шедок	—6
Лабинск	—6	Шовгеновский	—6
Ладожская	—6		

Ставропольский край

Александровское	—6	Нагутское	—6
Бешпагир	—6	Невинномысск	—6
Благодарное	—6	Новый Карачай	—7
Верхний Архыз	—7	Орджоникидзевский	—7
Георгиевск	—6	Преградная	—7
Григориполисская	—6	Пятигорск	—7
Горячеводский	—7	Рожкао	—7
Ессентуки	—7	Саблинское	—6
Железноводск	—7	Сергиевка	—6
Зеленчукская	—7	Солдатово-Александровское	—6
Иноземцево	—7	Ставрополь	—6
Исправная	—6	Степное	—6
Карачаевск	—7	Суворовская	—6
Кисловодск	—7	Султанское	—6
Кочубеевское	—6	Теберда	—7
Курджиново	—7	Усть-Джегутинская	—6
Курсавка	—6	Учкекен	—7
Курская	—6	Хабез	—6
Лермонтов	—7	Черкесск	—6
Минеральные Воды	—6	Эльбрусский	—7

Кабардино-Балкарская АССР

Баксан	—7	Советское	—7
Майский	—7	Старый Лескен	—7
Нальчик	—7	Тырныауз	—7
Нарткала	—7	Угольный	—7
Прохладный	—7	Эльбрус	—7

Северо-Осетинская АССР

Алагир	—7	Мизурский	—7
Ардон	—7	Моздок	—6
Беслан	—7	Орджоникидзе	—7
Виноградное	—7	Садон	—7
Гизель	—7	Хумалаг	—7
Карджин	—7	Чикола	—7
Мацута	—7	Эльхотово	—7

Чечено-Ингушская АССР

Аргун	—7	Назрань	—7
Ачхой-Мартан	—7	Наурская	—6
Ведено	—7	Новогрозненский	—7
Гвардейское	—6	Ножай-Юрт	—7
Горагорский	—7	Орджоникидзевская	—7
Грозный	—7	Первомайское	—7
Гудермес	—7	Советское	—7
Карабулак	—7	Урус-Мартан	—7
Каргалинская	—6	Червленная	—6
Малгобек	—7	Шали	—7
Надтеречная	—6	Щелковская	—7

Дагестанская АССР

Агвали	—7	Кумух	—6
Акуша	—6	Леваши	—7
Ачису	—7	Лопатин	—6
Бабаюрт	—6	Магарамкент	—7
Бежта	—7	Махачкала	—7
Белиджи	—7	Маджалис	—7
Бирючек	—6	Мехельта	—7
Ботлих	—6	Рутул	—7
Буйнакск	—7	Сергокала	—7
Гергебиль	—7	Советское	—6
Гуниб	—6	Сулак	—7
Дагестанские Огни	—7	Тлярата	—7
Дербент	—7	Тпиг	—6
Дылым	—7	Тарки	—7
Избербаш	—7	Унцукуль	—7
Карабудахкент	—7	Уркарах	—7
Каспийск	—7	Усух-Чай	—7
Касумкент	—7	Хасавюрт	—7
Каякент	—7	Хив	—6
Кизляр	—6	Хунзах	—6
Кизилюрт	—7	Хучни	—7
Крайновка	—6	Цуриб	—6
Курах	—6		

Азербайджанская ССР

Агдам	—7	Дуванный	—7
Агдаш	—7	Евлах	—7
Агджабеди	—7	Ждановск	—7
Акстафа	—7	Жилой	—7
Али-Байрамлы	—7	Зангелан	—8
Алтыагач	—7	Закаталы	—8
Алунитдаг	—7	Зардоб	—7
Алят-Пристань	—7	Зарнава	—8
Артем-Остров	—7	Им. 26 Бакинских Комиссаров	—7
Астара	—7	Имишли	—7
Астраханка	—7	Исмаиллы	—8
Астрахан-Базар	—7	Истису	—8
Ахсу	—8	Казах	—7
Баладжары	—7	Кази-Магомед	—7
Баку	—7	Карадаг	—7
Банк	—7	Карасу	—7
Барда	—7	Карачала	—7
Белоканы	—8	Караери	—7
Бендован	—7	Кахи	—8
Бирмай	—7	Касум-Исмаилов	—7
Варташен	—8	Кедабек	—7
Гадрут	—7	Кельбаджар	—8
Геокчай	—7	Кергез	—7
Горадиз	—7	Кижаба	—7
Гюргян	—7	Килязи	—7
Дальмамедли	—7	Кировобад	—7
Дашкесан	—7	Кировск	—7
Джебраил	—8	Красный Базар	—7
Джульфа	—8	Куба	—7
Дивичи	—7		

Кубатлы	—8	Пришиб	—7
Кусары	—7	Пушкино	—7
Куткашен	—8	Саатлы	—7
Конаккенд	—7	Сабирабад	—7
Кушчинский	—7	Сабунчи	—7
Кюрдамир	—7	Сарыглы	—7
Лагич	—8	Сальяны	—7
Лачин	—8	Сафаралиев	—7
Ленкорань	—7	Сиазань	—7
Лерик	—7	Степанакерт	—7
Локбатан	—7	Сумгаит	—7
Ленин	—7	Сураханы	—7
Ляки	—7	Сырыглы	—7
Мадагиз	—7	Тауз	—7
Мардакян	—7	Турианчай	—7
Мартуни	—7	Уджары	—7
Масаллы	—7	Физули	—7
Маштага	—7	Ханлар	—7
Мингечаур	—7	Хачмас	—7
Миндживан	—8	Хиллы	—7
Мир-Башир	—7	Хок	—8
Мухтадир	—7	Худат	—7
Нариманабад	—7	Хырдалан	—7
Нафталан	—7	Чеильдаг	—7
Нахичевань	—8	Чирагидзор	—7
Нефтечала	—7	Шамхор	—7
Норашен	—8	Шаумяновск	—7
Орджоникидзе (Северный)	—7	Шахбуз	—8
Орджоникидзе (Южный)	—7	Шеки	—8
Ордубад	—8	Шемаха	—8
Парагачай	—8	Шоллар	—7
Пирсагат	—7	Шуша	—7
Порт-Ильич	—7	Ярдымлы	—7
Приморск	—7	Яшма	—7

Армянская ССР

Агарак	—8	Веринталин	—8
Азизбеков	—8	Горис	—8
Айрум	—7	Гагарин	—8
Алаверди	—7	Дастакерт	—8
Алагез	—8	Дебеташен	—7
Амасия	—8	Джермук	—8
Анипемза	—8	Дилижан	—7
Апаран	—8	Ереван	—8
Арарат	—8	Ехегнадзор	—8
Арзни	—8	Иджеван	—7
Арагацаван	—7	Им. Шаумяна	—8
Арташат	—8	Каджаран	—8
Артик	—8	Калинино	—8
Ахтала	—7	Канакер	—8
Ахта	—8	Камо	—8
Атарак	—8	Кафан	—8
Аштарак	—8	Кировакан	—8
Базарчай	—8	Колагеран	—7
Басартечар	—8	Красносельск	—7
Берд	—7	Ленинакан	—8
Веди	—8	Лусаван	—8

Лусакерт	—8	Севан	—8
Маралик	—8	Сисиан	—8
Мартуни	—8	Советашен	—8
Мегри	—8	Спитак	—8
Нор-Кянк	—8	Степанаван	—8
Ноемберян	—7	Туманян	—7
Октемберян	—8	Узунтала	—7
Пемзашен	—8	Цахкадзор	—8
Раздан	—8	Эчмиадзин	—8

Грузинская ССР

Абастумани	—7	Лагодехи	—8
Абаша	—7	Ланджанургэс	—7
Агара	—8	Ланхчути	—7
Адигени	—7	Ленингори	—7
Амбролаури	—7	Лентехи	—7
Амткел	—7	Манглиси	—7
Аспиндза	—8	Марнеули	—7
Ахалцихе	—7	Махарадзе	—7
Ахалкалаки	—8	Маяковский	—7
Ахалшени	—7	Местиа	—7
Ахмета	—7	Мирзаани	—7
Бакуриани	—8	Миха-Цхакая	—7
Барисахо	—8	Мцхета	—7
Батуми	—7	Новый Афон	—7
Богдановка	—8	Они	—7
Болниси	—7	Орджоникидзе	—7
Боржоми	—8	Очамчире	—7
Бакурианский Андезит	—8	Пасанаури	—7
Вале	—7	Поти	—7
Вани	—7	Патара-Шираки	—7
Гагра	—7	Рустави	—7
Гали	—7	Сагареджо	—7
Гардабани	—7	Самтредиа	—7
Гегечкори	—7	Сасаши	—7
Глола	—7	Сахчере	—7
Гори	—8	Сигнахи	—7
Гудаута	—7	Сионмшени	—7
Гурджаани	—7	Сурами	—7
Дзеври	—7	Сухуми	—7
Джава	—7	Тбилиси	—7
Дманиси	—8	Телави	—7
Дранда	—7	Ткварчели	—8
Душети	—7	Ткибули	—7
Зестафони	—7	Терти-Цкаро	—7
Знаури	—7	Тианети	—7
Зугдиди	—7	Триалети	—8
Казбеги	—8	Уреки	—7
Каспи	—8	Хаиши	—8
Качрети	—7	Хашури	—7
Кваиси	—7	Хариствала	—7
Кварели	—8	Хоби	—7
Кеда	—7	Хуло	—7
Кобулети	—7	Цагвери	—8
Кутаиси	—7	Цагери	—7
Карели	—8	Цаленджиха	—8

Цалка	—8	Чиатура	—7
Цители-Цкаро	—7	Чохатаури	—7
Цнори	—7	Чхороцку	—7
Цхалтубо	—7	Шаумяни	—7
Цулукидзе	—7	Шорапани	—7
Цхинвали	—7	Шуахеви	—7
Чаква	—7		

Туркменская ССР

Аджияп	—7	Кизыл-Аяк	—6
Аладжа	—9	Кизыл-Су	—9
Аннау	—9	Кировск	—6
Аму-Дарья	—6	Коммуна	—6
Артык	—8	Котурдепе	—9
Арчман	—9	Кошоба	—8
Ахча-Куйма	—9	Красноводск	—9
Ашхабад	—9	Кум-Даг	—9
Ата	—6	Куули-Маяк	—9
Бами	—8	Кушка	—6
Бахарден	—9	Кызылчарва	—6
Бахардок	—8	Мадау	—7
Безмеин	—9	Меана	—7
Бекдаш	—6	Мукры	—6
Бендесен	—8	Небит-Даг	—9
Бугдайлы	—7	Огланлы	—9
Гасан-Кули	—7	Окарем	—6
Гаурдак	—6	Пограничник	—6
Геок-Тепе	—9	Правда	—6
Гудриолум	—7	Пулихатум	—6
Дагаджик	—9	Свинцовый Рудник	—7
Джанга	—9	Серахс	—6
Джебел	—9	Союнали	—6
Душак	—7	Суили	—8
Им. 26 Бакинских Комиссаров	—9	Тахта-Базар	—6
Искандер	—8	Теджен	—6
Каахка	—7	Тедженстрой	—6
Казанджик	—8	Талимарджан	—6
Казы	—7	Уфра	—9
Калаи-Мор	—6	Фирюза	—9
Капланлы	—8	Хаджакала	—6
Карагель	—9	Халач	—6
Карамет-Нияз	—6	Ходжамбас	—6
Кара-Кала	—8	Чаача	—7
Карлюк	—6	Чагыл	—6
Кары-Чирла	—6	Чаршанга	—6
Кёйкодоно	—8	Челекен	—9
Кёнекесыр	—9	Чемени-Бит	—6
Керки	—6	Чикишляр	—6
Кёши	—9	Шарлаук	—8
Кизыл-Арват	—8	Яраджа	—9
Кизыл-Атрек	—7	Янгикала	—9

Узбекская ССР

Аккурган	—7	Акташ	—6
Акъялшурча	—6	Алмазар	—7

Алмалык —7
Алтыарык 8
Алтынкуль —9
Ангор —7
Ангрен —8
Андарья —7
Андижан —9
Араббанд —6
Ахангаран —7
Аяккудук —6
Байсун —8
Балыкчи —8
Бахт —7
Беговат —7
Бектемир —8
Бешкент —6
Бустон —6
Варганзи —7
Вуадиль —9
Гава —8
Газалкент —8
Галляарал —7
Гузар —6
Гулистан —7
Джамашуй —8
Джаркурган —7
Джидалик —6
Джизак —7
Джума —7
Денау —8
Дербент —8
Дехканабад —7
Дибадам —8
Димитровское —7
Жетысай —7
Заамин —7
Зарабаг —7
Ильич —7
Им. Хамзы-Хакимзаде —8
Ингичка —6
Искандер —8
Камаши —6
Кара-Кишлак —7
Караулбазар —6
Карнаб —6
Карши —6
Ст. Карши —6
Касансай —9
Касан —6
Каттакурган —6
Каттакурганское водохранилище —6
Каттакишлак —6
Кенимех —6
Келес —7
Кирда —7
Киргили —8
Кирово —8
Кировское —7
Китаб —7
Койташ —7
Кокайты —7
Коканд —8
Коканкишлак —9
Красногвардейск —7
Красногорский —8
Кува —8
Кувасай —8
Куйбышево —8
Куйлюк —8
Кургантепа —9
Кушрабат —6
Кызылэмчак —7
Ленинск 9
Лянгар (Сурхандарьинская обл.) —7
Лянгар (Самаркандская обл.) —6
Маргелан —8
Мираки —7
Мирзарабад —7
Митан —7
Московский —9
Ляльмикар —7
Наманган —8
Навои —6
Нишан —6
Нурата —6
Обручево —7
Октябрьский —7
Орджоникидзе —8
Пайарык —7
Пайток —9
Пайшанба —6
Палванташ —9
Пап —8
Паттагисар —7
Пахтакор —6
Пскент —7
Русское Село —9
Сайроб —7
Самарканд —7
Сарыассия —8
Сарыкуль —7
Сергили —8
Славянка —7
Суперфорсфатный —7
Сырдарья —7
Тайляк —7
Такчиян —9
Тамдыбулак —6
Ташкент —8
Термез —7
Тойтепа —7

Тюябугаз	—7	Чимион	—8
Узун	—8	Чиназ	—7
Уйгурсай	—8	Чирчик	—8
Улус	—6	Чигирик	—7
Ургут	—7	Чуст	—8
Улугбек	—8	Шарыкты	—6
Учкурган	—9	Шахрисябз	—7
Фариш	—6	Ширабад	—7
Фергана	—8	Шорсу	—8
Федченко	—8	Шурчи	—7
Хаваст	—7	Южный Аламышик	—9
Хатырчи	—6	Язъяван	—8
Хаудаг	—7	Яккабаг	—7
Хашдала	—7	Янгиабад	—8
Ходжиабад	—9	Янгикишлак	—7
Ходжикент	—8	Янгиер	—7
Чадак	—8	Янгибазар	—8
Чиракчи	—7	Янгикурган	—8
Чартак	—9	Янгиюль	—7
Чашма	—6	Яйпан	—8
Чим	—6		

Таджикская ССР

Адрасман	—7	Кансай	—7
Айни	—8	Колхазабад	—7
Алтын-Топкан	—7	Комсомолабад	—9
Ашт	—8	Куйбышевск	—7
Больджуан	—8	Куйбышевский	—7
Варзоб	—9	Куляб	—8
Вахшстрой	—7	Курган-Тюбе	—7
Ворух	—8	Курусай	—7
Ганчи	—8	Ленинабад	—7
Гарм	—9	Матча	—8
Гиссар	—8	Московский	—8
Гусар	—7	Муминабад	—8
Дагана-Киик	—8	Назарайлок	—9
Дангара	—7	Насруд	—9
Дахана	—8	Нау	—7
Даштиджум	—9	Нефтеабад	—8
Джаилган	—9	Нижний Пяндж	—7
Джиргаталь	—9	Новабад	—9
Дубурса	—9	Нульвано	—9
Дусти	—7	Нурек	—9
Душанбе	—9	Оби-Гарм	—9
Зеравшан	—8	Оксукон	—8
Исписар	—7	Октябрьск	—7
Имени Восе	—8	Октябрьский	—9
Имени Кирова	—7	Орджоникидзеабад	—9
Им. Сардара-Карахана	—8	Пархар	—7
Исфара	—8	Пастигов	—8
Кабутиён	—9	Пенджикент	—7
Калининабад (Курган-Тюбинской обл.)	—7	Пильдонпоен	—9
		Пролетарск	—7
Калининабад (Ура-Тюбинской обл.)	—8	Пяндж	—7
		Рамит	—9
Канаски-Поён	—9	Регар	—9
Канибадан	—8	Рухигар	—9

Сангвор	—9	Ховалинг	—9
Сары-Чашма	—8	Чарку	—8
Советабад	—7	Чорух-Дайрон	—7
Советский	—8	Чубек	—8
Таджикабад	—9	Шаартуз	—7
Такели	—7	Шахринау	—9
Такоб	—9	Шахристан	—8
Товиль-Дора	—9	Шугноу	—9
Увак	—7	Шураб	—8
Ура-Тюбе	—8	Яван	—8
Устунг	—8	Янтак	—7
Файзабад	—9		

Горно-Бадахшанская автономная область

Бартанг	—9	Нульванд	—9
Ванч	—9	Рангкуль	—8
Вранг	—9	Рошткала	—9
Дех	—9	Рушан	—9
Джартырабат	—8	Тахтамыш	—8
Ишкашим	—9	Хорог	—9
Калаи-Хумб	—9	Чадут	—9
Каракуль	—9	Шадзуд	—9
Кудара	—9	Шаймак	—8
Лянгаркишт	—9	Шитхарв	—9
Мургаб	—8		

Киргизская ССР

Ак-Булак	—9	Джиргала	—9
Ак-Куль	—8	Дюрбельджин	—8
Акмуз	—8	Зардалы	—9
Актюз	—9	Иркештам	—9
Ала-Бука	—9	Иски-Наукат	—9
Алайку	—9	Иссыката	—9
Ананьево	—9	Исфана	—8
Арал	—9	Иштык	—8
Актерек	—9	Каджи-Сай	—9
Арсланбоб	—9	Казарман	—8
Ат-Баши	—8	Каинда	—9
Базар-Курган	—9	Калининское	—9
Бордобо	—9	Калиновка	—9
Баткен	—8	Кант	—9
Бокомбаевское	—9	Капкаташ	—9
Бордунский	—9	Кара-Балты	—9
Бурулдай	—9	Караван (Ошская обл.)	—9
Быстровка	—9	Караван	—9
Григорьевка	—9	Караджилга	—9
Грозное	—7	Караколка	—8
Гульча	—9	Кара Куль	—9
Дараут-Курган	—9	Кара-Кульджа	—9
Дентала	—9	Карасай	—8
Дергочко	—8	Кара-Су	—9
Джалал-Абад	—9	Караташ	—9
Джанги-Джол	—9	Караултёбё	—9
Джангышаар	—9	Катта-Талдык	—9
Джетыогуз	—9	Кашкасу (Фрунзенская обл.)	—9
Джиланды	—9		

Кашкасу (Ошская обл. западный) —9
Кашкасу (Ошская обл. восточный) —9
Кёкайгыр —8
Кировское —8
Койсары —9
Кок-Таш —9
Кок-Янгак —9
Коргонтёбё —8
Кочкорка —9
Кочкор-Ата —9
Коштёбё —9
Кош-Тегирмен —9
Краснооктябрьский —9
Куланак —8
Кызарт —8
Кызыл-Джар —9
Кызыл-Кия —9
Кызылой —8
Кызылункюр —9
Ленин-Джал —9
Ленинполь —8
Ленинское —9
Лянгор —9
Мазарсу —9
Майдаадыр —8
Майли-Сай —9
Маймак —7
Мин-Куш —8
Могол —9
Нарын —8
Нововознесеновка —9
Озгоруш —9
Октябрьское —9
Ортонура —8
Орто-Токой —9
Ош —9
Первомайский —9
Покровка (Таласский р-н) —7
Покровка (Пржевальский р-н) —9
Пржевальск —9
Рават —8
Рыбачье —9
Сару —9
Сары-Таш —9
Советский —8
Сулюкта —8
Сосновка —9
Сумсар —8
Суфи-Курган —9
Сусамыр —9
Талас —8
Таш-Кумыр —9
Теплоключенка —9
Терек-Сай —9
Токмак —9
Токтогул —9
Толук —8
Торуайгыр —9
Тунук —8
Тюгёльсай —8
Тюп —9
Угут —8
Узген —9
Уч-Коргон —9
Учтерек —9
Фрунзе —9
Фрунзенское —9
Хайдаркен —8
Чаек —8
Чамынды —8
Ченджаргылчак —9
Чангыр-Таш —9
Чатырташ —8
Чаувай —9
Чоктал —9
Чолпон —8
Чолпоната —9
Чукурчак —8
Шамалды-Сай —9
Шиббе —9

Казахская ССР

Абакумовка —8
Авангард —6
Акарал —7
Акжар —6
Акколь —6
Аксай —6
Аксу —7
Аксуат —6
Аксумбе —6
Алгабас (Северный) —7
Алгабас (Южный) —9
Алексеевка —6 (Семипалатинская обл.)
Алексеевка —7 (Восточно-Казахстанская обл.)
Алмаарасан —9
Алма-Ата —9
Алтынтау —6
Алтынэмель —8
Андреевка —7
Антоновка —7
Арасан —8
Арысь —7
Асубулак —6

Атабай —6
Ачисай —6
Байжансай —6
Бакырлы —6
Бахты —6
Белогорский —6
Белое —7
Белоусовка —6
Белые Воды —7
Березовка —6
Берель —7
Благовещенское —7
Благодарное —7
Бобровка —7
Большой Буконь —6
Большой Кетмень —8
Большенарымское —7
Бородино —6
Борохудзир —8
Буран —7
Бурное —7
Бурундай —8
Брлик —6
Ванновка —7
Верхнеберезовский —6
Верхний Курчум —7
Георгиевка (Чимкентская обл.) —7
Георгиевка (Южно-Казахстанская обл.) —8
Глиновка —8
Глинково —7
Герасимовка —7
Глубокое —6
Горное —7
Гранитогорск —9
Дардамты —8
Джамбул —7
Дзержинское —7
Дружба —8
Дубунская —8
Евгеньевка —9
Енбекши (Восточная) —7
Енбекши (Южная) —8
Ерофеевка —6
Жаланаш —9
Жаналык —7
Жангызагаш —7
Жанаталап —7
Жарбулак —7
Жарсуат —6
Зайсан —7
Зыряновск —6
Или —8
Им. Жданова —6
Им. Панфилова —9
Илтай —7
Иссык —9
Казановка —6
Калмаккара —8
Каменка —9
Капал —8
Карабулак (Восточно-Казахстанская обл.) —7
Карабулак (Алма-Атинская обл.) —7
Каракум —6
Караоткель —6
Каратал —7
Каратау —7
Каратальское —8
Каратурук —9
Караунгир —8
Каршевка —6
Каскелен —9
Катон-Карагай —7
Кеген —9
Кельтемашат —7
Кендырлик —7
Кентау —6
Касык —8
Кировка —7
Кировский —7
Кокжира —6
Коксу —7
Коктал —8
Коктобе —6
Кокпекты —6
Кольжат —8
Коныролен —8
Копа —7
Красногорка —8
Кугалы —8
Курдай —8
Кутиха —6
Курчум —7
Кызылагаш (Западный) —7
Кызылагаш (Восточный) —8
Кызыларык —7
Кызылтал —8
Ленгер —7
Ленинка —6
Лениногорск —6
Ленинский —7
Ленинское —7
Лепсинск —7
Луговое —8
Луговой —8
Маканчи —6
Малороссийка —6
Малыбай —9
Маралиха —7
Матай —6

Махталы	—7	Суганды	—7
Мерке	—8	Сузак	—6
Мироновка	—6	Сумбе	—9
Михайловка	—7	Сырдарьинский	—7
Моинкум	—6	Талгар	—9
Мужиксу	—7	Талды-Курган	—7
Мулалы	—7	Тамерлановка	—7
Нарынкол	—9	Тарган	—6
Новополяновка	—6	Таскескен	—6
Новый Путь	—7	Тимур	—7
Никитинка	—6	Тегистык	—6
Новоандреевка	—6	Токты	—6
Новоберезовка	—7	Тополев Мыс	—6
Новотроицкое	—6	Текес	—9
Новый Мир	—7	Туркестан	—6
Обуховка	—7	Текели	—8
Ойтал	—8	Тюлькубас	—7
Октябрь	—8	Тюмень-Арык	—6
Отар	—7	Узун-Агач	—8
Палатцы	—6	Ульба	—6
Пантелеймоновка	—6	Урджар	—6
Панфилов	—8	Урыль	—7
Пахотный	—6	Успенка	—7
Первомайское	—7	Усть-Каменогорск	—6
Покатиловка	—8	Усть-Чиндагатуй	—7
Покровка	—8	Уштобе	—7
Предгорное	—6	Уч-Арал	—7
Прохладное	—6	Фабричный	—9
Прудки	—8	Холмогоровка	—8
Рахмановские Ключи	—7	Чалкудысу	—9
Рудничный	—8	Чардара	—7
Рыбачье	—7	Чарын	—8
Самарское	—6	Чаян	—6
Самсоновское	—7	Чердояк	—7
Сарканд	—8	Чернак	—6
Сарыджас	—9	Черновая	—6
Сарыбель	—8	Чиили	—6
Сарыагач	—7	Чилик	—9
Сары-Озек	—7	Чимкент	—7
Сас-Тобе	—7	Чингистай	—7
Саты	—9	Чу	—6
Сарыолен	—8	Чулак-Курган	—6
Свинчатка	—7	Чунджа	—8
Сентас	—6	Шанканай	—8
Советское	—7	Шаульдер	—7
Солдатово	—7	Шиликкемер	—8
Старый Икан	—6	Яны-Курган	—6
Столбоуха	—6		

Алтайский край

Абай	—6	Артыбаш	—6
Акол	—6	Балыкча	—7
Акташ	—8	Барнаул	—6
Акутиха	—6	Батурово	—6
Аламбай	—6	Белокуриха	—6
Албас	—6	Белоярск	—6
Алексеевка	—6	Бийск	—6
Аргут	—7	Бирюля	—6

Большой Калтай	—6	Озеро-Петровское	—6
Боровиха	—6	Онгудай	—6
Боровлянка	—6	Павловск	—6
Буланиха	—6	Первомайское	—6
Быстрый Исток	—6	Пильно	—6
Воеводское	—6	Сентелек	—6
Горно-Алтайск	—6	Советское	—6
Гуниха	—6	Соколово	—6
Джасатер	—8	Солтон	—6
Долганка	—6	Сорокино	—6
Ельцовка	—6	Смоленское	—6
Жуланиха	—6	Сростки	—6
Заводской	—6	Стуково	—6
Залесово	—6	Сугаш	—6
Заринская	—6	Тальменка	—6
Затон	—6	Таурак	—6
Иня	—7	Тогул	—6
Калгуты	—8	Троицкое	—6
Калистратиха	—6	Турочак	—6
Камень-на-Оби	—6	Туэкта	—6
Катанда	—7	Тягун	—6
Каяшкан	—6	Усть-Кан	—6
Кебезень	—6	Усть-Кокса	—6
Кокпаш	—7	Усть-Улаган	—8
Коргон	—6	Хмелевка	—6
Корнилово	—6	Целинное	—6
Косиха	—6	Чемал	—6
Кош-Агач	—8	Челюш	—7
Крутиха	—6	Черный Ануй	—6
Курай	—8	Чибит	—7
Курмач-Байгол	—6	Чодро	—8
Кызыл-Маны	—8	Чуйка	—6
Кытманово	—6	Шебалино	—6
Нижний Уймон	—6	Шелаболиха	—6
Новоалтайск	—6	Элекмонар	—6
Новотырышкино	—6	Яйлю	—6

Новосибирская область

Бердск	—6	Маслянино	—6
Битки	—6	Мосты	—6
Верхн. Ики	—6	Новосибирск	—6
Верх. Ирмень	—6	Обь	—6
Верх. Коен	—6	Ордынское	—6
Гуселетово	—6	Посевная	—6
Егорьевск	—6	Сузун	—6
Завьялово	—6	Федосиха	—6
Искитим	—6	Черепаново	—6
Кирза	—6	Чик	—6
Коченево	—6	Чингис	—6
Листвянский	—6	Шипуново	—6
Малышево	—6	Ярково	—6

Кемеровская область

Базан	—6	Белый Этап	—6
Бачатский	—6	Гурьевск	—6
Белово	—6	Заслонка	—6

Израсс	—6	Сага	—6
Каз	—6	Салаир	—6
Казас	—6	Сары-Чумыш	—6
Калтан	—6	Спасск	—6
Камзас	—6	Старо-Бачаты	—6
Карагайлинский	—6	Сынзас	—6
Киселевск	—6	Таштагол	—6
Краснобродский	—6	Тельбес	—6
Красулино	—6	Темиртау	—6
Кузедеево	—6	Трудармейск	—6
Малиновка	—6	Ур-Бедари	—6
Междуреченск	—6	Урск	—6
Мундыбаш	—6	Уса	—6
Мыски	—6	Усть-Кабырза	—6
Новокузнецк	—6	Усть-Нарык	—6
Осинники	—6	Чугунаш	—6
Прокопьевск	—6		

Красноярский край

Абаза	—7	Вершина Теи	—6
Абакан	—6	Вознесенка	—6
Абакано-Перевоз	—6	Выезжий Лог	—6
Агинское	—6	Даурское	—6
Алексеевка	—6	Дзержинский	—6
Алтай	—6	Дербино	—6
Анжуль	—6	Дивногорск	—6
Арадан	—7	Донникова	—6
Аскиз	—6	Екатериновка	—6
Артемовск	—6	Емельяново	—6
Баград	—6	Ермаковское	—6
Балай	—6	Есаулово	—6
Балахта	—6	Заозерный	—6
Балахчин	—6	Золотогорский	—6
Балыкса	—6	Ибрюль	—6
Батени	—6	Иджим	—7
Бахта	—6	Идринское	—6
Белоярск	—6	Изынжуль	—6
Бельтырский	—6	Иннокентьевка	—6
Белый Июс	—6	Ирбейское	—6
Белый Яр	—6	Ирша	—6
Березовка	—6	Каптырево	—6
Бея	—6	Капчалы	—6
Бирикчуль	—6	Каратузское	—6
Бискамжа	—6	Кача	—6
Большой Анзас	—6	Когунек	—6
Большая Иня	—6	Козулька	—6
Бородино	—6	Коммунар	—6
Буеджуль	—6	Копьево	—6
Буйба	—6	Краснотуранск	—6
Бургон	—6	Красноярск	—6
Верхнеусинское	—7	Красный Ключ	—6
Верхний Аскиз	—6	Крюкова	—6
Верхний Кужебар	—6	Куганак	—7
Верхний Ужунжул	—6	Кульчек	—6
Верхняя Кындырла	—7	Кундусук	—6
Верхняя Уря	—6	Курагино	—6
Вершино-Рыбное	—6	Куртак	—6

Кызас	—7
Кыласов	—6
Лопатино	—6
Майна	—7
Малый Анзас	—7
Малый Имыш	—6
Мигна	—6
Мина	—6
Минусинск	—6
Можарка	—6
Моторское	—6
Назарово	—6
Нижние Курята	—6
Новокамала	—6
Новомариинка	—6
Новомихайловка	—6
Новоселово	—6
Овсянка	—6
Оленья Речка	—7
Орджоникидзевский	—6
Орешная	—6
Отрок	—6
Памяти 13 борцов	—6
Паначево	—6
Партизанское	—6
Пашенка	—6
Пограничная	—7
Покровка	—6
Приисковый	—7
Разъезжее	—6
Рыбинское	—6
Сабинка	—6
Сарала	—6
Смирновка	—6
Сонский	—6
Сорокино	—6
Строгонова	—6
Субботино	—6
Тагарское	—6
Талое	—6
Тамалык	—6
Таштып	—7
Тигрицкое	—6
Туим	—6
Ужур	—6
Успенка	—6
Усть-Абакан	—6
Усть-Ерба	—6
Усть-Каспа	—6
Уяр	—6
Цветногорск	—6
Чарков	—6
Черемшанка	—6
Черногорск	—6
Черное Озеро	—6
Чибижек	—6
Шалаболино	—6
Шалинское	—6
Шипилинск	—6
Шира	—6
Ширыштык	—6
Шум	—6
Шумиха	—6
Шушенское	—6
Щеловатка	—6

Тувинская АССР

Бай-Сют	—7
Бай-Хак	—7
Балгазын	—7
Балыктыг-Сомон	—8
Буланбук	—7
Ишкин-Аксы	—8
Кагжирба	—7
Кара-Суг	—8
Куже-База	—7
Кунгур-Тук	—8
Кызыл	—7
Кызыл-Мажалык	—8
Казыл-Тей	—8
Кызыл-Хая	—8
Кижи-Аксы	—8
Мугур-Аксы	—8
Нарын	—8
Окчары	—7
Самагалтай	—8
Сарыг-Сеп	—7
Сейба	—7
Сыстыг-Хем	—7
Суг-Аксы	—8
Тайрисин-Аршан	—8
Тоора-Хем	—7
Торгалык	—8
Туран	—7
Тэли	—8
Усть-Бурен	—7
Усть-Уюк	—7
Уш-Бельдыр	—7
Уюк	—7
Хандагайты	—8
Харал	—7
Хову-Аксы	—7
Цаган-Тологой	—8
Чаа-Холь	—7
Чадан	—8
Чедер	—7
Чинге-Кат	—8
Чиргакы-Аксы	—8
Шагонар	—7

Шанчи	—7	Эрзин	—8
Элегест	—7	Эми	—8
Эрбек-Сумон	—7	Янзели	—7

Иркутская область

Алтарик	—6	Карам	—6
Алыгджер	—7	Катарбей	—6
Аляты	—6	Качень	—6
Амалык	—8	Качуг	—7
Анга	—7	Кимильтей	—6
Ангарск	—7	Китой	—7
Андреевск	—6	Копылово	—7
Апрельск	—6	Косай Степь	—9
Артемовский	—6	Кропоткин	—6
Ахины	—7	Крутой	—6
Ацикак	—6	Куйтун	—7
Байкал	—9	Култук	—9
Байкальск	—9	Куртун	—9
Балаганах	—6	Кутанка	—6
Балаганск	—6	Кутима	—6
Бохан	—7	Кутулик	—6
Бильчир	—6	Кяхта	—6
Бирюлька	—7	Листвянка	—9
Бодайбо	—7	Луговский	—6
Большая Елань	—7	Макарьево	—7
Большая Зама	—9	Малое Голоустное	—8
Большая Речка	—9	Мама	—6
Большой Луг	—8	Манзурка	—7
Бульбухта	—6	Марня	—6
Васильевский	—6	Мегет	—7
Вершина Бисяги	—7	Михайловка	—7
Верхняя Буреть	—7	Мингатуй	—6
Верхоленск	—7	Мишелевка	—7
Витимский	—6	Молька	—6
Владимировка	—6	Мугун	—6
Волынский	—6	Муринья	—6
Вытон	—7	Нерой 1-й	—6
Гадалей	—6	Нечера	—6
Головинская	—6	Нерпо	—7
Голуметь	—7	Нижнеудинск	—6
Гутара	—6	Новая Уда	—6
Гымыль	—7	Новоникольск	—6
Дабады	—9	Новоселово	—6
Евсеево	—6	Новостройка	—7
Еланцы	—9	Новотроицк	—6
Еремеевка	—6	Нукуты	—6
Ермаки	—6	Олой	—7
Жигалово	—6	Олонки	—7
Забитуй	—6	Орон	—8
Залари	—6	Павловский	—7
Зима	—6	Перевоз	—6
Знаменка	—6	Пестеревский	—6
Икей	—6	Петрово	—6
Иркутск	—8	Пономарево	—6
Казачинское	—6	Прониха	—7
Каменка	—7	Пуляева	—6

Раздолье	—7	Усть-Кирей	—6
Савватеевка	—7	Усть-Ордынский	—7
Светлый	—6	Усть-Яга	—6
Свирск	—7	Утай	—6
Сигнай	—7	Хадай	—7
Слюдянка	—9	Харазаргай	—7
Тагна	—6	Хара-Нур	—7
Талахай	—6	Харат	—7
Тальники	—7	Харбатово	—7
Тайтурка	—7	Харик	—6
Тарасово	—6	Хомутово	—7
Тельма	—7	Хор-Тагна	—6
Тимошино	—6	Хотхур	—6
Тихоновка	—7	Худоелань	—6
Троицкий Завод	—6	Хужир	—9
Тунгуска	—7	Чара	—6
Тулун	—6	Черемхово	—7
Тыргетуй	—6	Шанхар	—7
Тыреть	—6	Шара-Тогот	—9
Ук	—6	Шеберта	—6
Усолье-Сибирское	—7	Шелихов	—8
Услон	—6	Шерагул	—6
Усть-Ёда	—6	Шумский	—6

Бурятская АССР

Ангыр	—7	Елань	—7
Апхарок	—6	Еленинский	—7
Аршан	—9	Загустай	—6
Бабушкин	—9	Заиграево	—7
Багдарин	—7	Закаменск	—7
Байкальское	—9	Зырянск	—8
Бамбуйка	—8	Иволгинск	—8
Бартузин	—9	Ина	—9
Барун-Ульдурга	—6	Ингур	—6
Барыкино	—7	Инкур	—7
Баунт	—8	Исинга	—6
Баянгол	—7	Исток-Котокель	—9
Баян-Гол	—8	Кабанск	—9
Билюта	—7	Кадали	—8
Бичура	—6	Кокорино	—8
Богодикта	—9	Каменск	—9
Большая Кудора	—7	Камниокан	—9
Большой Уро	—9	Карафтит	—7
Бугарихта	—6	Кибалино	—7
Бугунда	—6	Кижинга	—6
Верхне-Торей	—7	Комсомольское	—6
Верхний Ципикан	—7	Кудара-Сомон	—6
Вознесеновка	—6	Куйтун	—7
Гашей	—7	Кумора	—9
Горячинск	—9	Курлукта	—6
Гремячинск	—9	Курумкан	—9
Гунда	—6	Кырен	—9
Гусиное Озеро	—8	Кяхта	—7
Гусиноозерск	—8	Малая Кудара	—6
Давша	—9	Малый Амалат	—7
Далахай	—9	Михайловка	—6
Душкачан	—9	Монды	—9

Могойто	—9	Тухурюкта	—7
Мухор-Шибирь	—7	Тэгда	—7
Мэгдалгэн	—7	Уакит	—8
Наушки	—7	Угнасай	—9
Неруган	—9	Узкий Луг	—6
Нижнеангарск	—9	Улан-Мальчин	—6
Новая Брянь	—7	Улан-Удэ	—7
Новоильинск	—7	Уэнгэтэй	—7
Новоселенгинск	—7	Уоян	—9
Окино-Ключи	—7	Уринский Источник	—8
Онохой	—7	Усть-Баргузин	—9
Орколикан	—8	Усть-Заза	—7
Орлик	—8	Усть-Кяхта	—7
Петропавловка	—7	Усть-Орот	—7
Под-Икат	—8	Усть-Тананда	—6
Поречечное	—6	Усть-Харлун	—7
Рассошино	—6	Хаим	—8
Романовка	—6	Хайрюзово	—8
Саянтуй	—7	Хамней	—7
Селенгинск	—8	Хара-Хужар	—8
Селендума	—7	Харацай	—7
Солонцово	—6	Хилгана	—9
Сосновка	—9	Хойто-Гол	—9
Сосново-Озерское	—6	Хоринск	—6
Тарбагатай	—7	Холтосан	—7
Талая	—9	Хонхолой	—7
Татаурово	—8	Хужар	—7
Телемба	—6	Ципикан	—7
Торей	—7	Цакир	—7
Троицкий	—7	Читкан	—9
Таксимо	—9	Шаснур	—8
Трудный	—8	Шибэта	—6
Тулдун	—6	Шипишка	—6
Туран	—9	Шуринда	—8
Турка	—9	Яксай	—9
Турунтаево	—8		

Читинская область

Акима	—6	Дровяная	—6
Алтан	—6	Зеленое Озеро	—6
Арахлей	—6	Имандан-Макит	—6
Арта	—6	Им. XI Лет Октября	—8
Атамановка	—6	Калакан	—7
Баляга	—6	Каменный	—9
Байхор	—6	Котловкинда	—6
Бальджикан	—6	Красный Чикой	—6
Беклемишево	—6	Красный Яр	—6
Бильчир	—6	Кука	—6
Билютуй	—6	Кыкер	—6
Боджираевка	—6	Кыра	—6
Верхний Ульхен	—6	Малета	—6
Верхний Шергольджин	—6	Мангут	—6
Верхняя Чита	—6	Менза	—6
Вершина Олекмы	—6	Могзон	—6
Гутай	—6	Моклакан	—6
Домна	—6	Мухор-Кондуй	—6

Наминга	—9	Улеты	—6
Нарасун	—6	Ульхун-Партия	—6
Неляты	—9	Урлук	—6
Николаевское	—6	Усть-Каренга	—6
Новопавловка	—6	Усугли	—6
Новопавловское	—6	Харагун	—6
Петровск-Забайкальский	—6	Хулугли	—6
Средний Калар	—8	Чара	—9
Средняя Олекма	—7	Чита	—6
Сырыгичи	—6	Шимбилик	—6
Танга	—6	Хилок	—6
Тарбагатай	—6	Хапчеранга	—6
Татаурово	—6	Яблоново	—6
Тунгокочен	—6	Ямаровка	—6

Амурская область

Архара	—6	Новорайчихинск	—6
Бахирево	—6	Нюкжа	—6
Бурея	—6	Пайкан	—6
Владимировский	—6	Прогресс	—6
Дыбы	—6	Пурикан	—6
Журавлевка	—6	Салокачи	—6
Ивановский	—6	Сигикта	—6
Иннокентьевка	—6	Средняя Нюкжа	—6
Казановка	—6	Талума	—9
Калинино	—6	Татакан	—6
Касаткино	—6	Тындинский	—6
Кулустай	—6	Усть-Нюкжа	—9
Кундур	—6	Урил	—6
Лапри	—7	Черниговка	—6
Ленинский	—6	Чеугда	—6
Лопча	—7	Широкий	—6
Новобурейский	—6		

Приморский край

Адими	—6	Губерово	—6
Амгу	—6	Дальнегорск	—6
Анучино	—6	Дальнереченск	—6
Арсеньев	—6	Дунай	—6
Артем	—6	Жариково	—6
Артемовский	—6	Зарубино	—6
Астраханка	—6	Ивановка	—6
Ахобе	—6	Ильинка	—6
Большой Камень	—6	Кавалерово	—6
Бурлит	—6	Каменка	—6
Валентин	—6	Камень-Рыболов	—6
Варфоломеевка	—6	Клерк	—6
Великая Кема	—6	Краскино	—6
Веселый Яр	—6	Кузнецово	—6
Владивосток	—6	Лазо	—7
Владимиро-Александровское	—7	Лазо (ж. д. станция)	—6
Высокогорск	—6	Лесозаводск	—6
Гайворон	—6	Ливадия	—7
Голенки	—6	Липовцы	—6

Ляличи	—6	Самарга	—6
Михайловка	—6	Светлая	—6
Монастырище	—6	Славянка	—6
Находка	—7	Соколовка	—6
Невское	—6	Сокольчи	—6
Нижнемихайловка	—6	Спасск-Дальний	—6
Новогеоргиевка	—6	Сибирцево	—6
Новокачалинск	—6	Таврическая	—6
Новомихайловка	—6	Терней	—6
Новосысоевка	—6	Тигровой	—7
Ольга	—6	Трудовое	—6
Партизанск	—7	Турий Рог	—6
Пластун	—6	Углекаменск	—6
Пограничный	—6	Угловое	—6
Пожарское	—6	Уссурийск	—6
Покровка	—6	Уссурка	—6
Попова	—6	Хасан	—6
Посьет	—6	Хороль	—6
Приморский	—6	Хрустальный	—6
Промысловка	—6	Черемшаны	—6
Путятин	—6	Черниговка	—6
Раздольное	—6	Чернышевка	—6
Рейнеке	—6	Чкаловское	—6
Реттиховка	—6	Чугуевка	—6
Решетниково	—6	Шокотово	—6
Рудная Пристань	—6	Яковлевка	—6
Рудный	—6	Ярославский	—6
Русский	—6		

Сахалинская область

Ай	—7	Долинск	—7
Айнское	—7	Дуэ	—7
Александровск-Сахалинский	—7	Евстафьево	—6
Анива	—7	Загорский	—7
Арково	—7	Зырянское	—7
Атласово	—7	Ильинский	—6
Белинское	—7	Иркир	—6
Белкино	—7	Казакевичи	—7
Большие Уанди	—6	Кайган	—7
Бошняково	—7	Каменка	—7
Буюклы	—7	Катангли	—7
Брянское	—7	Кириллово	—7
Быков	—7	Кировское	—6
Вал	—7	Кирпичики	—7
Вахрушев	—7	Корсаков	—7
Взморье	—7	Костромское	—7
Владимирово	—7	Кошевой	—7
Возвращение	—7	Красногорск	—7
Восточный (Макаровский горсовет)	—7	Лангры	—6
		Леонидово	—7
Восточный (Охинский горсовет)	—7	Лесогорск	—7
		Лангери	—6
Гастелло	—7	Лопатино	—7
Горнозаводск	—7	Люги	—6
Даги	—7	Макаров	—7
Долинка	—6	Матросово	—7

Мгачи	—7	Пугачево	—6
Москальво	—7	Распашники	—7
Музьма	—7	Рыбновск	—6
Невельск	—7	Свободная	—6
Некрасовка	—7	Синегорск	—7
Нерпичье	—6	Сабо	—7
Новиково	—6	Смирных	—7
Новоалександровск	—7	Сокол	—7
Новое	—7	Старица	—7
Новоселово	—7	Стародубское	—7
Ноглики	—7	Тайга	—7
Нутово	—7	Тельновский	—7
Ныврово	—7	Тихменево	—7
Ныйде	—6	Томари	—7
Ныш	—6	Туманово	—7
Обрывистое	—6	Тымовское	—6
Озерский	—6	Тык	—6
Оленевод	—6	Углегорск	—7
Октябрьский	—7	Угледарск	—7
Онор	—7	Углезаводск	—7
Орлово	—7	Ударный	—7
Остромысовка	—6	Ульяновское	—7
Оха	—7	Усть-Агнево	—7
Охотское	—6	Фирсово	—7
Палево	—6	Холмск	—7
Паромай	—7	Хоэ	—6
Пензенское	—7	Чайво	—7
Первомайск	—7	Чаплаково	—7
Перепутье	—7	Чернолесье	—7
Пильво (Сахалинский залив)	—7	Чехов	—7
Пильво (Татарский пролив)	—7	Шамово	—6
Попедино	—7	Шахтерск	—7
Погиби	—6	Шебунино	—7
Поронайск	—7	Широкая Падь	—7
Поречье	—7	Эбахи	—7
Пильтун	—7	Южно-Сахалинск	—7
Правда	—7	Яблочный	—7
		Ясноморский	—7

Хабаровский край

Аджима	—6	Башурово	—6
Аим	—6	Биражан	—6
Аланап	—6	Белая Гора	—6
Алгазея	—6	Белоглинка	—6
Алдома	—6	Бира	—6
Александровский	—6	Биробиджан	—6
Амгунь	—6	Большемихайловское	—6
Амка	—6	Богородское	—6
Амурзет	—6	Болен	—6
Анненские Минеральн. воды	—6	Булава	—6
Антыкан	—6	Ванино	—6
Арка	—6	Васильевский	—6
Астрахановка	—6	Гроссевичи	—6
Аян	—6	Гусиный	—6
Батомга	—6	Дальжа	—6

Дань —6
Датта —6
Девинда —6
Де-Кастри —6
Дидон —6
Дуди —6
Дюанко —6
Заветы Ильича —6
Зеленая Роща —6
Известковая —6
Известковый —6
Иннокентьевский —6
Иня —6
Иркутское —6
Кавалькан —6
Казимировка —6
Кайлан —6
Кемкара —6
Кетанда —6
Кизи —6
Кондон —6
Коппи —6
Крестях —6
Кульдур —6
Кульчи —6
Кукан —6
Курун-Урях —6
Кухтуй —6
Лазарев —6
Лазарево —6
Лантарь —6
Лиман —6
Литке —6
Лондоко —6
Льва Толстого —6
Маго —6
Маймакан —6
Майский —6
Мар-Кюель —6
Мариинское —6
Марьино —6
Михайловский —6
Могды —6
Нелькан —6
Нельма —6
Неран —6
Нерпа —6
Нижняя Наумовка —6
Николаевск-на-Амуре —6
Новое Устье —6
Новотроицкое —6
Новый Хейджан —6
Нурки —6
Няча —6
Облучье —6
Октябрьский —6
Орель —6
Охотск —6
Пашково —6
Пестово —6
Помпеевка —6
Преображеновка —6
Раздольное —6
Роскошное —6
Савинск —6
Самара —6
Сизиман —6
Синдан —6
Советская Гавань —6
Согда —6
Горный —6
Солони —6
Солонцы —6
Союзное —6
Средний Ургал —6
Средняя Иппата —6
Старый Хейджан —6
Сусанино —6
Сутара —6
Талакан —6
Таланджа —6
Тамптакон —6
Тахта —6
Теплоозерск —6
Томское —6
Тотта —6
Тукчи —6
Тулинская —6
Тывлино —6
Тырма —6
Улахан —6
Ульбея —6
Улья —6
Урак —6
Ургал —6
Усмань —6
Успеновка —6
Усть-Ургал —6
Хахарь —6
Хинганск —6
Ципанда —6
Чекунда —6
Челпачи —6
Чильчикан —6
Чихачево —6
Чумикан —6
Чегдомын —6
Шилкан —6
Энкэн —6
Эворон —6
Юдман —6
Юна —6
Юртовый —6

Абага	—6	Быковский	—8
Абалах	—6	Быран-Урде	—6
Абый	—6	Бярие-Томтора	—6
Алы-Базата	—6	Верхнеколымск	—6
Аллах-Юнь	—7	Верхненерский	—6
Алысардах (Северный)	—6	Верхоянск	—6
Алысардах (Южный)	—6	Говорово	—7
Алыс-Хая	—6	Гонам	—6
Аляскитовый	—6	Дараны	—6
Алгама	—6	Дебдиргелях	—6
Амга	—6	Депутатский	—7
Анманныкан	—7	Джарбас	—6
Аношкинск	—8	Джаргалах	—6
Антипинский	—8	Джарджан	—6
Аргас	—6	Джебарики-Хая	—6
Аппаны	—6	Джикимде	—6
Арангастах	—8	Долгое	—6
Арбын	—6	Дорожный	—7
Артык	—7	Дружина	—6
Артык-Юрях	—6	Дунай	—8
Ары	—7	Дыгдал	—6
Ары-Быковское	—8	Дюэндю	—6
Аччыгый-Нюлджю	—6	Евканджинский	—7
Аяя	—7	Жиганск	—6
Бакыча	—6	Забытый	—7
Бала	—6	Золотинка	—8
Балаганнах (Северный)	—6	Зырянка	—7
Балаганнах (на р. Нера)	—7	Зырянка (на р. Колыма)	—6
Балыктах	—6	Икки-Амбар	—6
Балыктах	—6	Кабактан	—9
Балыктах	—6	Казачье	—6
Барылас	—6	Кангалассы	—6
Батагай	—6	Канкунский	—6
Батагай-Алыта	—6	Кептени	—6
Батамай	—6	Керби	—6
Батылинский	—7	Керяске	—7
Бахкычай	—6	Кердюген	—6
Бахынай	—6	Кобяй	—6
Бейдинге	—6	Коммунар	—6
Беркакит	—8	Крест-Майор	—6
Бес-Кюель	—6	Крест-Халджайы	—6
Бестях	—6	Куйдусун	—6
Беттюгютте	—6	Культура	—6
Бёкё	—6	Куогастах	—6
Биетте	—6	Куранах-Сало	—6
Билир	—6	Курумкан	—6
Бобровское	—8	Кыйы	—6
Большие Хатымы	—7	Кыртылах	—6
Борогонцы	—6	Кыстатыам	—6
Борулах	—6	Кысыл-Сыр	—6
Бриндакит	—7	Кыталыктах	—7
Буолкалах	—6	Кытыл	—6
Буор-Сысы	—6	Кюбюме	—6
Бурустах	—7	Кюеллерики	—6
Бур-Хайбыт	—7	Кюсюр	—8
Бурхалинский	—6	Мой-Юрях	—6

Малый Нимныр —6
Маршальский —6
Мачах —6
Маягас —6
Мейите —6
Менге —6
Менкере —6
Метис —7
Мындагайы —6
Мырыла —6
Нагорный —7
Найбатай —6
Намцы —6
Нелегер —6
Нелемное —6
Нижнеянск —6
Нимнырский —6
Натара —6
Няйба —8
Нячыкы —7
Огуй-Охтубут —7
Огородтах —6
Оймякон —6
Омчикандя —7
Оргённёх —6
Охотский Перевоз —6
Полярник —7
Поселок —8
Предпорожный —7
Предпорожный —7
Росомаха —7
Рудник —6
Сагастыр —7
Сайылык (на р. Адыча) —7
Сайылык (на р. Улахан-Бакы) —7
Салбанг —6
Сангар —6
Сасыр —7
Сатара —6
Саханджа —8
Себян-Кюель —6
Селебир —6
Синнигес-Атах —6
Санга-Кюель —6
Склад —6
Сиктях —6
Соболох —7
Сокол —8
Сордоннох —6
Станнах-Хочо —7
Суон-Тит —6
Суордах (на р. Селеннях) —7
Суордах (на р. Дулгалах) —6
Сыаганнах —6
Сыалах —6
Сыстангнах —6
Сюэгей —7
Таймылыр —6
Тас-Тумус —6
Тёктюр —6
Таях-Кырдала —6
Теплый Ключ —6
Тикси —8
Тиргелир —6
Тирехтях —7
Тит-Арыы —8
Тобор —8
Токкинская ПОС —6
Томпо —6
Томтор —6
Томтор —6
Тополиный —6
Трофимовск —8
Тумат —6
Тумул —6
Тунгусхая —6
Туорай-Умусах —6
Турах —7
Тюбелях —7
Угольная Зырянка —6
Уздей —6
Улахан-Крест —7
Улага —6
Улу-Сысы —6
Улукуут —6
Ункюр —6
Улба —6
Уолбут —6
Уольчан —7
Уольчанский —6
Ус-Кюеле —6
Усть-Аллах —6
Усть-Амгинское —6
Усть-Анка —7
Усть-Куйга —6
Усть-Мая —6
Усть-Миль —6
Усть-Наталья —6
Усть-Нера —6
Усть-Оленек —6
Усть-Татта —6
Усть-Чаркы —7
Усть-Ыныкчан —7
Усть-Юдома —6
Усть-Янск —6
Уттях —6
Хабджылах (на р. Камчатка) —6
Хабджылах (Северный) —7
Хагыр —7
Хайыр —7
Хайыргас —6
Хайысардах —6

Хандыга	—6	Чуогур	—6
Хара-Алдан	—6	Чурапча	—6
Хатырык	—6	Чуччунг-Сайылыга	—7
Хатырык-Хом	—6	Чыаппара	—6
Хонуу	—7	Ыам-Быстыбыт	—7
Хону	—6	Ыныкчанский	—7
Хоппуруо	—6	Ытыга	—7
Хорго	—6	Ытык-Кель	—6
Хос-Алас	—6	Эсэ-Хайя	—6
Чагда	—6	Эльдикан	—6
Чайдах	—6	Эмендерян	—6
Чабда	—6	Эндыбал	—6
Чалба	—7	Эбе	—6
Чапанда	—6	Эльгинский	—6
Чекуровка	—7	Юр	—7
Чечим	—6	Юктэ	—7
Чичимах	—6	Ют-Испит	—7
Чульман	—7	Янский	—6

Магаданская область

Адыгалах	—6	Кулу	—6
Аркагала	—7	Кушка	—6
Армань	—7	Кюрбелях	—6
Армань	—6	Магадан	—7
Атарган	—7	Мадаун	—6
Атка	—6	Малкачан	—7
Балаганнюе	—7	Мотыклейка	—7
Балыгычан	—6	Мохоплит	—6
Бараборка	—7	Мылга	—7
Бёрёлёх	—6	Мякит	—6
Бахапча	—6	Мяунджа	—7
Большевик	—6	Накучен	—7
Бугурчан	—7	Наяхан	—6
Буксунда	—6	Нексикан	—6
Буркандья	—7	Нерега	—6
Бурхала	—6	Нерючи	—6
Бутугычаг	—6	Нижний Сеймчан	—7
Верх. Ат-Урях	—7	Озерная	—7
Верхний Парень	—6	Ола	—7
Верхний Сеймчан	—7	Омсукчан	—6
Ветреный	—6	Омчак	—6
Галимый	—6	Оротукан	—7
Гарманда	—6	Палатка	—6
Геологический	—7	Пионер	—6
Гижига	—6	Пилтын	—6
Дебин	—6	Пестрая Дресва	—6
Джелгала	—6	Светлый	—6
Днепровский	—6	Сеймчан	—7
Дусканья	—6	Сиглан	—7
Журба	—6	Скрытый	—7
Им. Гастелло	—6	Спорное	—7
Им. 25 Октября	—7	Стекольный	—6
Им. Лазо	—6	Стрелка	—6
Им. Марины Расковой	—6	Суксукан	—6
Кадыкчан	—7	Сусуман	—6
Камешки	—6	Таватум	—6
Красная Речка	—6	Тауйск	—7

Тахтоямск	—7	Хениканджа	—6
Талая	—6	Хилгыча	—6
Таскан	—7	Холодный	—6
Тополовка	—6	Хурчан	—7
Тукаинка	—6	Чайбуха	—6
Туманы	—6	Черное Озеро	—6
Тыэллах	—6	Широкий	—7
Ударник	—7	Штурмовой	—7
Усть-Омчуг	—6	Эвенск	—6
Усть-Среднекан	—7	Эльген	—7
Усть-Утиная	—7	Эмтыгей	—6
Хатарен	—6	Ягодное	—6
Хатыннах	—7	Ямск	—7

Чукотский национальный округ

Аккани	—7	Нунямо	—7
Березово	—6	Первое Поле	—6
Беринговский	—6	Раупелян	—6
Вакарево	—6	Сешан	—7
Ванкарем	—6	Снежное	—6
Инчоун	—7	Старый Ваеги	—6
Красная Яранга	—6	Танюрер	—6
Краснено	—6	Тойгунен	—7
Крепость	—6	Усть-Белая	—6
Лаврентия	—7	Уэлен	—7
Лорино	—6	Хатырка	—6
Марково	—6	Чегитун	—7
Мейныпильгыно	—6	Чикаево	—6
Мечигмен	—6	Энурмино	—7
Нешкан	—7	Янраккыннот	—6

Корякский национальный округ

Анапка	—6	Напана	—6
Ачайваям	—6	Новоолюторка	—6
Аянка	—6	Оклан	—6
Белоголовое	—6	Олюторка	—6
Верхне-Озерная	—7	Олюторский	—6
Верхняя Пахача	—6	Оссора	—6
Ветвей	—6	Островной	—6
Воямполка-Кочевая	—6	Палана	—6
Вывенка	—6	Парень	—6
Ивашка	—6	Пахача	—6
Ильпырский	—6	Подкагерное	—6
Кавача	—6	Рекинники	—6
Каменское	—6	Слаутное	—6
Карага	—6	Седанка-Кочевая	—6
Кинкиль	—6	Средняя Пахача	—6
Кичига	—6	Сопочное	—6
Ковран	—6	Таловка	—6
Корн	—6	Тигиль	—6
Корф	—6	Тиличики	—6
Лесная	—6	Тымлат	—6
Макарьевское	—6	Ука	—7
Манилы	—6	Укинский	—7
Микино	—6	Усть-Воямполка	—6
Морошечное	—6		

Усть-Сопочное	—6	Хайлюля	—6
Усть-Тигиль	—6	Хаилино	—6
Усть-Хайрюзово	—6	Хайрюзово	—6

Камчатская область

Анавгай	—7	Митогинский	—7
Апача	—7	Моховая	—9
Богачевка	—9	Начики	—8
Большерецкий	—7	Немтик	—7
Большерецк	—7	Нижнекамчатск	—8
Верх. Колпаково	—6	Облуковино	—6
Долиновка	—7	Озерновский	—8
Елизово	—8	Октябрьский	—7
Жупаново	—9	Опала	—8
Зуйково	—7	Отрадное	—8
Ганалы	—8	Паратунка	—8
Ича	—6	Петропавловск-Камчатский	—9
Камаки	—8	Привольное	—7
Кирганик	—7	Пущино	—8
Кировский	—6	Рукавичка	—9
Кихчик	—7	Радыгина	—9
Ключи	—7	Рыбачий	—9
Козыревск	—7	Саранный	—9
Колпаковский	—6	Северные Коряки	—8
Коряки	—8	Соболево	—6
Крапивная	—7	Среднекамчатск	—7
Красный Яр	—7	Усть-Большерецк	—7
Кроноки	—9	Усть-Камчатск	—8
Крутоберегово	—9	Уташуд	—9
Култук	—8	Шеромы	—7
Лопатка	—9	Щапино	—7
Малка	—8	Эссо	—7
Мильково	—7		

Командорские острова

Никольское	—9	Преображенское	—9

Курильские острова

Алеутка	—9	Океанское	—9
Байково	—9	Онекотан	—9
Березовка	—9	Подгорный	—9
Буревестник	—9	Рейдово	—9
Васильево	—9	Сарычево	—9
Головнино	—9	Саушкино	—9
Григорьево	—9	Севергино	—9
Доброе	—9	Северо-Курильск	—9
Докучаево	—9	Серноводск	—9
Китобойный	—9	Славное	—9
Кратерный	—9	Тятино	—9
Куйбышево	—9	Шелихово	—9
Курильск	—9	Щекал	—9
Макаровка	—9	Южно-Курильск	—9

Примечания: 1. Сейсмичность в баллах в пределах изосейст указана на картах цифрами.

2. Для пунктов, расположенных на границах сейсмических районов, надлежит принимать балльность, относящуюся к более сейсмичному району.

Приложение 3

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИБЛИЖЕННОМУ ОПРЕДЕЛЕНИЮ ЧАСТОТ И ФОРМ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЛОТИН

Плотины из грунтовых материалов

1. Период собственных горизонтальных колебаний плотины из однородного материала при длине по гребню больше или равной четырем высотам плотины ($l_0 \geqslant 4H$) может определяться по формуле

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i c_s} H, \qquad 50$$

где T_i — период собственных колебаний по i-ой форме, сек; a_i — коэффициенты, принимаемые для i-го тона колебаний по табл. 6.

Таблица 6

Значения коэффициентов a_i для 4 тонов собственных колебаний плотины из грунтовых материалов

№ тона	1	2	3	4
a_i	2,40	5,52	8,65	11,79

c_s — скорость распространения поперечных волн в материале тела плотины; $c_s = \sqrt{G/\rho}$, м/сек, где G — модуль сдвига материала тела плотины, т/м²; ρ — плотность материала тела плотины ($\rho = \gamma/g$), т·сек²/м⁴; H — высота плотины, м.

Значения c_s могут приниматься по данным экспериментальных исследований или по имеющимся проектным аналогам.

2. При расположении плотин этого типа в узких ущельях, когда $l_0 < 4H$, определение периодов собственных колебаний производится по формуле, приближенно учитывающей форму ущелья:

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i c_s} \frac{H}{\sqrt{1 + \left(\frac{j\pi}{a_j \Omega} \frac{H}{l_0}\right)^2}}, \qquad 51$$

здесь $\Omega = \frac{2}{3} \frac{1 + k + k^2}{1 + k}$, где $k = \frac{l\,(\text{длина плотины в основании})}{l_0\,(\text{длина плотины по гребню})}$; a_i, a_j — коэффициенты для периодов собственных колебаний плотины по направлению вдоль и поперек каньона; остальные обозначения прежние.

Для ущелья треугольной формы $\Omega = 2/3$ ($k = 0$) и прямоугольной формы $\Omega = 1$ ($k = 1$).

Формула 51 получена для той же расчетной схемы с приближенным учетом изменения деформации вдоль оси плотины при колебаниях, она отражает влияние ограниченной протяженности при колебаниях плотин по первым тонам.

Формулы 50 и 51 получены при учете сдвиговых колебаний треугольного клина, формы колебаний которого постоянны и не зависят от заложения откосов. Поэтому для расчета плотин из грунтовых материалов могут использоваться постоянные значения коэффициента η_{ik} согласно табл. 7.

При расположении плотин из грунтовых материалов на нескальном основании рекомендуется учитывать податливость основания при определении частот и форм собственных колебаний. При этом значения a_i в формулах 50 и 51 могут приниматься по табл. 8.

Таблица 7

Значения коэффициента η_{lk} для четырех тонов собственных колебаний плотин из грунтовых материалов

x/H	l=1	l=2	l=3	l=4
0,0	1,605	—1,069	0,855	—0,728
0,1	1,578	—0,988	0,699	—0,496
0,2	1,510	—0,766	0,324	—0,017
0,3	1,400	—0,452	—0,081	0,251
0,4	1,252	—0,118	—0,319	0,193
0,5	1,074	0,179	—0,304	—0,088
0,6	0,872	0,371	—0,1005	—0,218
0,7	0,654	0,428	0,142	—0,079
0,8	0,430	0,362	0,255	0,100
0,9	0,2085	0,201	0,186	0,124
1,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Примечание. x/H — относительная координата сечений плотины, отсчитываемая от гребня.

Таблица 8

Значения a_l для четырех тонов собственных колебаний плотин из грунтовых материалов с учетом податливости основания

Коэффициент k_0, определяемый по формуле 52	l=1	l=2	l=3	l=4
0,00	2,40	5,52	8,65	11,79
0,50	1,90	5,05	8,20	11,79
1,00	1,45	4,70	7,85	11,79
1,50	1,15	4,45	7,65	11,79
2,00	0,90	4,35	7,50	11,79

Значения коэффициента k_0 зависят от соотношения модулей упругости материала тела плотины и основания, а также от коэффициента Пуассона и коэффициента Фогта K, учитывающего размеры контактной поверхности плотины с основанием.

$$k_0 = \frac{KE_{пл}}{2(1+\mu)E_{осн}}, \qquad 52$$

где $E_{пл}$, $E_{осн}$ — модули упругости материала тела плотины и основания; μ — коэффициент Пуассона основания плотины; K — коэффициент податливости основания плотины при равномерно распределенных сдвигающих нагрузках, приложенных по контактной поверхности плотины (по Фогту), определяемый в зависимости от коэффициента Пуассона основания μ и соотношения сторон прямоугольной площадки (b — вдоль оси плотины, a — поперек оси плотины), приближенно заменяющей площадь контактной поверхности плотины с основанием.

Значения коэффициента K принимаются по табл. 9 для коэффициента Пуассона основания от 0,2 до 0,3.

Таблица 9

Значения коэффициента K

b/a	2,0	4,0	8,0	12,0	20,0
K	1,4	1,8	2,2	2,4	2,7

При расчете плотин из грунтовых материалов на нескальных основаниях допускается учитывать три тона собственных колебаний соору-

жений, определяемых с учетом податливости основания. Значения коэффициента формы принимаются по табл. 10.

Таблица 10

Значения η_{ik} для трех тонов собственных колебаний с учетом податливости основания

x/H	k_0=0,5			k_0=1,0			k_0=2,0		
	i=1	i=2	i=3	i=1	i=2	i=3	i=1	i=2	i=3
0	1,53	—0,812	0,91	1,30	—0,85	0,80	1,14	—0,63	0,69
0,1	1,515	—0,76	0,73	1,27	—0,80	0,68	1,10	—0,60	0,60
0,2	1,47	—0,61	0,38	1,26	—0,66	0,38	1,10	—0,51	0,36
0,3	1,40	—0,39	—0,04	1,24	—0,48	0,04	1,09	—0,39	0,06
0,4	1,30	—0,15	—0,31	1,20	—0,24	—0,24	1,08	—0,23	—0,18
0,5	1,17	0,07	—0,34	1,12	—0,02	—0,32	1,06	—0,08	—0,27
0,6	1,03	0,24	—0,16	1,08	0,02	—0,214	1,03	0,06	—0,21
0,7	0,87	0,32	0,08	0,99	0,29	—0,01	1,00	0,17	—0,05
0,8	0,70	0,32	0,25	0,90	0,34	0,178	0,97	0,24	0,10
0,9	0,52	0,24	0,24	0,81	0,31	0,240	0,94	0,25	0,20
1,0	0,34	0,09	0,09	0,69	0,23	0,16	0,90	0,22	0,18

Бетонные гравитационные плотины

Для приближенных расчетов используется расчетная схема плотины в виде консоли переменной жесткости с вертикальной осью без учета деформативности основания. При этом учитываются только горизонталь-

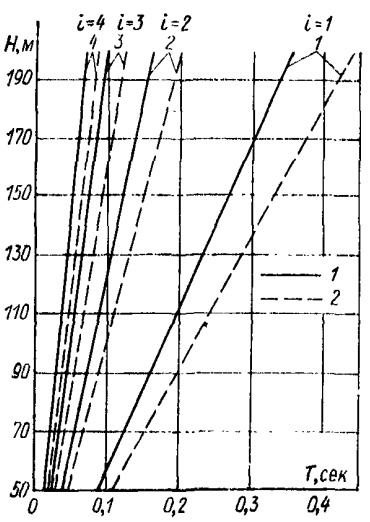

Рис. 13. Зависимость периодов первых 4 тонов собственных колебаний гравитационной плотины от ее высоты при соотношении $B/H = 0{,}7$

1—без учета присоединенной массы воды; *2*—с учетом присоединенной массы воды.

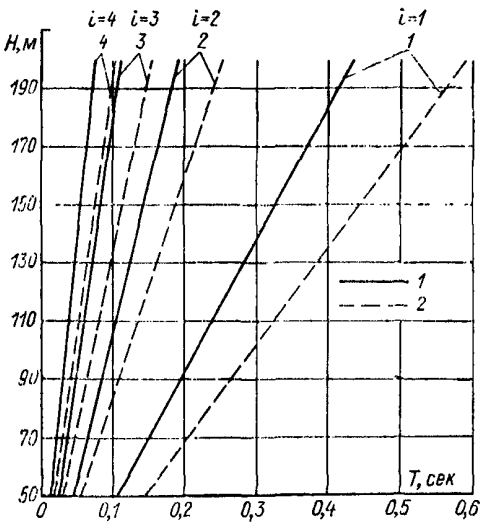

Рис. 14. Зависимость периодов первых 4 тонов собственных колебаний гравитационной плотины от ее высоты при соотношении $B/H = 1$

1—без учета присоединенной массы воды; *2*—с учетом присоединенной массы воды.

ные смещения точек плотины. Периоды собственных колебаний плотин при B/H=0,7 и B/H=1,0 можно определять по графикам рис. 13 и 14. Графики составлены для модуля упругости бетона плотины, равного $3 \cdot 10^6$ т/м^2. В случае других значений модуля упругости бетона плотины периоды собственных колебаний, определяемые по этим графикам, ум-

ножаются на коэффициент $k_E = \sqrt{\frac{E_{об}}{E_б}}$, где $E_{об} = 3 \cdot 10^6$ т/м²; $E_б$ — модуль упругости бетона рассчитываемой плотины.

Формы собственных горизонтальных колебаний плотины принимаются по рис. 15.

В случае заложения низовой грани, величина которого не равна 0,7 и 1,0, значения периодов собственных колебаний и смещений точек плоти-

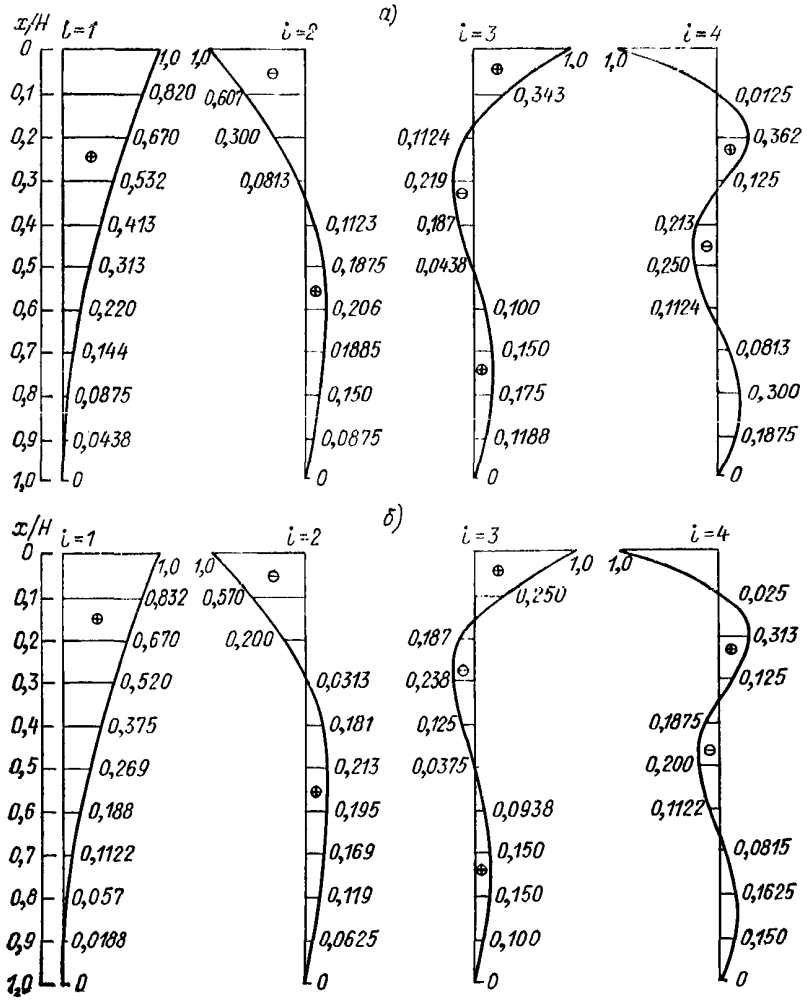

Рис. 15. Формы собственных колебаний гравитационных бетонных нитолп
а — при отношении $B/H=1$; *б* — при отношении $B/H=0{,}7$.

ны при колебаниях могут определяться их линейной интерполяцией (рис. 13, 14 и 15).

Для уточнения периодов и форм собственных колебаний плотин может быть использована расчетная схема в виде консоли переменной жесткости с осью, проходящей через центры тяжести сечений при учете деформативности основания. Определение периодов и форм собственных колебаний может производиться с использованием программы расчета на ЭВМ БЭСМ-4, составленной Институтом «Гидропроект» им. С. Я. Жука (Москва). Для плотин с $B/H=0{,}7$ при $E_{пл}/E_{осн}=1{,}0$; 1,5 и 3,0 ($E_{пл}=$

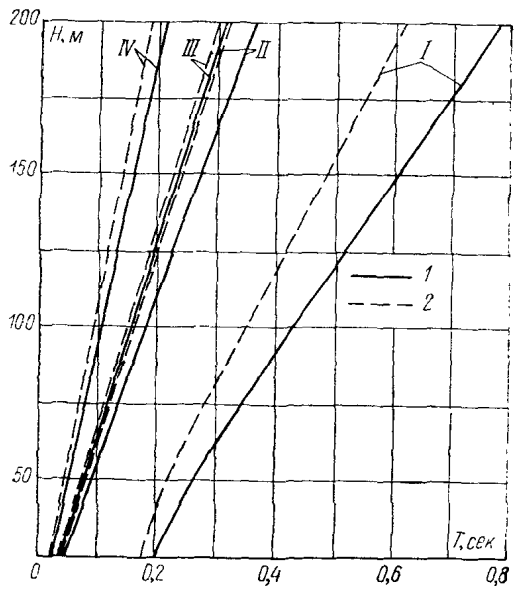

Рис. 16. Периоды первых четырех тонов собственных колебаний гравитационной бетонной плотины при $B/H = 0{,}7$; $b/a = 5{,}0$; $E_{пл} = 3 \cdot 10^6$ т/м²; $E_{пл}/E_{осн} = 1{,}0$

1–с учетом и *2*–без учета присоединенной массы воды.

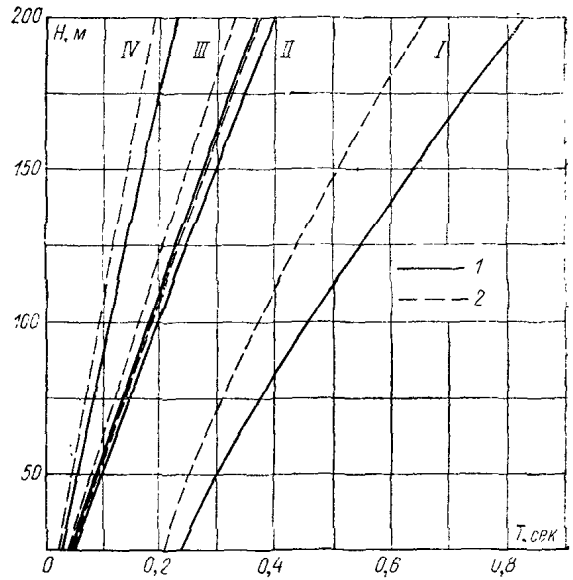

Рис. 17. Периоды первых четырех тонов собственных колебаний гравитационной бетонной плотины при $B/H = 0{,}7$; $b/a = 5{,}0$; $E_{пл} = 3 \cdot 10^6$ т/м²; $E_{пл}/E_{осн} = 1{,}5$

1–с учетом и *2*–без учета присоединенной массы воды.

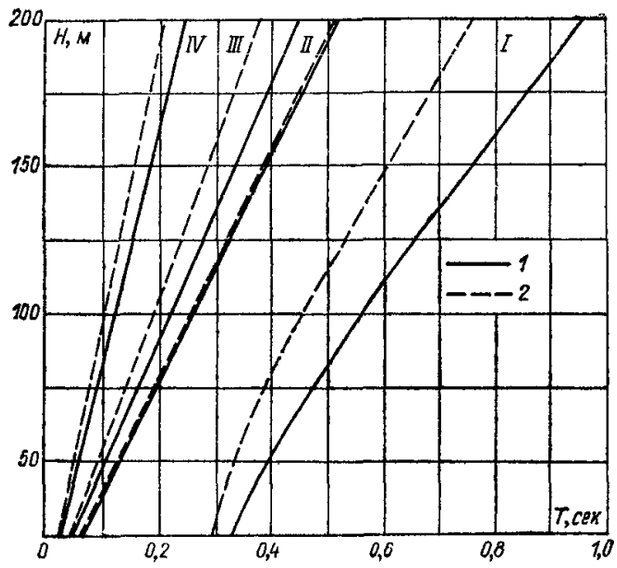

Рис. 18. Периоды первых четырех тонов собственных колебаний гравитационной бетонной плотины при $B/H = 0{,}7$; $b/a = 0.5$; $E_{пл} = 3 \cdot 10^6$ т/м²; $E_{пл}/E_{осн} = 3{,}0$

1—с учетом и *2*—без учета присоединенной массы воды.

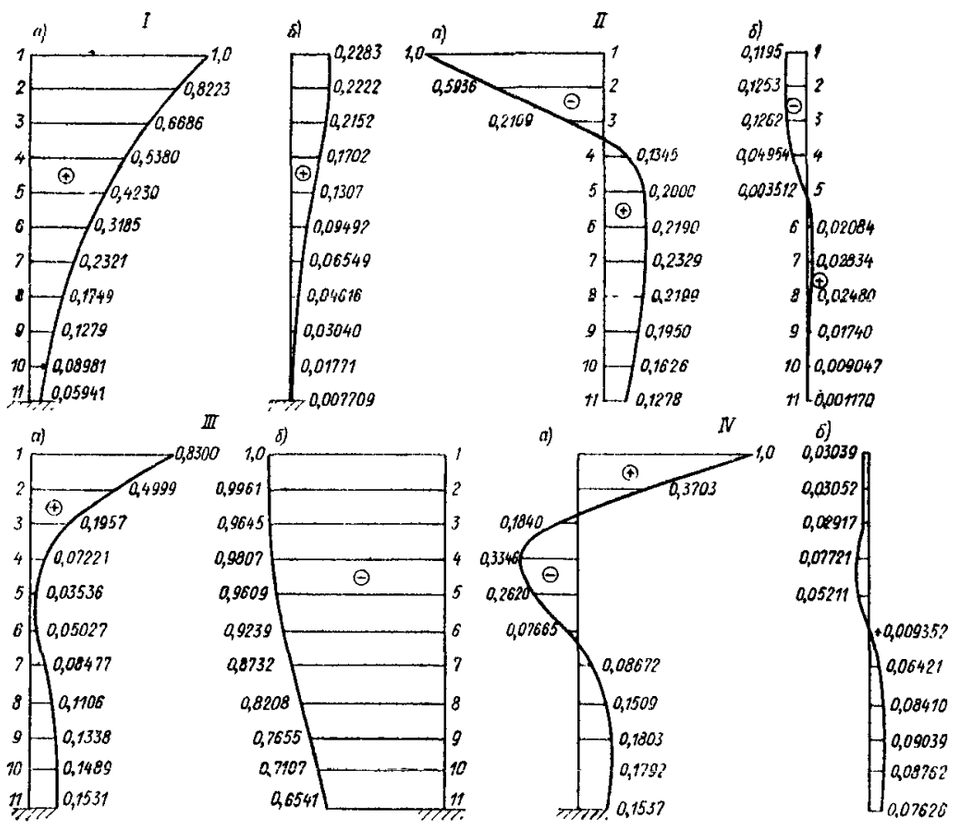

Рис. 19. Формы горизонтальная (*а*) и вертикальная (*б*) первых четырех тонов собственных колебаний гравитационной бетонной плотины при $B/H = 0{,}7$; $b/a = 5{,}0$; $E_{пл} = 3 \cdot 10^6$ т/м²; $E_{пл}E_{осн} = 1{,}0$.

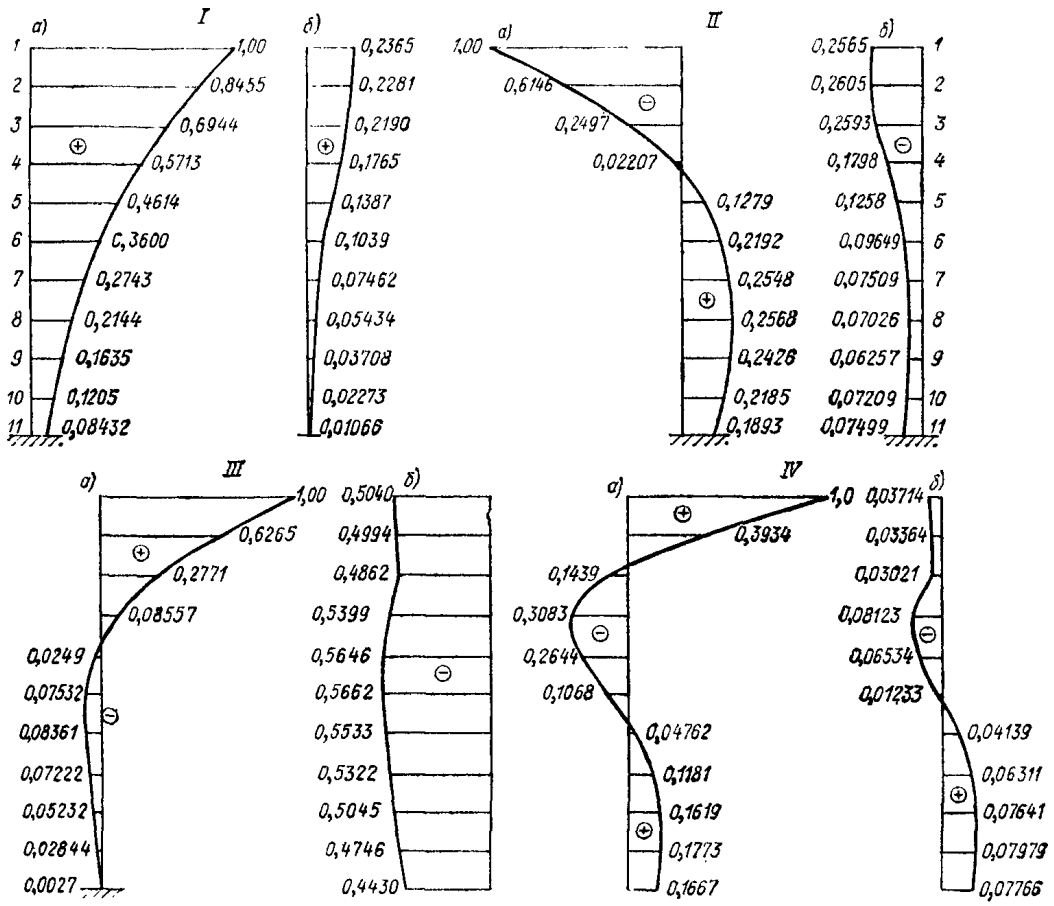

Рис. 20. Формы горизонтальная (*а*) и вертикальная (*б*) первых четырех тонов собственных колебаний гравитационной бетонной плотины при $B/H = 0{,}7$; $b/a = 5{,}0$; $E_{пл} = 3 \cdot 10^6$ т/м²; $E_{пл}/E_{осн} = 1{,}5$.

Периоды собственных колебаний и коэффициентов C_i для секций плотин

Шифр	Конструкция секций плотины	Размер секций					
		H, м	m_1	m_2	b, м	$\delta_{ст}$, м	l_k, м
1-П-1	Полая с диафрагмой и низовыми консолями	100	0,50	0,50	22,65	2×4,45	3,78
2-П-1	То же спаренная	100	0,50	0,50	45,30	4×4,45	3,78
1-П-2	Полая с диафрагмой и ребрами жесткости	100	0,50	0,50	21,40	2×4,40	3,65
2-П-2	То же спаренная	100	0,50	0,50	42,80	4×4,40	3,65
1-С-1	Сплошная с низовыми консолями	100	0,50	0,50	21,2	8,15	6,52
2-С-1	То же спаренная	100	0,50	0,50	42,4	2×8,15	6,52
1-П-3	Полая без низовых консолей	100	0,45	0,45	25,6	2×5,35	3,38
1-С-2	Сплошная с утолщающейся стенкой	100	0,45	0,45	25,6	7—15	9,30
1-С-3	Сплошная с низовыми консолями	100	0,4	0,5	36,6	8,45	14,08
1-С-4	Сплошная с низовыми консолями	100	0,45	0,45	22,3	7,4	7,4
1-С-5	Сплошная без низовых консолей	100	0,60	0,50	19,2	6,90	6,15
2-С-5	То же спаренная	100	0,60	0,30	38,4	13,8	6,15
2-С-5	Сплошная без низовых спаренных консолей	100	0,07	0,75	19,8	13,5	3,16
2-С-6	То же спаренная	100	0,07	0,75	39,6	27,0	3,16
1-С-7	Сплошная с низовыми консолями водосливная	100	0,07	0,75	18,5	12,6	2,96
2-С-7	То же спаренная	100	0,07	0,75	37,0	25,2	2,96
1-С-8	Сплошная плоская гравитационная	100	0,00	0,80	20,0	20,0	0,00

Примечание. Коэффициент $C_i = \dfrac{\sum_{j=1}^{n} Q_{ji}(x, y)\,\Phi_{ji}(x, y)}{\sum_{j=1}^{n} Q_{ji}(x, y)\,\Phi_{ij}^2(x, y)}$, коэффициент

чениями C_i из данной таблицы и формулой для η_{ik}, можно определить коэффициенты

Таблица 11

массивно-контрфорсных и гравитационных при $E_{\text{оси}} \gg E_{\text{пл}}$

Период собственных колебаний, сек / Коэффициент C_l								
Продольные				Поперечные				
T_1/C_1	T_2/C_2	T_3/C_3	T_4/C_4	T_1/C_1	T_2/C_2		T_3/C_3	T_4/C_4
0,25	0,10	0,07		0,68	0,32	0,21	0,11	0,10
1,94	1,82	1,48		1,64	1,59	1,55	0,65	
0,25	0,10	0,07		0,39	0,15	0,14	0,10	
1,94	1,82	1,48		1,60	1,02	−0,94	−1,13	
0,23	0,11	0,07		0,63	0,18	0,16	0,11	
2,40	2,69	1,68		1,78	1,07	−0,43	−1,54	
0,23	0,11	0,07		0,36	0,11	0,10 0,03	0,04	
2,40	2,69	1,88		1,90	1,18	−1,54 1,62	—	
0,26	0,14	0,09		1,04	0,25	0,17	0,11	0,07
2,02	2,2	1,15		2,02	3,71	−1,3	−0,87	−0,92
0,26	0,14	0,09		0,36	0,15	0,08	0,07	0,05
2,02	2,2	1,15		2,49	2,37	0,0	−1,02	−0,58
0,20	0,09	0,06		0,54	0,19	0,15	0,09	0,07
2,14	3,5	0,35		1,88	2,16	−0,16	−0,33	—
0,21	0,10	0,06		0,7	0,22	0,17	0,13 0,11	
2,33	2,49	0,69		2,37	−1,65	0,99	−0,11 —	
0,21	0,11	0,07		0,59	0,18	0,16	0,06	
2,76	2,95	1,55		2,0	1,19	0,58	2,25	
0,27	0,12	0,08		0,96	0,32	0,22	0,13	
2,2	1,67	1,4		1,67	1,08	−1,09	−1,04	
0,22	0,11	0,08		1,12	0,34	0,24	0,10	0,08
2,3	2,08	1,57		1,87	2,72	−0,94	0,04	−0,72
0,22	0,11	0,08		0,65	0,26		0,15 0,10	0,08
2,3	2,08	1,57		1,83	0,71		— 0,3	0,14
0,29	0,18	0,07	0,04	0,71	0,20	0,16	0,09	0,05
2,07	2,14	1,18	—	1,65	1,58	0,39	−0,6	—
0,29	0,13	0,07	0,04	0,42	0,31	0,09	0,067	
2,07	2,14	1,13	—	1,83	0,47	−1,92	0,11	
0,21	0,10	0,06	0,03	0,60	0,16	0,14	0,07 0,05	
1,99	2,93	1,35	—	1,9	2,07	−0,23	−0,32 —	
0,21	0,10	0,06	0,03	0,32	0,12	0,10	0,05	
1,99	2,98	1,35	—	2,13	1,21	−1,04	−0,98	
0,31	0,13	0,09		0,65	0,20	0,14	0,08	
1,87	1,85	2,21		2,59	1,88	−0,11	−0,78	

формы собственных колебаний секций плотины $\eta_{ik} = C_l \Phi_{ik}(x, y)$. Пользуясь зна-

непосредственно по формам собственных колебаний секций плотин (рис. 22—25).

$=3 \cdot 10^6$ т/м^2) в диапазоне высот от 25 до 200 м периоды и формы собственных колебаний могут определяться по графикам рис. 16 21. Они составлены для плотин треугольного профиля с вертикальной напорной гранью для отношения $b/a=5{,}0$ при учете деформативности основания по Фогту.

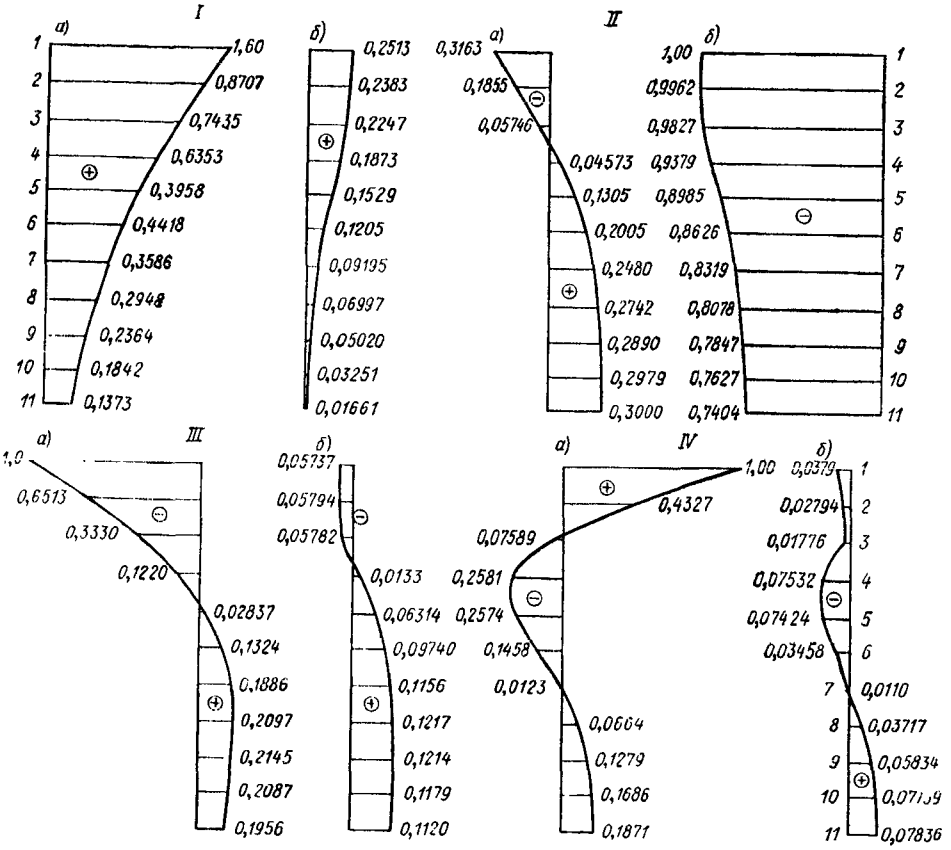

Рис. 21. Формы горизонтальная (*а*) и вертикальная (*б*) первых четырех тонов собственных колебаний гравитационной бетонной плотины при $B/H=0{,}7$; $b/a=5{,}0$; $E_{пл}=3\cdot10^6$ т/м^2; $E_{пл}/E_{осн}=3{,}0$.

Массивно-контрфорсные бетонные плотины

В расчетах плотин этого типа должны определяться периоды и формы собственных колебаний вдоль и поперек потока. Для плотины высотой $H=100$ м при различных конструктивных решениях периоды собственных колебаний и их формы могут приниматься по табл. 11 и рис. 22—25. Приведенные в настоящем приложении периоды и формы собственных колебаний получены экспериментально без учета деформативности основания. На рис. 22—25 показаны линии равных смещений для поперечных колебаний и формы продольных колебаний плотин.

Для определения значений коэффициента формы продольных и поперечных колебаний η_{ik} используются значения коэффициента C_i табл. 11 и значения относительных смещений точек плотины по рис. 22 25. Для плотин произвольной высоты формы колебаний принимают

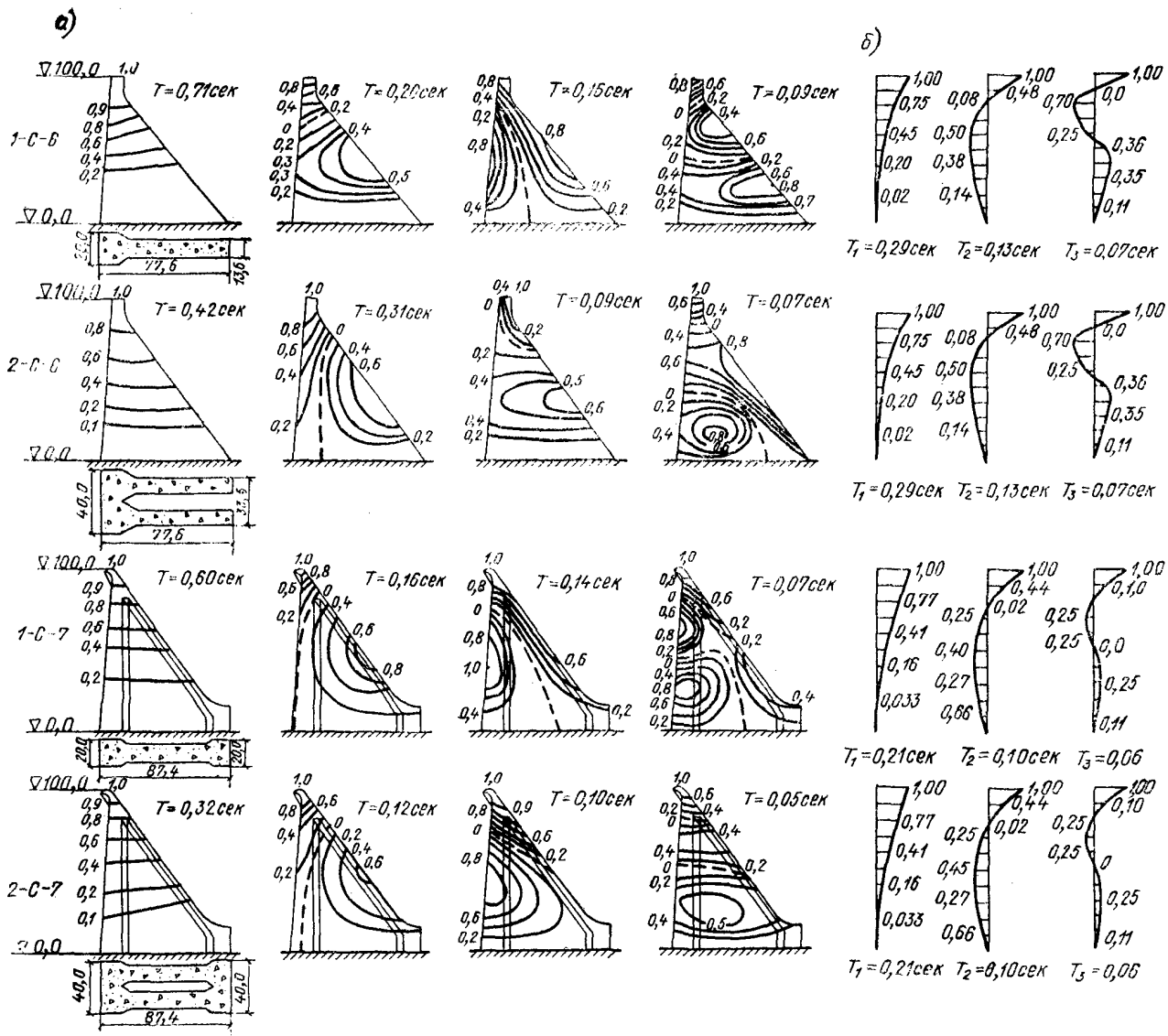

Рис. 22. Периоды T и формы собственных поперечных ($а$) и продольных ($б$) колебаний массивно-контрфорсных бетонных плотин.

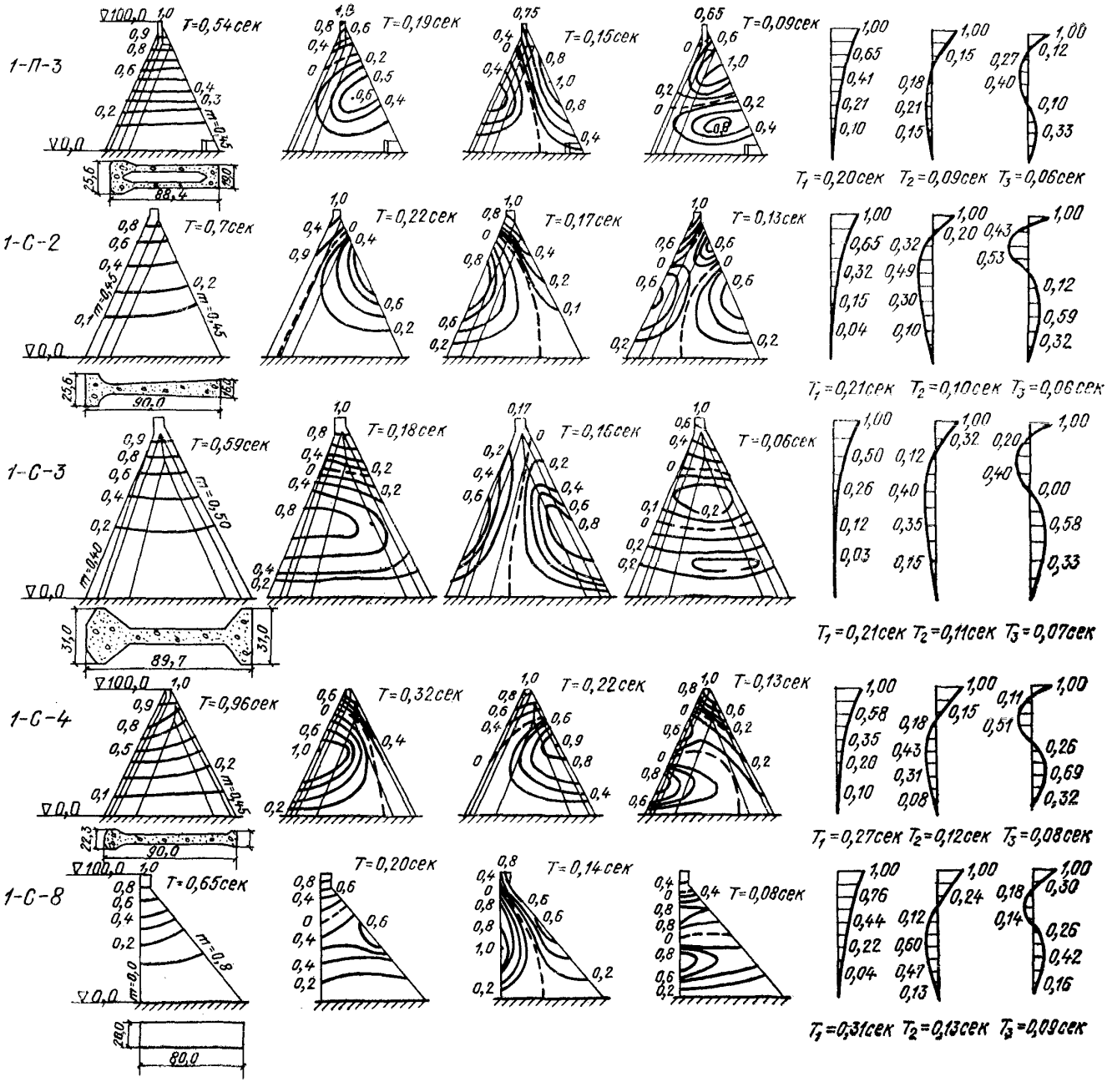

Рис. 23. Периоды T и формы собственных поперечных ($а$) и продольных ($б$) колебаний массивно-контрфорсных бетонных плотин.

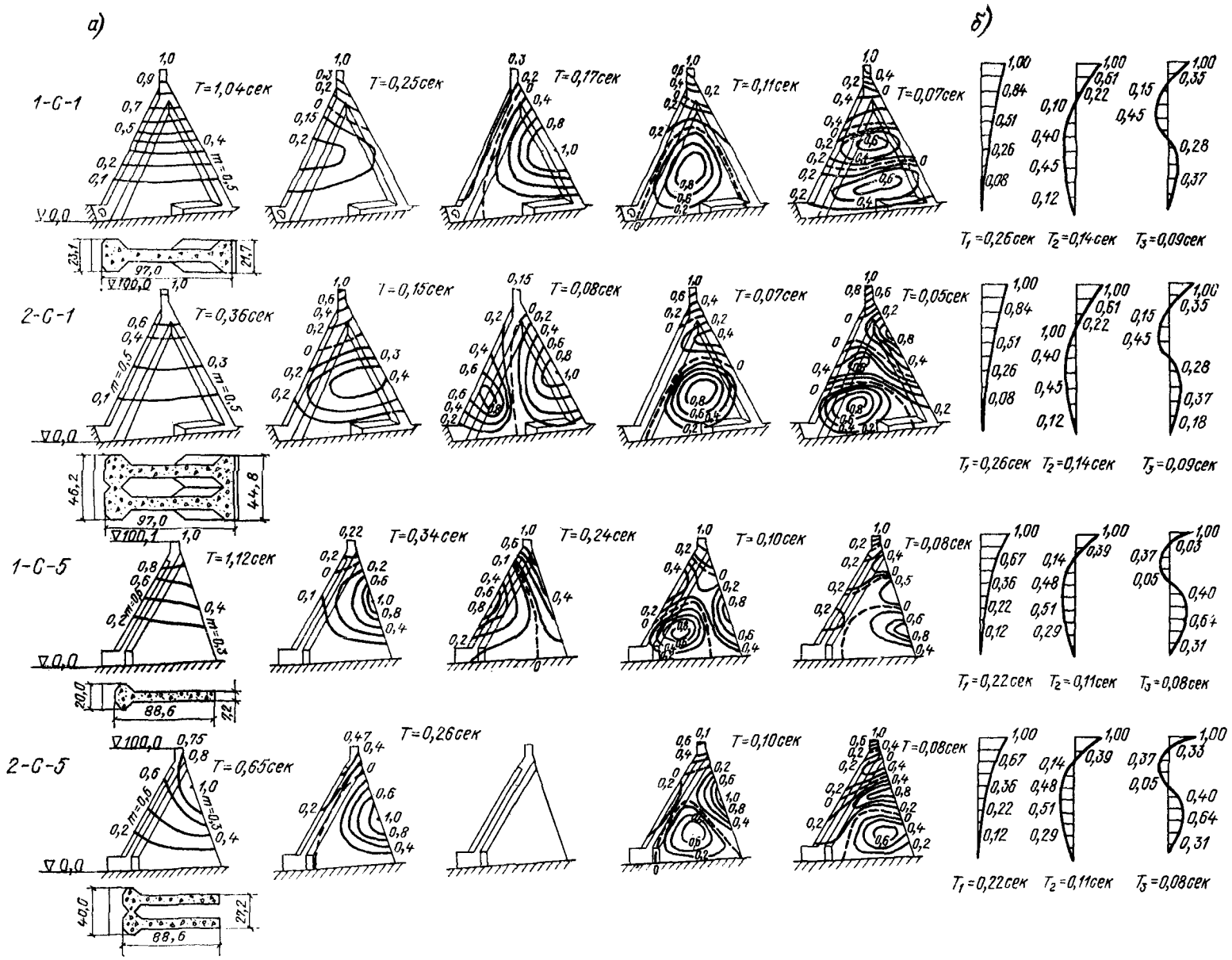

Рис. 24. Периоды T и формы собственных поперечных (*а*) и продольных (*б*) колебаний массивно-контрфорсных бетонных плотин.

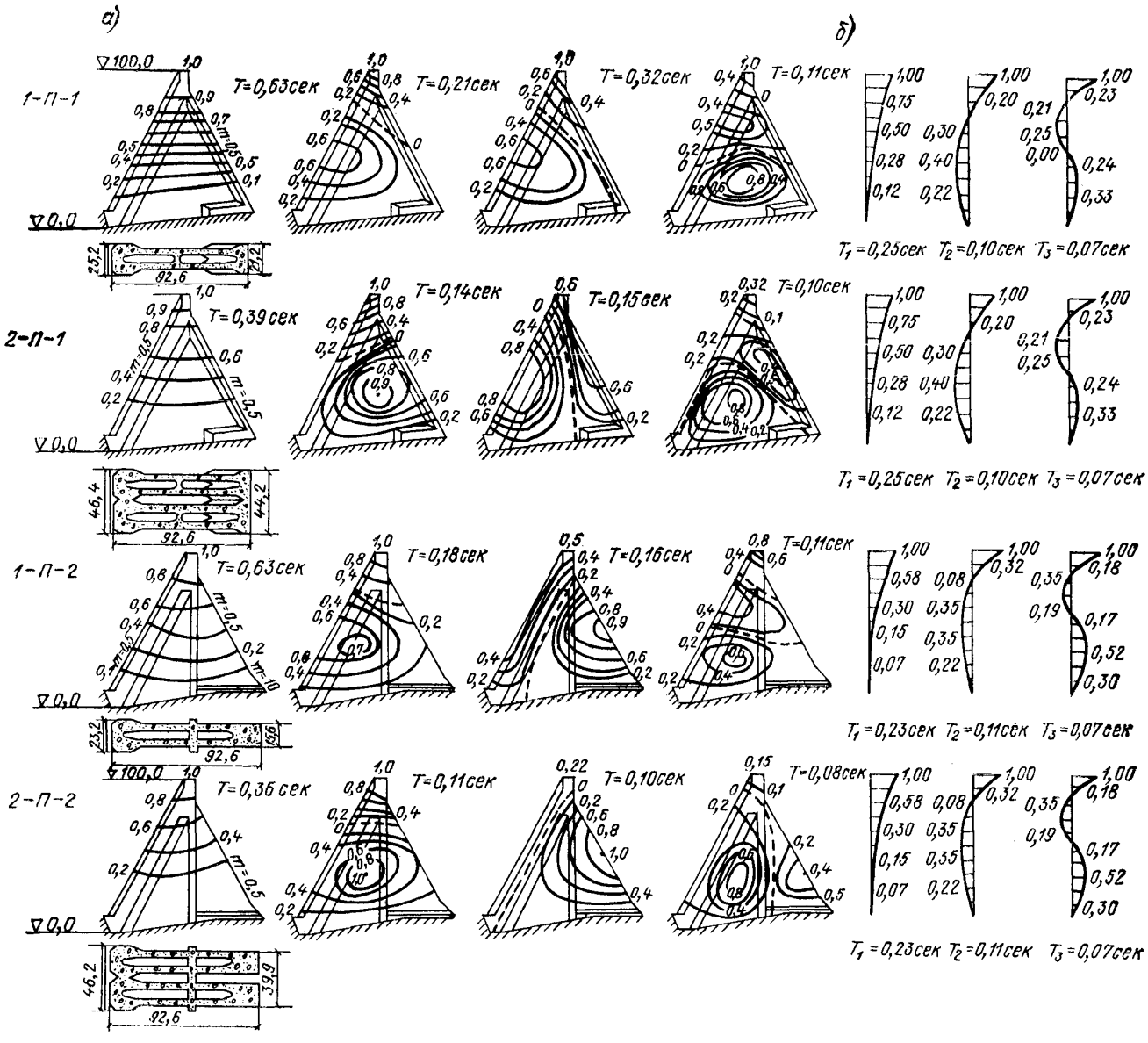

Рис. 25. Периоды T и формы собственных поперечных ($а$) и продольных ($б$) колебаний массивно-контрфорсных бетонных плотин.

аналогичными приведенным на рис. 22—25, а периоды собственных колебаний определяются по формуле

$$T_i = T_i^* \frac{H}{100}, \qquad 53$$

где T_i^* — значения периода собственных колебаний плотины, принятые по табл. 11 для плотины высотой $H=100$ м; H — высота рассчитываемой плотины.

Арочные плотины

Для приближенных расчетов арочных плотин частоты первых двух тонов собственных колебаний могут определяться по формуле, полученной для расчетной схемы, состоящей из n арок и m консолей, на которые условно разделяется сооружение (рис. 26):

$$\omega_i = \sqrt{\frac{C_{1i}\sum_{a=1}^{n}\frac{I_{ai}W_{ai}^2}{L_{ai}} + C_{2i}\sum_{a=1}^{n}\frac{F_aL_aW_{ai}^2}{R_a^2} + C_{3i}\sum_{k=1}^{m}\frac{b_kW_{ki}^2}{H_k^3}[d_{0k}^3+4(d_{0k}+d_{2k})^{3/2}+d_{2k}^3]}{E\,C_{4i}\sum_{a=1}^{n}\mu_aL_aW_{ai}^2}}, \qquad 54$$

где коэффициенты C_{ki} принимаются согласно табл. 12.

Таблица 12

Значения коэффициентов C_{ki}

C_{ki}	$i=1$	$i=2$
C_{1i}	99,1	875
C_{2i}	0,737	0
C_{3i}	0,0278	0,0278
C_{4i}	0,198	0,230

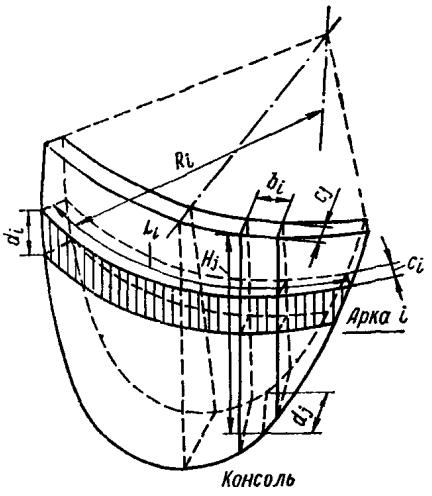

Рис. 26. Расчетная схема арочной плотины.

В формуле (54):

ω_i — круговая частота колебаний плотины, рад/сек; i — номер тона собственных колебаний ($i=1, 2, \ldots$), при этом $\omega_1<\omega_2$; a — индекс арки, $a=1, 2, \ldots, n$; k — индекс консоли, $k=1, 2, \ldots, m$; E — модуль упругости бетона плотины, т/м²; I_a — момент инерции сечения арочного кольца относительно вертикальной оси

$$I_a = \frac{d_{ср.\,a}^3 \Delta H_a}{12}, \qquad 55$$

где $d_{ср.\,a}$ — средняя толщина арочного кольца, как полусумма толщин верхней и нижней отметок кольца; F_a — площадь поперечного сечения арочного кольца:

$$F_a = d_{ср}\Delta H_a,$$

где ΔH_a — расстояние между горизонтальными плоскостями, соответствующими верхней и нижней границам арочного кольца; L_a — длина a-ой арки по средней линии; R_a — средний радиус осевой линии a-ой арки,

W_{ai} — максимальное перемещение арки с индексом a при ее колебаниях по i-му тону; b_k — ширина k-ой консоли полоски; d_{0k} — толщина по основанию k-ой консоли; d_{2k} — толщина по гребню k-ой консоли; H_k — высота k-ой консоли; W_{ki} — максимальное перемещение k-ой консоли при ее колебаниях по i-му тону; H_a — расстояние a-ой арки от гребня; M_a — масса на единицу длины a-ой арки.

Если расчет по формуле 54 ведется для арочной плотины сложной формы (например, с трехцентровыми арками переменной толщины и пр.), то рекомендуется использовать так называемые «приведенные» парамет-

ры круговой плотины (постоянной толщины по аркам), определяемые как средневзвешенные величины.

Для несимметричной формы колебаний, по которой определяются инерционные нагрузки при сейсмическом воздействии поперек ущелья, присоединенная масса воды не учитывается.

Формы собственных колебаний задаются в виде

$$\Phi_l(x, y) = z_n(x)\, z_m(y), \qquad 56$$

где $z_n(x)$ и $z_m(y)$ — фундаментальные балочные функции, соответствующие n-му тону колебаний балки с защемленными концами и m-му тону колебаний консоли; x и y — координаты точек на срединной поверхности плотины.

Для первого тона колебаний плотины $n=1$ и $m=1$.

Для второго тона колебаний $n=2$ и $m=1$.

Значения фундаментальных балочных функций принимаются согласно табл. 13 и 14.

Таблица 13

Фундаментальная балочная функция $z_n(x)$ при жесткой заделке концов (перемещения арки)

x/l	Нормированная балочная функция	
	$n=1$	$n=2$
—0,5	0	0
—0,4	0,1191	0,3028
—0,3	0,3900	0,8012
—0,2	0,6910	1,0000
—0,1	0,9165	0,6880
0	1,0000	0,0
+0,1	0,9165	—0,6880
+0,2	0,6910	—1,0000
+0,3	0,3900	—0,8012
+0,4	0,1191	—0,3025
+0,5	0	0

Таблица 14

Фундаментальная балочная функция $z_m(y)$ при заделанном конце в основании и свободном другом (перемещения консоли)

y/H	Нормированная балочная функция при $m=1,0$
0,0	1,0000
0,1	0,8627
0,2	0,7254
0,3	0,5912
0,4	0,4611
0,5	0,3395
0,6	0,2299
0,7	0,1362
0,8	0,0638
0,9	0,0167
1,0	0,0

Определение ориентировочных значений низших частот собственных колебаний арочных плотин в зависимости от длины по гребню L, высоты H и площади поверхности LH допускается производить по графикам, приведенным на рис. 27. При их построении были использованы результаты обобщения данных натурных наблюдений, модельных и теоретических исследований колебаний арочных плотин, проведенных в нашей стране и за рубежом. Из графиков видно, что размеры арочной плотины и реальные условия опирания по-разному влияют на низшие частоты f (гц) собственных колебаний сооружения: существуют зоны сильного, умеренного и слабого влияния этих факторов. Графики дают ориентировочное значение низшей частоты изгибной формы колебаний в зависимости от основных размеров сооружения: высоты арочной части H, длины по гребню L и площади поверхности, определяемой приближенно как произведение LH. В случае V-образных каньонов площадь поверхности следует определять по чертежу плотины.

Приведенные на графиках частоты соответствуют следующим формам колебаний в зависимости от высоты арочной части плотины:

15—100 м . . . . . кососимметричная,
100—200 м . . . . . симметричная,
свыше 200 м . . . . . кососимметричная.

Частоты двух первых форм колебаний (кососимметричной и симметричной) арочных плотин с высотой до 70 м довольно близки между собой; для плотин высотой от 70 до 200 м эти частоты различаются в 1,5—2 раза, а для плотин высотой свыше 200 м они также довольно близки между собой.

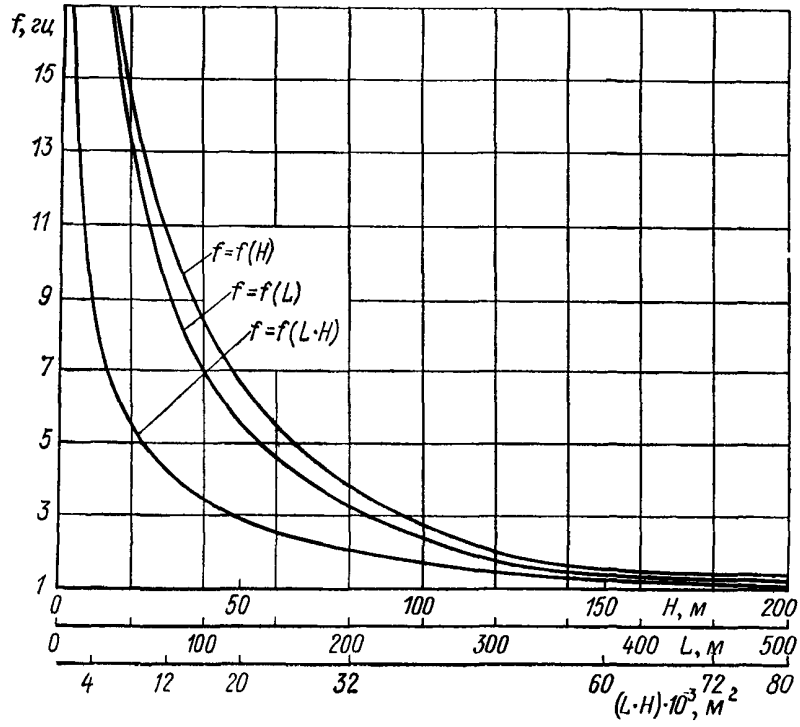

Рис. 27. Графики зависимости низшей собственной частоты колебаний арочных плотин от длины по гребню L, высоты H и площади поверхности LH.

Уточненные расчеты частот и форм собственных колебаний арочных плотин выполняются с помощью ЭВМ по специальным программам, реализующим такие методы, как метод пробных нагрузок, метод конечных разностей, решения уравнений теории тонких оболочек, метод расчленения уравнений тонких цилиндрических оболочек и др.

Приложение 4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Плотины из грунтовых материалов

Для расчетов устойчивости плотин из грунтовых материалов определяются сейсмические ускорения в различных точках плотины. Сейсмические нагрузки определяются только для проверяемых на устойчивость частей сооружения. Сейсмические ускорения для точки k плотины определяются по формуле 31

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(S_{ik}^*\right)^2},$$

где S_k^* — сейсмическое ускорение в долях g для точки k; S_{ik}^* — сейсмическое ускорение для i-того тона колебаний, определяемое по формуле 32:

$$S_{ik}^{*} = mK_c\beta_i{}^0\eta_{ik};$$

n — число учитываемых тонов колебаний.

При использовании суммарных ускорений $S_k{}^*$, найденных по формуле 31, для проверки устойчивости откосов и оценки динамической устойчивости структуры водонасыщенных несвязных грунтов, величина $S_k{}^*$ по контакту подошвы сооружения с основанием принимается равной K_c.

Сейсмическая нагрузка определяется умножением значений $S_k{}^*$ на веса соответствующих элементов проверяемой на устойчивость призмы обрушения. Сейсмические нагрузки учитываются в расчетах устойчивости в качестве дополнительных сил.

В приближенных расчетах сейсмическая нагрузка может определяться согласно п. 5.15 СНиП II-А.12-69 с учетом только одного (основного) тона собственных колебаний.

Пример 1. *Определение сейсмических ускорений плотины для первого тона колебаний*

Таблица 15

Исходные данные для расчета плотины

H, м	B_0, м	$B_{гр}$, м	l, м	l_0, м	V_s, м/сек	K_c
300	1355	20,0	60	700	600	0,1

Здесь H — высота плотины; B_0 — ширина плотины по основанию, $B_{гр}$ — ширина плотины по гребню; l — ширина ущелья в основании плотины; l_0 — ширина ущелья на уровне гребня плотины.

Расчетная сейсмичность принята равной 9 баллов. Скорость распространения упругих поперечных волн $V_s = 600$ м/сек принята для грунтов средней плотности с объемным весом $\gamma = 2$ т/м^3. Период собственных колебаний плотины по I-му тону определяется по формуле

$$T_1 = \frac{2\pi}{a_1 V_s}\,\frac{H}{\sqrt{1+\left(\frac{j\pi}{a_1\Omega}\,\frac{H}{l_0}\right)^2}} = \frac{2\cdot 3{,}14}{2{,}40\cdot 600}\,\frac{300}{\sqrt{1+\left(\frac{1\cdot 3{,}14}{2{,}4\cdot 0{,}67}\,\frac{300}{700}\right)^2}} = 0{,}995 \text{ сек.}$$

$$\Omega = \frac{2}{3} = \frac{1+k+k^2}{1+k} = \frac{2}{3}\,\frac{1+0{,}086+0{,}086^2}{1+0{,}086} = 0{,}67,$$

$$k = \frac{l}{l_0} = \frac{60{,}0}{700{,}0} \approx 0{,}086,$$

Здесь принято $a_j = a_i$ по табл. 6.

Коэффициент $\beta_i = 1$ определен по рис. 2 главы СНиП II-А.12-69. Значение коэффициента динамичности $\beta_i{}^0 = \beta_i \cdot m^0 = 1 \cdot 0{,}7 = 0{,}7$. По табл. 2(14) СНиП $m^0 = 0{,}7$. В соответствии с п. 5.14 $\beta_i{}^0$ принимаем равным 0,8.

Коэффициент формы η_{ik} принимаем равным 2 для гребня плотины и 0 для основания. Значения ускорений плотины: $S_{1k}{}^* = K_c\beta_1{}^0\eta_{ik} = 0{,}1 \cdot 0{,}8 \cdot 2 = 0{,}16$ на гребне и 0,1 в основании.

Пример 2. *Определение сейсмических ускорений с учетом нескольких тонов собственных колебаний с использованием исходных данных предыдущего примера*

Значения периодов колебаний приводятся в табл. 16.

Таблица 16

Периоды колебаний

№ тона колебаний	a_i	Расчетная формула $T_i=\frac{2\pi}{a_i V_s}\frac{H}{\sqrt{1+\left(\frac{i\pi}{a_i^2}\frac{H}{l_0}\right)^2}}$	T, сек
1	2,4	$T_1=\frac{2\cdot 3{,}14}{2{,}4\cdot 600}\frac{300}{\sqrt{1+\left(\frac{1\cdot 3{,}14}{2{,}4\cdot 0{,}67}\frac{300}{700}\right)^2}}$	0,995
2	5,52	$T_2=\frac{2\cdot 3{,}14}{5{,}52\cdot 600}\frac{300}{\sqrt{1+\left(\frac{2\cdot 3{,}14}{5{,}52\cdot 0{,}67}\frac{300}{700}\right)^2}}$	0,462
3	8,65	$T_3=\frac{2\cdot 3{,}14}{8{,}65\cdot 600}\frac{300}{\sqrt{1+\left(\frac{3\cdot 3{,}14}{8{,}65\cdot 0{,}67}\frac{300}{700}\right)^2}}$	0,300
4	11,79	$T_4=\frac{2\cdot 3{,}14}{11{,}79\cdot 600}\frac{300}{\sqrt{1+\left(\frac{4\cdot 3{,}14}{11{,}79\cdot 0{,}67}\frac{300}{700}\right)^2}}$	0,22

Значения коэффициентов динамичности β_{ik}, определенные по рис. 2 СНиП II-А. 12-69 и п. 5.14, приведены в табл. 17.

Коэффициенты форм η_{ik} для тонов собственных колебаний выписываем из табл. 7 приложения 3. Значения сейсмических ускорений для плотины вычисляем по зависимости:

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(S_{ik}^*\right)^2} = mK_c\sqrt{\sum_{i=1}^{n=4}(\eta_{ik}\beta_i^\circ)^2}. \qquad 57$$

Таблица 17

Коэффициенты динамичности β_{ik}

№ тона колебаний	T_i, сек	β_i, по рис. 2 СНиП-II-А. 12-69	m_i°	$\beta_i^\circ=\beta_i m_i^\circ$	Расчетное значение β_{ik}
1	0,995	1	0,7	0,7	0,8
2	0,462	2,16	0,7	1,51	1,51
3	0,300	3,0	0,7	2,1	2,1
4	0,22	3,0	0,7	2,1	2,1

Коэффициент m принимаем по п. 5.12 равным 1.3.

Вычисленные значения ускорений S_{ik}^* приведены в табл. 18. При этом в соответствии с пояснениями к п. 5 на контакте плотины с основанием принято $S_{ik}=K_c=0{,}1$.

Определение сейсмических ускорений и нагрузок с учетом деформативности основания производится аналогичным образом с использованием табл. 8 и 10 приложения 3 при вычислении соответствующих значений a_i и η_{ik}.

Таблица 18

Определение ускорения по высоте плотины по 4 тонам собственных колебаний

x/H	η_{ik} при тоне колебаний				$(\tau_1\beta_1)^2$ при $\beta_1=0{,}8$	$(\tau_2\beta_2)^2$ при $\beta_2=1{,}51$	$(\tau_3\beta_3)^2$ при $\beta_3=2{,}1$	$(\tau_4\beta_4)^2$ при $\beta_4=2{,}1$	$\sqrt{\sum_1^4(\tau_{ik}\beta_{ik})^2}$	$S_{ik}^*=mK_c\sqrt{\sum_1^4(\tau_{ik}\beta_{ik})^2}$
	1	2	3	4						
0,0	1,605	—1,069	0,855	—0,728	1,64	2,60	3,23	2,33	3,13	0,406
0,1	1,578	—0,988	0,699	—0,496	1,58	2,22	2,16	1,08	2,66	0,348
0,2	1,510	—0,766	0,324	—0,017	1,45	1,16	0,462	0,0013	1,76	0,228
0,3	1,400	—0,452	—0,081	0,251	1,25	0,466	0,029	0,348	1,45	0,188
0,4	1,252	—0,118	—0,319	0,193	1,00	0,0316	0,456	0,164	1,244	0,162
0,5	1,074	0,179	—0,304	—0,088	0,74	0,073	0,406	0,034	1,112	0,144
0,6	0,872	0,371	—0,1005	—0,218	0,485	0,315	0,044	0,210	1,025	0,132
0,7	0,654	0,428	0,142	—0,079	0,273	0,417	0,088	0,027	0,8975	0,116
0,8	0,430	0,362	0,255	0,100	0,118	0,218	0,287	0,044	0,863	0,112
0,9	0,2085	0,201	0,186	0,124	0,028	0,0902	0,152	0,0675	0,582	0,076
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100

Бетонные гравитационные плотины

В расчетах прочности бетонных гравитационных плотин используются сейсмические нагрузки, определяемые отдельно для каждого из тонов собственных колебаний. По этим нагрузкам определяются усилия в расчетных сечениях сооружения (M, Q и N), которые затем используются для определения расчетных усилий в этих сечениях (пример 3).

В расчетах устойчивости бетонных гравитационных плотин используются сейсмические нагрузки, определяемые с учетом одного или нескольких тонов собственных колебаний (см. пример 4).

Пример 3. *Определение сейсмических нагрузок на бетонную гравитационную плотину высотой $H=100$ м, $B/H=1{,}0$ с учетом первого (основного) тона собственных колебаний*

Плотина расположена в районе сейсмичностью 9 баллов, $K_c=0{,}1$. Объемный вес бетона плотины $\gamma=2{,}45$ т/м^2, модуль упругости бетона $E_б=3\cdot10^6$ т/м^2.

Таблица 19

Сейсмическая нагрузка S_{1k}, поперечная сила Q_1, изгибающий момент M_1

x/H	$Q_k+m_в g$, т	η_{1k}	S_{1k}, т	Q_1, т	M_1, тм
0,0	30	2,0	14,4	14,4	0,0
0,1	450	1,8	194	208,4	144
0,2	770	1,6	296	504,4	2228
0,3	1070	1,4	360	864,4	7272
0,4	1340	1,2	386	1250,4	15916
0,5	1610	1,0	386	1634,4	28420
0,6	1870	0,8	359	1995,4	44724
0,7	2120	0,6	305	2300,4	64738
0,8	2371	0,4	228	2528,4	87742
0,9	2611	0,2	125	2653,4	113026
1,0	14242	0,0	0,0	2653,4	139560

Примечание. Поперечные силы и изгибающие моменты получены суммированием сейсмических сил во всех вышележащих сечениях и суммированием изгибающих моментов от сейсмических сил, действующих в вышележащих сечениях.

Веса элементов определены с учетом присоединенной массы воды согласно п. 5.12 и п. 5.22—5.29. Период собственных колебаний сооружения, определенный по графику рис. 14, равен $T_i=0{,}22$ сек. По рис. 2 СНиП II-А.12-69 находим $\beta_1=3$. $\beta_1^0=\beta_1 m_0=3\cdot 0{,}8=2{,}4$, согласно п. 5.14; по табл. 2(14) разд. 5 СНиП определяем $m^0=0{,}8$. Значение коэффициента η_{1k} принимаем равным 2,0 у гребня и 0 у основания. Значения сейсмической нагрузки S_{1k}, а также поперечной силы и изгибающего момента в расчетных сечениях плотины, определенные с использованием формулы (6) СНиП, приведены в табл. 19.

Пример 4. *Определение равнодействующих вертикальных и горизонтальных сейсмических нагрузок для расчета устойчивости бетонной гравитационной плотины*

Вертикальная составляющая сейсмической нагрузки определяется по формуле 27(8) умножением веса сооружения на коэффициент сейсмичности K_c и синус угла между вектором сейсмического воздействия и горизонталью принимаемого согласно п. 5.18 СНиП равным $0{,}5\,(\alpha=30°)$. Горизонтальная составляющая сейсмической нагрузки определяется умножением суммы значений S_{1k} на косинус угла α.

Примечание. В данном примере значение коэффициента m принято равным единице.

Для примера 3 равнодействующая горизонтальной сейсмической нагрузки 2298,5 т получается суммированием значений S_{1k} в табл. 19 и умножением результата на cos 30° (0,867). Вертикальная составляющая сейсмической нагрузки 542 т получается умножением веса сооружения (10830 т) на произведение $m\cdot K_c\cdot\sin\alpha=1{,}0\cdot 0{,}1\cdot 0{,}5=0{,}05$.

Пример 5. *Определение сейсмических нагрузок и усилий для расчетов устойчивости и прочности с учетом четырех тонов собственных колебаний*

Для уточненных расчетов прочности и устойчивости бетонных гравитационных плотин следует учитывать 3—5 тонов собственных колебаний. Расчет выполнен для гравитационной плотины с характеристиками примера 3. Периоды T_i собственных колебаний плотины приняты по графику рис. 14 равными: $T_1=0{,}22$ сек, $T_2=0{,}1$ сек, $T_3=0{,}075$ сек и $T_4=0{,}045$ сек. По рис. 1(2) СНиП II-А.12-69 определены значения $\beta_1=\beta_2=\beta_3=\beta_4=3{,}0$. Согласно табл. 2(14) раздела 5 СНиП II-А.12-69 значение $m_0=0{,}8$, отсюда $\beta_1^0=\beta_2^0=\beta_3^0=\beta_4^0=3{,}0\cdot 0{,}8=2{,}4$. Значения η_{ik} определяются по формуле 2(3) СНиП. Значения x_{ik} — смещения расчетных точек плотины при колебаниях по четырем тонам определяем по рис. 15. Разбивая плотину на 10 элементов равной высоты, определяем их веса и веса соответствующих присоединенных масс воды, приводимые в табл. 20.

Таблица 20

Вес элементов плотины и вес присоединенных масс воды

x/H	Q_{k6}, т	$Q_{kв}=m_{вk}g\frac{H}{10}$, т	$Q_{k6}+Q_{kв}$, т
0	30,0	0,0	30,0
0,1	240,0	210,0	450,0
0,2	480,0	290,0	770,0
0,3	720,0	350,0	1070,0
0,4	960,0	380,0	1340,0
0,5	1200,0	410,0	1610,0
0,6	1440,0	430,0	1870,0
0,7	1680,0	440,0	2120,0
0,8	1920,0	451,0	2371,0
0,9	2160,0	451,0	2611,0
10	1083,0	440,0	1640,0

Значения η_{ik} для четырех тонов колебаний приведены в табл. 21.

Значения отношений $\dfrac{\sum_{j=1}^{10} Q_j x_{ij}}{\sum_{j=1}^{10} Q_j^2 x_{ij}}$ соответственно равны: для первого тона

Таблица 21

Значения η_{ik} для 4 тонов колебаний

x/H	$Q_{k6}+Q_{вk}$	X_{1j}	X_{2j}	X_{3j}	X_{4j}	η_{1k}	η_{2k}	η_{3k}	η_{4k}
0,0	30,0	+1,0	—1,0	+1,0	—1,0	+2,35	—2.095	+2,09	—1,17
0,1	450,0	+0,820	—0,607	+0,343	+0,0125	+1,927	—1,27	+0,717	+0,0145
0,2	770,0	+0,670	—0,300	—0,1124	+0,362	+1,573	—0,628	—0,235	+0,423
0,3	1070,0	+0,532	—0,0813	—0,219	+0,125	+1,25	—0,170	—0,458	+0,146
0,4	1340,0	+0,413	+0,1123	—0,187	—0,213	+0,97	+0,235	— 0,391	—0,249
0,5	1610,0	+0,313	+0,1875	—0,0438	—0.250	+0,735	+0,392	—0,0916	—0,292
0,6	1870,0	+0,220	+0,206	+0,100	—0,1124	+0,517	+0,431	+0,209	—0,1315
0,7	2120,0	+0,144	+0,1885	+0,150	+0,0813	+0,398	+0,395	+0,313	+0,095
0,8	2371,0	+0,0875	+0,150	+0,175	+0,200	+0,206	+0,314	+0,366	+0,234
0,9	2611,0	+0,0438	+0,0875	+0,1188	+0,1875	+0,103	+0,183	+0,248	+0,2195
1,0	1640,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

$\frac{3580,3}{1524,0}=2,35$, для второго тона $\frac{1200,7}{573,7}=2,096$, для третьего тона $\frac{772,0}{369,0}=2,09$, для четвертого $-\frac{625,0}{533,65}=1,17$.

Таблица 22

Сейсмическая нагрузка на 1 пог. м плотины для 4 тонов колебаний

x/H	S_{1k}, т	S_{2k}, т	S_{3k}, т	S_{4k}, т
0,0	25,4	—22,6	+22,55	—12,62
0,1	+312,5	—206,0	+116,20	+2,35
0,2	+436,0	—174,0	—65,1	+117,2
0,3	+481,0	—65,5	—176,3	+56,2
0,4	+468,0	+113,3	—188,5	—120,0
0,5	+426,0	+227,3	—53,1	—169,2
0,6	+348,0	+290,0	+140,9	—88,5
0,7	+268,0	+301,5	+239,0	+72,5
0,8	+176,0	+268,0	+312,5	+200,0
0,9	+96,8	+172,0	+233,0	+206,0
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00

Значения сейсмической нагрузки $S_{ik}=(Q_{k6}+Q_{kв})mK_c\beta_i\eta_{ik}$, вычисленные для четырех тонов собственных колебаний по зависимости 1(6), приведены в табл. 22. Значения $S_{ik}=(Q_{k6}+Q_{kв})mK_c\beta_i\eta_{ik}$, поперечных сил и изгибающих моментов в расчетных сечениях от сейсмической нагрузки приведены в табл. 23 и 24.

Таблица 23

Определение поперечных сил в сечениях плотины

x/H	Q_{1k}, 10^3т	Q_{2k}, 10^3т	Q_{3k}, 10^3т	Q_{4k}, 10^3т	$Q_{pk}=\sqrt{Q^2_{макс}+0{,}5\sum_{i=2}^{4}Q_k^2}$, 10^3т
0,0	+0,254	—0,226	+0,226	—0,13	0,353
0,1	+3,38	—2,29	+1,39	—0,103	3,88
0,2	+7,74	—4,026	+0,74	+1,07	8,3
0,3	+12,55	—4,68	—1,03	+1,63	13,1
0,4	+17,23	—3,55	—2,91	+0,43	17,57
0,5	+21,49	—1,28	—3,44	—1,26	21,7
0,6	+24,57	+1,62	—2,03	—2,15	25,05
0,7	+27,65	+4,64	+0,36	—1,42	279,0
0,8	+29,41	+7,32	+3,48	+0,58	30
0,9	+30,38	+9,04	25,81	+2,64	31,4

Таблица 24

Определение изгибающих моментов по высоте плотины

$$M_{pk} = \sqrt{M_{\text{макс}}^2 + 0{,}5\sum_{i=1}^{n} M_{ik}^2}$$

x/H	x (плечо), м	$M_{ik} = \sum_{i=1}^{n} S_{ik}x_k$, 10^3 тм				
		M_{1k}	M_{2k}	M_{3k}	M_{4k}	M_{pk}
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00
0,1	10,0	0,254	—0,226	+0,226	—0,126	0,352
0,2	20,0	3,633	—2,512	+1,613	—0,229	4,21
0,3	30,0	11,372	—6,54	+2,35	+0,840	12,4
0,4	40,0	23,921	—11,22	—1,527	+2,472	25,5
0,5	50,0	41,15	—14,76	—1,587	—0,263	42,6
0,6	60,0	62,62	—17,06	—5,071	+1,652	63,9
0,7	70,0	92,68	—14,10	—7,070	—0,494	93,6
0,8	80,0	112,2	—9,72	—6,582	—1,911	112,8
0,9	90,0	144,6	—2,54	—3,24	—1,344	144,5
1,0	100,0	174,94	+6,71	+2,515	+2,314	175,0

Значения расчетных M_{pk} и Q_{pk} определены с использованием формулы 29(5) СНиП $N_{pk} = \sqrt{N_{k\,\text{макс}}^2 + 0{,}5\sum_{i}^{n} N_{ik}^2}$, где N_{ik}—поперечная сила, момент или нормальная сила в сечении k от сейсмической нагрузки, соответствующей i-ному тону, $N_{k\,\text{макс}}$ — максимальное значение N_{ki} из учитываемых тонов колебаний. Выбор формулы для определения N_{pk} зависит от значения периода собственных колебаний сооружения по первому тону. При $T_1 \leqslant 0{,}33$ сек используется формула 29(5), при $T_1 > 0{,}33$ сек используется формула $N_{pk} = \sqrt{\sum_{i}^{n} N_{ki}^2}$.

Для расчетов устойчивости плотины формула горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки преобразуется следующим образом: $S_{pk} = \sqrt{S_{ik}^2} = (Q_{k6} + Q_{kв})\, mK_c \cos\alpha \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \eta_{ik}^2 (\beta_i{}^\circ)^2}$. В рассмотренном примере $m \cdot K_c \cdot \cos\alpha = 0{,}13$. Вычисление расчетной горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки приведено в табл. 25. Вертикальная составляющая сейсмической нагрузки равна $S_p{}^в = \left(\sum_{j=1}^{n} Q_{6j}\right) mK_c \sin\alpha =$ $10830 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}5 = 815$ т.

Уточнение значений сейсмических нагрузок и расчетных усилий может быть достигнуто использованием расчетной схемы плотины с учетом двух составляющих (горизонтальной и вертикальной) смещений точек сооружения при колебаниях, а также при учете деформативности основания. При этом этапы и последовательность расчета сейсмических нагрузок и усилий остаются прежними. Следует учитывать в расчетах прочности и устойчивости сейсмические нагрузки и усилия от вертикальных составляющих смещений точек сооружения при колебаниях. Вычисление значений η_{ik} и сейсмических нагрузок производится с использованием формул 2(3), 4—8.

Арочные плотины

В приближенных расчетах периоды первого и второго тонов собственных колебаний арочных плотин определяются по формуле 54. Соответствующие формы колебаний определяются с использованием табл. 13 и 14.

Таблица 25

Значения горизонтальной сейсмической нагрузки

z/H	η_{ik}				$(\eta_{ik}\beta_i^\circ)^2$				$\sum_1^4 (\eta_{ik}\beta_i^\circ)^2$	$\sqrt{\sum_1^4 (\eta_{ik}\beta_i^\circ)^2}$	$Q_б+Q_в$, т	$S^г_{pk}$, г
	η_{i1}	η_{i2}	η_{i3}	η_{i4}	$(\eta_{i1}\beta_1^\circ)^2$	$(\eta_{i2}\beta_2)^2$	$(\eta_{i3}\beta_3)^2$	$(\eta_{i4}\beta_4)^2$				
0,0	2,35	—2,095	+2,09	—1,17	31,8	25,3	25,2	8,17	90,17	9,53	30,0	37,1
0,1	1,927	—1,27	+0,717	+0,0145	21,4	9,3	2,96	0,0012	33,66	5,81	450,0	340,0
0,2	1,573	—0,628	—0,235	+0,423	14,3	2,27	0,318	1,03	17,92	4,24	770,0	425,0
0,3	1,25	—0,170	—0,458	+0,146	9,0	0,167	1,21	0.122	10,5	3,24	1070,0	451,0
0,4	0,97	+0,235	—0,391	—0,249	5,38	0,318	0,81	0,357	6,865	2,62	1340,0	457,0
0,5	0,735	+0,392	—0,0916	—0,292	3,11	0,883	0,048	0,49	4,531	2,13	1610,0	446,0
0,6	0,517	+0,431	+0,209	—0,1315	1,54	1,07	0,252	0,1	2,962	1,725	1870,0	419,0
0,7	0,338	+0,395	+0,313	+0,095	0,657	0,90	0,565	0,052	2,174	1,478	2120,0	407,0
0,8	0,206	+0,314	+0,366	+0,234	0,245	0,568	0,775	0,31	1,898	1,378	2371,0	424,0
0,9	0,103	+0,183	+0,248	+0,2195	0,061	0,193	0·354	0,278	0,886	0,943	2611,0	321.0
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1640,0	0.00

Таблица 27

Относительные координаты (по аркам) точек схемы и значения балочных фундаментальных функций

Δ, м	i	Относительные координаты по аркам на консоли					Относительные перемещения по аркам на консоли									
							1-й тон $m=1$					2-й тон $m=2$				
		I	II	III	IV	V	*I*	*II*	*III*	*IV*	V	I	II	III	IV	V
270	1	0,009	0,153 0,104	0,245 0,210	0,295 0,325	0,386 0,444	0,992	0,797 0,907	0,556 0,659	0,402 0,321	0,155 0,065	0,065	0,854 0,691	0,911 0,979	0,809 0,674	0,369 0,167
220	2	0,049	0,221 0,083	0,317 0,200	0,374 0,330	0,475 0,462	0,958	0,629 0,939	0,342 0,689	0,188 0,307	0,029 0,044	0,340	0,959 0,571	0,714 0,999	0,429 0,649	0,074 0,113
170	3	0,045	0,247 0,112	0,357 0,249	0,422 0,394	—	0,962	0,548 0,890	0,235 0,543	0,092 0,133	—	0,309	0,916 0,713	0,516 0,912	0,234 0,328	—
120	4	0,0134	0,302 0,214	0,454 0,402			0,989	0,384 0,648	0,054 0,116			0,087	0,789 0,983	0,137 0,295		
80	5	0,0250	0,395 0,354				0,978	0,131 0,241				0,178	0,325 0,528			
50	6	0,081					0,933					0,554				

Примечание. Здесь и далее в таблицах числитель—величина, относящаяся к правому берегу, знаменатель—к левому берегу.

При сейсмическом воздействии, направленном вдоль потока, определяется сейсмическая нагрузка, соответствующая кососимметричной форме колебаний. Для плотин сложной геометрии (трехцентровые арки переменной толщины и т. п.) вычисляются приведенные значения характеристических размеров (радиусы кривизны, углы и толщины арочной плотины цилиндрической формы).

Пример 1. *Определение периодов, форм собственных колебаний и сейсмических нагрузок для несимметричной арочной плотины высотой $H=270{,}0$ м с массивной бетонной пробкой в русловой части высотой 36,0 м, переменной толщины с трехцентровыми арками*

В пределах массивной пробки перемещениями плотины можно пренебречь и расчет выполнить только для собственно арочной части плотины $H=234$ м. В табл. 26 даны приведенные значения характеристических размеров. Вычисляются относительные (по отношению к высоте сооружения и длинам арок) координаты расчетных точек плотины, а затем путем интерполяции значений из табл. 13 и 14 определяются относительные перемещения арочной плотины по аркам (табл. 27) и по консолям (табл. 28). Перемножением значений относительных смещений арок и консолей определяются смещения расчетных точек плотины, соответствующие симметричной и кососимметричной формам колебаний сооружения (табл. 29). Вычисление периодов собственных колебаний T_1 и T_2 по формуле 54 приведено в табл. 30. При вычислении значений коэффициентов η_{1k} и η_{2k} используются численные квадратуры, причем сначала производится суммирование по аркам, а затем вычисляются соответст-

Таблица 26

Геометрические параметры арочной плотины

Пояс плотины, Δм	№ пояса l	Приведенные (эквивалентные) параметры плотины		
		l_{0l}, м	$a_{\text{ср. }l}$, м	$R_{\text{ср. }l}$, м
270	1	674,5	18,28	379,1
220	2	627,7	28,73	358,6
170	3	559,8	37,22	315,9
120	4	401,6	43,16	238,2
80	5	274,6	50,31	178,6
50	6	144,2	51,54	145,0

Определение частот и периодов колебаний плотины, соответствующих

Форма колебаний	$\sum_{a=1}^{n} \frac{I_{ai}W_{al}^2}{L_{al}}$	$C_{1l}\sum_{a=1}^{n} \frac{I_{ai}W_{al}^2}{L_{al}}$	$\sum \frac{F_{al}L_{al}W_{al}^2}{R_{al}^2}$	$C_{2l}\sum$
Симметричная	$C_{11}=99{,}1$ $\sum = 644{,}8\cdot 10^{-6}$	0,0638	$C_{21}=0{,}137$ $\sum = 7{,}621$	1,044
Кососимметричная	$C_{12}=875{,}0$ $\sum = 447{,}2\cdot 10^{-6}$	0,391	$C_{22}=0$ —	—

В итоге получаем:

$$\omega_1 = \sqrt{65{,}057} = 8{,}06;$$

$$\omega_2 = \sqrt{30{,}259} = 5{,}5;$$

Таблица 28

Относительные координаты (по консолям) точек расчетной схемы и значения балочных фундаментальных функций

Δ, м	i	Относительные координаты по консолям					Относительные перемещения по консолям $z_i(y)$				
		I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
270	1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
220	2	0,79	0,76	0,71	0,62	0,29	0,712	0,672	0,605	0,487	0,129
170	3	0,57	0,52	0,41	0,23		0,425	0,364	0,241	0,085	
120	4	0,36	0,29	0,12			0,193	0,129	0,026		
80	5	0,19	0,10				0,059	0,016			
50	6	0,06					0,010				

Таблица 29

Относительные смещения расчетных точек плотины для двух форм колебаний

i	1-й тон (симметричная форма)					2-й тон (кососимметричная форма)				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
1	0,992	0,797 / 0,907	0,556 / 0,660	0,403 / 0,321	0,155 / 0,066	—0,065	—0,854 / 0,691	—0,911 / 0,979	—0,809 / 0,674	—0,370 / 0,167
2	0,683	0,422 / 0,631	0,207 / 0,417	0,091 / 0,149	0,004 / 0,006	—0,242	—0,644 / 0,383	—0,432 / 0,604	—0,209 / 0,316	—0,009 / 0,014
3	0,409	0,199 / 0,324	0,057 / 0,131	0,008 / 0,011		—0,131	—0,333 / 0,259	—0,124 / 0,219	—0,020 / 0,028	
4	0,191	0,050 / 0,084	0,001 / 0,003			—0,017	0,102 / 0,126	—0,004 / 0,008		
5	0,058	0,002 / 0,004				0,011	—0,005 / 0,008			
6	0,009					0,005				

Таблица 30

симметричной и кососимметричной формам колебаний

$\sum \frac{bW_{kl}^2}{H_k^3}$	$C_{3l}\sum$	Числитель ф-лы 54	$C_{4l}, \sum \mu_{al}L_{al}W_{al}^2$	Знаменатель ф-лы 54
$C_{31} = 0{,}0278$ $\sum = 6{,}423$	0,1785	$1{,}289 \times 2{,}25 \cdot 10^6$	$C_{41} = 0{,}198$ $\sum = 225{,}1 \cdot 10^3$	$44{,}566 \cdot 10^3$
$C_{32} = 0{,}0278$ $\sum = 7{,}808$	0,2171	$0{,}608 \times 2{,}25 \cdot 10^6$	$C_{41} = 0{,}230$ $\sum = 196{,}69 \cdot 10^3$	$45{,}239 \cdot 10^3$

$$T_1 = \frac{6{,}28}{8{,}06} = 0{,}78 \text{ сек};$$

$$T_2 = \frac{6{,}28}{5{,}5} = 1{,}14 \text{ сек}.$$

вующие суммы по консолям. Для данного примера отношения $\frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j u_{ij}^1}{\sum_{j=1}^{n} Q_j (u_{ij}^1)^2}$ составляют для первого тона 1,88 и для второго — 0,67. Следовательно, $\eta_{1k} = 1{,}88 u_{1k}^1$; $\eta_{1k} = 0{,}67 u_{2k}^1$.

По графику рис. 1(2) СНиП и по известным T_1 и T_2 определяются значения коэффициентов динамичности $\beta_1 = 1{,}5$, $\beta_2 = 1{,}77$. Значение коэффициента m^0 принимается равным 1,0, так как арочные плотины работают как монолитные сооружения.

Вычисление сейсмических нагрузок производится по формуле 1(6) СНиП. Полученные сейсмические нагрузки используются в соответствующих приближенных способах расчета арочных плотин для определения напряжений в плотине от сейсмических нагрузок.

Приложение 5

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЕТУ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ В РАСЧЕТАХ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Расчетные сочетания нагрузок для портовых гидротехнических сооружений устанавливаются в соответствии с положениями строительных норм для морских и речных гидротехнических сооружений. Сейсмические нагрузки включаются в особые сочетания.

В расчетах должны приниматься направления сейсмических нагрузок, обусловливающих худшие условия работы портовых гидротехнических сооружений или их элементов. В большинстве случаев наиболее опасными являются сейсмические нагрузки, направленные горизонтально.

При сейсмических явлениях портовые гидротехнические сооружения подвергаются воздействию:

сейсмических нагрузок от собственного веса и грузов;

гидродинамического воздействия воды на смоченные поверхности сооружений (сейсмическое давление воды, присоединенные массы);

сейсмического давления грунта.

Сейсмические нагрузки от собственного веса сооружений и грузов, от сейсмического давления воды и грунта действуют одновременно и могут иметь одинаковые направления. При расчетах причальных распорных сооружений эти сейсмические нагрузки принимаются направленными в сторону акватории. В случаях оградительных сооружений и причальных безраспорных сооружений типа пирсов имеют место сейсмические нагрузки от собственного веса сооружений с грузами и сейсмического давления воды. Эти нагрузки могут быть направленными как в сторону акватории, так и в сторону моря.

Сейсмические нагрузки от собственных весов отдельных элементов сооружения считаются приложенными в центрах тяжести соответствующих элементов.

Действия сейсмических нагрузок в поперечном и при необходимости в продольном по отношению сооружения направлениях учитываются раздельно. Отдельные опоры пирсов, маяки и т. п. должны быть рассчитаны с учетом сейсмических воздействий в вертикальных плоскостях наименьшей и наибольшей жесткости.

После определения сейсмических нагрузок дальнейший расчет сооружений производится обычными статическими методами расчетов со-

ответствующих сооружений и конструкций. Должны производиться расчеты прочности и устойчивости сооружений и их элементов, а именно: прочности свай, стенок; напряжений в основании; устойчивости на сдвиг по постели, швам, штрабам; устойчивости на опрокидывание; устойчивости оснований и др.

Особенности расчетов свайных сооружений сквозного типа

В соответствии с конструктивной формой свайных сооружений сквозного типа динамическая расчетная схема выделенного для расчета участка сооружения представляется согласно СНиП II-А. 12-69 в виде консольной упругой системы с приведенной на верхнем конце массой $M_{пр}$ (рис. 28).

Для расчета сооружения в целом расчетными являются горизонтальные колебания. Горизонтальная жесткость системы определяется конструкцией сооружения и условиями сопряжения свай с основанием и верхним строением. Период горизонтальных колебаний верхнего строения сооружения определяется формулой

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{M_{пр}}{K^x}}, \qquad 58$$

где $M_{пр}$ — приведенная масса верхнего строения с учетом грузов, оборудования и инерционного влияния свай и воды; K^x — коэффициент жесткости выделенного для расчета участка сооружения.

Величина K^x численно равна горизонтальной силе, приложенной к верхнему строению в плоскости расчета и вызывающей единичное горизонтальное смещение верхнего строения по направлению силы. Приведенный вес верхнего строения равен

$$Q_{пр} = M_{пр} g, \qquad 59$$

где g — ускорение силы тяжести.

Расчетная величина горизонтальной сейсмической нагрузки S_x, приложенной к центру тяжести верхнего строения, определяется формулой

$$S_x = Q_{пр} K_c \beta_x, \qquad 60$$

где K_c — коэффициент сейсмичности; β_x — коэффициент динамичности (вычисляется по формуле (2) СНиП II-А.12-69).

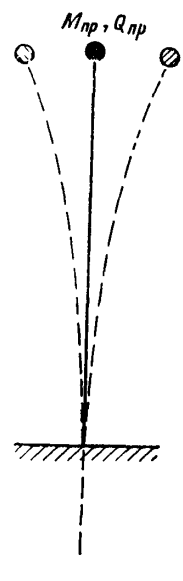

Рис. 28. Расчетная схема свайного сооружения.

В подавляющем большинстве практических случаев верхнее строение располагается на одном уровне. Этому и соответствует формула 60 (коэффициент формы колебаний $\eta_x = 1$). Если на верхнем строении расположены здания и т. п., то расчетная схема может включать несколько сосредоточенных грузов в соответствии с рис. 1 главы СНиП II-А. 12-69, а определение величины S_x производится по общим формулам (1—3) той же главы.

Обычно расчеты протяженных свайных сооружений производятся в поперечной вертикальной плоскости, принимаемой за расчетную. Отдельные свайные опоры пирсов, набережных, свайные основания под различные установки должны быть рассчитаны с учетом сейсмических воздействий в двух взаимноперпендикулярных в плане направлениях.

Приведенная масса $M_{пр}$ верхнего строения с учетом грузов и инерционного влияния свай и воды определяется формулой

$$M_{пр} = M_{соб} + \Delta M_{св} + \Delta M_{в}, \qquad 61$$

где

$$\Delta M_{св} = 0{,}23 \sum_{i=1}^{n} m_i l_i, \qquad 62$$

$$\Delta M_{в} = 0{,}23 \sum_{i=1}^{n} m_{вi} l_i^*. \qquad 63$$

Здесь $M_{соб}$ — собственная масса верхнего строения выделенного для расчета участка сооружения (с учетом грузов); $\Delta M_{св}$ — эффективная масса от инерционного влияния свай на колебания верхнего строения; $\Delta M_{в}$ — присоединенная масса для верхнего строения от инерционного влияния воды на поперечные колебания свай; m_i — собственная погонная масса i-ой сваи без учета взвешивания (масса единицы длины сваи); $m_{вi}$ — осредненная погонная присоединенная масса воды для i-й сваи; l_i — свободная длина i-ой сваи (от низа ростверка до плоскости заделки в основании или до положения расчетного шарнира в основании); l_i^* — длина находящегося в воде участка i-ой сваи (от низа ростверка до поверхности дна); n — число свай на выделенном для расчета участке сооружения.

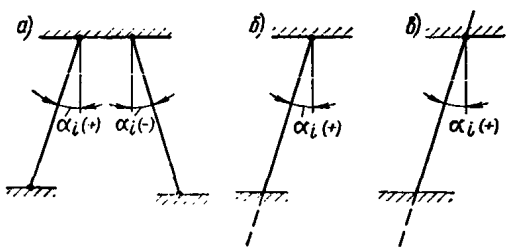

Рис. 29. Схемы соединения свай с ростверком и основанием.

Величина $M_{соб}$ должна определяться с учетом постоянных и временных нагрузок с коэффициентами перегрузок, а также массы стационарных кранов без массы подвешенных на гибких подвесках грузов. При расчетах отдельных опор в величину $M_{соб}$ входят также массы пролетных строений, приходящихся на опору.

Определение коэффициента жесткости K^x свайного сооружения производится с учетом условий сопряжения свай с верхним строением и основанием. Различают следующие случаи сопряжения (рис. 29):

сваи шарнирно сопряжены с ростверком и основанием (*а*);

сваи жестко заделаны в основание и шарнирно сопряжены с ростверком (*б*);

сваи имеют жесткие заделки в основании и в ростверке (*в*).

Величина коэффициента жесткости сооружения

$$K^x = \sum_{i=1}^{n} K_{xi}, \qquad 64$$

где K_{xi} — коэффициент жесткости i-й свайной опоры (под свайной опорой понимается место соединения головы сваи с ростверком).

Коэффициенты жесткостей K_{xi} свайных опор определяются формулами:

при сопряжении по схеме рис. 29, *а*

$$K_{xi} = A_i \sin^2 \alpha_i; \qquad 65$$

при сопряжении по схеме рис. 29, *б*

$$K_{xi} = A_i \sin^2 \alpha_i + 3B_i \cos^2 \alpha_i; \qquad 66$$

при сопряжении по схеме рис. 29, *в*

$$K_{xi} = A_i \sin^2 \alpha_i + 12B_i \cos^2 \alpha_i, \qquad 67$$

В формулах 65—67 коэффициенты A_i характеризуют жесткости при перемещениях свайных опор по направлениям осей свай, а коэффициенты B_i — при поворотах; α_i — углы наклона свай (положителен угол при отклонении i-й сваи влево от вертикали, проведенной через ее голову, и отрицателен при отклонении сваи вправо). Значения коэффициентов A_i и B_i в т/м находятся по формулам

$$A_i = \frac{C_i}{1 + \frac{C_i l_i}{E_i F_i}}, \qquad 68$$

$$B_i = \frac{E_i I_i}{l_i^3}, \qquad 69$$

где C_i — коэффициент, характеризующий жесткость грунта основания вместе с погруженной в грунт частью сваи, т/м; E_i — модуль упругости материала сваи, т/м²; F_i — площадь поперечного сечения сваи, м²; I_i — момент инерции площади поперечного сечения сваи, м⁴.

Для железобетонных свай принимается

$$C_i \cong (350 \div 500) N_i, \qquad 70$$

где N_i — несущая способность сваи, т. Если нижние концы свай опираются на скалу или заделаны в нее, а также если податливость грунта не учитывается, то ($C_i \to \infty$)

$$A_i = \frac{E_i F_i}{l_i}. \qquad 71$$

В приведенных формулах для определения K^x верхнее строение предполагается жестким. С точки зрения практических расчетов это предположение остается в силе, если величина погонной жесткости на изгиб верхнего строения в пролетах между сваями больше погонной жесткости на изгиб отдельной сваи более чем в три раза. Определение коэффициентов жесткости для свайных сооружений с учетом гибкости верхнего строения и других факторов может производиться различными приемами строительной механики.

Расчет сооружений гравитационного типа

В соответствии с пояснениями к п. 5.13 колебания жестких сооружений гравитационного типа при землетрясениях целесообразно рассматривать как колебания твердых тел на упругом основании.

Определение инерционных сейсмических нагрузок на такие сооружения производится по формулам 9—23 основного текста «Руководства».

Для определения коэффициентов C_x и C_φ в т/м³, характеризующих упругость основания, используются формулы

$$C_x = 0{,}7C_z = 0{,}7C_0\left[1 + 2\frac{(b+a)}{\Delta F}\right]\sqrt{\frac{\sigma}{2}}, \qquad 72$$

$$C_\varphi = C_0\left[1 + 2\frac{(b+3a)}{\Delta F}\right]\sqrt{\frac{\sigma}{2}}, \qquad 73$$

где C_0 — коэффициент жесткости (т/м³) при удельных давлениях на основание $\sigma_0 = 2{,}0$ т/м²; Δ — коэффициент, зависящий от свойств грунтов основания и принимаемый равным $\Delta = 1$ м; b — ширина подошвы (размер в плоскости колебаний), м; a — длина подошвы (размер в перпендикулярном к плоскости колебаний направлении), м; $F = ab$ — площадь подошвы, м²; σ — среднее статическое напряжение по подошве (без учета взвешивания), т/м².

Если $a \geqslant 3b$, что характерно для портовых гидросооружений, то в формулах 72 и 73 следует принимать $a = 3b$, и тогда

$$C_x = 0{,}7C_z = 0{,}7C_0\left(1 + \frac{2{,}67}{b}\right)\sqrt{\frac{\sigma}{2}}, \qquad 72'$$

$$C_\varphi = C_0\left(1 + \frac{6{,}67}{b}\right)\sqrt{\frac{\sigma}{2}}. \qquad 73'$$

Для портовых оградительных сооружений гравитационного типа приближенные значения коэффициента C_0 приведены в табл. 31.

Таблица 31

Приближенные значения C_0

Характеристика основания	C_0, т/м³
Каменная постель на слабых илистых грунтах основания	150—300
Каменная постель на песчаных и глинистых грунтах основания средней плотности (с включением ракушки, гравия)	300—600
Каменная постель на плотных грунтах основания (гравий, галька, песок плотный с включением гравия и ракушки)	600—1000

Примечание. В таблице приведены рекомендации для каменной постели средней толщины, т. е. при отношении $B : b = 0{,}25 \div 0{,}40$, где B — толщина каменной постели под подошвой сооружения, b — ширина подошвы сооружения. При каменной постели малой толщины $B : b < 0{,}25$ значения C_0 уменьшаются; при каменной постели большой толщины $B : b > 0{,}40$ — увеличиваются.

При расчетах следует иметь в виду, что положение центров главных колебаний не зависит от величины C_0. При увеличении C_0 в n раз частоты собственных колебаний увеличиваются в $\sqrt{n}$ раз, а периоды соответственно уменьшаются в $\sqrt{n}$ раз.

Упругие свойства основания могут определяться и другими известными способами (с использованием модуля упругости основания, коэффициента Пуассона и др.).

Пример. *Определение сейсмических нагрузок, действующих на массивное бетонное сооружение*

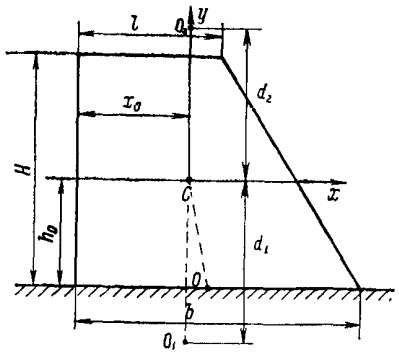

Рис. 30. Расчетная схема массивного бетонного сооружения на упругом основании.

Произведен расчет массивного сооружения как твердого тела с учетом инерции вращения (влияние водной среды не учитывается). Сооружение (рис. 30) имеет высоту $H = 16$ м, ширину основания $b = 20$ м, ширину по верху $l = 10$ м. Объемный вес материала сооружения $\gamma = 2{,}4$ т/м³. Расчет ведется на 1 пог. м длины.

Коэффициент упругого равномерного сдвига основания $C_x = 880$ т/м³. Коэффициент упругого неравномерного сжатия (поворота) основания $C_\varphi = 3920$ т/м³.

Вес сооружения

$$Q = \gamma H \frac{b + l}{2} = 576 \text{ т}.$$

Масса сооружения

$$M = Q/g = 58{,}9 \text{ т} \cdot \text{сек}^2/\text{м}.$$

Площадь подошвы и момент ее инерции $F = b \cdot 1 = 20$ м²; $J_0 = 1 \cdot b^3/12 = 666$ м⁴.

Координаты центра тяжести сооружения:

$$h_0 = \frac{H}{3} \frac{b + 2l}{b + l} = 7{,}4 \text{ м};$$

$$x_0 = \frac{l^2H + (b-l)H\left[l + \frac{1}{3}(b-l)\right]}{2\left[lH + \frac{1}{2}(b-l)H\right]} = 7{,}8 \text{ м}.$$

Осевые моменты инерции массы сооружения:

$$\theta_x = \frac{\gamma}{g}\left[\frac{lH^3}{12} + lH\left(\frac{H}{2} - h_0\right)^2 + \frac{(b-l)H^3}{36} + \frac{(b-l)H}{2}\left(\frac{H}{3} - h_0^2\right)^2\right] = 1{,}21 \cdot 10^3 \text{ т}\cdot\text{м}\cdot\text{сек}^2;$$

$$\theta_y = \frac{\gamma}{g}\left[\frac{Hl^2}{12} + Hl\left(x_0 - \frac{l}{2}\right)^2 + \frac{H(b-l)^3}{36} + \frac{(b-l)H}{2}\left(\frac{b-l}{3} + l - x_0\right)^2\right] =$$

$$= 1{,}02 \cdot 10^3 \text{ тм}\cdot\text{сек}^2.$$

Полярный момент инерции сооружения относительно оси, проходящей через точку C:

$$\theta_c = \theta_x + \theta_y = 2{,}23 \cdot 10^3 \text{ тм}\cdot\text{сек}^2.$$

Полярный момент инерции сооружения относительно оси, проходящей через точку 0.

$$\theta_0 = \theta_c + M \cdot h_0^2 = 5{,}46 \cdot 10^3 \text{ тм}\cdot\text{сек}^2.$$

Частоты собственных колебаний определяются по формулам 9—12 пояснения к тексту Руководства:

$$\lambda_x^2 = \frac{C_x F}{M} = 299 \text{ сек}^{-2}; \qquad \lambda_x = 17{,}3 \text{ сек}^{-1};$$

$$\lambda_\varphi^2 = \frac{C_\varphi I_0 - \theta^* h_0^*}{\theta_0} = 476 \text{ сек}^{-2}; \qquad \lambda_\varphi = 21{,}8 \text{ сек}^{-1};$$

$$\gamma_0 = \theta_c/\theta_0 = 0{,}409;$$

$$\lambda_{1,2}^2 = \frac{1}{2\gamma_0}\left[(\lambda_x^2 + \lambda_\varphi^2) \mp \sqrt{(\lambda_x^2 + \lambda_\varphi)^2 - 4\gamma_0\lambda_x^2\lambda_\varphi^2}\right] = (946 \pm 740) \text{ сек}^{-2};$$

$$\lambda_1^2 = 206 \text{ сек}^{-2}; \qquad \lambda_1 = 14{,}35 \text{ сек}^{-1};$$

$$\lambda_2^2 = 1686 \text{ сек}^{-2}; \qquad \lambda_2 = 42{,}2 \text{ сек}^{-1}.$$

Соответствующие периоды собственных колебаний и коэффициенты динамичности:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\lambda_1} = 0{,}438 \text{ сек}; \qquad \beta_1 = \frac{1}{T_1} = 2{,}28;$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\lambda_2} = 0{,}1525 \text{ сек}; \qquad \beta_2 = \frac{1}{T_2} = 6{,}56.$$

Согласно п. 2.4 СНиП II-А. 12-69 принимаем $\beta_2 = 3$.

Положение центров O_1 и O_2 главных колебаний вычисляется по формуле 13:

$$d_1 = \frac{h_0}{1 - \lambda_1^2/\lambda_x^2} = 23{,}9 \text{ м}; \qquad d_2 = \frac{h_0}{1 - \lambda_2^2/\lambda_x^2} = -1{,}6 \text{ м}.$$

Коэффициенты форм колебаний определяются по формуле 21. Примем $\Psi_{1,2} = 1$. По формуле 23

$$X_1 = -\psi_1 d_1 = -23{,}9 \text{ м}; \qquad X_2 = -\psi_2 d_2 = -1{,}60 \text{ м};$$

$$\eta_1 = \frac{QX_1^2}{QX_1^2 + g\theta_c\psi_1^2} = 0{,}94; \qquad \eta_2 = \frac{QX_2^2}{QX_2^2 + g\theta_c\psi_2^2} = 0{,}0633.$$

Проверка по формулам 22:

$$\eta_1 + \eta_2 = 1{,}0033 \approx 1;$$

$$\eta_1\frac{\psi_1}{X_1} + \eta_2\frac{\psi_2}{X_2} = 0{,}0002 \approx 0.$$

Определение сейсмических сил для каждой формы колебаний

при $i = 1$

$$S_1 = K_c\beta_1\eta_1 Q = 1240K_c \text{ т};$$

$$M_1 = K_c\beta_1\eta_1 \frac{\psi_1}{X_1}\theta_c g = -1960K_c \text{ тм};$$

при $i = 2$

$$S_2 = K_c\beta_2\eta_2 Q = 109{,}5K_c \text{ т};$$

$$M_2 = K_c\beta_2\eta_2 \frac{\psi_2}{X_2}\theta_c g = 2600K_c \text{ тм}.$$

Расчетные усилия (поперечные силы и моменты) с учетом двух форм:

$$S = K_c\sqrt{S_1^2 + S_2^2} = 1245K_c \text{ т};$$

$$M = K_c\sqrt{M_1^2 + M_2^2} = 3260K_c \text{ тм}.$$

Приложение 6

УТОЧНЕННЫЕ РАСЧЕТЫ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭВМ

Схематизация расчетного сечения плотины

Для всех плотин из грунтовых материалов I и II классов капитальности и плотин этого типа других классов из разнородных материалов расчет частот и форм собственных колебаний, а также инерционных нагрузок рекомендуется производить с помощью вычислительной программы по методу конечных элементов (МКЭ)[1].

Таблица 32

Расчетные схемы плотины

№ расчетной схемы	Количество		
	элементов	узлов	степеней свободы
1	19	17	24
2	51	36	58
3	73	50	78
4	114	74	118
5	236	141	244

Схематизацию расчетного сечения плотины в виде системы конечных элементов и выбор необходимого их числа следует производить из условия внутренней сходимости результатов определения наперед заданной точностью (например, не выходящей за пределы 5%) наиболее высокой (из учитываемых) частоты собственных колебаний при условии минимальных затрат машинного времени для используемого типа ЭВМ. Под сходимостью здесь понимается такой процесс, при котором дальнейшее увеличение степени дискретизации системы (например, увеличение числа конечных элементов в 2 раза) не приводит к существенному изменению наиболее высокой из определяемых частот собственных колебаний (это изменение не выходит за указанные выше пределы). По рекомендуемой программе производилось определение первых десяти частот собственных колебаний однородной земляной плотины трапецеидального профиля высотою 300 м с заложениями откосов от 1 : 1 до 1 : 2,5, расположенной на жестком основании, при разбиении ее на разное количество узлов и элементов (табл. 32).

Расчетные характеристики материалов плотины приняты равными $E = 950$ кг/см², $\mu = 0{,}30$ и $\gamma_{ск} = 2{,}15$ т/м³. На рис. 31 представлены графики зависимости круговой частоты собственных колебаний ω от числа N степеней свободы соответствующей расчетной схемы.

[1] **Ефимов Ю. Н., Сапожников Л. Б., Троицкий А. П.** Программы статического и динамического расчета сооружений по методу конечных элементов для ЭВМ типа М-220. Л., «Энергия», 1971, 201 с.

Из графиков видно, что значения низших частот собственных колебаний сходятся гораздо быстрее, чем высших: разница между значениями, отвечающими расчетным схемам с 24 и 244 степенями свободы для каждой из трех первых частот не превышает 1%, для четвертой частоты достигает примерно 5%, а для каждой из последующих четырех частот, включая восьмую, составляет 8—10%. При увеличении числа степеней свободы от 118 до 244 различие между каждой из частот от четвертой до десятой включительно не превышает 2—3%.

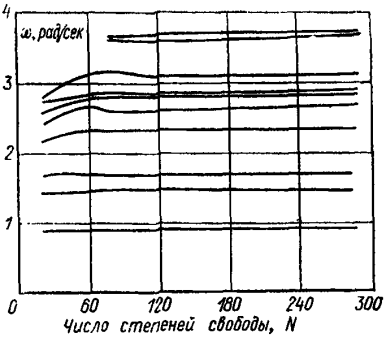

Рис. 31. Графики зависимости круговой частоты собственных колебаний ω от числа N степеней свободы принятой расчетной схемы.

В соответствии с этим для плотин из грунтовых материалов средней высоты (до 50 м), расположенных на скальном основании, можно принимать расчетную схему, имеющую 180 степеней свободы (90 незакрепленных узлов), а для более высоких (свыше 100 м) плотин того же типа — расчетную схему, имеющую 240 степеней свободы (120 незакрепленных узлов).

После определения заданного числа частот и форм собственных колебаний, по формулам 3—5 вычисляются вертикальная и горизонтальная составляющие сейсмической инерционной нагрузки, необходимые для проверки прочности и устойчивости гидросооружений, расчета их напряженно-деформированного состояния и постановки экспериментальных исследований.

Определение динамических характеристик грунтов оснований и материалов гидросооружений

Исследования грунтов оснований и материалов гидросооружений для расчета их сейсмостойкости рекомендуется производить:

в случае связных и неводонасыщенных несвязных грунтов, как для сплошной однокомпонентной среды по обычной методике, приведенной в «Методических рекомендациях по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных материалов» П01-72. Л., «Энергия», 1972;

в случае водонасыщенных несвязных грунтов с учетом их особенностей, как многокомпонентной (в общем случае трехкомпонентной) среды с деформируемым скелетом.

При расчете колебаний, инерционных нагрузок, присоединенной массы воды для анализа устойчивости оснований и элементов гидросооружений из водонасыщенных несвязных грунтов с учетом сейсмических воздействий должна производиться проверка условия

$$B = \frac{\omega k_\Phi}{ng} < 1, \qquad 74$$

где ω — наиболее высокое из учитываемых значений частоты сейсмических колебаний; n и k_Φ — пористость и коэффициент фильтрации грунта; g — ускорение силы тяжести.

При выполнении этого условия, которое может служить критерием подобия гидродинамических явлений в водонасыщенных несвязных грунтах, расчет сейсмостойкости гидросооружений из таких грунтов может производиться по обычной методике с использованием для них модели сплошной однокомпонентной (квазиоднофазной) среды.

При решении задач сейсмостойкости оснований и гидросооружений с применением для грунтов физических соотношений в полных (тотальных t) напряжениях их расчетные характеристики определяются по следующим формулам:

модуль объемного сжатия

$$k_v^t = \left(1 + \frac{nk_v}{k^+}\right) k^* = \beta k^*, \qquad 75$$

модуль сдвига

$$G^t = G, \qquad 76$$

модуль Юнга

$$E^t = 9\beta \frac{k^* G}{3\beta k^* + G}, \qquad 77$$

коэффициент Пуассона

$$\mu^t = \frac{3\beta k^* - 2G}{2(3\beta k^* + G)}, \qquad 78$$

где k_v и G — модули объемного сжатия и сдвига скелета, определяемые с учетом их зависимости от влажности грунта.

В случае водонасыщенных грунтов определение k_v и G производится путем испытаний в условиях открытой системы (дренированные испытания). Величина модуля сдвига при использовании уравнения состояния водонасыщенного грунта, записанного в эффективных σ_{ij} и в полных σ_{ij}^t напряжениях, как видно из выражения 76, не изменяется.

Вспомогательные величины k^* и k^+ определяются выражениями

$$k^* = \frac{k_м k_в}{nk_м + mk_в}, \qquad k^+ = \frac{k_м k_в}{k_м - k_в}, \qquad 79$$

Здесь $k_м$ — модуль объемного сжатия минеральных частиц грунта или соответственно гравийно-галечных и крупнообломочных материалов; $k_в$ — модуль объемного сжатия воды; n — пористость; $m = 1 - n$ — объемное содержание твердых частиц грунта.

Модули объемного сжатия воды, кварца и частиц некоторых горных пород могут приниматься по данным табл. 33.

Таблица 33

Физико-механические характеристики материалов [1]

Материал и горная порода	Удельный вес, т/м³	Модуль, кг/см²		
		нормальной упругости E	сдвига G	объёмного сжатия k
Кварц	2,66	—	—	$3{,}8 \cdot 10^5$
Гранит . . .	2,63	$0{,}57 \cdot 10^6$	$0{,}24 \cdot 10^6$	$3{,}0 \cdot 10^5$
Известняк . .	2,60	$0{,}58 \cdot 10^6$	$0{,}23 \cdot 10^6$	$4{,}0 \cdot 10^5$
Песчаник . .	2,65	$(1{,}0—0{,}63) \cdot 10^6$	$(0{,}47—0{,}31) \cdot 10^6$	$(3{,}8—2{,}1) \cdot 10^5$
Вода	1,0	—	—	$2 \cdot 10^4$

При наличии в порах несвязных водонасыщенных грунтов защемленных пузырьков газа (воздуха) вместо значения $k_в$ следует использовать

[1] **Справочник** физических констант горных пород (под ред. С. Кларка). М., «Мир», 1969, 543 с. с ил.

модуль объемного сжатия водногазовой (водновоздушной) смеси $k_{вг}$, определяемый из соотношения

$$k_{вг} = \frac{nk_в p}{(n - \alpha_г) p + \alpha_г k_в}, \qquad 80$$

где p — давление в воде с учетом ожидаемого диапазона его изменения; $\alpha_г$ — содержание по объему газа в водонасыщенном грунте.

Для песчаных грунтов, в зависимости от способа их укладки и замачивания, значения $\alpha_г$ могут приниматься согласно табл. 34 [1].

Таблица 34

Содержание по объему газа в водонасыщенном песчаном грунте

Метод укладки песка и насыщения его водой	Начальная влажность, %	Объемный вес скелета, т/м³	Степень водонасыщения	Содержание по объему газа $\alpha_г$, %
Отсыпка песка и замачивание водой снизу	Воздушно-сухой	1,59—1,60	0,95	1,7—1,8
То же	4—22	1,37—1,45	0,79—0,91	4—12
Отсыпка песка в воду	Воздушно-сухой	1,54—1,56	0,97—0,99	0,5—1,3
То же	2—16	1,5—1,55	0,88—0,95	2,0—4,3
Намыв в воду (укладка в воду полностью водонасыщенного песка)	24—25	1,62	1,0	0,0

В зоне переменных горизонтов воды должны приниматься повышенные значения $\alpha_г$ для песчаных грунтов (как при их отсыпке с замачиванием водой снизу), а в зоне постоянного водонасыщения (на глубинах, ниже которых не опускается депрессионная кривая) должны приниматься минимальные значения $\alpha_г$ для соответствующих случаев укладки и замачивания песка. Для материалов из крупного гравия, щебня и каменной наброски ниже депрессионной кривой можно принимать $\alpha_г = 0$.

В случае $k_м \gg k_в$ (например, при значительном содержании пузырьков газа в поровой воде) величины $k^* \approx k_в/n$ и $k^+ \approx k_в$, ввиду чего формулы 75, 77, 78 упрощаются и принимают вид

$$k_v^t = \frac{1}{n}(k_в + nk_v), \qquad 75'$$

$$E^t = 9\frac{(k_в + nk_v)\,G}{3(k_v + nk_v) + nG}, \qquad 77'$$

$$\mu^t = \frac{3(k_в + nk_v) - 2nG}{2(3k_в + 3nk_v + nG)}. \qquad 78'$$

Выражение 76 не изменяется.

Расчет сейсмического напряженно-деформированного состояния оснований и элементов гидросооружений из водонасыщенных несвязных грунтов без учета относительных движений компонент, т. е. с использованием для этих грунтов модели сплошной однокомпонентной среды, может производиться при выполнении условия $B \ll 0{,}1$. Во многих практических случаях это условие выполняется. Например, в случае преобладающих периодов сейсмических колебаний $T = 0{,}3 \div 2{,}5$ сек и соответствующих им частот $\omega = 21 \div 2{,}5$ рад/сек, коэффициентов фильтрации $k_ф \leqslant \leqslant 10^{-1}$ см/сек (крупнозернистые и гравелистые пески) и даже при $k_ф \leqslant$

[1] **Иванов П. Л.** Разжижение песчаных грунтов. М.-Л., Госэнергоиздат, 1962. 260 с. с ил.

$\leqslant 1{,}0$ см/сек (гравий и щебень), пористости $n=0{,}4$ и ускорении силы тяжести $g=1000$ см/сек^2, получим

$$B=\frac{21\cdot 1{,}0}{0{,}4\cdot 1000}\approx\frac{1}{20}\ll 1.$$

В этом случае с помощью решения соответствующих задач определяются полные (тотальные) сейсмические напряжения σ_{ij}^{t} в водонасыщенном грунте, для описания свойств которого может быть использовано соотношение

$$\sigma_{ij}^{t}=(3k_v^{t}-2G)\,\varepsilon\delta_{ij}+2G\varepsilon_{ij}, \qquad 81$$

а затем вычисляются эффективные напряжения σ_{ij} с использованием зависимости

$$\sigma_{ij}=\sigma_{ij}^{t}-\frac{k^{+}}{k^{+}+nk_v}\sigma^{t}. \qquad 82$$

Если приближенно выполняется равенство $k^{+}\approx k_{\text{в}}$, то эта зависимость примет вид

$$\sigma_{ij}=\sigma_{ij}^{t}-\frac{k_{\text{в}}}{k_{\text{в}}+nk_v}\sigma^{t}, \qquad 83$$

где σ_{ij}^{t} и ε_{ij} — соответственно составляющие тензора полных (тотальных) напряжений и деформаций при совместном движении компонент водонасыщенного грунта; $\varepsilon=\frac{\varepsilon_{ij}}{3}$ — объемная деформация грунта; δ_{ij} — символ Кронекера, причем

$$\delta_{ij}=\begin{cases}1 & \text{при } i=j,\\ 0 & \text{при } i\neq j.\end{cases}$$

Определение гидродинамического давления и соответствующих напряжений

Гидродинамическое давление на смоченную поверхность откоса из пористого материала гидросооружений определяется согласно указаниям раздела 5 главы СНиП II-А. 12-69 и приложения 6 к настоящему «Руководству».

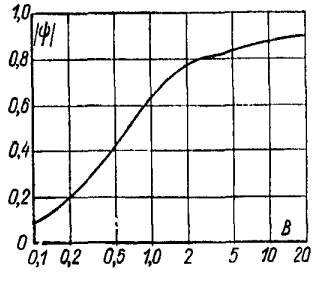

Рис. 32. Зависимость модуля $|\psi|$ комплексной частотной функции $\psi(B)$.

При расчете устойчивости откосов гидросооружений из грунтовых материалов полное (тотальное t) давление p_t, приложенное к смоченной поверхности откоса из пористого материала на участке призмы обрушения, разделяется на эффективные напряжения $p_{\text{эф}}$, передаваемые на скелет грунта, и нейтральные давления $p_{\text{в}}$, передаваемые на воду.

Напряжения в скелете $p_{\text{эф}}$ и давления в поровой воде $p_{\text{в}}$ определяются по формулам

$$p_{\text{эф}}=\frac{nk_v}{k_{\text{в}}+nk_v}[1-n\psi(B)]\,p^{t},$$
$$p_{\text{в}}=p^{t}-p_{\text{эф}}, \qquad 84$$

где $\psi(B)$ — функция, учитывающая влияние относительных движений компонент при определении эффективных напряжений и нейтральных давлений. Остальные обозначения прежние. Определение $\psi(B)$ производится по графикам, приведенным на рис. 32 и формулам $|\psi|\approx B(1+0{,}72B)$ при $B<0{,}1$ и $|\psi|\approx\sqrt{1+\frac{1}{3B}}-\sqrt{\frac{2}{3B}}$ при $B>20$.

Расчет напряжений по первой из приведенных выше формул, аналогичной формуле 83, в запас устойчивости производится по упрощенной одномерной схеме в предположении горизонтального направления гидродинамического давления и передачи его на водоупорное ядро. При этом величина напряжений $p_{\text{эф}}$ определяется с учетом пористости n и относи-

Таблица 35

Значение ординат гидродинамического давления на смоченные поверхности откосов

Заложение откосов	Модуль объемного сжатия, кг/см²		Пористость n	Гидродинамическое давление p^t, напряжения в скелете $p_{эф}$ и поровой воде $p_в$, т/м²	Относительная глубина точки ниже уровня воды в водохранилище									
	скелета k_v	поровой воды $k_в$			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1 : 1	6300	$2 \cdot 10^4$	0,3	p^t	0,4652	0,7303	0,9531	1,114	1,239	1,337	1,418	1,456	1,50	1,50
				$p_{эф}$	0,0372	0,0583	0,0761	0,089	0,099	0,107	0,113	0,116	0,12	0,12
				$p_в$	0,428	0,672	0,877	1,025	1,14	1,23	1,305	1,34	1,38	1,38
1 : 2,5	6300	$2 \cdot 10^4$	0,3	p^t	0,1315	0,2055	0,2685	0,3151	0,3489	0,3772	0,400	0,408	0,420	0,429
				$p_{эф}$	0,0105	0,0165	0,0215	0,0251	0,0279	0,0302	0,032	0,033	0,0337	0,0337
				$p_в$	0,121	0,189	0,247	0,29	0,321	0,347	0,368	0,375	0,388	0,388
1 : 5	6300	$2 \cdot 10^4$	0,3	p^t	0,0359	0,0565	0,0739	0,0859	0,0956	0,1032	0,1097	0,112	0,1153	0,1153
				$p_{эф}$	0,0029	0,0045	0,0059	0,0069	0,0076	0,0082	0,0087	0,009	0,0093	0,0093
				$p_в$	0,033	0,052	0,068	0,079	0,088	0,095	0,101	0,103	0,106	0,106
1 : 1	6300	10^4	0,3	$p_{эф}$	0,068	0,105	0,137	0,161	0,178	0,193	0,205	0,211	0,217	0,217
				$p_в$	0,398	0,623	0,813	0,952	1,055	1,14	1,21	1,245	1,28	1,28
1 : 2,5	6300	10^4	0,3	$p_{эф}$	0,019	0,03	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058	0,059	0,061	0,061
				$p_в$	0,112	0,176	0,23	0,269	0,298	0,332	0,342	0,35	0,36	0,36
1 : 1	10^4	10^4	0,3	$p_{эф}$	0,097	0,151	0,198	0,231	0,256	0,278	0,295	0,303	0,311	0,311
				$p_в$	0,364	0,569	0,743	0,87	0,965	1,04	1,109	1,14	1,17	1,17
1 : 2,5	10^4	10^4	0,3	$p_{эф}$	0,0276	0,0432	0,0564	0,066	0,0732	0,0792	0,084	0,0865	0,089	0,089
				$p_в$	0,104	0,163	0,212	0,248	0,275	0,298	0,316	0,325	0,334	0,334

Результаты расчетов дополнительных нагрузок

Номер элемента	Координаты центра подошвы относительно центра окружности		Вес столбика, т		Ускорение в долях g	Горизонтальная сейсмическая сила ΔS, т	Среднее осевое (горизонтальное) напряжение $p_{эф}$, т/м²
	x	y	$\Delta Q_{ст}$ (при $\gamma_{взв}$ = =1,05 т/м³)	$\Delta Q_{сейсм}$ (при $\gamma_{нас}$ = =2,05 т/м³)			
1	126	135	92,8	118	0,18	21,3	—
2	108	150	231	451	0,15	67,6	0,0115
3	88	163	315	615	0,13	80,0	0,018
4	68	172	326	636	0,12	76,3	0,0225
5	48	179	284	553	0,11	61,0	0,026
6	28	182	168	328	0,1	32,8	0,028
7	11	184	26,8	71,8	0,09	6,46	0,03

тельной площади m, занимаемой твердыми частицами грунта на поверхности откоса, деформационных свойств поровой воды и скелета, а также относительного движения компонент. В табл. 35 приведены значения ординат гидродинамического давления p^t на смоченные поверхности откосов 1 : 1; 1 : 2,5; 1 : 5 из непористых материалов, найденные по первой формуле 36(13) настоящего «Руководства», а также соответствующие напряжения в скелете грунта $p_{эф}$ и давления в поровой воде $p_в$, вычисленные по формулам 84 при разных сочетаниях модулей компрессионного сжатия скелета грунта ($6{,}3 \cdot 10^4$ и 10^4) и объемного сжатия воды ($2 \cdot 10^4$ и 10^4 кг/см²).

Из приведенной таблицы видно, что максимальная величина гидродинамического давления p^t для точки смоченной поверхности откоса 1 : 1 из непористого материала, расположенной на 81 м ниже уровня воды в водохранилище, при землетрясении интенсивностью 8 баллов (K_c = 0,05) равна 1,50 т/м², т. е. 1,85% от гидростатического давления, а при землетрясении силою 9 баллов (K_c=0,1) равна 3,0 т/м², т. е. 3,70% от гидростатического.

Отвечающая этому случаю максимальная величина напряжения в скелете грунта $p_{эф}$, приложенного к поверхности скольжения отсека обрушения и имеющего горизонтальное в сторону ВБ направление (наиболее неблагоприятный случай для устойчивости откоса) равняется 0,311 т/м², т. е. около 20% от гидродинамического и 0,37% от гидростатического давления.

Действующие по поверхности сдвига призмы обрушения осевые напряжения $p_{эф}$, направленные горизонтально, и боковые напряжения $\xi p_{эф}$ (ξ — коэффициент бокового давления), направленные вертикально, в расчетах устойчивости откосов учитываются по общим правилам, как дополнительные активные и пассивные силы. Разность вертикальных составляющих части гидродинамического давления $p_в$, определяемого по второй формуле 84 и действующих на верхнюю (совпадающую с поверхностью откоса) и нижнюю (совпадающую с участком кривой скольжения) границы элемента призмы обрушения учитывается по обычным правилам определения сил от собственного веса взвешенного грунта.

Для одной из возможных призм обрушения (с радиусом кривой скольжения R=185 м, координатами ее центра x=56 м, y=212 м и началом координат в точке пересечения напорной грани с основанием) верхового откоса 1 : 2,5 плотины высотою 86 м при глубине воды у сооружения 81 м по указанной выше методике были произведены расчеты

полного гидродинамического давления p^t,

напряжений: осевого $p_{эф}$ (направленного горизонтально) и бокового $\xi p_{эф}$ (направленного вертикально);

Таблица 36

от гидродинамического давления

Среднее боковое (вертикальное) напряжение $\xi p_{эф}$, т/м²	tg α	$\xi p_{эф} b$, т	$p_{эф} b \operatorname{tg} \alpha$, т	Давление воды на нижнюю грань p_1, т/м²	Давление воды на верхнюю грань p_2, т/м²	$\Delta p = p_1 - p_2$	Δpb, т
—	0,927	—	—	0,06	0	0,06	0,96
0,0048	0,772	0,097	0,178	0,20	0,10	0,1	2,0
0,0075	0,543	0,151	0,195	0,29	0,19	0,1	2,0
0,0094	0,395	0,189	0,177	0,32	0,25	0,07	1,4
0,0109	0,268	0,218	0,139	0,34	0,29	0,05	1,0
0,0118	0,152	0,235	0,085	0,35	0,33	0,02	0,4
0,0126	0,061	0,252	0,036	0,37	0,36	0,01	0,2

части гидродинамического давления $p_в$, определяемой по второй формуле 84, а именно динамического (сверхгидростатического) вертикального давления p_1 на нижнюю (совпадающую с участком кривой скольжения) и p_2 — на верхнюю (совпадающую с поверхностью откоса) границы элементарного столбика рассматриваемой призмы обрушения.

Дополнительные горизонтальные давления, действующие по боковым (вертикальным) граням элементарных столбиков призмы обрушения, уравновешиваются между собой и в расчетах устойчивости откосов при определении активных и пассивных сил не учитываются.

Результаты расчета приведены в табл. 36, из которой видно, что указанные выше дополнительные нагрузки от гидродинамического давления на рассматриваемую призму обрушения верхового откоса 1 : 2,5 плотины высотою 86 м при 8-балльном землетрясении составляют менее 1% ($\Delta p_в \cdot b + \xi p_{эф} \cdot b$ от $\Delta Q_{ст}$ и $p_{эф} \cdot b \times \operatorname{tg} \alpha$ от ΔS), а при 9-балльном землетрясении, соответственно, менее 2%. Поэтому в расчетах устойчивости откосов 1 : 2 и более пологих дополнительные нагрузки от гидродинамического давления могут не учитываться. При более крутых откосах гидросооружений и интенсивности землетрясений от 8 баллов и более учет дополнительных нагрузок от гидродинамического давления может производиться по приведенной выше методике.

Таблица 37

Значения $n\psi(B)$ при $n = 0{,}4$

ω, рад/сек	$k_ф$=1 см/сек	$k_ф$=10 см/сек	$k_ф$=100 см/сек
60	0,072	0,296	0,360
40	0,040	0,248	0,348
20	0,016	0,160	0,328
10	0,010	0,104	0,320
1	0,001	0,010	0,110

Примечание. При значениях $k_ф$=1 см/сек и частотах сейсмических колебаний до 10 гц значения $\psi(B)$ малы, поэтому влияние относительных движений компонент может не учитываться.

При невыполнении условия 74 определение сейсмических инерционных сил, действующих на водонасыщенную часть гидросооружения и его основания, должно производиться с учетом уменьшения объемного веса водонасыщенного грунта за счет относительного движения компонент по формуле

$$\gamma_{гр} = \gamma_{нас} - \gamma_в n\psi(B), \qquad 85$$

где $\gamma_{нас}$ — объемный вес водонасыщенного грунта; $\gamma_в$ — удельный вес воды.

Остальные обозначения прежние.

Для определения функции $\psi(B)$ при значениях $B \geqslant 0{,}1$ и $B \leqslant 20$ может быть использован график, приведенный на рис. 32. При значениях B,

выходящих за указанные выше пределы, величина $\psi(B)$ может определяться по приведенным выше формулам.

В табл. 37 приведены значения $n\psi(B)$, определявшиеся по графикам рис. 32 при изменении наиболее высокой (из учитываемых) круговой частоты колебаний ω в диапазоне от 60 рад/сек (периоды $T \approx 0{,}1$ сек) до 3 рад/сек (периоды $T \approx 2{,}0$ сек), коэффициентов фильтрации от 1,0 до 100 см/сек и пористости грунта 0,4. Если для сооружений типа Нурекской

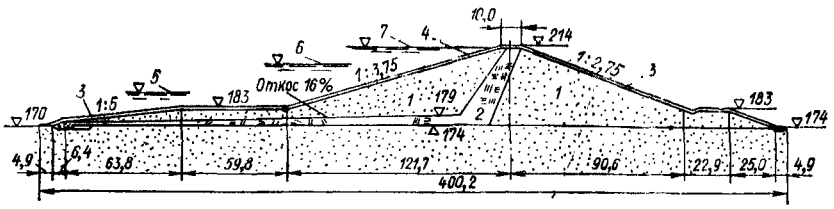

Рис. 33. Поперечный разрез песчаной плотины с суглинистым ядром и понуром

1—песок; *2*—суглинок; *3*—каменная наброска и слой песчаника; *4*—двухрядовая облицовка (щебень, песок, гравий); *5*—минимальный (191 м); *6*—полный (204 м) и *7*—форсированный (213 м) горизонт воды в водохранилище.

плотины принять наиболее высокое из учитываемых значение круговой частоты $\omega = 60$ рад/сек (10 гц), коэффициент фильтрации гравийно-галечникового материала упорной призмы $k_\Phi = 2$ см/сек (1600 м/сут) и $n = 0{,}4$, то величина $n\psi(B) = 0{,}116$, чему соответствует уменьшение объемного веса водонасыщенного грунта на 5—6%. При пористости $n = 0{,}3$ величина $n\psi(B) = 0{,}087$, чему соответствует уменьшение объемного веса грунта примерно на 4%. С уменьшением значений наиболее высокой из входящих в расчеты частоты сейсмических колебаний и коэффициентов фильтрации влияние относительных движений компонент водонасыщенного грунта уменьшается, и оно может не учитываться.

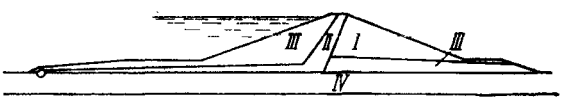

Рис. 34. Расчетная схема плотины с разделением ее на зоны I—IV.

Пример расчета сейсмостойкости земляной плотины по нормативной методике с использованием МКЭ

В качестве примера был произведен расчет на сейсмическое воздействие плотины из песчаных грунтов с суглинистым наклонным ядром и понуром (рис. 33), расположенной в районе сейсмичностью 9 баллов.

Таблица 38

Характеристики грунтов основания и сооружения

№ зоны	Зоны сооружения и основания	Объемный вес γ, т/м³	Модуль упругости E, кг/см²	Коэффициент Пуассона μ
I	Неводонасыщенная часть низовой песчаной призмы	1,56	1150	0,10
II	Наклонное ядро и понур из суглинистого грунта	2,20	890	0,45
III	Верховая и часть низовой призмы из водонасыщенного песка	1,98	1120	0,20
IV	Водонасыщенные песчаные грунты основания	2,08	1660	0,35

Таблица 39

Значения первых десяти частот собственных колебаний

№ тона собственных колебаний	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Частоты f, гц	1,00	1,48	1,64	1,73	1,92	2,04	2,21	2,32	2,41	2,53
Периоды T, сек	1,00	0,675	0,61	0,58	0,52	0,49	0,45	0,43	0,415	0,395

Плотина имеет высоту 40 м, ширину по гребню 10 м и длину 1500 м. Расчетная схема плотины вместе с основанием (рис. 34) представлялась в виде системы из 284 элементов, соединенных в 174 узлах. Упругие характеристики грунтов основания и сооружения по четырем выделенным зонам (рис. 34) приведены в табл. 38.

Были получены расчетные значения первых десяти частот (табл. 39) и форм (рис. 35) собственных колебаний сооружения.

Указанным в табл. 38 упругим характеристикам грунта отвечают сравнительно низкие значения частот собственных колебаний плотины, причем их соотношение для 10 и 1 тонов равно $f_{10}/f_1=2{,}5$, а для 9 и 1 тонов $f_9/f_1=1{,}80$.

Для каждой из десяти полученных форм собственных колебаний плотины совместно с основанием с помощью выражений 4—6 определялись значения коэффициентов формы $\eta_{ik}^{(1)}$ и $\eta_{ik}^{(2)}$, а затем горизонтальная $S_{ik}^{(1)}$ и вертикальная $S_{ik}^{(2)}$ составляющие сейсмической инерционной нагрузки в точке K сооружения. При этом угол между горизонталью и направлением сейсмического воздействия принимался равным 30°. Вычисленные с помощью МКЭ инерционные сейсмические силы S_k^1 и S_k^2 прикладываются в узлах конечно-элементной сетки и используются для расчета устойчивости откосов плотины из грунтовых материалов согласно указаниям главы 53 «Плотины из грунтовых материалов», СНиП II-53-73. М.,

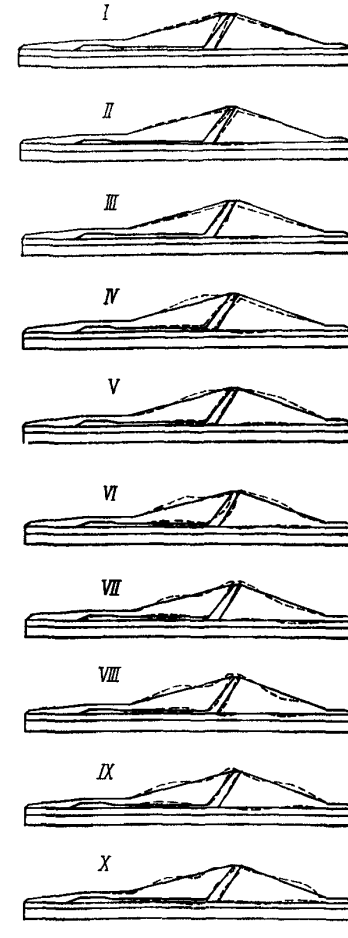

Рис. 35. Формы собственных колебаний плотины I—X.

Таблица 40

Расчетные характеристики грунтов призмы обрушения верхового откоса

№ зоны	$\gamma_{нас}$, т/м³	$\gamma_{взв}$, т/м³	tg φ	C, т/м²
I	2,00	1,00	0,577	0
II	2,04	1,04	0,520	1,5
III	1,83	0,83	0,510	0
IV	1,95	0,95	0,305	1,5

Стройиздат, 1974. 28 с. Была произведена проверка сейсмической устойчивости верхового откоса плотины по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения при значениях ускорений, принимавшихся (до ввода в действие раздела 5 СНиП II-А. 12-69) равными K_c для основания и $1{,}5K_c$ по всей высоте сооружения (первый вариант).

Для расчетных характеристик грунтов одной и той же наиболее опасной поверхности скольжения призмы обрушения верхового откоса (табл. 40) были получены коэффициенты запаса устойчивости:

при первом варианте распределения сейсмических ускорений по глубине основания и по высоте сооружения $k_y = 1{,}04$;

при инерционных нагрузках, вычисленных по МКЭ, когда ускорения направлены вверх и в сторону водохранилища $k_y = 1{,}51$; вниз и вдоль откоса $k_y = 1{,}27$.

При ускорениях, вычисленных с помощью МКЭ, получены более высокие коэффициенты устойчивости по сравнению с их значениями, соответствующими ранее применявшемуся приближенному способу оценки распределения ускорений в основании и в теле сооружения.

Направление сейсмических ускорений вниз вдоль откоса является более неблагоприятным, и ему отвечает наименьшее значение коэффициента устойчивости.

Анализ напряженного состояния и устойчивости структуры несвязных грунтов при сейсмических воздействиях

В рассматриваемом примере при значениях $f = 2{,}53$ гц, $n = 0{,}41$ и $k_\Phi = 10^{-3}$ см/сек получим $B = \frac{\omega k_\Phi}{ng} = \frac{6{,}28 \cdot 2{,}53 \cdot 10^{-3}}{0{,}41 \cdot 10^3} \approx 4 \cdot 10^{-5} \ll 0{,}1$.

Поэтому в расчетах напряженного состояния, обусловленного воздействием статических нагрузок от собственного веса грунта и сейсмических инерционных нагрузок при их невыгоднейшем направлении, отвечающем минимальному коэффициенту запаса устойчивости, водонасыщенный грунт основания и зон плотины ниже депрессионной кривой рассматривался как сплошная однокомпонентная среда, в которой при колебаниях не наблюдается относительного движения компонент.

При расчетах сейсмонапряженного состояния по МКЭ с помощью той же вычислительной программы производилось определение инерционных нагрузок и соответствующих им напряжений по каждой из десяти учитываемых форм собственных колебаний, а затем суммирование составляющих σ_x, σ_y, τ_{xy} по формуле, аналогичной выражению $S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} S_i^2}$ от всех десяти учитываемых форм.

Для зон основания и сооружения из водонасыщенных грунтов вначале определялись полные (тотальные) напряжения, а затем по формуле 83 находились эффективные напряжения и нейтральные давления в предположении отсутствия оттока воды из пор грунта за время действия сейсмической нагрузки. После этого определялись суммарные эффективные напряжения путем простого наложения соответствующих составляющих σ_x, σ_y, τ_{xy} от воздействия статических и $\tilde{\sigma}_y$, $\tilde{\sigma}_x$, $\tilde{\tau}_{xy}$ от воздействия сейсмических инерционных нагрузок.

На рис. 36 представлены линии равных полных динамических напряжений $\tilde{\sigma}_y$, $\tilde{\sigma}_x$ и $\tilde{\tau}_{xy}$ в теле плотины и ее основании от воздействия сейсмических инерционных нагрузок.

Вертикальные нормальные напряжения $\tilde{\sigma}_y$ от действия сейсмических инерционных нагрузок почти по всему расчетному сечению плотины и ее основания имеют знак «минус», т. е. являются сжимающими, за исключе-

нием некоторых точек во втором слое песчаных грунтов основания со стороны верхнего бьефа и относительно небольшой части плотины и ее основания со стороны нижнего бьефа. В этих зонах наблюдаются небольшие (до 1 т/м²) растягивающие напряжения. Максимальные напряжения $\tilde{\sigma}_y$ = =5,85 т/м² наблюдаются в основании сооружения под наклонным ядром (точка 132).

Горизонтальные нормальные напряжения $\tilde{\sigma}_x$ от действия инерционных нагрузок в верховой призме являются сжимающими, а в низовой — растягивающими. Линии нулевых значений напряжений проходят по яд-

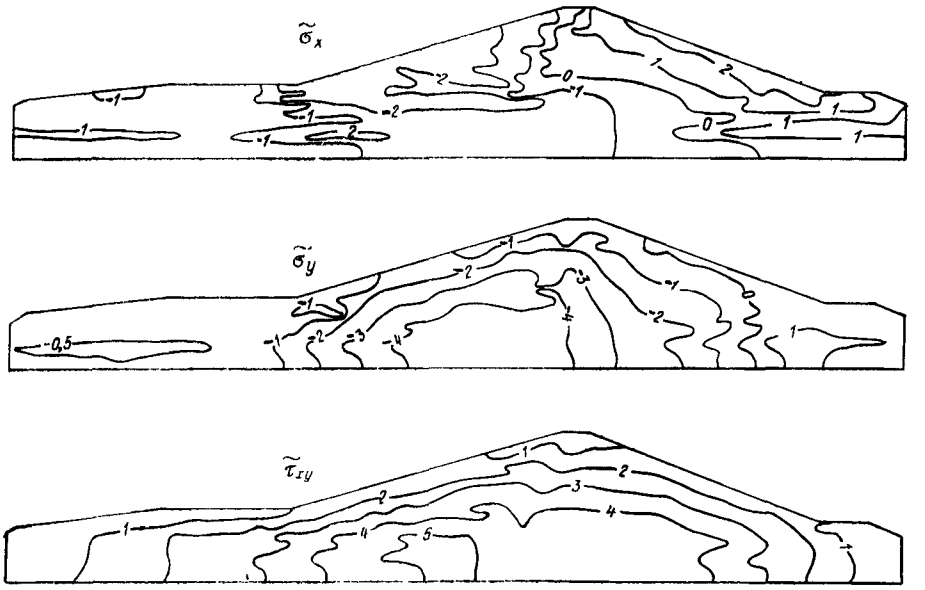

Рис. 36. Линии равных полных динамических напряжений $\tilde{\sigma}_x$, $\tilde{\sigma}_y$ и $\tilde{\tau}_{xy}$ в теле плотины и ее основании от сейсмических инерционных нагрузок.

ру, затем примерно до половины ширины низовой призмы — вдоль депрессионной кривой, после чего пересекают отложения песчаных грунтов основания под углом наклона, приблизительно одинаковым с углом наклона низового откоса к горизонту. В зоне сопряжения ядра с понуром и вдоль понура наблюдается область повышенных напряжений $\tilde{\sigma}_x$, которые в основании под подошвой плотины достигают 4,0 т/м².

Касательные напряжения $\tilde{\tau}_{xy}$ по всему расчетному сечению плотины и основания имеют один знак. Максимальные значения $\tilde{\tau}_{xy}$=5 т/м² наблюдаются в основании плотины под верховой призмой. В зоне верховой призмы и подстилающего основания имеет место сгущение линий равных значений $\tilde{\tau}_{xy}$, а в зоне низовой призмы и подстилающего основания — их разрежение. В районе границы между нижним и верхним слоями песков основания, а также в наклонном ядре и прилегающих зонах верховой упорной призмы отмечаются значительные градиенты касательных напряжений. Кроме того, имеют место концентрация напряжений в нижней части верховой призмы и наклонного ядра в местах его примыкания к понуру (искривление линии равных напряжений τ_{xy}=4 т/м²).

Между линиями полных $\tilde{\sigma}_y$ (рис. 36) и эффективных $\tilde{\sigma}_y^э$ (рис. 37) напряжений от действия сейсмических инерционных нагрузок, вычисленных по формуле 83, имеется большое сходство. В неводонасыщенной части низовой призмы эти линии полностью сохранили свою форму, а в основании и водонасыщенной части профиля плотины они получили более плавное очертание и несколько сместились в сторону верхнего бьефа и вниз по направлению к подошве песчаных слоев основания. Наблюдается также уменьшение размеров областей растягивающих напряжений в основании сооружения со стороны верхнего и нижнего бьефов.

Горизонтальные эффективные напряжения $\tilde{\sigma}_x^э$ (рис. 37) имеют более сложное распределение по сравнению с полными напряжениями $\tilde{\sigma}_x$. В те-

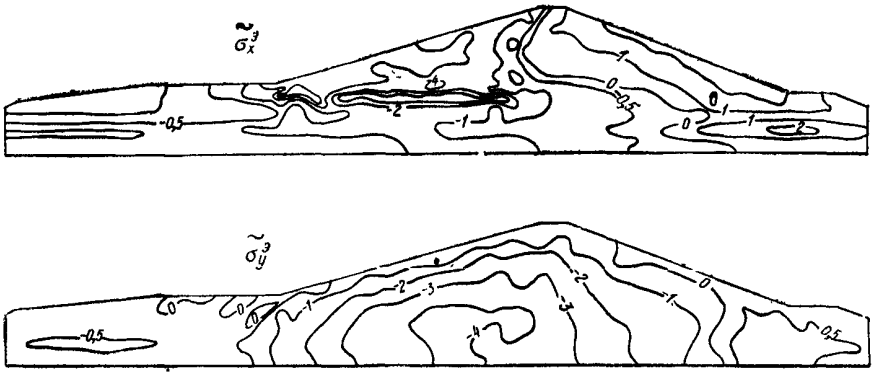

Рис. 37. Линии эффективных динамических напряжений $\tilde{\sigma}_x^э$ и $\tilde{\sigma}_y^э$ в теле плотины и ее основании от сейсмических инерционных нагрузок.

ле низовой призмы и ее основании различия в распределении этих напряжений сравнительно невелики, а в теле верховой призмы и ее основании более значительны. Особенно сложная картина концентрации напряжений наблюдается в зоне наклонного ядра, понура и вблизи подошвы верхового откоса. Самые высокие напряжения $\tilde{\sigma}_x^э$, достигающие 4,0 т/м², имеются в понуре и в зоне контакта с основанием и верховой призмой. Эффективные напряжения $\tilde{\sigma}_x^э$ и $\tilde{\sigma}_y^э$ в верховой призме и ее основании являются сжимающими, а в низовой призме и ее основании — растягивающими.

Касательные напряжения $\tilde{\tau}_{xy}$, полученные путем расчета в системах как полных, так и эффективных напряжений, имеют одинаковое распределение и величину.

Суммарные напряжения $\sigma_y^э$ (рис. 38) от собственного веса плотины и инерционных нагрузок являются всюду сжимающими и достигают максимальной величины $\sigma_y^э = 63$ т/м² на контакте песчаного грунта с глинистыми породами почти на вертикальной оси сооружения. Линии равных напряжений $\sigma_y^э = 60$, 50, 40, 30, 20 и 10 т/м² в теле плотины и ее основании почти параллельны между собой и проходят примерно на одинаковом расстоянии одна от другой. При переходе от верховой к низовой призме имеются значительные градиенты напряжений в наклонном ядре.

Распределение суммарных напряжений $\sigma_x^э$ (рис. 38) имеет более сложный характер и зависит от наличия в теле плотины водоупорных элементов (ядра и понура). Наибольшие напряжения $\sigma_x^э = 30$ т/м² наблюдаются в месте сопряжения наклонного ядра с понуром и прилегающих

к нему зонах основания, а также верховой призмы (от 10 до 20 т/м²). В нижнем песчаном слое напряжения $\sigma_x^э$ достигают 15—19 т/м² по направлению к гребню плотины, а в основании за пределами подошвы откосов напряжения закономерно уменьшаются. В верхней части наклонного ядра и боковых призм (на расстоянии от гребня, равном примерно 1/4 высоты плотины) наблюдается зона ослабленных напряжений $\sigma_x^э$.

Максимальные напряжения τ_{xy} при переходе от системы полных (тоталыных) к системе эффективных напряжений остаются неизменными. На их распределение большое влияние оказывает наличие водоупорных элементов (ядра и понура) в теле плотины, приводящих к концентрации напряжений в этих элементах и в местах сопряжения с основанием.

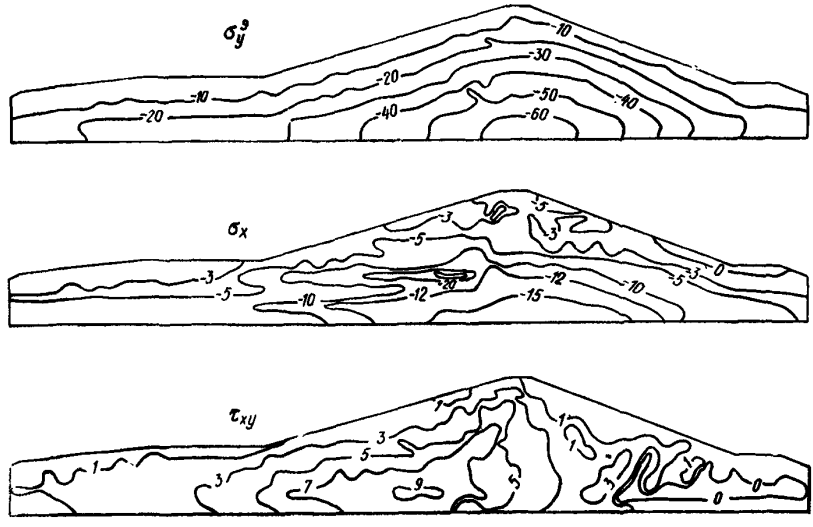

Рис. 38. Линии равных суммарных эффективных напряжений $\sigma_y^э$, $\sigma_x^э$ и τ_{xy} в теле плотины и ее основании от сейсмических инерционных нагрузок и собственного веса грунта.

Почти по всему профилю плотины и в большей части основания напряжения τ_{xy} (рис. 38) имеют знак минус, и только в небольшой части низовой призмы и ее основании (под подошвой низового откоса) — знак плюс.

Максимальная величина касательных напряжений $\tau_{xy}=9{,}4$ т/м² наблюдается в элементе № 29, расположенном в нижнем песчаном слое примерно на середине расстояния между подошвой верхового откоса и вертикальной осью плотины. По направлению от центральной части сечения плотины к ее откосу напряжения τ_{xy} в теле сооружения и его основания закономерно уменьшаются.

Результаты расчета напряженного состояния использовались для постановки экспериментальных исследований и оценки динамической устойчивости структуры грунтов при сейсмических воздействиях.

Опыты проводились на установках одноосного сжатия и простого сдвига в условиях контролируемых напряжений и деформаций, отвечающих их расчетным значениям в различных зонах основания и сооружения. При этом к образцам грунта прикладывались инерционная (создаваемая с помощью грузов) и безынерционная (передаваемая с помощью пружин) нагрузки, которые подбирались таким образом, чтобы получить заданную величину отношения $\tilde{\sigma}/\tilde{\sigma}_{ст}$ при разных ускорениях. В ка-

честве характеристики динамической устойчивости исследуемого песка принималась критическая величина $\tilde{\sigma}/\sigma_{ст}$, при которой начиналось его уплотнение (возникали необратимые деформации).

Обычно при землетрясениях грунты оснований и материалы тела гидросооружений подвергаются воздействию объемных (продольных, поперечных) и поверхностных волн, испытывая при этом деформации растяжения-сжатия и сдвига, а в более сложных случаях — наложение двух указанных видов деформаций. В рассматриваемом примере приближенная оценка динамической устойчивости и виброуплотняемости несвязных грунтов проводилась по одному из двух испытаний, приводящему к наиболее неблагоприятным результатам.

В общем случае такие исследования должны проводиться при более сложных условиях напряженно-деформированного состояния и динамического нагружения, отвечающих условиям работы рассматриваемых элементов грунта в основании и в теле натурного сооружения.

Сопоставление результатов экспериментальных исследований на установке одноосного сжатия и результатов динамического расчета показывает, что проектная плотность скелета грунта в основании и в теле плотины для обеспечения его динамической устойчивости должна быть не менее $\gamma_{мин}=1{,}57$ т/м^3, что отвечает значениям $\tilde{\sigma}/\sigma_{ст}=0{,}26$ при $\sigma_{ст}=0{,}13$ кг/см^2 (узел 246) и $\tilde{\sigma}/\sigma_{ст}=0{,}017$ при $\sigma_{ст}=1{,}2$ кг/см^2 (узел 70).

Определялась зависимость предельных упругих деформаций ε_y (отвечающих началу возникновения остаточных деформаций) от относительной плотности D песчаного грунта при разных значениях статической нагрузки. Было установлено, что при значениях $D \geqslant 0{,}60$—$0{,}65$ исследуемые пески являются динамически устойчивыми.

В тех случаях, когда динамическая устойчивость структуры водонасыщенных грунтов и местных материалов является необеспеченной, должна производиться оценка возможности возникновения их необратимых деформаций и соответствующего повышения порового давления в определенных допустимых пределах, не приводящего к значительному снижению прочности и, тем более, к разжижению грунта.

Расчет величины избыточного порового давления выполняется с использованием экспериментальной зависимости скоростей необратимых объемных деформаций $\dot{\varepsilon}_0$ от плотности грунта γ при разных значениях $\tilde{\sigma}/\sigma_{ст}$.

Пример расчета плотины на сейсмическое воздействие, заданное акселерограммой землетрясения

Был произведен расчет плотины Нурекской ГЭС на сейсмическое воздействие, заданное горизонтальной по направлению С-Ю и вертикальной компонентами акселерограммы землетрясения Эль-Центро 18 мая 1940 г.

Плотина имеет высоту от наинизшей точки каньона 296 м и длину по гребню более 700 м. Она включает в себя водонепроницаемое ядро из суглинка и боковые упорные призмы из гравийно-галечникового материала. Между ядром и боковыми призмами имеются переходные зоны с обратным фильтром. На откосах устраивается пригрузка из рваного камня, толщина которой возрастает по направлению от гребня к основанию на верховом откосе от 20 до 40 м и на низовом от 5 до 10 м. Расчетные характеристики материала плотины приведены в табл. 41.

По данным детального сейсмического районирования участок строительства имеет сейсмичность 9 баллов. В результате расчета по МКЭ были определены первые десять частот и форм собственных колебаний,

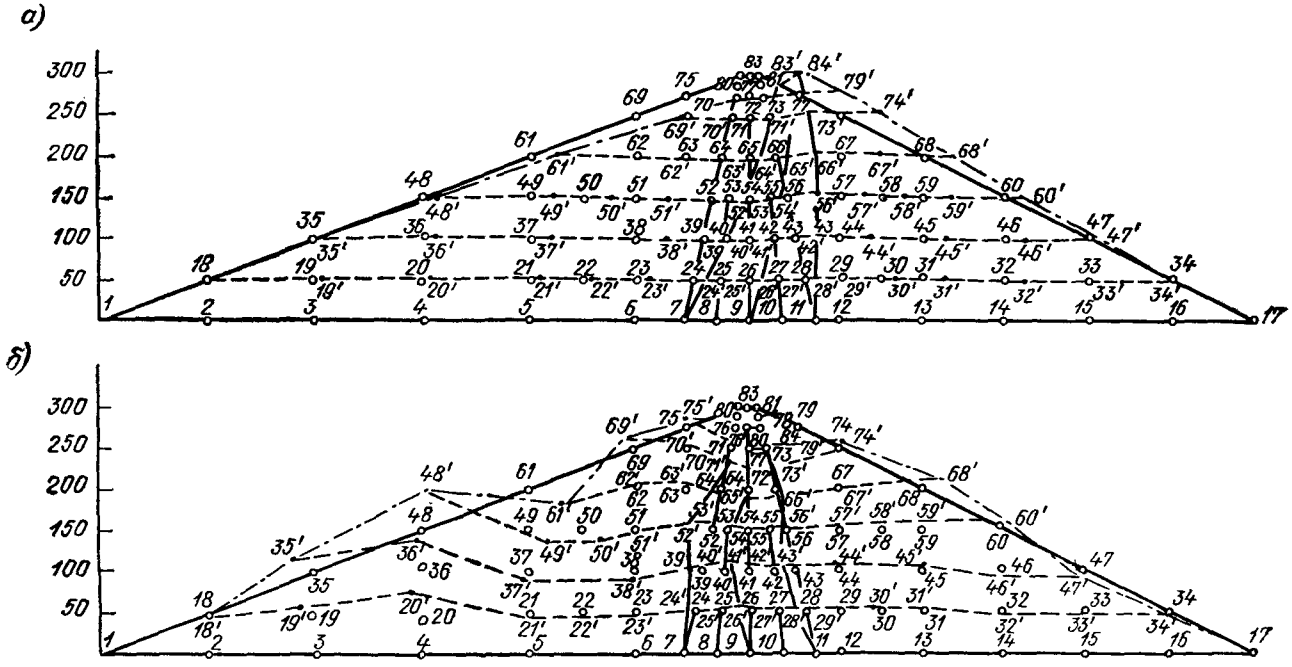

Рис. 39. Первая (*а*) и десятая (*б*) формы собственных колебаний плотины, полученные по методу конечных элементов.

Таблица 41

Характеристики материала плотины

Элемент плотины	Удельный вес, т/м³	Объемный вес, т/м³			Коэффициент Пуассона μ	Модуль упругости E, кг/см²	Коэффициент затухания в долях от критического	Угол внутреннего трения φ, град	Сцепление c, кг/см²
		$\gamma_{сух}$	$\gamma_{нас}$	γ					
Ядро из суглинка . . .	2,72	1,71	2,12	2,04	0,4	350	0,2	24	0,14
Упорные призмы из гравийно-галечникового материала . . .	2,72	2,23	2,40	2,15	0,2	950	0,2	35	—
Пригрузка из рваного камня	2,69	1,86	2,16	2,05	0,2	950	0,2	40	—

изменение во времени перемещений $u(t)$, ускорений $\ddot{u}(t)$, а также нормальных $\sigma_x(t)$, $\sigma_y(t)$ и касательных $\tau_{xy}(t)$ напряжений.

В табл. 42 приведены первые десять частот собственных колебаний, найденных по методам «сдвигового клина» и конечных элементов.

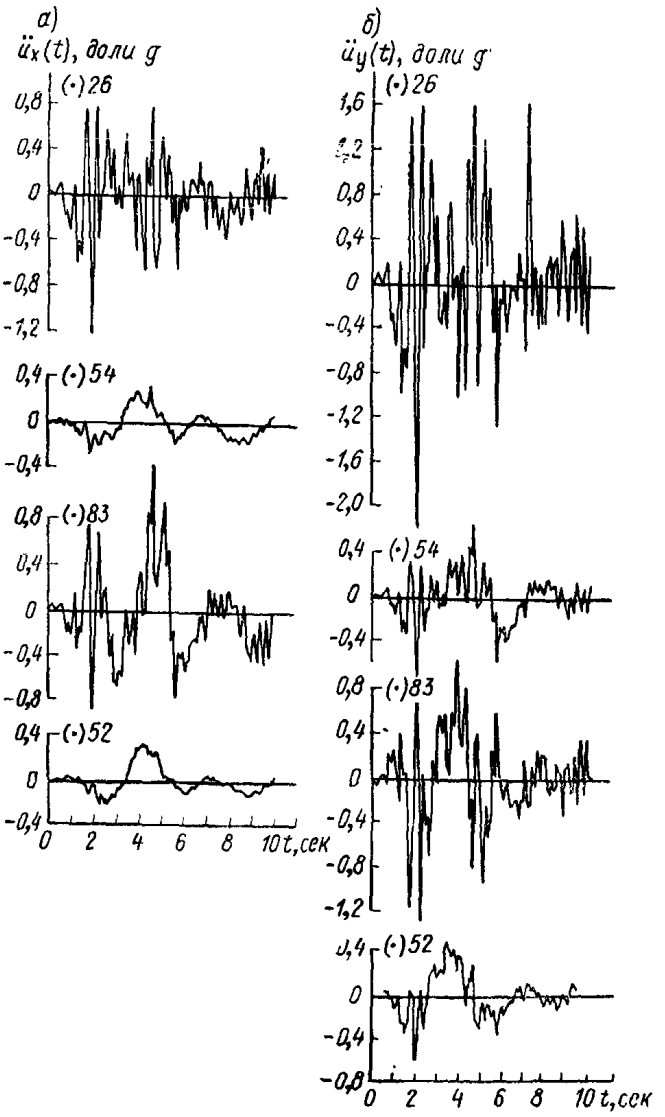

Рис. 40. Изменение во времени (*а*) горизонтальной $\ddot{u}_x(t)$ и (*б*) вертикальной $\ddot{u}_y(t)$ составляющих ускорения в точках *26, 52, 54* и *83* плотины.

Таблица 42

Частоты собственных колебаний

Способ определения	Собственная частота ω_i, рад/сек									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Метод конечных элементов (МКЭ)	0,848	1,207	1,484	1,546	1,806	1,894	2,150	2,220	2,352	2,530
Метод „сдвигового клина" при $E_{ср}$=870 кг/см²	1,03	2,37	3,72	5,07	6,41	7,80	9,10	10,5	11,8	13,2

Из табл. 42 видно, что по МКЭ получаются более низкие значения и более плотный спектр частот собственных колебаний (собственные частоты 10 и 1 тонов отличаются всего в 3 раза), чем по методу «сдвигового клина». Частоты собственных колебаний плотины (0,14—0,40 гц) находятся в низкочастотной части диапазона сейсмических колебаний грунтов при землетрясениях, изменяющегося примерно от 0,2—0,3 до

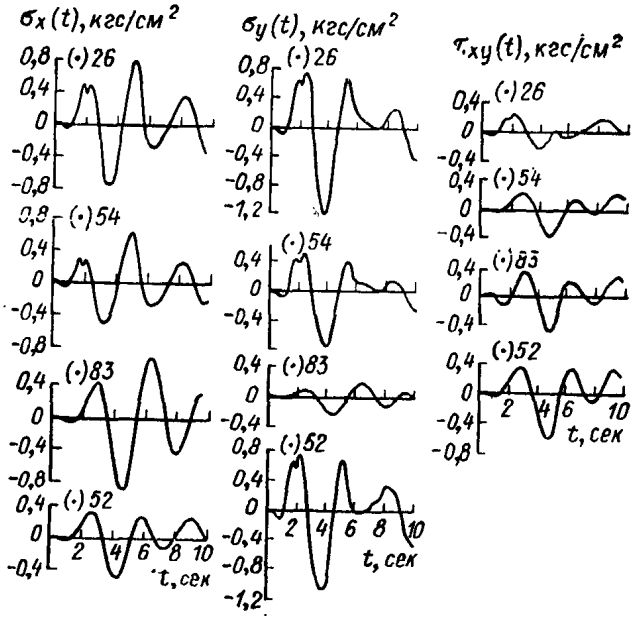

Рис. 41. Изменение во времени напряжений $\tilde{\sigma}_x(t)$, $\tilde{\sigma}_y(t)$ и $\tilde{\tau}_{xy}(t)$ в точках *26*, *52*, *54* и *83* плотины.

10 гц. В случае совпадения этих частот возможно возникновение резонансных явлений в плотине при землетрясениях. На рис. 39 показаны 1 и 10 формы собственных колебаний плотины, на рис. 40 — графики изменения во времени горизонтальных $\ddot{u}_x(t)$ и вертикальных $\ddot{u}_y(t)$ ускорений, а на рис. 41 — нормальных $\sigma_x(t)$, $\sigma_y(t)$ и касательных $\tau_{xy}(t)$ напряжений в точках *26*, *52*, *54* и *83* плотины для первых десяти секунд от начала землетрясения.

Аналогичные графики могут быть получены для любых других узловых точек.

Было установлено, что учет вертикальной составляющей сейсмических колебаний основания почти не оказывает влияния на горизонтальную компоненту, а определяет только вертикальную компоненту сейсмических ускорений сооружения, которая имеет более высокочастотный

спектр, чем горизонтальная. Ускорения по высоте сооружения резко меняются: например в точке *26*, вблизи подошвы сооружения, горизонтальные ускорения равняются $1{,}3g$, т. е. почти в 4 раза превышают ускорения основания; в точке *54* на уровне середины плотины они падают до $0{,}3g$ и на гребне плотины вновь возрастают до $1{,}2g$. Аналогичный характер имеет также изменение вертикальной компоненты ускорений по высоте плотины.

Кроме того, в каждой из рассматриваемых точек ускорения меняются и во времени, что создает большие трудности для анализа устойчивости сооружения.

Напряжения в разных точках поперечного сечения плотины достигают своих экспериментальных значений неодновременно. Сдвигающие напряжения по ширине плотины имеют значительные отклонения от постоянного значения, принимаемого при расчете сейсмостойкости этих сооружений по методу сдвигового клина.

Результаты расчета гидросооружений на статическую нагрузку и сейсмическое воздействие, заданное акселерограммой землетрясения, используются для постановки экспериментальных исследований с целью проверки динамической устойчивости структуры водонасыщенных несвязных грунтов, определения величины полных и остаточных деформаций грунта в разных точках сооружения, оценки суммарной величины остаточных деформаций плотины и т. п.

ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЕТ НЕОБРАТИМЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОТКОСОВ ИЗ НЕОБВОДНЕННЫХ ГРУНТОВ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

При ненормативном расчете гидросооружений из грунтовых материалов на сейсмическое воздействие, заданное акселерограммой землетрясения, допускается возможность возникновения их необратимых деформаций при условии, что эти деформации не представляют опасности для прочности и устойчивости плотины, не нарушают ее функций как водоудерживающего сооружения, могут быть учтены расчетом и ликвидированы путем ремонта после землетрясения.

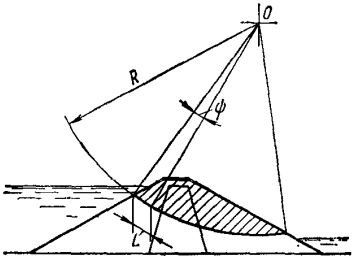

Рис. 42. Расчетная схема к определению перемещения отсека обрушения по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Для приближенного расчета необратимых деформаций откосов из необводненных грунтов при землетрясениях могут быть использованы две приводимые ниже методики.

Вычисление необратимых деформаций откосов производится в предположении, что основание совершает горизонтальные колебания с ускорениями, изменяющимися во времени по закону $g\ddot{x}(t)$, где g — ускорение силы тяжести. В качестве функции $\ddot{x}(t)$ могут быть приняты акселерограмма расчетного землетрясения, синусоида с амплитудой $\ddot{x}_{\text{макс}}$, равной максимальному ускорению для данной балльности и периодом, равным периоду основного тона собственных колебаний сооружения, последовательность импульсов ускорения и т. п.

Расчет необратимых деформаций откосов при сдвиге по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

Приближенное определение необратимых деформаций сейсмически неустойчивой части откоса (отсека обрушения), имеющего коэффициент запаса с учетом сейсмического воздействия меньше единицы, произво-

дится в предположении, что отсек обрушения смещается по круглоцилиндрической поверхности скольжения, для которой получен наименьший коэффициент запаса устойчивости. В результате расчета определяется величина вызванного землетрясением перемещения отсека обрушения, характеризуемая углом поворота Ψ или длиной дуги $L=\Psi R$, где R — радиус круглоцилиндрической поверхности (рис. 42). Производится предварительная обработка расчетной акселерограммы $\ddot{x}(t)$, на которой проводятся горизонтальные прямые $\ddot{x}=n$ для нескольких значений n от $n=0$ до $n=\ddot{x}_{\text{макс}}$ (рис. 43,*а*), измеряется высота w_j и продолжительность τ_j каждого пика ускорения, выходящего за линию $\ddot{x}=n$ (рис. 43, *б*), и вычисляется сумма

$$\Sigma=\sum_{j=2}^{S} w_j\tau_j^2, \qquad 86$$

где S — общее число пиков, выходящих за линию $\ddot{x}=n$.

Полученные значения Σ в зависимости от n наносятся на график.

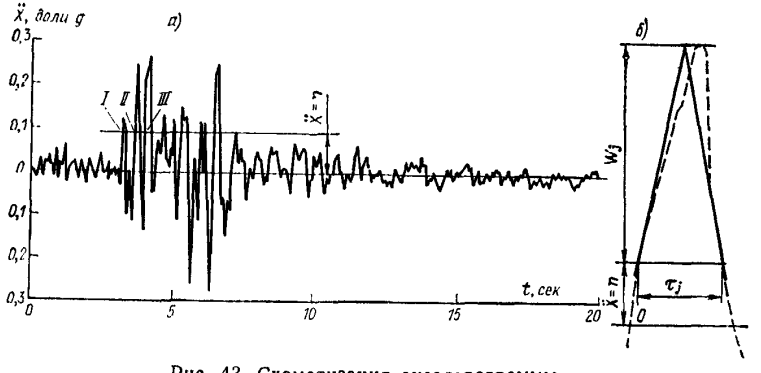

Рис. 43. Схематизация акселерограммы

а — акселерограмма реального землетрясения (Юрека, Калифорния, 21/12, 1954 г., N 79°E); *б* — расчетный пик ускорения.

Для каждой акселерограммы можно построить две такие кривые — по верхней и нижней ее частям, что соответствует разной ориентации откоса относительно эпицентра землетрясения. Перед обработкой следует проверить и при необходимости откорректировать положение нулевой линии акселерограммы, исходя из условия, чтобы площади, ограниченные верхней и нижней частями записи и нулевой линией, были равны между собой (в этом случае скорость основания в момент окончания землетрясения будет равна нулю). Если имеются данные оцифровки акселерограммы, т. е. таблица значений ускорения с постоянными шагом по времени, то корректировка проводится следующим образом: алгебраически складываются все значения в таблице и сумма делится на число этих значений. Полученное число представляет собой величину, на которую смещается нулевая линия параллельно самой себе (в том же масштабе, в котором построена акселерограмма). Знак этой величины показывает, в какую сторону осуществляется смещение: плюс — в сторону, соответствующую положительным значениям в таблице, и наоборот.

Угол поворота Ψ определяется по формуле

$$\psi=a\Sigma_n, \qquad 87$$

в которой сомножители a и Σ_n вычисляются следующим образом. Для вычисления a вводится система координат $x0_1y$ (рис. 44). Функция $S^*(y)$,

изображенная в правой части чертежа — это эпюра распределения сейсмических ускорений по высоте плотины. Координаты центра круглоцилиндрической поверхности скольжения — x_0y_0. Отсек обрушения разбивается, как обычно, на вертикальные столбики. Если в пределах одного столбика грунты имеют различные свойства, то каждый столбик разбивается на более мелкие однородные элементы. Один из таких элементов на рис. 44 заштрихован. Координаты его центра тяжести x_i, y_i; вес $Q_i=\gamma_i F_i$, где F_i — площадь элемента, а γ_i — объемный вес грунта. Если элемент лежит ниже кривой депрессии, то объемный вес грунта принимается равным $\gamma_{\text{насыщ}}$. Сомножитель a в формуле 87 равен

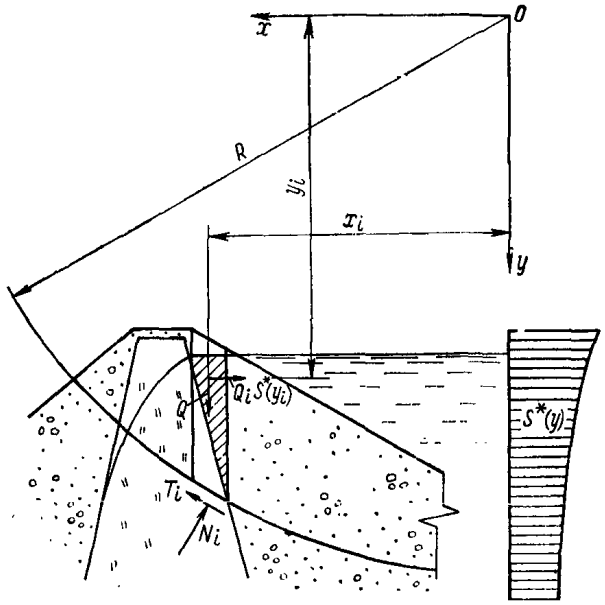

Рис. 44. Расчетная схема к определению угла поворота отсека обрушения.

$$a=\frac{1}{2I_0}M_c, \qquad 88$$

где I_0 — момент инерции отсека обрушения относительно оси, проходящей через точку O; M_c — коэффициент, имеющий размерность момента и зависящий от расположения масс в сооружении и от закона $S^*(y)$ распределения ускорений по его высоте.

Момент инерции I_0 равен сумме моментов инерции I_{oi} всех элементов.

$$I_{0i}=\frac{1}{g}Q_i[(x_i-x_0)^2+(y_i-y_0)^2], \qquad 89$$

где g — ускорение силы тяжести.

Коэффициент M_c равен сумме коэффициентов M_{ci} для всех элементов:

$$M_{ci}=Q_iS^*(y_i)(y_i-y_0), \qquad 90$$

где $S^*(y_i)$ — значение функции $S^*(y)$ на высоте $y=y_i$ (рис. 44).

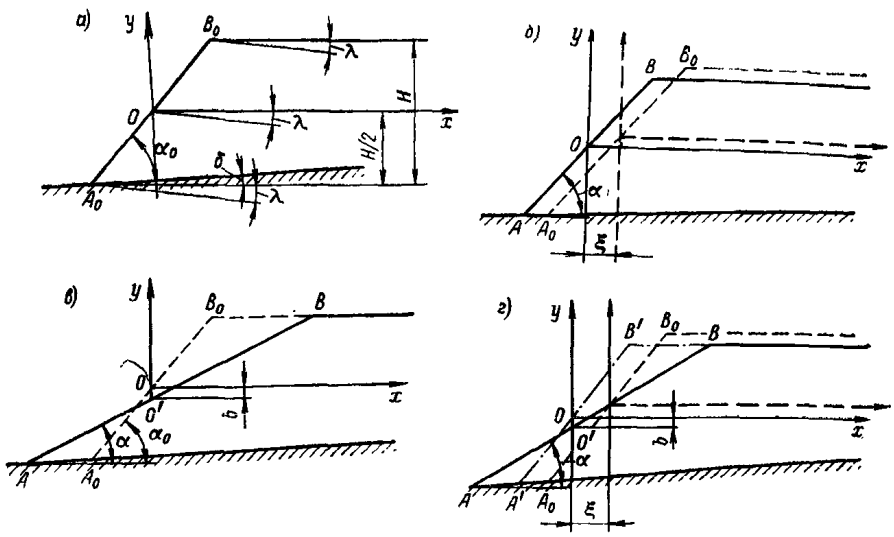

Рис. 45. Изменения профиля насыпи из несвязного грунта на наклонном жестком основании

а — расчетная схема; *б* — перемещение насыпи, как целого по основанию; *в* — „уполаживание" откоса; *г* — перемещение насыпи с одновременным „уполаживанием" откоса.

Сомножитель Σ_n в формуле 87 определяется по графику, изображающему зависимость Σ от n.

Значение n, для которого берется Σ_n, равно

$$n = \frac{1}{M_c}(M_{уд} - M_{сдв}), \qquad 91$$

где M_c — имеет то же значение, что и в формуле 88; $M_{уд}$ — сумма моментов удерживающих (пассивных) сил; $M_{сдв}$ — сумма моментов сдвигающих (активных) сил (собственного веса, фильтрационного давления и др.), без учета сейсмических инерционных сил; $M_{уд}$ и $M_{сдв}$ вычисляются так же, как и при расчете статической устойчивости откоса.

Расчет необратимых деформаций насыпей из несвязных грунтов

Приближенный расчет необратимых деформаций насыпей из сухого, несвязного, однородного грунта, возникающих вследствие перемещения частиц грунта под действием инерционных сейсмических сил, производится на ЭВМ по методике и специальным программам, разработанным во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Методика разработана для насыпей трапецеидального профиля в предположении, что измененный профиль насыпи после землетрясения сохраняет трапецеидальную форму. Ниже приведены некоторые расчетные схемы и виды необратимых изменений профиля, вызываемых землетрясением.

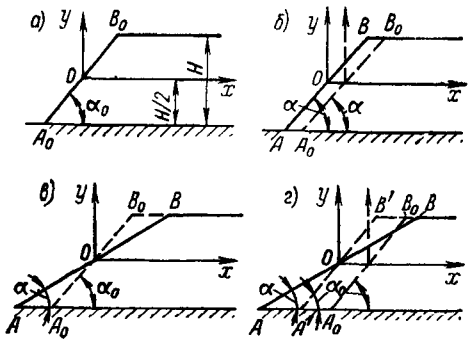

Рис. 46. Изменения профиля насыпи на жестком горизонтальном основании

а—расчетная схема; *б*—перемещение насыпи, как целого, по основанию; *в*—„уполаживание" откоса; *г*—перемещение насыпи с одновременным „уполаживанием" откоса.

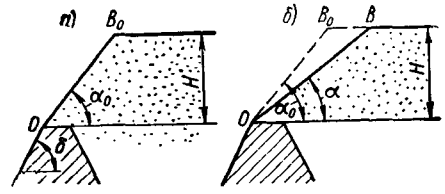

Рис. 47. Изменение профиля откоса, ограниченного снизу подпорной стенкой

а—расчетная схема; *б*—„уполаживание" откоса.

Расчетная схема насыпи на жестком наклонном основании показана на рис. 45, *а*. Верхняя плоскость насыпи наклонена к горизонту под углом λ, основание — под углом $\delta+\lambda$. Предполагается, что насыпь продолжается до пересечения верхней плоскости с основанием. До начала землетрясения угол наклона откоса к горизонту равен $\alpha_0+\lambda$. Начало системы координат $x0y$ располагается на середине откоса, ось $0x$ параллельна верхней плоскости.

При землетрясении возможны 3 типа необратимых перемещений.

1. Смещения насыпи по основанию, как целого, на величину ξ без изменения ее профиля (рис. 45, *б*). Система координат перемещается вместе с насыпью.

2. Уменьшение угла наклона («уполаживание») откоса без перемещения насыпи как целого. При этом система координат $x0y$ неподвижна, новая линия откоса AB проходит через точку $0'$ на оси $0y$ с координатой $y=-b$ и наклонена под углом α к горизонту (рис. 45, *в*).

3. Комбинация двух предыдущих типов перемещений (рис. 45, *г*). Таким образом, при данной расчетной схеме для построения профиля на-

сыпи после землетрясения необходимо определить три величины: смещение ξ, угол наклона откоса α и координату y — $-b$ точки $0'$.

Расчетная схема (рис. 46, *а*) является частным случаем предыдущей при $\delta=\lambda=0$ (предполагается, что насыпь неограниченно простирается вправо).

Рассматриваются три типа перемещений, вызываемых землетрясением (рис. 46, *б*, *в*, *г*). Единственным отличием данной расчетной схемы от предыдущей является то, что линия откоса всегда проходит через начало координат O.

Расчетная схема откоса, ограниченного снизу подпорной стенкой, показана на рис. 47. До начала землетрясения линия откоса наклонена к горизонту под углом α_0. Насыпь предполагается неограниченно простирающейся вправо. Роль подпорной стенки может играть, например, вписанный в откос банкет из грунта с углом внутреннего трения φ_1, если $\varphi_1 \geqslant \geqslant \delta + \operatorname{arctg} \ddot{x}_{\text{макс}}$, где δ — угол наклона передней грани подпорной стенки; $\ddot{x}_{\text{макс}}$ — максимальное ускорение основания.

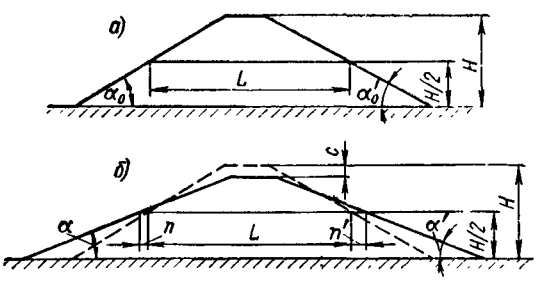

Рис. 48. Изменения профиля трапецеидальной насыпи с обоими свободными откосами

а — расчетная схема; *б* — осадка гребня с одновременным „уполаживанием" откосов.

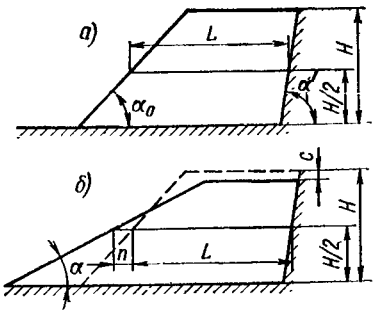

Рис. 49. Изменение профиля трапецеидальной насыпи с одним свободным откосом

а — расчетная схема; *б* — осадка гребня с одновременным „уполаживанием" откоса.

Эта расчетная схема применима, если $\delta \geqslant \alpha_0$. При выполнении обратного неравенства следует пользоваться схемой 46, *а*. Кроме того, предполагается, что $\ddot{x}_{\text{макс}} \leqslant \operatorname{tg} \varphi$.

При землетрясении происходит «уполаживание» откоса до угла наклона α, причем линия откоса все время проходит через точку O — край подпорной стенки (рис. 47). Таким образом, для построения профиля насыпи после землетрясения необходимо вычислить новый угол наклона откоса α.

Расчетная схема насыпи трапецеидального профиля изображена на рис. 48. До начала землетрясения насыпь имеет высоту H, длину средней линии профиля L (ширина насыпи на половине высоты откоса), углы наклона откосов α_0 и α_0'.

Предполагается, что максимальное ускорение основания $\ddot{x}_{\text{макс}} \leqslant \operatorname{tg} \varphi$ (φ — угол внутреннего трения грунта).

При землетрясении профиль претерпевает следующие изменения (рис. 48): а) происходит осадка гребня на величину c; б) увеличивается ширина профиля в сторону каждого из откосов на длину n и n' соответственно; в) «уполаживаются» откосы до углов α и α' соответственно. Таким образом, для определения профиля насыпи после землетрясения необходимо вычислить величины c, n, n', α, α'.

Расчетная схема насыпи трапецеидального профиля, расположенной возле жесткой стенки, показана на рис. 49. До начала землетрясения

насыпь имеет высоту H, длину средней линии L, угол наклона откоса α_0, угол наклона жесткой стенки α'. Роль такой стенки может играть, например, массивное ядро из связного грунта, разделяющее тело плотины на две части; его деформацией при землетрясении можно в первом приближении пренебречь.

При землетрясении профиль претерпевает следующие изменения (рис. 49): а) происходит осадка гребня насыпи на величину c; б) увеличивается ширина насыпи на величину n; в) уменьшается угол наклона откоса до значения α. Таким образом, для нахождения профиля насыпи после землетрясения необходимо определить величины c, n и α.

Примеры расчета

Численные расчеты показывают, что при одном и том же законе изменения ускорения основания $\ddot{x}(t)$ профиль насыпи изменяется тем медленнее, чем выше насыпь. Если ускорение изменяется по периодическому закону, то профиль насыпи изменяется тем медленнее, чем меньше период колебаний. Кроме того, при периодическом законе ускорения можно произвести расчет для одного значения периода T^* и одной высоты насыпи H, и на основании этого расчета вычислять деформации профиля при любых значениях T^* и H.

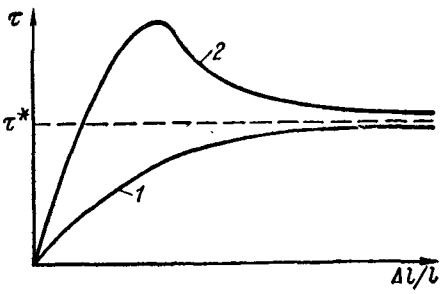

Рис. 50. Зависимость сопротивления сдвигу несвязного грунта от относительной деформации.

При расчете следует принимать угол внутреннего трения грунта φ равным его установившемуся значению φ^*. На рис. 50 показана зависимость между сопротивлением сдвигу τ и относительным смещением в плоскости сдвига $\Delta l/l$ (при постоянном нормальном давлении σ). Установившееся значение $\varphi^* = \operatorname{arctg} \tau^*/\sigma$ отвечает предельному сопротивлению сдвигу при испытаниях рыхлого грунта (кривая *1*), либо сопротивлению сдвигу плотного грунта (кривая *2*) при больших значениях относительной деформации (порядка 15—20%). Этому же значению φ^* равен угол естественного откоса, полученный путем медленной отсыпки грунта на горизонтальную плоскость.

Ниже приведены результаты расчетов необратимых деформаций профилей насыпей, соответствующих расчетным схемам, показанным на рис. 46, 47 и 49. Предполагалось, что насыпи сложены из грунта с углом внутреннего трения $\varphi = 30°$. При расчетах вводится безразмерное время

$$\tau = 7{,}672 \frac{t}{\sqrt{H}}, \qquad 92$$

где t — время, сек; H — высота насыпи, м (в расчетных схемах на рис. 48 и 49 — начальная высота).

Расчеты произведены для случая, когда ускорение основания в долях g изменяется, согласно закону:

$$\ddot{x}(t) = A \sin \frac{2\pi}{T} \tau, \qquad 93$$

где T — безразмерный период:

$$T = 7{,}672 \frac{T^*}{\sqrt{H}}. \qquad 94$$

Здесь T^* — период колебаний, сек. Использование безразмерного периода позволяет одновременно учесть в расчете и изменение высоты насыпи, и изменение периода колебаний.

Расчет по схеме рис. 46 произведен для откоса с начальным углом наклона $\alpha_0=30°$. Максимальное ускорение $A=0{,}5$; безразмерный период $T=1$. Предполагается, что угол трения грунта по основанию $\varphi_1=\varphi=30°$. В этом случае $A<\operatorname{tg}\varphi_1$, и поэтому реализуется второй тип необратимых деформаций (рис. 46, *б*), т. е. происходит «уполаживание» откоса.

На рис. 51 показано изменение угла откоса α в зависимости от безразмерного времени τ. Угол откоса асимптотически стремится к предельному значению $\alpha_*=\varphi-\operatorname{arctg}A=3°30'$. С помощью этой кривой можно определить «уполаживание» откоса из грунта с тем же углом внутреннего трения φ при любом начальном угле α_0, большем, чем α_*, и любой высоте насыпи H, если основание совершает синусоидальные колебания с тем же максимальным ускорением A и любым периодом T_1* в течение времени t_1. Для этого необходимо:

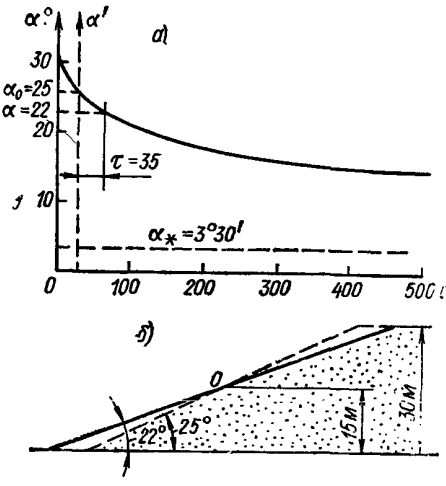

Рис. 51. Пример расчета „уполаживания" откоса насыпи на горизонтальном основании

а—эталонная кривая ($\alpha_0=\varphi=30°$; $\ddot{X}=0{,}5\sin 2\pi t$); *б*—расчетное изменение профиля насыпи.

а) сместить оси координат вправо так, чтобы начальный угол α_0 оказался на оси ординат;

б) вычислить безразмерное время τ_1 и безразмерный период T_1 по формулам 92 и 94 соответственно, подставив в них t_1, H_1 и T_1*;

в) отложить вправо от новой оси ординат расчетный интервал времени

$$\tau=\frac{T_1}{T}\tau_1. \qquad 95$$

Полученное при этом значение угла и будет искомым углом откоса. Ниже приведен пример определения угла α.

Пример. Определить угол α при следующих данных (рис. 51, *б*): начальный угол откоса $\alpha_0=25°$; высота насыпи $H_1=25$ м; угол внутреннего трения грунта $\varphi=30°$; максимальное ускорение $A=0{,}5$; период колебаний T_1*$=0{,}5$ сек; продолжительность колебаний $t_1=30$ сек.

Начальный профиль насыпи изображен на рис. 51, *б* пунктиром.

Новое положение оси ординат изображено пунктиром на рис. 51, *а*.

Безразмерное время

$$\tau_1=7{,}672\frac{t_1}{\sqrt{H_1}}=7{,}672\frac{30}{\sqrt{25}}=46.$$

Безразмерный период

$$T_1=7{,}672\frac{T^*}{\sqrt{H_1}}=7{,}672\frac{0{,}5}{\sqrt{25}}=0{,}762.$$

Расчетный интервал

$$\tau=\frac{T_1}{T}\tau_1=\frac{0{,}762}{1}46=35.$$

На рис. 51, *а* расчетный интервал отложен вправо от нового положения оси ординат, и при этом получено значение $\alpha=22°$. Новый профиль откоса показан на рис. 51, *б* сплошной чертой.

Построив кривую, подобную рис. 51, *а*, при другом значении A или вообще при любом периодическом законе движения основания, можно аналогичным образом рассчитывать «уполаживание» при любом начальном угле откоса и любом периоде колебаний, если время колебаний t_1 больше одного периода.

Расчет по схеме рис. 47 произведен при тех же условиях, что и по схеме рис. 46: начальный угол откоса $\alpha_0=\varphi=30°$, ускорение основания изменяется по синусоидальному закону с амплитудой A и безразмерным периодом $T=1$.

Изменение угла наклона откоса показано на рис. 52, *а*. Угол α асимптотически стремится к указанному значению $\alpha_*=3°30'$. С помощью

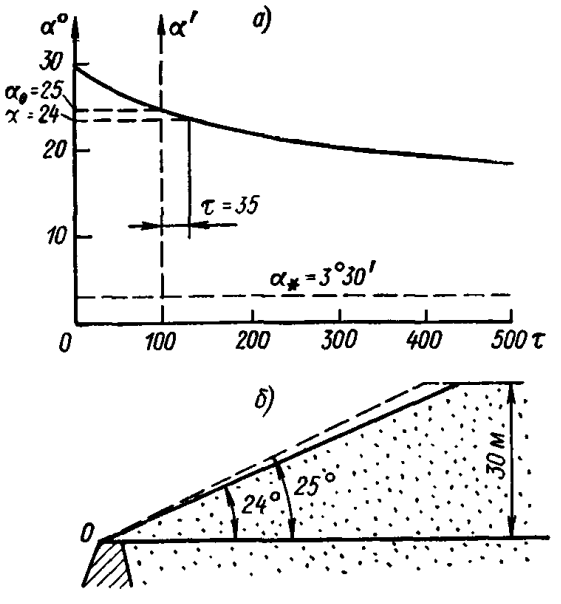

Рис. 52. Пример расчета „уполаживания" откоса, ограниченного снизу подпорной стенкой

а—эталонная кривая ($\alpha_0=\varphi=30°$; $\ddot{X}=0{,}5\sin 2\pi t$); *б*—расчетное изменение профиля насыпи.

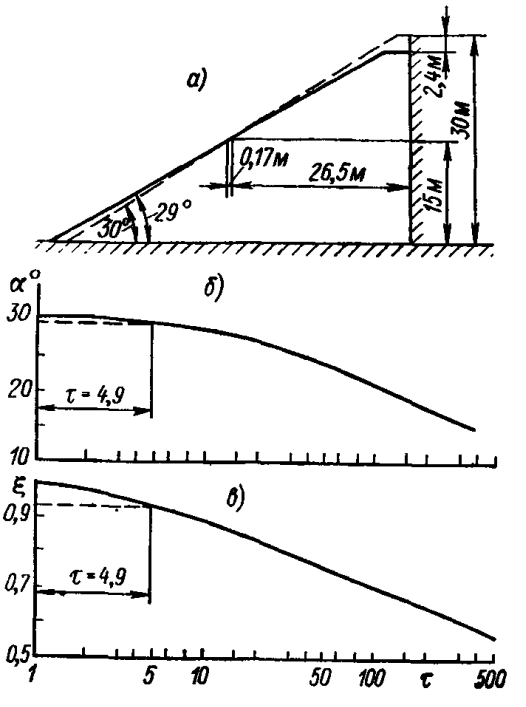

Рис. 53. Пример расчета изменения профиля трапецеидальной насыпи с одним свободным откосом

а—размеры профиля до и после землетрясения; *б*—эталонная кривая для расчета „уполаживания" откоса; *в*—эталонная кривая для расчета относительной осадки гребня.

этой кривой можно, как и выше, рассчитать «уполаживание» при любых значениях начального угла α_0, высоты насыпи H_1 и периода T_1.

Пример. Рассчитать уполаживание откоса при тех же данных, что и в предыдущем примере.

Первоначальный профиль откоса изображен на рис. 52, *б* пунктиром. Проделав все расчеты и построения, аналогичные описанным в предыдущем примере, получим угол $\alpha=24°$. Новый профиль насыпи показан на рис. 52, *б* сплошной линией.

Расчет по схеме рис. 53 произведен для насыпи с начальным углом откоса $\alpha_0=\varphi=30°$ и отношением начальной ширины профиля к начальной высоте $\Lambda=L/H=0{,}885$. Откос расположен возле жесткой стенки с углом наклона $\alpha'=90°$. Ускорение основания изменяется согласно формуле 93, где $A=0{,}5$; $T=1$.

На рис. 53, *а* пунктиром изображена начальная форма насыпи. На рис. 53, *б* в полулогарифмическом масштабе дано изменение угла откоса в зависимости от безразмерного времени. На рис. 53, *в* в таком же масштабе приведено изменение параметра ξ, с помощью которого определяется осадка гребня c и увеличение ширины профиля n по следующим формулам:

$$c=H(1-\xi); \qquad 96$$

$$n=\frac{c}{2\xi}[2\Lambda-(\operatorname{ctg}\alpha-\operatorname{ctg}\alpha')\xi]. \qquad 97$$

Приложение 7

УЧЕТ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ В РАСЧЕТАХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

Основной задачей расчета обделок гидротехнических туннелей на сейсмические воздействия является проверка прочности конструкций с целью предупреждения обрушений обделки. Сейсмические воздействия учитываются при особых сочетаниях нагрузок. С их учетом конструкция рассчитывается по первой группе предельных состояний, по которой нарушается прочность обделки. Расчет обделок по второй группе предельных состояний на трещиностойкость и по раскрытию трещин при учете сейсмических воздействий не производится.

В расчетах гидротехнических туннелей на сейсмические воздействия допускается возникновение сейсмических остаточных деформаций (трещин, сколов, смещений), не приводящих к обрушению и вывалу элементов обделки.

Расчет гидротехнических туннелей производится на сейсмическое воздействие, направленное перпендикулярно продольной оси туннеля. Сейсмические силы, направленные вдоль продольной оси туннеля, рекомендуется учитывать конструктивными мероприятиями — устройством сейсмических деформационных швов по длине туннеля.

При оценке сейсмических воздействий рассматриваются следующие виды сейсмических нагрузок:

а) инерционные:

от собственного веса обделки,

от веса породного свода обрушения,

от веса воды, заполняющей туннель.

б) неинерционные:

сейсмическое горное давление (т. е. контактные напряжения на внешнем контуре обделки), вызванное изменением напряженного состояния горного массива при прохождении в нем сейсмических волн;

нагрузки от внутреннего напора воды в туннеле.

Ввиду того, что инерционные нагрузки по времени действия не совпадают с неинерционными сейсмическими нагрузками, они входят в особые сочетания раздельно. Сейсмическая инерционная нагрузка от собственного веса элемента обделки определяется из условия $\beta_i \cdot \eta_{ik} = 1$, т. е. по формуле

$$S_k = Q_k K_c, \qquad 98$$

где $Q_к$ — вес элемента в точке k; K_c — коэффициент сейсмичности.

Коэффициент сейсмичности для подземных сооружений, располагаемых на глубинах до 100 м, уменьшается линейно от его нормативного значения до $0{,}5\,K_c$ и сохраняет его значение при глубинах заложения свыше 100 м.

Инерционная нагрузка от веса породного свода обрушения определяется по формулам:

вертикальная составляющая

$$q_c^в = K_c q^в, \qquad 99$$

горизонтальная составляющая

$$q_c^г = 2K_c q^г \operatorname{tg}\varphi, \qquad 100$$

где $q^в$ и $q^г$ — вертикальное и горизонтальное горное давление, определяемое без учета сейсмических воздействий; φ — угол внутреннего трения породы.

При одновременном учете вертикальной и горизонтальной составляющих сейсмических сил формулы 99 и 100 умножаются соответственно на $\sin\alpha$ и $\cos\alpha$, где α — угол между вектором сейсмического воздействия и горизонталью.

Сейсмическое инерционное давление от веса воды в туннеле определяется согласно п. 5.25 СНиП II-А. 12-69 по формуле:

$$P_в^и = K_с \gamma_в h D \Psi, \qquad 101$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды; h — высота стояния воды в туннеле; D, ψ — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. 43 и 43, *а*; z — расстояние от рассматриваемого сечения до поверхности воды; $2R$ — диаметр туннельной обделки в свету; b — ширина туннельной обделки в свету на уровне водной поверхности.

Таблица 43

Безразмерные коэффициенты D

b/h \ z/h	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
3 : 1	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,68
2 : 1	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
1 : 1	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44

Таблица 43а

Безразмерные коэффициенты ψ

$2R/h$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
Ψ	0,72	0,78	0,83	0,88	0,90	0,93	0,96	1,0

Сейсмические неинерционные нагрузки от напряженного состояния горного массива при прохождении в нем сейсмических волн определяются по формулам:

радиальная $$P_r = n_r \sigma_п, \qquad 102$$

тангенциальная $$P_r \tau = n_{r\theta} \sigma_п. \qquad 103$$

Смещение точек туннельной обделки определяется по формулам:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{радиальное} & v_r = b_r \sigma_п R, \\ \text{тангенциальное} & v_\theta = b_\theta \sigma_п R, \end{array}\right\} \qquad 104$$

где $\sigma_п$ — сейсмическое напряжение в породе; R — радиус рассматриваемой точки сечения туннельной обделки; n_r, $n_{r\theta}$, b_r, b_θ — коэффициенты, зависящие от деформативных характеристик пород, упругих и геометрических характеристик обделки, а также от угла θ между радиусом, проведенным из центра к рассматриваемой точке сечения туннельной обделки, и горизонталью. Значения этих коэффициентов приведены в табл. 44—46. Эти таблицы составлены для случая одноосного растяжения. При двуосном напряженном состоянии следует производить алгебраическое сложение коэффициентов от двух одноосных состояний в точках сечения обделки, находящихся под углом θ к горизонтали. Причем, если одно растягивающее усилие равно $\sigma_п$, то второе — $\xi\sigma_п$, где $\xi = \nu/(1-\nu)$; ν — коэффициент Пуассона породы. При действии сжимающих напряжений в породе знаки в табл. 44—46 следует менять на обратные.

Сейсмическое напряжение, возникающее в породе при распространении сейсмических волн, определяется по формуле

$$\sigma_п = \pm \frac{1}{2\pi} K_с \gamma_п c_1 T_0, \qquad 44(20)$$

где $\gamma_п$ — объемный вес породы; c_1 — скорость распространения продольной сейсмической волны в породе; T_0 — преобладающий период сейсмических колебаний породы.

Исходные величины c_1, T_0 определяются по данным инженерно-сейсмологических изысканий. При отсутствии этих данных для предварительных расчетов рекомендуется определить их по табл. 47, где сейсмические напряжения в горном массиве подсчитаны при $K_с = 0{,}1$ (9 баллов) и $T_0 = 0{,}5$ сек. При иной балльности и другом периоде значения сейсмических напряжений в породе, указанные в таблице, следует умножать

Таблица 44

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в различных породах на контакте с железобетонной обделкой

Напряжения: $P_r = \sigma_r = n_r \sigma_{пор}$ Смещения: $v_r = b_r \sigma_{пор} R$ где $\sigma_{пор} = \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_{пор} C_1 T$.

$P_{r\theta} = \tau_{r\theta} = n_{r\theta} \sigma_{пор}$ $v_\theta = b_\theta \sigma_{пор} R$,

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_1 = 0{,}3 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$				$E_2 = 0{,}5 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$				$E_3 = 0{,}1 \cdot 10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$
1,05	0	0,288	0	4,68	0	0,229	0	2,96	0	0,173	0	1,56	0
	30	0,496	—1,013	2,36	—1,88	0,463	—1,025	1,80	—1,19	0,428	—1,028	0,801	—0,625
	45	0,704	—1,170	0,046	—2,17	0,698	—1,184	0,045	—1,37	0,682	—1,188	0,044	—0,722
	60	0,912	—1,013	—2,27	—1,88	0,933	—1,025	—1,41	—1,19	0,937	—1,028	—0,713	—0,625
	90	1,120	0	—4,59	0	1,168	0	—2,87	0	1,192	0	—1,47	0
1,1	0	0,791	0	2,62	0	0,627	0	1,95	0	0,440	0	1,19	0
	30	0,750	—0,890	1,32	—0,972	0,666	—0,941	0,985	—0,724	0,569	—0,995	0,608	—0,444
	45	0,709	—1,028	0,024	—1,12	0,706	—1,087	0,023	—0,835	0,698	—1,149	0,023	—0,512
	60	0,668	—0,890	—1,27	—0,972	0,745	—0,941	—0,938	—0,724	0,827	—0,995	—0,561	—0,444
	90	0,628	0	—2,57	0	0,785	0	—1,90	0	0,955	0	—1,14	0
1,2	0	1,298	0	0,664	0	1,202	0	0,606	0	1,022	0	0,498	0
	30	1,005	—0,735	0,338	—0,211	0,956	—0,770	0,309	—0,193	0,864	—0,835	0,255	—0,159
	45	0,712	—0,848	0,012	—0,244	0,710	—0,889	0,012	—0,223	0,706	—0,964	0,012	—0,184
	60	0,418	—0,735	—0,313	—0,211	0,464	—0,770	—0,285	—0,193	0,547	—0,835	—0,231	—0,159
	90	0,125	0	—0,639	0	0,218	0	—0,582	0	0,389	0	—0,474	0
1,3	0	1,412	0	0,248	0	1,368	0	0,239	0	1,273	0	0,219	0
	30	1,062	—0,695	0,128	—0,068	1,040	—0,712	0,124	—0,066	0,991	—0,750	0,114	—0,061
	45	0,712	—0,802	0,008	—0,079	0,711	—0,822	0,008	—0,076	0,708	—0,866	0,008	—0,070
	60	0,363	—0,695	—0,111	—0,068	0,383	—0,712	—0,107	—0,066	0,426	—0,750	—0,097	—0,061
	90	0,013	0	—0,231	0	—0,054	0	—0,822	0	0,143	0	—0,202	0

Продолжение таблицы 44

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_4=0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4=0{,}4$				$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$				$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^5$	$b_\theta\cdot10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^6$	$b_\theta\cdot10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^6$	$b_\theta\cdot10^6$
1,05	0	0,017	0	1,94	0	—0,071	0	4,95	0	—0,065	0	2,67	0
	30	0,252	—0,887	1,13	—0,806	0,073	—0,537	3,18	—0,234	0,031	—0,360	1,75	—1,35
	45	0,488	—1,024	0,317	—0,931	0,216	—0,620	1,40	—0,271	0,127	—0,415	0,828	—15,7
	60	0,723	—0,887	—0,497	—0,806	0,359	—0,537	—0,367	—0,234	0,223	—0,360	—0,092	—1,35
	90	0,958	0	—1,31	0	0,502	0	—2,14	0	0,319	0	—1,01	0
1,1	0	0,120	0	1,68	0	—0,022	0	4,37	0	—0,050	0	2,43	0
	30	0,349	—0,984	0,936	—0,645	0,153	—0,723	2,73	—1,89	0,082	—0,541	1,57	—1,14
	45	0,578	—1,137	0,191	—0,745	0,329	—0,835	1,09	—2,19	0,214	—0,625	0,710	—1,32
	60	0,806	—0,984	—0,553	—0,645	0,505	—0,723	—0,548	—1,89	0,347	—0,541	—0,151	—1,14
	90	1,035	0	—1,30	0	0,681	0	—2,19	0	0,479	0	—1,01	0
1,2	0	0,367	0	1,27	0	0,114	0	3,61	0	0,041	0	2,08	0
	30	0,501	—1,013	0,692	—0,426	0,280	—0,874	2,19	—1,39	0,183	—0,720	1,32	—0,887
	45	0,636	—1,170	0,110	—0,493	0,446	—1,010	0,769	—1,61	0,325	—0,831	0,561	—1,02
	60	0,770	—1,013	—0,473	—0,426	0,612	—0,874	—0,651	—1,39	0,467	—0,720	—0,202	—0,887
	90	0,905	0	—1,05	0	0,778	0	—2,07	0	0,609	0	—0,965	0
1,3	0	0,642	0	0,918	0	0,268	0	3,04	0	0,158	0	1,82	0
	30	0,650	—0,962	0,498	—0,271	0,387	—0,920	1,82	—1,07	0,275	—0,795	1,15	—0,723
	45	0,658	—1,111	0,079	—0,313	0,505	—1,063	0,605	—1,24	0,392	—0,918	0,470	—0,834
	60	0,665	—0,962	—0,341	—0,271	0,624	—0,920	—0,612	—1,07	0,510	—0,795	—0,207	—0,723
	90	0,674	0	—0,760	0	0,742	0	—1,83	0	0,627	0	—0,883	0

Продолжение таблицы 44

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_7 = 0{,}15 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_7 = 0{,}30$				$E_8 = 0{,}2 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_8 = 0{,}25$				$E_9 = 0{,}25 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_9 = 0{,}2$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^6$	$b_\theta \cdot 10^6$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^6$	$b_\theta \cdot 10^6$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^6$	$b_\theta \cdot 10^6$
1,05	0	—0,054	0	1,84	0	—0,046	0	1,40	0	—0,039	0	1,13	0
	30	0,018	—0,271	1,21	—0,966	0,012	—0,217	0,929	—0,753	0,009	—0,181	0,753	—0,617
	45	0,090	—0,313	0,588	—1,12	0,070	—0,251	0,456	—0,869	0,057	—0,209	0,372	—0,712
	60	0,163	—0,271	—0,036	—0,966	0,128	—0,217	—0,017	—0,753	0,106	—0,181	—0,008	—0,617
	90	0,235	0	—0,66	0	0,186	0	—0,489	0	0,154	0	—0,389	0
1,1	0	—0,052	0	1,70	0	—0,050	0	1,32	0	—0,046	0	1,07	0
	30	0,053	—0,432	1,12	—0,842	0,038	—0,360	0,869	—0,670	0,030	—0,309	0,712	—0,558
	45	0,159	—0,500	0,528	—0,972	0,127	—0,416	0,421	—0,774	0,105	—0,356	0,349	—0,644
	60	0,265	—0,432	—0,060	—0,842	0,215	—0,360	—0,028	—0,670	0,181	—0,309	—0,014	—0,558
	90	0,371	0	—0,649	0	0,304	0	—0,476	0	0,257	0	—0,376	0
1,2	0	0,013	0	1,50	0	—0,001	0	1,18	0	—0,008	0	0,974	0
	30	0,135	—0,611	0,971	—0,677	0,106	—0,530	0,773	—0,554	0,087	—0,468	0,644	—0,472
	45	0,257	—0,705	0,444	—0,781	0,213	—0,612	0,367	—0,64	0,182	—0,541	0,313	—0,545
	60	0,380	—0,611	—0,084	—0,677	0,320	—0,530	—0,039	—0,554	0,276	—0,468	—0,018	—0,472
	90	0,502	0	—0,061	0	0,426	0	—0,445	0	0,371	0	—0,349	0
1,3	0	0,108	0	1,34	0	0,080	0	1,07	0	0,062	0	0,892	0
	30	0,216	—0,696	0,862	—0,568	0,177	—0,617	0,697	—0,476	0,150	—0,554	0,589	—0,412
	45	0,323	—0,803	0,387	—0,656	0,274	—0,712	0,328	—0,549	0,238	—0,640	0,286	—0,475
	60	0,430	—0,696	—0,088	—0,568	0,372	—0,617	—0,041	—0,476	0,327	—0,554	—0,018	—0,412
	90	0,538	0	—0,564	0	0,469	0	—0,410	0	0,415	0	—0,321	0

Таблица 45

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в различных породах на контакте с бетонной обделкой

Напряжения: $P_r = \sigma_r = n_r \sigma_{пор}$ $\quad P_{r\theta} = \tau_{r\theta} = n_{r\theta}\sigma_{пор}$ $\quad$ Смещения: $v_r = b_r \sigma_{пор} R$ $\quad v_\theta = b_\theta \sigma_{пор} R$ $\quad$ где $\sigma_{пор} = \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_{пор} C_1 T_0$

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_1 = 0{,}3 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$				$E_2 = 0{,}5 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$				$E_3 = 0{,}1 \cdot 10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$
1,05	0	0,278	0	4,72	0	0,221	0	2,98	0	0,168	0	1,57	0
	30	0,491	—1,015	2,39	—1,89	0,459	—1,026	1,514	—1,20	0,424	—1,028	0,807	—0,629
	45	0,704	—1,172	0,049	—2,19	0,697	—1,185	0,049	—1,38	0,680	—1,187	0,048	—0,726
	60	0,916	—1,015	—2,29	—1,89	0,934	—1,026	—1,42	—1,20	0,936	—1,028	—0,712	—0,629
	90	1,129	0	—4,62	0	1,172	0	—2,88	0	1,192	0	—1,47	0
1,1	0	0,766	0	2,71	0	0,604	0	2,00	0	0,423	0	1,21	0
	30	0,737	—0,898	1,37	—1,01	0,655	—0,948	—1,01	—0,743	0,560	—1,0	0,619	—0,452
	45	0,709	—1,037	0,025	—1,16	0,705	—1,095	0,025	—0,858	0,696	—1,155	0,025	—0,521
	60	0,680	—0,898	—1,32	—1,01	0,756	—0,948	—0,962	—0,743	0,833	—1,0	—0,569	—0,452
	90	0,652	0	—2,66	0	0,806	0	—1,95	0	0,970	0	—1,16	0
1,2	0	1,286	0	0,708	0	1,185	0	0,643	0	0,999	0	0,523	0
	30	0,999	—0,739	0,361	—0,225	0,947	—0,776	0,328	—0,205	0,852	—0,843	0,268	—0,167
	45	0,711	—0,854	0,013	—0,26	0,710	—0,896	0,013	—0,237	0,705	—0,974	0,013	—1,193
	60	0,424	—0,739	—0,334	—0,225	0,472	—0,776	—0,302	—0,205	0,558	—0,843	—0,242	—0,167
	90	0,137	0	—0,682	0	0,234	0	—0,617	0	0,411	0	—0,497	0
1,3	0	1,406	0	0,266	0	1,360	0	0,256	0	1,259	0	0,233	0
	30	1,059	—0,697	0,138	—0,073	1,036	—0,715	0,132	—0,071	0,984	—0,755	0,121	—0,065
	45	0,712	—0,805	0,010	—0,085	0,711	—0,826	0,010	—0,082	0,708	—0,872	0,009	—0,075
	60	0,365	—0,697	—0,119	—0,073	0,386	—0,715	—0,114	—0,071	0,432	—0,755	—0,103	—0,065
	90	0,018	0	—0,248	0	0,062	0	—0,237	0	0,156	0	—0,215	0

Продолжение таблицы 45

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_4 = 0{,}1 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_4 = 0{,}4$				$E_5 = 0{,}5 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_5 = 0{,}38$				$E_6 = 0{,}1 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_6 = 0{,}35$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^5$	$b_\theta \cdot 10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^5$	$b_\theta \cdot 10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^6$	$b_\theta \cdot 10^6$
1,05	0	0,011	0	1,97	0	—0,071	0	0,499	0	—0,063	0	2,69	0
	30	0,243	—0,876	1,15	—0,818	0,067	—0,517	0,322	—0,239	0,028	—0,342	1,76	—1,38
	45	0,476	—1,011	0,334	—0,945	0,204	—0,597	0,144	—0,276	0,119	—0,394	0,839	—1,59
	60	0,708	—0,876	—0,483	—0,818	0,342	—0,517	—0,034	—0,239	0,211	—0,342	—0,086	—1,38
	90	0,940	0	—1,30	0	0,480	0	—0,212	0	0,302	0	—1,01	0
1,1	0	0,112	0	1,70	0	—0,027	0	0,443	0	—0,051	0	2,46	0
	30	0,341	—0,978	0,951	—0,654	0,144	—0,704	0,279	—0,194	0,076	—0,520	1,59	—1,17
	45	0,569	—1,129	0,204	—0,756	0,316	—0,813	0,113	—0,224	0,203	—0,600	0,726	—1 35
	60	0,797	—0,978	—0,544	—0,654	0,487	—0,704	—0,052	—0,194	0,330	—0,520	—0,141	—1 17
	90	1,026	0	—1,29	0	0,658	0	—0,217	0	0,457	0	—1,01	0
1,2	0	0,352	0	1,30	0	0,105	0	0,367	0	0,034	0	2,12	0
	30	0,491	—1,013	0,707	—0,436	0,269	—0,860	0,224	—0,143	0,173	—0,700	1,35	—0,911
	45	0,630	—1,170	0,117	—0,504	0,433	—0,993	0,080	—0,165	0,311	—0,808	0,58	—1 05
	60	0,770	—1,013	—0,472	—0,436	0,597	—0,860	—0,063	—0,143	0,450	—0,700	—0,191	—0,911
	90	0,909	0	—1,06	0	0,761	0	—0,206	0	0,588	0	—0,961	0
1,3	0	0,620	0	0,945	0	0,254	0	0,310	0	0,147	0	1,86	0
	30	0,637	—0,967	0,515	—0,281	0,374	—0,910	0,187	—0,111	0,262	—0,778	1,17	—0,747
	45	0,654	—1,116	0,084	—0,324	0,494	—1,051	0,064	—0,128	0,378	—0,898	0,489	—0,862
	60	0,671	—0,967	—0,346	—0,281	0,613	—0,910	—0,060	—0,111	0,494	—0,778	—0,196	—0,747
	90	0,688	0	—0,776	0	0,733	0	—0,183	0	0,610	0	—0,882	0

Продолжение таблицы 45

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}3$				$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_8=0{,}25$				$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^6$	$b_\theta\cdot10^6$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^6$	$b_\theta\cdot10^6$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^6$	$b_\theta\cdot10^6$
1,05	0	—0,052	0	1,85	0	—0,044	0	1,41	0	—0,374	0	1,14	0
	30	0,016	—0,256	1,22	—0,977	0,011	—0,204	0,934	—0,76	0,008	—0,170	0,756	—0,622
	45	0,084	—0,295	0,593	—1,13	0,065	—0,236	0,459	—0,877	0,053	—0,196	0,374	—0,718
	60	0,153	—0,256	—0,033	—0,977	0,120	—0,204	—0,015	—0,76	0,099	—0,170	—0,008	—0,622
	90	0,221	0	—0,659	0	0,174	0	—0,49	0	0,144	0	—0,390	0
1,1	0	—0,052	0	1,72	0	—0,049	0	1,33	0	—0,045	0	1,08	0
	30	0,049	—0,412	1,13	—0,856	0,035	—0,342	0,877	—0,68	0,027	—0,292	0,718	—0,566
	45	0,150	—0,476	0,537	—0,988	0,119	—0,395	0,426	—0,785	0,098	—0,337	0,353	—0,653
	60	0,251	—0,412	—0,056	—0,856	0,203	—0,342	—0,025	—0,68	0,170	—0,292	—0,012	—0,566
	90	0,352	0	—0,648	0	0,287	0	—0,477	0	0,242	0	—0,377	0
1,2	0	0,008	0	1,52	0	—0,004	0	1,19	0	—0,010	0	0,986	0
	30	0,126	—0,589	0,988	—0,694	0,099	—0,508	0,784	—0,567	0,080	—0,447	0,652	—0,482
	45	0,244	—0,680	0,455	—0,801	0,201	—0,587	0,374	—0,655	0,171	—0,516	0,318	—0,556
	60	0,362	—0,589	—0,078	—0,694	0,304	—0,508	—0,036	—0,567	0,261	—0,447	—0,016	—0,482
	90	0,480	0	—0,611	0	0,406	0	—0,446	0	0,352	0	—0,35	0
1,3	0	0,099	0	1,36	0	0,072	0	1,08	0	0,055	0	0,906	0
	30	0,204	—0,675	0,881	—0,587	0,166	—0,595	0,711	—0,490	0,140	—0,532	0,599	—0,423
	45	0,309	—0,779	0,399	—0,677	0,261	—0,687	0,337	—0,566	0,226	—0,614	0,292	—0,488
	60	0,413	—0,675	—0,082	—0,587	0,355	—0,595	—0,037	—0,490	0,311	—0,532	—0,015	—0,423
	90	0,518	0	—0,564	0	0,449	0	—0,411	0	0,396	0	—0,322	0

Таблица 46

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в различных породах на контакте с чугунной обделкой

Напряжения в породе: $P_r = \sigma_r = n_r \sigma_{пор}$ Смещения в породе: $v_r = b_r \sigma_{пор} R$,

$P_{r\theta} = \tau_{r\theta} = n_{r\theta} \sigma_{пор}$ $v_\theta = b_\theta \sigma_{пор} R$, где $\sigma_{пор} = \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_{пор} C_1 T_0$

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_1 = 0{,}3 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$				$E_2 = 0{,}5 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$				$E_3 = 0{,}1 \cdot 10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r \cdot 10^4$	$b_\theta \cdot 10^4$
1,01	0	0,124	0	5,90	0	0,116	0	3,333	0	0,100	0	1,706	0
	30	0,412	1,018	2,783	—2,340	0,403	—1,013	1,701	—1,418	0,383	—0,998	0,886	—0,724
	45	0,699	—1,176	0,070	—2,702	0,690	—1,169	0,069	—1,637	0,666	—1,153	0,067	—0,836
	60	0,987	—1,018	—2,643	—2,340	0,976	—1,013	1,563	—1,418	0,950	—0,998	—0,753	—0,724
	90	1,274	0	—5,356	0	1,263	0	3,195	0	1,233	0	—1,572	0
1,02	0	0,164	0	5,275	0	0,146	0	3,215	0	0,128	0	1,640	0
	30	0,435	—1,023	2,655	—2,214	0,424	—1,024	1,625	—1,349	0,409	—1,020	0,840	—0,688
	45	0,707	—1,182	0,036	—2,557	0,702	—1,182	0,035	—1,558	0,690	—1,177	0,035	—0,794
	60	0,978	—1,023	—2,584	—2,214	0,979	—1,024	—1,555	—1,349	0,970	—1,020	—0,768	—0,688
	90	1,249	0	—5,204	0	1,257	0	—3,144	0	1,251	0	—1,571	0
1,03	0	0,245	0	4,91	0	0,201	0	3,056	0	0,161	0	1,581	0
	30	0,477	—1,012	2,46	—2,029	0,453	—1,022	1,540	—1,263	0,429	—1,026	0,802	—0,654
	45	0,709	—1,168	0,024	—2,343	0,706	—1,180	0,024	—1,459	0,698	—1,185	0,023	—0,755
	60	0,941	—1,012	—2,42	—2,029	0,958	—1,022	—1,492	—1,263	0,966	—1,026	—0,756	—0,654
	90	1,173	0	—4,859	0	1,211	0	—3,008	0	1,234	0	—1,534	0

Продолжение таблицы 46

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_4=0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4=0{,}4$				$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$				$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^4$	$b_\theta\cdot10^4$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^5$	$b_\theta\cdot10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^5$	$b_\theta\cdot10^5$
1,01	0	—0,035	0	0,213	0	—0,080	0	0,526	0	—0,069	0	0,278	0
	30	0,191	—0,793	0,127	—0,093	0,038	—0,415	0,341	—0,263	0,014	—0,260	0,183	—0,147
	45	0,416	—0,916	0,042	—0,108	0,156	—0,480	0,157	—0,303	0,088	—0,301	0,088	—0,170
	60	0,642	—0,793	—0,044	—0,093	0,274	—0,415	—0,028	—0,263	0,162	—0,260	—0,007	—0,147
	90	0,267	0	—0,130	0	0,393	0	—0,212	0	0,236	0	—0,192	0
1,02	0	0,021	0	0,193	0	—0,077	0	0,483	0	—0,077	0	0,262	0
	30	0,273	—0,903	0,110	—0,081	0,090	—0,596	0,306	—0,225	0,040	—0,418	0,170	—0,131
	45	0,526	—1,042	0,026	—0,094	0,257	—0,688	0,129	—0,260	0,157	—0,483	0,079	—0,151
	60	0,778	—0,903	—0,057	—0,081	0,424	—0,596	—0,048	—0,225	0,274	—0,418	—0,013	—0,131
	90	1,030	0	—0,140	0	0,591	0	—0,225	0	0,391	0	—0,104	0
1,03	0	0,055	0	0,182	0	—0,058	0	0,454	0	—0,077	0	0,249	0
	30	0,315	—0,950	0,101	—0,076	0,134	—0,699	0,282	—0,203	0,067	—0,526	0,160	—0,119
	45	0,576	—1,097	0,019	—0,087	0,327	—0,807	0,110	—0,234	0,212	—0,607	0,071	—0,138
	60	0,837	—0,950	—0,062	—0,076	0,519	—0,699	—0,062	—0,203	0,357	—0,526	—0,018	—0,119
	90	1,097	0	—0,144	0	0,712	0	—0,234	0	0,502	0	—0,107	0

Продолжение таблицы 46

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0.30$				$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_8=0{,}25$				$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$			
		n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^5$	$b_\theta\cdot10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^5$	$b_\theta\cdot10^5$	n_r	$n_{r\theta}$	$b_r\cdot10^5$	$b_\theta\cdot10^5$
1,01	0	—0,047	0	0,189	0	—0,038	0	0,144	0	—0,032	0	0,116	0
	30	0,007	—0,190	0,125	—0,103	0,004	—0,149	0,095	—0,079	0,003	—0,123	0,077	—0,64
	45	0,061	—0,218	0,061	—0,118	0,046	—0,172	0,047	—0,091	0,038	—0,142	0,038	—0,074
	60	0,115	—0,190	—0,003	—0,103	0,089	—0,149	—0,001	—0,079	0,073	—0,123	—0	—0,064
	90	0,169	0	—0,067	0	0,132	0	—0,050	0	0,108	0	—0,039	0
1,02	0	—0,068	0	0,181	0	—0,059	0	0,138	0	—0,052	0	0,112	0
	30	0,023	—0,323	0,119	—0,094	0,015	—0,263	0,091	—0,073	0,010	—0,222	0,074	—0,060
	45	0,113	—0,373	0,057	—0,108	0,088	—0,304	0,044	—0,084	0,072	—0,256	0,036	—0,070
	60	0,204	—0,323	—0,005	—0,094	0,162	—0,263	—0,002	—0,073	0,134	—0,222	—0,001	—0,060
	90	0,294	0	—0,067	0	0,236	0	—0,049	0	0,197	0	—0,039	0
1,03	0	—0,075	0	0,174	0	—0,069	0	0,134	0	—0,063	0	0,109	0
	30	0,041	—0,422	0,113	—0,087	0,028	—0,352	0,088	—0,068	0,021	—0,303	0,072	—0,057
	45	0,158	—0,487	0,053	—0,100	0,125	—0,407	0,042	—0,079	0,104	—0,349	0,035	—0,066
	60	0,274	—0,422	—0,007	—0,087	0,223	—0,352	—0,004	—0,068	0,188	—0,303	—0,002	—0,057
	90	0,390	0	—0,068	0	0,320	0	—0,049	0	0,271	0	0	0

Таблица 47

Скорости распространения продольных и поперечных волн, сейсмические напряжения в породе в зависимости от коэффициента крепости пород по М. М. Протодьяконову

Категория пород по СНиП	Степень крепости	Породы (по Протодьяконову)	Коэффициент крепости f	Объемный вес $\gamma_п$, т/м³	Скорость продольной волны c_1, км/сек	Скорость поперечной волны c_2, км/сек	Сейсмические напряжения в породе, т/м²	
							$\sigma_п = \pm\frac{1}{2\pi} \times K_c \gamma_п c_1 T_0$	$\tau_п = \frac{1}{2\pi} \times K_c \gamma_п c_2 T_0$
I	В высшей степени крепкие породы	Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты. Исключительные по крепости другие породы.	20	2,8—3,0	5,6	3,4	125—134	76—82
II	Очень крепкие породы	Очень крепкие гранитовые породы, кварцевый порфир. Очень крепкий гранит. Кремнистый сланец. Самые крепкие песчаники и известняки.	15	2,6—2,7	5,6	3,4	116—121	71—74
III	Крепкие породы	Плотный гранит и гранитовые породы. Очень крепкие песчаники и известняки. Крепкий конгломерат. Очень крепкие железные руды.	10	2,5—2,6	3,5—4,5	2,0—2,6	70—94	40—54
IIIa	То же	Крепкие известняки, некрепкий гранит, крепкие песчаники. Крепкий мрамор. Доломит. Колчеданы.	8	2,5	2,4—3,0	1,4—1,7	48—60	28—34
IV	Довольно крепкие породы	Обыкновенный песчаник. Железные руды.	6	2,4	2,0—2,6	1,1—1,5	38—50	21—29
IVa	То же	Песчанистые сланцы. Сланцевые песчаники.	5	2,5	—	—	—	—
V	Средние породы	Крепкий глинистый сланец. Некрепкий песчаник и известняк. Мягкий конгломерат.	4	2,8	1,5—2,3	0,9—1,4	34—52	20—31
Va	То же	Разнообразные некрепкие сланцы. Плотный мергель.	3	2,5	1,4—1,9	0,8—1,1	28—38	16—22
VI	Довольно мягкие породы	Мягкий сланец. Мягкий известняк. Мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, сцементированная галька, каменистый грунт.	2	2,4	1,3—2,1	0,8—1,2	25—40	15—23

VIa	То же	Щебенистый грунт. Разрушенный сланец. Слежавшаяся галька и щебень. Отвердевшая глина. Крепкий каменный уголь.	1,5	1,8—2,0	1,2—1,9	0,7—1,1	17—30	10—18
VII	Мягкие породы	Глина плотная. Средний каменный уголь. Крепкий нанос. Глинистый грунт.	1,0	1,8	1,1—1,7	0,6—1,1	16—24	9—16
VIIa	То же	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий. Мягкий уголь ($f=0{,}6 \div 1{,}0$).	0,8	1,6	1,1—1,6	0,6—0,9	14—19	8—12
VIII	Землистые породы	*Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок.*	0,6	1,5	—	0,5—0,9	—	6—11
IX	Сыпучие породы	Песок-осыпи. Мелкий гравий. Насыпная земля. Добытый уголь.	0,5	1,7	0,3—0,5	0,1—0,3	4—7	1—4
X	Плывучие породы	Плывуны. Болотистый грунт. Разжиженный лесс и другие разжиженные грунты ($f=0{,}1 \div 0{,}3$).	0,3	1,5—1,8	—	0,1—0,3	—	1—4

Примечания: 1. Скорости распространения продольной и поперечной волны в различных породах взяты из книги **Медведев С. В., Карапетян Б. К., Быховский В. А.** Сейсмические воздействия на здания и сооружения. Изд-во литературы по строительству. М., 192 с. 1968. (Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений, т. 1).

2. Сейсмические напряжения в горном массиве подсчитаны при значениях $K_c = 0{,}1$ (9 баллов) и $T_0 = 0{,}5$ сек.

Таблица 48

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в бетонных и железобетонных обделках туннелей на внутренней грани при одноосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma_{\text{обд}}^{\text{вн}} = a_1 \sigma_{\text{пор}}$. Смещения: $v_r = b_1 \sigma_{\text{пор}} R$, $v_\theta = c_1 \sigma_{\text{пор}} R$ $\quad \sigma_{\text{пор}} = \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_{\text{пор}} C_1 T_0$

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_1 = 0{,}3 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$			$E_2 = 0.5 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$			$E_3 = 0{,}1 \cdot 10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			$E_4 = 0{,}1 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu = 0{,}4$		
		a_1	$b_1 \cdot 10^5$	$c_1 \cdot 10^5$	a_1	$b_1 \cdot 10^5$	$c_1 \cdot 10^5$	a_1	$b_1 \cdot 10^5$	$c_1 \cdot 10^5$	a_1	$b_1 \cdot 10^6$	$c_1 \cdot 10^6$
1,05	0	—104,5	47,04	0	—64,94	29,70	0	—32,96	15,63	0	—4,30	19,6	0
	30	—44,70	23,76	—21,81	—24,97	15,09	—13,75	—9,15	8,05	—7,22	3,02	11,4	—9,07
	45	15,14	0,481	—25,18	15,00	0,476	—15,88	14,65	0,465	—8,34	10,35	3,28	—10,5
	60	74,99	—22,80	—21,81	54,97	—14,14	—13,75	38,46	—7,12	—7,22	17,67	—4,86	—9,07
	90	134,83	—46,08	0	94,94	—28,75	0	62,27	—14,70	0	25,0	—13,0	0
1,1	0	—121,66	26,72	0	—89,48	19,77	0	—53,76	12,04	0	—6,82	16,9	0
	30	—56,74	13,48	—13,17	—40,68	10,0	—9,73	—22,86	6,14	—5,92	—0,11	9,45	—8,22
	45	8,17	0,248	—15,20	8,13	0,246	—11,24	8,03	0,243	—6,83	6,60	2,0	—9,49
	60	73,08	—12,99	—13,17	56,94	—9,51	—9,73	38,93	—5,65	—5,92	13,31	—5,45	—8,22
	90	138,0	—26,22	0	105,74	—19,28	0	69,82	—11,55	0	20,02	—12,9	0
1,2	0	—62,77	6,89	0	—56,98	6,27	0	—46,30	5,13	0	—10,73	12,9	0
	30	—29,06	3,51	—3,74	—26,17	3,20	—3,40	—20,84	2,63	—2,78	—3,30	7,01	—6,86
	45	4,66	0,129	—4,32	4,64	0,129	—3,93	4,62	0,128	—3,21	4,14	1,15	—7,93
	60	38,37	—3,25	—3,74	35,46	—2,94	—3,40	30,08	—2,37	—2,78	11,52	—4,71	—6,86
	90	72,08	—6,63	0	66,27	—6,01	0	55,54	—4,87	0	19,02	—10,6	0
1,3	0	—34,52	2,58	0	—33,16	2,48	0	—30,17	2,27	0	—11,62	9,34	0
	30	—15,52	1,33	—1,50	—14,84	1,29	—1,44	—13,35	1,18	—1,32	—4,20	5,08	—5,33
	45	3,49	0,089	—1,73	3,48	0,089	—1,67	3,47	0,089	—1,52	3,21	0,82	—6,16
	60	22,50	—1,16	—1,50	21,80	—1,11	—1,44	20,29	—1,00	—1,32	10,63	—3,43	—5,33
	90	41,50	—2,40	0	40,12	—2,31	0	37,10	—2,09	0	18,05	—7,69	0

Продолжение таблицы 48

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$			$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}3$			$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м³; $\nu_8=0{,}25$			$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$		
		a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$
1,05	0	−2,82	4,97	0	−2,10	2,68	0	−1,66	1,84	0	−1,36	1,4	0	−1,15	1,13	0
	30	0,84	3,2	−2,54	0,27	1,76	−1,45	0,11	1,22	−1,02	0,04	0,93	−0,79	0,02	0,76	−0,65
	45	4,51	1,43	−2,93	2,64	0,84	−1,67	1,87	0,60	−1,18	1,45	0,46	−0,92	1,18	0,38	−0,75
	60	8,17	−0,34	−2,54	5,02	−0,08	−1,45	3,64	−0,03	−1,02	2,86	−0,01	−0,79	2,35	−0,003	−0,65
	90	11,83	−2,11	0	7,39	−1,0	0	5,40	−0,64	0	4,26	−0,48	0	3,52	−0,38	0
1,1	0	−2,50	4,4	0	−1,88	2,44	0	−1,54	1,71	0	−1,30	1,32	0	−1,13	1,08	0
	30	0,60	2,76	−2,23	0,26	1,58	−1,30	0,12	1,12	−0,94	0,05	0,87	−0,74	0,02	0,72	−0,62
	45	3,71	1,12	−2,58	2,40	0,73	−1,50	1,78	0,54	−1,09	1,41	0,43	−0,86	1,17	0,36	−0,71
	60	6,81	−0,51	−2,23	4,54	−0,13	−1,30	3,43	−0,05	−0,94	2,77	−0,02	−0,74	2,32	−0,01	−0,62
	90	9,92	−2,15	0	6,67	−0,99	0	5,09	−0,06	0	4,13	−0,46	0	3,47	−0,37	0
1,2	0	−2,97	3,64	0	−1,93	2,10	0	−1,52	1,5	0	−1,29	1,18	0	−1,12	0,98	0
	30	−0,05	2,22	−1,93	0,07	1,34	−1,14	0,06	0,98	−0,84	0,03	0,78	−0,67	0,01	0,65	−0,56
	45	2,87	0,80	−2,23	2,08	0,58	−1,32	1,64	0,46	−0,96	1,35	0,38	−0,77	1,15	0,32	−0,64
	60	5,79	−6,23	−1,93	4,08	−0,18	−1,14	3,22	−0,07	−0,84	2,67	−0,03	−0,67	2,28	−0,01	−0,56
	90	8,71	−2,04	0	6,09	−0,95	0	4,80	−0,60	0	3,99	−0,43	0	3,42	−0,34	0
1,3	0	−3,45	3,07	0	−2,09	1,84	0	−1,59	1,34	0	−1,31	1,07	0	−1,13	0,89	0
	30	−0,50	1,85	−1,71	−0,10	1,16	−1,03	−0,02	0,87	−0,76	−0,002	0,70	−0,61	0,001	0,59	−0,51
	45	2,44	0,63	−1,98	1,88	0,48	−1,19	1,54	0,40	−0,88	1,31	0,33	−0,70	1,13	0,29	−0,59
	60	5,39	−0,60	−1,71	3,87	−0,19	−1,03	3,11	−0,08	−0,76	2,62	−0,03	−0,61	2,26	−0,01	−0,51
	90	8,33	−1,82	0	5,86	−0,87	0	4,67	−0,55	0	3,92	−0,40	0	3,40	−0,31	0

Таблица 49

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в бетонных и железобетонных обделках туннелей на наружной грани при одноосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma^{н}_{обд} = a_2\sigma_{пор}$. Смещения: $v_2 = b_2\sigma_{пор}R$; $v_\theta = c_2\sigma_{пор}R$; $\sigma_{пор} = \pm\frac{1}{2\pi}K_c\gamma_{пор}C_1T_0$.

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_1 = 0{,}3\cdot10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$			$E_2 = 0{,}5\cdot10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$			$E_3 = 0{,}1\cdot10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			$E_4 = 0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4 = 0{,}4$		
		a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$
1,05	0	103,79	47,04	0	65,52	29,70	0	34,34	15,63	0	2,42	19,6	0
	30	59,12	23,76	—18,87	39,91	15,09	—11,92	24,16	8,04	—6,27	6,14	11,4	—8,13
	45	14,44	0,478	—21,79	14,30	0,473	—13,76	13,97	0,462	—7,24	9,87	3,26	—9,39
	60	—30,23	—22,80	—18,87	—11,30	—14,14	—11,92	3,79	—7,12	—6,27	13,60	—4,89	—8,13
	90	—74,91	—46,09	0	—36,91	—28,76	0	—6,40	—14,70	0	17,31	—13,0	0
1,1	0	114,05	26,72	0	84,08	19,76	0	50,75	12,04	0	5,69	16,9	0
	30	60,76	13,48	—9,92	45,75	10,0	—7,35	29,04	6,14	—4,48	5,86	9,44	—6,5
	45	7,46	0,245	—11,46	7,42	—0,244	—8,48	7,34	0,241	—5,17	6,03	1,98	—7,5
	60	—45,83	12,99	—9,92	—30,90	—9,52	—7,35	—14,37	—5,66	—4,48	6,20	—5,48	—6,5
	90	—99,13	—26,22	0	—69,23	—19,28	0	—36,08	—11,56	0	6,37	—12,9	0
1,2	0	54,92	6,88	0	49,82	6,26	0	40,40	5,12	0	8,73	12,9	0
	30	29,43	3,51	—2,19	26,88	3,20	—2,0	22,16	2,62	—1,64	6,12	7,0	—4,32
	45	3,94	0,128	—2,53	3,94	0,128	—2,31	3,91	0,127	—1,89	3,51	1,14	—4,99
	60	—21,54	—3,25	—2,19	—19,00	—2,94	—2,00	—14,33	—2,37	—1,64	0,90	—4,73	—4,32
	90	—47,03	—6,63	0	—41,94	—6,01	0	—32,58	—4,87	0	—1,71	—10,6	0
1,3	0	28,40	2,58	0	27,24	2,48	0	24,71	2,27	0	8,93	9,33	0
	30	15,59	1,33	—0,710	15,00	1,28	—0,684	13,74	1,18	—0,628	5,74	5,07	—2,76
	45	2,78	0,089	—0,820	2,77	—0,089	—0,790	2,76	—0,088	—0,725	2,56	0,82	—3,19
	60	—10,03	—1,16	—0,710	—9,46	—1,11	—0,684	—8,22	—1,00	—0,628	—0,63	—3,44	—2,76
	90	—22,84	—2,40	0	—21,70	—2,30	0	—19,19	—2,09	0	—3,82	—7,69	0

Продолжение таблицы 49

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м², $\nu_5=0{,}38$			$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}3$			$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_8=0{,}25$			$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}2$		
		a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$
1,05	0	—1,50	4,97	0	—1,45	2,68	0	—1,22	1,84	0	—1,03	1,4	0	—0,89	1,14	0
	30	1,40	3,20	—2,37	0,54	1,76	—1,37	0,28	1,22	—0,97	0,18	0,93	—0,76	0,12	0,76	—0,62
	45	4,30	1,42	—2,74	2,52	—0,83	—1,58	1,79	0,59	—1,12	1,38	0,46	—0,87	1,13	0,37	—0,72
	60	7,20	—0,35	—2,37	4,50	—0,09	—1,37	3,29	—0,03	—0,97	2,59	—0,02	—0,76	2,14	—0,01	—0,62
	90	10,10	—2,13	0	6,49	—1,01	0	4,79	—0,66	0	3,80	—0,49	0	3,15	—0,39	0
1,1	0	—0,08	4,4	0	—0,69	2,45	0	—0,75	1,71	0	—0,72	1,32	0	—0,66	1,08	0
	30	1,65	2,76	—1,92	0,75	1,58	—1,16	0,44	1,12	—0,85	0,28	0,87	—0,68	0,20	0,72	—0,56
	45	3,38	1,11	—2,21	2,19	0,72	—1,34	1,62	0,53	—0,98	1,29	0,42	—0,78	1,07	0,35	—0,65
	60	5,12	—0,53	—1,92	3,63	—0,14	—1,16	2,81	—0,06	—0,85	2,29	—0,03	—0,68	1,94	—0,01	—0,56
	90	6,85	—2,18	0	5,06	—1,01	0	4,0	—0,65	0	3,30	—0,48	0	2,80	—0,38	0
1,2	0	1,16	3,64	0	0,08	2,1	0	—0,22	1,51	0	—0,33	1,19	0	—0,37	0,98	0
	30	1,80	2,22	—0,41	0,92	1,34	—0,90	0,58	0,98	—0,69	0,41	0,78	—0,56	0,30	0,65	—0,48
	45	2,43	0,79	—1,63	1,76	0,57	—1,04	1,39	0,45	—0,79	1,14	0,37	—0,65	0,97	0,32	—0,55
	60	3,07	—0,64	—1,41	2,60	—0,20	—0,90	2,19	—0,08	—0,69	1,88	—0,04	—0,56	1,64	—0,02	—0,48
	90	3,70	—2,06	0	3,44	—0,96	0	2,99	—0,61	0	2,62	—0,44	0	2,31	—0,35	0
1,3	0	1,70	3,08	0	0,45	1,84	0	0,06	1,35	0	—0,11	1,08	0	—0,19	0,90	0
	30	1,82	1,85	—1,09	0,98	1,16	—0,74	0,64	0,87	—0,58	0,46	0,70	—0,48	0,36	0,59	—0,42
	45	1,94	0,62	—1,26	1,50	0,48	—0,85	1,23	0,39	—0,67	1,04	0,33	—0,56	0,90	0,29	—0,48
	60	2,07	—0,60	—1,09	2,02	—0,20	—0,74	1,81	—0,08	—0,58	1,61	—0,04	—0,48	1,45	—0,02	—0,42
	90	2,19	—1,83	0	2,54	—0,88	0	2,40	—0,56	0	2,19	—0,41	0	1,99	—0,32	0

Таблица 50

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в чугунных обделках туннелей на внутренней грани при одноосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma_{обд} = a_1\sigma_{пор}$. Смещения: $v_r = b_1\sigma_{пор}R$; $v_\theta = c_1\sigma_{пор}R$ $\quad \sigma_{пор} = \pm\frac{1}{2\pi}K_c\gamma_{пор}C_1T_0$

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_1 = 0{,}3\cdot10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$			$E_2 = 0{,}5\cdot10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$			$E_3 = 0{,}1\cdot10$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			$E_4 = 0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4 = 0{,}4$		
		a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$
1,01	0	—70,46	54,96	0	—38,55	33,33	0	—15,56	17,06	0	—6,82	21,3	0
	30	0,26	27,83	—24,10	15,72	17,01	—14,60	26,05	8,86	—7,45	17,71	12,7	—9,52
	45	70,98	0,703	—27,83	70,0	0,69	—16,86	67,66	0,67	—8,61	42,25	4,18	—11,0
	60	141,70	—26,42	—24,10	124,27	—15,63	—14,60	109,26	—7,52	—7,45	66,78	—4,38	—9,52
	90	212,42	—53,55	0	178,54	—31,95	0	150,87	—15,72	0	91,32	—13	0
1,02	0	—152,70	52,75	0	—90,60	32,15	0	—43,41	16,40	0	—4,78	19,3	0
	30	—58,15	26,55	—23,49	—27,23	16,25	—14,31	—3,95	8,38	—7,29	11,14	11,0	—8,54
	45	36,40	0,36	—27,12	36,14	0,35	—16,52	35,51	0,35	—8,41	27,07	2,65	—9,86
	60	130,95	—25,84	—23,49	99,51	—15,54	—14,31	74,98	—7,68	—7,29	43,0	—5,65	—8,54
	90	225,50	—52,04	0	162,88	—31,44	0	114,44	—15,71	0	58,93	—14,0	0
1,03	0	—218,44	49,07	0	—134,29	30,56	0	—67,41	15,81	0	—6,44	18,2	0
	30	—96,87	24,65	—22,16	—54,85	15,40	—13,80	—21,55	8,02	—7,13	6,81	10,1	—8,16
	45	24,71	0,24	—25,59	24,59	0,24	—15,93	24,30	0,24	—8,23	20,07	1,95	—9,42
	60	146,28	—24,17	—22,16	104,0	—14,92	—13,80	70,16	—7,55	—7,13	33,33	—6,19	—8,16
	90	267,86	—48,59	0	183,48	—30,08	0	116,01	—15,34	0	46,59	—14,3	0

Продолжение таблицы 50

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$			$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}3$			$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_8=0{,}25$			$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$		
		a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$
1,01	0	−9,02	5,26	0	−6,62	2,78	0	−5,11	1,89	0	−4,13	1,44	0	−3,47	1,16	0
	30	3,43	3,41	−2,66	1,15	1,83	−1,49	0,55	1,25	−1,04	0,32	0,95	−0,80	0,20	0,77	−0,65
	45	15,88	1,57	−3,08	8,92	0,88	−1,72	6,21	0,62	−1,20	4,76	0,47	−0,92	3,86	0,38	−0,75
	60	28,33	−0,27	−2,66	16,70	−0,06	−1,49	11,87	−0,02	−1,04	9,22	−0,01	−0,80	7,53	−0,005	−0,65
	90	40,77	−2,11	0	24,47	−1,01	0	17,53	−0,66	0	13,66	−0,49	0	11,20	−0,39	0
1,02	0	−5,55	4,83	0	−4,91	2,62	0	−4,15	1,81	0	−3,54	1,38	0	−3,08	1,12	0
	30	3,84	3,06	−2,33	1,58	1,7	−1,34	0,84	1,19	−0,96	0,51	0,92	−0,75	0,33	0,74	−0,62
	45	13,23	1,3	−2,69	8,08	0,79	−1,55	5,83	0,57	−1,1	4,56	0,45	−0,86	3,74	0,37	−0,71
	60	22,62	−0,47	−2,33	14,57	−0,12	−1,34	10,81	−0,05	−0,96	8,61	−0,02	−0,75	7,15	−0,01	−0,62
	90	32,01	−2,24	0	21,07	−1,03	0	15,80	−0,66	0	12,66	−0,49	0	10,56	−0,39	0
1,03	0	−4,22	4,54	0	−3,97	2,49	0	−3,53	1,74	0	−3,13	1,34	0	−2,79	1,09	0
	30	3,58	2,82	−2,14	1,71	1,6	−1,25	0,98	1,13	−0,9	0,62	0,88	−0,71	0,42	0,72	−0,59
	45	11,39	1,1	−2,47	7,40	0,72	−1,44	5,50	0,53	−1,04	4,37	0,42	−0,82	3,63	0,35	−0,68
	60	19,19	−0,61	−2,14	13,08	−0,17	−1,25	10,01	−0,07	−0,90	8,12	−0,03	−0,71	6,84	−0,02	−0,59
	90	27,00	−2,33	0	18,77	−1,06	0	14,52	−0,67	0	11,87	−0,49	0	10,05	−0,38	0

Таблица 51

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в чугунных обделках туннелей на наружной грани при одноосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma_{обд} = a_2 \sigma_{пор}$. Смещения: $v_r = b_2 \sigma_{пор} R$; $v_\theta = c_2 \sigma_{пор} R$ $\quad \sigma_{пор} = \pm \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_{пор} C_1 T_0$

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_1 = 0{,}3 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$			$E_2 = 0{,}5 \cdot 10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$			$E_3 = 0{,}1 \cdot 10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			$E_4 = 0{,}1 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_4 = 0{,}4$		
		a_2	$b_2 \cdot 10^5$	$c_2 \cdot 10^5$	a_2	$b_2 \cdot 10^5$	$c_2 \cdot 10^5$	a_2	$b_2 \cdot 10^5$	$c_2 \cdot 10^5$	a_2	$b_2 \cdot 10^6$	$c_2 \cdot 10^6$
1,01	0	91,56	54,96	0	58,65	33,33	0	32,91	17,06	0	−2,12	21,3	0
	30	80,92	27,83	−23,40	63,98	17,01	−14,18	49,95	8,86	−7,24	19,86	12,7	−9,32
	45	70,28	0,70	−27,02	69,31	0,69	−16,37	66,99	0,668	−8,36	41,83	4,17	−10,80
	60	59,64	−26,43	−23,40	74,63	−15,63	−14,18	84,03	−7,53	−7,24	63,81	−4,40	−9,32
	90	48,99	−53,55	0	79,96	−31,95	0	101,07	−15,72	0	85,78	−13,0	0
1,02	0	160,80	52,75	0	99,37	32,15	0	52,15	16,40	0	4,60	19,3	0
	30	98,25	26,55	−22,14	67,40	16,25	−13,49	43,49	8,37	−6,88	15,57	11,0	−8,14
	45	35,69	0,355	−25,57	35,44	0,35	−15,58	34,82	0,35	−7,94	26,54	2,64	−9,4
	60	−26,87	−25,84	−22,14	3,47	−15,55	−13,49	26,16	−7,68	−6,88	37,52	−5,67	−8,14
	90	−89,42	−52,05	0	−28,49	−31,44	0	17,50	−15,71	0	48,49	−14	0
1,03	0	219,92	49,07	0	137,60	30,56	0	71,93	15,81	0	7,54	18,20	0
	30	121,96	24,65	−20,29	80,74	15,40	−12,63	47,77	8,02	−6,54	13,52	10,10	−7,56
	45	24,00	0,24	−23,43	23,88	0,24	−14,59	23,60	0,23	−7,55	19,49	1,94	−8,73
	60	−73,96	−24,18	−20,29	−32,97	−14,92	−12,63	−0,56	−7,56	−6,54	25,47	−6,21	−7,56
	90	−171,92	−48,59	0	−89,83	−30,08	0	−24,72	−15,34	0	31,45	−14,40	0

Продолжение таблицы 51

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$			$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}3$			$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_8=0{,}25$			$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$		
		a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$
0,01	0	—8,08	5,26	0	—6,15	2,78	0	—4,79	1,89	0	—3,90	1,44	0	—3,28	1,16	0
	30	3,82	3,41	—2,63	1,34	1,83	—1,47	0,68	1,25	—1,03	0,41	0,95	—0,79	0,28	0,77	—0,64
	45	15,72	1,57	—3,03	8,84	0,88	—1,70	6,15	0,61	—1,18	4,72	0,47	—0,91	3,83	0,38	—0,74
	60	27,62	—0,28	—2,63	16,33	—0,07	—1,47	11,62	—0,03	—1,03	9,03	—0,01	—0,79	7,38	—0,01	—0,64
	90	39,52	—2,12	0	23,82	—1,02	0	17,09	—0,67	0	13,33	—0,50	0	10,93	—0,40	0
1,02	0	—3,72	4,83	0	—4,00	2,62	0	—3,54	1,81	0	—3,08	1,38	0	—2,71	1,12	0
	30	4,63	3,06	—2,25	1,96	1,70	—1,31	1,09	1,19	—0,94	0,69	0,91	—0,73	0,48	0,74	—0,60
	45	12,97	1,29	—2,60	7,92	0,79	—1,51	5,71	0,57	—1,08	4,47	0,44	—0,84	3,67	0,36	—0,70
	60	21,32	—0,48	—2,25	13,88	—0,13	—1,31	10,34	—0,05	—0,94	8,24	—0,02	—0,73	6,86	—0,01	—0,60
	90	29,67	—2,25	0	19,84	—1,04	0	14,96	—0,67	0	12,02	—0,50	0	10,05	—0,39	0
1,03	0	—1,52	4,54	0	—2,63	2,49	0	—2,64	1,74	0	—2,46	1,34	0	—2,25	1,09	0
	30	4,77	2,82	—2,03	2,28	1,6	—1,19	1,35	1,13	—0,87	0,89	0,88	—0,68	0,64	0,72	—0,57
	45	11,06	1,10	—2,34	7,19	—0,71	—1,38	5,34	0,53	—1,00	4,25	0,42	—0,79	3,52	0,35	—0,66
	60	17,35	—0,62	—2,03	12,09	—0,18	—1,19	9,33	—0,07	—0,87	7,6	—0,04	—0,68	6,42	—0,02	—0,57
	90	23,64	—2,34	0	17,00	—1,07	0	13,32	—0,68	0	10,95	—0,50	0	9,30	—0,39	0

Таблица 52

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в бетонных и железобетонных обделках туннелей на внутренней грани при двуосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma^{в}_{обд} = a_1\sigma_{пор}$. Смещения: $v_r = b_1\sigma_{пор}R$, $v_\theta = c_1\sigma_{пор}R$, где $\sigma_{пор} = \pm\frac{1}{2\pi}K_c\gamma_{пор}C_1T_0$.

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_1=0{,}3\cdot10^4$ т/м²; $\nu_1=0{,}4$			$E_2=0{,}5\cdot10^4$ т/м²; $\nu_2=0{,}4$			$E_3=0{,}1\cdot10^5$ т/м²; $\nu_3=0{,}4$			$E_4=0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4=0{,}4$		
		a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$
1,05	0	—14,57	16,30	0	—1,62	10,52	0	2,57	5,83	0	12,38	10,9	0
	30	5,32	8,55	—36,36	—11,69	5,66	—22,92	16,50	3,30	—12,04	14,80	8,16	—15,12
	45	25,24	0,80	—41,98	25,0	0,79	—26,47	24,42	0,78	—13,90	17,25	5,47	—17,50
	60	45,18	—6,95	—36,36	38,32	—4,08	—22,92	32,36	—1,75	—12,04	19,68	2,74	—15,12
	90	65,13	—14,70	0	51,63	—8,94	0	40,29	—4,28	0	22,17	0,10	0
1,1	0	—29,61	9,23	0	—18,95	6,91	0	7,19	6,34	0	6,53	8,30	0
	30	—8,0	4,82	—21,95	—2,70	3,66	—16,22	3,11	2,37	—9,87	8,77	5,81	—13,70
	45	13,62	0,41	—25,34	13,55	0,41	—18,74	13,39	0,40	—11,39	11,0	3,33	—15,82
	60	35,24	—4,0	—21,95	29,81	—2,84	—16,22	23,68	—1,55	—9,87	13,24	0,85	—13,70
	90	56,85	—8,4	0	46,06	—6,09	0	33,96	—3,52	0	15,47	—1,60	0
1,2	0	—14,69	2,47	0	—12,78	2,26	0	—9,26	1,88	0	1,96	5,80	0
	30	—3,47	1,34	—6,23	—2,52	1,24	—5,67	—0,78	1,05	—4,63	4,42	3,87	—11,44
	45	7,77	0,22	—7,20	7,73	0,22	—6,55	7,70	0,21	—5,35	6,90	1,92	—13,22
	60	18,99	—0,91	—6,23	18,0	—0,81	—5,67	16,18	—0,62	—4,63	9,38	—0,03	—11,44
	90	30,21	—2,03	0	28,27	—1,83	0	24,66	—1,45	0	11,86	—2,00	0
1,3	0	6,84	0,98	0	—6,4	0,94	0	—5,43	0,88	0	0,42	4,21	0
	30	—0,51	0,56	—2,5	—0,30	0,55	—2,40	0,18	0,51	—2,20	2,89	2,79	—8,89
	45	5,82	0,15	—2,88	5,80	0,15	—2,78	5,78	0,15	—2,53	5,35	1,37	—10,27
	60	12,15	—0,27	—2,50	11,90	—0,25	—2,40	11,39	—0,21	—2,20	7,83	—0,04	—8,89
	90	18,48	—0,68	0	18,0	—0,66	0	16,98	—0,58	0	10,30	—1,46	0

Продолжение таблицы 52

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_5 = 0{,}5 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_5 = 0{,}38$			$E_6 = 0{,}1 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_6 = 0{,}35$			$E_7 = 0{,}15 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_7 = 0{,}3$			$E_8 = 0{,}2 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_8 = 0{,}25$			$E_9 = 0{,}25 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_9 = 0{,}20$		
		a_1	$b_1 \cdot 10^6$	$c_1 \cdot 10^6$	a_1	$b_1 \cdot 10^6$	$c_1 \cdot 10^6$	a_1	$b_1 \cdot 10^6$	$c_1 \cdot 10^6$	a_1	$b_1 \cdot 10^6$	$c_1 \cdot 10^6$	a_1	$b_1 \cdot 10^6$	$c_1 \cdot 10^6$
1,05	0	4,46	3,67	0	1,89	2,14	0	0,66	1,56	0	0,06	1,24	0	—0,27	1,03	0
	30	5,86	2,99	—4,10	2,98	1,72	—2,23	1,67	1,21	—1,46	1,00	0,93	—1,06	0,61	0,75	—0,81
	45	7,28	2,31	—4,73	4,06	1,29	—2,57	2,67	0,85	—1,69	1,93	0,62	—1,22	1,48	0,47	—0,94
	60	8,69	1,63	—4,10	5,16	0,87	—2,23	3,69	0,49	—1,46	2,87	0,30	—1,06	2,36	0,19	—0,31
	90	10,10	0,95	0	6,26	0,45	0	4,69	0,14	0	3,81	—0,01	0	3,23	—0,10	0
1,1	0	3,60	3,08	0	1,72	1,90	0	0,65	1,44	0	0,08	1,16	0	—0,26	0,99	0
	30	4,79	2,44	—3,60	2,71	1,51	—2,0	1,59	1,10	—1,35	0,97	0,87	—0,99	0,60	0,71	—0,77
	45	5,99	1,81	—4,17	3,70	1,12	—2,31	2,54	0,77	—1,56	1,88	0,57	—1,14	1,46	0,44	—0,89
	60	7,18	1,19	—3,60	4,68	0,72	—2,0	3,48	0,43	—1,35	2,79	0,27	—0,99	2,32	0,17	—0,77
	90	8,38	0,56	0	5,65	0,33	0	4,43	0,11	0	3,70	—0,02	0	3,19	—0,10	0
1,2	0	2,39	2,39	0	1,36	1,59	0	0,54	1,24	0	0,04	1,04	0	—0,26	0,89	0
	30	3,51	—1,61	—3,12	2,27	1,24	—1,76	1,44	0,95	—1,20	0,92	0,77	—0,89	0,58	0,65	—0,70
	45	4,63	1,29	—3,60	3,20	0,89	—2,03	2,34	0,65	—1,38	1,80	0,50	—1,03	1,44	0,40	—0,80
	60	5,76	—4,87	—3,12	4,12	0,54	—1,76	3,24	0,35	—1,20	2,68	0,23	—0,89	2,28	0,15	—0 70
	90	6,88	0,20	0	5,05	0,18	0	4,15	0,04	0	3,56	—0,04	0	3,14	—0,10	0
1,3	0	1,67	1,95	0	1,07	1,37	0	0,42	1,10	0	0,003	0,94	0	—0,28	0,82	0
	30	2,81	1,48	—2,76	1,99	1,26	—1,59	1,32	0,84	—1,08	0,88	0,69	—0,81	0,56	0,59	—0,64
	45	3,94	1,01	—3,20	2,90	0,74	—1,83	2,20	0,57	—1,25	1,75	0,45	—0,94	1,41	0,36	—0,74
	60	5,08	0,54	—2,76	3,82	0,44	—1,59	3,10	0,30	—1,08	2,62	0,20	—0,81	2,26	0,14	—0,64
	90	6,21	0,07	0	4,73	0,12	0	3,99	0,03	0	3,48	—0,04	0	3,12	—0,09	0

Таблица 53

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в бетонных и железобетонных обделках туннелей на наружной грани при двуосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma^{н}_{обд} = a_2\sigma_{пор}$. Смещения: $v_r = b_2\sigma_{пор}R$, $v_\theta = c_2\sigma_{пор}R$, где $\sigma_{пор} = \pm\frac{1}{2\pi}K_c\gamma_{пор}C_1T_0$.

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_1=0{,}3\cdot10^4$ т/м²; $\nu_1=0{,}4$			$E_2=0{,}5\cdot10^4$ т/м²; $\nu_2=0{,}4$			$E_3=0{,}1\cdot10^5$ т/м²; $\nu_3=0{,}4$			$E_4\leqq0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4=0{,}4$		
		a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$
1,05	0	53,79	16,30	0	40,90	10,52	0	30,07	5,83	0	13,96	10,9	0
	30	38,92	8,55	—31,46	32,37	5,66	—19,87	26,69	3,29	—10,45	15,21	8,14	—13,55
	45	24,07	0,80	—36,32	23,84	0,79	—22,94	23,29	0,770	—12,07	16,45	5,43	—15,65
	60	9,20	—6,95	—31,46	15,32	—4,08	—19,87	19,90	—1,76	—10,45	17,70	2,71	—13,55
	90	—5,68	—14,71	0	6,79	—8,95	0	16,50	—4,28	0	18,92	1,0	0
1,1	0	47,93	9,23	0	37,9	6,90	0	26,69	4,33	0	9,94	8,3	0
	30	30,19	5,48	—16,54	25,14	3,65	—12,25	19,46	2,36	—7,47	10,0	5,78	—10,84
	45	12,44	0,41	—19,10	12,37	—0,41	—14,14	12,24	0,40	—8,62	10,05	3,3	—12,5
	60	—5,30	—4,0	—16,54	—0,38	—2,85	—12,25	5,0	—1,56	—7,47	10,11	0,82	—10,84
	90	—23,06	—8,40	0	—13,15	—6,10	0	—2,23	—3,53	0	10,17	—1,6	0
1,2	0	23,55	2,46	0	21,85	2,25	0	18,67	1,87	0	7,59	5,8	0
	30	15,06	1,34	—3,65	14,21	1,24	—3,334	12,60	1,04	—2,73	6,72	3,85	—7,2
	45	6,57	0,21	—4,22	6,57	0,21	—3,85	6,52	0,21	—3,15	5,85	1,9	—8,32
	60	—1,91	—0,91	—3,65	—1,07	—0,81	—3,334	0,45	—0,62	—2,73	4,98	—0,06	—7,2
	90	—10,40	—2,04	0	—8,71	—1,83	0	—5,63	—1,45	0	4,11	—2,0	0
1,3	0	13,17	0,98	0	12,77	0,95	0	11,91	0,88	0	6,38	4,2	0
	30	8,90	0,56	—1,18	8,69	0,54	—1,14	8,26	0,51	—1,047	5,32	2,78	—4,6
	45	4,63	0,15	—1,37	4,62	—0,15	—1,32	4,6	0,15	—1,209	4,27	1,36	—5,32
	60	0,37	—0,27	—1,18	0,54	—0,26	—1,14	0,94	—0,21	—1,047	3,20	—0,06	—4,6
	90	—3,90	—0,68	0	—3,53	—0,65	0	—2,71	—0,58	0	2,14	—1,47	0

Продолжение таблицы 53

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$			$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0{,}3$			$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_8=0{,}25$			$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$		
		a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$
1,05	0	4,71	3,66	0	2,05	2,14	0	0,84	1,56	0	0,24	1,24	0	—0,10	1,04	0
	30	5,83	2,98	—3,83	2,97	1,71	—2,11	1,69	1,21	—1,39	1,04	0,92	—1,01	0,66	0,75	—0,78
	45	6,94	2,29	—4,42	3,88	1,28	—2,43	2,56	0,84	—1,60	1,84	0,61	—1,17	1,41	0,47	—0,89
	60	8,06	1,62	—3,83	4,79	0,87	—2,11	3,41	0,49	—1,39	2,65	0,29	—1,01	2,17	—0,2	—0,78
	90	9,18	0,93	0	5,71	0,44	0	4,27	0,13	0	3,45	—0,02	0	2,93	—0,11	0
1,1	0	4,13	3,06	0	2,04	1,91	0	0,97	1,43	0	0,38	1,16	0	0,04	0,99	0
	30	4,80	2,43	—3,10	2,71	1,50	—1,79	1,65	1,10	—1,22	1,04	0,86	—0,90	0,68	0,71	—0,70
	45	5,46	1,79	—3,57	3,37	1,11	—2,06	2,32	0,76	—1,40	1,72	0,56	—1,04	1,34	0,44	—0,81
	60	6,13	1,17	—3,10	4,03	0,71	—1,79	3,00	0,42	—1,22	2,38	0,26	—0,90	1,99	0,17	—0,70
	90	6,80	0,53	0	4,69	—0,31	0	3,68	0,09	0	3,06	—0,04	0	2,64	—0,11	0
1,2	0	3,44	2,37	0	1,94	1,58	0	1,06	1,25	0	0,55	1,04	0	0,21	0,89	0
	30	3,69	1,83	—2,28	2,32	1,23	—1,39	1,52	0,94	—0,98	1,04	0,77	—0,75	0,71	0,64	—0,60
	45	3,92	1,27	—2,63	2,71	0,88	—1,60	1,99	0,64	—1,13	1,52	0,50	—0,86	1,21	0,39	—0,69
	60	4,18	0,72	—2,28	3,10	0,52	—1,39	2,44	0,34	—0,98	2,02	0,22	—0,75	1,72	0,14	—0,60
	90	4,41	0,18	0	3,48	0,17	0	2,90	0,04	0	2,51	—0,04	0	2,22	—0,10	0
1,3	0	3,05	1,96	0	1,82	1,36	0	1,09	1,11	0	0,62	0,94	0	0,31	0,82	0
	30	3,09	1,48	—1,76	3,09	1,05	—1,13	1,42	0,84	—0,83	1,00	0,69	—0,65	0,72	0,59	—0,52
	45	3,13	1,01	—2,03	3,13	0,74	—1,31	1,76	0,56	—0,96	1,39	0,44	—0,74	1,12	0,36	—0,60
	60	3,19	0,54	—1,76	3,19	0,43	—1,13	2,09	0,29	—0,83	1,76	0,20	—0,65	1,54	0,13	—0,52
	90	3,23	0,06	0	3,23	0,11	0	2,42	0,02	0	2,15	—0,05	0	1,94	—0,10	0

Таблица 54

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в чугунных обделках туннелей на внутренней грани при двуосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma^{в}_{обд} = a_1\sigma_{пор}$. Смещения: $v_r = b_1\sigma_{пор}R$, $v_\theta = c_1\sigma_{пор}R$, где $\sigma_{пор} = \pm\frac{1}{2\pi}K_c\gamma_{пор}C_1T_0$.

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	$\theta°$	$E_1 = 0{,}3\cdot10^4$ т/м²; $\nu_1 = 0{,}4$			$E_2 = 0{,}5\cdot10^4$ т/м²; $\nu_2 = 0{,}4$			$E_3 = 0{,}1\cdot10^5$ т/м²; $\nu_3 = 0{,}4$			$E_4 = 0{,}1\cdot10^6$ т/м²; $\nu_4 = 0{,}4$		
		a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^5$	$c_1\cdot10^5$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$
1,01	0	71,22	19,24	0	80,54	12,02	0	85,07	6,58	0	54,09	12,6	0
	30	94,77	10,21	—40,17	98,61	6,59	—24,34	98,93	3,84	—12,42	62,25	9,78	—15,88
	45	118,32	1,17	—46,39	116,69	1,15	—28,10	112,79	1,12	—14,35	60,43	6,97	—18,30
	60	141,87	—7,86	—40,17	134,75	—4,29	—24,34	126,64	—1,61	—12,42	78,59	4,22	—15,88
	90	165,42	—16,89	0	152,83	—9,72	0	140,49	—4,34	0	86,77	1,3	0
1,02	0	—2,29	18,04	0	18,04	11,18	0	32,92	5,92	0	34,53	10,0	0
	30	29,19	9,31	—39,16	39,14	5,89	—23,85	46,06	3,26	—12,15	39,82	7,23	—14,24
	45	60,68	0,60	—45,21	60,24	0,58	—27,54	59,19	0,58	—14,02	45,13	4,42	—16,44
	60	92,16	—8,14	—39,16	81,35	—4,70	—23,85	72,35	—2,09	—12,15	50,43	1,65	—14,24
	90	123,65	—16,86	0	102,45	—10,0	0	85,49	—4,77	0	55,74	—1,10	0
1,03	0	—39,78	16,66	0	—11,91	10,60	0	9,97	5,58	0	24,64	8,7	0
	30	0,70	8,53	—36,94	14,52	5,45	—23,00	25,25	2,98	—11,89	29,04	5,97	—13,60
	45	41,19	0,40	—42,66	40,99	0,40	—26,55	40,51	0,40	—13,72	33,46	3,25	—15,70
	60	81,67	—7,73	—36,94	67,42	—4,65	—23,0	55,79	—2,20	—11,89	37,87	0,51	—13,60
	90	122,16	—15,86	0	93,91	—9,70	0	71,05	—4,80	0	42,29	—2,2	0

Продолжение таблицы 54

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_5=0{,}5\cdot10^6$ т/м²; $\nu_5=0{,}38$			$E_6=0{,}1\cdot10^7$ т/м²; $\nu_6=0{,}35$			$E_7=0{,}15\cdot10^7$ т/м²; $\nu_7=0.3$			$E_8=0{,}2\cdot10^7$ т/м²; $\nu_2=0{,}25$			$E_9=0{,}25\cdot10^7$ т/м²; $\nu_9=0{,}2$		
		a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$	a_1	$b_1\cdot10^6$	$c_1\cdot10^6$
1,01	0	16,05	3,96	0	6,59	2,24	0	2,43	1,61	0	0,43	1,28	0	—0,67	1,06	0
	30	20,85	3,24	—4,30	10,17	1,80	—2,29	5,65	1,24	—1,49	3,40	0,95	—1,07	2,08	0,77	—0 81
	45	25,65	2,53	—4,97	13,74	1,36	—2,65	8,88	0,88	—1,72	6,35	0,63	—1,23	4,82	0,48	—0,94
	60	30,44	1,83	—4,30	17,32	0,93	—2,29	12,11	0,52	—1,49	9,33	0,31	—1,07	7,58	0,19	—0.81
	90	35,22	1,12	0	20,90	0,49	0	15,33	0,14	0	12,28	—0,01	0	10,33	—0,1	0
1,02	0	14,14	3,45	0	6,47	2,06	0	2,64	1,52	0	0,69	1,22	0	—0,44	1,02	0
	30	17,75	2,77	—3,76	9,45	1,64	—2,06	5,49	1,17	—1,37	3,39	0,91	—1,0	2,12	0,74	—0,77
	45	21,37	2,10	—4,34	12,44	1,22	—2,39	8,34	0,82	—1,57	6,08	0,60	—1,15	4,68	0,46	—0,89
	60	24,98	1,41	—3,76	15,42	0,91	—2,06	11,17	0,46	—1,37	8,78	0,29	—1,0	7,23	0,18	—0,77
	90	28,60	0,73	0	18,42	0,38	0	14,02	0,12	0	11,48	—0,03	0	9,79	—0,11	0
1,03	0	12,38	3,11	0	6,17	1,92	0	2,71	1,45	0	0,83	1,18	0	—0,28	0,99	0
	30	15,38	2,44	—3,46	8,77	1,51	—1,93	5,28	1,10	—1,29	3,33	0,87	—0,95	2,13	0,72	—0,74
	45	18,39	1,78	—3,99	11,40	1,11	—2,22	7,86	0,76	—1,49	5,83	0,57	—1,09	4,54	0,44	—0,85
	60	21,39	1,12	—3,46	14,0	0,69	—1,93	10,43	0,41	—1,29	8,33	0,26	—0,95	6,94	0,16	—0,74
	90	24,40	0,46	0	16,63	0,28	0	13,0	0,08	0	10,83	—0,04	0	9,35	—0,11	0

Таблица 55

Коэффициенты для определения напряжений и смещений в чугунных обделках туннелей на наружной грани при двуосном растяжении

Напряжения в обделке: $\sigma^{н}_{обд} = a_2\sigma_{пор}$. Смещения: $v_r = b_2\sigma_{пор}R$, $v_\theta = c_2\sigma_{пор}R$, где $\sigma_{пор} = \pm\frac{1}{2\pi}K_c\gamma_{пор}C_1T_0$.

$n=\frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_1=0{,}3\cdot10^4$ т/м²; $\nu_1=0{,}4$			$E_2=0{,}5\cdot10^4$ т/м²; $\nu_2=0{,}4$			$E_3=0{,}1\cdot10^5$ т/м²; $\nu_3=0{,}4$			$E_4=0{,}1\cdot10^6$ т/м; $\nu_4=0{,}4$		
		a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^4$	a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^5$	a_2	$b_2\cdot10^5$	$c_2\cdot10^4$	a_2	$b_2\cdot10^6$	$c_2\cdot10^6$
1,01	0	124,24	19,24	0	111,98	12,02	0	100,32	6,58	0	55,10	12,6	0
	30	120,70	10,20	—39,01	113,76	6,59	—23,64	106,0	3,84	—12,07	62,42	9,77	—15,54
	45	117,16	1,17	—45,04	115,54	1,15	—27,29	111,67	1,104	—13,94	69,73	6,95	—18,0
	60	113,61	—7,87	—39,01	117,3	—4,29	—23,64	117,35	—1,72	—12,07	77,06	4,10	—15,54
	90	110,06	—16,89	0	119,08	—9,72	0	123,02	—4,34	0	84,37	1,20	0
1,02	0	101,16	18,04	0	80,37	11,18	0	63,82	5,92	0	36,94	10,0	0
	30	80,33	9,31	—36,91	69,71	5,88	—22,49	60,94	3,25	—11,47	40,59	7,22	—13,57
	45	59,49	0,59	—42,63	59,08	0,58	—25,97	58,04	0,58	—13,24	44,24	4,40	—15,67
	60	38,66	—8,13	—36,91	48,43	—4,71	—22,49	55,17	—2,1	—11,47	47,90	1,63	—13,57
	90	17,83	—16,86	0	37,79	—10,0	0	52,28	—4,77	0	51,56	—1,10	0
1,03	0	105,25	16,55	0	77,68	10,50	0	55,44	5,58	0	28,52	8,60	0
	30	72,63	8,52	—33,82	58,75	5,45	—21,05	47,40	2,98	—10,90	30,51	5,96	—12,6
	45	40,0	0,40	—39,06	39,81	0,40	—24,32	39,34	0,38	—12,59	32,49	3,23	—14,55
	60	7,39	—7,74	—33,82	20,88	—4,65	—21,05	31,30	—2,21	—10,90	34,49	0,49	—12,6
	90	—25,23	—15,86	0	1,95	—9,70	0	23,26	—4,80	0	36,48	—2,3	0

Продолжение таблицы 55

$n = \frac{R_н}{R_{вн}}$	θ°	$E_5 = 0{,}5 \cdot 10^6$ т/м²; $\nu_5 = 0{,}38$			$E_6 = 0{,}1 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_6 = 0{,}35$			$E_7 = 0{,}15 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_7 = 0{,}3$			$E_8 = 0{,}2 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_8 = 0{,}25$			$E_9 = 0{,}25 \cdot 10^7$ т/м²; $\nu_9 = 0{,}2$		
		a_2	$b_2 \cdot 10^6$	$c_2 \cdot 10^6$	a_2	$b_2 \cdot 10^6$	$c_2 \cdot 10^6$	a_2	$b_2 \cdot 10^6$	$c_2 \cdot 10^6$	a_2	$b_2 \cdot 10^6$	$c_2 \cdot 10^6$	a_2	$b_2 \cdot 10^6$	$c_2 \cdot 10^6$
1,01	0	16,22	3,96	0	6,71	2,23	0	2,56	1,60	0	0,55	1,27	0	—0,55	1,06	0
	30	20,81	3,24	—4,25	10,16	1,79	—2,26	5,68	1,24	—1,47	3,43	0,95	—1,06	2,12	0,77	—0,80
	45	25,39	2,53	—4,89	13,61	1,36	—2,62	8,79	0,88	—1,69	6,30	0,63	—1,22	4,79	0,48	—0,93
	60	29,97	1,82	—4,25	17,05	0,92	—2,26	11,91	0,51	—1,47	9,17	0,31	—1,06	7,45	0,19	—0,80
	90	34,55	1,11	0	20,50	0,48	0	15,03	0,14	0	12,03	—0,02	0	10,11	—0,11	0
1,02	0	14,53	3,45	0	6,71	2,06	0	2,89	1,52	0	0,93	1,22	0	—0,20	1,02	0
	30	17,74	2,76	—3,63	9,46	1,63	—2,02	5,54	1,17	—1,34	3,44	0,91	—0,98	2,20	0,74	—0,75
	45	20,95	2,08	—4,20	12,20	1,21	—2,32	8,17	0,81	—1,54	5,96	0,43	—1,13	4,59	0,46	—0,87
	60	24,17	1,40	—3,63	14,94	0,91	—2,02	10,81	0,46	—1,34	8,47	0,28	—0,98	6,98	0,17	—0,75
	90	27,38	0,72	0	17,68	0,37	0	13,44	0,11	0	10,99	—0,04	0	9,37	—0,11	0
1,03	0	13,02	3,10	0	6,55	1,91	0	3,09	1,45	0	1,20	1,18	0	0,07	0,99	0
	30	15,44	2,44	—3,28	8,81	1,50	—1,83	5,36	1,10	1,24	3,43	0,87	—0,91	2,24	0,72	—0,71
	45	17,86	1,78	—3,78	11,07	1,10	—2,12	7,64	0,76	1,43	5,67	0,56	—1,06	4,40	0,44	—0,82
	60	20,28	1,11	—3,28	13,32	0,68	—1,83	9,91	0,41	1,24	7,90	0,26	—0,91	6,58	0,16	—0,71
	90	22,71	0,45	0	15,58	0,27	0	12,18	0,07	0	10,13	—0,05	0	8,74	—0,12	0

на коэффициент $K_c' \cdot T_0'/0{,}05$, где K_c' и T_0' — коэффициент сейсмичности и период колебания породы в рассматриваемом случае.

Максимальное сейсмическое давление воды в напорных туннелях для предварительных расчетов (без учета относительной длины туннеля и внутреннего давления) определяется по формуле:

$$P_в = \frac{1}{2\pi} K_c \gamma_в C_в T_0 \approx 100 K_c \text{ т/м}^2, \qquad 105$$

где $\gamma_в$ — объемный вес воды; $C_в$ — скорость распространения звуковой волны в воде, равная 1300 м/сек.

Напряжения в обделках от сейсмического воздействия (распространения сейсмических волн) при двуосном растяжении горного массива определяются по формулам:

на внутренней грани $\sigma_{обд}^{вн} = a_1 \sigma_п$, 106

на наружной грани $\sigma_{обд}^{н} = a_2 \sigma_п$. 107

Смещения точек обделки определяются по формулам:
на внутренней грани

$$\left.\begin{aligned} v_r &= b_1 \sigma_п R_{вн}, \\ v_\theta &= d_1 \sigma_п R_{вн}; \end{aligned}\right\} \qquad 108$$

на наружной грани

$$\begin{aligned} v_r &= b_2 \sigma_п R_н, \\ v_\theta &= d_2 \sigma_п R_н, \end{aligned} \qquad 109$$

где a_1, a_2, b_1, b_2, d_1, d_2 — коэффициенты, зависящие от упругих характеристик породы и обделки, геометрических характеристик обделки и от угла наклона θ радиуса, проведенного из центра к рассматриваемой точке сечения обделки, с горизонталью. Значения коэффициентов для бетонных, железобетонных обделок, а также туннельных обделок из чугунных тюбингов приведены в табл. 48—55.

При расчете по предельным состояниям переход от напряжений в обделке $\sigma_{обд}$ к моментам и нормальным силам M и N производится по формулам:

$$M = \frac{\sigma_{обд}^{н} - \sigma_{обд}^{вн}}{2} W, \qquad 110$$

$$N = \frac{\sigma_{обд}^{н} + \sigma_{обд}^{вн}}{2} F, \qquad 111$$

где W и F — приведенные момент сопротивления и площадь поперечного сечения железобетонной туннельной обделки.

При расчете на прочность элементов конструкций туннелей по предельным состояниям, кроме коэффициентов $m_{кс}$ и m, принимаемым в соответствии с «Указаниями по проектированию гидротехнических туннелей» (СН 238-73), ввиду кратковременности действия сейсмической нагрузки учитывается дополнительный коэффициент условий работы равный $m_{кр} = 1{,}2$ для бетонных и железобетонных конструкций и $m_{кр} = 1{,}4$ — для стальных конструкций.

При расчете гидротехнических туннелей на возможный вывал пород при землетрясении рекомендуется рассматривать в своде равномерно распределенную нагрузку p_r, действующую на участке, соответствующем центральному углу $\varphi = 60°$. При этом нагрузка $p_{r\varphi}$ принимается равной нулю.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ВОДНОЙ СРЕДЫ В РАСЧЕТАХ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Дополнительные материалы к табл. 3(15).

Таблица 56

Расчетные формулы для определения безразмерных коэффициентов присоединенных масс воды μ, ординат эпюр гидродинамических давлений D, равнодействующей гидродинамического давления Ω, глубин погружения точки приложения равнодействующей χ

Характер движения	μ	D	Ω	χ
Колебания-вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании (рис. 54):				
при $z_c=h$	—	$2R-\frac{4}{\pi}G$	0,436	0,528
при $z_c=0$	$\frac{2}{\pi}G\frac{h}{z}$	$\frac{2}{\pi}G$	0,325	0,646
Колебания-вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью, имеющей гибкую вставку (рис. 55).	рис. 60	$D=\mu$ рис. 60	—	—
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений				
с напорной гранью ломанного очертания	рис. 61	$D=\mu$ рис. 61	—	—
с напорной гранью криволинейного очертания	рис. 62	$D=\mu$ рис. 62	—	—
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью на жестком основании				
в каньоне полукруглого сечения (рис. 56).	табл. 59	$D=\mu$ рис. 59	—	—
в узком треугольном каньоне	рис. 63	$D=\mu$ рис. 63	—	—
Горизонтальные поступательные колебания вертикальной жесткой стенки в прямоугольном каньоне переменной глубины:				
прямой уклон (рис. 57, *а*)	$R-\alpha_1\times\left(1-\frac{\theta_1}{\alpha_1}\right)$	$R-\alpha_1\times\left(1-\frac{\theta_1}{\alpha_1}\right)$	$0{,}54-\frac{\alpha_1}{2}$	0,62
обратный уклон (рис. 57, *б*)	$R+\alpha_1\times\left(1-\frac{\theta_1}{\alpha_1}\right)$	$R+\alpha_1\times\left(1-\frac{\theta_1}{\alpha_1}\right)$	$0{,}54+\frac{\alpha_1}{2}$	—
значительный уклон	μ рис. 64	$D=\mu$ рис. 64	0,32	0,4
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемого подводного массива прямоугольного очертания	рис. 65	$D=\mu$ рис. 65	—	—
Горизонтальные изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью (рис. 58).	рис. 66	—	—	—
Горизонтальные колебания отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, свай с прямоугольной формой поперечного сечения (рис. 59).	1	1	1	0,5

Примечание. Коэффициенты R и G принимаются по табл. 5 (17).

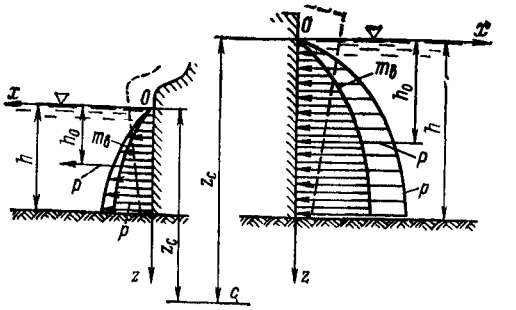

Рис. 54. Расчетная схема для случая колебаний-вращений недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании.

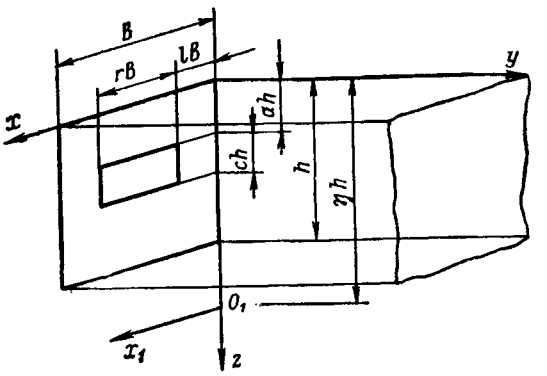

Рис. 55. Расчетная схема для случая колебаний-вращений недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью, имеющей гибкую вставку.

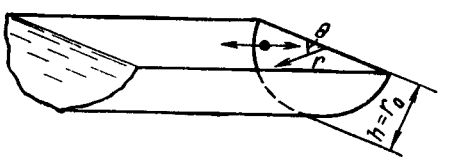

Рис. 56. Расчетная схема для случая горизонтальных поступательных перемещений недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью на жестком основании в каньоне полукруглого сечения.

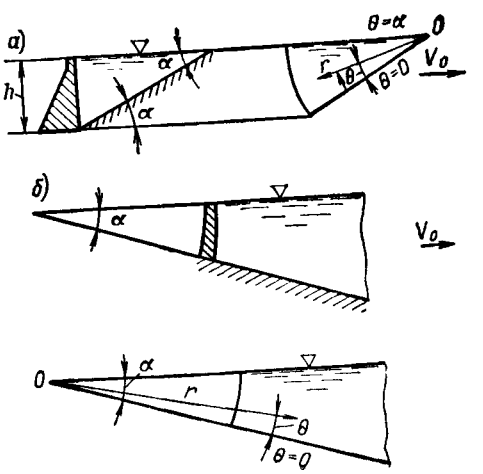

Рис. 57. Расчетная схема для случая горизонтальных поступательных перемещений жесткой стенки в прямоугольном каньоне

а—прямой уклон; *б*—обратный уклон.

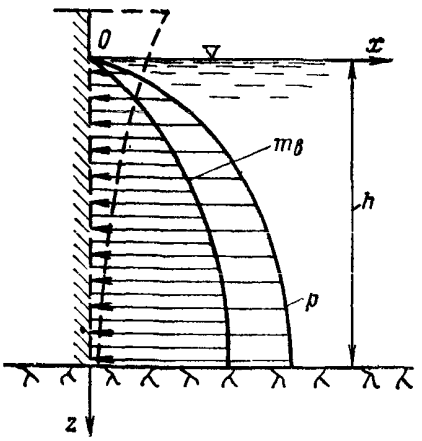

Рис. 58. Расчетная схема для случая горизонтальных изгибных колебаний сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью.

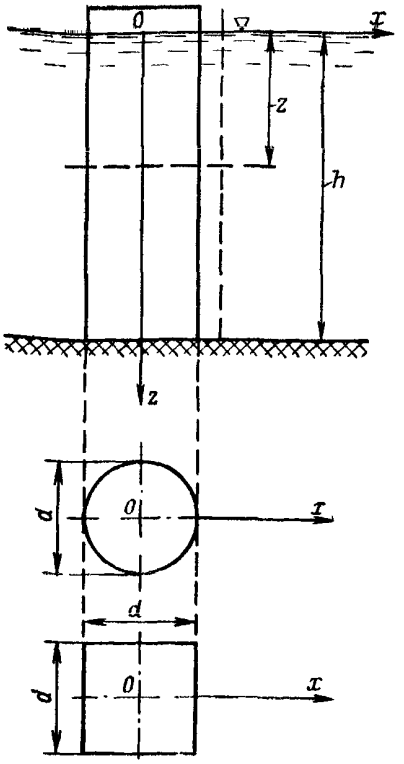

Рис. 59. Расчетная схема для случая горизонтальных колебаний отдельно стоящих вертикальных сооружений типа водозаборных башен, опор мостов, свай прямоугольного поперечного сечения.

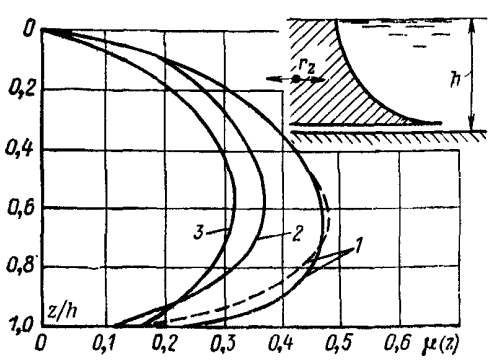

Рис. 62. Эпюры присоединенных масс воды при горизонтальных перемещениях недеформируемых сооружений с напорной гранью криволинейного очертания, в виде

1—четверти окружности; *2*—четверти эллипса с горизонтальной полуосью 1,5*h*; *3*—четверти параболы, пересекающей дно на расстоянии 1,5*h* от вертикали, проходящей через вершину; ——— — опыт; – – – – – теория.

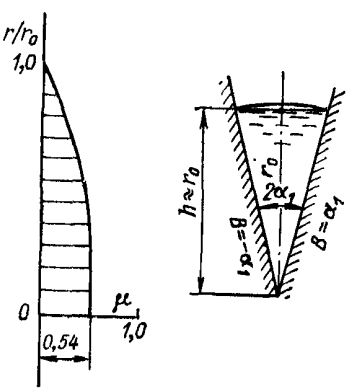

Рис. 63. Расчетная схема для горизонтальных перемещений недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью на жестком основании в узком треугольном каньоне.

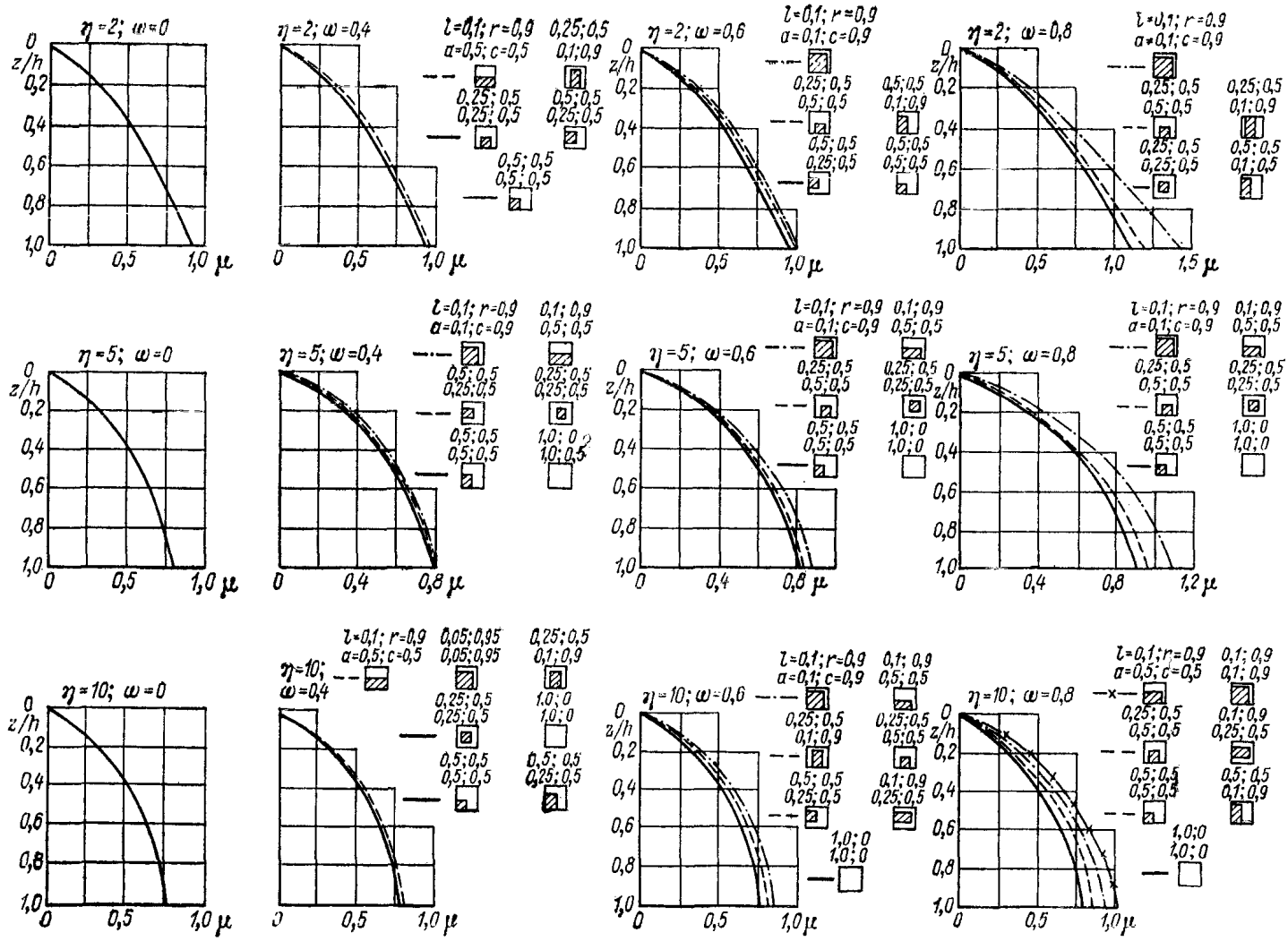

Рис. 60. Эпюры присоединенных масс воды для случая колебаний-вращений недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью, имеющей гибкую вставку, при кинематическом возбуждении

ω—отношение частоты вынужденных колебаний к первой собственной частоте плиты.

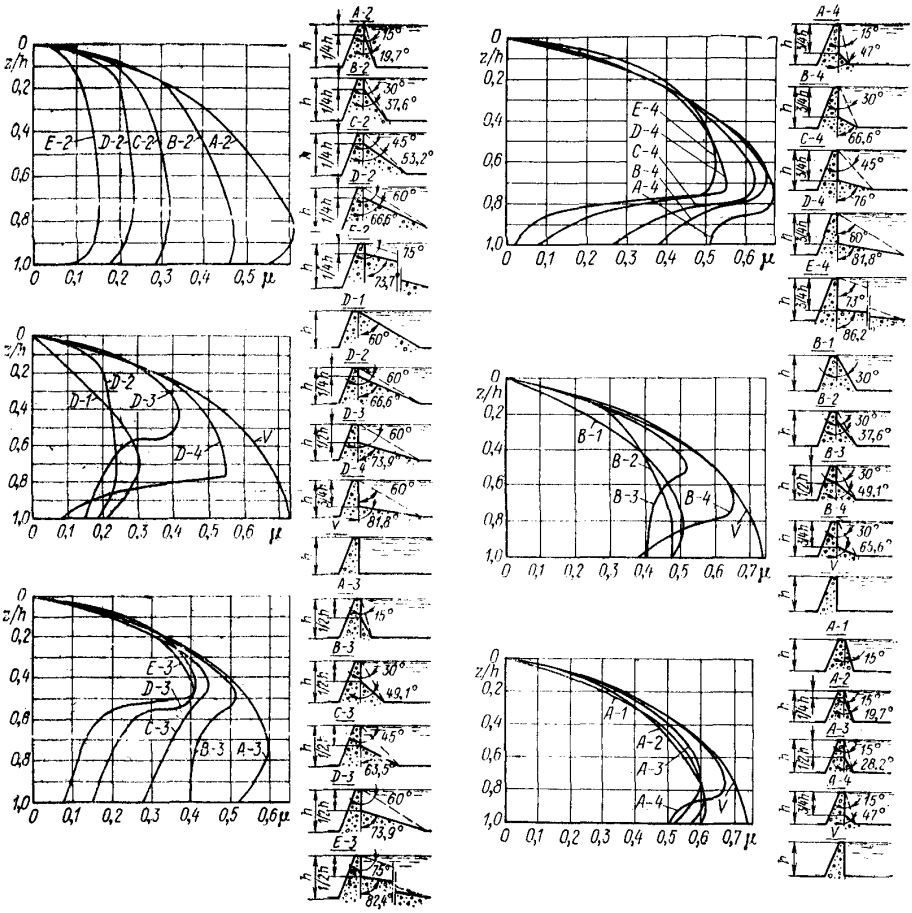

Рис. 61. Горизонтальные перемещения недеформируемых сооружений с напорной гранью ломаного очертания.

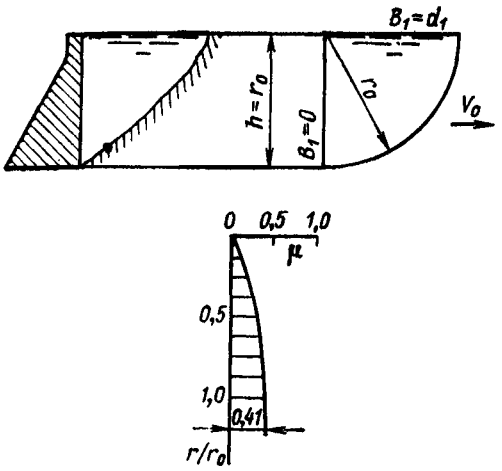

Рис. 64. Эпюра присоединенных масс воды для случая горизонтальных поступательных колебаний вертикальной жесткой стенки в прямоугольном каньоне переменной глубины при значительном уклоне.

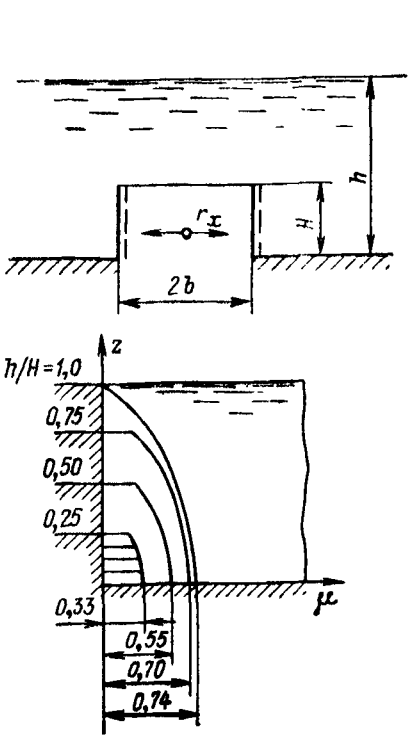

Рис. 65. Эпюры присоединенных масс воды для случая горизонтальных поступательных перемещений недеформируемого подводного массива прямоугольного очертания.

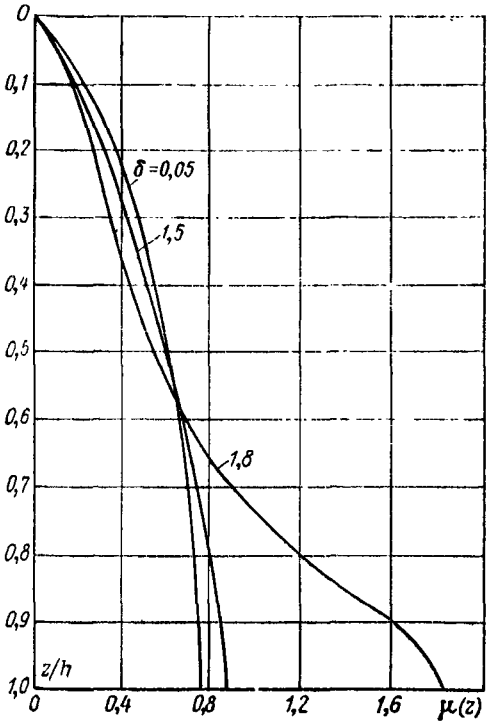

Рис. 66. Эпюры присоединенных масс воды для случая горизонтальных изгибных колебаний сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью

Обозначения: $\delta=\sqrt[4]{p^2\frac{m}{EI}}h$; p—частота колебаний основания; m—собственная масса единицы высоты стенки; E и I—модуль упругости материала и момент инерции поперечного сечения стенки; h—глубина воды.

Таблица 57

Значения безразмерного коэффициента ϕ, учитывающего ограниченность длины водоема в формуле 33(11)

$l:h$ \ $z:h$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,2	0,37	0,26	0,21	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,14	0,14
0,4	0,55	0,46	0,40	0,35	0,32	0,30	0,28	0,28	0,27	0,27
0,6	0,66	0,59	0,53	0,49	0,46	0,44	0,42	0,41	0,40	0,40
0,8	0,74	0,68	0,64	0,60	0,58	0,56	0,54	0,53	0,52	0,52
1,0	0,80	0,76	0,72	0,69	0,68	0,66	0,64	0,64	0,63	0,63
1,2	0,85	0,82	0,79	0,76	0,75	0,74	0,73	0,72	0,71	0,71
1,4	0,88	0,86	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,79	0,78	0,78
1,6	0,91	0,90	0,88	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84
1,8	0,93	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,88	0,88	0,88	0,88
2,0	0,95	0,94	0,93	0,92	0,92	0,92	0,91	0,91	0,91	0,91
2,5	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,95
3,0	0,99	0,99	0,99	0,99	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Таблица 58

Значения безразмерных коэффициентов Ψ_1 и Ψ_2, учитывающих ограниченность длины водоема

l/h	Ψ_1	Ψ_2
0,2	0,18	0,88
0,4	0,33	0,91
0,6	0,46	0,94
0,8	0,58	0,96
1,0	0,67	0,97
1,2	0,75	0,99
1,4	0,81	0,99
1,6	0,86	0,99
1,8	0,89	0,99
2,0	0,92	0,99
2,5	0,96	1,0
3,0	1,0	1,0

Общие рекомендации по определению сейсмических нагрузок на гидротехнические сооружения с учетом влияния водной среды.

На основании данных рекомендаций производится уточненный по сравнению с формулой 33(11) п. 5.23 раздела 5 расчет сейсмических нагрузок с учетом влияния водной среды. Определение суммарной сейсмической нагрузки (от собственной массы сооружения и гидродинамического давления воды) производится на основе следующих положений:

1) формы собственных колебаний конструкции с учетом и без учета влияния водной среды принимаются идентичными;

2) период собственных колебаний конструкции с учетом влияния водной среды в случае равномерно-распределенной (по высоте, срединной поверхности и т. п.) собственной массы может быть определен по формуле

$$T_i^* = T_i \sqrt{1 + \frac{m_{Bi}}{m_c}}, \qquad 112$$

где T_i — период собственных колебаний конструкции без учета влияния водной среды; m_c — собственная масса конструкции (на единицу длины, площади, объема); $m_{Bi} = \frac{\gamma}{g} h \mu_i \phi$ — равномерно-распределенная эквивалентная по инерционному влиянию присоединенная масса воды при колебаниях по i-му тону.

Значения безразмерного коэффициента присоединенной массы воды для ряда расчетных схем приводятся в табл. 60.

Таблица 59

Значения безразмерного коэффициента присоединенной массы воды для сооружения, совершающего горизонтальные поступательные перемещения в каньоне полукруглого сечения

r/r_0 \ θ/π	1/2	1/3	1/4	1/6	0
0,5	0	0,32	0,44	0,51	0,56
1	0	0,45	0,59	0,66	0,70

3) суммарная сейсмическая нагрузка (от собственной массы сооружения и гидродинамического давления воды) определяется по формуле

$$S_{ik}^{*} = Q_k m K_c \beta_i^0 \eta_{ik}^{*}, \qquad 113$$

где Q_k, m, K_c, β_i^0 имеют тот же смысл, что и в формуле 1(6), а коэффициент β_i определяется в зависимости от величины T_i^{*}.

Коэффициент формы с учетом влияния водной среды определяется по формуле, аналогичной (3):

$$\eta_{ik}^{*} = X_i(x_k) \frac{\sum_{j=1}^{n} (m_j + m_в) X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} m_j X_i^2(x_j)}, \qquad 114$$

где $m_j = \frac{O_j}{g}$; $m_в = \frac{\gamma}{g} h\mu\psi$ — присоединенная масса воды, соответствующая движению сооружения как жесткого целого и определяемая при помощи табл. 3 (15) и табл. 5б приложения 8.

Оценка параметров гравитационных волн, возникающих в результате сейсмотектонических смещений ложа водохранилища

Формула 41 (17) п. 5.28 учитывает горизонтальное смещение плотины при колебаниях. В случае возможности возникновения сейсмотектонических деформаций участка ложа водохранилища (поднятие участка дна), максимальное повышение уровня воды у плотины рекомендуется определять также по формулам:

$$\begin{aligned} \Delta h &= D_в (0{,}03 b/l + 1{,}42), \quad \text{при} \quad b/l \leqslant 0{,}35, \\ \Delta h &= D_в (0{,}22 b/l + 1{,}29), \quad \text{при} \quad b/l > 0{,}35. \end{aligned} \qquad 115$$

Здесь $D_в$ — максимальная амплитуда вертикального смещения (поднятия) дна, м; L — длина линии тектонического разрыва, км; $2b$ — протяженность смещаемого участка дна, км; l — длина водохранилища, км. При этом принимается $b = L/2$, если $L < l$ и $b = l/2$, если $L > l$.

Для определения $D_в$ и L можно использовать эмпирические соотношения:

$$\lg D_в = 1{,}817 \sqrt{M - 5{,}30} - 2{,}0, \qquad 116$$

$$\lg L = 0{,}26M - 0{,}39 \quad \text{при} \quad 5{,}3 < M < 6{,}0, \qquad 117$$

$$\lg L = 1{,}208M - 1{,}817 \sqrt{M - 5{,}3} - 4{,}548 \quad \text{при} \quad M \geqslant 6{,}0,$$

где M — максимально возможная магнитуда землетрясения для района водохранилища, определяемая на основании сейсмологических исследований. В первом приближении для определения M можно воспользоваться формулой

$$M = 0{,}67J + 2{,}33 \lg H - 2, \qquad 118$$

где J — расчетная балльность района водохранилища; H — глубина залегания очага землетрясения, км.

В случае, если возможны одновременно горизонтальное смещение приплотинного участка (блока) и сейсмотектоническое смещение в области ложа водохранилища, то Δh определяется по обеим зависимостям 41(17) и 115, и в качестве расчетной принимается его максимальная величина.

Таблица 60

Значения равномерно распределенных, эквивалентных по инерционному влиянию безразмерных коэффициентов присоединенных масс воды μ для некоторых расчетных схем

Расчетная схема	μ
Колебания-вращения недеформируемого сооружения с вертикальной напорной гранью на податливом основании	$\mu = \dfrac{0{,}543 - 0{,}65\dfrac{h}{z_c} - 0{,}21\dfrac{h^2}{z_c^2}}{1 - \dfrac{h}{z_c} + \dfrac{h^2}{3z_c^2}}$
Горизонтальные колебания недеформируемой вертикальной стенки	0,544
Горизонтальные колебания недеформируемой наклонной стенки	$0{,}543\cos^3\alpha$
Свободные колебания вертикальной стенки, шарнирно заделанной по краям	$\mu_I = 0{,}516$ $\mu_{II} = 0{,}229$
Свободные колебания вертикальной стенки, жестко заделанной в основании и шарнирно заделанной на верхнем конце	$\mu_I = 0{,}444$ $\mu_{II} = 0{,}230$
Свободные колебания вертикальной стенки, жестко заделанной с двух сторон	$\mu_I = 0{,}476$ $\mu_{II} = 0{,}190$
Изгибные колебания сооружений консольного типа с вертикальной напорной гранью	$\mu_I = 0{,}238$ $\mu_{II} = 0{,}326$
Горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью	
в узком треугольном каньоне	0,32
в каньоне полукруглого сечения	0,43
в прямоугольном каньоне переменной глубины при значительном уклоне (рис. 64)	0,32

Примечание. μ_I — значение присоединенной массы, соответствующее первой форме колебаний; μ_{II} — то же для второй формы колебаний; α — угол наклона напорной грани к вертикали.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3

5. Гидротехнические сооружения 4
Расчетные сейсмические воздействия 9
Сейсмическое воздействие от масс сооружения 9
Присоединенная масса воды и гидродинамическое давление 19
Сейсмическое давление грунта 24
Размещение гидротехнических сооружений и конструктивные мероприятия 25

Приложения . . . . . .

1. Карты сейсмического районирования территории СССР 32
2. Список населенных пунктов, расположенных в сейсмических районах, с указанием принятой для них сейсмичности в баллах 42
3. Рекомендации по приближенному определению частот и форм собственных колебаний плотин 71
4. Определение сейсмических нагрузок на гидротехнические сооружения . . . 83
5. Рекомендации по учету сейсмических воздействий в расчетах портовых гидротехнических сооружений 94
6. Уточненные расчеты плотин из грунтовых материалов на сейсмические воздействия с использованием ЭВМ 100
7. Учет сейсмических воздействий в расчетах гидротехнических туннелей . . . 126
8. Учет влияния водной среды в расчетах сейсмостойкости гидротехнических сооружений 156

РУКОВОДСТВО ПО УЧЕТУ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

(К разделу 5 главы СНиП II-А.12-69)

Научные редакторы *О. А. Савинов, Н. Д. Красников*

Редактор *Р. Н. Тиназова*

Технический редактор *Т. М. Бовичева*

Сдано в набор 3/II 1977 г.
Подписано к печати 12/V 1977 г.
М-21243. Формат 70×108/16.
Бумага типографская № 2.
Печ. л. 10,25+2 вкл. Усл. п. л. 14,35+2 вкл.
Уч.-изд. л. 12,81.
Тираж 1500. Зак. 83.
Цена 1 руб. 92 коп.
Типография Всесоюзного ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательского института гидротехники имени Б. Е. Веденеева.
195220, Ленинград.
Гжатская ул., 21.

gost.e-ecolog.ru