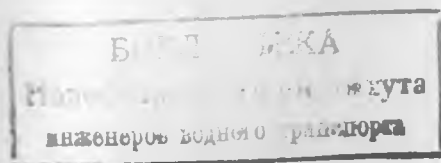


ПРИЧИНЫ
ПОВРЕЖДЕНИЙ
ПОРТОВЫХ
ОГРАДИТЕЛЬНЫХ
СООРУЖЕНИЙ

-6403-
00039011



Книга посвящена исследованию причин повреждений портовых оградительных сооружений — молов и волноломов. На основе анализа сделаны теоретические и практические выводы, заключающие в себе ряд указаний в области проектирования, строительства и технической эксплуатации оградительных сооружений.

Книга предназначена для инженерно-технических и научных работников, занимающихся изучением, проектированием, строительством и эксплуатацией портовых оградительных сооружений.

Отв. редактор П. Ф. Петров.

Техн. редактор Е. Г. Шпак.

Т-01682	Сдано в набор 1/II 1950 г.	Подписано к печати 18/IV 1950 г.
Объем: 22,5 печ. л. + 2 вкл.	25,9 уч.-изд. л.	Зн. в 1 печ. л. 46100
Изд. № 581.	Формат 60x92 ¹ / ₁₆ .	Зак. № 741
	Цена 17 руб., переплет 1 руб.	Тираж 2.000 экз.

Типография изд-ва «Морской транспорт», Одесса, Ленина, 26.

ОТ АВТОРА

Советские инженеры ведут большие исследовательские работы по изучению причин повреждений морских гидротехнических сооружений, и в этой области им принадлежит ведущая роль.

В частности, автор работает свыше 15 лет над изучением причин повреждений морских гидротехнических сооружений. В 1942 г. вышла в свет подготовленная еще до Великой Отечественной войны книга И. Н. Шафира и Р. И. Гинсбарга «Аварии морских гидротехнических сооружений» (изд-во «Морской транспорт»). В этой книге автором были написаны: раздел, посвященный авариям оградительных сооружений, часть раздела, излагающего аварии причальных сооружений, и обобщающая глава о факторах и формах повреждений морских гидротехнических сооружений. В 1946—1947 гг. автором опубликованы общие выводы, вытекающие из анализа аварий оградительных сооружений (журн. «Морской флот»).

Собранный обширный материал о специфических особенностях повреждений оградительных сооружений, резко отличающихся от аварий причальных сооружений, побудил автора выделить его в отдельную книгу. В настоящей работе число примеров повреждений молов и волноломов увеличено более чем вдвое по сравнению с книгой, изданной в 1942 г; приведены примеры повреждений ряжевых и свайных оградительных сооружений, отсутствовавшие в прежнем издании, и значительно полнее освещены повреждения сооружений из наброски камня и массивов.

Можно думать, что почти все наиболее серьезные и характерные случаи аварий и повреждений молов и волноломов нашли свое отражение в этой книге. Общая глава о факторах и формах повреждений переработана применительно к оградительным сооружениям. Новой в книге является заключительная глава, суммирующая все основные теоретические и практические выводы, которые можно сделать на основе фактического материала об авариях молов и волноломов.

Основная цель автора — помочь проектировщикам, строителям и работникам, занимающимся технической эксплуатацией портов, избежать при проектировании, строительстве и эксплуатации оградительных сооружений опасных ошибок, приводящих к ава-

риям этих сооружений. Автор стремился также оттенить некоторые природные явления, остающиеся еще недостаточно изученными, и подчеркнуть теоретические задачи, которые должны решить наши специалисты.

Автор приносит глубокую благодарность доктору технических наук, профессору Н. Н. Джунковскому, давшему ряд ценных указаний по книге, изданной в 1942 г., и по настоящей книге, а также инженер-генерал-директору морского флота III ранга П. Ф. Петрову, редактировавшему обе книги.

И. Н. Шафир

г. Москва, 25 декабря 1948 г.

Канд. технических наук

ГЛАВА I

ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА СОХРАННОСТЬ ПОРТОВЫХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ. ФОРМЫ ПОВРЕЖДЕНИЙ

Портовые оградительные сооружения—молы и волноломы, как и другие морские гидротехнические сооружения, подвергаются воздействию природных явлений, происходящих в трех сферах: земной, водной (морской) и воздушной. К действию природных явлений присоединяется влияние факторов, создаваемых деятельностью человека.

Факторы, влияющие на сооружения, могут быть разбиты на следующие основные группы:

а) геологические факторы, обуславливающие характер взаимодействия фундамента сооружения и грунта в его основании, а также определяющие состояние общей устойчивости сооружения и грунтового массива, на котором оно возведено;

б) гидрометеорологические факторы, характеризующие действие морского волнения, влияние льда (давление льда и действие воды при морозе), химическое действие морской воды и влияние живущих в ней организмов на материалы сооружения;

в) эксплуатационные факторы, определяющие полезные нагрузки на сооружение и условия поддержания его в сохранности;

г) факторы производства работ, при неправильной технологии строительства приводящие к повреждениям сооружения в процессе его постройки или же сразу по ее окончании, а иногда и спустя длительный срок;

д) сейсмические факторы;

е) военные факторы.

Практика строительства и эксплуатации портовых оградительных сооружений показывает, что в соответствующих случаях факторы каждой из перечисленных групп могут быть причиной деформаций сооружения. Однако обобщенный анализ материалов о повреждениях оградительных сооружений позволяет установить, что в подавляющем большинстве случаев решающими для сохранности их являются: морское волнение, геологические факторы и факторы производства работ.

1. Геологические факторы

Портовые оградительные сооружения, подвергаясь воздействию весьма значительных вертикальных и горизонтальных сил, создают интенсивные и распространенные по большой площади нагрузки на грунты, лежащие в их основании. Высокие значения напряжений грунта характерны как для молов и волноломов гравитационного типа, передающих нагрузку на грунт непосредственно или через подсыпку, так и для свайных сооружений, у которых лишь часть нагрузки передается на более глубокие слои грунта. Чаще всего поверхностные слои морского дна, несущие эти сооружения, состоят из неоднородных и легко сжимаемых грунтов. Поэтому геологические факторы имеют первостепенное значение в проектировании и строительстве оградительных сооружений. Деформации и аварии сооружений из-за несоответствия проекта или методов производства работ геологическим условиям случаются очень часто. Причинами такого несоответствия обычно являются неправильное представление о явлениях, происходящих в грунте под нагрузкой, и, как следствие этого, применение неправильных расчетных схем и методов определения взаимодействия сооружения и грунта в его основании. Иногда это обусловливается неудовлетворительным проведением геологических изысканий.

20 — 25 лет назад расчет сооружений гравитационного типа ограничивали определением устойчивости на опрокидывание вращением вокруг неизменно закрепленного переднего ребра подошвы стенки и на скольжение по постели и грунту. Грунт в основании считался неподвижным. Визуально устанавливали качественную характеристику грунта и допускаемое давление на его поверхность. Устойчивость грунта признавалась достаточной, если полученная расчетом нагрузка на основание не превышала принятого допускаемого давления.

В последние десятилетия теоретические работы советских ученых в области инженерной геологии, механики грунтов и теории расчетов гидротехнических сооружений совершенно изменили взгляды на роль грунта в устойчивости сооружений. Основное внимание при расчете сооружений перенесено на определение устойчивости грунта основания. Вместо визуальной оценки строительных свойства грунтов определяются на основе числовых показателей, полученных лабораторным путем.

Многообразие геологических образований морского дна, несовершенство молодых геотехнических наук и разноречивость расчетных методов не позволяют еще в настоящее время решать вопрос об устойчивости грунта в основании сооружения только на базе математических расчетов. Для правильного решения требуется обобщение данных по исследованию грунтов, результатов расчетов и опыта эксплуатации осуществленных сооружений.

В общем виде деформация стенки сооружения и грунта в его основании может быть представлена схемами, изображенными на

рис. 1. При постепенном нарастании вертикальной нагрузки деформация протекает по трем последовательным стадиям (фазам).

В первой стадии под действием нагрузки, не превосходящей практической несущей способности грунта, происходит его уплотнение в основании стенки и небольшая ее осадка (рис. 1-а). Если нагрузка увеличивается, то при некоторой ее величине грунт под подошвой стенки начинает разрушаться и в его массиве происходят небольшие смещения, а по бокам стенки — незначительные выпучины (рис. 1-б). Сначала смещения невелики и появляются беспорядочно в разных местах, еще не образуя сплошных поверхностей, но затем, по мере развития этой второй стадии деформации, отдельные площадки сдвига сливаются в сплошные криволинейные поверхности. Наступает момент неустойчивого

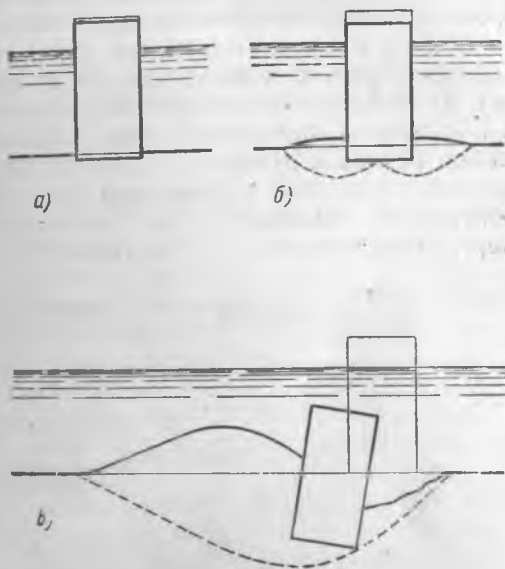


Рис. 1. Схемы деформации стенки и грунта в ее основании

равновесия стенки, когда дополнительная нагрузка вызывает резкий сдвиг в сторону большого массива грунта вместе со стенкой; впереди нее образуется высокий вал выпертого грунта. Это третья стадия деформации. Стенка при этой стадии деформации (рис. 1-в) как бы проваливается или получает «просадку», в отличие от небольших «осадок» в течение первых двух стадий деформации.

Неравномерность давления на грунт под подошвой стенки в силу эксцентриситета вертикальной нагрузки или приложения также горизонтальной силы нарушает симметричный характер деформации стенки и грунта в течение первых двух стадий и приближает момент третьей стадии.

Для стенок оградительных сооружений деформации первой стадии и начального этапа второй не представляют опасности, так как в эти периоды суммарные горизонтальные и вертикальные смещения измеряются сантиметрами. Такие смещения не вызывают расстройств конструкций, применяемых обычно для вертикальных стенок оградительных сооружений, и вовсе не сказываются на сохранности сооружений из каменной или массивовой наброски.

Деформация третьей стадии измеряется метрами и носит явно катастрофический характер. После нее возникает необходимость

в разборке и полном переустройстве сооружения вертикального типа, а в случаях аварии сооружения из наброски — в больших затратах по ее восстановлению. Вторую стадию деформации, за исключением начального ее этапа, также следует признать аварийной, так как она сопровождается разрушением грунта и является промежуточной, предшествующей третьей, катастрофической фазе.

Осадки и смещения первой фазы испытывают все оградительные сооружения, возводимые на сжимаемых (нескальных) грунтах. В дальнейшем изложении приведено много примеров молов и волноломов, испытавших без существенных повреждений деформации первой и начального этапа второй стадии. В качестве классических примеров деформации третьей стадии могут послужить обрушение головного ряжа Западного волнолома Ревельского порта, опустившегося 10 августа 1912 г. под действием веса над-

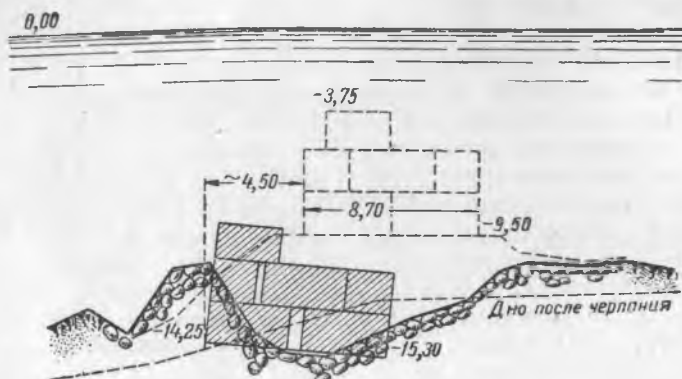


Рис. 2. Осадка пробного бычка

стройки под воду и сдвинувшегося в сторону на 2,36 м, и просадка на 5,80 м в 1928 г. частично сложенного пробного бычка удлинения нефтяного мола в одном из портов, также сопровождавшаяся сдвигом до 4,50 м (рис. 2). Аварийные просадки третьей стадии описаны помимо этого в пп. 14, 25, 37, 40 и др.

Изучение опыта строительства оградительных сооружений на сжимаемых грунтах показывает, что наименьшую опасность в отношении возможных деформаций представляют плотные песчаные грунты. Лабораторные исследования позволяют легко и точно определить их физические и строительные свойства; визуальный анализ песчаных грунтов также обычно бывает почти безошибочен.

Осуществление проекта сооружения на плотных песчаных грунтах не может встретить каких-либо неожиданностей. Благодаря жесткости скелета песчаного грунта деформации сооружений на плотных песчаных основаниях невелики и проявляются сразу же после приложения нагрузок.

Наоборот, пески и супеси в состоянии разрыхления, превышающего так называемую «критическую» порозность, имеют неустойчивое строение грунтового скелета и подвержены под влиянием сотрясений или других причин внезапным осадкам и сдвигам, влекущим за собой разрушение возведенных на них сооружений. Выборка оградительного сооружения под динамическим воздействием волн создает весьма благоприятные условия для самопроизвольных деформаций легкоподвижного рыхлого песчаного грунта в его основании. Типичный пример аварии стенки мола, вызванной этой причиной, описан в п. 25. Авария головы Западного мола в Ревельском порту также произошла вследствие просадки рыхлого песчаного грунта.

Еще большую опасность для тяжелых сооружений представляют перенасыщенные напорной водой рыхлые песчаные грунты, обычно мелкозернистые, но иногда также средне- и крупнозернистые, часто заиленные («плывуны»). В силу своей легкоподвижности и способности растекаться плывунные грунты неизбежно вызывают громадные просадки и разрушение возведенных на них сооружений. Однако плывунные грунты в море встречаются исключительно редко, тем более в отдалении от берега, где возводятся молы и волноломы. Поэтому случаи аварий оградительных сооружений на плывунах неизвестны.

Возведение молов и волноломов непосредственно на илистых грунтах всегда вызывает значительные деформации основания. Зачастую деформации принимают аварийный характер, подобный изображенному на рис. 1-в, и приводят к обрушению сооружения.

Следует отметить, что в практике морской гидротехники общее название «илистый грунт» присвоено разжиженному слабому грунту, чаще всего глинистому недавнего образования, включающему коллоидные, иловатые, пылеватые и мелкопесчаные частицы и прослойки. Характерной для илистых грунтов является их высокая пористость (влажность), в силу которой верхние слои грунта, иногда на значительную глубину, представляют собой полужидкую массу, в которую погружаются затонувшие суда, случайные предметы (судовые якоря, цепи и пр.) и камень, отсыпaeмый для образования постели сооружения.

Из истории портового строительства известно, что некоторые тяжелые оградительные сооружения строились на илистых грунтах, хотя слабость грунта неизбежно должна была привести к деформации. Но с этим обстоятельством мирились, рассчитывая в процессе строительства достичь уплотнения основания. Применением типа сооружений из правильной горизонтальной кладки массивов и длительным, кропотливым ведением работ, сопровождавшимся многократной разборкой деформированной кладки и подсыпкой камня в постель, удавалось создать в основании сооружения достаточно мощную по ширине и глубине подушку из верхнего слоя грунта, уплотненного проникшей в него каменной наброской. Образованием такой подушки достигали заглубления

постели и передачи давления уменьшенной интенсивности на более глубокие и плотные слои грунта.

С аналогичной целью применялся на илистых грунтах тип оградительных сооружений из каменной либо массивовой наброски. Деформация сооружения такого типа при осадке обычно не носила характера катастрофы, а вызывала лишь необходимость пополнения профиля; в то же время благодаря осадке достигалось уплотнение грунта в основании сооружения.

Как видно из сказанного, проектирование и строительство оградительных сооружений на илистых грунтах производились как бы ощупью. Нельзя было заранее предвидеть, будет ли иметь место деформация, практически вызывающая необходимость перекладки массивов или пополнения профиля, либо деформация примет катастрофический характер и потребует возведение нового сооружения. Поэтому строительство оградительных сооружений на илистых грунтах сопровождалось частыми авариями, которые в различных случаях отличались лишь своими размерами и степенью трудности их ликвидации.

Характерные случаи подобных аварий приведены в пп. 14, 37, 40. Примерами возведенных на илистых грунтах сооружений могут послужить молы, описанные в пп. 20, 22, 41.

Еще не так давно господствовала точка зрения, что «нет никакого средства борьбы с явлениями просадок, которые происходят в илистом грунте, простирающемся на неограниченную глубину»¹. Такое суждение было обусловлено отсутствием в то время каких-либо научных данных о физических явлениях, происходящих в илистом грунте под нагрузкой. Эти явления получили правильное освещение лишь в последние годы благодаря созданию русским ученым Н. М. Герсевановым и другими теории динамики грунтовой массы, охватывающей все виды сжимаемых грунтов в водной среде. Эта теория сыграла наибольшую роль в приложении к глинистым и илистым грунтам.

Теория динамики грунтовой массы отводит первостепенную роль гидродинамическим процессам, протекающим в толще грунта. Согласно этой теории, равновесие грунта определяется математической зависимостью между давлением на грунт и его пористостью (или влажностью). Повышенное давление от приложения нагрузки к поверхности грунта сначала воспринимается заключенной в его порах водой, а затем, по мере фильтрации воды под напором и уменьшения пористости грунта, постепенно передается на упругий грунтовой скелет. В период гидродинамического процесса до установления нового равновесия, т. е. до достижения соответствия между пористостью грунта и новым давлением, сооружение подвергается особой опасности деформации в связи с возможностью сдвигов самой грунтовой массы (рис. 1-в). В это время способность грунта сопротивляться сдвигающим усилиям непре-

¹ XIV Международный судоходный конгресс. 1926 г.

рывно меняется. Таким образом, фактор времени приобретает решающее значение. Лишь по окончании гидродинамического процесса устойчивость грунта вновь начинает определяться сопротивляемостью его скелета.

В отличие от песчаных грунтов, обладающих жестким скелетом и крупными свободно фильтрующими воду порами, илистые грунты образованы мелкими частицами со столь же мелкими порами, препятствующими фильтрации воды. Это обстоятельство в совокупности с высокой общей пористостью илистого грунта и слабостью его скелета служит причиной того, что под нагрузкой происходит разрушение скелета и течение самой грунтовой массы. Чем интенсивнее прилагается нагрузка, тем скорее и сильнее происходит нарушение устойчивости илистого грунта.

Изложенная в общих чертах схема явлений, происходящих в илистых грунтах, получила свое подтверждение, помимо теоретических и лабораторных исследований, также и на опыте строительства и аварий многих сооружений.

Плотные глинистые и суглинистые грунты обычно являются достаточно устойчивым основанием для тяжелых оградительных сооружений. Хотя и в них под действием нагрузок происходят гидродинамические процессы, аналогичные только что описанным для илистых грунтов, но здесь эти процессы при правильном производстве работ протекают медленно и с малой интенсивностью благодаря невысокой пористости (влажности) грунта и относительной прочности его скелета. Необходимо лишь не допускать форсированной нагрузки на основание, которая могла бы повлечь за собой чрезмерное ускорение гидродинамических процессов и, как следствие, такие же деформации, какие свойственны илистым грунтам (рис. 1-в). Постепенное и выдержанное по времени приложение нагрузки, наоборот, вызывает длительное и исчисляемое годами движение воды в мельчайших порах между чешуйками грунтового скелета, в результате которого происходит столь же длительное уплотнение грунта и постепенная осадка, не опасная для оградительного сооружения.

При строительстве на плотных глинах и суглинках следует также учитывать, что грунты этого рода, обнаженные во время устройства котлована и освобожденные от ранее лежавших на них слоев, способны принимать в свои поры внешнюю воду, в результате чего происходит разбухание грунта, и «взмывание» его поверхности. Такое нарушение структуры поверхностного слоя грунта значительно уменьшает силы трения, препятствующие сдвигу сооружения по грунту. Игнорирование этого обстоятельства может явиться причиной аварии сооружения.

Характер и размер вызванных геологическими факторами деформаций молдов и волноломов находятся в тесной взаимосвязи с их конструкцией. Строительство сооружений некоторых конструктивных типов сопряжено с форсированным приложением больших нагрузок к основанию в связи с тем, что подводная часть их про-

филя возводится сразу на полную высоту. К таким типам относятся прежде всего сооружения из массивов-гигантов и ряжей, целиком устанавливаемых на постель и немедленно после установки заполняемых бетоном или камнем во избежание повреждения их волнением. К этой же группе принадлежат сооружения, образованные элементами с меньшим весом, но по условиям производства работ также возводимые сразу на полную высоту: молы и волноломы из укладываемых в столбы циклопических либо целлюлярных массивов и из наклонной кладки обыкновенных или циклопических массивов.

Применение перечисленных типов молов и волноломов на слабых грунтах без специальной подготовки основания неизбежно должно вызвать в силу изложенных выше причин потерю устойчивости грунта и обрушение сооружения. В этом отношении все эти типы близки друг к другу. Наоборот, чувствительность их к небольшим деформациям более прочного грунта основания совершенно различна.

Ряжи, благодаря своей гибкости, лучше других конструктивных элементов переносят небольшие неравномерные осадки, наклоны и сдвиги. Они только несколько изгибаются и перекашиваются, но сохраняют свою прочность. Опасность изломов и трещин бетонной или каменной надстройки на ряжах при их неравномерной осадке легко может быть предотвращена устройством надстройки лишь после затухания наиболее интенсивной осадки.

Массивы-гиганты особенно чувствительны к деформациям основания. В силу своей большой жесткости они не могут упруго деформироваться, следуя за неровностями просевшей постели, и получают поперечные трещины, особенно опасные при комбинированном—бетонном и сыпучем—заполнении. Наряду с этим, перекосы и наклоны вдоль сооружения влекут за собой нажатие торцов гигантов друг на друга, в результате чего повреждаются торцовые стенки, а в надстройке и парапете возникают отколы и трещины (см. пп. 7, 8, 11).

Неравномерная осадка столбов из циклопических или целлюлярных массивов также может вызвать нажатие их друг на друга и при особо неблагоприятных условиях—растрескивание массивов. Однако наличие частых поперечных швов в стенке сооружения из столбов значительно снижает опасность таких повреждений.

Наклонная кладка массивов мало чувствительна к небольшим деформациям основания благодаря тому, что отдельные массивы в ней почти не работают на изгиб и расстройство швов при осадке не имеет места. Помимо этого, в процессе строительства, когда основание загружается стенкой на полную ее высоту и происходят наибольшие осадки, наклонные ряды массивов в момент укладки еще могут свободно и без повреждений сдвигаться друг по другу (см. п. 27).

В отличие от перечисленных типов сооружений, молы и волно-

ломы из горизонтальной кладки обыкновенных массивов допускают производство работ, обеспечивающее постепенное и медленное нарастание нагрузки на основание. Для этого каждый горизонтальный курс массивов укладывается на возможно большем протяжении сооружения, выдерживается возможно более длительное время — до затухания осадки основания — и лишь после этого перекрывается следующим курсом. В случае значительной осадки производится перекладка массивов с подсыпкой камня в постель. Благодаря такому методу производства работ удавалось без специальной подготовки основания возводить вертикальные стенки из горизонтальной кладки массивов даже на слабых илистых грунтах. Укладка массивов горизонтальными курсами часто применялась также для предварительной огрузки основания молов и волноломов, возводимых из других элементов, например, из массивов-гигантов (см. п. 14).

Вызванные геологическими факторами деформации сооружений из горизонтальной кладки массивов отличаются чрезвычайно большим различием в характере и размерах. При возведении стенки на слабых грунтах без соблюдения приведенных выше основных принципов производства работ происходят аварийные просадки и обрушения, требующие для своей ликвидации перестройки стенки заново. Однако и правильное производство работ не предохраняет стенки от деформаций, а отдельные массивы от трещин и поломок, размер которых зависит от большей или меньшей степени прочности грунта в основании; иногда отдельные массивы настолько сильно повреждаются, что выпадают из стенки. Надводное строение либо отслаивается от массивовой стенки, либо, следуя за ее осадкой, также деформируется и получает трещины и отколы. Конструктивные дефекты сооружения, например недостаточная прочность, неточная форма или малая высота массивов, вызывают повышенные повреждения его элементов.

Мола и волноломы из двух сплошных рядов свай с засыпкой камня между ними менее подвержены повреждениям по геологическим причинам. Свайные ряды передают часть нагрузки на более глубокие слои грунта и, кроме того, образуют своего рода обойму для грунта в основании. Засыпка камня слоями позволяет создать некоторую постепенность нарастания нагрузки на грунт. В процессе забивки свай легко можно обнаружить особую слабость грунта и принять необходимые меры (увеличение глубины забивки или уширение профиля стенки).

В силу всего сказанного, аварийное обрушение свайного мола или волнолома из-за слабости грунта практически почти невозможно. Опыт строительства свайных оградительных сооружений подобных аварий не знает. Для этих сооружений типичными являются деформации другого вида: просадка каменной засыпки в слабый грунт, образование пустот над ней, повреждения надводного строения, возведенного на каменной засыпке и лишенного опоры после ее просадки. Воздействие волн на сооружение и грунт

в его основании способствует увеличению просадок и повреждений. В п. 34 подробно освещены подобные повреждения и меры, необходимые для их предотвращения.

Деформации молот и волноломов из наброски камня или массивов резко отличны от деформаций сооружений вертикального типа. Прежде всего для наброски самое понятие «катастрофическое обрушение» не имеет реального смысла, так как даже при наибольших возможных просадках профиль сооружения лишь искажается, но не теряет принципиальных очертаний призмы; благодаря этому сооружение может быть сравнительно легко восстановлено путем дополнительной наброски массивов или камня. Кроме того, уменьшенное в несколько раз давление волн на сооружение из наброски, по сравнению с давлением на вертикальную стенку, и меньшее влияние волновых воздействий на сумму нагрузок, передаваемых на основание, обеспечивают почти равномерное, постоянное и распространенное по большой площади давление на грунт.

Вследствие этих ценных свойств сооружения из наброски с успехом возводятся на любых грунтах и при любой силе волнения. Их деформации обычно ограничиваются небольшими осадками и искажением профиля. Только на особо слабых грунтах происходят аварийные просадки всего профиля, достигающие нескольких метров (пп. 37, 38, 39, 40). Кроме общих деформаций для сооружений из наброски массивов при осадке характерны повреждения отдельных массивов: раздробление углов и ребер, трещины и поломки. Как показал опыт строительства, массивы больших размеров испытывают при этом более сильные повреждения (п. 45). Сооружения из каменной наброски иногда получают большую просадку с портовой стороны (п. 38); это явление объясняется тем, что неширокая призма из плотной каменной наброски может приобрести характер монолитной наклонной стенки и передавать при сильном волнении повышенное давление на грунт под своей тыловой частью.

Из всего изложенного видно, что, несмотря на разнообразие характера и величины деформаций, свойственных разным конструктивным типам оградительных сооружений, строительство на слабом грунте мола или волнолома любого типа в большинстве случаев требует специальной подготовки основания. В некоторых случаях это требование бывает продиктовано прямой невозможностью без подготовки основания осуществить сооружения данного типа, в других — стремлением сократить затраты средств и времени на строительство.

Первоначально практика портостроения знала только два способа специальной подготовки основания оградительных сооружений, возводимых на слабых илистых и глинистых грунтах: а) предварительную огрузку и выжимание в стороны грунта при помощи отсыпки, а затем срезки вала из песка, гравия или карьерных отходов; б) замену такими же материалами вычерпанных земснарядом верхних слоев грунта.

Ряд примеров успешного применения этих способов подготовки основания приведен в пп. 8, 37, 38. Однако первый способ, не внося ничего принципиально нового в работу слабого грунта основания, не обеспечивал его от внезапных и больших просадок, а позволял лишь заранее вызвать эти просадки и несколько уменьшить затраты на сооружение за счет «потонувших» в слабом грунте более дешевых материалов насыпи. Второй способ оказывался успешным только при наличии на глубине более плотных грунтов и устройстве котлована для замены грунта на достаточную глубину.

В последние десятилетия с большим успехом применяется устройство «плавающего основания» в виде относительно тонкой и широкой (в десятки и сотни метров) подушки из мелкого чистого песка. Опыт эксплуатации осуществленных на такой подушке сооружений и данные специально поставленных экспериментов настолько благоприятны, что некоторые специалисты высказывают мнение о возможности возведения без особо больших затрат устойчивых сооружений тяжелого типа на любых грунтах. Физическое объяснение благоприятного действия песчаной подушки и современное состояние проблемы ее применения подробно освещены в п. 40.

Из новых идей в области подготовки основания для строительства молв и волноломов на весьма слабых илистых грунтах следует отметить: замораживание грунта; устройство в нем вертикальных дрен; нагнетание в грунт песка с помощью рефулера. Все эти технические новшества отражены в представленных проектах на конкурс, организованный в 1940—1941 гг. Всесоюзным научным инженерно-техническим обществом водного транспорта.

При строительстве сооружений на рыхлых и плавунных песчаных грунтах издавна употребляется забивка свай и шпунтовых рядов, которые предотвращают сдвиги грунта в стороны и способствуют его уплотнению в процессе забивки. Пример применения инженером П. С. Чеховичем более 50 лет назад шпунтовых рядов приведен в п. 25.

В настоящее время предложено много других способов повышения несущей способности легкоподвижных песчаных грунтов: уплотнение их при помощи взрывов или вибрирования, закрепление химическим способом, инъекцией цементного раствора либо битума и др. Некоторые из этих приемов уже показали свою малую эффективность (вибрирование), другие не вышли из стадии единичных экспериментов в производственных условиях (уплотнение взрывами), третьи (закрепление и инъекция) оказались чрезмерно дорогими, вследствие чего ни один из указанных приемов пока не вошел в практику строительства молв и волноломов.

В заключение следует сказать, что оградительные сооружения, возведенные на практически несжимаемых скальных грунтах, естественно, не испытывают осадок и деформаций по геологическим причинам. Н. П. Зворыкин в своей книге «Повреждения и

восстановление портовых гидротехнических сооружений» (Военмориздат, 1941 г.) приводит случай аварии Северного волнолома в порту Сихэм через 30 лет после его постройки в результате выщелачивания морской водой известняковой скалы в основании волнолома. Однако этот случай может быть отнесен к числу исключений из общего правила о незыблемости скальных оснований.

2. Гидрометеорологические факторы

а) Морское волнение

Морское волнение создает большие нагрузки на оградительные сооружения, основное назначение которых — отразить или разбить волну и этим защитить акваторию порта.

Интенсивное строительство молов и волноломов, начатое в середине прошлого столетия, в первое время велось опытным порядком.

Только за последние 20—25 лет накоплены результаты наблюдений за элементами волнения в различных местах морских побережий и разработаны методы расчета действия волнения на сооружение.

По характеру взаимодействия волн и оградительных сооружений последние, как известно, делятся на два принципиально различающихся между собой типа: сооружения с вертикальной стенкой и откосной формы.

Сооружение в виде вертикальной или круто наклонной стенки, заложенной на достаточной глубине, отражает подходящую к нему волну. Для построения диаграммы возникающего при этом бокового давления на стенку предложен ряд методов советскими (В. М. Тренюхиным,

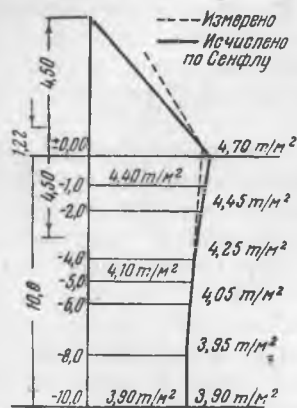


Рис. 3. Вычисленная и наблюдаемая диаграмма волновой нагрузки

А. Т. Федоровым, Н. Н. Zubовым) и иностранными учеными, в частности, Сенфлу.

Гидромеханический метод Сенфлу включен в действующий с 1946 г. Государственный общесоюзный стандарт 3255-46 «Нагрузки на гидротехнические сооружения. Воздействия волновые», поскольку он, хотя и не отражает физической сущности явления, но дает практически достаточную сходимость с результатами опытов на уменьшенных моделях и данными наблюдений над существующими сооружениями. На рис. 3 показано сравнение диаграммы Сенфлу с диаграммой измеренного в натуре давления (измерения производились на волномерной башне). В п. 15 (рис. 89) и п. 17 (рис. 104) приведены аналогичные сравнительные диаграммы давлений, полученных расчетом и измеренных на уменьшенных моделях.

По этому методу действие волнения на стенку рассматривается как статическое давление интерферирующей (стоячей) волны, созданной в условиях конечной глубины интерференцией отраженной и исходной волн и имеющей амплитуду $4h$, вдвое превосходящую амплитуду исходной волны $2h$. Интенсивность давления (нагрузка на 1 м^2 поверхности стенки) максимальна на горизонте спокойного моря. Книзу от этого горизонта она медленно уменьшается, кверху же падает быстро до нуля на уровне гребня стоячей волны. Под действием волнения стенка испытывает переменные по величине и направлению нагрузки. Наибольшее давление со стороны моря внутрь гавани имеет место при подходе гребня волны; наоборот, в момент подхода ложбины на стенку действует наибольшая нагрузка от гидростатического давления со стороны гавани. При наличии волнения в гавани нагрузки на сооружение возрастают сообразно колебаниям уровней воды с обеих сторон стенки. Суммарное давление, испытываемое стенкой, возрастает с увеличением высоты вертикальной стенки, высоты волны ($2h$) и ее длины ($2L$), уменьшаясь с увеличением глубины у сооружения (H). Наибольшее влияние оказывают первые два фактора.

Приведенные выше данные о проверках и практической применимости метода относятся к упрощенной прямолинейной диаграмме давления волн, предложенной Сенфлу взамен вытекающей из его формул криволинейной диаграммы, требующей для своего построения более громоздких расчетов.

Н. Т. Мелешенко впервые обратил внимание на величину отклонения упрощенной прямолинейной диаграммы от точной криволинейной. Он решил интеграл, определяющий площадь точной диаграммы, и построил графики для расчета суммарного давления волны (Н. Т. Мелешенко, К вопросу об определении давления волны на вертикальную стенку. Сборник треста Спецгидропроект, выпуск I, Стройиздат, 1941 г.). Расчеты, приведенные Н. Т. Мелешенко, показывают, что при глубокой воде ($\frac{H}{L} \geq 1$) упрощенная диаграмма может дать нагрузки, преувеличенные в два и более раза (рис. 4) против точной, а на глубинах малых по сравнению с длиной волны отклонения относительно невелики. Так, например, при $2h = 6 \text{ м}$, $2L = 64 \text{ м}$, $H = 8 \text{ м}$ нагрузка по упрощенной диаграмме оказалась повышенной на 17%.

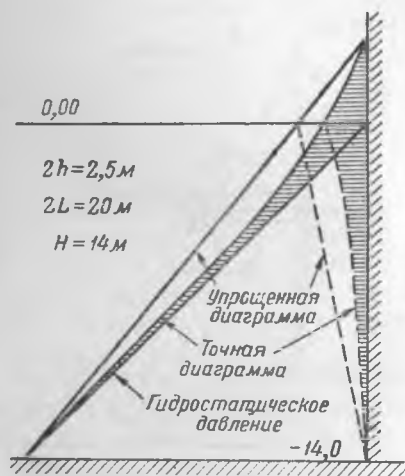


Рис. 4. Точная и упрощенная диаграмма

Натурные и лабораторные исследования показали, что при штормах, сопровождаемых сильным местным ветром, происходит заострение гребней волн, в результате чего высота интерферируемых волн, образующихся у вертикальной стенки, превышает $4h$, доходя до $5h$. Однако общее боковое давление на стенку при этом не выходит из пределов упрощенной диаграммы, так как длина волн при местном ветре меньше, нежели правильных волн зыби той же высоты при безветрии. К тому же динамические силы возникающие от разбивания волн на поверхности, действуют на

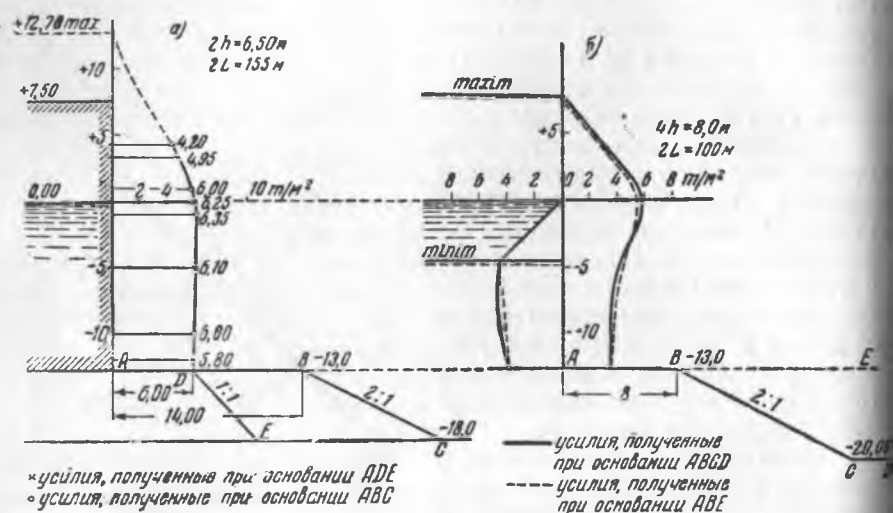


Рис. 5. Диаграмма давления волны при разных глубинах дна и очертаниях берм

стенку в виде весьма коротких толчков, оказывая влияние лишь на устойчивость верхних ее элементов.

Проведенные в различных гидротехнических лабораториях опыты на уменьшенных моделях обнаружили также, что при не очень большой толщине постели интенсивность давления на стенку (нагрузка на 1 м^2) почти не зависит от глубины H_1 заложения подошвы самой стенки и определяется глубиной H воды перед сооружением (рис. 5).

Таким образом, ряд наблюдающихся явлений, не учитываемых принятыми в настоящее время методами расчета (метод Сенфлу), показывает, что необходимо продолжать теоретические, лабораторные и натурные исследования с целью выработки новых, более совершенных методов.

Помимо непосредственного бокового давления на стенку, интер

ферированная (стоячая) волна создает большие донные скорости. Вдоль фасада стенки действует постоянная вертикальная скорость, направленная вниз; у подошвы она переходит в скорость горизонтальную, направленную от стенки. В этом же месте — в углу между стенкой и дном моря — образуется вихрь. Дальше от стенки максимальные горизонтальные скорости переменного направления в профиле стоячей волны совпадают с зонами расположения ее узлов и в местах пучностей переходят в вертикальные скорости также переменного направления, создавая вихри. Подробнее вопрос донных скоростей освещен в п. 15.

Повреждения сооружений с вертикальной стенкой, возникающие вследствие недоучета действия волнения, происходят в следующих основных формах.

Монолитные стенки сдвигаются по постели или вместе с частью постели. Стенки из правильной кладки массивов испытывают такую же деформацию, или, при отсутствии связи между массивами, в них происходит сдвиг курсов массивов одного по другому. Последний вид деформации встречается значительно чаще (пп. 17, 18). Объясняется это несколькими обстоятельствами.

Прежде всего, как показали опыты последних лет и поверочные расчеты сооружений, принимаемое обычно в расчетах значение коэффициента трения бетона по бетону под водой $f = 0,60$ является преувеличенным. Сооружение, рассчитанное с применением этого коэффициента, оказывается неустойчивым на скольжение в швах между курсами массивов. Далее, надстройка и массивы верхних курсов подвергаются динамическому воздействию волн, частично разбитых в поверхностных слоях при сильном ветре, о чем сказано выше. Наконец, решающую роль играет повышенное давление воды и воздуха, сжатых в швах кладки при подходе волны.

Ранее это явление обычно вовсе не принималось во внимание, и давление воды снизу в швах, как и на подошву стенки, учитывалось лишь в виде уменьшения (по закону Архимеда) веса части сооружения, опущенной в воду ниже горизонта спокойного моря. П. П. Сорокин в 1933 году, А. Т. Федоров в 1936 году, Н. Н. Литвинов в 1939 году, Н. Н. Джунковский в 1940 году и другие советские ученые указали на необходимость учитывать дополнительное взвешивающее давление снизу при подходе волны. Проф. Н. Н. Джунковский предложил расчетную эпюру избыточного взвешивающего волнового воздействия (сверх обычного гидростатического) как в швах между массивами, так и в основании стенки, стоящей на каменной наброске, в виде прямоугольного треугольника; основанием этого треугольника служит вся ширина стенки, а высота равна ординате эпюры бокового давления волны в рассматриваемой точке (рис. 6).

На XVI Международном судоходном конгрессе (1935 г.) один из докладчиков, не касаясь вопроса о волновом давлении на подошву стенки, рекомендовал принять для давления в

шве между массивами эпюру в форме прямоугольника с шириной, равной ширине стенки, и высотой, равной ординате эпюры бокового давления волны (рис. 7). Он

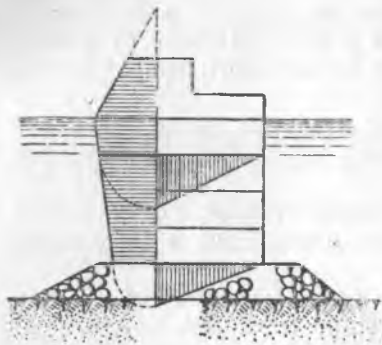


Рис. 6. Эпюры взвешивающего волнового давления в швах кладки и на подошву стенки (по Джунковскому)

при этом исходил из следующих соображений. Если рассматривать какой-нибудь шов BC между массивами в стенке, то минимальное значение полной силы пловучести определяется по эпюре $BB'C'S$ где $BB' = AB$ (ординате полного бокового давления в точке B), а $C'C = CD$ (гидростатическому давлению в точке C). По аналогичному рассуждению эпюра силы пловучести в шве EF должна быть $EE'F$ (или EKF), где $EE' = EK = Eg$ (ординате бокового давления в точке E), а в точке F сила пловучести равна нулю.

Однако фактически у одного мола, построенного целиком из массивов (см. п. 18), замечено фонтанирование воды через отверстия в массивах для подъемных ключей выше линии FK , например, до точки M' . (Еще раньше П. П. Сорокин указал на фонтанирование воды через вертикальные отверстия в надстройке одного из молов на высоту 8—9 м). Поэтому очевидно, что эпюра давления в шве минимально определяется трапецией $EKL'F$ или

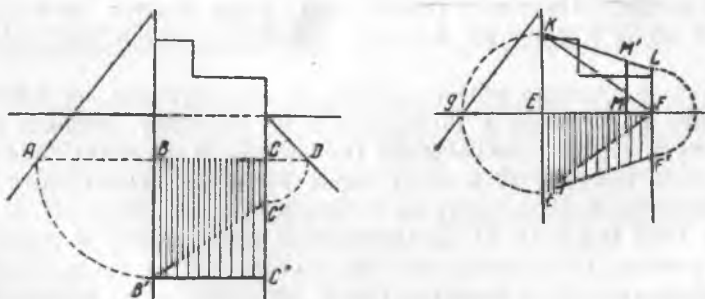


Рис. 7. Эпюры взвешивающего волнового давления в швах кладки

$EE'F'F$. Аналогично этому, очевидно, эпюра давления в шве BC может оказаться больше $BB'C'S$ и достигнуть формы прямоугольника $BB'C''C$. Хотя прямоугольная эпюра не имеет физического обоснования, но введение ее в расчет позволяет объяснить аварии некоторых сооружений (в частности, описанных нами в пп. 17 и 18).

Проф. П. К. Божич, исследуя в 1938 г. в лаборатории ЦНИИВТ на моделях проект берегозащитных волноломов в Сочи, произвел также определение волнового давления на подошву стенки. Полу-

ченная им эпюра для одной из моделей показана на рис. 8. Несмотря на относительно широкую стенку, эпюра имеет вид трапеции, довольно близкой к прямоугольнику, причем ее ордината у наружного ребра стенки равна ординате эпюры бокового давления в этой точке. Аналогичные (с некоторыми колебаниями) результаты получены П. К. Божичем для других моделей. Они показывают, что предположение о прямоугольной форме эпюры не лишено некоторого основания.

При рассмотрении этих результатов следует учесть, что опыты П. К. Божича преследовали лишь цель исследования конкретного сооружения в определенных природных условиях, и это обстоятельство обусловило некоторые особенности постановки опыта. В частности, модели массивов устанавливались непосредственно на дно из отвердевшей мастики (это соответствовало природному скальному грунту) и впереди них не укладывалось покрытие из защитных массивов. Благодаря этому условия, созданные для подошвы модели, значительно ближе подходили к условиям горизонтального шва в массивовой кладке, нежели подошвы стенки обычного оградительного сооружения на постели из каменной наброски, прикрытой защитными массивами.

В работах 1942—1943 гг.¹ на основании анализа аварий и расчетов многих сооружений мы указывали, что, видимо, существует различие между взвешивающим волновым воздействием в швах массивовой кладки и на подошву стенки. Сильные и почти мгновенные изменения давления воды при движении волн легко и сразу проявляются в открытых швах кладки, в результате чего отдельные массивы как бы подхватываются волной. Наоборот, уплотненная каменная наброска постели, имеющая бесчисленные извилистые ходы и прикрытая защитными массивами, представляет огромное препятствие для передачи волнового давления на подошву стенки. По этой причине избыточное волновое давление на подошву в значительной степени ослабляется. Кроме того, оно, по всей вероятности, действует одновременно с боковым давлени-

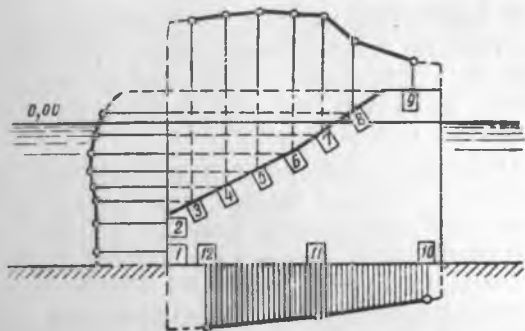


Рис. 8. Эпюра взвешивающего волнового давления, полученная на модели (опыты П. К. Божича)

¹ И. Н. Шафир, Р. И. Гинсбург, Аварии морских гидротехнических сооружений, изд. «Морской транспорт», 1942 г.; И. Н. Шафир, О взвешивающем действии волны на вертикальную стенку, журнал «Морской флот», 1943 г., № 11—12.

нием на стенку, в силу чего в ряде случаев почти не сказывается на общей ее устойчивости.

Исходя из всего изложенного, мы сочли возможным, впредь до уточнения вопроса специальными лабораторными исследованиями, рекомендовать следующие приемы учета взвешивающего волнового давления.

В швах кладки следует учитывать избыточное взвешивающее действие по треугольной эпюре (по Джунковскому), однако параллельно проверять сооружение в предположении прямоугольной эпюры, допуская при такой проверке пониженные коэффициенты запаса устойчивости.

Избыточное взвешивающее действие на подошву стенки необходимо в каждом конкретном случае устанавливать особо. Максимально возможной следует считать треугольную эпюру (по Джунковскому), вводя ее в расчет в полной мере лишь при отсутствии прикрытия подошвы стенки защитными массивами. Наоборот, дополнительное взвешивающее действие можно вовсе не вводить в расчет в случае полного прикрытия наружных бермы и откоса постели массивами. При частичном прикрытии постели следует учитывать частичное взвешивающее действие, сохраняя треугольную форму эпюры, но варьируя высоту треугольника в пределах от нуля до ординаты избыточного бокового давления волны в рассматриваемой точке (по Джунковскому).

В ряде примеров, рассмотренных в главе II, приведены данные расчетов, в основном подтверждающие эти предварительные рекомендации (пп. 7, 8, 15, 17, 18). Более того, описанные примеры побуждают еще внимательнее подходить к определению волнового воздействия на подошву стенки с тем, чтобы избежать введения в расчет преувеличенной его величины. В этой части ГОСТ 3255-46, узаконивший полную треугольную эпюру взвешивающего волнового давления на подошву стенки, нуждается в некоторой корректировке.

Давление волн, переливающихся через стенку, на ее верхнюю грань не изучено и в расчетах не учитывается, хотя, по мнению некоторых специалистов, оно должно быть значительным и частично компенсировать взвешивающее волновое действие. В опытах проф. П. К. Божича наличие этого давления подтвердилось (рис. 8). Но осталось невыясненным, насколько одновременно волны оказывают воздействие на подошву, боковую и верхнюю грани стенки. Другие исследователи считают, что вследствие больших скоростей переливающейся воды давление ее на верхнюю грань стенки очень невелико. Более того, высказывается суждение, что затопленная стенка (в частности, недостроенная) испытывает повышенное взвешивающее давление, когда слой воды над ней приходит в волновое движение. В этом явлении находят причину сдвига стенок и отдельных курсов массивов. Впредь до проведения надлежаще поставленных исследований, повидимому, нельзя

рекомендовать какой-либо метод учета давления волн на верхнюю грань стенки.

Столь же часто, как деформация сдвига оградительного сооружения или его отдельной части, происходят наклоны, осадки, а иногда даже опрокидывание стенок внутрь порта вследствие выпирания каменной подсыпки (иногда с ее раздроблением) или нижележащего грунта под давлением более нагруженного при волнении тылового ребра стенки. Деформация неустойчивой стенки усиливается тем обстоятельством, что переменные по величине и направлению волновые нагрузки вызывают вибрацию стенки и переходы в несколько секунд от максимума к минимуму давлений, передаваемых ее ребрами на постель. Следствие этого происходит как бы трамбование постели, сопровождаемое неравномерной осадкой; в дальнейшем стенка, получившая значительный наклон внутрь порта, не может стабилизироваться в деформированном положении и обречена на аварию, если не приняты серьезные защитные меры (в частности, подъем, уширение и пригрузка тыловой бермы постели).

Наклоны, осадки и перекосы стенки под действием морского волнения вызывают повреждения элементов сооружения: поперечные трещины в гигантах, поломки обыкновенных массивов, растрескивание циклопических массивов, отслоения и отколы надводного строения и парапета и др.

Весьма опасным видом повреждения сооружений с вертикальной стенкой является подмыв с внешней стороны. Нужно сказать, что после неудачных попыток в середине прошлого века возвести некоторые из первых молов с вертикальной стенкой непосредственно на нескальных грунтах морского дна (без постели) строители стали уделять большое внимание защите подошвы сооружения от подмыва. Однако общепризнанным было мнение о быстром падении донных скоростей с увеличением глубины заложения стенки. Признавалось достаточным защищать от подмыва относительно неширокую полосу впереди стенки.

В последние десятилетия произошло несколько аварий, вызванных подмывом стенок, заложенных на глубинах, в полтора—два раза превышающих высоту волны, т. е. обеспечивающих правильное ее отражение. При этом иногда размыву подвергалась не самая постель сооружения, а полоса грунта перед нею. Такие размывы происходят по причине упомянутых выше больших вертикальных и горизонтальных (донных) скоростей и вихрей в профиле интерферированной (стоячей) волны. Вертикальные скорости переводят частицы грунта во взвешенное состояние, образуя своего рода эмульсию с удельным весом, значительно превосходящим удельный вес воды. В этой эмульсии элементы постели и ее покрытия теряют от половины до двух третей своего веса, вследствие чего они легко увлекаются горизонтальными скоростями.

Таким образом, происходит, с одной стороны, размыв грунта, осыпание в образовавшийся котлован камня из постели и сполза-

ние массивов, а с другой — перемещение камня и массивов непосредственно горизонтальными скоростями. Помимо этого, имеет место высасывание грунта и мелких частей постели токами воды внутри нее, направленными к морю при откатывании волны. Результатом осыпания и перемещения элементов постели снаружи является наклон стенки к морю и иногда ее обрушение (см. пп. 15, 16).

Для определения максимальных донных скоростей в профиле стоячей волны общепринята формула Буссинеска—Сенфлу—Джунковского, выведенная теоретически и проверенная лабораторными исследованиями. В ряде последующих примеров эта формула достаточно удовлетворительно позволила объяснить причины аварий. Однако в некоторых случаях обнаружилось трудно объяснимое несоответствие между исчисленными донными скоростями и явлениями размыва дна (см. пп. 15 и 17).

Размыв бермы и откоса постели со стороны акватории порта проявляется гораздо реже и в менее опасной форме по размерам деформации, нежели размыв со стороны моря. Случаи размыва тыловой стороны наблюдаются при переливании волн сплошной массой через сооружение, имеющее невысокую отметку над горизонтом воды. Чаще всего это происходит в период строительства, когда вертикальная стенка еще не имеет проектного профиля.

К числу специфических повреждений стенок из кладки обыкновенных массивов (весом до 100 т) следует отнести сбрасывание внутрь порта из верхних курсов массивов, образующих тыловую грань стенки. Это явление имеет причиной, с одной стороны, упомянутое ранее компрессионное действие воды и воздуха, сжатых в швах кладки давлением волн, а с другой — удар друг о друга массивов, не связанных между собой (пп. 20, 27). В единичных случаях компрессионное давление в вертикальном шве в совокупности с отсасывающим действием волны при ее откатывании может повлечь за собой сдвиг отдельных массивов нижних курсов к морю (п. 19).

Столбы из циклопических массивов, еще не перекрытые надстройкой, под действием компрессионного давления в вертикальных швах между ними и разновременных волновых давлений на их грани испытывают своеобразные качания. Верх столбов при их качании описывает эллиптическую кривую в горизонтальной плоскости. Вследствие таких качаний происходят удары столбов друг о друга и повреждения массивов.

Из характерных случаев волновых повреждений оградительных сооружений других типов отметим высасывание волнами грунта из-под каменной засыпки между свайными сплошными рядами в молах и волноломах свайного типа. Такое высасывание всегда имеет место при наличии зазоров или даже узких щелей между сваями в грунте и над дном моря. Оно усиливает погружение каменной засыпки в грунт и, как следствие, другие повреждения свайных сооружений (см. п. 1).

Описанные явления воздействия морского волнения и вызываемые ими деформации сооружения относятся к молам и волноломам с вертикальной или круто наклонной стенкой, глубина у которых достаточна для того, чтобы направляющиеся к ним волны сохраняли свою правильность и отражались от стенки, образуя интерферированные (стоячие) волны. Если глубина у сооружения недостаточна, то правильность волн нарушается, явление отражения уже не имеет места и стенка принимает на себя динамический удар разбитых волн. При ударе о стенку разбитой волны происходит сильное подбрасывание массы воды вверх — всплеск, высота которого во много раз превышает высоту волны и достигает нескольких десятков метров. Устремляющиеся вниз массы воды образуют у подошвы стенки донную волну, направленную от стенки (рис. 9).

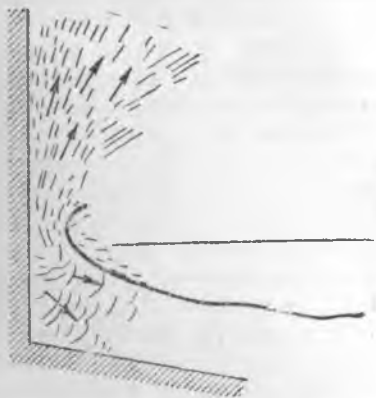


Рис. 9. Удар разбитой волны о стенку

Об огромной силе местного удара разбитой волны можно судить по некоторым данным, полученным, исследованиями на моделях и в натуре — на сооружениях. Так, например, в Дьеппе наблюдалось, что разбитая волна, имевшая скорость 6 м/сек., выбрасывала свой гребень со скоростью 12 м/сек. и при ударе о стенку всплескивалась вверх со скоростью 75 м/сек. На рис. 10 показана одна из диаграмм импульса удара разбитой волны высотой 2,4 м. Как видно из диаграммы, было зарегистрировано местное пиковое давление, превышающее 60 т/м². Следует, однако, иметь

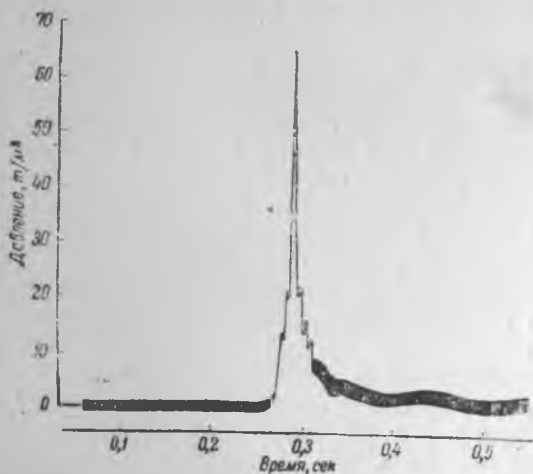


Рис. 10. Диаграмма импульса удара разбитой волны

в виду, что эти импульсы проявлялись в течение ничтожных долей (около 0,01) секунды и то лишь в некоторой точке стенки. Из всех наблюдаемых волн очень редкие создавали импульсы подобной силы. Все же не подлежит сомнению, что разбитая волна вызывает боковое давление

на стенку и размывающие скорости у ее подошвы значительно большие, нежели интерферирующая (стоячая) волна.

Сложность физических явлений, происходящих в разбитой волне, крайне затрудняет теоретическое ее исследование, а также лабораторное экспериментирование и наблюдения над ней. Поэтому теория разбитой волны находится еще в зачаточном состоянии, и важнейшие вопросы, выдвигаемые потребностями строительства оградительных сооружений, получают в лучшем случае весьма условное решение, а зачастую остаются пока нерешенными.

Первостепенное практическое значение имеет вопрос о том, при каких условиях допустимо рассчитывать сооружение на воздействие интерферирующей (стоячей) волны, не опасаясь того, что фактическое волновое воздействие окажется больше в результате разбивания волн.

Здесь прежде всего следует остановиться на величине «критической» глубины $H_{кр}$, т. е. глубины, на которой происходит полное обрушение (разбивание) правильной волны зыби, причем дальше она продолжает продвигаться в виде разбитой поступательной волны. Очевидно, если глубина на подходе к сооружению меньше $H_{кр}$, то не может быть речи об образовании у стенки стоячих волн.

Исходя из теоретического условия перехода (в момент разбивания волны) эллиптической трохойды волновой поверхности в эллиптическую циклоиду, Сенфлу предложил формулу, по которой критическая глубина $H_{кр}$, в зависимости от практически встречающихся значений крутизны волны, колеблется в пределах от $2,10h$ до $2,50h$.

Многие исследователи, однако, отмечают наблюдающееся в действительности (в натуре и на моделях) начало нарушения правильности волн зыби на гораздо больших глубинах. Иногда очень длинные и высокие волны, идущие к близкому берегу с весьма больших глубин (порядка сотен и тысяч метров), начинают искажаться уже на глубине в несколько десятков метров. Хотя частичное нарушение правильности волн на столь больших глубинах еще отнюдь не сказывается на характере и силе их воздействия на сооружение, все же значения критической глубины на подходе к сооружению, получаемые по формуле Сенфлу, являются заниженными. Исходя из своих опытов на моделях, другие ученые пришли к выводу, что критической следует считать глубину на подходе $H_{кр} = 5h$. Кюен-Кальи признает возможным определить критическую глубину в размере $H_{кр} = 4h$. ГОСТ 3255-46 устанавливает следующие приближенные значения критической глубины для ровного и пологого дна $H_{кр} = 3h$; для дна с повышенной шероховатостью (каменная наброска, глыбы камня и пр.) $H_{кр} = 4h$; для дна озерных водоемов $H_{кр} = 2h$. Эти советские данные следует признать достаточно обоснованными и вполне приемлемыми.

Проф. Н. Н. Джунковский впервые предложил формулу для расчета избыточного бокового давления на вертикальную стенку волны, разбитой на подходе к сооружению на глубинах, меньших

критической ($H < H_{кр}$), и на расстоянии от него не менее длины полуволны. Формула дает результаты, достаточно близкие к данным опыта (см., например, п. 19), и включена в ГОСТ 3255-46 как рекомендуемая к применению.

Вертикальная стенка оградительного сооружения может подвергаться удару разбитых волн и в том случае, когда глубины на подходе к сооружению достаточно велики ($H > H_{кр}$), но сама стенка, расположенная на постели из наброски, заложена недостаточно глубоко. При этих условиях волны зыби доходят до сооружения, сохраняя свою правильную форму, но здесь не отражаются от стенки, а разбиваются непосредственно о выступающую часть постели и стенку. Отметим, что большая заслуга проф. Н. Н. Джунковского заключается в четком разграничении обоих случаев разбивания волн: на подходе и непосредственно у стенки.

В определении глубины заложения подошвы стенки, обеспечивающей сооружение от такого непосредственного разбивания о него волн, существуют две тенденции. Некоторые исследователи считают, что глубина заложения подошвы стенки должна быть больше $H_{кр}$, т. е. удовлетворять тому же требованию, которое указано выше для обеспечения волн от разбивания на подходе к сооружению. В ГОСТ 3255-46 указано, что при условии $H_1 < H_{кр} < H$ (где H_1 — глубина заложения стенки, а H — глубина на подходе) следует стенку рассчитывать на воздействие разбитой волны.

Другие исследователи полагают, что для глубины заложения стенки можно поставить более облегченное требование, нежели для глубины на подходе, т. е. что заложение стенки на глубине, несколько меньшей критической, еще не исключает образования стоячей волны. Так, например, по результатам опытов на моделях пришли к выводу о допустимости заложения стенки на глубине $H_1 > 4h$, тогда как критическую глубину на подходе определяли равной $5h$ (см. выше).

Нам представляется, что для практического применения вторая точка зрения более обоснована. Во-первых, она базируется на только что упомянутых опытах на моделях. Во-вторых, она вытекает из подтвержденного опытами суждения о том, что при небольшой разнице между глубиной заложения стенки H_1 и глубиной у сооружения H волновое давление на стенку может определяться глубиной H (см. рис. 5). В-третьих, известный запас, заключающийся в упрощенной диаграмме стоячей волны, компенсирует увеличение давления на стенку при возможном частичном разбивании волн на несколько приподнятой внешней берме постели. Наконец, и это наиболее доказательно, произведенные нами расчеты ряда осуществленных сооружений показывают неприемлемость условия $H_1 > H_{кр}$. Эти сооружения возведены на глубинах $H > H_{кр} = 3h$, но сами стенки их заложены на глубине H_1 , лишь несколько превышающей $2h$. При расчете указанных сооружений на разбитую волну нами получены коэффициенты устойчи-

вости, значительно меньшие единицы, и только расчетом на стоячую волну можно обосновать фактическую их устойчивость (см. пп. 7, 8).

Из всего изложенного следует сделать вывод, что при обычном ровном и пологом морском дне вполне допустимо производить расчет вертикальных оградительных сооружений на давление стоячей волны по упрощенной диаграмме при соблюдении следующих условий: глубина воды на подходе $H \geq H_{кр} = 3h$, глубина заложения стенки $H_1 \geq 2h$. Из соображений большей осторожности второе условие можно несколько изменить и сформулировать так: глубина заложения стенки должна быть равна или больше критической глубины, определенной из условия перехода эллиптической трохойды волновой поверхности в эллиптическую циклоиду. При этом второе условие принимает вид: $H_1 \geq (2,1 \div 2,5) h$.

Для определения давления на стенку волн, разбивающихся непосредственно об откос ее постели и о самую стенку, достаточно обоснованных расчетных методов не существует. Отсутствие их способствовало распространению условного метода, показавшего свою приемлемость для сооружений смешанного типа в виде низкой вертикальной стенки на высокой призме каменной наброски. Этот метод включен как необязательный, но рекомендуемый в ГОСТ 3255-46.

Б. А. Урецкий¹ указывает, что предложенный В. М. Тренюхиным в 1926 г. метод расчета давления волн на глубоко заложённые стенки может быть применен (с поправками Н. Н. Джунковского) для определения давления волн, разбивающихся о стенку. Представляется целесообразным учесть это замечание, проверив его рядом сравнительных расчетов и анализом службы сооружения.

Особую сложность приобретает явление, когда волны зыби разбиваются на подходе к сооружению, перестраиваются в поступательные и вновь разбиваются на откосе постели высоко заложённой стенки. Рекомендованных методов расчета для такого случая не существует. Руководствуясь общими соображениями, можно предполагать, что расчет подобных стенок следует производить по указанному выше условному методу, рекомендуемому ГОСТ 3255-46, либо по методу Тренюхина, приняв в расчет элементы волны после ее перестроения на подходе.

На основе новейших лабораторных опытов установлено, что в момент удара разбитой волны между фронтом волны и стенкой образуется воздушная подушка, смягчающая удар (рис. 11). Опыты эти представляют интерес для уяснения физической картины явлений, происходящих в разбитой волне. Однако для целей практики они пока не имеют ценности, так как в предложенную для давления разбитой волны формулу включена в знаменателе толщина воздушной подушки, не поддающаяся предварительной оценке.

¹ Б. А. Урецкий. Курс морских гидротехнических сооружений. Военмориздат, ч. I, 1945 г.

Избыточное взвешивающее давление разбитых волн в швах массивовой кладки и на подошву стенки совершенно не изучено.

Центральный научно-исследовательский институт морского флота впервые проводит комплексные исследования на моделях взвешивающего действия как интерферируемых (стоячих), так и разбитых волн. Впредь до получения результатов этих исследований приходится, повидимому, при расчете взвешивающего действия разбитых волн руководствоваться теми же принципами, какие приведены выше для стоячих волн.

Формы деформаций и повреждений сооружений с вертикальной стенкой от ударов разбитых волн в общем не отличаются от форм таких же явлений под давлением интерферируемых волн. Можно лишь указать, что для сооружений, подвергающихся воздействию разбитых волн и имеющих достаточную общую устойчивость, ха-

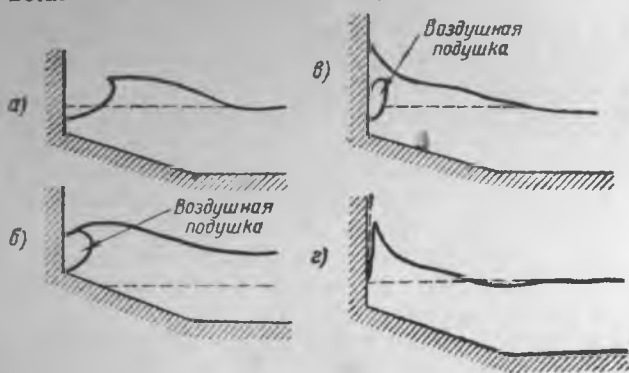


Рис. 11. Стадии удара разбитой волны о стенку

рактерны местные повреждения элементов, вызванные повышенными местными ударами разбитых волн.

Наоборот, по характеру своего размывающего действия разбитые волны существенно отличаются от волн стоячих. К сожалению, донные скорости в профиле разбитой волны еще не служили предметом надлежащих исследований, и о количественном их определении ничего сказать нельзя. Только анализ повреждений молов и волноломов, расположенных на малых глубинах, позволяет сделать некоторые качественные обобщения.

Разрушительное действие донной волны непосредственно у подошвы стенки на малых глубинах сказывается гораздо сильнее, нежели влияние донных скоростей интерферируемой (стоячей) волны. При разбитой волне переменные токи воды внутри постели проявляются резче, вызывая более сильное высасывание мелких частиц грунта и каменной отсыпи постели.

Массивы, прикрывающие берму и откос, несмотря на их большой вес, оттягиваются в море, и каменная подсыпка размывается. Просадка переднего ребра стенки, ее наклон к морю, отслоение

надстройки, происходящие от размыва постели разбитыми волнами, случаются гораздо чаще и интенсивнее, чем в случае образования у стенки стоячих волн. Так же точно в свайных огражденных сооружениях при разбитых волнах наблюдаются более глубокие просадки каменной засыпки между рядами свай вследствие высасывания из-под нее грунта.

Наряду с этим, если у самой стенки размывающее действие разбитых волн сильнее, чем волн интерферированных (стоячих), то, как показывает анализ аварий, морское дно перед достаточно широкой постелью сооружения, повидимому, подвергается интенсивному размыву только при образовании у стенки правильных интерферированных волн. Такой вывод вытекает из изучения службы многих сооружений, заложенных на глубинах, при которых происходит частичное разбиение волн (часть из них описана в гл. II). Ни на одном из этих сооружений не обнаружен явный размыв дна в некотором отдалении от стенки, подобный тому, какой описан в пп. 15, 16 для сооружений, находившихся под действием правильных стоячих волн.

Возможно, этим также объясняется отмеченное в п. 17 явление, когда у одного и того же сооружения морское дно размывалось при волнах меньшей высоты и длины, а при волнах с большими элементами оказывалось неразмытым: в последнем случае волны должны были частично потерять свою правильность и способность размывать дно. Высказанное предположение может осветить и причину отсутствия закономерности между явлениями размыва и величинами расчетных скоростей (п. 15).

Различие в размывающем действии на дно стоячих и разбитых волн можно объяснить следующим образом. Когда волны разбиваются непосредственно о стенку, подходя к ней в виде правильной зыби, то дно вдаль от стенки подвергается воздействию скоростей, вдвое меньших, чем при образовании стоячих волн; если же волны разбиваются на подходе к стенке, то максимальные скорости перемещаются вместе с поступательной разбитой волной, не сосредоточиваясь в постоянных точках, как это имеет место при интерферированной (стоячей) волне.

Необходимо все же подчеркнуть предположительный характер высказанных суждений, так как далеко не всегда удастся обнаружить происшедшие во время шторма размывы дна, которые оказываются заполненными грунтом в период затухания шторма.

Сооружение со сплошной передней гранью, имеющей наклон к горизонту менее 45° , не создает отраженной волны. В этом случае правильная волна зыби, подойдя к сооружению, вкатывается на откос и теряет свою силу вследствие трения о поверхность последнего.

Воздействие волн на откос выражается в возникновении больших скоростей течения воды на нем и в значительных местных давлениях волн. Для определения этих воздействий (при сплошном откосе) условные методы расчета впервые выработаны проф. Н. Н. Джунковским. Им же произведен ряд опытов над

моделями сооружений с наклонной передней гранью. Однако трудности расчета устойчивости отдельных элементов, образующих поверхность откоса, побуждают пока еще при проектировании откосных сооружений основываться, главным образом, на опыте осуществленных сооружений и на лабораторных исследованиях моделей.

Формы, характер и виды деформаций молов и волноломов, имеющих пологий внешний откос, резко отличны от деформаций вертикальных стенок. Наиболее часто происходит разрушение внешнего откоса, сбрасывание его элементов к подножью и смягчение уклона откоса. В сооружениях из каменной наброски без прикрытия внешнего откоса такие деформации происходят уже сразу по окончании строительства и даже в процессе его. Если же каменная наброска прикрыта бетонными плитами или массивами, правильно уложенными по откосу, то сначала в результате осадок и воздействия волн расстраивается прикрытия в некоторых местах, которые затем служат очагами общей деформации откоса.

Нарушение общей устойчивости откосного сооружения под давлением волн может иметь место лишь в сочетании с осадками и сдвигами по геологическим причинам (см. п. 1), так как волновое давление на откосное сооружение создает небольшие дополнительные нагрузки на основание. Донные скорости у подножья внешнего откоса значительно меньше, чем у подошвы вертикальной стенки. Тем не менее в практике строительства откосных сооружений наблюдались подмывы откоса, поскольку в расчете на малые донные скорости не принимали необходимых мер защиты против подмыва.

Сооружения, целиком состоящие из массивовой наброски или включающие наброску массивов во внешней части профиля, при любом наклоне внешней грани не создают отраженных волн. Набегающие волны как бы «впитываются» наброской сквозь пустоты между массивами. Давление волн на откос из наброски массивов приблизительно в четыре раза меньше давления на сплошную стенку, имеющую такой же наклон. Все эти данные получены Н. Н. Джунковским в ряде поставленных им опытов над моделями сооружений из наброски массивов. Указанные опыты имеют тем большую важность, что расчетных методов для сооружений подобного типа еще не существует и они проектируются на основе лабораторных опытов на моделях и по аналогии с осуществленными сооружениями.

Специфическим видом деформации сооружений из наброски массивов является постепенное расшатывание ударами волн отдельных слабо заклинившихся массивов, выбивание их и оттягивание в море. При расшатывании массивов происходят удары их о смежные массивы, заклинка которых из-за этого также постепенно ослабляется. Разбрасывание массивов тем меньше, чем лучше они расклинены в наброске. Из этого обстоятельства часто выводятся ошибочные заключения о необходимости стремиться к наибольшей плотности наброски. С этой целью иногда даже употреб-

ляют в наброску массивы со срезанными углами (п. 19). В действительности более плотная наброска принимает на себя усиленный удар волн, так как она лишается своего наиболее важного свойства «впитывать» волны. В силу этого опасность расшатывания и сбрасывания массивов увеличивается. Массивы со срезанными углами, обладающие большой подвижностью, легко раскалываются волнами и сбрасываются под откос.

Для сооружений из наброски камня и массивов характерна зависимость их сохранности не только от достаточной ширины профиля и веса отдельных элементов, но также и от рациональности очертаний профиля и размещения в нем камня и массивов. Ряд рассмотренных в главе II аварий показывает, что стремление достичь сохранности сооружения только за счет развития его профиля в ширину и увеличения веса массивов не приводило к благоприятным результатам и в то же время вызывало неоправданное удорожание сооружения.

Недостаточная глубина заложения массивовой наброски влечет за собой размыв расположенной ниже ее каменной призмы или постели, а затем сползание массивов. Малая толщина прикрытия из наброски массивов не может обеспечить их заклинки, в результате чего разрушаетсякрытие и каменная призма. Наличие мелкого камня непосредственно под массивовым прикрытием внешнего откоса имеет следствием высасывание камня волнами сквозь большие пустоты между массивами. Слишком большая крутизна откоса наброски приводит к быстрому его расстройству и сбрасыванию массивов.

Откосные сооружения, несущие выше горизонта воды парпетную стенку, не создают отраженной волны лишь в том случае, если стенка далеко отодвинута от уреза воды и перед ней имеется пологий откос, подымающийся к стенке на достаточную высоту. В противном случае набегающие волны сохраняют значительную часть своей энергии и с большой силой ударяют о стенку. Отраженные от нее волны расстраивают надводный откос, после чего стенка может быть легко подмыта и опрокинута. К тому же стенка, возведенная на наброске массивов или крупных булыг, испытывает значительное взвешивающее давление волн на подошву. Разрушение волнами и сбрасывание с наброски таких стенок часто имели место в практике строительства. С другой стороны, при отсутствии парпетной стенки тыловой откос каменной наброски подвергается опасности размыва переливающимися через верх сооружения струями воды.

Элементы наброски во внешних слоях подвергаются большим ударным и истирающим воздействиям волн. Камень недостаточной прочности быстро изнашивается, приобретает округленную форму и разбрасывается волнами. Массивы испытывают колебательные движения от ударов волн о различные их грани; по образному выражению, они «дышат». В результате изгибающих усилий при ударах и осадке в массивах появляются трещины и отколы. После

этого происходят дальнейшие их повреждения и сбрасывание отдельных обломков. Истирающее действие волн, часто насыщенных поднятым с морского дна песком, и агрессивное действие морской воды ускоряют повреждения массивов. Как показал анализ аварий, массивы больших размеров иногда повреждаются сильнее, так как они при осадке испытывают повышенные изгибающие усилия и, кроме того, их большие грани способствуют отражению разбитых волн вместо их «впитывания».

Распространенным способом усиления оградительных сооружений с вертикальной стенкой служит наброска перед стенкой массивов, часто именуемая «отброской». Ряд имевших место серьезных повреждений показывает, что такая наброска достигает цели лишь в том случае, если она обладает широким профилем, обеспечивающим отдельные массивы от перемещения ударами волн. При малой ширине профиля наброска оказывается бесполезной, а иногда даже вредной: в этом случае происходят быстрое расшатывание массивов, удары их друг о друга, обивание углов; массивы теряют свою форму (округляются), становятся особенно подвижными, разбрасываются и таранят стенку. Наиболее опасно такое явление в наброске перед сооружением из массивов-гигантов, имеющих тонкие железобетонные стенки (п. 7). Если к тому же наружные отсеки гигантов не забетонированы, а заполнены сыпучим материалом, то неизбежна серьезная авария. Так, например, головной гигант волнолома в одном из портов был сильно поврежден ударами массивов наброски.

Наброска массивов перед стенкой на небольшом участке сооружения, независимо от мощности ее профиля, с течением времени приводит к таким же отрицательным результатам. В этом случае раскатывание массивов начинается с боковых конусов наброски, неизбежно имеющих уменьшенную ширину и в то же время подвергающихся наиболее сильным ударам волн. Смежные, не защищенные наброской, участки стенки подвергаются ударам массивов, упавших на покрытые морской слизью защитные массивы на берме постели по бокам наброски и получивших ввиду этого особую подвижность. Постепенно начавшееся с конусов раскатывание массивов распространяется на весь участок наброски.

Опыты Н. Н. Джунковского показали, что наброска массивов перед стенкой, едва достигающая горизонта воды, не препятствует образованию отраженной волны и вызывает высокий всплеск, свидетельствующий о большой силе удара. Это обстоятельство, подтвержденное также наблюдениями над многими сооружениями, способствует описанному выше быстрому разрушению слабой или расположенной на небольшом участке наброски: по мере оседания массивов под воду раскатывание их нарастает. Одновременно растет сила удара разбитой волны об обнажающуюся вертикальную стенку.

Следует подчеркнуть, что морское волнение обладает некоторыми свойствами, почти не поддающимися в настоящее время уче-

ту и имеющими большое значение в аварийности оградительных сооружений. Прежде всего, максимальная сила волнения проявляется в каждом районе редко, и поэтому наблюдения в течение нескольких лет еще не могут дать вполне надежных результатов. Некоторые штормы могут быть названы «случающимися раз столетие». Многие аварии произошли только потому, что в расчете сооружений были заложены данные краткосрочных наблюдений над волнением, оказавшиеся преуменьшенными против весьма редких максимальных штормовых волнений (пп. 15, 17, 18, 19).

Для определения элементов максимально возможного в данной местности морского волнения (при отсутствии надлежащих многолетних наблюдений) предложен ряд эмпирических формул, в большинстве выражающих высоту волны в зависимости от скорости и продолжительности ветра и от разгона волн. В частности, ГОСТ

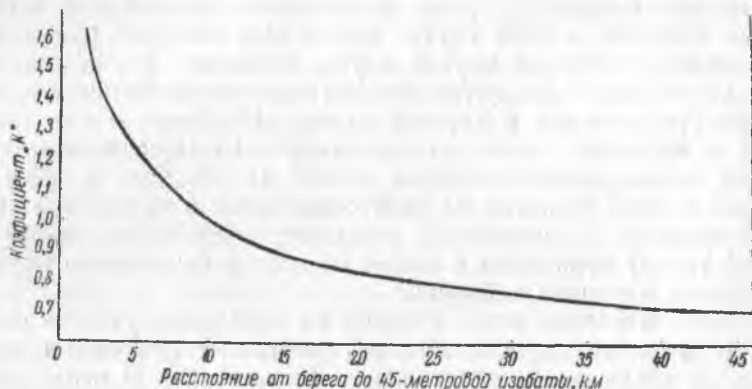


Рис. 12. График коэффициента «К» к формуле для разгона волны от 60 до 1500 км

3255-46 рекомендует пользоваться в различных пределах разгона волн формулами Кузнецова, Андреянова и др. В условиях отечественных портов чаще всего приходится учитывать разгон в пределах 60—1500 км. Р. И. Гинсбург и А. Н. Кутейников предложили ввести в формулу, рекомендованную ГОСТ 3255-46 для разгона волны от 60 до 1500 км, поправочный коэффициент K , зависящий от рельефа дна на прибрежном морском участке. В качестве приближенной характеристики рельефа они приняли расстояние до берега изобаты глубины, равной половине максимальной длины волны L . Для Черного моря Р. И. Гинсбургом и А. Н. Кутейниковым при $L = 45$ м построен эмпирический график величин K (рис. 12). Аналогичные графики авторы считают возможным построить для каждого моря. Следует, однако, отметить, что советские ученые в настоящее время разрабатывают новые формулы, которые смогут заменить рекомендованную ГОСТ 3255-46 формулу для разгона волн 60—1500 км.

В последние годы разработан новый метод прогноза элементов волн, основанный на следующих предпосылках. Для каждого

сочетания разгона и скорости ветра существует максимум высоты волн, который соответствует определенной продолжительности ветра; дальнейшее действие ветра уже не может увеличить высоту волн. Возможно построить график зависимости этой эффективной продолжительности ветра от его скорости и, разгона (рис. 13) и график зависимости высоты волны от скорости и эффективной продолжительности ветра (рис. 14). Изучение синоптических карт за длительное время позволяет оценить скорости, длительности и разгоны ветров, а также «зоны затухания» (расстояния от места прекращения ветра до рассматриваемого района побережья). На основании всех этих данных можно установить ожидаемую высоту волн в рассматриваемом районе. Литературные источники указывают, что проверка применения изложенного метода в ряде мест показала достаточное совпадение прогноза с результатами местных наблюдений.

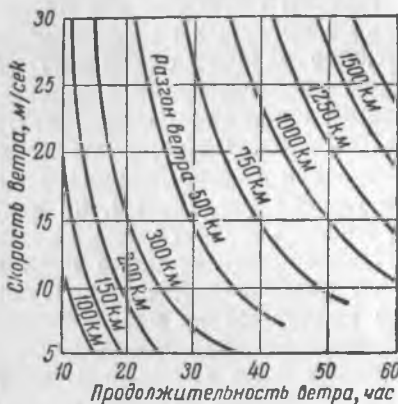


Рис. 13. График эффективной продолжительности ветра

Вторым специфическим обстоятельством является зависящее от многих трудно поддающихся учету местных природных данных значительное превышение волновой нагрузки на некоторых огра-

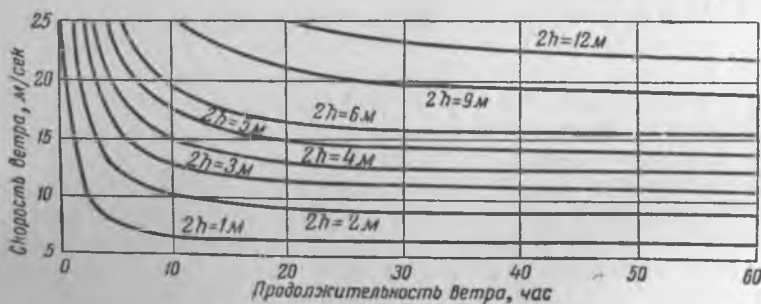


Рис. 14. График высоты волны

жденных участках сооружение по сравнению с волнением, действующим на остальном его протяжении (пп. 7, 15, 18 и др.). В старой технической литературе, ввиду невозможности предвидеть такие местные усиления нагрузки, выдвигались предложения устраивать, например, парапет сравнительно слабого профиля с последующим усилением его в тех местах, где он будет разбит. Новейшие исследования рефракции волн при подходе к берегу

в зависимости от его рельефа и направления подхода волн приносят некоторый свет на причины указанных колебаний волновой нагрузки. По этим исследованиям энергия волн концентрируется в местах сгущения ортогоналей (лучей) к линии волнового фронта и, наоборот, рассеивается в местах разрежения ортогоналей.

Изломы сооружения в плане вызывают усиление действия волнения в вогнутых местах в несколько раз (опыты ЦНИИВТ). Аналогичное влияние оказывают местные элементы, выступающие из общей внешней грани сооружения. Эти места являются наиболее слабыми и чаще всего подвергаются аварийным повреждениям (п. 7).

На некоторых сооружениях с несомненностью установлена волнообразная закономерность распределения давления волн вдоль сооружения (пп. 15, 17), но пока только этим и ограничивается изученность вопроса.

Направление подхода волн к сооружению, несомненно, влияет на их воздействие, однако количественная оценка этого влияния еще полностью не установлена. Теоретические и экспериментальные исследования показывают, что боковое давление интерферированных волн не зависит от угла их подхода к сооружению и равно давлению стоячих волн, однако оно в полной мере проявляется лишь на ограниченных участках сооружения. Для монолитных вдоль сооружения стенок последнее обстоятельство играет большую роль, а на немонолитных оно, естественно, не сказывается. Установлено, что донные скорости в профиле волны, направленной под углом к сооружению, пропорциональны синусу и косинусу угла подхода и, следовательно, меньше донных скоростей в профиле стоячей волны.

В п. 15 и других приведены некоторые дополнительные данные о действии неразбитых косо направленных к сооружению волн. Что же касается воздействия разбитых волн при их подходе под углом к сооружению, то оно не подвергалось еще исследованиям, а по общим соображениям обычно принимается пропорциональным синусу или даже квадрату синуса угла подхода (п. 14).

Поскольку при косом направлении волн их воздействие на сооружение все же в той или иной степени оказывается уменьшенным, криволинейное в плане очертание мола или волнолома с выпуклостью, обращенной к морю, благоприятствует сохранности сооружения.

Головные и корневые части оградительных сооружений подвергаются повышенным волновым воздействиям. На головные части действуют волны с трех сторон, создавая разнонаправленные нагрузки и донные скорости. Корневые части молов всегда оказываются под воздействием наиболее опасных разбитых волн. В ряде примеров главы II описаны повреждения головных и корневых частей сооружений, оказавшиеся более значительными, чем на средних участках. Конструктивные элементы корневых частей молов подвергаются, кроме того, истиранию гравием и галькой, перемещаемыми волнением в прибрежных местах. Как показывает

опыт, истиранию поддаются не только тонкие деревянные, металлические и железобетонные элементы, но и поверхностный слой массивов (п. 26).

В заключение следует подчеркнуть, что из всего изложенного видно, насколько несовершенны еще знания о физических явлениях, происходящих при морском волнении, и применяемые методы расчета его воздействия на оградительные сооружения. Между тем сохранность оградительных сооружений в основном зависит именно от правильности учета волновых воздействий. Поэтому до сих пор еще случаются неожиданные аварии молдов и волноломов, причины которых удастся выяснить лишь на основе дополнительного анализа и исследований.

б) Действие льда и мороза

Оградительные сооружения в замерзающих морских портах принимают на себя горизонтальные нагрузки от навала (под влиянием ветра или течения) ледяных полей либо от удара свободно плавающих льдин и вертикальные нагрузки — от нагромождения льда на сооружение при навале. Внешние грани сооружений подвергаются, кроме того, истиранию льдом. На переменном горизонте материал конструктивных элементов испытывает разрывающее действие при замерзании воды и образовании льда в его порах.

Нагрузки, передаваемые льдом на сооружения, в настоящее время являются наименее определенными из всех расчетных данных. Объясняется это многообразием факторов, влияющих на ледовые воздействия, и отсутствием достаточных натурных наблюдений над ледовым режимом и в особенности над действием льда на сооружения.

Лабораторные исследования свойств льда и сил, возникающих при навале ледяных полей и ударе отдельных льдин, приводят к чрезвычайно большим усилиям, которые должны были бы испытывать сооружения. Такие усилия неизбежно имели бы следствием многочисленные повреждения и аварии. Между тем, в действительности серьезные аварии сооружений насчитываются единицами.

П. А. Кузнецов высказывает предположение о том, что особенности прибрежной полосы создают условия, не допускающие в полной мере развития максимальных ледовых усилий, и, кроме того, что слишком редко места проявления этих усилий совпадают с пунктами расположения портовых сооружений. К этому возможно лишь добавить, что и в портах, где когда-либо даже возникали подобные силы, они были вызваны стечением ряда случайных природных обстоятельств, которое не может часто повторяться (см. п. 33).

Только после проведения в течение ряда лет во многих портах систематических натурных наблюдений путем специально установленных приборов за ледовым режимом и за действием льда на сооружения можно будет выработать нормы и методы расчета, выпол-

не надежные и в то же время не создающие излишних запасов устойчивости и прочности сооружений. До этого придется основываться на существующих условных методах расчета, всемерно используя опыт построенных сооружений.

В нашей стране, впервые в истории мирового портостроения, в 1946 г. введен Государственный стандарт на ледовые нагрузки (ГОСТ 3440-46), однако по приведенным выше мотивам он носит не обязательный, а рекомендательный характер. Одной из положительных сторон этого ГОСТ'а является то, что рекомендуемые им расчетные методы, в частности формулы П. А. Кузнецова для расчета динамического давления при ударе плавающих льдин, отражают опыт службы осуществленных сооружений и регламентируют реально вполне возможные нагрузки без излишнего их преувеличения.

Воспринимаемое сооружением давление от навала ледяного поля ветром или течением зависит от размеров поля и скорости течения под льдом. Практически оно выражается в нескольких тоннах на погонный метр сооружения.

Удар свободно плавающей льдины, являющийся функцией ее размеров, скорости движения и угла подхода к сооружению, вызывает горизонтальное динамическое давление на вертикальную стенку в размере нескольких десятков тонн на погонный метр. При наклонной грани сооружения это давление значительно уменьшается: нормальное давление на наклонную грань пропорционально $\sin \alpha$, где α — угол наклона грани к горизонту, а горизонтальная составляющая давления пропорциональна $\sin^2 \alpha$.

Вертикальные нагрузки от нагромождения льда на сооружение при навале могут достигать нескольких тонн на 1 м^2 его поверхности. Представление об этом дает рис. 15, на котором видны глыбы льда, всплывшего на верх мола.

Оградительные сооружения, имеющие одной из своих задач защиту акватории и внутренних сооружений порта от действия льда, в полной мере подвергаются воздействию приведенных выше ледовых нагрузок и в случае недручета их могут испытывать повреждения и деформации. Следует, однако, отметить, что молы и волноломы, расположенные в районах с не особенно тяжелым ледовым режимом и рассчитанные на воздействие интенсивного морского волнения, обычно оказываются обладающими достаточной общей устойчивостью против ледовых нагрузок. Этим обстоятельством, в совокупности с изложенными вначале условиями возникновения значительных ледовых нагрузок, объясняется исключительная редкость серьезных аварий оградительных сооружений от воздействия льда. Все же возможно, что отсутствие ледовых аварий молов и волноломов объясняется весьма малым количеством таких сооружений, построенных в районах с суровым ледовым режимом.

Наоборот, местные повреждения конструктивных элементов случаются очень часто и почти в каждом замерзающем порту. От

навала льда и ударов льдин страдают деревянные элементы: верхние венцы ряжей, схватки и головы свай.

Удары льдин иногда расстраивают также каменную кладку на горизонте ледохода. Чаше всего это случается после того, как кладка уже потеряла частично свою прочность вследствие воздействия других факторов — разложения раствора в швах или размораживания.

Истирающее действие льда служит другой причиной местных повреждений оградительных сооружений. Оно проявляется при



Рис. 15. Нагромождение льда на молу

вертикальных перемещениях ледяного покрова от колебаний горизонта воды и при горизонтальных перемещениях мелких льдин вдоль сооружения под действием течения. Иногда в незамерзающих портах может также иметь место истирание вследствие передвижения волнением вдоль фасадной грани сооружения пригнанного к нему разбитого льда или льда, образующегося в узкой прибрежной полосе.

Истиранию льдом не поддаются лишь прочный камень и достаточно толстые металлические конструктивные элементы (шпунтины, схватки из профильной стали, толстые скобы и хомуты). Дерево страдает больше всего. Обшивка свай тонкой листовой сталью предохраняет их лишь на несколько лет. Наоборот, скрепление свай хомутами и скобами из толстой полосовой стали может оказаться достаточным для сохранности свай в течение ряда десятилетий.

В бетонных сооружениях бывают случаи, когда в результате постепенного истирания в течение ряда лет в стенке на горизонте

ледохода образуются широкие и глубокие борозды и каверны, вызывающие обвалы бетонной кладки над ними.

Наиболее опасным было бы повреждение льдом защитного слоя железобетонных конструкций. Однако в оградительных сооружениях они применяются лишь в виде массивов-гигантов и при необходимости снабжаются противоледовой защитой, благодаря чему до сих пор, насколько нам известно, подобные случаи повреждений молов не встречались на практике.

Третья причина местных повреждений молов от действия льда и мороза заключается в том, что на переменном горизонте вода, проникающая в поры бетона и в швы каменной кладки, замерзает в них и вызывает разрыв бетона и кладки. В. Н. Ефремов указывает, что процесс разрушения, повидимому, имеет некоторую аналогию с явлением зимнего пучения грунтов. Как известно, русский инженер В. А. Штукенберг в 1885 г., впервые в мировой науке, установил следующее явление: при пучении грунта в нем замерзает не только та вода, которая заключалась в нем ранее, но и часть воды, переместившейся в замерзающий грунт из нижележащих слоев талого грунта. Подобно этому, при замерзании воды в порах бетона кристаллы льда притягивают к себе воду из соседних пор и благодаря этому сильно увеличиваются в объеме, вызывая огромные разрывающие напряжения в бетоне (до 2000 кг/см²).

В портах, где происходят частые и быстрые смены мороза и теплой погоды, а особенно в ливных морях с систематическими колебаниями горизонта воды, бетоны и растворы по этой причине находятся в исключительно трудных условиях. Применение неморозостойких бетонов и растворов в этом случае приводит к серьезным местным повреждениям сооружений в течение нескольких ближайших лет их эксплуатации.

Истирание льдом и разрушение бетона и каменной кладки вследствие замерзания происходят параллельно с химическим разрушением раствора и бетона агрессивной морской водой. Механическое воздействие льда разрушает карбонатную корку бетона или раствора и образует ходы для проникновения воды; химические процессы создают новые каверны, которые ускоряют разрушительное действие льда. В оградительных сооружениях все эти явления особенно опасны, поскольку ослабленные ледовыми и химическими воздействиями элементы сооружения оказываются недостаточно стойкими против ударов волн.

В силу этих причин предохранение от разрушения бетона на переменном горизонте (и в несколько меньшей степени выше его) в оградительных сооружениях, расположенных в районах с суровыми морозами, приобретает исключительно важное значение. Эта задача до сих пор полностью еще не разрешена. Во всяком случае не подлежит сомнению, что морозостойкий бетон должен обладать возможно более высокой водонепроницаемостью, в связи с чем нужно применять различные меры, увеличивающие его плотность (см. пп. 2-в и 4). Наряду с этим, необходимо употреблять хими-

чески стойкие цементы, чтобы уменьшить совместное разрушительное действие агрессивной воды и мороза.

Однако не всякий химически более устойчивый цемент пригоден для морозостойкого бетона: по опытам ЦНИИМФ'а на Кольском полуострове кубики из бетона на пуццолановом цементе разрушились в течение 2—3 месяцев, тогда как кубики на обыкновенном портландцементе за 9—10 месяцев потеряли лишь 50% своей прочности. В настоящее время признано, что пуццолановый цемент нельзя употреблять в бетон, подверженный действию сильных морозов.

В последние годы найдено новое мероприятие, значительно повышающее морозостойкость бетона. Оно заключается в примешивании к цементу вещества, способствующего образованию в бетоне мельчайших пузырьков воздуха, вследствие чего такой бетон получил название «аэрированного». В качестве воздуховводящего вещества применяется древесная винзоловая смола, абиетиновая смола и сульфитный щелок. Последние две добавки, изученные советскими учеными, показали лучшие качества, нежели винзоловая смола.

Наконец, в качестве внешней защиты бетона на переменном горизонте иногда применяется облицовка его камнями твердых пород или торкретирование. Однако такие меры защиты неморозостойкого бетона в оградительных сооружениях вряд ли могут быть достаточно эффективными на длительное время, так как под ударами волн и при действии мороза облицовка и торкрет со временем отделяются от бетона и обнажают его.

Примерзание льда к оградительному сооружению обычно не может послужить причиной повреждения его элементов. Сплошные стенки вертикального мола или тяжелые массивы мола из наброски легко сопротивляются вертикальным нагрузкам, возникающим от примерзшей к сооружению части ледяного покрова при колебаниях горизонта воды. От примерзания льда иногда страдают лишь молы и волноломы из наброски камней.

Повреждения выражаются в том, что лед, примерзший к камням наброски, при очистке акватории от льда, сопровождаемой штормовым волнением, вырывает камни небольших размеров и уносит их.

Необходимо также указать, что педоучет температурных изменений бетонной или каменной кладки может привести к появлению трещин в кладке. Такие случаи имели место.

В предыдущем изложении не приведены соображения о нагрузках и повреждениях, связанных с термическим расширением льда при быстром повышении температуры воздуха. Для морских оградительных сооружений это явление не имеет значения, поскольку соленоводный лед, не однородный по своей солености и температуре, не может создать существенное на них давление. Однако, если оградительное сооружение расположено на озере или другом водоеме с покровом пресноводного льда, то с возможностью тер-

мического расширения льда следует считаться. Возникающее при этом давление достигает при неблагоприятных условиях нескольких десятков тонн на 1 м^2 и может причинить сооружению серьезное повреждение, аналогичное вызванному навалом льда или ударом плавающих льдин. Отметим, что при регулярных колебаниях горизонта воды под льдом возможность возникновения такого рода давления исключается.

в) Химическое действие морской воды. Влияние живущих в воде организмов

Морская вода особенно разрушительно действует на бетон, который для оградительных сооружений является наиболее распространенным материалом. Над изучением этого вопроса работают многие ученые и инженеры. Представителям нашей отечественной науки в настоящее время принадлежит ведущая роль в изучении и разрешении этой трудной проблемы.

Основные процессы химического разрушения морской водой растворов и бетонов, изготовленных с применением портландцемента, заключаются в том, что составные части цементного камня, в первую очередь гидрат окиси кальция, частично выщелачиваются морской водой, а частично вступают в химические реакции с заключенными в ней веществами. Результатом этих реакций является в одних случаях образование новых, легко растворимых в воде соединений, в других — кристаллизация продуктов реакции, сопровождающаяся расширением объема кристаллов. Таким образом, к чисто химическому разложению присоединяется механическое разрушение раствора и бетона.

Из веществ, входящих в состав морской воды, характерное растворяющее действие оказывают кислоты, в частности агрессивная углекислота, и соли магния. Наибольшее механическое разрушение раствора и бетона происходит при образовании кристаллов гипса и особенно сульфоалюмината кальция; последний под названием «цементной бациллы» одно время считался самым интенсивным фактором разрушения бетона.

При твердении растворов на воздухе происходит карбонизация окиси кальция и образование тонкой защитной корки углекислой извести. Эта корка, не растворимая в воде, препятствует диффузии воды внутрь бетона и замедляет разрушительный процесс. Толщина корки, зависящая от времени выдерживания бетона на воздухе до погружения в воду, при обычных сроках воздушного хранения (один-два месяца) не превышает нескольких десятых долей миллиметра. Выдерживание бетона на воздухе от двух до десяти лет, как показали опыты, способствует образованию защитной оболочки толщиной от 2 до 10 мм.

Несмотря на относительную ясность химических процессов разрушения, вопрос об устойчивости в морской воде бетонов и растворов, изготовленных на обыкновенном портландцементе, до

последнего времени оставался дискуссионным и даже сейчас еще не считается окончательно разрешенным. Практика эксплуатации большого количества сооружений показывает, что наряду с сооружениями, разрушающимися в сравнительно короткий срок вследствие разложения бетона, имеются и такие, которые благополучно существуют более 70 лет. Причина столь резкого различия в сроке сохранности заключается в том, что долговечность бетона в морских сооружениях зависит от большого числа природных и строительных условий.

Из естественных факторов помимо химического состава воды решающее значение имеет степень подверженности сооружения действию льда и замерзанию воды в порах бетона, колебаниям горизонта воды и волновым нагрузкам. Все эти факторы вызывают механические повреждения, образование волосных трещин в бетоне и разрушение защитной оболочки, в связи с чем облегчается попадание воды внутрь бетона и его химическое разложение.

Советский ученый А. А. Садовский выдвинул гипотезу о перво-степенном значении морских растительных и животных обрастаний для сохранности бетона. Первые поглощают растворенную в воде углекислоту, в связи с чем для восстановления ее содержания в воде происходит разложение двууглекислого кальция с образованием углекислой извести, отлагающейся на поверхности бетона и утолщающей его защитную оболочку. Наоборот, при наличии животных обрастаний, выделяющих углекислоту, имеет место обратная реакция, разрушающая защитную корку.

Необходимо, однако, указать, что В. М. Москвин, на основании обследования сооружений ряда портов в 1940 г., и В. И. Швей, на основе таких же обследований в 1945 — 1946 гг., пришли к выводам об отсутствии вредного влияния животных обрастаний. В п. 44 приведены результаты обследований мола из наброски, которые свидетельствуют о положительной роли морских обрастаний независимо от того, относятся ли они к растительным или животным. Таким образом, вопрос о влиянии биологических факторов на бетон пока еще не получил окончательного разрешения.

Из группы строительных факторов, определяющих степень сохранности бетона, наиболее важными являются плотность (и, соответственно, водонепроницаемость) бетона и химический состав цемента.

Достижение повышенной плотности, замедляющей фильтрацию воды внутрь бетона, служит наилучшим антикоррозийным мероприятием. Примеры из практики эксплуатации сооружений и данные лабораторных опытов свидетельствуют о большой зависимости химической сохранности бетона от степени его плотности.

При строительстве Западного мола Дюнкерского порта 50-тонные массивы, установленные под воду в 1932 г., уже в начале 1938 г. получили столь большие повреждения, что пришлось приостановить изготовление массивов до выяснения причин чрезмер-

ной коррозии. Размер и характер повреждений колебались от беловатых налетов и горизонтальных трещин до полного разрушения (рис. 16).

Изучение вопроса показало, что интенсивности повреждений способствовали исключительно сильные морозы зимы 1932/33 г., но основная причина разложения бетона заключалась, очевидно, в малой для агрессивной среды плотности бетона. Недостаточное количество цемента (200 кг на 1 м³ бетона при его составе 1:3:5), плохой подбор инертных (недостаток самых мелких и средних фракций) и ручная укладка послужили причинами значительной водопроницаемости и, как следствие, химического разложения

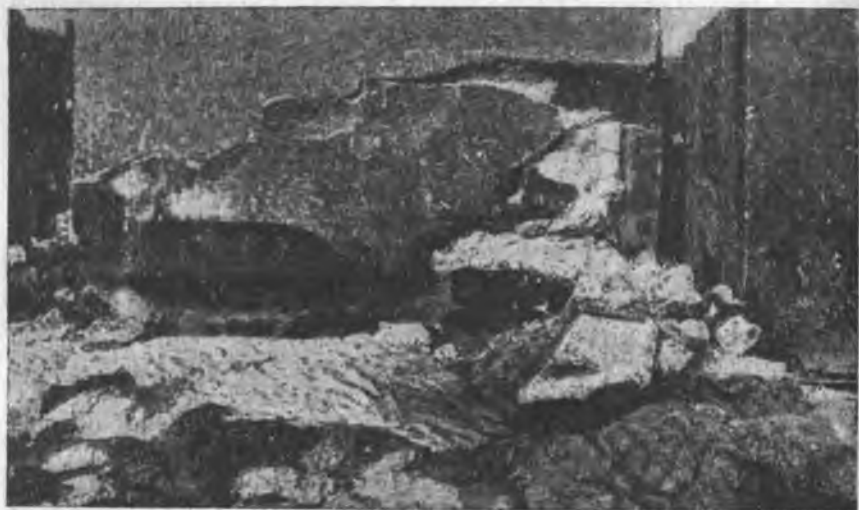


Рис. 16. Разрушение массива в Дюнкеркском порту

бетона. Следует отметить, что другие требования, обычно предъявляемые к бетону в агрессивной среде, были удовлетворены: цемент и инертные имели удовлетворительный химический состав; водоцементный фактор равнялся 0,47; массивы выдерживались на воздухе в опалубке 20 дней и затем в распалубленном виде еще 60 дней.

При возобновлении работ на основании подбора бетона был принят состав 1 : 1,3 : 3,2 с расходом 300 кг цемента и 50 кг трасса на 1 м³ бетона. Был применен цемент с низким содержанием извести (52%), водоцементный фактор снижен, гранулометрический состав подобран с приближением к теоретической кривой просеивания. Специально были изучены и затем выбраны методы вибрирования бетона, давшие лучшие результаты. В итоге была достигнута плотность бетона в 2,35 т/м³. Массивы, изготовленные из этого бетона, в 1934 г. были погружены в воду и благополучно выдерживают пребывание в ней.

В п. 23 приведен другой аналогичный пример мола, массивы которого первоначально были частично изготовлены из недоброкачественного бетона и разрушились, а затем в восстановленном молу новые массивы обнаружили хорошую сохранность в морской воде.

Из лабораторных данных весьма характерны результаты четырехлетних опытов, предпринятых с целью изучения зависимости разрушающего действия морской воды от различных условий, в частности от плотности раствора.

На рис. 17 показан вид цилиндрических образцов 5×10 см после 34 (слева) и 48 (справа) месяцев нахождения их в морской воде

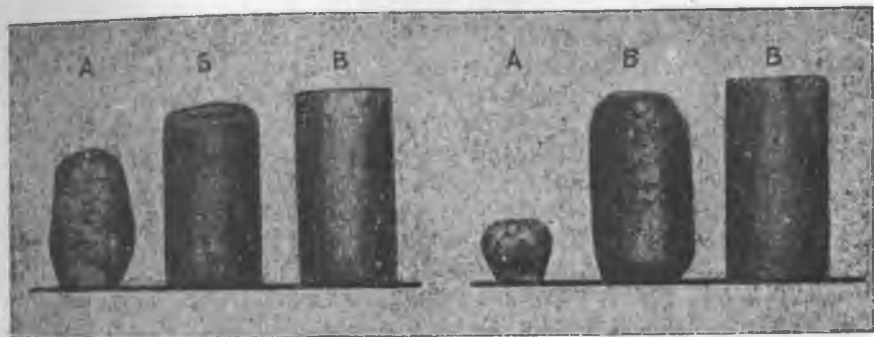


Рис. 17. Образцы цементного раствора после 34- и 48-месячного пребывания в морской воде

воде. Образцы А и Б изготовлены из раствора 1:3 и 1:2 на стандартном песке, образец В — из раствора 1:3 на песке особо хорошего гранулометрического состава. За четыре года образец А, имевший плотность 2,018, потерял 98,4% первоначального веса; образец В из гораздо более плотного раствора (2,328) не имел существенной потери веса; образец Б из жирного раствора, но на песке худшего качества, имевший плотность 2,18, дал промежуточные результаты между А и В.

В табл. 1 приведены результаты 48-месячного действия морской воды на растворы, изготовленные из цементов с различным содержанием трехкальцевого алюмината.

Как видно из таблицы, стойкость раствора значительно возрастает с уменьшением содержания в цементе трехкальцевого алюмината. Это вполне естественно, так как трехкальцевый алюминат является основной составляющей цемента, вступающей в химические реакции с растворенными в воде веществами. В настоящее время признано, что для применения в агрессивной морской воде пригодны сульфатостойкие портландцементы с содержанием трехкальцевого алюмината не более 6% или пуццолановые цементы с содержанием трехкальцевого алюмината не более 8%.

Таблица 1

	Содержание в цементе $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$					
	17,2%	14,2%	13,1%	12,1%	7,2%	3,7%
Потеря веса образцов, затворенных на пресной воде:						
из раствора 1:2	45,8%	15,2%	10,9%	7%	0	0
из раствора 1:3	100%	89%	86%	41,2%	0	0
Потеря веса образцов, затворенных на морской воде:						
из раствора 1:2	29,7%	18,7%	15,8%	11,8%	0	0
из раствора 1:3	98,4%	96,2%	85,3%	78,3%	1,4%	0

Из таблицы также видно, что более жирный раствор показал гораздо лучшую сохранность в морской воде. Понижение стойкости образцов, затворенных на морской воде, обнаружилось не во всех случаях. К этому нужно добавить, что образцы, затворенные на морской, но хранившиеся в пресной воде, не получили повреждений.

Наглядным примером зависимости стойкости бетона в морской воде от химического состава цемента могут послужить массивы в сооружениях одного из дальневосточных портов. При обследовании их состояния в середине двадцатых годов оказалось, что сооружения постройки конца прошлого столетия не имеют признаков химического разложения бетона, а в построенных в 1915—1917 гг. бетон подвергся значительному разрушению. По всем имеющимся данным объяснить это можно только лучшим химическим составом цемента наших новороссийских заводов, примененного в первых сооружениях, по сравнению с цементами других заводов, в частности японских, употребленными для более новых сооружений.

Несмотря на то, что, как указано выше, обыкновенный портландцемент обеспечил хорошую сохранность бетона во многих морских сооружениях и могут быть приняты меры по его дальнейшему улучшению (путем уменьшения количества трехкальцевого алюмината), все же постепенно в морском строительстве чистый портландцемент уступает место портландцементам с гидравлическими добавками и в первую очередь — пуццолановым портландцементам. Повышенная химическая стойкость этих цементов определяется тем, что выделяющийся при гидратации цемента гидрат окиси кальция связывается аморфной кремнекислотой гидравлической добавки и образует нерастворимый в воде однокальцевый силикат. Помимо этого, ввиду меньшего объемного веса пуццоланового портландцемента, при одном и том же весовом количестве вяжущего вещества бетон на пуццолановом портландцементе имеет большую плотность и водонепроницаемость, чем другие бетоны.

Заслуживает упоминания, что описанные выше четырехлетние

исследования были дополнены опытами с образцами растворов на пуццолановом портландцементе с добавкой 30% кремнезема. Эти образцы изготавливались из растворов 1:2 и 1:3, затворенных на пресной и морской воде, с применением цемента, содержащего 14,2% трехкальциевого алюмината. Таким образом, за исключением пуццолановой добавки в цементе, они были идентичны с образцами портландцементного раствора, которые, как видно из графы 3 табл. 1, за четыре года потеряли в своем весе 15,2—18,7% и 89—96,2%. Несмотря на такую идентичность, образцы с пуццолановой добавкой показали высокую химическую стойкость против агрессивной морской воды: за четыре года они совсем не изменили своего веса.

Пуццолановые портландцементы являются, несомненно, большим шагом вперед по пути изыскания цементов, удовлетворяющих требованиям морского строительства. Однако они, существенно замедляя коррозию бетона по причине выщелачивания свободной извести, не обеспечивают его против коррозии углекислой и сульфатной, которая лишь несколько уменьшается в связи с большей плотностью бетона на пуццолановом цементе. Кроме того, как уже указано в п. 2-б, бетоны на пуццолановом портландцементе в ряде сооружений показали свою пониженную морозостойкость по сравнению с бетонами на обыкновенном портландцементе. Последнее обстоятельство позволяет их применять лишь в подводных частях сооружений, а на переменном горизонте воды — только в районах с мягким климатом.

В настоящее время исследовательская работа по увеличению долговечности бетонов и растворов в морских сооружениях протекает по двум основным направлениям: по пути изыскания химически более стойких цементов и по выработке специальных мер защиты бетона от попадания воды внутрь него.

Большинство надежных мероприятий второго вида, частично уже перешедших в производственную практику, тем или иным путем разрешает вопрос увеличения плотности и водонепроницаемости бетона в наружных слоях или даже во всей его массе. Плотность наружных слоев повышается при помощи вакуумирования бетона или применения водопоглощающей опалубки. Получения плотного во всей его массе бетона стремятся достичь путем добавления к цементу молотого песка или введения в него бентонита — вулканической пыли, происшедшей от разложения лавы. Благодаря своей способности сильно поглощать воду, разбухая в 10 — 15 раз, бентонит в значительной степени повышает плотность бетона. Вопрос применения бентонита еще не вышел из стадии исследований и экспериментов, выполняемых по предложению В. Н. Ефремова ЦНИИМФ'ом.

Из исследуемых в настоящее время мероприятий по созданию внешней защиты бетона следует упомянуть пропитку наружного его слоя битумом и покрытие обмазками: асфальтовым лаком, битумом, перхлорвиниловым лаком (исследования Гидрофизической

лаборатории Академии наук СССР) и др. К категории внешних защит можно также отнести предложенную Е. П. Миклашевским искусственную карбонизацию поверхности бетона для ускорения образования оболочки углекислой извести.

Помимо разрушения бетона по причине разложения цементного раствора, иногда бетон может получить повреждения из-за вредного действия морской воды на недоброкачественный гравий или щебень. Однако, ввиду обычно достаточно внимательного и не представляющего трудностей выбора хорошей камневидной составляющей, такое явление встречается исключительно редко, в частности в истории отечественного портостроения подобные случаи неизвестны.

В этой связи следует остановиться на вопросе применения бутовой каменной кладки в оградительных сооружениях. В каменной кладке объем подвергающегося разложению цементного раствора намного меньше, чем в бетоне. Точно так же на гранях кладки площадь, занятая раствором (в швах), составляет лишь небольшую долю общей поверхности. Частично по этим причинам в прежнее время нередко применяли бутовую кладку для изготовления массивов и особенно часто для устройства надводной стенки.

Известны случаи лучшей сохранности бутовых массивов по сравнению с бетонными; один из таких примеров приведен в п. 23. Однако бутовые массивы обладают меньшей однородностью материала. Они гораздо слабее сопротивляются изгибу. Поэтому в наброске и в правильной кладке стенок, подвергающихся значительным и неравномерным осадкам, бутовые массивы сохраняются плохо. Подробнее этот вопрос освещен в п. 44.

Надводные стенки из каменной кладки находятся в более благоприятном положении, чем бутовые массивы: благодаря своим большим размерам и массе они удовлетворительно сопротивляются возникающим в них усилиям при осадке и воздействии волн. В то же время, ввиду меньшего количества раствора, бутовые надводные стенки часто обладают лучшей морозостойкостью, чем бетонные. Однако работы по каменной кладке не могут вестись быстрым темпом, который столь необходим для надводных стенок молюв и волноломов.

Широкому распространению бутовой кладки в прежнее время способствовал недостаток оборудования для производства в значительных объемах бетонных работ. Теперь же медленный темп каменной кладки является важной ее отрицательной особенностью и каменная кладка все реже применяется при строительстве оградительных сооружений. В современных условиях она может быть оправдана лишь для надводных стенок при наличии требования повышенной морозостойкости.

Бетон, уложенный под воду методом подводного бетонирования, значительно менее плотен в сравнении с уложенным на воздухе и лишен защитной оболочки из углекислой извести. Соответственно этому такой бетон неизбежно обладает меньшей химической

стойкостью. Тем более подвержен разложению бетон, уложенный под воду примитивными способами (в мешках, бадьями или ящиками и пр.). Возведенные в прошлом столетии из подводного бетона оградительные сооружения в ряде английских портов (Абердин, Фрезебург, Уайтхевен и др.) очень быстро подверглись серьезным разрушениям по совокупности изложенных причин, влияние которых усугублялось механическим воздействием морского волнения. Однако и в настоящее время, при наличии более совершенных методов укладки бетона под воду, степень химического разрушения подводного бетона остается высокой, поскольку такие свойства, как отсутствие защитной оболочки и меньшая плотность бетона, не могут быть устранены. Поэтому при заполнении гигантов, устройстве бетонных колонн в столбах из циклопических массивов и пр. вполне обоснованно стремятся организовать укладку бетона насухо.

Рекомендации IV Всесоюзной конференции по бетону и железобетону (Тбилиси, 27 января—2 февраля 1948 г.) о более широком внедрении подводного бетона, укладываемого методами вертикально перемещающихся труб и восходящего раствора, следует распространить преимущественно на случаи ремонта и восстановления оградительных сооружений, когда подводное бетонирование служит единственным решением задачи. В дальнейшем изложении приведен ряд примеров восстановления молов и волноломов при помощи укладки бетона под воду.

Железобетон в оградительных сооружениях имеет гораздо более узкое применение, чем бетон. Из железобетона в большом количестве изготавливаются почти исключительно оболочки массивов-гигантов. Объясняется это тем обстоятельством, что железобетон в морской воде подвергается наиболее быстрым и опасным разрушениям, связанным с коррозией бетона, причем динамические воздействия, которые испытывают оградительные сооружения, способствуют ускорению процесса коррозии.

Единичные случаи применения в оградительных сооружениях железобетонных свай или верхней железобетонной сквозной конструкции (Кале) даже при наличии слабого волнения оканчивались неудачей. Под действием ударов волн и вибрации в защитном слое появлялись сначала ничтожные волосные трещины, которые постепенно увеличивались, открывая морской воде доступ к стальной арматуре. После этого начинались идущие параллельно и нарастающим темпом процессы коррозии бетона и стали в результате разрыва бетона расширяющейся ржавчиной и, как следствие этого, все увеличивающегося корродирующего действия воды.

Описанный процесс характерен для действия морской воды на тонкие железобетонные элементы молов и волноломов. Если, тем не менее, железобетонные оболочки массивов-гигантов прочно вошли в практику строительства оградительных сооружений и заняли в ней одно из ведущих мест, то это объясняется тем, что благодаря заполнению бетоном всех или, во всяком случае, внеш-

них отсеков гиганта, удастся создать монолит, противопоставляющий действию волн всю свою огромную массу, в которой оболочка не имеет самостоятельных движений.

Однако и в массивах-гигантах железобетон иногда подвергается усиленной коррозии, если не учтены в достаточной мере все условия работы железобетона в оградительных сооружениях. Подобный пример описан в п. 8. Поэтому к бетону для железобетонной оболочки гиганта должны предъявляться особо жесткие требования в отношении его прочности, плотности, химической устойчивости и морозостойкости. При соблюдении этих требований, как показывают, в частности, сооружения, описанные в пп. 7 и 9, можно достичь вполне достаточной сохранности железобетона в морской воде. Еще большей долговечностью, естественно, должны обладать гиганты с толстыми стенками (см. п. 24), защитный слой в которых возможно устроить значительной толщины.

Что касается деревянных элементов оградительных сооружений, то те из них, которые находятся постоянно под водой, сохраняются, при отсутствии морских вредителей древесины, практически неограниченное время. Известны деревянные подводные сооружения, прекрасно сохраняющиеся в течение нескольких столетий; пример подобной долговечности оградительной стенки описан в п. 33. Наоборот, в зоне переменного смачивания и высыхания, вследствие колебания горизонта воды или всплесков, дерево подвергается интенсивному гниению, разрушающему его в течение нескольких лет. Более всего подвержена гниению древесина во врубках и в особенности в болтовых отверстиях, где образование ржавчины на стали способствует усиленному гниению дерева.

Повреждения деревянных элементов вследствие гниения опасны как для свайных, так и для ряжевых оградительных сооружений. Подгнившие верхние венцы ряжей или верхние части свай в сплошных рядах легко срываются волнами, и через открывшиеся проломы вымывается камень. После этого волны все глубже проникают внутрь тела сооружения и расширяют проломы. Надводная стенка оказывается лишенной опоры, оседает и получает трещины. В свайных сооружениях гниение связей (схваток и анкерных тяг), расположенных на переменном горизонте воды, приводит к расстройству всей конструкции. Характерные примеры повреждений от гниения древесины приведены в пп. 31 и 34.

Наибольшую угрозу для сохранности дерева в морской воде представляют морские древоточцы: моллюски (*Teredo*, *Bankia* и др.) и ракообразные (*Limnoria*, *Chelura* и др.). По условиям своего распространения, характеру причиняемых дереву повреждений и интенсивности действия эти группы вредителей древесины значительно отличаются друг от друга.

Личинки древоточца-моллюска, осев на дерево, постепенно развиваются в древоточцев; все увеличиваясь в размере и разрушая древесину, они движутся вдоль волокон, переходя по мере разрушения наружных слоев во внутренние, все ближе и ближе к се-

редине дерева. Диаметр хода, образуемого взрослыми древоточцами, обычно равен 3—5 мм; в тропических морях иногда диаметр ходов достигает нескольких сантиметров.

Распространение и деятельность моллюсков зависят от многих факторов, полностью еще не изученных. Достоверно известно лишь, что для их существования необходимы соленость воды и некоторый минимум зимней температуры. Разрушительная активность древоточцев проявляется в условиях определенной солености воды и относительно высокой температуры; особенно активна их деятельность в жаркие месяцы. Более благоприятны для развития древоточцев слабая освещенность, чистота воды и ее спокойное состояние.

Наибольшему разрушению подвергается древесина в зоне несколько выше дна, где вода имеет большую соленость и чистоту и где, кроме того, освещенность меньше. Выше поверхности воды ходы древоточцев почти не поднимаются. Ниже дна древоточцы опускаются на незначительную глубину, если свая забита в песчаный или глинистый грунт. В случае забивки свай в каменную наброску, щебень или гальку древоточцы проникают на большую глубину, достигающую иногда более трех метров от поверхности дна.

Разрушительная деятельность древоточцев-моллюсков в некоторых районах очень интенсивна. Известны случаи, когда свайные сооружения, пораженные древоточцами, полностью выходили из строя за 1—2 года, а рязевые за такой же период приходили в аварийное состояние.

Большую опасность для деревянных сооружений представляют также ракообразные вредители древесины, хотя их действие проявляется значительно медленнее. Ракообразные вредители повреждают дерево с поверхности, захватывая слой толщиной в 1,5—2 см; затем этот слой смывается водой и разрушению подвергаются следующие, глубже расположенные слои древесины. Обычно повреждения распространяются довольно равномерно по всей поверхности дерева; иногда образуются отдельные глубокие очаги (фокусы) разрушенной древесины. Распространению ракообразных древоточцев мало препятствуют низкие температуры воды, загрязнение ее и другие факторы, обычно тормозящие деятельность моллюсков; таким образом, ракообразные являются более устойчивым видом древоточцев.

Сваи, подверженные действию ракообразных, постепенно уменьшаются в диаметре, причем в некоторых районах это уменьшение достигает нескольких сантиметров в год. На рис. 18 показаны вытасненные сваи сплошного ряда, потерявшие за несколько лет местами до двух третей своего диаметра.

Интенсивность разрушительной деятельности древоточцев в различных морских районах совершенно разная. Проф. П. К. Божич предложил разделить в этом отношении морские районы на три класса, отнеся к I классу районы, где 100-процентное повре-

ждение незащищенного дерева происходит уже после 1—2 лет; ко II классу — районы, где дерево ослабляется на 50—70% в течение 5 лет; к III классу — все остальные районы, где обитают древоточцы.

В частности, применяя эту классификацию к побережью Черного моря, П. К. Божич относит к I классу порты восточного побережья Черного моря, начиная от Анапы, и, кроме того, Севастополь; ко II классу — порты Крыма (кроме Севастополя); к III классу — порты северо-западного побережья Черного моря.

Из других морей, омывающих берега СССР, древоточцы встречаются в морях Дальнего Востока, где деятельность их во многих районах очень интенсивна, а также в Азовском море, где они обнаружены лишь в районе, непосредственно прилегающем к Керченскому проливу. В Каспийском и Балтийском морях вредителей древесины нет до сих пор; считалось, что на Севере их очень мало, однако в последнее время обнаружена довольно интенсивная деятельность ракообразных древоточцев (*Limnoria*) в Мурманском порту.

Строители портовых сооружений уже с давних пор из наблюдений за состоянием деревянных судов знали о разрушительной деятельности древоточцев и в районах их интенсивной активности не возводили из дерева столь капитальных сооружений, какими являются молы и волноломы. Поэтому случаи разрушения оградительных сооружений древоточцами в портостроительной практике почти неизвестны. В качестве исключительного случая можно указать на разрушение древоточцами сквозных парных молов, построенных в 1863—1867 гг. в Потти, у устья северного рукава р. Риона. Предполагали, что благодаря опресняющему действию вод Риона прилегающая часть моря обеспечена от древоточцев, однако эта надежда не оправдалась, и

молы были очень быстро разрушены. Приведенные выше формы повреждений взяты из опыта строительства причальных сооружений, в большинстве типа легких свайных эстакад и в редких случаях — ряжевых.

На этих же сооружениях применялись различные мероприятия, которыми стремились продлить срок службы дерева в морской воде, населенной вредителями древесины. При исследованиях и



Рис. 18. Повреждение ракообразными древоточцами свай сплошного ряда

строительстве были испытаны многочисленные и разнообразные методы защиты: обугливание, осмолка, покрытие различными составами; обивка гвоздями и металлическими полосами; обшивка стальными, цинковыми, медными листами; облицовка чугуном и бетоном. Все эти методы оказались либо вовсе неэффективными, либо обеспечивающими 10 — 15-летнюю сохранность дерева ценою слишком высоких затрат (обивка медью или цинком, устройство бетонных оболочек).

В настоящее время наиболее распространена пропитка древесины креозотом под давлением, которая при надлежащем выполнении гарантирует продление срока службы дерева на 10 — 20 лет и даже более. Однако глубина пропитанного слоя во многих случаях не превышает 2—3 см, что исключает допустимость устройства каких-либо врубок в пропитанных конструктивных элементах, сверления в них дыр для креплений и т. д. Кроме того, креозот постепенно выщелачивается водой и дерево теряет свою защиту.

Научно-исследовательская лаборатория электрификации промышленности и строительства (НИЛЭПС) разработала метод пропитки креозотом древесины, предварительно высушенной и нагретой до 100 — 110°C токами высокой частоты. Таким путем удастся достичь глубокой пропитки древесины. Для перехода на промышленное производство в настоящее время изучаются вопросы равномерности пропитки и контроля за ее качеством, а также экономические показатели метода.

А. Г. Вольтер (Лаборатория древесиноведения Дальневосточного политехнического института), изыскивая пути защиты сырого леса без его предварительного высушивания, на основании результатов своих исследований рекомендует пропитывать дерево медным купоросом или азотнокислым свинцом по диффузионному методу. Кроме того, А. Г. Вольтер предлагает пропитку под давлением наряду с креозотом также и кузбасслаком или антраценовым маслом, отдавая даже предпочтение кузбасслаку ввиду его более медленного выщелачивания. Для защиты мест врубок и уменьшения выщелачивания из пропитанного леса антраценового масла и креозота он считает целесообразным применять с кузбасслаком или антраценовым маслом. А. Г. Вольтер указывает, что предложенные им методы защиты гарантируют сохранность дерева в течение от 6 до 10 и более лет (в зависимости от применяемого метода) в условиях Дальнего Востока, где, как уже указано, активность древоточцев в некоторых районах очень велика.

Названные сроки сохранности дерева при его консервации показывают, что и при наиболее совершенных для настоящего времени методах защиты от древоточцев не представляется еще допустимым возводить из дерева в районах I и II классов (по классификации П. К. Божича) оградительные сооружения, срок службы которых обычно определяется минимально в 40—50 лет. Что же касается III класса, то им охватываются районы с широким

диапазоном поражения дерева — начиная от мало заметных повреждений (Одесский порт) и до ослабления дерева менее 50% за 5 лет. Поэтому общий вывод для всего этого класса был бы неточным.

Можно, однако, указать, что в районах со средней для III класса интенсивностью поражения дерева допустимо уже сейчас строить деревянные свайные молы и волноломы при условии применения современных наиболее совершенных методов защиты дерева и без врубок ниже горизонта воды. Строительство здесь ржавых оградительных сооружений было бы пока преждевременным в силу неизбежности большого числа подводных врубок и отверстий для креплений, поскольку надежных мер защиты таких мест еще не найдено.

Сталь, применяемая при строительстве оградительных сооружений, разрушается в морской воде от ржавления — окисления в результате химических и особенно электрохимических процессов. Последние происходят из-за наличия в стали посторонних включений (шлака, других металлов) и возникновения в ней местных напряжений, повреждений и т. п., в результате которых между участками ее поверхности, обладающими разными электрическими потенциалами и помещенными в электролит — соленую морскую воду, возникает электрический ток.

Скорость и размеры коррозии стали зависят от многих факторов: степени солености и химического состава морской воды, климатических условий, химического состава стали, ее механической напряженности, состояния поверхности и пр. Одним из первостепенных обстоятельств является характер контакта между сталью и морской водой: полное погружение стали в воду, ее попеременное смачивание и высыхание (на переменном горизонте) или постоянное нахождение непосредственно над водой, в воздушной среде, насыщенной парами воды.

В связи со столь многочисленными и различными факторами исследования, проведенные в большом числе, обнаружили чрезвычайно пеструю картину сохранности стали в морской воде. Имеются примеры ничтожной коррозии, позволяющей рассчитывать на долговечную сохранность стали, и наряду с ними — случаи аварийной коррозии за 10 лет (так, например, на Каспийском море наблюдалась коррозия стали низкого качества на глубину в среднем до 0,45 мм в год в течение десятилетнего периода, а в первый год — до 0,60 мм).

В настоящее время признано, что наиболее повреждается сталь на переменном горизонте воды и в воздухе над водой. Застойность воздуха или медленно высыхающей воды усиливает коррозию. Присадка меди к стали повышает ее коррозиестойкость на воздухе, но не под водой. Положительно на сохранность стали влияет присадка хрома, никеля, молибдена. Увеличенное содержание углерода, марганца, серы, кремния, наоборот, снижает ее стойкость. Весьма отрицательно сказываются: возникновение

электротока при контакте разнородных сталей, нарушение пленки проката, наличие узких зазоров между стальными элементами.

В среднем для стали, применяемой в нашей стране для портового строительства, можно принять в условиях отечественных морей глубину поражения коррозией в подводных элементах сооружений около 0,075—0,10 мм в год и в элементах, расположенных на переменном горизонте и непосредственно над ним,— в 0,10—0,20 мм в год.

В оградительных сооружениях сталь применяется в виде специальных шпунтовых или других тяжелых профилей для свай в конструкциях типа парных (обычно в корневых частях молов) и ячеистых перемычек, а также как материал элементов креплений (схваток, анкерных тяжей, болтов, скоб и пр.) для этих же конструкций и для молов и волноломов деревянных — свайных и ряжевых. Мы не касаемся здесь стальной арматуры в железобетоне, поскольку о службе железобетона уже сказано выше.

Коррозии стальных элементов оградительных сооружений способствуют неблагоприятные условия их службы. Под тяжелыми ударами волн стальные элементы испытывают большие местные напряжения, а иногда поверхностные повреждения. Надводные части сооружений постоянно заплескиваются водой, т. е. систематически попеременно смачиваются и высыхают. В корневых частях молов стальные элементы подвергаются истирающему действию перемещающегося песка и гравия. Волны иногда также несут с собой взвешенные частицы песка. Крепления деревянных конструкций подвергаются усиленной коррозии вследствие гниения дерева вокруг них; здесь коррозия стали и гниение древесины содействуют друг другу.

Интенсивность коррозии стали в оградительных сооружениях иногда настолько велика, что болты и рельсовые схватки, поставленные на сплошных рядах из рельсов и попеременно смачиваемые и высыхающие, за 10 лет оказываются настолько изъеденными ржавчиной, что имеют на значительную глубину слоистый вид. В деревянной оградительной шпоре одного из портов диаметр болтов в схватках и связях, находящихся на переменном горизонте или заплескиваемых волнами, за 25 лет службы уменьшился почти вдвое.

В качестве антикоррозийных мероприятий применяются покрытия стали специальными составами, в частности битумными, и защита стальных элементов над водой бетоном. Длительная эффективность первого мероприятия для открытых элементов оградительных сооружений весьма сомнительна; для закрытых элементов (например, анкерных тяжей) покрытие антикоррозийным составом бесспорно приносит пользу. Защита бетоном очень эффективна, но в оградительных сооружениях трудно ее опустить настолько низко, чтобы предохранить от коррозии стальные элементы на переменном горизонте воды, имеющем обычно для оградительных сооружений большой диапазон.

3. Эксплуатационные факторы

Эксплуатационные нагрузки на морские причальные гидротехнические сооружения слагаются из вертикальных — от веса грузов, перегрузочных механизмов и транспортных единиц — и горизонтальных — от навала или удара судна и натяжения швартовов.

Оградительные сооружения в большинстве случаев не несут вовсе перечисленных полезных эксплуатационных нагрузок либо несут только часть из них, причем использование оградительных сооружений под полезные нагрузки обычно не имеет систематического характера.

Удельный вес полезных нагрузок, если они имеют место, в общей совокупности внешних воздействий (в частности, волновых), на которые рассчитываются оградительные сооружения, весьма невелик. В связи с этим для оградительных сооружений, в отличие от других морских гидротехнических сооружений, встречающееся на практике превышение действительных полезных нагрузок против расчетных обычно не представляет никакой опасности. Все же здесь следует упомянуть о случаях местных повреждений молов и волноломов, причиняемых ударами судов в портах с тяжелыми условиями маневрирования. Повреждения этого рода обычно заключаются в проломах надстройки сооружения и (реже) подводной стенки. Так, например, после войны 1914—1918 гг. у внешнего волнолома Либавского порта были обнаружены повреждения обеих голов, происшедшие от удара в одну голову большого торгового судна, а в другую — крейсера. Такие удары вызывают также и повреждения судов.

Совершенно исключительную аварию потерпел в 1938 г. в одном из южных портов волнолом, о который в сильнейший шторм разбилось крупное судно. На протяжении 125 м волнолома было разбито все надводное строение и разрушены 40- и 25-тонные защитные массивы, лежавшие двумя рядами на берме и тремя на откосе.

Другой вид нарушения расчетных условий службы оградительного сооружения в процессе его эксплуатации заключается в недопустимом приближении глубин при черпании акватории порта в районе сооружения. В практике реконструкции портов часто приходится встречаться с необходимостью углубления акватории, причем естественное стремление создать возможно более обширную глубоководную акваторию побуждает произвести черпание как можно ближе к ранее построенным на меньших глубинах молам и волноломам. Между тем при слабых грунтах в основании сооружения минимально допускаемое расстояние от него глубин, превышающих расчетные, исчисляется десятками метров. Несоблюдение такого, на первый взгляд кажущегося чрезмерным, расстояния может повлечь за собой нарушение устойчивости грунта под сооружением и его деформацию, вплоть до аварии.

Особую осторожность следует соблюдать при углублении или

подчистке дна с помощью землесосного снаряда. Известны случаи, когда работа землесоса имела следствием высасывание илистого или подвижного песчаного грунта из-под сооружения, находящегося в значительном отдалении от работающего землесоса, а в результате этого — и деформацию сооружения.

Приведенные эксплуатационные факторы, касающиеся непредусмотренных расчетом воздействий на сооружения, все же для сохранности оградительных сооружений не являются первостепенными. Поскольку случаи их отрицательного действия сравнительно редки.

В гораздо большей степени сохранность оградительных сооружений зависит от надзора за ними и от своевременности производства необходимого ремонта. Тяжелые условия службы молов и волноломов побуждают сформулировать следующее основное правило их технической эксплуатации: оградительные сооружения требуют тщательного технического надзора, а небольшие их повреждения — немедленного ремонта во избежание аварии.

Несоблюдение этого правила почти всегда влечет за собой возникновение сначала повреждений небольшого размера, а затем быстрое разрастание их под действием волн и льда в аварийные участки сооружения. Примерами сооружений с большим числом эксплуатационных повреждений такого рода могут послужить волнолом и мол, описанные в пп. 7 и 8.

Наиболее характерны следующие повреждения молов и волноломов, происходящие вследствие оставления их без ремонта.

Защитные массивы на внешней берме и откосе часто при штормах оттягиваются в море. Если своевременно не произвести перекладку массивов, то последующие штормы размоют снаружи постель, а затем произойдет подмыв и наклон стенки к морю. Такое положение уже следует считать аварийным.

Аналогичные последствия имеет обычно размыв незащищенного массивами откоса постели, в результате которого защитные массивы на берме сначала наклоняются к морю, а затем оттягиваются от стенки. Дальнейший процесс протекает, как указано выше.

Менее опасно смещение защитных массивов и размыв постели с тыловой стороны, однако при длительной запущенности такого повреждения оно также может привести к деформации стенки, поскольку тыловая берма постели имеет большое значение для устойчивости стенки (см. п. 2-а).

Защитная наброска массивов перед стенкой играет полезную роль только при сохранении ее проектного профиля (см. п. 2-а). Наброска, осевшая под воду или получившая слабый профиль вследствие раскатывания массивов и не пополненная в порядке ремонта, приносит вред и может способствовать аварии сооружения (см. пп. 2-а и 7).

Каменная отсыпь перед стенкой для своей сохранности должна быть прикрыта крупными булыгами или бетонными массивами, правильно выложенными по откосу отсыпи вплотную друг к другу.

Небольшое вначале, но своевременно не устраненное местное расстройство защитного прикрытия, в короткий срок приводит к значительному повреждению отсыпи, так как волны высасывают и разбрасывают камень из поврежденного места (п. 31).

Разбитые волнением хотя бы незначительный участок надстройки или часть подводной стенки под действием штормов превращаются в брешь, требующую больших средств для заделки. Небольшие каверны бетона, трещины в нем или открывшиеся швы каменной кладки, оставленные без заделки и расшивки, быстро увеличиваются от механических и химических воздействий воды и приводят к местным разрушениям.

Для ряжевых и свайных молов и волноломов наиболее характерны повреждения деревянных элементов (схваток, голов свай, венцов) в зоне у горизонта воды. Такие повреждения представляют значительную опасность, так как в результате нарушения деревянной оболочки волны проникают внутрь тела сооружения, вымывают каменную засыпку, ударяют снизу в надстройку и в конце концов образуют брешь в подводной стенке, трудно поддающуюся ликвидации.

Причиной подобных повреждений может послужить осадка каменной засыпки в ряжах или между свайными рядами, в результате которой их верхняя часть лишается опоры с внутренней стороны и легко разбивается волнами. К тому же в этом случае подводная стенка оказывается повисшей на сжимах или тяжах и деформируется. Своевременное пополнение каменной засыпки, для возможности которого должны быть предусмотрены соответствующие конструктивные мероприятия, устраняет опасность описанных повреждений (см. пп. 31 и 34).

Молы и волноломы из наброски массивов гораздо меньше вертикальных стенок чувствительны к мелким повреждениям, которые у этих сооружений неспособны быстро увеличиться и привести сооружение к аварийному состоянию. Все же и у этих сооружений необходимо следить за состоянием берм и откосов постели, а у молов и волноломов из наброски камня и массивов — также за сохранностью толщины слоя массивов, прикрывающего каменное ядро. Повреждение этих элементов, хотя и не может привести к крупной аварии, но будет иметь следствием раскатывание массивов и размыв камня. Необходимо также своевременно пополнять деформировавшийся профиль наброски, так как разрушительное действие волн на наброску, просевшую или ослабленную, значительно усиливается.

В заключение следует отметить принципиальную особенность оградительных сооружений, касающуюся методов их ремонта. При ремонте этих сооружений паллиативные меры не достигают цели. Неоднократные попытки ремонта молов и волноломов путем введения в бреши сборных элементов — мешков с бетоном, каменной засыпки и пр. в лучшем случае лишь позволяли отсрочить на несколько лет производство более радикальных ремонтных работ.

Надежным средством местного ремонта оградительного сооружения при отсутствии необходимости в его усилении является только восстановление поврежденных его элементов в прежнем виде. Исключение из этого общего правила составляет подводное бетонирование, которое при надлежащем качестве работ позволяет во многих сложных случаях осуществить долговечный ремонт сооружения. Устройство у стенки местной защиты из наброски массивов страдает рядом органических недостатков, которые указаны в п. 2-а.

4. Производственные факторы

Факторы производства работ при строительстве оградительных сооружений играют весьма существенную роль. К этим сооружениям более, чем к другим, относится общее правило строительства: как бы ни был хорош проект, качество сооружения будет хорошим лишь в том случае, если проект правильно осуществлен. Более того, сохранность оградительного сооружения в значительной степени зависит от того, насколько правильно выполнены работы по его строительству.

Неправильности производства работ, приводящие к повреждениям и авариям сооружений, могут быть обобщены в две основные группы: 1) недоброкачественность выполненных конструктивных элементов и примененных материалов, 2) несоответствие природным условиям принятых последовательности и темпа производства работ.

Вторая группа, специфичная для морских гидротехнических сооружений и особенно для оградительных, объединяет случаи чрезмерного форсирования или, наоборот, недопустимого замедления работ, а также нарушения необходимой их последовательности по конструктивным элементам и участкам сооружения.

Рассматривая конструктивные элементы в порядке их выполнения, можно представить в следующем виде наиболее характерные и часто встречающиеся на практике неправильности производства работ по этим элементам в сопоставлении с вызываемыми ими повреждениями и авариями.

Котлован под постель гравитационного мола или волнолома иногда оказывается уширенным против проектных размеров, вследствие неправильно произведенного черпания, и незаполненным в перечерпанной части. В этом случае, ввиду увеличения ширины котлована, облегчается сдвиг сооружения.

Замедленность темпа работ по засыпке камня в постель, когда котлован остается открытым в течение длительного времени, приводит к заиливанию его и разрушению откосов. В глинистых, размокающих с поверхности грунтах задержка в заполнении котлована вызывает нарушение структуры грунта в поверхностном слое. Результаты этого могут выразиться в повышенной осадке сооружения и в уменьшении его сопротивления сдвигу.

При строительстве гравитационных сооружений на слабых грунтах распространен способ уплотнения грунта путем насыпки по трассе сооружения высокого вала из песка, гравия или карьерных отходов с последующей срезкой его на проектной отметке подошвы сооружения. Недостаточная выдержка вала и преждевременная его срезка значительно уменьшают эффект уплотнения, так как материал насыпи не успевает проникнуть глубоко в слабый грунт и выжать его в стороны. Следствием этого является в дальнейшем повышенная осадка сооружения. Даже в том случае, если с помощью взрывов (рис. 19) достигается более глубокое и ускоренное проникание материала вала в грунт, необходимо выждать длительное время перед срезкой вала для того, чтобы в грунте основания постепенно восстановилось равновесие, нарушенное взрывами.

Эффект другого метода устройства основания под сооружение, возводимое на весьма слабых грунтах путем насыпки тонкой и широкой песчаной подушки (см. пп. 1 и 40), целиком зависит от соблюдения необходимой чистоты и крупности песка, надлежащего порядка укладки его под воду, длительной выдержки песчаной подушки перед постройкой сооружения и постепенности нарастания нагрузок во время строительства. Нарушение этих основных требований может свести к нулю роль песчаной подушки и вызвать аварийную осадку сооружения.

Поспешное загрузке высокой каменной постели (особенно на слабых грунтах) либо толстого слоя песка, или гравия, специально отсыпанного в котлован для замены слабого грунта, также влечет за собой увеличение осадки сооружения как вследствие уплотнения камня, песка или гравия, так и в результате проникания их в слабый грунт.

Из других дефектов устройства постели мола или волнолома наиболее характерны: применение недоброкачественного по крупности и прочности камня, отсыпка постели неполным профилем, малая ее плотность, неодинаковая степень уплотнения подсыпки.

Крупность камня в верхних слоях постели играет решающую роль в противодействии размыву донной волной незащищенных бERM и откосов. Однако и при наличии защитных массивов также недопустимо применять в верхние слои мелкий камень, так как в случае расстройства защитного покрытия постель из мелкого камня оказывается быстро размывтой волнами и сооружение терпит аварию.

Камень недостаточной прочности неспособен сопротивляться высоким давлениям, передаваемым на постель ребрами стенки при ее вибрации под действием волн. Результатом этого является раздробление камня под ребрами стенки, что неизбежно влечет за собой усиленное раскачивание ее волнами, затем ее деформацию и в конце концов — нарушение устойчивости.

Иногда с целью форсирования работ возводят стенку при неполной ширине постели поверху, откладывая на некоторое время досыпку ее боковых бERM. Такой дефект производства работ вле-

чет за собой выпучивание слабых незаконченных берм постели под давлением стенки и ее деформацию вплоть до аварии. Кроме того,

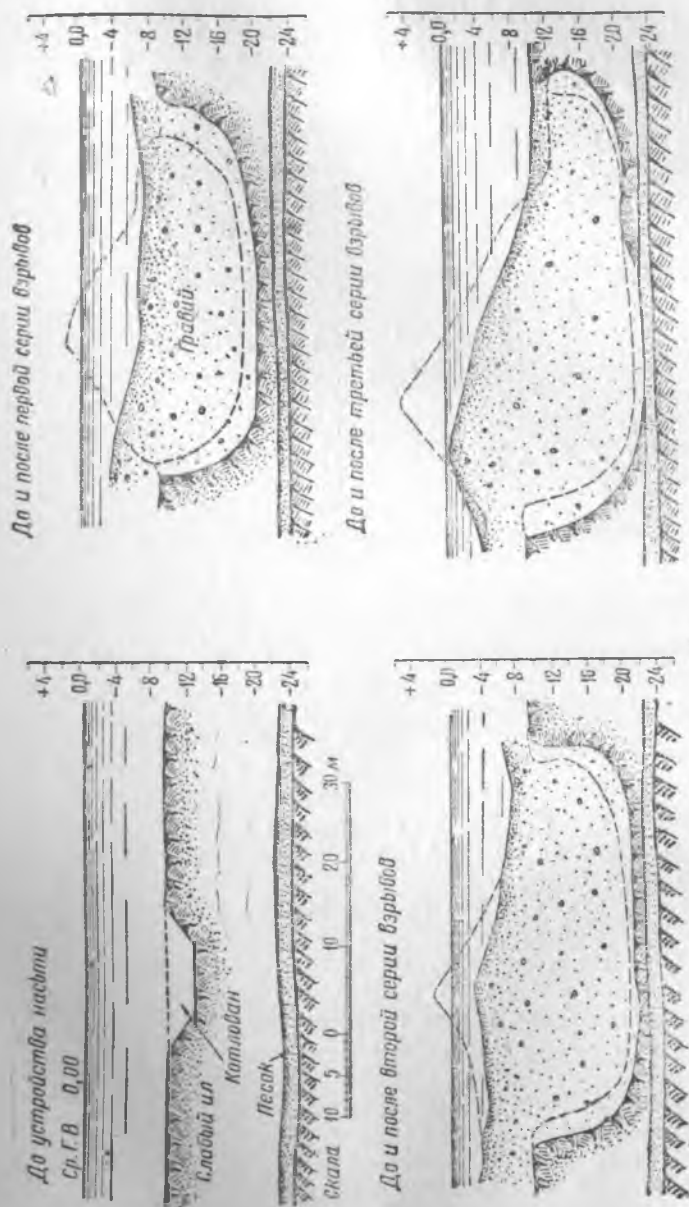


Рис. 19. Ускорение осадки гравийного вала при помощи взрывов

при неполной готовности бермы с морской стороны может произойти подмыв стенки.

Менее опасно отсутствие у постели строительного подъема, который придается ей для компенсации осадки камня при его уплотнении и погружении в дно. В этом случае, однако, для возведения стенки до проектной отметки приходится увеличивать ее высоту, что вызывает удорожание сооружения и часто сопряжено с затруднениями в производстве работ.

Малая плотность постели облегчает пульсирующее движение воды внутри нее и высасывание грунта сквозь пустоты наброски во время волнения, а также способствует повышенной осадке и деформации сооружения. Причиной недостаточной плотности может послужить, в частности, устройство постели из сортированного камня.

Из-за неодинаковой степени уплотнения также происходит неравномерная осадка и деформация стенки. В п. 8 приведен случай образования трещин у гиганта, установленного на постель из неравномерно отсыпанного камня, выравненного спустя длительный срок новой отсыпкой. Еще более характерна деформация мола Шербургского порта в 1837 г., показанная на рис. 20. В описанном в п. 18 примере при восстановлении потерпевшего аварию сооружения отказались от применения стенки чисто вертикального типа

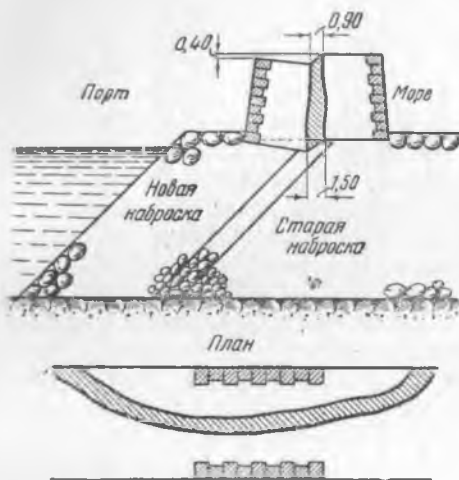


Рис. 20. Деформация мола в Шербурге

только потому, что это было сопряжено с необходимостью ушить постель, которая по этой причине получилась бы неодинаково плотной по всей своей ширине.

Следует указать, что при прочих равных условиях деформации из-за неравномерной уплотненности постели наиболее опасны для стенок из крупных и монолитных элементов (например, массивов-гигантов). Однако стенка из обыкновенных или циклопических массивов в этом случае также потребовала бы излишней и весьма трудоемкой перекладки массивов вплоть до самого нижнего курса.

Возведение массивовых сооружений на не скальных грунтах часто сопровождается специфическими дефектами производства работ, порождающими деформации и аварии. Основной причиной деформации этого типа сооружений является форсированная укладка массивов, не соответствующая свойствам грунтов основания. Геологическая природа таких аварий уже освещена в п. 1.

Неправильности производства работ выражаются в укладке курсов массивов ранее практического затухания осадки предыду-

щих курсов, в отсутствии наблюдений за осадкой, ведении работ узким сосредоточенным фронтом, в неправильных приемах огрузки и пр.

Несоблюдение правильной формы массивов и дефекты их укладки также влекут за собой повреждения, хотя в этом случае последние имеют местный характер и могут перерасти в серьезную аварию лишь при очень плохом производстве работ.

Отклонения от точных размеров массивов, искривления плоскостей и ребер, косоугольность и другие неправильности формы создают неплотность кладки, неустойчивость массивов, работу их как балок на опорах (ребрах) и образование в силу этого трещин.

Укладка массивов со свесами, впадинами, широкими швами. несоблюдение горизонтальности курсов, подклинивание массивов для их выравнивания, недостаточное перекрытие швов, наклон стенки—все эти дефекты приводят к перераспределению усилий, повреждению и расстройству кладки. Неравномерная осадка сооружений и повышенное компрессионное давление воды в широких швах при волнении ускоряют расстройство дефектной кладки и увеличивают поломки массивов. Наряду с этим неправильности кладки, ввиду изменения напряжений, влекут за собой повышенную неравномерность осадки. Таким образом, общая деформация стенки и повреждения массивов взаимно усиливают друг друга.

Дефекты изготовления и укладки массивов наиболее опасны для голов молотков и волноломов, которые подвергаются более сильным волновым воздействиям и по своему конечному расположению находятся в тяжелых условиях в отношении неравномерности осадки.

Ведение работ штрафами способствует повреждениям, так как при этом способе производства работ создается неравномерность осадки кладки по обоим сторонам стыка и здесь происходят поломки массивов. Аналогичные явления происходят в местах изменения числа курсов в кладке или примыкания новой кладки к старой (без сквозного вертикального шва), где отдельные массивы оказываются расположенными частично на жестких опорах—смежных массивах, а частично на более податливом основании—каменной наброске.

Наклонная кладка массивов по своей структуре свободна от опасности многих из перечисленных неправильностей производства работ (см. п. 27). Однако помимо того, что ее прочность в высокой степени зависит от правильности формы массивов, для нее характерны два специфических дефекта производства работ: постепенное уменьшение угла наклона рядов к горизонту и искривление оси сооружения в плане.

Низкое качество бетона в массивах, предназначенных для правильной кладки, вызывающее его малую химическую стойкость в морской воде, представляет собой весьма существенный дефект массивов. Недоброкачество бетона взаимодействует с непра-

бильностями укладки массивов: механические и химические повреждения сопутствуют друг другу.

В пп. 2-б и 2-в уже освещены три основных производственных фактора, определяющие стойкость бетона в морской воде: применение цемента, пригодного для морских работ, выдерживание массивов на воздухе для образования защитной углекислой корки и достижение максимальной плотности бетона. С точки зрения производства работ первые два фактора не нуждаются в дополнительном освещении, и поэтому здесь следует остановиться лишь на дефектах производства работ, результатом которых является недостаточная плотность бетона. Такие неправильности производства работ имеют место как при приготовлении бетона, так и при его укладке.

К наиболее частым дефектам приготовления бетона следует прежде всего отнести подбор бетона по проектной его прочности, а не по необходимой плотности. При неправильном подборе бетона допускают употребление мелкого песка, несортированного гравия или щебня, недостаточного количества цемента, особенно высоких марок, и излишнего количества воды. Иногда, наоборот, стремясь достичь ненужной прочности бетона, назначают слишком низкий водоцементный фактор, в результате чего неудобоукладываемый бетон получается пористым и водопроницаемым. Помимо этих принципиальных недостатков подбора бетона, одной из основных причин недоброкачества бетона служит нарушение подобранной дозировки компонентов, в частности (что особенно пагубно), увеличение количества воды.

Из дефектов укладки бетона необходимо указать плохую его проработку вибрированием или ручной укладкой. Последняя, несмотря на очевидную ее недопустимость для морских сооружений, все же иногда находит себе применение на практике. Обычный при ручной укладке «отбой» бетона об опалубку (для получения более гладких боковых граней массива) имеет следствием дезинтеграцию бетона и его местную пористость.

Изготовление массивов в металлической опалубке, весьма целесообразное для точности формы и размеров массивов, страдает тем недостатком, что такая опалубка совершенно не поглощает воду и боковые грани массивов, несмотря на видимую плотность, оказываются насыщенными большим числом мелких пор. Нижняя грань массива также оказывается пористой, если, как это часто практикуется, массив изготавливается на слое песка, насыпаемого в опалубку.

В период твердения бетона плохой уход за ним (недостаточное укрытие и увлажнение) имеет результатом пересыхание и пониженную стойкость поверхностных слоев бетона.

Прочность бетона, в отличие от его плотности, обычно строго выдерживается. За последние 15—20 лет основные требования к подбору и контролю бетона для достижения его проектной прочности внедрились в практику всех областей строительства и, в

первую очередь, гидротехнического. В силу этого, повреждение массивов в правильной кладке по причине малой их прочности из-за дефектов производства работ представляет теперь исключительное редкое явление.

Оградительные сооружения из массивов-гигантов требуют особой строгой последовательности производства работ (см. пп. 7, 8, 9, 10). Установка сразу нескольких гигантов при невозможности их одновременного форсированного заполнения, оставление незаполненными некоторых отсеков, неудовлетворительная (с точки зрения темпа) общая организация работ по заполнению отсеков — таковы основные дефекты, создающие неподготовленность гигантов к внезапным штормам и вызывающие аварии.

Если часть отсеков заполняется песком, гравием или камнем, то оставление неприкрытой засыпки влечет за собой ее вымывание, а затем и разрушение стенок гигантов.

Преждевременная заделка швов между гигантами до полной их осадки вызывает нажатие гигантов друг на друга при неравномерной их осадке, перекосах и наклонах, в результате чего оказываются поврежденными торцевые стенки и надстройка (п. 11).

Бетон в тонких стенах гиганта должен обладать высокой плотностью и химической стойкостью. Помимо лучшего противодействия коррозии бетона и арматуры, высокая плотность бетона предотвращает фильтрацию воды в гигант. Благодаря этому достигается возможность укладки насухо бетонного заполнения, которая более надежно, чем укладка под воду, обеспечивает высокое качество бетона и хотя бы частичную связь заполнения со стенками.

Изготовление массивов-гигантов в подвижной опалубке обычно сопровождается двумя характерными дефектами: слабым рабочим швом между стенками и днищем гиганта, кавернами и неплотностью бетона в стенках. Оба эти дефекта способствуют коррозии стенок и фильтрации воды внутрь гиганта, что, как указано выше, отрицательно влияет на сохранность и долговечность сооружения.

Специфическими недостатками изготовления ряжей являются: разномерность бревен; частые их стыки, особенно опасные в фасадной стенке; плохая притеска венцов; устройство фасадной стенки не вприплотку; применение тонких болтов и коротких ершей; недостаточное их количество.

При наличии таких дефектов ряжи оказываются недостаточно жесткими и прочными, чтобы противодействовать волновым нагрузкам (п. 31).

Непринятие мер против гниения верхних венцов ряжей на переменном горизонте воды неизбежно ведет к быстрому их разрушению, после чего сооружение терпит повреждения, уже описанные в п. 2-в. Такие явления встречаются редко, так как обычно отметку верха ряжей назначают ниже наиболее низкого горизонта воды. Все же они могут иметь место в двух случаях: при непредусмотренном общем падении уровня моря или когда постель

устроена с излишним строительным подъемом, вследствие чего после ее осадки верх ряжей оказывается не покрытым водой.

Форсированная установка и неполная засыпка установленных ряжей камнем к моменту шторма служит причиной их повреждения аналогично тому, как это описано в отношении гигантов. В этом случае волны разрушают верхние венцы, не подпертые изнутри камнем. Такое же повреждение происходит в тех случаях, когда ряжи своевременно заполнены камнем, но к моменту шторма засыпка, получив осадку из-за уплотнения камня, не была своевременно пополнена. Каменная засыпка, не прикрытая сверху крупным камнем, может быть вымыта волнами из ряжей с аналогичными последствиями.

При малой длине ряжей неточная их установка с широкими швами и отклонениями от створа вызывает опасные местные усиления давления волн.

К типичным неправильностям производства работ относится запоздание с укладкой защитных массивов на бермы и откосы постели либо укладка их в уменьшенном против назначенного проектом количестве. Другая часто встречающаяся неправильность — недостаточно тщательное выполнение укладки защитных массивов: с широкими швами, без нижнего упора и пр.

Опасность таких дефектов очень велика, поскольку они влекут за собой размыв постели или выпучивание ее из-под подошвы стенки. Разница в последствиях имеется лишь во времени: первый дефект сказывается немедленно, второй — через некоторое время, в течение которого защитные массивы оказываются сдвинутыми и даже разбросанными донной волной.

Наброска массивов может иметь два основных дефекта, влияющих на устойчивость ее профиля: недостаточное заклинивание массивов в теле наброски и излишнюю крутизну откосов. Слабое заклинивание вызывает относительно легкое расшатывание и выбивание массивов волнами. Излишняя крутизна откосов влечет за собой усиленный удар волн и, что особенно опасно, угрозу интенсивного раскатывания массивов.

Для наброски массивов перед вертикальной стенкой, помимо этого, первостепенное значение имеет соблюдение надлежащей полноты профиля. Отрицательное действие наброски, выполненной с отклонениями, ослабляющими ее профиль, уже освещено в п. 2-а.

Распространено мнение, что в наброску вполне пригодны массивы, имеющие разнообразные недостатки. Действительно, для наброски не имеют значения небольшие отклонения размеров и формы массивов, недопустимые для правильной кладки. Однако другие дефекты массивов играют весьма отрицательную роль.

Массивы в наброске испытывают значительные изгибающие усилия при осадке профиля и от ударов волн. Они подвергаются раздроблению в местах опирания друг о друга и сильному истирающему действию волн. В силу этого массивы в наброске для своей сохранности должны обладать, помимо химической стойкости,

также и повышенной прочностью против изгиба, раздробления и истирания. С этой точки зрения для них особенно вредны дефекты изготовления.

При употреблении в наброску массивов, изготовленных из недостаточно прочного, неплотного, химически нестойкого бетона, с применением слабого щебня или гравия, очень быстро повреждаются ребра, отбиваются углы и изъедаются грани. Массивы становятся округленными и легко подвижными, в результате чего раскатываются волнением и профиль наброски деформируется.

Все эти явления, правда, не приводят к аварии сооружения в силу особенности его конструкции, и поэтому они привлекают меньшее внимание инженеров, строящих и эксплуатирующих сооружения такого типа. Иногда даже допускаются в наброску поврежденные массивы и обломки старых массивов. Несомненно, однако, что в этом случае приходится систематически пополнять профиль наброски.

Заслуживает быть отмеченным, что на массивах в наброске ясно обнаруживаются некоторые дефекты их изготовления, которые остаются незамеченными в правильной кладке. В частности, можно указать на явление расслаивания по рабочим швам бетонирования, на повреждения вокруг пазов или ключевых отверстий и пр. (см. пп. 44, 45).

Надводное строение оградительных сооружений обладает двумя характерными особенностями: во-первых, оно завершает сооружение, которое с момента устройства его начинает подвергаться полному комплексу расчетных нагрузок; во-вторых, оно почти всегда испытывает действие морского волнения, начиная от легкого заплескивания волной и до штормовых ударов.

Исходя из этих особенностей, можно установить принципиальное правило производства работ по возведению надводного строения: недопустимо преждевременно приступать к устройству надводного строения мола или волнолома, но если эти работы начаты на каком-либо подготовленном участке сооружения, их следует вести непрерывно и интенсивно.

Совершенно неправильно, когда надводное строение возводят, не дождавшись окончания осадки и уплотнения постели и грунта в основании сооружения под нагрузкой подводной стенки и огрузочных массивов на ней, или когда вовсе не производят огрузки стенки, несмотря на ее необходимость по грунтовым условиям. В результате такой поспешности может произойти усиленная дополнительная неравномерная осадка стенки, ее деформация и расстройство. К этой же категории дефектов производства работ относится устройство надводного строения раньше, чем под действием штормов уплотнилась каменная засыпка в ряжах или между сплошными свайными рядами. Вследствие последующего уплотнения камня под надводным строением образуется пустота и оно повисает на сжимах или тяжах. Верхние венцы или головы свай оказываются лишенными опоры с внутренней стороны и по-

вреждаются, после чего волны начинают вымывать засыпку. Одновременно происходит деформация надводного строения. Все это вскоре приводит сооружение в аварийное состояние.

Нарушение требования о возможно более интенсивном производстве начатых работ по устройству надводного строения может привести к повреждениям опалубки и свежей бетонной или каменной кладки. Такие же последствия могут иметь место в случаях применения для надводного строения бетона на медленно твердеющем в первое время пуццолановом цементе.

Из дефектов устройства надводного строения оградительных сооружений следует еще указать на образование в нем слабых рабочих швов. Наличие таких швов нарушает монолитность надводного строения, необходимую для осуществления им связи между массивами верхнего курса и для безопасного восприятия повышенного местного давления волн. В п. 20 приведен пример повреждения, причиной которого послужил сквозной продольный рабочий шов в надстройке. Еще более характерны повреждения, описанные в п. 7, происшедшие из-за расслаивания надводной стенки по рабочим швам бетонирования.

Свайные элементы молов и волноломов также иногда имеют дефекты, вызванные плохим производством работ. Из наиболее характерных дефектов можно указать на забивку свай в сплошные ряды с большими прозорами и на непринятие мер против гниения голов свай. В первом случае происходит вымывание сквозь прозоры в рядах грунта из-под каменной засыпки между рядами, во втором — свайное сооружение терпит повреждения, описанные в п. 2-в.

В заключение следует подчеркнуть, что чрезвычайно трудные условия строительства в открытом море и последующие тяжелые условия службы законченного оградительного сооружения требуют на всех стадиях производства строительных работ особо тщательного выполнения конструктивных элементов сооружения и учета всех местных условий и обстоятельств строительства.

В последующих примерах описано много случаев, когда мелкие дефекты конструктивных элементов, которые для сооружений других видов не могли бы иметь существенного значения, являлись причинами аварий молов и волноломов. Приведены примеры пагубных последствий недоучета некоторых случайных обстоятельств: оставления слоя наносного песка между fascинными тюфяками (п. 28), оставления под сооружением затонувшего судна (п. 34), плохого раскрепления гиганта на плову, применения маложесткой металлической опалубки гиганта (п. 28) и т. д.

5. Сейсмические факторы

По статистическим данным, в мире ежегодно происходит свыше 10 000 землетрясений, из которых около 150 вызывают повреждения зданий и сооружений. Нередки случаи, когда землетрясение при-

нимает характер катастрофы, влекущей за собой тяжелые разрушительные последствия.

Лишь некоторые землетрясения являются обвальными, т. е. вызванными падением потолков подземных пустот, или вулканическими, т. е. имеющими причиной взрывы магматических масс. Все остальные, наиболее частые (до 90% от общего числа) и вместе с тем наиболее разрушительные землетрясения (тектонические) происходят в связи с изменениями в тектонике до сих пор еще не стабилизировавшейся земной коры.

Большинство землетрясений зарождается в определенных районах земного шара, в которых не прекращаются дислокационные процессы земной коры. Такими районами служат пояс горных складок вокруг Тихого океана и средиземная зона складок: Альпы, горные хребты южной Европы и Средней Азии, Гималаи и Зондские острова. Здесь крутые склоны гор и края прилегающих к ним глубоких впадин, прикрытых морем, представляют собой места, где горные породы находятся в состоянии наибольшего упругого натяжения, вызывающего их разрывы, сбросы и сдвиги. В этих зонах равновесие, наступающее после землетрясения, имеет временный характер, и спустя некоторый период вновь происходит деформация горных пород.

В сейсмических районах зарегистрированы следующие наиболее опустошительные землетрясения последнего времени: Сан-Франциско и Вальпарайзо (1906 г.), Мессина и Реджио (1908 г.), Кан-Су в Северном Китае (1920 г.), Токио, Йокогама и Йокосука (1923 г.), Санта-Барбара в Калифорнии (1925 г.), Лонг-Бич в Калифорнии (1933 г.) и т. д.

Сущность сейсмических явлений заключается в том, что происходящие разрывы и сбросы напластований выводят частицы земной коры из состояния покоя. Пласты грунта приходят в упругое колебательное движение, которое распространяется во все стороны от места первоначального толчка (гипоцентра) и проявляется на поверхности земли в виде землетрясений. При этом грунт представляет собой упругое тело, проводящее колебания на весьма значительные расстояния, с очень небольшим затуханием.

Простая схема сейсмических волнообразных колебаний под влиянием бессистемно расположенных грунтовых пластов существенно искажается. Волны сотрясений, имея различную скорость распространения в разных грунтах, испытывают неоднократное преломление, отражение, рассеивание, интерференцию с волнами резонанса и т. д. В результате всех этих искажений сейсмические движения принимают характер беспорядочных сотрясений. Однако для возможности систематизации сейсмических явлений и особенно для получения практически приложимых выводов сейсмическим движениям приписывается характер правильных поперечных и продольных колебаний.

Из этих двух видов колебаний поперечные не имеют практиче-

ски существенного значения, так как их высота исчисляется несколькими сантиметрами при длине волны в 10—100 км. Наоборот, амплитуда колебаний продольных волн во время сильных землетрясений измеряется десятками сантиметров при периоде колебаний, равном секунде и более. Эти продольные колебания и являются основной причиной разрушения сооружений.

Поскольку сейсмические колебания зарождаются на небольшой глубине, в несколько десятков километров, от земной поверхности, продольные колебания, распространяющиеся лучеобразно от очага землетрясения, уже в сравнительно недалеком расстоянии от эпицентра (проекции гипоцентра на земную поверхность) выходят под острым углом к поверхности земли. Вследствие этого ускорения вертикальных колебаний даже во время наиболее сильных землетрясений наблюдались сравнительно небольшие — до 0,15 от ускорения силы тяжести. В то же время ускорения в горизонтальном направлении достигали 5 м/сек², или 0,50 от ускорения силы тяжести.

Сообщение какому-либо сооружению вертикального инерционного ускорения до 0,15 от ускорения силы тяжести, или, что то же самое, увеличение его вертикальной нагрузки на 15%, в подавляющем большинстве случаев не должно отразиться на устойчивости сооружения. Наоборот, дополнительная горизонтальная инерционная нагрузка, достигающая в некоторых случаях по абсолютной величине половины всех действующих на сооружение вертикальных сил, включая и его собственный вес, может оказать разрушительное действие на сооружение. Поэтому все сейсмические шкалы построены на принципе оценки силы землетрясений по величине горизонтального инерционного ускорения или коэффициента сотрясения (сейсмического коэффициента), представляющего собой отношение горизонтального ускорения к ускорению силы тяжести. Например, по наиболее распространенной и принятой у нас 12-балльной шкале I баллу соответствует горизонтальное ускорение 0,0025 м/сек² (коэффициент сотрясения 0,025%), а XII баллу — ускорение 5 м/сек² (коэффициент сотрясения 50%).

Возникающие при землетрясении горизонтальные инерционные силы, действующие на сооружение, в большой степени зависят от грунта основания, поскольку сейсмические ускорения в различных грунтах получают различные значения. На основе исследования катастрофических землетрясений в Сан-Франциско в 1906 г. и в Токио в 1923 г. составлена таблица, показывающая увеличение опасности землетрясений для различных грунтов в сравнении с твердой скальной породой.

По этой таблице сейсмическая опасность, например, для песков возрастает на 1—2 балла по шкале землетрясений, для глинистых грунтов — на 1—3 балла, для илистых — свыше 3 баллов. По мере увлажнения грунта его сейсмическая опасность возрастает, так что в этом отношении гидротехнические сооружения находятся в особо неблагоприятных условиях. Иногда для них в расчетную

формулу инерционной сейсмической силы вводится коэффициент до 1,75, в зависимости от рода грунта основания.

Прибрежные зоны морей нашей страны в значительной своей части относятся к сейсмическим районам. Более интенсивные землетрясения наблюдались на берегах Черного моря (Крым, Кавказ), Каспийского, Охотского и Японского. По карте сейсмических районов СССР установлена следующая интенсивность землетрясений для портов: Севастополь и Феодосия—VII баллов; Ялта—VIII; Батуми, Поти—VII; Красноводск—IX; Баку, Махач-Кала—VII; Петропавловск-Камчатский — VIII; Александровск-на-Сахалине, Углегорск—VII; Холмск, Корсаков—VIII. Указанная интенсивность является средней для района, и в зависимости от геологических условий места расположения сооружения ее следует уточнять, увеличивая или уменьшая на один балл.

Переходя к вопросу о повреждениях, причиняемых оградительным сооружениям сейсмическими инерционными силами, следует прежде всего указать, что поскольку действие этих сил не совпадает по времени с штормовыми нагрузками, то конструкция гравитационной или свайной стенки, рассчитанная на динамические волновые нагрузки, оказывается также достаточно прочной и устойчивой против сейсмических сотрясений. Действительно, профиль гравитационной стенки назначается с таким расчетом, чтобы при коэффициенте трения по шву или по постели, равном 0,5—0,6, стенка имела достаточный запас устойчивости против сдвига. Поэтому горизонтальная сейсмическая сила, максимально равная (при опустошительном XII-балльном землетрясении) половине веса стенки или ее части над швом, не может вызвать сдвиг по постели или по шву. Аналогичное рассуждение показывает, что правильно рассчитанная на волновые нагрузки гравитационная стенка не может быть также опрокинута инерционными сейсмическими силами.

Свайные стенки и сооружения из наброски находятся, очевидно, еще в более благоприятном положении при воздействии на них сейсмических сил.

Приведенные соображения подтверждаются многими наблюдениями за поведением оградительных сооружений при землетрясениях. Случаи аварии молов и волноломов от сейсмических воздействий насчитываются единицами, причем и в этих единичных случаях причиной аварии послужила деформация грунта в основании сооружения, а не слабость конструкции стенки.

Грунтовое основание под оградительным сооружением, попавшим непосредственно в зону трещин или сдвигов, оседает, либо выпучивается, либо разрывается, в результате чего стенка теряет опору и разрушается или сильно деформируется. Аналогичное разрушение терпит стенка корневой части мола, если она возведена на прибрежном оползневом или обвальном массиве, который до землетрясения имел небольшой запас устойчивости. Наконец, третьей причиной обрушения сооружения может явиться деформация

грунта в его основании: разжижение и внезапная осадка рыхлого песчаного грунта под действием сейсмических сотрясений, сдвиг и осадка глинистого или илистого грунта под влиянием гидродинамических явлений при внезапном приложении дополнительных сейсмических нагрузок. Все эти формы деформации грунтов совместно с возведенными на них сооружениями описаны в п. 1.

Характерный случай деформации двух молов при землетрясении приведен в п. 24. Другой пример аварии мола (в японском порту Иокосука), происшедшей при большом землетрясении 1 сентября 1923 г., показан на рис. 21.

Здесь, так же как и в примере п. 24, причиной аварии послужили сдвиг и осадка слабых подвижных аллювиальных грунтов под сооружением. Каменная наброска постели, сохранив свои боковые границы, дала значительную осадку. Эта осадка в местах

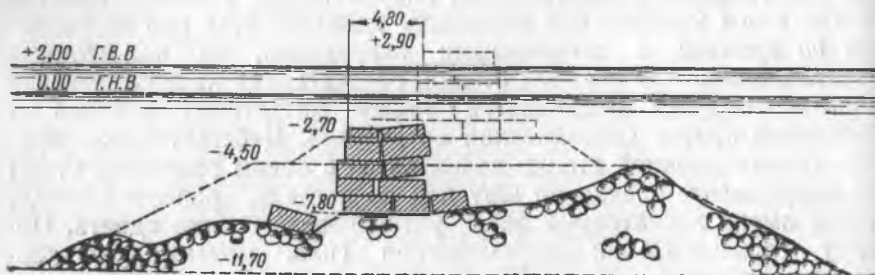


Рис. 21. Деформация мола при землетрясении

максимума превысила 5 м. На такую же, примерно, величину, увлеченная сдвинувшимся в ту же сторону грунтом в ее основании, стенка сместилась к морю. Размер деформации на разных участках мола был различным: он возрастал по мере увеличения толщины слоя слабого грунта между низом постели и поверхностью подстилающего скального грунта.

В состав оградительных сооружений, как известно, входят молы, имеющие иногда значительную ширину. Оградительные стенки таких широких молов имеют своим назначением, помимо защиты акватории от волнения, поддерживать земляную засыпку, образующую территорию мола. Сведения о сейсмических повреждениях таких стенок в литературе отсутствуют, однако, несомненно, они мало отличаются от повреждений набережных стенок, находящихся в момент землетрясения в одинаковых с ними условиях.

В отличие от узкого мола оградительная стенка широкого мола, помимо собственных сейсмических колебаний, подвергается повышенному распору засыпки, также приходящей в сейсмическое колебательное движение. Трение между стенкой и засыпкой нарушается. Сама засыпка становится более легкоподвижной, ее угол внутреннего трения уменьшается. К тому же стенка или ее отдель-

ная часть испытывает вертикальные упругие толчки и колебания (подпрыгивание); под действием этих толчков в некоторые моменты уменьшается или вовсе исключается трение между частями стенки или между нею и основанием.

На рис. 22 показаны типичные формы деформации и обрушения в 1923 г. под действием сейсмических сил набережных Йокогамского порта, до этого прослуживавших без дефектов в течение

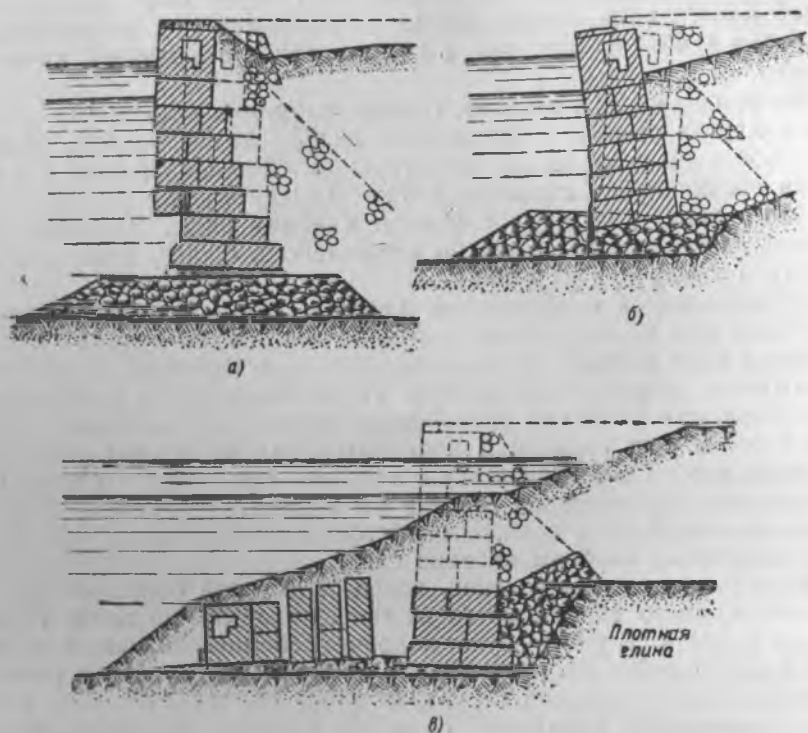


Рис. 22. Формы деформации и обрушения набережных под действием сейсмических сил

12 лет. Они характеризуют также возможные формы аварий оградительных стенок широких молов.

Изображенные на рис. 22 деформации произошли со стенками, основанными в большинстве на прочных грунтах. Причиной деформаций является слабость конструкции стенок. Характерен сдвиг курсов массивов одного по другому (рис. 22-а). Сдвиг вызван совокупным действием горизонтальных сил и вертикальных толчков, нарушивших трение между курсами. Упругий характер толчков курсов массивов друг о друга повлек за собой возрастание сдвига по мере удаления от подошвы стенки. Обрушение стенки, показанное на рис. 22-в, также произошло от сдвига по швам. Однако

случаи общего наклона стенки, показанного на рис. 22-б, свидетельствуют, что и монолитные стенки могут испытывать опасные деформации под действием сейсмических сил.

Таким образом, молы или волноломы в виде отдельно стоящих стенок и оградительные стенки широких молов при землетрясении находятся в совершенно различных условиях. Для первых решающим является только качество грунта в основании, для вторых же, помимо качества грунта, чрезвычайно важна сопротивляемость самой конструкции стенки против инерционных сил, возникающих во время землетрясения как в стенке, так и в земляной засыпке за ней.

Из приведенных примеров, однако, нетрудно видеть, что и для тех и других стенок, с антисейсмической точки зрения, более целесообразны монолитные конструкции. Рациональными с этой точки зрения представляются также оградительные сооружения свайного типа, у которых сплошные свайные ряды, особенно из металлического шпунта, как бы заключают в обойму верхние слои грунта, препятствуя их сдвигу.

Отрицательной особенностью свайных конструкций является опасность при землетрясении перелома или изгиба свай на грани верхнего слоя рыхлого подвижного грунта и нижнего слоя плотного грунта, достигнутого сваями. Такое повреждение может быть предотвращено забивкой сплошных рядов свай с наклоном в разные стороны или введением дополнительных наклонных свай. Кроме того, необходимо считаться с тем, что при сейсмических сотрясениях в значительной степени уменьшается трение грунта о боковые поверхности свай. Это обстоятельство следует учитывать при назначении глубины забивки свай.

Оградительные сооружения, вследствие своей большой протяженности, часто воздвигаются на неодинаковых по длине сооружениях грунтах. В этом случае недоучет сейсмических факторов может вызвать деформацию и разрыв сооружения в районе резкого изменения геологической структуры даже при сейсмических толчках сравнительно небольшой силы. В практике портового строительства известны случаи расхождения в таких местах температурно-осадочных швов сооружений при землетрясениях, интенсивность которых не превышала V—VI баллов. Это служит доказательством необходимости устраивать деформационные швы, сообразуясь с сейсмическими свойствами грунтов в основании сооружений.

Помимо непосредственных инерционных сейсмических сил, оградительные сооружения подвергаются воздействию морских волн, возникающих во время землетрясения, эпицентр которого находится в море. Имеющиеся данные о морских волнах сейсмического происхождения показывают, что они могут достичь огромных размеров, намного превышающих размеры ветровых волн, обычных для района расположения оградительных сооружений. Так, например, при Лиссабонском землетрясении 1755 г. высота сейсмических

волн достигла 15 м, при Мессинском 1908 г. — 17 м, при Японском 1923 г. — 12 м, при извержении вулкана Кракатоа в 1883 г. — 15 м. Сейсмические волны относятся к категории длинных, причем отношение их длины к высоте значительно превышает то же отношение у ветровых волн.

Разрушительное действие сейсмических волн на морские сооружения чрезвычайно велико. В ряде литературных источников приводятся случаи, когда прибрежные сооружения, уцелевшие в момент землетрясения, были затем уничтожены обрушившимися на них сейсмическими волнами. Кроме того, длинные сейсмические волны способны проходить огромные расстояния и достигать пунктов в большом отдалении от места своего возникновения. В п. 18 приведен пример аварии мола от удара волн, имевших своей причиной землетрясение, происшедшее в отдаленном районе.

Однако сильные землетрясения случаются сравнительно редко. Размеры сейсмических волн не поддаются предвидению. Учет их потребовал бы чрезмерных затрат. Поэтому, как правило, нецелесообразно рассчитывать оградительные сооружения на действие сейсмических волн. Такой расчет можно проводить лишь для сооружений, часто подвергающихся землетрясениям, и при наличии достаточных наблюдений над элементами сейсмических волн.

6. Военные факторы

Из двух наиболее опасных видов разрушений, угрожающих сооружениям при военных действиях, — разрушений от взрывов и пожаров — для оградительных сооружений серьезную опасность представляют только первые. Действительно, уже не говоря о том, что в большинстве типов молов и волноломов дерево вовсе отсутствует, даже и в тех типах, где оно играет роль одного из основных материалов (в ряжевых или свайных сооружениях), преобладают все же негорючие материалы — камень, бетон, не допускающие распространения огня. Поэтому повреждения оградительных сооружений пожаром исключительно редки и связаны с особыми обстоятельствами. Такими обстоятельствами, например, могут быть загрязненность деревянных элементов сооружений и его каменного заполнения нефтяными остатками. О подобном случае упоминает Н. П. Зворыкин в своей книге «Повреждения и восстановление портовых гидротехнических сооружений».

Форма и размер повреждений, причиняемых сооружению взрывом, зависят от многих факторов. К основным из них следует отнести: вид средства поражения (артиллерийский снаряд, авиабомба, торпеда, мина, подрывной фугасный снаряд) и его калибр или вес; место взрыва и среда его распространения; тип и конструкция сооружения; степень его общей устойчивости во взаимосвязи со свойствами грунта в основании.

Многообразие перечисленных факторов не дает возможности установить вполне определенные количественные и качественные

зависимости от них форм и размеров каждого повреждения от взрыва. Однако анализ сооружений, подвергшихся воздействию взрывов во время войн, все же позволяет высказать некоторые общие соображения о том, какие повреждения характерны для различных типов сооружений при обычных средствах их поражения.

Молю и волнолому из наброски камня или массивов страдают от взрывов значительно меньше, чем сооружения всех других типов. Прямое попадание авиабомбы или торпеды вызывает лишь раздробление и выброс нескольких массивов или сравнительно небольшого количества камня. При взрыве авиабомбы в воде или в грунте у подошвы гидродинамический удар взрывной волны гасится в пустотах наброски и может иметь следствием лишь локальное повреждение, не представляющее опасности. Точно так же образование местной воронки в грунте дна и сотрясение от взрыва не оказывают влияния на общую устойчивость сооружения.

Таким образом, молю и волнолому из наброски в данном случае, как и в трудных геологических и волновых условиях (см. пп. I и 2-а), оказываются менее всего подверженными серьезным авариям. Известны многие случаи, когда попадания авиабомб в сооружения из наброски массивов причиняли настолько незначительные повреждения, что ремонтные работы не требовались.

Повреждения молот с вертикальной стенкой из правильной кладки массивов или из заполненных бетоном массивов-гигантов при прямом попадании в них артиллерийских снарядов или даже авиабомб обычного веса (100—500 кг) также невелики. Удар и последующий взрыв локализируются в надводном строении, и лишь при недостаточной его высоте (меньшей 2—3 м) зона разрушения распространяется на верхний курс массивов или верхнюю часть гиганта. В последнем случае гигант, заполненный сыпучим материалом, может пострадать сильнее, так как распространение взрыва в сыпучем материале заполнения повлечет за собой большие разрушения его тонких железобетонных стенок.

Поведение ряжевых и свайных оградительных сооружений при попадании в них артиллерийских снарядов или авиабомб, примерно, аналогично описанному. Если они снабжены по всей ширине высокой бетонной или каменной надстройкой, то подводная конструкция обычно остается целой. При недостаточной высоте надстройки или ее отсутствии действие взрыва в каменной засыпке вызывает серьезные повреждения стенок ряжей или разрыв анкерных тяг и поломку свайных рядов. Вследствие невысокой прочности элементов (стенок ряжей или рядов свай) разрыв авиабомб среднего веса в засыпке может повредить сооружение на длине свыше 10 м.

Случаи подрыва фугасными зарядами оградительного сооружения, имеющего сплошную бетонную или каменную надстройку, нам неизвестны. Для серьезного повреждения такого сооружения

пришлось бы выполнить в ряде мест по длине сооружения весьма трудоемкую разборку надстройки с целью закладки фугасов.

Наоборот, сооружение ряжевого или свайного типа, не имеющее сплошной бетонной или каменной надстройки, легко может быть повреждено подрывом фугасов, заложенных внутри него у горизонта воды. Таким путем было образовано в 1915 г. несколько брешей длиной по 40—140 м в свайных оградительных сооружениях одного из портов. Приведем другой случай подобного разрушения мола, на этот раз — ряжевой конструкции. Здесь на протяжении мола в 637 м в 14 местах были взорваны фугасы весом, примерно, в 200—500 кг, в результате чего было разрушено 177 погонных метров и повреждено 114 погонных метров сооружения. Характер разрушений показан на рис. 23.

Поражение узкого вертикального мола торпедой или пловучей миной значительно опаснее, нежели прямое попадание в него авиабомбы, так как в этом случае сооружение испытывает удар сбоку непосредственно в подводную часть.

От взрыва торпеды или мины в молу может

образоваться сквозная брешь шириной до 15 м и глубиной до 4 м от горизонта воды. При этом надстройка и парапет в районе брешки также оказываются сильно поврежденными. При косом направлении удара торпеды в гигант или в ряж последний разрушается не на полную ширину (см. п. 8), брешь не получается сквозной. Вокруг зоны самой брешки бетонное заполнение гиганта отслаивается от стенок, сыпучее — выбрасывается силой взрыва. Из ряжей выбрасывается каменная засыпка, их врубки расстраиваются; ряж иногда перекашивается. В массивовых молах оказываются сдвинутыми и разбитыми некоторые массивы.

В дальнейшем изложении (пп. 7, 8, 9, 20, 23, 26 и др.) приведено несколько примеров поражения оградительных сооружений минами и торпедами, из которых можно получить более полное представление о форме разрушений.

Наибольшую опасность для вертикального оградительного сооружения представляет взрыв непосредственно перед ним в воде или в грунте дна тяжелой авиабомбы либо мины. В этом случае сооружение подвергается лобовому удару взрывной волны, передающейся через воду. В результате этого удара, достигающего

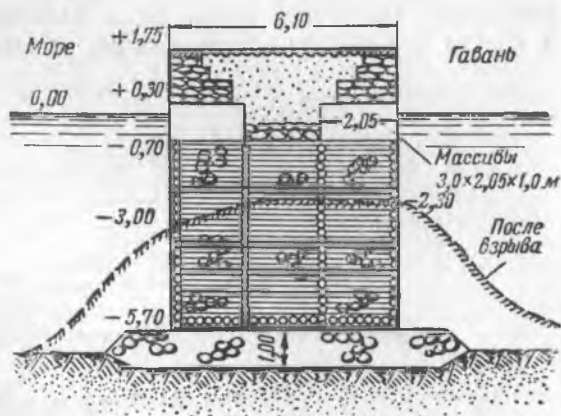


Рис. 23. Профиль мола

колоссальной силы, происходит раздробление массивов, разрушение стенок и заполнение гиганта, ряжа или свайной конструкции; иногда может произойти даже выпучивание или обрушение стенки по направлению силы действия взрыва.

Вместе с тем, при распространении взрыва в мягких грунтах в дне образуется глубокая воронка, которая в совокупности с отсасывающим действием взрывной волны, проявляющимся сразу после лобового удара ее о стенку, может послужить причиной потери общей устойчивости сооружения, его просадки, сдвига и наклона по направлению к воронке.

В качестве характерного примера можно привести случай повреждения магнитной миной мола из правильной кладки массивов в одном из портов. Конструкция мола показана на рис. 24.

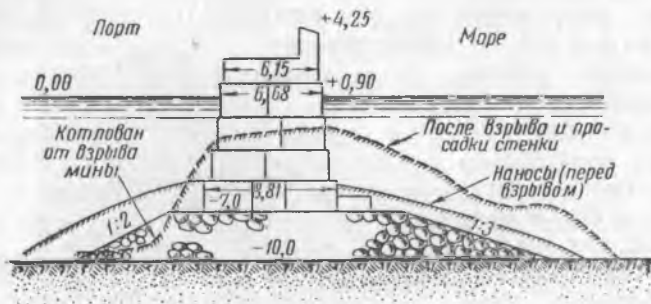


Рис. 24. Профиль мола

Мина весом около 500—600 кг была сброшена с самолета на акваторию порта на расстоянии около 8 м от мола.

В результате взрыва мины произошли следующие повреждения (рис. 25): надводная стенка была разрушена на протяжении 25,80 м и на большей части этой длины снесена в воду; по бокам бреша надводная стенка на длине около 20 м в каждую сторону получила трещины и раскрытие швов; верхний курс массивов оказался разбитым и сброшенным на длине около 18 м; массивы нижних курсов также были частично разрушены. Образовавшаяся брешь была завалена обломками надводной стенки и массивов (рис. 24). Большая часть обломков легла длинным откосом, направленным в сторону моря.

Стенка мола на общей длине около 80 м, включая участок бреша, получила прогиб в плане и по высоте. Она просела до 1,50 м (по краям бреша) и выгнулась в сторону порта на 0,2—1,5 м. Швы между массивами разошлись. Кроме того, стенка слегка наклонилась к порту.

В грунте дна при взрыве образовалась воронка до отметки —9,80 м, т. е. на 2—2,5 м ниже естественных глубин, существовавших в этом месте до взрыва (рис. 25). Эта воронка, как указано выше, послужила причиной потери общей устойчивости мола и его

деформации. Следует отметить, что мол основан на слое ила с песком и ракушей, подстилаемом скальным грунтом. Возможно, при отсутствии скального грунта деформация стенки была бы еще большей.

Повреждения взрывами внешних оградительных стенок широких молов отличаются некоторыми особенностями в связи с тем, что за ними находится каменная и грунтовая засыпка. Взрыв в засыпке крупного артиллерийского снаряда, авиабомбы или под-

Фасад

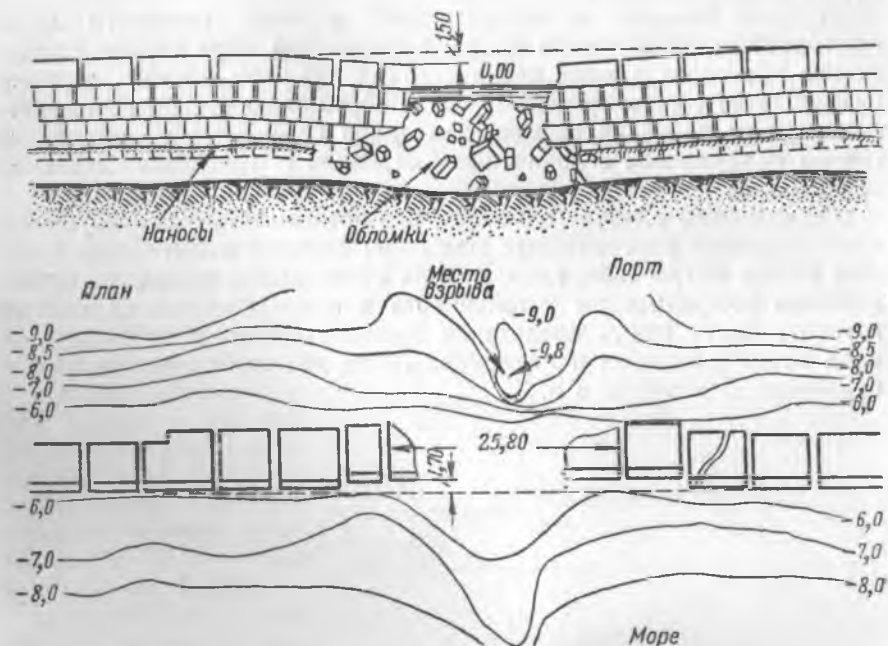


Рис. 25. Вид бреши мола после взрыва

рывного фугаса распространяется в стороны и в глубину в грунтовой среде и влечет за собой большую деформацию стенки. Стенка выпучивается к воде на длине в несколько десятков метров, стрелка выпучины в некоторых случаях достигает до 2 м. В центре выпучины на длине 10—20 м верхняя часть стенки оказывается разрушенной и сброшенной. Ниже и по бокам зоны непосредственного разрушения деформация постепенно уменьшается. По глубине она иногда доходит до самой подошвы стенки. Массивы сдвигаются, нависая друг над другом. Гиганты или ряжи получают наклон к морю, который у ряжей часто сопровождается их перекашиванием. Деформации сопутствуют повреждения конструктивных элементов.

Кроме веса взорвавшегося заряда, характер и размер повреждений зависят от расстояния места взрыва от стенки. При взрыве

непосредственно за стенкой зона прямого разрушения больше, но деформация вокруг нее распространяется на меньшую длину. Если же взрыв произошел на расстоянии нескольких метров от стенки, то разрушение ограничивается небольшим участком стенки, но зато выпучина распространяется, как указано выше, на длину в несколько десятков метров. Иногда при значительном расстоянии места взрыва выпучина оказывается настолько пологой, что деформация лишь незначительно уменьшает устойчивость стенки, которая благодаря этому может оказаться пригодной к эксплуатации без ее восстановления.

Наличие засыпки за оградительной стенкой широкого мола оказывает влияние также на ее деформацию при взрыве авиабомбы или мины в воде перед стенкой. В этом случае засыпка препятствует сильному выгибанию и обрушению стенки по направлению силы действия взрыва, благодаря чему обычно выгибание стенки оказывается ограниченным стрелкой в несколько десятков сантиметров.

В заключение следует отметить, что помимо местных разрушений и повреждений вертикальные молы при взрывах испытывают большие общие сотрясения, которые для сооружений, обладающих невысоким коэффициентом устойчивости или возведенных на слабых грунтах, могут иметь следствием дополнительные деформации в виде осадок, сдвигов и наклонов. Такие явления отмечены на сооружении, описанном в п. 7.

ГЛАВА II

ПРИМЕРЫ АВАРИЙ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

7. Волнолом из массивов-гигантов

а) Описание конструкции волнолома и его повреждений

Волнолом длиной 1125 м подвергается лобовому удару наиболее сильного в данном районе волнения от ЮЗ, создаваемого ветрами большой силы при разгоне волн до 950 км. Наблюдающиеся волны характеризуются высотой до 6 м и длиной до 60—70 м; высота всплесков у оградительных сооружений достигает 35—40 м. Штормы обычно проходят в зимние месяцы, но иногда максимальное волнение случается летом; часто оно проявляется в виде мертвой зыби — без ветра в прибрежном районе.

Естественные глубины дна по трассе волнолома — 10—11 м. Дно до отметки — 17—18 м сложено из глины с ракушкой и галькой либо из глинистого, или илистого песка; ниже залегает плотная мергелистая глина.

Первоначальный профиль, по которому волнолом построен в 1912—1917 гг., представлен на рис. 26-а.

Основным элементом профиля является установленный на каменную подсыпку и заполненный тощим бетоном (1 : 4 : 6) желе-

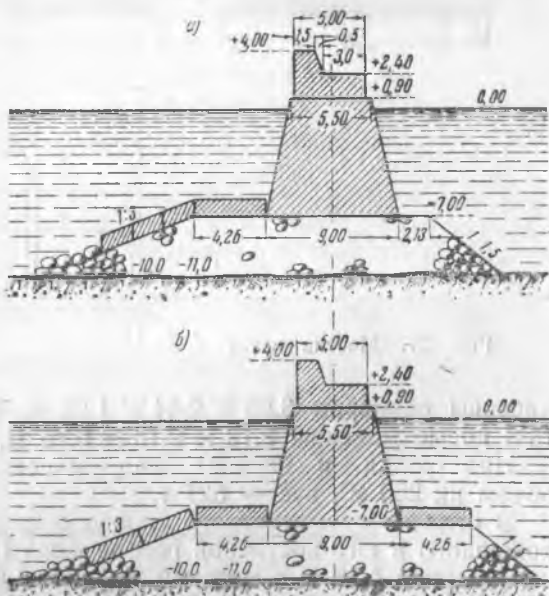


Рис. 26. Первоначальный профиль волнолома и его головы

зобетонный массив-гигант длиной 25 м, шириной по верху 5,5 м, по низу 9 м и высотой 7,9 м (рис. 27). Гигант разделен шестью поперечными вертикальными стенками на семь отсеков, из которых каждый разбит общей продольной перегородкой, не доходящей до верха гиганта, на два полуотсека. Объем массива-гиганта составляет 1432 м³, из них 303 м³ железобетонной конструкции ящика и 1129 м³ бетонного заполнения. Вес железобетонного ящика 727 т, вес гиганта с заполнением 3210 т. Постель под гигант образована каменной наброской на естественных глубинах; отметка верха постели (или подошвы гиганта) — 7 м. На внешней берме уложены

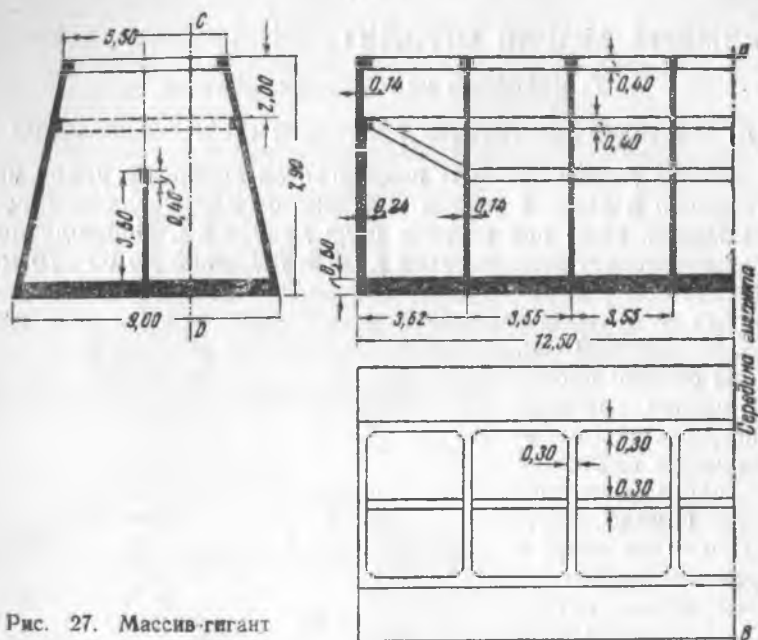


Рис. 27. Массив-гигант

массивы размером $3,96 \times 2,44 \times 1,22$ м, весом 25 т, на откосе 1:3 косые массивы $2,13 \times 2,13 \times 0,75$ м, весом 8 т.

Надстройка и парапет над массивом-гигантом — бетонные, объем их 260 м³, вес — 527 т.

В отличие от описанного типового профиля, у гиганта, расположенного в юго-восточной голове мола (рис. 26-б), устроены бермы шириной 4,26 м с морской, торцевой и портовой сторон. Бермы защищены массивами $3,96 \times 2,44 \times 1,22$ м, весом 25 т; такие же массивы уложены на внешнем откосе (вместо косых восьми-тонных).

Первая серьезная авария волнолома произошла во время установки массивов-гигантов. Обычно в условиях производства работ в открытом море, при неизбежности неожиданных изменений погоды, операции вывода, установки и заполнения гигантов, требо-

вавшие при наличном строительном оборудовании около пяти дней спокойного состояния моря для каждого гиганта, производились в определенной последовательности с таким расчетом, чтобы гиганты оставались незаполненными в течение минимального периода времени. Обычно выводили один гигант. Только после почти полного его заполнения выводили и устанавливали соседний. В отличие от этого порядка работ, 26—28 августа 1914 г. были выведены и установлены одновременно четыре гиганта: 72, 71, 69 и 70. Такое нарушение принятого порядка работ было вызвано отнюдь не техническими соображениями, а исключительно стремлением подрядчика выдержать договорный срок установки гигантов и этим избежать уплаты крупной неустойки.

Несмотря на то, что заполнение установленных четырех гигантов было максимально форсировано, штормом 3 сентября им были причинены значительные повреждения.

Из установленных 26 августа двух гигантов (72 и 71) сразу после установки было начато заполнение гиганта 72, и к моменту шторма уложен бетон в отсеки 1—6 (947 м³). Этот гигант остался неповрежденным.

Гигант 71, заполнение которого было начато 28 августа, к моменту шторма имел полностью забетонированные отсеки 3, 5, 7 и до половины высоты отсек 1 (всего уложено бетона 554 м³). Этот гигант был разбит штормом на протяжении отсеков 1 и 2 (рис. 28).

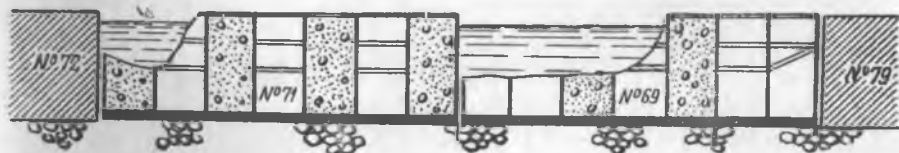


Рис. 28. Повреждения гигантов № 71 и 69

У гиганта 69, установленного 27 августа, удалось заполнить с 29 августа до шторма только отсеки 3 и 5 (314 м³ бетона). Штормом разбиты отсеки 1—4.

Гигант 70 был установлен 28 августа и переставлен 1 сентября. К заполнению его не удалось приступить из-за начавшегося 2 сентября сильного волнения. Этот гигант во время шторма был сброшен с постели и затонул на глубине—8,7—12,7 м, на расстоянии 13—15 м от первоначального месторасположения.

В первый период строительства (1914 — 1917 г. г.) не удалось осуществить эффективных мероприятий для ликвидации аварии, за исключением установки гиганта 79 вместо затонувшего гиганта 70.

¹ Нумерация гигантов указана по парку изготовления.

Разбитые гиганты 69 и 71, оставленные в теле волнолома, образовали аварийный участок — «большую брешь».

К 1919 г. были установлены и заполнены все 45 гигантов (включая разбитые 69 и 71). Остальные работы доведены до состояния, указанного на схематическом плане (рис. 29). Недостроенный волнолом в 1919—1921 гг. подвергся действию сильных штормов и потерпел значительные повреждения.

Все гиганты, имевшие надстройку с парапетом, за исключением головного и 54, получили наклон внутрь порта, доходивший до 6°, и сдвиг в ту же сторону до 1,90 м. Гигант 24 вместе с надстройкой и парапетом во время шторма 25 января 1921 г. был опрокинут и отброшен внутрь порта на расстояние около 10 м от первоначального месторасположения. Этим повреждением был образован в теле волнолома второй аварийный участок — «малая брешь». Гиганты 48, 49 и 68 оказались стоящими на краю внутренней бермы постели и находились под угрозой опрокидывания. Головной гигант лишь незначительно наклонился внутрь порта.

Гиганты с надстройкой, но без парапета, получили также лишь небольшие наклоны и сдвиги. Гиганты без надстройки деформаций не имели. Наружная берма и откосы постели на всем протяжении от юго-восточной головы до угла поворота волнолома оказались



Рис. 29. Схематический план волнолома

размытыми. Защитные массивы осели или были оттянуты в море. Внутренняя берма деформировалась.

Повреждения волнолома имели весьма серьезный характер. Нужны были срочные мероприятия во избежание полного разрушения сооружения. В 1921—1922 гг. был взорван и удален парапет на всех 25 гигантах. Это остановило дальнейшее повреждение волнолома, однако защита им акватории сделалась мало эффективной, так как волны переливались через низкую надстройку.

В последующие годы началась достройка волнолома по усиленному профилю. При проектировании усиления было учтено состояние трех профилей волнолома (полного типового профиля, того же профиля без парапета и профиля головы). Сравнительными расчетами устойчивости этих профилей на основе предположения, что причиной аварии волнолома послужила недостаточная его ус-

тойчивость на скольжение вместе с постелью по грунту, была определена расчетная волновая нагрузка в размере 50 т на погонный метр сооружения и выработан его усиленный профиль.

Перед достройкой волнолома были предприняты попытки изучения удара волны при помощи установленных на волноломе динамографа и сейсмографа и возведен опытный участок надстройки и парапета. Из этих мероприятий только последнее дало достаточно надежные результаты, так как вследствие новизны дела и несовершенства оборудования изучение волновой нагрузки осталось незаконченным.

Усиленный профиль, по которому волнолом достроен в 1928 — 1929 гг., показан на рис. 30. В этом профиле бермы постели значительно уширены, и на них уложены массивы размером $3,63 \times 2,35 \times 2,13$ м, весом 40 т; внутренняя берма при этом поднята на 1,06 м. Вес массивов на наружном откосе увеличен до 25 т (размеры массивов — $3,96 \times 2,44 \times 1,22$ м). Значительно увеличен профиль надстройки и парапета, вес которых доведен до 39,9 т на погонный метр сооружения.

Расчетом были определены сравнительно невысокие показатели устойчивости усиленного профиля, и поэтому высказывалось пред-

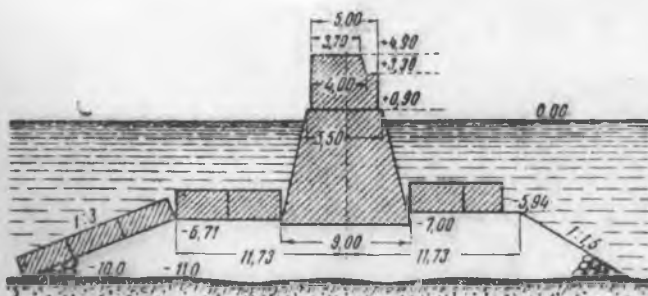


Рис. 30. Усиленный профиль волнолома

положение о необходимости дальнейшего укрепления волнолома путем наброски массивов с наружной стороны.

В последующие годы волнолом многократно подвергался действию весьма сильных штормов; в частности, исключительные по силе штормы имели место в 1931 и в 1939 гг. Во время сильных штормов под действием удара волн наблюдались значительная вибрация волнолома, небольшие наклоны гигантов и местами отколы бетона в углах парапета на швах надводного строения. В подводной части происходило небольшое оттягивание массивов с наружных откосов и берм.

В целом, за исключением мест брешей, волнолом можно было характеризовать как сооружение, имеющее весьма небольшой запас устойчивости и нуждающееся в постоянном наблюдении за состоянием защитных массивов, берм и откосов. Общее состояние

волнолома было удовлетворительным и позволяло рассчитывать на длительную службу сооружения при условии его своевременного ремонта.

Во время Великой Отечественной войны волнолом подвергся непосредственному воздействию нескольких торпед. Кроме того, в районе волнолома взорвалось большое количество авиабомб. В результате этих обстоятельств, а также вследствие износа в тяжелых естественных условиях, волнолом получил новые, весьма серьезные повреждения, которые, по данным осмотров 1945 — 1947 гг., заключаются в следующем.

На всех гигантах, за исключением восьми, в надводной стенке имеются поперечные трещины, зачастую сквозные, расположенные преимущественно в средней части; некоторые из них продолжают-ся по телу гиганта.



Рис. 31. Откол и сдвиг парапета у шва гигантов № 19 и 21 (вид со стороны порта)

Во многих местах наблюдаются горизонтальные трещины в надводной стенке (рис. 31). Первая сверху трещина отделяет верхний слой парапета, толщиной 15—25 см, от остальной его части почти на всей длине волнолома. На некоторых участках вторая горизонтальная трещина в парапете проходит на 60—70 см ниже первой. На некоторых гигантах имеются трещины между парапетом и надстройкой. Горизонтальные трещины в большинстве закрыты наплывами разложившегося раствора, но часть из них, особенно верхних с морской стороны, открыта вплоть до продолговатых каверн небольшого размера.

В ряде мест у швов между гигантами наблюдается сдвиг внутри порта части парапета, сопровождаемый горизонтальными трещинами (рис. 31). В отдельных случаях имеется сдвиг части надстройки.

Надводная стенка на гигантах 49 и 48 на длине по 10—11 м, начиная от стыков их с гигантами 98 (малая брешь) и 52, разбита штормовым волнением и в 1946—1947 гг. сброшена внутрь порта. У гиганта 49 повреждены торцевая и продольная стенки у шва с гигантом 98.

Постель и защитные массивы при осмотрах в 1945—1947 гг. оказались в достаточно удовлетворительном состоянии. С внутренней стороны никаких деформаций не установлено; более того, постель и массивы на берме оказались покрытыми илом. С внешней стороны обнаружено местами небольшое оттягивание к морю массивов на откосе и берме постели.

Кроме описанных повреждений, распространенных в той или иной степени по всей длине сооружения, в волноломе за период 1941—1947 гг. образовались пять сквозных брешей шириной от 8 до 25 м в гигантах 63, 67, 79, 84—75 и 94. Из них одна (в гиганте 79) возникла от действия штормового волнения, а четыре остальных произошли от прямого попадания в волнолом торпед.

В целом состояние волнолома к середине 1947 г. можно определить как близкое к аварийному, требующее неотложных и значительных ремонтных работ.

б) Анализ причин повреждений

Для уточнения причин аварий произведены сравнительные расчеты четырех осуществленных профилей волнолома (по рис. 26-а — с парапетом и без него, по рис. 26-б и по рис. 30). Приняты элементы волны: высота $2h=6$ м и длина $2L=64$ м. Глубина заложения стенки $H=7$ м. В расчет не введено понижение уровня воды за волноломом, так как влияние его невелико и компенсируется принятыми достаточно высокими значениями элементов волны. Взвеивающее действие воды учтено лишь гидростатическое, при спокойном состоянии моря (см. п. 2-а).

Коэффициент трения гиганта по постели принят равным 0,6.

Расчет устойчивости каменной подсыпки на выпирание по Герсванову сделан в двух пред-

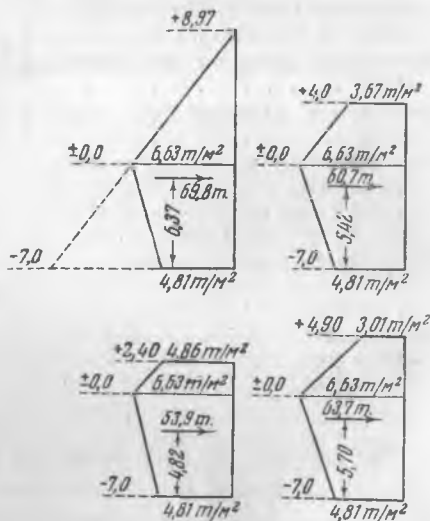


Рис. 32. Диаграммы волновой нагрузки

положениях: без учета сил трения камня в вертикальных плоскостях и с учетом их (в последнем случае принят угол трения $\delta = \frac{2}{3} \varphi = 30^\circ$).

Влияние массивов, пригружающих тыловую берму, не учитывалось.

На рис. 32 показаны основная диаграмма давления стоячей волны и полученные из нее данные волновой нагрузки, действующей на расчетные профили волнолома. В табл. 2 приведены результаты расчетов указанных четырех профилей.

Таблица 2

Расчетные показатели профилей волнолома (на 1 пог. м)

Расчетные показатели	Первоначальные профили			Усиленный профиль (рис. 30)
	с парпетом (рис. 26-а)	без парпета	головного гиганта (рис. 26-б)	
Вес гиганта с надводной стенкой, за вычетом взвешивающего действия воды, т.	98,9	92,7	98,9	116,1
Волновое давление, т.	60,7	53,9	60,7	63,7
Расстояние кривой давления от тылового нижнего ребра гиганта, м.	1,28	1,69	1,28	1,44
Коэффициент устойчивости на опрокидывание	1,38	1,60	1,38	1,46
Коэффициент устойчивости на скольжение по постели	0,98	1,03	0,98	1,09
Наибольшее давление на постель, кг/см ²	5,15	3,66	5,15	5,37
Наибольшее давление на грунт, кг/см ²	2,31	1,98	2,37	2,78
Глубина клина выпирания в камне при расчете по Герсеванову:				
а) без учета сил трения a , м	2,97	2,87	2,97	2,74
б) с учетом сил трения a_1 , м	1,08	1,01	1,08	0,60
Необходимая ширина бермы:				
а) без учета сил трения b , м	7,16	6,93	7,16	9,02
б) с учетом сил трения b_1 , м	8,57	8,00	8,57	12,70
Допускаемая горизонтальная сила:				
а) без учета сил трения, т	18	32	18	44
б) с учетом сил трения, т	58	65	58	108

Результаты расчета приводят к выводу о недостаточной устойчивости каменной подсыпки на выпирание из-под подошвы гиганта вследствие малой ширины внутренней бермы и отсутствия на ней огружающих массивов как о наиболее вероятной основной причине повреждений волнолома первоначального профиля.

На рис. 33 графически изображены взятые из табл. 2 результаты расчетов подсыпки на выпирание. Рисунок дает наглядное подтверждение сделанному выводу о причине аварии: условия устойчивости подсыпки первоначального основного профиля волнолома резко отличаются (в худшую сторону) от аналогичных условий для остальных профилей как по превышению сдвигающей силы над допустимой, так и по недостаточности ширины бермы.

Предположение о скольжении гиганта вместе с подсыпкой по грунту менее вероятно. Наличие такого мнения объясняется тем, что раньше принимали условный коэффициент трения каменной наброски по грунту $f=0,33$. В последние годы этот метод отброшен, так как очевидно, что нижний слой подсыпки проникает в грунт и линия сдвига должна проходить в грунте. В действительности устойчивость волнолома на сдвиг в грунте была обеспечена, так как грунт, несомненно, обладает необходимым по расчету углом

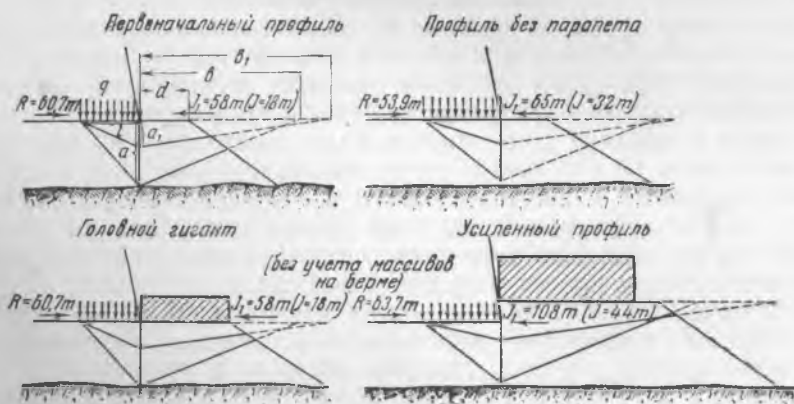


Рис. 33. Схемы расчета на выпирание подсыпки

внутреннего сопротивления (сдвига) в $25-27^\circ$, хотя и почти без запаса. Косвенным подтверждением такого суждения, за отсутствием точных геотехнических характеристик, могут служить сравнительно неглубокое погружение камня постели в грунт (не более 0,75 м) и в целом небольшие осадки сооружения при значительном расчетном давлении на грунт ($2,78 \text{ кг/см}^2$).

Недостаточной устойчивости каменной подсыпки в данном примере способствовали неправильности производства работ по устройству постели. Наброска камня производилась в несколько приемов. Задолго (за 1—1½ года) до установки гигантов отсыпали основную часть камня по оси сооружения. Предварительное грубое равнение наброски практиковали лишь в первый период постройки; в дальнейшем выравнивание выполняли только непосредственно перед установкой гигантов, с одновременной подсыпкой боковых частей постели. При таком производстве работ постель полу-

чала неодинаковую плотность: ее свежееотсыпанные боковые части давали большую осадку. Это способствовало качанию гигантов, которые под переменным давлением волн как бы трамбовали постель то под внешним, то под тыловым ребром, придавая ей округленную поверхность. Кроме того, при выравнивании постели, из-за отсутствия предварительного равнения, применяли местами недопустимо толстую подсыпку мелкого камня (до 0,60 м). Наконец, часто устанавливали гиганты на постель, еще не полностью отсыпанную с тыловой стороны, причем, ввиду приостановки работ во время войны 1914—1918 гг., на некоторых участках постель осталась незаконченной вплоть до начала работ по общему усилению волнолома. Имеются все основания предполагать, что наибольшие сдвиг и наклон гигантов (рис. 29) происходили именно в тех местах, где были допущены наибольшие неправильности производства работ по устройству постели.

Приведенные расчетные показатели свидетельствуют об общей слабости всех профилей волнолома, заключающейся, главным образом, в малой глубине заложения и недостаточной ширине массива-гиганта. Результатом слабости профиля сооружения явилась склонность гигантов к вибрации и небольшим деформациям—осадке, сдвигу и наклону. Эти явления имели место на всем протяжении волнолома до его достройки по усиленному профилю, а также и после усиления волнолома, хотя и в меньшей степени. Последствия таких деформаций наиболее резко выявились во время войны, когда волнолом подвергся, помимо воздействия волнения, сильным сотрясениям от взрывов торпед и авиабомб.

Причиной образования поперечных трещин в надводной стенке и в гигантах послужили неравномерные осадки. Расположение трещин в средней части и, главным образом, в надводной стенке волнолома с затуханием их книзу может быть объяснено большей осадкой концов массивов-гигантов, в результате чего гиганты несколько выгибаются серединой кверху. Повидимому, в данном случае оказывает влияние лучшее распределение по основанию местной волновой нагрузки при действии ее в зоне средней части гиганта, чем у его конца возле шва (аналогично работе балки на упругом основании под действием подвижной нагрузки). Не исключается также предположение о большей осадке концов гигантов из-за высасывания частиц грунта в районе швов между гигантами, хотя такое явление вряд ли может иметь место при сплошном прикрытии защитными массивами бермы и откоса постели.

Деформации гигантов (неравномерные осадки, наклоны и сдвиги) вызвали в швах навал друг на друга надводных стенок смежных гигантов. Произведенные в 1947 г. замеры показали, что в ряде мест надводные стенки на смежных гигантах вплотную прижимают друг к другу; в других местах швы сузились до 1—2 см. Результатом этого явилось раздробление и откалывание частей парапета, а иногда и надстройки, на участках возле швов.

Наличие горизонтальных трещин в парапете, а также ярко вы-

раженных горизонтальных отколов и сдвигов в надводной стенке во всех местах деформации (у швов между гигантами, в районе брешей и др.) объясняется тем, что рабочие горизонтальные швы бетонирования явились наиболее слабыми местами надводной стенки. При ее возведении применяли укладку жесткого, трамбуемого вручную, бетона горизонтальными слоями толщиной в 15—20 см по всей проектной площади. Производительность бетономешалки (8 м³ в час) позволяла перекрывать слои бетона в среднем через 2—3 часа. Неизбежные отклонения в процессе работ от установленной толщины слоев и от времени их перекрытия, а также высокая температура воздуха, несомненно, приводили к тому, что нередко были случаи укладки свежего бетона на начавший уже схватываться ранее уложенный слой. Этим было предпрещено образование в бетонном монолите надводной стенки слабых горизонтальных рабочих швов. В дальнейшем химическое действие морской воды, механическое воздействие волнения и деформации гигантов увеличивали слабость рабочих швов и облегчали их раскрытие, а затем и сдвиг или откалывание слоев бетона по швам. Характерно, что когда в одном месте специально для осмотра был снят отделившийся слой бетона, то под ним были обнаружены животные обрастания.

При общей слабости рабочих швов в надводной стенке откалывание в первую очередь самого верхнего тонкого слоя парапета обусловлено, повидимому, ударами всплесков волн на его горизонтальную поверхность. Под действием таких ударов верхний слой бетона, уже разорванный поперечными трещинами, легко отделялся по рабочему шву от остального тела парапета.

Наконец, разрушение и обвал в воду надводной стенки на гигантах 48 и 49 явились неизбежным следствием постепенного накопления в течение нескольких лет всех описанных выше повреждений. Гигант 48 еще в прежнее время получил большой сдвиг и наклон в сторону порта, а гигант 49 давно имел пробойну у шва с гигантом 98. Оба эти обстоятельства послужили первоначальными причинами повреждения надводной стенки, повлекшего за собой в дальнейшем ее обрушение.

Что касается оттягивания в море защитных массивов на внешних берме и откосе, то это явление свидетельствует о несколько недостаточном их весе в данных естественных условиях. Кроме того, наличие клиновидных зазоров у примыкания берменных массивов к откосным и к гиганту, а также продольного шва в массивовой одежде бермы способствует расстройству кладки защитных массивов.

в) Бреша волнолома

Из семи брешей волнолома наибольший интерес по своей истории представляют две первые, образовавшиеся еще в период строительства и названные «большой» и «малой». Обе эти бреша на-

чала существования волнолома были его наиболее поврежденными участками, через которые волны свободно проникали в акваторию порта.

В связи с этим в 1923 г. была сделана попытка ввести в свободный просвет между гигантами 22 и 49 (малую брешь) новый гигант 98. Однако, ввиду явной недостаточности имевшегося запаса просвета в 4 см, гигант во время установки застрял, войдя в тело волнолома примерно на половину ширины подошвы. Дальше его не удалось втянуть, несмотря на регулировку впуска воды через кингстоны и применение талей и крана. Вывести гигант после этих мероприятий также не представилось возможности, и его пришлось затопить. При посадке на постель гигант, заклинившись между двумя соседними, получил повреждения, которые были увеличены последовавшим затем штормом. Гигант заполнили бетоном. Впереди него устроили широкую берму из каменной подсыпки, укрепленную, как и откос, укладкой защитных массивов. С боков были отсыпаны небольшие конусы из массивов.

Таким образом, малая брешь была заделана частично. При небольшой зыби волна в порт не попадала, но не был разрешен самый существенный вопрос — возведение надводной стенки, препятствующей проникновению большой волны. Сама заделка не бы-

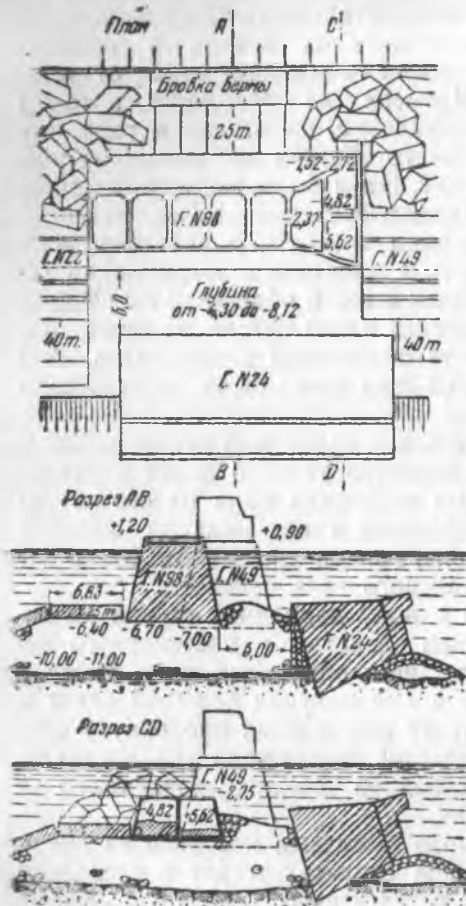


Рис. 34. Состояние малой бреши

ла достаточно надежной. В ближайшие годы два отсека гиганта 98, деформированные еще в период его установки, получили дальнейшие повреждения. Состояние малой бреши к 1929 г. показано на рис. 34.

Для ликвидации большой бреши в 1914—1915 гг. предполагали удалить разрушенный гигант 69 и два поврежденных отсека гиганта 71, поставив взамен новый целый гигант и специально изготовленный короткий гигант заделку, длиной 7,15 м. Удаление ги-

ганта собирались осуществить, используя в качестве судоподъемных понтонов шаланды с воздушными ящиками, укрепленные стропами к стенкам гиганта. После малоуспешной в течение нескольких месяцев работы водолазов и пловучего крана на разборке и подготовке к подъему гигантов от этой мысли пришлось отказаться. Попытка применить разборку гигантов по частям мелкими взрывами также не удалась. Работы по ликвидации бреши, как и достройке всего волнолома, были прерваны на несколько лет.

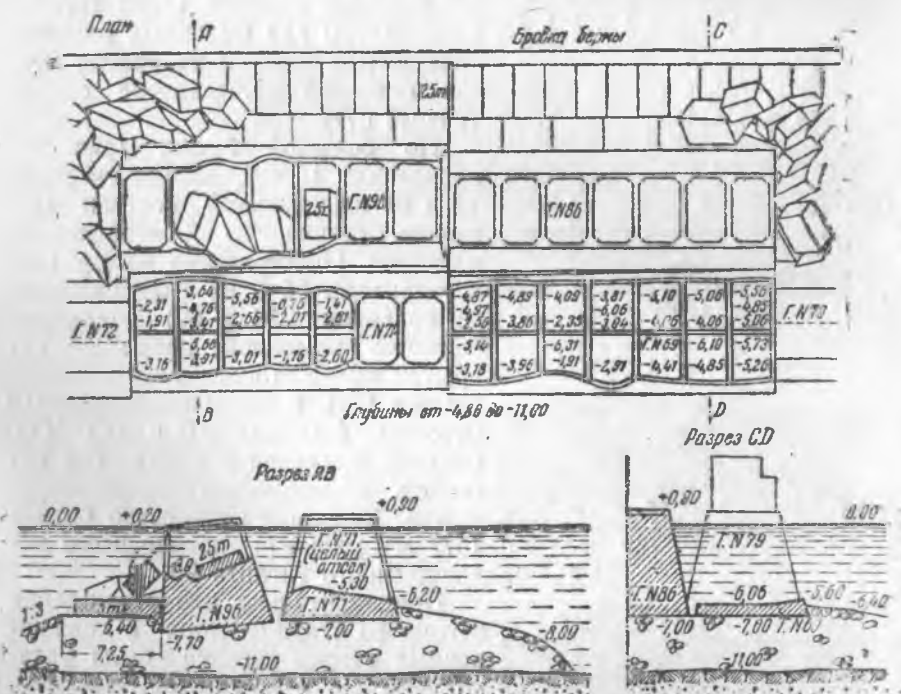


Рис. 35. Состояние большой бреши

В сентябре 1924 г. впереди бреши на устроенной постели были установлены и заполнены бетоном два новых гиганта — 96 и 86. На берме постели с морской стороны уложили два ряда защитных 25-тонных массивов. Торцы новых гигантов прикрыли небольшими конусами из наброски массивов.

При ближайшем шторме гигант 96 был подмыт, наклонился в сторону моря и переломился, получив две вертикальные сквозные трещины шириной до 15 см, идущие почти до дна. В дальнейшем штормами были повреждены пять отсеков гигантов на глубину 2—4 м.

Устроенная заделка большой бреши, как и малой, не допускала возведения надводной стенки. Вместе с этим разбитые гиганты 96

и 69 представляли собой разрушенный участок, подверженный аварии. Состояние большой бреши к 1929 г. показано на рис. 35.

Ремонт брешей был произведен в 1929 г. путем комбинированного применения массивов весом до 80 т, подводного бетона и каменного заполнения.

По малой бреши (рис. 36) позади гиганта 98 и вплотную к нему возведена стенка из трех курсов 60—80-тонных массивов, основанная на каменной подсыпке. В поврежденный крайний отсек гиганта установлены два фасонных массива, перекрытых третьим на уровне курсов основной массивовой стенки (разрез CD).

По большой бреши (рис. 37), аналогично малой, позади гигантов 71 и 69 на каменной постели возведена стенка из 60—80-тонных массивов. Пространство между ней и гигантами 86 и 96 (над разбитыми гигантами 71 и 69) заполнено частично каменной наброской, закрытой 60—80-тонными массивами (разрез CD), и частично подводным бетоном (разрезы AB и EF). Последний применен в местах, где каменное заполнение было бы ненадежно. Основное количество бетона (577 м³) уложено позади всего поврежденного гиганта 96.

Предварительно для ограждения бетона со стороны моря в поврежденные отсеки гиганта были установлены 40- и 25-тонные массивы, промежутки между которыми заделаны бетоном в мешках. С этой же целью с боков бетонируемого пространства установлены при помощи пловучего крана большие деревянные щиты.

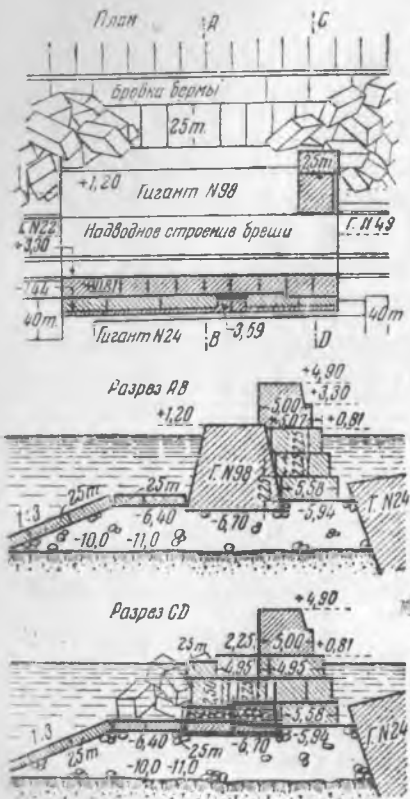


Рис. 36. Заделка малой бреши в 1929 г.

Надводные стенки на обеих брешах устроены по типовому профилю и ориентированы в плане по надстройкам смежных гигантов. Для уменьшения деформации при осадке отдельных массивов надстройка на малой бреши и над гигантом 69 разделена посередине дополнительным осадочным швом. В надстройке над гигантом 71 такого шва не сделали, так как надстройка значительной частью расположена на бетонном монолите. Вверху и внизу надстройки проложены редкие сетки из рельсов. Отброска массивов у высту-

пающих углов гигантов обеих брешей дополнена 40-тонными массивами.

Устроенные в 1929 г. заделки брешей прослужили только один зимний штормовой период, и уже в следующую зиму на участках брешей вновь произошли серьезные аварии. Следует подчеркнуть,

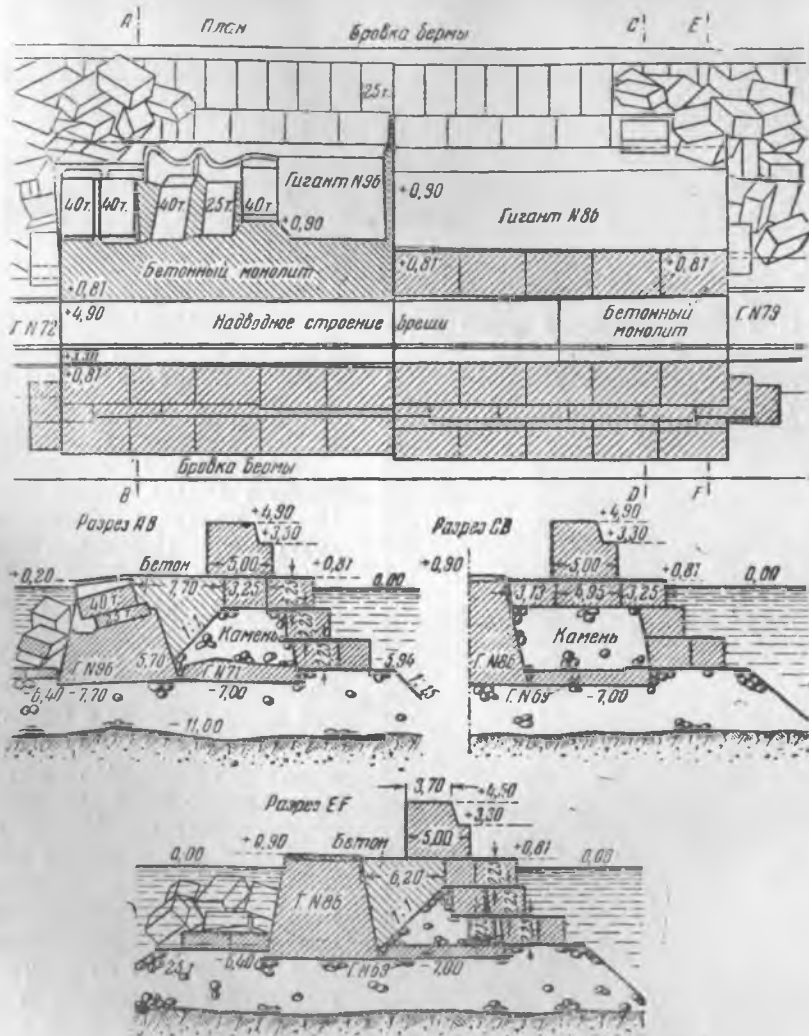


Рис. 37. Заделка большой брешы в 1929 г.

что штормы 1931 г. должны быть отнесены к исключительным по силе в данном районе. Высота гребня волны, вкатывавшейся в ворота между оградительными сооружениями, часто достигала от-

метки верха парапета (+ 4,90 м), а иногда превышала эту отмет-

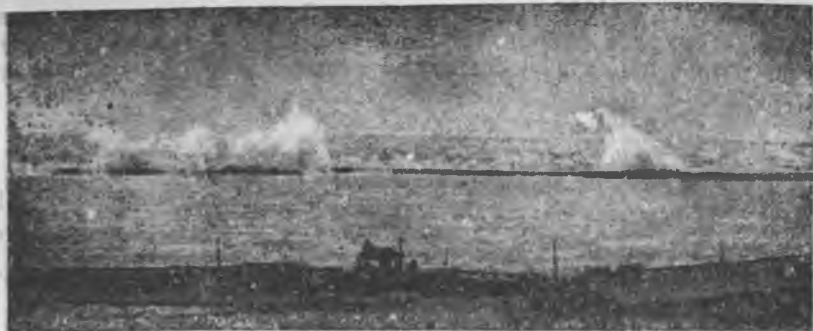


Рис. 38. Волнение при шторме 31 марта 1931 г.

ку. При перекачивании через парпет волна переливалась сплошной массой, почти не давая брызг. Всплески волны достигали огромной высоты (рис. 38).



Рис. 39. Щель между гигантом № 98 и надводной стенкой

Наибольшее по силе волнение в 1931 г. имело место 19—20 января в безветренную погоду. Несколько меньшие волнения 3—5 и 30—31 марта сопровождались сильными ветрами.

В январский шторм надводная стенка-заделка малой бреши вместе с верхним курсом 60—80-тонных массивов сдвинулась внутрь порта до 36 см и получила осадку до 17 см. Между гигантом 98 и надводной стенкой образовалась широкая щель (рис. 39); обе половины надстройки сместились независимо друг от друга. В результате смещений и заклинивания надводные стенки бреши и смежных гигантов получили у швов трещины и клинообразные отколы бетона по всей высоте надстройки на протяжении до 6 м от швов. Массивы

отброски по концам бреши осели в воду; защитные берменные и откосные массивы были оттянуты и расстроены.



Рис. 40. Разрушенная заделка малой бреши

При мартовских штормах поврежденное надводное строение малой бреши было сдвинуто вместе с верхним курсом массивов даль-



Рис. 41. Разрушенная заделка малой бреши

ше внутрь порта, разбито на глыбы, частично сброшенные затем в воду; пять массивов верхнего курса сброшены в воду, остальные

пять отодвинуты по второму курсу на 1—5 м; защитные массивы и массивы отброски еще более расстроены, постель частично подмыта.

Вид разрушенной заделки малой брешы показан на рис. 40 и 41. На рисунках видны признаки расслоения надводного строения по горизонтальным рабочим швам бетонирования; впоследствии такое ослабление по рабочим швам обнаружилось почти на всем протяжении волнолома.

Повреждения северо-западной части заделки большой брешы (у гигантов 69 и 86) аналогичны аварии малой брешы: после первого шторма появились сдвиги и осадки надстройки, отколы бетона и сквозные трещины. Последующими штормами надводная



Рис. 42. Сдвиг парапета по надстройке на большой брешы

стенка была разбита. Характерен сдвиг парапета по горизонтальному шву с надстройкой (рис. 42) и расслоение парапета.

Юго-восточная часть заделки (у гигантов 71 и 96) за весь штормовой период получила только осадку до 8 см, без сдвига, и небольшие отколы бетона. Монолит подводного бетона сохранился. Массивы, поставленные в отсеки гиганта 96, оказались расстроены. Постель снаружи гигантов большой брешы получила значительно большие повреждения, чем у гиганта 98. Защитные берменные массивы весом 25 т на всем протяжении брешы были разбросаны в беспорядке, и постель частично размыта до 2 м ниже подошвы гигантов 86 и 96.

Массивы отброски, как и в малой брешы, осели, некоторые сброшены под откос. При этом смежный с брешью гигант 72 от

подводной части четыре пробойны размером до $3,5 \times 3,5$ м и глубиной до 1 м. Берма и откос постели перед гигантом 98, мало за-

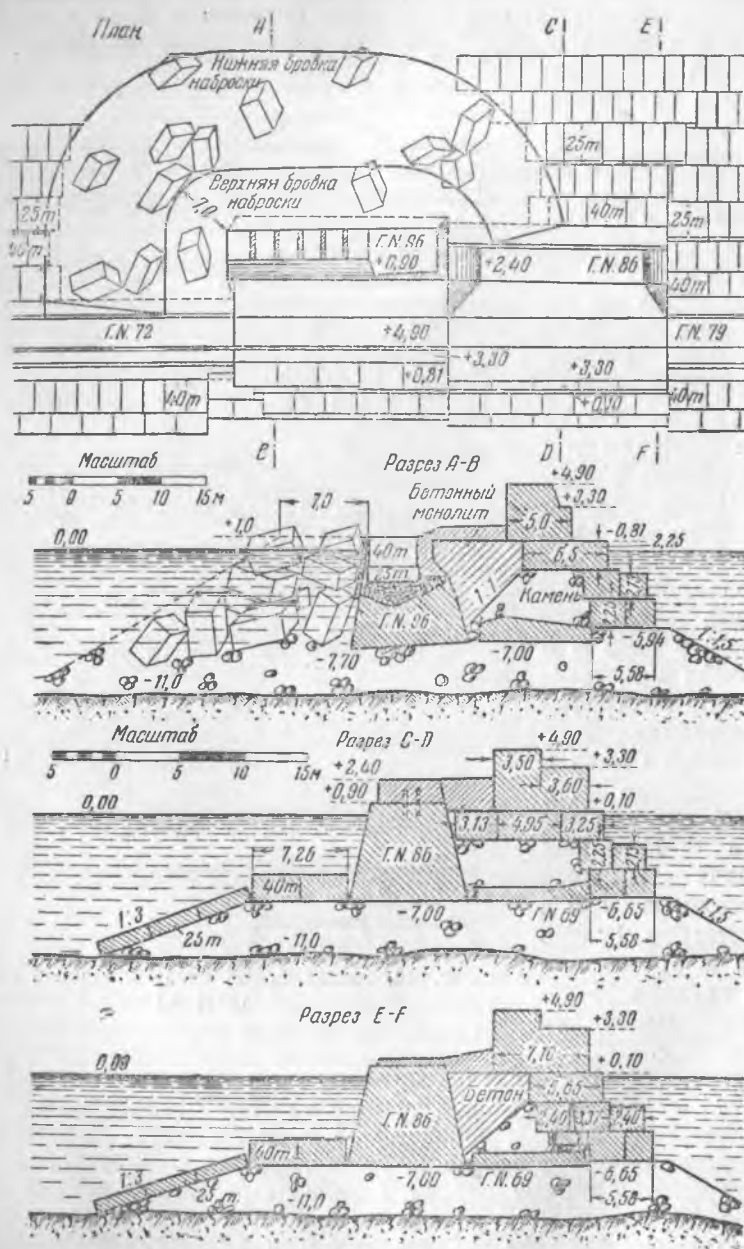


Рис. 44. Большая брешь после вторичной заделки (1931 г.)

щищенные оттянутыми массивами отброски, размыты, и гигант наклонился в сторону моря; вследствие этого между надстройками

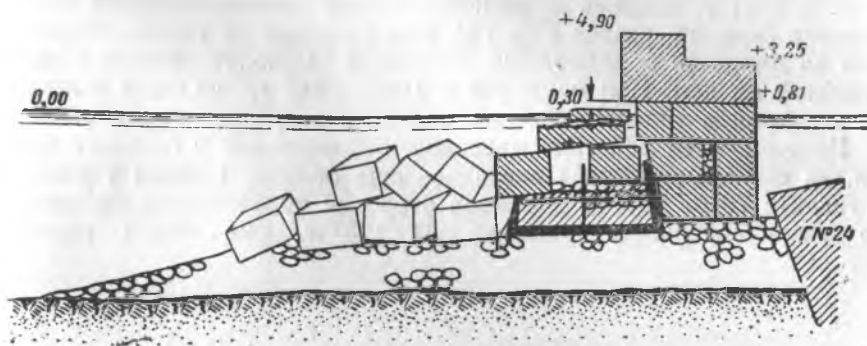


Рис. 45. Повреждение заделки малой брешы

на гиганте и на массивовой стенке (рис. 43, разрез *AB*) образовалась щель шириной в 14—18 см.

При осмотрах заделки малой брешы в 1945—1947 гг. дальнейших ее повреждений не обнаружено, за исключением еще большего



Рис. 46. Брешь в гиганте № 79 (вид со стороны моря)

расстройства и ослабления наброски массивов. Пробоины в соседних гигантах 22 и 49 расширились, причем надводная стенка над гигантом 49, как описано выше, к 1947 г. оказалась на протяжении около 11 м разрушенной и сброшенной в воду.

Заделка большой брешы примерно в такой же степени, как заделка малой, оказалась способной противостоять морскому волнению. К 1941 г. имелось лишь повреждение северо-западной части заделки (рис. 44, разрез *EF*), где был расколот на глыбы устроенный на длине 10 м подводный бетонный монолит вместе с надстройкой на нем. При осмотрах в 1945—1947 гг. не были выявлены какие-либо значительные изменения в состоянии заделки.

Разрушающее действие массивов, отброшенных у большой брешы, на смежные гиганты сказалось еще больше, нежели у малой. В гиганте 79 от ударов массивов отброски образовалась постепенно увеличивавшаяся пробоина. В 1937 г. она имела размер



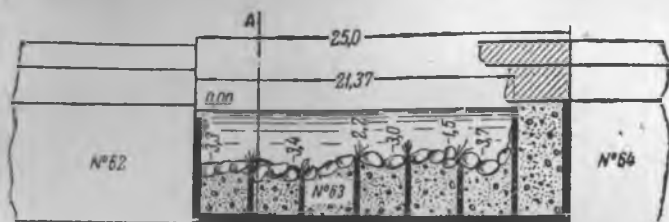
Рис. 47. Брешь в гигантах № 84—75 (вид гиганта № 84 со стороны порта)

360 × 2,13 м и глубину 1,20 м, а в 1939 г. 3,60 × 3,50 м и глубину 2,00 м. В 1945 г. при осмотре зафиксирована уже сквозная пробоина шириной в 5 м, окруженная трещинами и имеющая тенденцию к расширению. Наконец, к 1947 г. пробоина распространилась до верха гиганта, надводная стенка оказалась расколотой косой поперечной трещиной и часть ее обрушилась. Таким образом, пробоина в гиганте 79 превратилась в брешь (рис. 46).

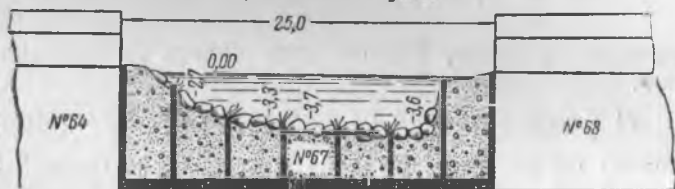
Помимо трех возникших от волновых воздействий брешей («большой», «малой» и в гиганте 79), в волноломе, как упомянуто ранее, образовались еще четыре брешы от прямого попадания торпед во время Отечественной войны: в гиганте 63 на протяжении шести его отсеков (около 21 м), в гиганте 67 — на всей его длине (25 м), в смежных гигантах 84 и 75 (рис. 47) — на протяжении трех отсеков первого и четырех отсеков второго (25 м) и в гиган-

те 94—на протяжении трех средних отсеков (около 10 м). На участках брешей (рис. 48) снесена вся надводная стенка, разрушен

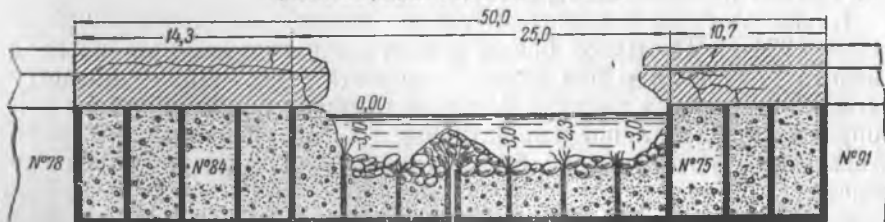
Продольный разрез по гиганту № 63



*В)
Продольный разрез по гиганту № 67*



Продольный разрез по гигантам № № 84 и 75



Продольный разрез по гиганту № 94

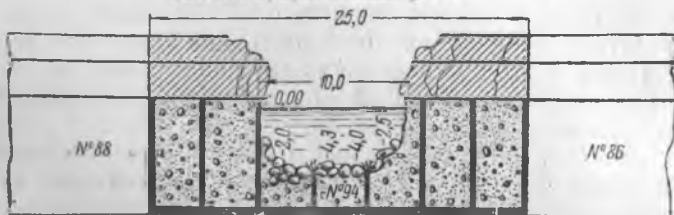


Рис. 48. Бреши в гигантах от взрыва торпед

гигант до отметки — 3—4 м, частично разбиты защитные массивы на внешней берме. Поперечный разрез по бреши в гиганте 63, характерный и для других брешей, показан на рис. 49.

Следует отметить, что бреши, возникшие от взрывов, первоначально (в 1942 г.) имели гораздо меньшие размеры: в гиганте 94

брешь была несквозной, шириной до 7 м, а в остальных ширина сквозных брешей колебалась от 12 до 15 м. Лишь под действием

Поперечный разрез АВ

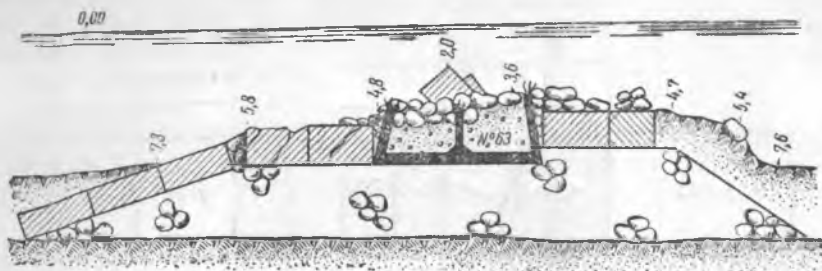


Рис. 49. Брешь в гиганте № 63 от взрыва торпеды

последующих штормов бреши увеличились до указанных выше размеров.

2) Анализ причин аварий у брешей волнолома

Причины образования «малой» и «большой» брешей волнолома очевидны: слабость профиля волнолома (малая брешь) и нарушение правил производства работ (большая брешь).

Не менее ясны причины неудачи первой заделки брешей в 1923—1924 гг. По малой бреши нельзя было рассчитывать на ввод гиганта длиной 25 м при запасе просвета 4 см. Что же касается установки гигантов впереди большой бреши, то, очевидно, это мероприятие носило лишь паллиативный характер и было вызвано стремлением создать хотя бы частичное прикрытие разрушенного участка.

В результате работ по заделке брешей в 1923—1924 гг. впереди фронта волнолома оказались выдвинутые элементы (гиганты), которые способствовали возникновению особо сильного удара волны на этих участках и создавали опасность для постели и защитных массивов. Таким образом, неправильный способ заделки послужил основной причиной последующей аварийности участков брешей, неполностью ликвидированной до настоящего времени.

В этих условиях осуществленный в 1929 г. проект заделки брешей был основан на правильной для того времени идее комбинированного применения тяжелых массивов, камня и подводного бетона. Но теперь, при наличии накопленного советского опыта удачной укладки больших объемов подводного бетона, можно было бы лишь порекомендовать совсем отказаться от применения камня, заменив его также подводным бетоном.

Имеющиеся данные о выполненных в 1929 г. работах, а также сохранность наиболее ответственных элементов конструкции—подводного бетонного монолита и 60—80-тонных массивов — свидетельствуют о высоком качестве производства работ.

Причиной разрушения заделки в 1931 г. является недоучет увеличения волнового давления в связи с наличием выдвинутых гигантов, создающих разбитую волну.

Характерное для обеих брешей и особо ясное на малой брешии явление сдвига надводной стенки вместе с верхним курсом массивов (рис. 36, разрез *AB*) позволяет сделать следующий элементарный расчет:

Вес 1 пог. м надводной стенки и верхнего курса массивов	58 т/пог. м
Волновое давление на надводную стенку и парапет по диаграмме на рис. 32 от отметки + 1,20 м (верх гиганта 98) до отметки + 4,90 м	16,2 т/пог. м
Коэффициент устойчивости на скольжение верхнего курса массивов вместе с надводной стенкой по второму курсу	

$$\text{от } \frac{0,5 \cdot 58}{16,2} = 1,79 \text{ до } \frac{0,60 \cdot 58}{16,2} = 2,15.$$

(Коэффициент трения бетона по бетону под водой принят равным от 0,50 до 0,60).

В действительности устойчивость на скольжение оказалась меньше единицы, т. е. фактическое давление волны на надводную стенку брешии почти в два раза превышало давление на других участках волнолома, достигая (при сохранении формы диаграммы по рис. 32)

$$\begin{aligned} &\text{на отметке } + 4,90 \text{ м — от } 5,4 \text{ до } 6,5 \text{ т/м}^2, \\ &\text{на отметке } + 1,20 \text{ м — от } 10,3 \text{ до } 12,4 \text{ т/м}^2. \end{aligned}$$

Расчет на разбитую волну дает единичное давление по всей высоте стенки $p = 3h = 9 \text{ т/м}^2$ и суммарное давление от отметки + 1,20 м до + 4,90 м равным $9 \times 3,70 = 33,3 \text{ т/пог. м}$.

Коэффициент устойчивости при этом расчете определится величиной

$$\text{от } \frac{0,5 \cdot 58}{33,3} = 0,87 \text{ до } \frac{0,6 \cdot 58}{33,3} = 1,04.$$

Таким образом, расчет на давление разбитой волны дает удовлетворительное объяснение происшедшего сдвига верхнего курса массивов вместе с надводной стенкой.

Для устойчивости заделки брешии при повышенной волновой нагрузке необходимо было максимально утяжелить надводное строение и стенку из массивов, уширив их в сторону порта. Следовало также устроить вертикальные связи между курсами массивов.

Авария заделки брешии свидетельствует о некоторых других недостатках конструкции. Осадочные швы надводной стенки малой брешии и в большой брешии над гигантом 69, разделявшие надстройку и парапет на секции по 12,5 м, сыграли отрицательную роль. Стенка над гигантом 71, не имевшая шва лучше противодейство-

вала волновому давлению. Защитные массивы весом 25 т оказались совершенно недостаточными ни на берме, ни на откосе, хотя на всем протяжении волнолома 25-тонные массивы более или менее удовлетворительно защищают откос. Очевидно, повышенная волновая нагрузка у заделки брешей вызывает донное волнение большей силы, которое не было учтено в проекте. Что же касается бермы, то для ее защиты, во всяком случае, нельзя было применять массивы, имеющие вес меньший, чем на всем протяжении волнолома. Небольшие конусы массивовой наброски сыграли очень слабую защитную роль. В то же время из-за малой ширины отброски движение массивов вызвало повреждение смежных гигантов (образование пробойны в гиганте 72).

Вторичная заделка брешей в 1931 г. устроена с учетом указанных обстоятельств. На малой брешке и на половине большой профиль заделки, усиленный широкой отброской массивов, состоит как бы из трех поставленных рядом волноломов, из которых каждый мог бы самостоятельно противостоять значительному волновому давлению. Все же и столь мощный профиль терпит серьезные повреждения.

Основной причиной повреждений является уже указанное выше наличие выдвинутых гигантов, создающих чрезвычайно тяжелые условия службы сооружения и предпрещающих возможность его аварий при сильных штормах. Значительную роль играет также независимость вибрации при ударе волн не связанных между собой элементов: гигантов, массивовых стенок и бетонных монолитов.

В этих условиях эффективное значение приобретает наброска из массивов, призванная прикрыть все слабые и поврежденные места сооружения. Однако в данном случае отброска массивов на ограниченном участке в своих боковых частях неизбежно имеет уменьшенную ширину, и в этих же местах она подвергается наиболее сильному удару волны. Под действием волнения массивы раскалываются сначала с боков, а затем и с середины отброски. Волна подхватывает упавшие массивы и ударяет ими о гиганты. Движению массивов способствует скользкая поверхность покрытых морской слизью защитных массивов у соседних гигантов, на которую падают раскатанные массивы отброски. С течением времени массивы постепенно округляются и приобретают еще большую подвижность. Наступает момент, когда слой массивов на постели перед гигантом становится недостаточным и начинается ее размыв, вызывающий в дальнейшем наклон гиганта.

Разрушения, подобные имеющимся в «большой» и «малой» брешах, могут быть предотвращены лишь своевременным исправлением повреждений и пополнением наброски. Между тем, в течение 15 лет с момента заделки брешей по разным причинам наблюдения за волноломом почти не велись и ремонт не производился. Несомненно, это повлияло на размер повреждений, которые получили участки брешей за это время.

Что касается брешей в гигантах 63, 67, 84—75 и 94, то причина их образования ясна — взрыв торпед при непосредственном попадании их в эти гиганты.

д) Мероприятия по восстановлению волнолома

Намеченные восстановительные работы по волнолому заключаются в ремонте его элементов на всем протяжении и в заделке вновь образовавшихся брешей.

Должна быть приведена в порядок кладка защитных массивов на берме и откосе постели с морской стороны вдоль всего волнолома и пополнена до проектного профиля массивовая наброска у «малой» и «большой» брешей. Пробойны в гигантах подлежат заделке подводным бетоном. Что же касается поперечных трещин в гигантах, то заделка их представляет весьма трудно выполнимую задачу, а с другой стороны — она не вызывается столь насущной необходимостью. Поэтому предполагается лишь организовать наблюдение за состоянием трещин; в дальнейшем, в случае разрастания какой-либо трещины, придется решать каждый раз конкретную задачу ремонтных работ.

Отколовшиеся и сдвинувшиеся части надводного строения должны быть удалены и заменены новой бетонной кладкой. Новый бетон предусмотрено соединить со старым при помощи обрубков рельсов или стальных штырей, залитых в пробуренные в старом бетоне отверстия. Аналогично восстанавливается обрушившаяся часть надводного строения. При устройстве надводной стенки в местах швов между гигантами в ней должны оставаться незабетонированные швы шириной в 10 см.

Горизонтальные открытые трещины в надводном строении подлежат расчистке и заделке. На участках с расположением нескольких трещин по высоте предполагается, в виде опыта, укрепить стенку железобетонными вертикальными шпонками, заделанными в пробуренные отверстия. Поперечные трещины в надводной стенке не будут заделываться аналогично тому, как это указано о поперечных трещинах в гигантах.

Для защиты бетона надводного строения от агрессивного воздействия морской воды, учитывая наличие в нем поперечных и горизонтальных трещин, целесообразно вертикальные грани надстройки и парапета покрыть торкретом. При этом, однако, возникнет необходимость в ежегодных ремонтных работах по восстановлению торкрет-штукатурки, которая неизбежно будет повреждаться волнением.

Помимо этих, типичных для всего волнолома, ремонтных работ, решено особо укрепить гигант 48, который, как уже сказано ранее, получил наибольший сдвиг и наклон в сторону порта и в последнее время лишился почти половины своего надводного строения. Укрепление должно осуществляться путем поднятия тыловой бермы на участке гиганта до отметки — 4,13 м. Эта отметка назна-

чена с таким расчетом, чтобы над установленными на берме массивами оставалась водяная подушка в 2 м, достаточная для гашения удара переливающихся через парапет струй воды.

Заделку брешей в гигантах намечено осуществить подводным бетоном, укладываемым при помощи вертикально перемещающихся труб, или подводной бутовой кладкой, выполняемой методом восходящего раствора. Наиболее целесообразно было бы каждую брешь заделывать единым монолитом из бетона или каменной кладки. Однако на участках брешей протяженностью в 20—25 м объем подводного заполнения достигает 700—800 м³ на каждую брешь, и такой способ заделки при его длительности был бы сопряжен с риском аварий в процессе производства работ в морских условиях. Опалубка в этом случае была бы громоздкой, и для ее установки были бы необходимы краны большой грузоподъемности. Быстрая укладка значительных масс бетона потребовала бы оборудования высокой производительности. По всем этим соображениям метод заделки единым монолитом решено применить только на участках брешей меньшего размера—в гигантах 79 и 94.

Из трех спроектированных типов опалубки—деревянной, металлической и железобетонной—выбрана железобетонная в виде щитов, охватывающих снаружи продольные стенки гиганта и прижатых к ним при помощи поперечных металлических тяжей. Выбор железобетонной опалубки основан на двух соображениях: большей ее прочности при воздействии случайного волнения в процессе работ и создания ею защитной оболочки подводного бетона против агрессивного действия морской воды.

Заделку трех остальных брешей (в гигантах 63, 67 и 84—75) предусмотрено осуществить при помощи железобетонных бездонных ящиков (рис. 50), заполненных после их установки подводным бетоном или подводной бутовой кладкой. Профиль ящика по форме не отличается от профиля гиганта, но имеет несколько большую ширину. Благодаря этому установленный ящик своими стенками, идущими вдоль гиганта, охватывает его уцелевшую нижнюю часть с сохранением свободных промежутков с обеих сторон по 15—20 см. Поперечные по отношению к оси волнолома стенки ящика устраиваются такой высоты, что после установки ящика низ каждой стенки на несколько сантиметров не доходит до верха остатков гиганта. Из стенок ящика выпускается внутрь его арматура для лучшей связи их с заполнением. Длина ящика (вдоль гиганта) 2 м; вес его около 60 т.

По длине бреши размещается несколько ящиков. Каждый ящик устанавливается своими идущими вдоль гиганта стенками на каменную засыпку между гигантом и защитными массивами на берме постели, после чего производится подклинка поперечных стенок ящика и заделка мешками с бетоном промежутков между ними и остатками гиганта. Последующий ящик устанавливается после заполнения предыдущего вплотную к нему. Таким путем достигается постепенность заделки бреши и уменьшается риск повреждений в

Внутренняя арматура в виде дуги Ø10мм через 40мм

0,50

0,20

0,20

0,5-0,20

Деталь А

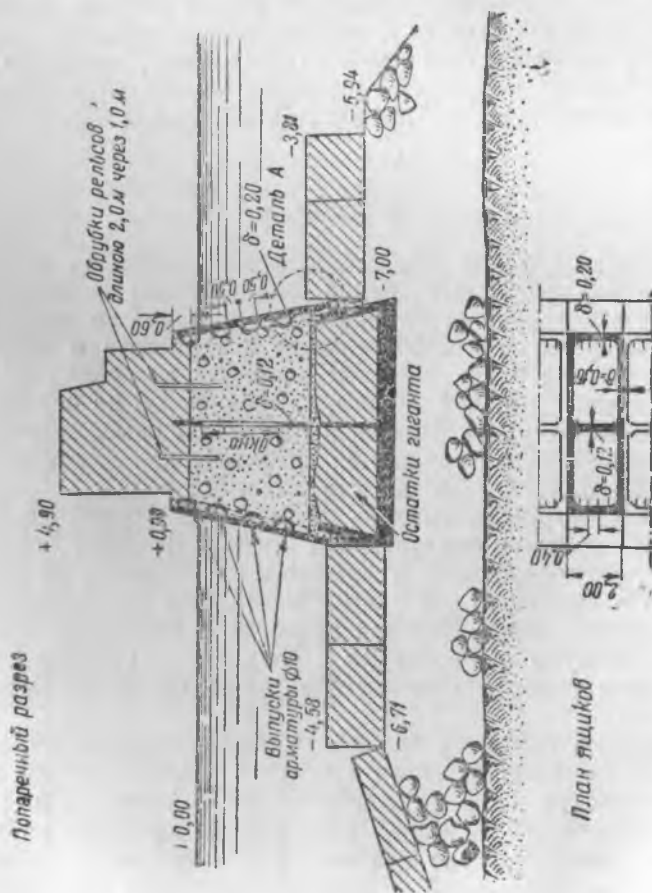


Рис. 50. Заделка брешей железобетонными бездонными ящиками

друг с другом. Для усиления связи между надводной стенкой и ящиками служат обрубки рельсов, заделываемые в заполнение и надводную стенку.

Участок бреша в гигантах 84 и 75 является наиболее слабым местом волнолома, поскольку здесь разрушению подверглись два смежных гиганта, к тому же образующих входящий угол в плане. Заделку этой бреша намечено дополнительно укрепить путем подъема тыловой бермы каменной подсыпки, как это описано выше для гиганта 48. При изготовлении и установке бездонных ящиков должен быть предусмотрен шов шириной в 10 см в углу примыкания друг к другу гигантов 84 и 75.

После выполнения всех намеченных восстановительных работ волнолом в целом будет приведен в состояние, достаточно удовлетворительное, но требующее усиленного надзора и немедленного выполнения неизбежных ремонтных работ. Вместе с тем наличие многих ослабленных участков в теле волнолома и общая изношенность его конструктивных элементов уже в течение ближайших пятилетий должны привести к необходимости принятия радикальных мер по усилению волнолома. Повидимому, придется прибегнуть к устройству массивовой наброски широким профилем вдоль всего волнолома, как это предполагалось еще в начале двадцатых годов.

Выводы

Изложенная история волнолома, представляющая собой длинный перечень разнородных видов повреждений и ремонта, дает возможность сделать ряд существенных выводов по вопросам расчета, проектирования и строительства оградительных сооружений.

Сравнительный расчет четырех профилей волнолома на статическое давление стоячей волны, выполненный на основе ГОСТ 3255-46, позволил найти объяснение наблюдавшимся деформациям. Этим косвенно подтверждается практическая достаточность в обычных условиях такого расчета давления волн.

Аварии на участках «малой» и «большой» брешей показывают, что наличие местных выступающих перед фронтом сооружения элементов, расположенных в зоне колебаний волны, вызывает повышенную в несколько раз против нормальной волновую нагрузку. В этом случае имеется близкая аналогия с явлениями волнового режима у сооружений, вогнутых в плане, для которых опытами на моделях установлено увеличение силы давления волны в несколько раз.

При расчете профилей волнолома, как сказано выше, давление воды снизу на подошву гиганта принято равным весу воды в объеме части гиганта лишь до горизонта спокойного моря. Введение в расчет треугольной эпюры избыточного давления на подошву (с учетом взвешивающего действия волны при подходе ее гребня к сооружению) привело бы к резкому снижению всех коэффициен-

тов устойчивости и к явному противоречию между ними и фактической сохранныостью профилей волнолома (табл. 3).

Таблица 3

Коэффициенты устойчивости с учетом взвешивающего воздействия волны на подошву гиганта

	Коэффициент устойчивости	
	На опрокидывание	На скольжение по постели
Первоначальный профиль с парпетом	0,99	0,76
То же с надстройкой без парпета	1,10	0,79
То же без надстройки	1,12	0,77
Усиленный профиль	1,10	0,89

Таким образом, рассмотренный пример свидетельствует о невозможности всегда учитывать повышенное давление воды на подошву стенки. Следует отметить, что в данном случае широкая берма перед стенкой и полноекрытие бермы и откоса защитными массивами создают особенно неблагоприятные условия для проявления избыточного волнового воздействия на подошву гиганта снизу и его синхронности с наибольшим боковым давлением.

Чрезвычайно низкие коэффициенты устойчивости получены нами и для всех профилей волнолома при попытке рассчитать его на воздействие разбитых волн. Такие расчеты произведены в связи с заложением подошвы стенки на глубине, меньшей $H_{кр} = 3h$ (требование ГОСТ 3255-46). Наличие при этом глубин на подходе, больших $3h$, побуждало вести расчет на давление волны, разбивающейся непосредственно о стенку, однако даже при расчете по методу Джунковского на действие переформированной поступательной волны (этот метод дает более облегченные нагрузки) получен коэффициент устойчивости наиболее сильного профиля сооружения на скольжение по постели $K = 0,80$ (с учетом взвешивающего давления волны $K = 0,52$).

Отсюда следует вывод, что при глубинах на подходе, больших $3h$, и заложении самой стенки на глубине, несколько меньшей $3h$, но большей $2h$, когда имеет место частичное разбивание волн о сооружение, расчет следует вести все еще на давление стоячей волны, заключающее в себе некоторый запас (см. п. 2-а).

Наиболее вероятной причиной деформации первоначального профиля волнолома послужило выдавливание подсыпки из-под подошвы гиганта. Это обстоятельство подчеркивает необходимость при проектировании оградительных сооружений проверять устойчивость подсыпки на выпирание, особенно при малом коэффициенте запаса стенки на опрокидывание, большой нагрузке на постель и значительной толщине подсыпки. Проверку следует производить по методу Герсеванова с учетом очертаний тыловой части постели

и наличия на ней пригрузки (массивов на берме). Для этого могут быть использованы формулы В. В. Березанцева и З. Р. Шимкина (журнал «Гидротехническое строительство», 1938 г., № 6, и 1948 г., № 4) либо расчет может быть произведен путем подбора наиболее невыгодной плоскости выпирания. Целесообразно также произвести общий расчет устойчивости постели и грунта под ней по методу Г. А. Дуброва.

Сравнение профиля рассматриваемого волнолома с значительно более мощными профилями других оградительных сооружений, находящихся в аналогичных естественных условиях, показывает рациональность применения массивов-гигантов. Несмотря на несовершенство расчетов при первоначальном проектировании волнолома и при дальнейшем его усилении, удалось осуществить сооружение, имеющее весьма экономный профиль. Несомненно, некоторое увеличение глубины заложения гиганта и уширение его профиля позволили бы обеспечить совершенную устойчивость волнолома, сохранив его экономичность.

Однако обязательным условием применения гигантов является надежность основания — естественного или искусственно созданного путем замены грунта.

Анализ аварий позволяет сделать некоторые указания по конструированию сооружений из гигантов. Склонность гигантов к вибрации и опасность местных особо сильных ударов волн придает важное значение большой массе гиганта и его надводного строения. Из этих соображений следовало бы проектировать гиганты возможно большей длины, однако, как показал опыт применения длинных гигантов, им свойственны некоторые дефекты: перекосы, трещины, переломы. Они объясняются тем, что не всегда удается достичь связи бетонного заполнения со стенками и фактически на изгиб в продольном направлении при неравномерной осадке часто работает только железобетонная оболочка. Поэтому для гигантов можно считать оптимальной длину 15—20 м, но при проектировании таких гигантов им необходимо придавать повышенный запас устойчивости на опрокидывание. Следует также производить проверку прочности конструкции оболочки гиганта на изгиб в продольном направлении.

Надводное строение, если осадка основания уже прекратилась, целесообразно устраивать секциями по 30—40 м, перекрывая секцией два гиганта. Некоторые специалисты рекомендуют в этом случае располагать швы надводного строения посередине длины каждого второго гиганта. Однако следует учитывать, что такие мероприятия допустимо применять лишь при наличии уверенности в полной стабилизации основания. Обычно не представляется возможным задержать устройство надводного строения на столь длительный срок, какой требуется для полного прекращения осадки (за исключением случаев постройки сооружения на скальном или плотном песчаном грунте). Поэтому, как правило, швы надводного строения должны располагаться по концам каждого гиганта; им

следует придавать ширину около 10 см, чтобы уменьшить вероятность навала друг на друга надводных стенок смежных гигантов при их наклоне и перекосе от осадки. С другой стороны, анализ аварий на участках «большой» и «малой» брешей показывает явную нецелесообразность устройства дополнительного шва надводного строения в пределах гиганта.

Бетонное заполнение тонкостенных гигантов, несомненно, наиболее надежно. Опасение некоторых строителей о возможности самостоятельной вибрации стенок гиганта, отделившихся от бетонного заполнения, и, как следствие, разрушения гиганта — на рассматриваемом примере не оправдалось. Тем более не пришлось бы опасаться отделения бетонного заполнения от стенок гиганта, если были бы устроены выпуски арматуры внутрь гиганта. Вместе с тем, если бы гиганты заполнялись песком, гравием или камнем, то при наличии пробоин и трещин они были бы уже разрушены. Связь надводной стенки с гигантом и бетонным заполнением легко достигается тем, что заполнение первоначально не доводится до верха гиганта и надстройка втапливается в гигант. Не представляет также затруднений устройство металлических связей между заполнением и надстройкой.

Защита постели снаружи имеет решающее значение: слабость ее неизбежно приводит к подмыву гиганта, наклону его к морю и в дальнейшем к опрокидыванию. В аналогичных гидрометеорологических условиях необходимо применять массивы весом минимум 50 т на внешней берме и 30 т на откосе. Уменьшение веса неизбежно приведет к необходимости периодической перекладки оттянутых к морю массивов. В местах сооружения, подверженных действию разбитой волны, вес защитных массивов должен быть увеличен.

При проектировании защитной одежды постели следует рекомендовать: увеличение длины берменных массивов за счет их ширины и высоты для устранения продольного шва между ними; придание вертикальности низу фасадной грани гиганта для плотного примыкания к ней берменных массивов; устранение клиновидного зазора между берменными и откосными массивами путем скашивания одной грани массивов, укладываемых на верхнюю часть откоса; укладку массивов на берме с уклоном к гиганту.

Тыловую берму постели, которой ранее придавали небольшое значение, на основе опыта эксплуатации ряда сооружений (в том числе и рассмотренного волнолома) следует считать одним из наиболее существенных элементов конструкции. Для того чтобы тыловая берма могла лучше выполнять свое назначение — повышать сопротивление постели выпучиванию, а также устойчивость стенки против скольжения по постели и общего сдвига вместе с грунтом основания, — она в необходимых случаях должна быть приподнята над подошвой стенки и пригружена массивами.

Значение отброски массивов перед сооружением на опыте рассмотренного волнолома получило подробное выяснение. Слабая

неширокая отброска не только не играет защитной роли, но может принести вред. Н. Н. Джунковский, на основании произведенных им опытов на моделях сооружений из наброски массивов, приходит к следующему выводу: устройство отсыпки из наброски массивов перед сооружением с вертикальной стенкой не дает образоваться отраженной волне в том случае, если наброска возвышается над горизонтом воды и имеет достаточно широкую берму; если же эта отсыпка расположена ниже горизонта воды, то она не только не мешает образованию отраженных волн, но и вызывает высокие всплески вверх.

Отброска массивов достаточным профилем на ограниченном участке защищает сооружение, но подвержена постепенному раскатыванию, начиная с боковых частей, где она имеет суженную берму. Если такая наброска своевременно не пополняется, то она постепенно приобретает вид слабой наброски, о которой говорит Н. Н. Джунковский. Опасность раскатывания подобной наброски возрастает в связи с тем, что окатанные волнением легкоподвижные массивы таранят сооружение. Для гигантов это чревато тяжелыми последствиями.

Таким образом, укрепление сооружений отсыпкой массивов вполне надежно лишь при производстве наброски широким профилем на всем протяжении сооружения. От применения слабой отброски следует вовсе отказаться. При ограничении отброски коротким участком необходимо считаться с необходимостью ее пополнения и частичной замены массивов, принявших округленную форму. Некоторым выходом из положения может послужить увеличение веса массивов и придание боковым конусам наброски уклона не круче 1 : 2.

В отношении производства работ из анализа аварий рассматриваемого волнолома вытекают прежде всего некоторые указания по устройству постели из каменной наброски. Постель необходимо отсыпать возможно ровными горизонтальными слоями по всему ее поперечному профилю. При отсыпке постели в несколько приемов с длительными перерывами между ними следует производить грубое выравнивание поверхности отсыпанной части постели. Недопустимо для выравнивания постели применять отсыпку сплошного верхнего слоя из мелкого камня. Весь порядок производства работ по отсыпке постели должен иметь целеустремленность к тому, чтобы постель получилась одинаковой и максимальной плотности и прочности. Морская и тыловая бермы постели к началу постройки вертикальной стенки должны уже по своей готовности быть в состоянии выполнять основное их назначение — предохранять стенку от подмыва подошвы, а постель — от выпучивания.

Устанавливать гиганты необходимо в строгой последовательности. Недопустимо устанавливать новый гигант, пока предыдущий не заполнен и должным образом не огражден защитными массивами. Тем более недопустимо устанавливать сразу несколько гигантов. Строительное оборудование должно быть рассчитано на

такую производительность, которая обеспечивала бы установку и заполнение каждого гиганта в кратчайший срок (практически в 1—2 дня).

Оставление в 1914 г. в теле волнолома гигантов, получивших серьезное повреждение, явилось предпосылкой к последующим авариям.

Ошибочным также был способ заделки брешей, примененный в 1923—1924 гг. На «малой» брешке следовало либо изготовить и установить гигант меньшей длины (примерно на 0,5—0,6 м короче), либо возвести стенку из массивов. В обоих случаях представлялось возможным сохранить общую фасадную грань волнолома и уширить профиль в сторону порта. Таким путем на этом опасном участке мог бы быть осуществлен профиль более надежный, чем типовой, имеющий очень небольшой запас устойчивости. Правильным решением вопроса о заделке «большой» брешки было бы удаление разбитых гигантов 71 и 69 судоподъемными средствами и последующее устройство заделки по способу, рекомендованному для «малой» брешки.

Применявшийся при устройстве надводного строения способ непрерывной укладки бетона горизонтальными слоями по всей его площади является принципиально правильным. Однако в рассмотренном примере он послужил причиной слабости рабочих швов бетонирования, которая спустя почти 20 лет проявилась в тенденции бетона к расслоению. Объяснение этому следует искать в недостаточной производительности строительного оборудования, не обеспечивавшей своевременного перекрытия слоев бетонной кладки. Поэтому основным требованием к производству работ по устройству надводного строения оградительных сооружений должно быть применение мощного строительного оборудования, позволяющего строго соблюдать правильную технологию укладки бетона. В данном случае нельзя рекомендовать деления бетонного массива на блоки, как это обычно делается при укладке значительных масс бетона. При любом соединении блоков штрабами удары волн на отдельные блоки вызвали бы разъединение швов между ними и нарушение необходимой монолитности надводной стенок.

Из элементов ремонта первых двух брешей следует отметить удачную укладку подводного бетона в относительно большом объеме в условиях открытого моря. Подводный бетонный монолит объемом около 600 м³ сохранился до сего времени, несмотря на повреждение других элементов заделки брешей. Укладка бетона была выполнена примитивным способом (при помощи деревянного ящика с открывающимся днищем). Тем более можно рекомендовать в аналогичных случаях применение подводного бетонирования или подводной бутовой кладки распространенными в настоящее время более совершенными методами.

Из пяти брешей, образовавшихся в теле волнолома за время войны, две заделываются точно по этому принципу, а заделка трех

брешей большого размера осуществляется с дополнительным введением в ее конструкцию железобетонных бездонных ящиков.

По соображениям, изложенным выше, использование ящиков можно признать целесообразным в данных производственных условиях. Однако этому способу заделки присущи и отрицательные свойства: замена единого бетонного монолита несколькими массивами; необходимость в изготовлении ящиков по месту; трудности установки ящиков вплотную друг к другу без перекосов; неизбежное образование между ними клиновидных промежутков и уступов переменной ширины; многократность операций по установке ящиков, подготовке их к подводному заполнению и затем укладке заполнения; длительность комплекса работ по заделке каждой бреши. Вот почему, при наличии соответствующего оборудования (кранов, бетонных установок и плавсредств), следует отдавать предпочтение образованию в теле волнолома единого подводного бетонного или каменного монолита.

Особо важное значение имеет надзор за оградительными сооружениями и своевременный их ремонт. Повреждения постели и дополнительные деформации гигантов из-за оставления оттянутых защитных массивов без перекладки, образование пробоин в гигантах от ударов в них массивов ослабленной и своевременно непополненной наброски, превращение незаделанной пробоины в брешь в гиганте, сдвиг и обрушение надводного строения из-за оставления в нем без ремонта раскрытых трещин и небольших повреждений — таковы наиболее наглядные факты из истории волнолома, которые могут повториться на любом оградительном сооружении.

Наконец, военные повреждения (бреши от торпед) волнолома, для ликвидации которых требуются сложные и трудоемкие восстановительные работы, показывают, что с этой точки зрения оградительные сооружения из гигантов менее целесообразны, чем другие типы конструкции. Например, стенка из обыкновенных или циклопических массивов при подобных воздействиях получила бы, примерно, аналогичные повреждения, но для ремонта ее потребовалась бы лишь перекладка массивов верхних курсов.

8. Мол из массивов-гигантов

а) Описание конструкции

Мол спроектирован как основное оградительное сооружение порта, защищающее его акваторию от волнений западных румбов (рис. 51). Гидрометеорологические условия в общем близки к описанным в предыдущем примере. Для характеристики волны могут быть приняты как максимальные элементы: высота волны 5,5—6,0 м, длина волны 60—80 м. Грунтовые условия по трассе мола неблагоприятны: на подстилающем слое слежавшегося галечника выше отметки — 17,0—19,0 м залегает мощный пласт плотного илистого грунта, представляющего собой по гранулометрическому

составу тяжелый пылеватый суглинок. Этот пласт прикрыт выходящим на поверхность дна тонким слоем песка с небольшой примесью гравия и отдельными валунами.

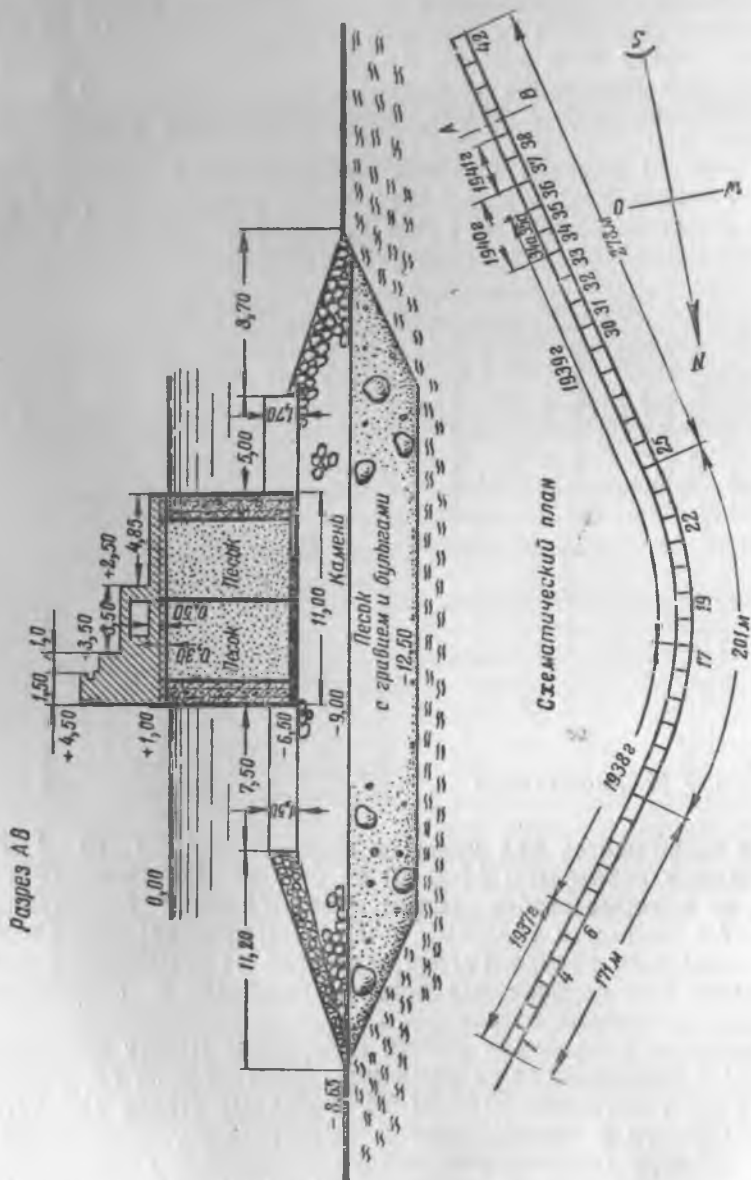


Рис. 51. Профиль и план мола

Для основной части мола принят тип сооружения с вертикальной стенкой из массивов-гигантов, установленных на каменной

наброске. На длине сооружения в 650 м устанавливаются 42 гиганта. Верхний слой естественного грунта в основании мола вычерпан, и в образованный котлован засыпан песчано-гравелистый грунт (рис. 51). Соответственно глубинам дна на трассе сооружения, увеличивающимся от корневой части к голове с 4,0 до 8,5 м, основная часть мола разбита на три участка, отличающиеся отметками дна котлована, толщиной песчано-гравелистой подушки и каменной постели, а также высотой гигантов и отметкой их подошвы.

На рис. 51 показан профиль глубоководного участка длиной 479 м. Гиганты (рис. 52) на этом участке имеют высоту 7,5 м; на других участках высота их равна 6,5 и 5,5 м; остальные размеры гигантов оставлены без изменения. Установленный гигант после

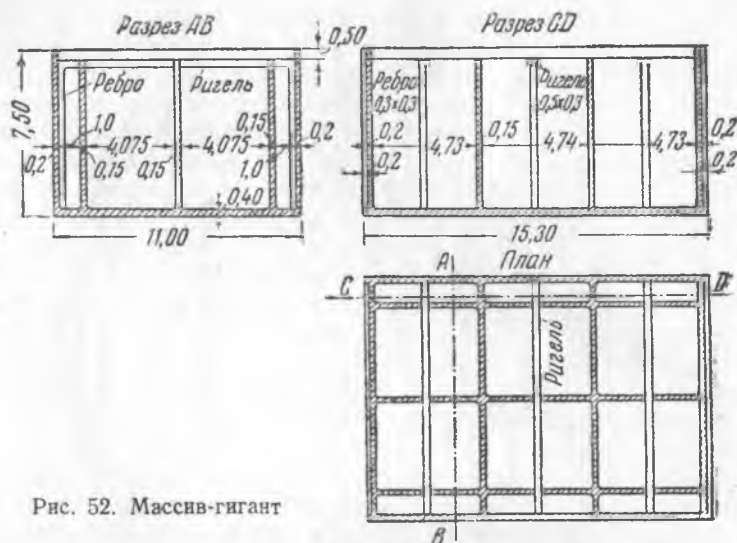


Рис. 52. Массив-гигант

осадки возвышается над нулевым горизонтом воды на 1 м или над средним горизонтом (+ 0,30) на 0,70 м. Из двенадцати отсеков, на которые разбит гигант, шесть больших внутренних заполняются песком и гравием, а шесть малых наружных — бетоном, уложенным насухо. Гигант рассчитан на возможность его перестановки при заполненных бетоном внешних и опорожненных от песка внутренних отсеках.

Наружные продольные стенки посередине между поперечными усилены вертикальными ребрами жесткости 30×30 см, соединенными сверху ригелями 50×30 см. Торцовые стенки сдвинуты от краев, образуя в стыке гигантов пространство, заполняемое бетоном. Поверх песчано-гравелистого заполнения гигант перекрывается бетонной плитой, толщиной 80 см, служащей основанием надстройки. Нижняя часть плиты, толщиной 30 см (вровень с верхом внутренних стенок и ригелей), укладывается непосредственно

после заполнения гиганта, а верхняя часть, толщиной 50 см, — вместе с надстройкой, устраиваемой примерно через год, — по окончании интенсивной осадки гиганта.

Вес порожнего гиганта составляет 560 т, а вместе с заполнением и нижней частью плиты — 2500 т; вес надстройки (с верхней частью плиты) и парапета над гигантом — 580 т. Защитные массивы на наружной берме имеют размеры $7,50 \times 1,60 \times 1,50$ м, на внутренней (где они укладываются только на длине 110 м от головы) — $5,00 \times 2,00 \times 1,70$ м; вес массивов обоих типов около 40 т.

б) Повреждение мола

Работы по постройке основной части мола начаты в 1936 г. В 1937 г. установлены гиганты 1—6, в 1938 г. — гиганты 7—17. К концу 1938 г. максимальная осадка гигантов 1—6 не превосходила 30 см (гигант 6); максимальная разность осадки углов одного и того же гиганта — 17 см. При установке один из гигантов (гигант 4) получил повреждения: во время заполнения отсеков в стенках образовались трещины, идущие по его диагонали. Для укрепления он стянут тяжами и железобетонной плитой.

К концу октября 1939 г. были установлены гиганты 18—35. По принятому порядку производства работ надстройка на этих гигантах не устраивалась. Данные систематических нивелировок свидетельствуют, что осадка всех установленных с начала строительства гигантов была постепенной и по своим размерам не превышала ожидаемой.

30 и 31 октября 1939 г. мол подвергся действию сильного волнения, достигшего максимума в 12—16 часов 31 октября. Штормовое волнение сопровождалось слабыми ветрами разных направлений. По визуальным наблюдениям приблизительно определены максимальные элементы волны: высота $2h = 5,0 — 5,5$ м, длина $2L = 80 — 85$ м, период $2T = 10 — 11$ сек. Для характеристики силы волнения показательно, что 40-тонный массив, временно стоявший на гиганте 30 у внешней стороны, был сдвинут к внутренней стороне и переброшен в воду через поднятую на 0,5 м крайнюю стенку. На гиганте 31 находились 40-тонные массивы, плотно стоявшие в углублениях заполненных отсеков; они остались на месте, но один такой массив, поставленный во второй курс, был сброшен в воду.

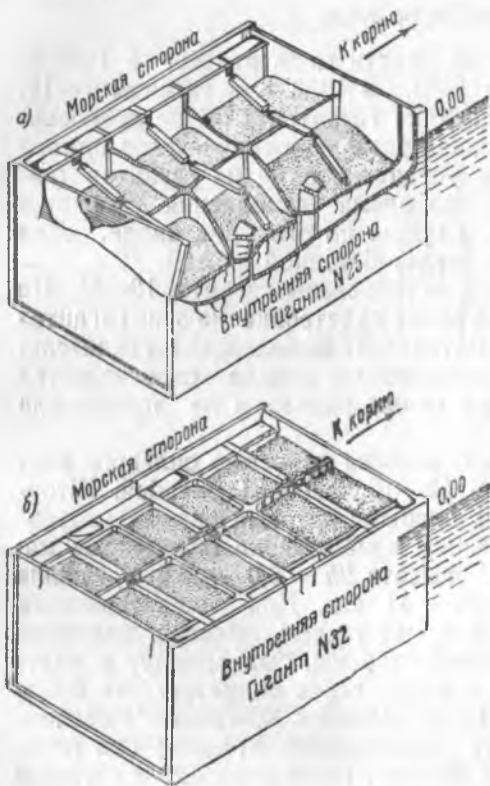
Штормом молу причинены значительные повреждения. Гигант 35, служивший в момент шторма головой мола, и следующий за ним гигант 34 были разбиты и обращены в груды обломков. Наружные отсеки (со стороны моря) сломаны и обрушены внутрь; обращенная к морю часть днища гиганта 35 поднята, отломана и завернута внутрь него.

У гиганта 19 разрушены на протяжении одного отсека продольные стенки: внешняя (с морской стороны) и ближайшая к ней внутренняя. Аналогично разрушены стенки одного отсека гиганта 22 со стороны акватории, повреждена и местами разрушена бе-

тонная плита, перекрывающая гигант, разбита средняя продольная перегородка, частично вымыто заполнение внутренних отсеков. В углах стенок, в ригелях и сопряжениях их со стенками появились трещины шириной в несколько сантиметров.

У гиганта 25 разрушена вся верхняя часть, кроме трех отсеков со стороны моря, в которых лишь образовались трещины и отслоения бетонного заполнения от стенок (рис. 53-а).

Гиганты 31 и 32, установленные за полтора-два месяца до шторма и получившие за этот период осадку по углам от 3 до



25 см, во время шторма получили у шва между ними большую дополнительную осадку: гигант 31—от 30 до 49 см, гигант 32—от 35 до 58 см. Обследование постели в этом месте показало ее размыв непосредственно у гигантов, в районе их шва (рис. 54). Нельзя точно установить, произошло ли выпучивание постели, так как обнаруженное некоторое ее возвышение с внешней стороны может быть объяснено перемещением камней донной волной, а на внутренней стороне положение постели перед штормом не было зафиксировано. В швах с гигантами 30 и 33 гиганты 31 и 32 осели незначительно — не более, чем на 8 см; таким образом, во взаимном стыке они значительно наклонились. Результатом этого явился сильный нажим их торцов друг на друга, отрыв наружных стенок от бетонного заполнения и разрушение примыкающих к

Рис. 53. Повреждения массивов-гигантов № 25 и 32

шву углов. Кроме таких деформаций, вызванных осадкой, на гиганте 31 разрушена бетонная плита. Оба гиганта получили повреждения, характер которых виден на рис. 53-б.

Последствия шторма не ограничились повреждением перечисленных выше семи гигантов: в стенках и ригелях других гигантов (в частности 27, 30, 33) появились трещины, в ряде мест были повреждены бетонные плиты, перекрывающие заполнение. Многие гиганты во время шторма получили дополнительную осадку, зна-

чительно превышающую осадку за такой же период в нормальных условиях, хотя и не внушающую серьезных опасений. Очень большой оказалась осадка гиганта 33, один из углов которого сел на 44 см. Каменная постель на протяжении всего мола осталась

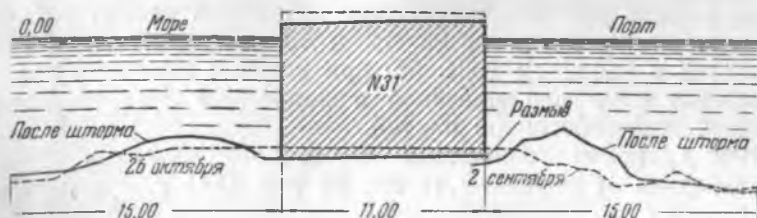


Рис. 54. Профиль у стыка гигантов № 31 и 32

почти неповрежденной, за исключением места у шва между гигантами 31 и 32, о чем уже сказано выше.

В 1940 г. остатки разрушенных гигантов 34 и 35 удалены и вместо них установлены новые гиганты 34-а и 35-а. Наклонив-

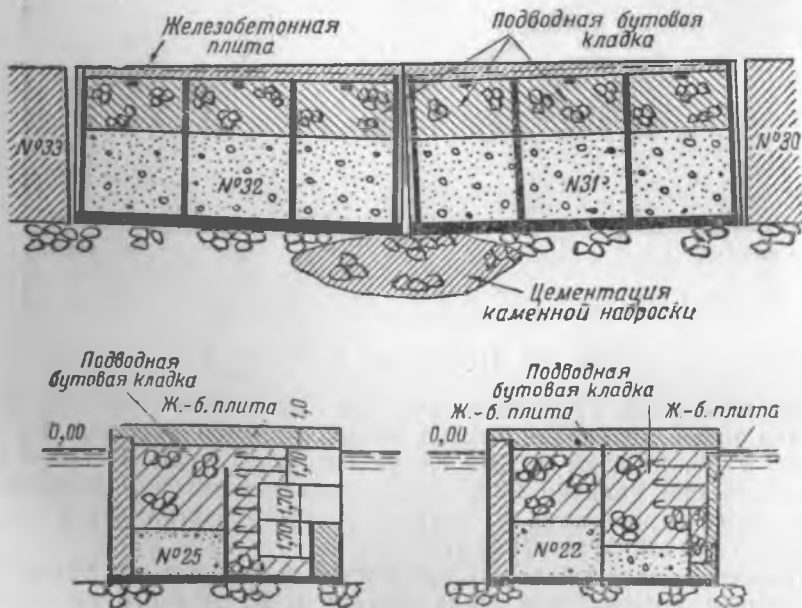


Рис. 55. Проект восстановления гигантов

шиеся друг к другу и поврежденные гиганты 31 и 32 предполагалось обеспечить от дальнейшей осадки путем цементации каменной наброски постели под их стыком (рис. 55). Кроме того, намечалось частично вырубить поврежденные стенки этих гиган-

тов, вставить на их место железобетонные вертикальные плиты и заполнить верхнюю половину гигантов подводной бутовой кладкой, перекрыв их верх выравнивающей железобетонной плитой (рис. 55). В действительности намеченные работы не были выполнены; вместо них произведен лишь небольшой ремонт гигантов.

Восстановление гигантов 25, 22 и 19 выполнено примерно в соответствии с проектом (рис. 55) при помощи заанкеренных железобетонных плит или массивов и подводной бутовой кладки, перекрытой железобетонной плитой.

В 1940 г., кроме описанных работ по ликвидации аварии, был установлен следующий гигант 36 и в 1941 г. установлены

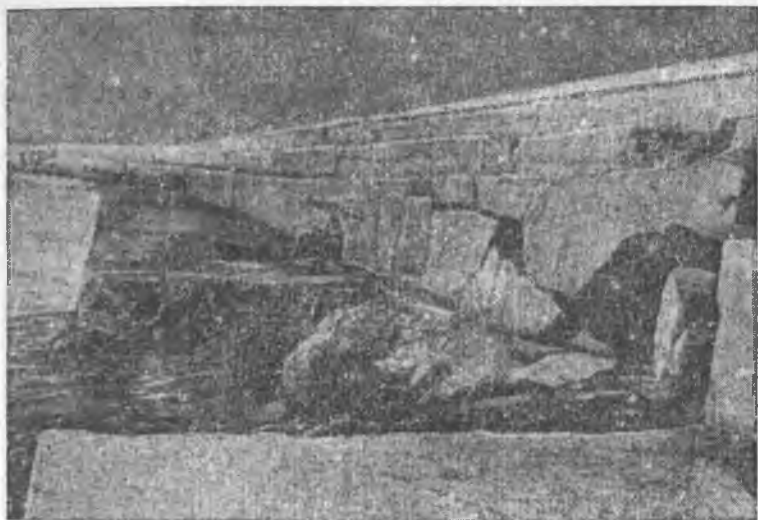


Рис. 56. Повреждение гиганта № 6

гиганты 37 и 38. Надводное строение, начатое в 1939 г., через 2 года после установки первых гигантов, было устроено на гигантах 1—6, а затем в 1940 г.—на гигантах 7—21. В таком состоянии — при наличии 38 установленных гигантов и устройстве надводного строения на 21 гиганте — строительство мола было прервано войной 1941—1945 гг.

Произведенный после Отечественной войны осмотр установил следующие повреждения мола. Гигант 6 от прямого попадания торпеды разрушен с внутренней стороны на одну треть (рис. 56). Значительная часть гиганта 32 разбита, причем в его теле образовалась сквозная брешь (рис. 57). У гиганта 31 сильно повреждена наружная, обращенная к морю, стенка; с него сорвана плита; повреждены ригели и верх внутренних стенок (рис. 57). С гиганта 37 также сорвана плита; вымыта часть гравелисто-песчаного заполнения; поврежден ригель и средняя продольная

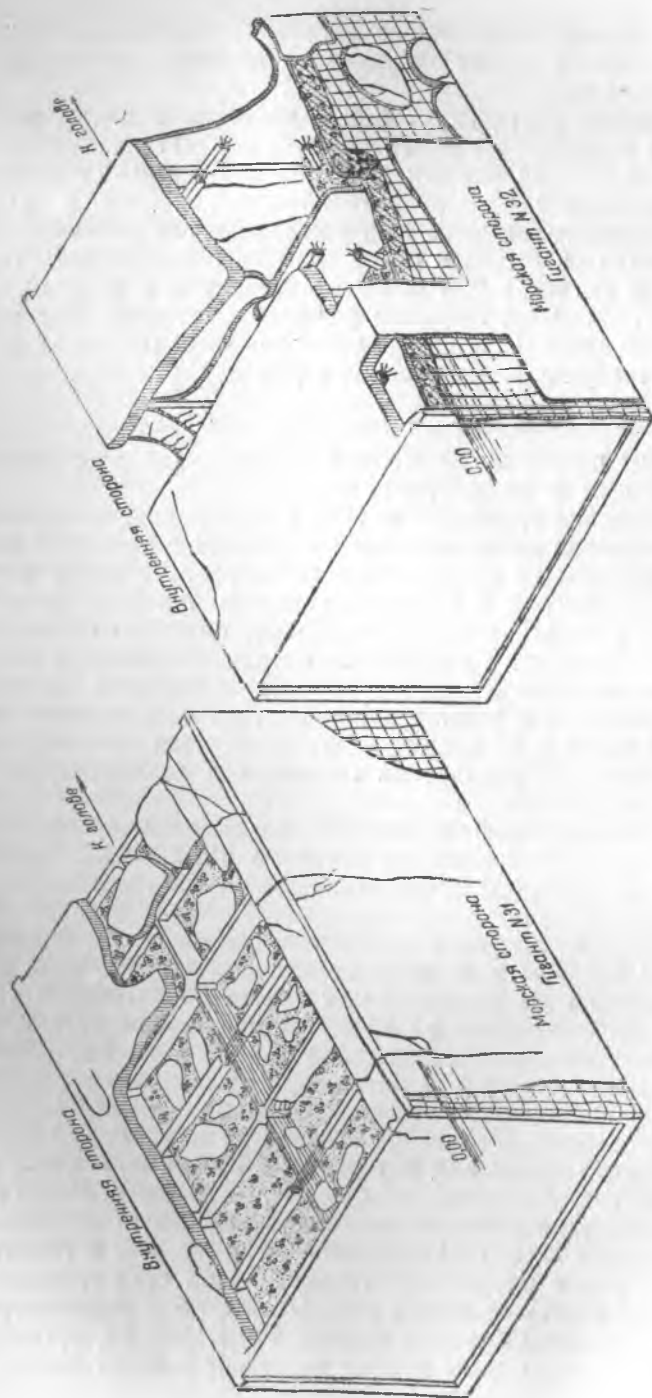


Рис. 57. Повреждения гигантов № 31 и 32

стенка на протяжении одного отсека. Стенки многих гигантов в надводной части имеют волосные трещины, затянутые белой стекловидной массой.

Надстройка на гигантах 6 и 7 смещена и имеет разрушения от взрыва торпеды. На гигантах 1—5 и 8—17 надстройка покрыта трещинами — волосными и более широкими — главным образом над потерной. Каменное заполнение полостей в стыках гигантов, устроенное вместо запроектированного бетонного, в некоторых местах просело, и плита над ним разрушена. Защитные массивы у гигантов 6, 7 и 30—37 оттянуты в море на 3—7 м. Откос постели этих гигантов размыт; у гигантов 6, 7 и 36 подмыта самая постель. В целом недостроенный мол находится в состоянии, требующем неотложного ремонта.

в) Анализ причин повреждений

Причины повреждений мола в значительной части аналогичны рассмотренным в предыдущем примере.

Повреждение гиганта 4 в 1937 г. произошло вследствие того, что при заброске камня в постель с помощью шаланд с раскрывающимся днищем не практиковалось заблаговременное выравнивание крупных бугров и впадин, неизбежно получающихся при таком способе устройства постели. Бугор, случайно образовавшийся под частью гиганта, и впадина на остальной площади постели были выравнены лишь незадолго до его установки. В результате этого отсыпанная в разное время постель под гигантом достигла в средней части и по краям различной степени уплотненности, что и обусловило при заполнении гиганта его неравномерную осадку и появление трещин.

Основной причиной разрушения во время шторма 1939 г. гигантов 34 и 35, повреждения гигантов 19, 22 и 25, частично 31, 32 и других явилась незаконченность этих гигантов к моменту шторма.

Наружные отсеки гиганта 35, установленного 20 октября, были заполнены бетоном в течение 21—27 октября. Засыпка песком и гравием внутренних отсеков была начата 26 октября и к моменту шторма выполнена лишь на 25%. Таким образом, гигант, имевший в наружных отсеках неокрепший бетон, а во внутренних — небольшую часть засыпки и служивший к тому же во время шторма головой мола, был легко разбит ударами волн.

Установленный 17 октября гигант 34 к моменту шторма не имел бетонной плиты над внутренними отсеками, и поэтому песчано-гравелистое заполнение их было легко вымыто. Бетон в наружных отсеках также еще не достиг достаточной прочности. По этим причинам гигант 34 был разбит так же, как и гигант 35, тем более, что после разрушения гиганта 35 он стал головным.

Гигант 19, установленный еще 11 мая, имел к моменту шторма два незаполненных бетоном отсека. У гиганта 22, установленного 2 июня, три отсека были только засыпаны камнем для устройства

бутовой кладки методом восходящего раствора. Бетонная плита над внутренними отсеками, уложенная в октябре, не достигла достаточной прочности. Гигант 25, установленный 28 июня, имел три незабетонированных отсека со стороны акватории порта. На гиганте 32, установленном 13 сентября, не была полностью забетонирована плита над песчано-гравелистой засыпкой.

Как видно из изложенного, незаконченность гигантов и, как следствие, пониженная их сопротивляемость штормовому волнению была вызвана недопустимыми в морских условиях разрывами в последовательности и сроках выполнения отдельных работ. В большинстве случаев такие разрывы не могут быть объяснены объективными причинами, однако некоторая часть их зависела от проекта сооружения. Так, например, установка гиганта 35 через три дня после гиганта 34 безусловно предreshала задержку в его заполнении, но наряду с этим применение для заполнения гигантов песка и гравия, при слабых торцовых стенках, всегда создавало для крайнего гиганта опасность быть разбитым с торца.

Значительная осадка, полученная во время шторма гигантами 31 и 32 у их шва, вряд ли может быть объяснена местным ухудшением качества грунта, так как характер залегающих грунтов и достаточно подробные геологические исследования, проведенные при проектировании порта, почти исключают предположение о наличии линз значительно более слабого грунта.

Обращает на себя внимание то обстоятельство, что гиганты 1—30, огражденные к моменту шторма защитными массивами на наружной берме, получили во время шторма незначительную осадку, не превышающую нескольких сантиметров. В то же время из остальных пяти установленных гигантов, не имеющих защитных массивов на берме, три (31, 32, 33) дали чрезмерную осадку, а об осадке двух (34, 35) судить нельзя ввиду их разрушения.

Отсутствие массивов на берме создавало благоприятные условия для высасывания песка сквозь каменную постель переменными по направлению токами внутри нее при волнении. Расхождение шва между гигантами при их установке и большие скорости течения воды сквозь шов способствовали этому явлению. Кроме того, песчаная подушка и каменная постель общей толщиной 6 м не имели предварительной огрузки; заполненные гиганты простояли на постели только 1—1½ месяца; на гиганте 31 во время шторма находились 40-тонные массивы, и это впервые создавало для него условия, близкие к расчетным, и значительно более невыгодные, чем до шторма. Совокупностью всех этих обстоятельств можно объяснить большую осадку гигантов 31, 32 и 33. Характерно, что за последующие после октябрьского шторма месяцы осадка этих гигантов установлена наблюдениями в 0,4—1,6 см, несмотря на прошедшие два шторма в 6—8 баллов.

Разрушение плиты на гиганте 31 вызвано наличием в момент шторма временно установленных на ней 40-тонных массивов, которые передавали на плиту удары волн о них.

Многочисленные трещины и повреждения в стенках и ригелях, отслоения бетонного заполнения от стенок и повреждения плит, обнаруженные после шторма на ряде гигантов (помимо потерпевших аварию), так же, как и характер и размер повреждений аварийных гигантов, могут быть объяснены следующими причинами.

При проектировании гиганта, приспособленного для изготовления в подвижной опалубке, были допущены некоторые конструктивные дефекты. Толщина стенок сохранена одинаковой на всей высоте гиганта, но зато были исключены обычные усиления стенок горизонтальными карнизными балками. Таким образом, верхняя часть гиганта без карнизных балок оказалась слабой. Усиление наружных стенок вертикальными ребрами и ригелями не достигло цели, ввиду малой жесткости висячих ригелей, к тому же бетонируемых в разное (со стенками) время. Возвышение наружных стенок над внутренним заполнением на 50 см способствовало при ударе волны образованию в них трещин и отслаиванию бетонного заполнения.

Бетонная плита толщиной в 30 см, уложенная во внутренние отсеки без связи со стенками гиганта и без армирования, при местной осадке песчаной засыпки оказалась неспособной противостоять давлению переливающейся волны.

Бетон в стенках массивов-гигантов имел недостаточную плотность. Не были приняты меры против образования слабого места в рабочем шве между днищем и стенками, бетонируемыми в подвижной опалубке. По этим причинам вода сильно фильтровала в наружные отсеки гиганта при их откачке, и бетонное заполнение фактически укладывалось не насухо. Для бетонного заполнения применялась естественная смесь песка с гравием без сортировки и отмывки. Дозировка составляющих не была достаточно соблюдена. Пробное устройство в нескольких отсеках бутовой кладки методом восходящего раствора не дало удовлетворительных результатов. Заполнение многих отсеков бетоном производилось спустя длительный срок после установки гигантов, вследствие чего стенки отсеков оказывались покрытыми морской слизью, удалить которую не представлялось возможным. Ввиду этого бетонное заполнение наружных отсеков не имело сцепления со стенками гиганта.

Кроме приведенных причин, многочисленность и размеры повреждений обусловлены недостаточной общей жесткостью гиганта, малой прочностью его отдельных конструктивных элементов и слабым сцеплением бетона с арматурой.

Наконец, необходимо указать на недостаточную глубину заложения вертикальной стенки мола. При анализе аварий волнолома, рассмотренного в предыдущем примере, мы уже отметили, что в аналогичных гидрометеорологических условиях глубина заложения его стенки — 7,0 м мала, между тем гиганты мола заложены на глубине еще меньшей (—6,50 м). Таким образом, мол подвергается воздействию частично разбитой волны, создающей по-

вышенное давление на стенку и усиленное размывающее действие на постель.

Отмеченные недостатки конструкции гигантов, дефекты производства работ по их изготовлению и заполнению, а также недостаточная глубина заложения стенки особенно сказались во время консервации строительства в военный период, когда недостроенное сооружение оставалось без надзора и ремонта.

В частности, разрушение гигантов 31 и 32 явилось дальнейшим развитием последствий аварии 1939 г., неполностью ликвидированных паллиативным ремонтом в 1940—1941 гг. Повреждение гиганта 37 вызвано слабостью перекрывающей бетонной плиты. Образование трещин в стенках гигантов объясняется совокупностью ряда причин конструктивного и строительного характера, о которых сказано ранее. Расстройство швов между гигантами объясняется их конструктивным несовершенством. Оттягивание защит-

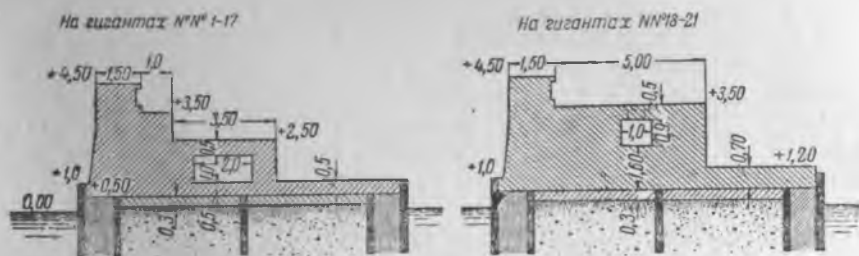


Рис. 58. Профили надводной стенки мола

ных массивов и местный размыв постели — результат действия донной волны.

Важно сравнить защитное покрытие постели мола с тем же элементом волнолома, рассмотренного в предыдущем примере. Защитные массивы на берме у мола не имеют продольного шва и клиновидного зазора между ними и гигантом. Поэтому, несмотря на меньшую глубину заложения гиганта и отсутствие защиты откоса, они в общем расстраиваются не больше, чем у волнолома. Однако отсутствие массивов на откосе влечет за собой размыв откоса, а в некоторых случаях, как следствие, и подмыв бермы.

Особо следует остановиться на трещинах в надстройке гигантов 1—5 и 8—17. Сделанный нами расчет побудил еще в период строительства высказать суждение о необходимости, во избежание повреждений плиты и надстройки, изменить неудачное расположение потерны. Это мероприятие проведено начиная с гиганта 18 (рис. 58) и доказало свою эффективность.

Повреждения гигантов 6 и 7, а также надстройки, защитных массивов и постели в зоне их расположения, причинены взрывом торпеды. Сравнительно небольшой размер повреждений может быть объяснен тем, что торпеда ударила в мол не перпендикулярно, а под углом в 50—70° к его грани.

Из обстоятельства аварий мола прежде всего вытекает, что если бы гиганты были целиком заполнены бетоном, то гигант 34 не был бы разрушен штормом в 1939 г., а повреждения других гигантов во время этого шторма и в дальнейший период далеко не могли достигнуть тех размеров, которые они получили в действительности. Это обстоятельство должно учитываться при выборе материала для заполнения гигантов.

Преимущества песчаной или гравелистой засыпки заключаются в меньшей их стоимости по сравнению со стоимостью бетонного заполнения и в возможности освобождения отсеков в случае необходимости перестановки гиганта при неравномерной или чрезмерной его осадке. Однако применение материала с меньшим объемным весом вызывает необходимость в уширении профиля гиганта, а следовательно, и надстройки. Кроме того, для предохранения песчаной или гравелистой засыпки от вымывания она должна быть перекрыта до устройства надстройки бетонной плитой. Бетонное заполнение наружных отсеков должно обладать значительной массивностью и быть надежно связанным со стенками и надстройкой, чтобы после возможного повреждения тонких железобетонных стенок гиганта от коррозии и механических воздействий оно смогло принять на себя роль основной несущей конструкции.

Все это значительно уменьшает экономическую выгоду от применения песка или гравия для заполнения. Вместе с тем увеличенный объем уширенного гиганта требует более длительного времени для устройства засыпки отсеков. Лишь после того как плита над ней достигнет надлежащей прочности, можно рассчитывать на обеспеченность засыпки от вымывания, а гиганта — от аварии. Из всего сказанного следует, что в тех случаях, когда грунты в основании сооружения не вынуждают предусматривать возможность перестановки гигантов, более целесообразно применять тонкостенные гиганты с бетонным заполнением. В других грунтовых условиях следует рекомендовать гиганты с толстыми стенками и песчаным или гравелистым заполнением.

Тонкостенные гиганты с заполнением из сыпучих материалов допустимо применять только при наличии особых обстоятельств, побуждающих по производственным или экономическим соображениям отказаться от одного из рекомендованных выше типов. Однако в этом случае необходимо осуществлять некоторые мероприятия, которые не были учтены во время строительства рассматриваемого мола. Следует предусматривать заполняемые бетоном отсеки как вдоль наружных продольных стенок гиганта, так и у одной торцевой стенки, чтобы в тот период, когда гигант является головным, он был надежно защищен с торца. Бетонное заполнение нужно надежно связывать со стенками гиганта и с верхней перекрывающей плитой. Плита над песчано-гравелистой

засыпкой должна иметь толщину минимально 0,6 м во избежание разрушения ее переливающейся волной.

Необходимо подчеркнуть одно обстоятельство, которое должно учитываться для возможности перестановки гиганта. Как показывает опыт, гигант, вводимый в просвет, должен иметь длину, меньшую длины заменяемого (типового) гиганта. Поэтому, если имеются достаточные основания для предположения о перестановке гигантов, нельзя строить все гиганты типовой длины, а следует предусмотреть специальные гиганты-заделки.

Независимо от рода материала заполнения, можно высказать следующие суждения о типе тонкостенного гиганта. Наиболее целесообразным является тип гиганта с наружными стенками переменной толщины (постепенно утолщающимися книзу), усиленными вверх карнизными балками. Карнизные балки должны устраиваться и при изготовлении гигантов в подвижной опалубке, независимо от того, что в этом случае стенки вверх оказываются толще, чем это требуется по расчету.

Устройство висячих ригелей между стенками явно бесполезно. Внутренние стенки целесообразно доводить до верха гиганта и также окаймлять карнизными балками. При этих условиях надводное строение, втиснутое в отсеки гиганта на 30—50 см, приобретает необходимую связь с ними.

Принятый тип шва между гигантами нерационален. Установка гиганта, а особенно ввод его в просвет сооружения, при такой конструкции шва затруднительны; поломки стенок при неравномерной осадке и нажиме друг на друга смежных гигантов принимают большие размеры; заполнение бетоном свободного промежутка в шве может быть сделано лишь спустя длительный срок, после практически полной осадки гигантов, а до этого открытый широкий шов способствует увеличению скоростей течения воды и ее размывающего и высасывающего действия. При всех этих недостатках принятая конструкция шва, кроме того, не может обеспечить совместной работы гигантов. Конструкция шва, которая получила бы всеобщее признание, еще не установлена. Все же можно утверждать, что из всех разнообразных известных нам конструкций шва между гигантами наиболее заслуживает рекомендации шов, показанный на рис. 59.

Грунтовыми условиями на трассе мола лучше всего соответствовал бы тип сооружения из массивовой наброски, однако решено было возвести мол с вертикальной стенкой. Произведенное улуч-

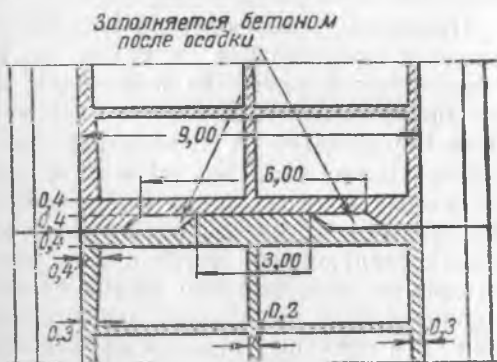


Рис. 59. Рекомендуемый тип шва между гигантами

шение основания путем замены грунта было необходимым мероприятием. Также вполне правильно предоставили постели вылежаться и уплотниться в течение года до установки гигантов; а затем между установкой гигантов и началом устройства надводного строения выдержали срок 2 года.

Нельзя признать правильной произведенную заброску камня в постель на полную высоту при помощи шаланд с раскрывающимся днищем, так как при этом создавались большие бугры и впадины. В верхнюю часть постели, примерно на высоту в 1,0 м, целесообразно подсыпать камень из баркасов, достигая в процессе подсыпки выравнивания поверхности с точностью до ± 30 см. Постель, оставляемая на длительный период для ее уплотнения, должна обязательно иметь такую поверхность, ибо в противном случае неизбежны неодинаковая уплотненность ее и неравномерность осадки гигантов (по примеру гиганта 4).

Предварительная огрузка постели массивами, несомненно, оказывает положительное действие на равномерность осадки всего сооружения, однако при небольших давлениях на постель, которые практически могут быть созданы таким путем, эффект от этого мероприятия не должен расцениваться слишком высоко.

Разрушение гигантов 34 и 35 и повреждения нескольких других имеют много общего с описанным в предыдущем примере образованием «большой бреш» волнолома. Недопустимость установки следующего гиганта до заполнения предыдущего, обязательность максимально форсированного заполнения гигантов, недопустимость оставления незаполненных или незакрытых отсеков — эти основные правила производства работ в открытом море получили на данном примере полное подтверждение. Также подтвердилось правило о необходимости ограждения гигантов немедленно по их установке защитными массивами, предусмотренными проектом.

Большое значение для сохранности сооружения имеет сцепление бетонного заполнения со стенками гиганта. Основными предпосылками обеспечения надежной связи бетона со стенками гиганта являются: плотность и водонепроницаемость бетона в стенках и днище гиганта, отсутствие фильтрующих швов, чистота и шероховатость внутренней поверхности стенок, надлежащее качество приготовления и укладки бетона. Весьма желательны: бетонирование заполнения насухо, употребление в бетон заполнения и плиты быстро твердеющего цемента, устройство металлических связей заполнения со стенками. В рассматриваемом сооружении, к сожалению, ни одно из этих мероприятий не было осуществлено.

Характер повреждений постели мола за время войны свидетельствует о целесообразности укладки массивов без продольного шва между ними и без клиновидного зазора в месте их примыкания к гиганту. Вместе с тем подтвердилась необходимость укладки защитных массивов также и на внешнем откосе. В аналогичных

естественных условиях надобность в откосных защитных массивах была бы исключена лишь при значительно более глубоком заложении стенки.

В целом, как показывает анализ причин аварий, мол после восстановления его поврежденных элементов и достройки будет требовать тщательного наблюдения и ремонта.

Проведенные в 1940—1941 гг. ремонтные работы были основаны на правильных принципах. При наличии столь больших повреждений, какие имели гиганты 34 и 35, единственно надежным способом восстановления может послужить только замена поврежденных гигантов другими либо стенкой из массивов (см. п. 7). Заделка брешей в гигантах подводной бутовой или бетонной кладкой, уложенной в закрытое массивами или железобетонной плитой пространство, также вполне целесообразна, так как этим путем создается конструкция, не менее прочная, чем до аварии. К сожалению, намечавшиеся аналогичные работы по гигантам 31 и 32 не были проведены, что и привело к дальнейшему их разрушению.

Отметим, что послевоенное восстановление мола осуществляется по тем же принципам, что и в 1940 г. Так, например, ремонт наиболее поврежденного гиганта 6 выполняется подводным бетоном. На рис. 60 показан вариант производства работ с использованием в качестве опалубки стенки, выложенной из имеющихся массивов.

В заключение следует остановиться на двух вопросах расчетного порядка. Несмотря на мощный профиль мола, при проверке его в двух вариантах — с надстройкой и без нее — на скольжение по постели с учетом избыточного волнового давления на подошву гиганта получены весьма низкие коэффициенты устойчивости: 1,01 и 0,64. Между тем в действительности за несколько лет, прошедших после установки гигантов, никакого сдвига гигантов по постели не обнаружено. Таким образом, настоящий пример еще раз приводит к тем же отрицательным выводам по вопросу волнового воздействия на подошву гиганта, которые были сделаны в предыдущем примере.

Подтверждается также и вывод о неприменимости расчета на разбитую волну стенок при наличии глубин на подходе, больших или равных $H_{кр} = 3h$, и заложении самой стенки на несколько меньшей глубине ($2h < H_1 < 3h$). Расчет по методу Джунковского получены слишком низкие коэффициенты устойчивости на скольжение по постели гиганта, а именно: с надстройкой $K = 1,01$, без надстройки $K = 0,76$. Расчет на давление волны, разбивающейся непосредственно о стенку, дал еще меньшие коэффициенты устойчивости.

9. Волнолом из массивов-гигантов

Волнолом протяжением 220 м построен в 1906—1909 гг. по профилю, приведенному на рис. 61-а (стр. 134).

Гиганты длиной 17 м, шириной 6,4 м и высотой 6,7 м постав-

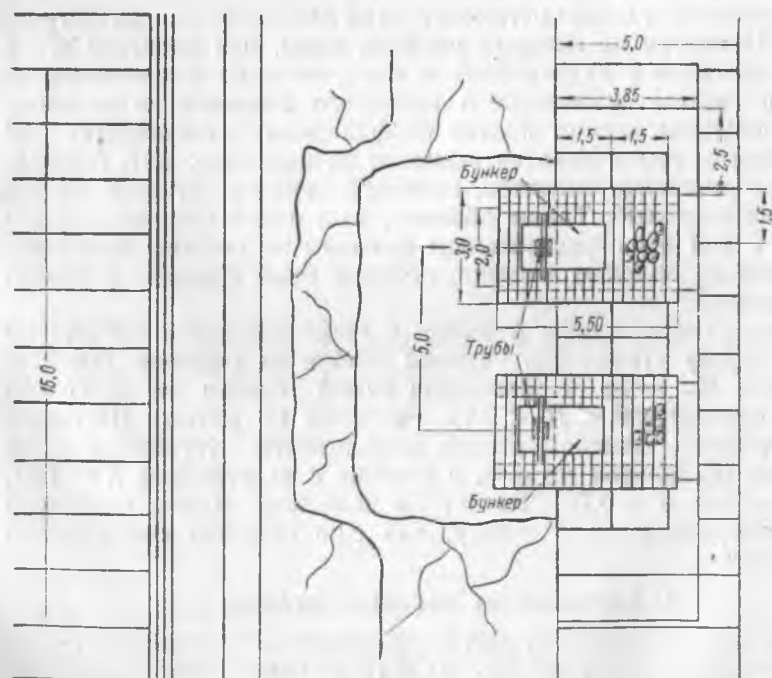
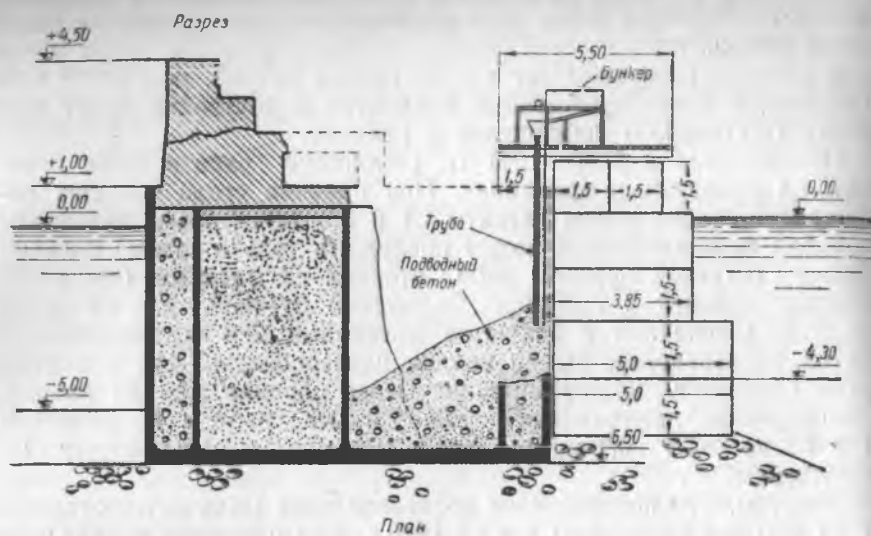


Рис. 60. Восстановление гиганта № 6 подводным бетоном

лены на каменную подсыпку, выравненную на отметке — 6,1 м. Наружные стенки гиганта имеют толщину 10—20 см, внутренние — 8 см, днище — 20 см. Толщина подсыпки около 1,60 м. Ширина наружной бермы — 4,57 м, внутренней — 2,13 м. Наружная берма и откос защищены 15-тонными массивами. Отсеки гиганта заполнены: наружные — камнем и бетоном, внутренние — гравием, прикрытым каменной кладкой. Отметка надстройки из бутовой кладки +2,13 м.

В основании сооружения залегает ил с песком и ракушей ниже — серая и слабая синяя глина с галькой. Эти слои подстилаются синей мергелистой глиной — сначала средней плотности, затем плотной.

В период строительства произошли аварии гигантов 3 и 9. Строители предполагали, что наполнение гиганта водой обеспечивает его от опрокидывания штормовым волнением. Поэтому загрузка гигантов не форсировалась, и к заполнению гиганта 3, установленного 10 октября 1907 г., приступили только в первых числах ноября. К 18 ноября, когда начался шторм, средняя часть гиганта была заполнена целиком (161 м³ гравия и 20 м³ каменной кладки), а наружные отсеки — лишь частично (133 м³ камня и 35 м³ бетона из общего объема отсеков 469 м³). Во время шторма 18—20 ноября гигант был сдвинут на тыловой откос постели и разбит. Вместо него пришлось установить новый гигант.

В сентябре 1908 г. штормом была разрушена часть гиганта 9 на длину около 7 м по той же причине неготовности заполнения гиганта. Однако решающую роль в этой аварии сыграли конструктивные недостатки гиганта: недостаточная толщина стенок и малая жесткость, особенно в связи с исключением части поперечных стенок во внутренних отсеках.

Вместо разрушенной части гиганта была возведена стенка из правильной кладки бутовых массивов точно по профилю гиганта, однако в январе—феврале 1911 г. она также была разрушена штормами. Причиной вторичной аварии послужила недостаточная устойчивость массивовой кладки на сдвиг.

Брешь вновь заделана на протяжении 9,75 м стенкой из правильной кладки массивов в два курса. На этот раз были применены фасонные массивы (уложено всего 14 массивов 10 различных типов), позволившие осуществить лучшую перевязку швов, более плотное заполнение бреши и частичное зацепление массивов за уцелевшую часть гиганта. Кроме того, массивы были укреплены горизонтальными и вертикальными анкерами из рельсов.

Вскоре после постройки волнолома восемь гигантов его головной части под действием штормовых волнений, при которых высота волны достигает 5,0—5,5 м, получили незначительный наклон внутрь порта; наибольшее отклонение верха гигантов не превышало 40 см. В бутовой надстройке наблюдались отколы в местах швов. В связи с этими деформациями тыловая берма была поднята до отметки — 4,50 м, уширена до 4,0 м и пригружена 30-тонными массивами (рис. 61-б).

В таком виде волнолом благополучно простоял около 20 лет. Деформации подвергалась лишь тыловая берма: волны, переливавшиеся через низкую

надстройку, несколько оттягивали от стенки защитные массивы и размывали подсыпки.

В целях улучшения защиты портовой акватории волнолом в 1929 г. был реконструирован (рис. 61-в). Отметка надстройки поднята до +2,74 м, и на ней устроен парапет с отметкой верха +5,2 до +5,3 м. Массивы на тыловой берме переложены с предварительным восстановлением бермы и откосов. На них уложен второй курс из 40-тонных массивов.

После реконструкции волнолома начали появляться частичные повреждения наружных бермы и откоса постели. Во время сильных штормов иногда происходит оттягивание защитных массивов, вплоть до сбрасывания их под откос.

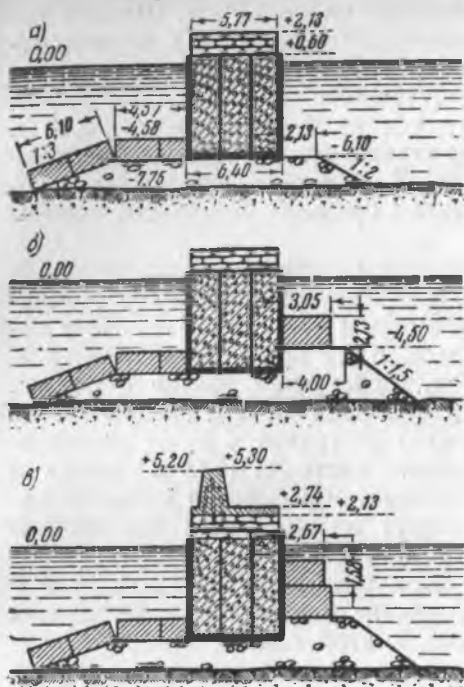


Рис. 61. Профили волнолома: первоначальный, усиленный и после достройки

За военный период 1941—1945 гг. в гиганте 12 образовалась брешь от взрыва торпеды (рис. 62), которая ударила в мол под углом к его оси. Характерно, что наружная, заполненная бетоном, часть гиганта, принявшая непосредственно на себя удар, разрушена на протяжении шести отсеков, а внутренняя часть, засыпанная гравием, разрушена не только на всей длине гиганта 12, но и на участке одного отсека соседнего гиганта 13.

В гиганте 9 с морской стороны, вследствие попадания авиационной бомбы или торпеды, образовалась подводная пробоина размером $2,5 \times 3,5$ м, глубиной 2 м. Пробоина начинается непосредственно от горизонта воды. Она находится на стыке со стенкой из правильной кладки массивов, служащей заделкой старой брешы 1908 г. В самой кладке повреждены два массива, входящие в зону пробоины.

Кроме этих повреждений чисто военного характера, волнолом за время войны почти совершенно не пострадал. Имеются лишь незначительные повреждения надводной стенки и небольшие смещения защитных массивов с морской стороны, сопровождаемые столь же небольшим размывом каменной наброски.

Ремонт волнолома не представляет никакой трудности.

Переходя к анализу аварий волнолома, нужно прежде всего указать, что причиной деформации первоначального профиля сооружения явилась слабость тыловой бермы постели. Давление гигантов вызывало выпучивание постели, деформации которой содействовала пониженная прочность сплошного слоя толщиной до 0,60 м мелкого камня (карьерных отходов), подсыпанного при выравнивании постели. Неблагоприятную роль могло сыграть наличие под днищем гигантов небольших консолей — ножей различной формы, которые устраивались с экспериментальной целью.

Продольный разрез по оси гиганта

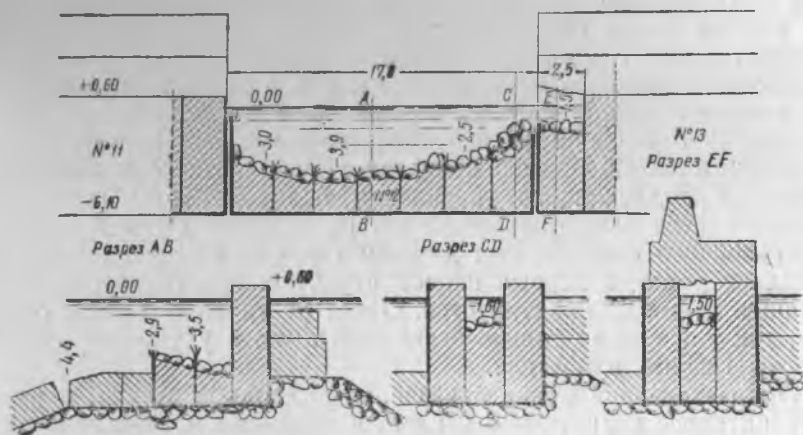


Рис. 62. Брешь в волноломе от взрыва торпеды

Произведенное укрепление тыловой бермы было вполне рациональным. Некоторое смещение массивов на берме и размыв постели, происходившие из-за недостаточной высоты надводной стенки, требовали лишь наблюдения и своевременного мелкого ремонта.

Реконструированный волнолом с поднятым на 3,0 м над старой надстройкой парапетом подвергается возросшему волновому давлению. Увеличились также донные скорости, в результате чего защитные массивы на наружных берме и откосе в новых условиях оказались несколько слабыми. Вполне надежной была бы защита бермы 40-тонными и откоса 25-тонными массивами. Дополнительное укрепление тыловой бермы вторым курсом массивов вполне себя оправдало.

Основные выводы, которые можно сделать на основе анализа истории волнолома, заключаются в следующем.

Аварии гигантов 3 и 9 еще раз подтверждают обязательность всемерного форсирования заполнения гигантов (см. два предыдущих примера).

В данном случае это было особенно необходимо, так как очень

тонкие стенки гиганта и отсутствие части внутренних переборок значительно понижали сопротивление незаполненного гиганта действию волн. Вообще такое чрезмерное ослабление элементов гиганта не может быть рекомендовано как по условиям его прочности и жесткости, так и по возможности коррозии железобетона в морской воде.

Заделку брешей небольшого сравнительно объема, аналогичных бреш в гиганте 9, лучше всего осуществлять подводным бетоном. Применение для этой цели массивовой кладки вполне возможно, но при этом необходимо учитывать ее меньшую массу и монолитность по сравнению с гигантом. В связи с этим массивовая кладка, менее устойчивая против местных усилений волновой нагрузки и подверженная компрессионному давлению воды в швах кладки, должна иметь более мощный профиль, чем гигант. Уширение профиля следует делать, конечно, только в сторону гавани. Не исключена возможность устройства, как в данном примере, связей массивов между собой и с уцелевшей частью гиганта, но это сопряжено с известными производственными трудностями.

Рассмотренный пример свидетельствует также о чрезвычайной важности надлежащего укрепления тыловой бермы постели и о значении веса защитных массивов на морской стороне.

Устройство «ножей» под днищем гиганта, которое иногда применялось ранее, в первый период строительства гигантов, в настоящее время не практикуется. Отказ от «ножей» вполне обоснован, так как они не только бесполезны, но и ухудшают условия работы гиганта и постели.

Показательно влияние повышения надводной стенки, в результате которого значительно усилилось волновое воздействие на сооружение — как боковое давление, так и размывающее действие у подошвы.

Характер повреждений торпедой гиганта 12. еще раз подчеркивает целесообразность заполнения гигантов бетоном, при котором повреждения локализуются на гораздо меньшем участке, чем в случае заполнения гравием или песком. Показательно также, что, как и в предыдущем примере, при косом ударе торпеды в гиганте не образовалось сквозной бреш.

Наконец, профиль реконструированного волнолома свидетельствует об экономичности массивов-гигантов, позволивших, несмотря на тяжелые гидрометеорологические условия, ограничиться сравнительно небольшой шириной профиля сооружения.

10. Мол из массивов-гигантов

Мол длиной в 2487 м построен на песчаном побережье. Ось его на всем протяжении очерчена по дуге радиусом около 1500 м, обращенной выпуклостью к морю. Приливо-отливные колебания с наибольшей амплитудой 4,7 м создают сильные прибрежные течения переменного направления, скорость которых достигает 1,50 м/сек.

Побережье подвергается волнению умеренной силы: высота волн не превышает 4 м.

Мол состоит из 4 различных участков. Корневая часть длиной 232 м представляет собой сплошную дамбу. Далее следует сквозная часть свайной конструкции протяжением 300 м. Основная средняя часть мола длиной 1715 м построена по типу широкого мола из двух стенок (внешней — оградительной и внутренней — набережной) с земляным ядром между ними. Наконец, головной участок протяжением 240 м возведен в виде свободно стоящей вертикальной стенки (рис. 63-а).

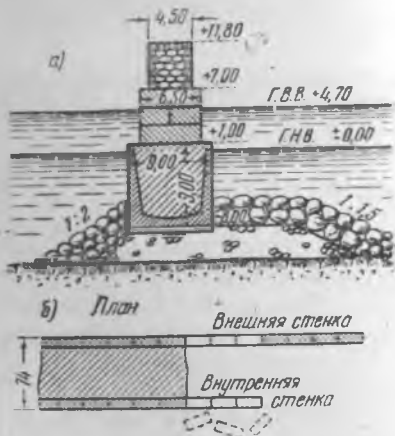


Рис. 63. Профиль головного и план среднего участка мола

Стенки на среднем и головном участках мола образованы массивами-гигантами длиной в 25 м. Высота гигантов во внешней стенке широкого мола равна 7—8 м, на головном участке — 9 м. Ширина их соответственно 7,5 и 9 м. В набережной высота гигантов достигает 12,5 и ширина — 11,5 м.

Оболочка гиганта выполнена из листовой стали толщиной 3 мм. Она раскреплена решетчатыми шпангоутами. Вес металлической конструкции равен 36 т. В оболочке предварительно бетонировали днище, стенки и шпангоуты (рис 64). На 1 м³ бетона расходовали 200 кг цемента. По установке гиганта на место производили заполнение его массивами и бетоном, уложенным под воду при помощи бадей емкостью в 9 м³ с открывающимся днищем. В заполненном виде вес наибольших гигантов оградительной стенки превышает 4500 т.

Надводная стенка шириной 6,50 м устроена из трех курсов 55-тонных бетонных массивов. В бетон для массивов употребляли 235 кг цемента на 1 м³. До укладки массивов на место их выдерживали на воздухе в течение 2—3 месяцев. На надводной стенке возведен парапет шириной в 4,50 м.

Строительство мола началось в 1896 г., причем намечалось закончить его в 1900 г., но в связи с многочисленными авариями постройка затянулась на ряд лет.

Гиганты первоначально предполагали устанавливать непосредственно на дне моря, однако от этого пришлось отказаться, так как с внешней стороны был замечен размыв дна глубиной до—19 м на протяжении 200 м. В образовавшийся котлован было отсыпано свыше 40 000 м³ камня, и гиганты уже устанавливали на каменную постель. По мере наращивания длины мола впереди него вновь

возникали размывы глубиной до — 16 м, с которыми вели борьбу путем укладки фашинных тюфяков толщиной 0,50 м и отсыпки камня. Всего было уложено свыше 100 000 м² тюфяков и отсыпано около 450 000 м³ камня.

В постель под сооружение употребляли камень несортированный, весом отдельных камней от 50 до 10 000 кг, причем отбирали

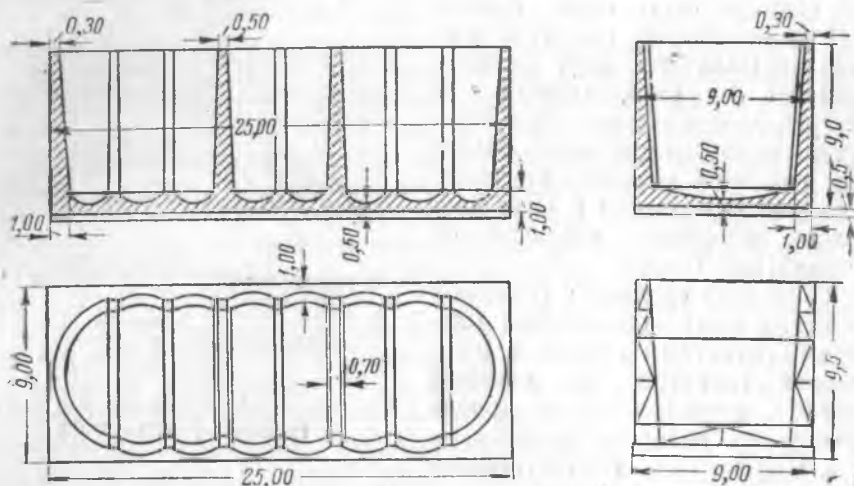


Рис. 64. Массив—гигант

только глыбы большого веса для укладки в прикрытие берм и откосов постели. В связи с размывами dna высота постели в некоторых местах достигла 7—10 м. Постели давали строительный подъем в размере 10% от высоты. Осадка ее не превысила предусмотренного запаса.

Наибольшее повреждение сооружение получило во время шторма 30 декабря 1904 г. Мол был выведен уже далеко в море, на конце его стояли семь заполненных водой гигантов внешней стенки и три гиганта набережной (рис. 63-б). Под действием ударов волн три наружных гиганта были выбиты из стенки и брошены внутрь, как и три гиганта набережной, которые оказались сдвинутыми на 8 м и погружившимися в дно на глубину 2 м. Сохранность четырех наиболее выдвинутых в море гигантов объясняется тем, что два из них были еще с осени специально укреплены на штормовой период.

В рассмотренном примере интересны прежде всего изменения режима побережья, которые явились следствием постройки мола. Район строительства был недостаточно изучен в гидрологическом отношении. При проектировании было известно лишь наличие сильных приливо-отливных прибрежных течений. В качестве мер против нарушения естественного режима было решено оставить сквозное отверстие в теле мола, а основную часть сооружения протрас-

сировать по плавной дуге. Эти мероприятия оказались совершенно неудовлетворительными. Огромные размывы дна течениями, огибавшими конец мола по мере его выдвижения, потребовали больших затрат средств для борьбы с ними. В период последующей эксплуатации порта велись крупные дноуглубительные работы по удалению наносов из акватории порта. Натурными и лабораторными исследованиями установлено, что криволинейное начертание сооружения в плане и наличие отверстия в молу оказались факторами, ухудшающими положение. Отверстие впоследствии было заделано, после чего заносимость порта несколько уменьшилась.

Все это еще раз подтверждает необходимость при строительстве новых портовых сооружений самого тщательного предварительного изучения режима побережья и лабораторных исследований. Особенно это необходимо в районах, где легко размываемое дно, сильные течения и большие перемещения наносов создают особую опасность при нарушении естественного режима.

Примененные мероприятия по борьбе с размывами дна—укладка fascinных тюфяков и засыпка котлована камнем—нужно признать вполне правильными. Этим путем сооружение было обеспечено от подмыва. Кроме того, тюфяки препятствовали погружению камня в грунт; несортированный камень давал малую осадку постели. В итоге 10-процентный запас на осадку оказался достаточным.

Необходимо подчеркнуть, что независимо от наличия на побережье течений, попытки установки гигантов непосредственно на песчаное дно были обречены на неудачу: стенка была бы подмыта волнами и потерпела бы аварию. Подобный пример приведен в п. 21.

В конструктивном отношении следует отметить, что гиганты с двойной оболочкой (стальной и бетонной) изготовлялись только для первых сооружений такого типа. В дальнейшем, как известно, перешли на более рациональный тип железобетонных гигантов, примененный впервые русскими инженерами в 1905 г. Также несовершенным являлся способ заполнения гигантов массивами и бетоном, уложенным под воду. В последующем строительстве введено членение гигантов перегородками на отсеки, сделавшее возможным поочередное осушение частей гиганта и укладку бетона насухо.

Весьма показательно повреждение группы гигантов, не заполненных к моменту штормов. Аналогичные ошибки, также приведшие к авариям, не один раз повторены в последующей строительной практике (пп. 7, 8, 9).

Заслуживает внимания отрицательное влияние приподнятой с внешней стороны каменной наброски. Как и следовало ожидать, она способствует образованию прибойной волны, что подтверждается явлением всплесков высотой 10—15 м, наблюдающимся при волнении.

Обследованиями, проводившимися в течение 30 лет, установлено, что бетон в оболочке гигантов и в массивах надводной стен-

ки мало подвергается коррозии. Хорошей сохранности бетона, несомненно, способствует наличие стальной обшивки гигантов и сравнительно высокое содержание цемента в бетоне массивов.

11. Волнолом из массивов-гигантов

Волнолом длиной в 640 м построен в 1899—1903 гг. (рис. 65-а). Типовые массивы-гиганты имеют длину 31 м, ширину 8 м и высоту 9 м. Ширина двух гигантов, примыкающих к головным, увеличена до 10 м, а головные гиганты имеют размеры в плане 20×20 м.

Нижняя часть гиганта образована металлическим pontонном высотой 2 м, к которому на плову прикреплялась болтами съёмная металлическая оболочка толщиной 6 мм из 6 поясов по высоте. Далее, внутри оболочки устраивались бетонные наружные стенки, а также три внутренние поперечные переборки. Благодаря наличию переборок, гигант после установки на место заполнялся бетоном насухо. Вес заполненного гиганта достигал 5000 т.

Гиганты установлены на каменной постели толщиной 9—10 м. Ширина бермы на уровне подошвы гиганта (—8,0 м) принята с морской стороны в 10 м, с тыловой — 5 м. Бермы выполнены с подъёмом к гиганту, так что непосредственно у гиганта наружная

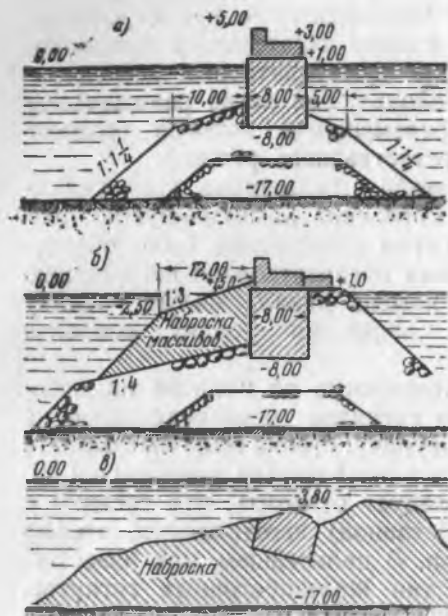


Рис. 65. Профили волнолома: первоначальный, усиленный и после азарии

ная берма имела отметку — 5,50 м. Ядро постели отсыпано из несортированного камня-известняка, весом камней 40—400 кг, ее верхняя и боковые части — из глыб весом около 1600 кг. Под гигантом постель выравнена слоем мелкого камня толщиной в 20 см и крупного гравия толщиной в 15 см.

Волнение в районе волнолома может быть охарактеризовано высотой штормовых волн до 6 м.

В процессе строительства особых деформаций не наблюдалось. Грунт в основании сооружения обладал достаточной несущей способностью и не создавал предпосылки для повышенной осадки, которая происходила только за счет уплотнения постели, достигнув у некоторых гигантов 0,70 м. Гиганты удалось установить почти точно по проектной линии, лишь два из них существенно отклони-

лись от нее. Швы между гигантами при установке оставлены шириной в 0,50 м.

В феврале 1904 г. законченное сооружение подверглось воздействию сильного шторма. Гиганты получили сдвиг до 15 см и небольшие наклоны внутрь порта. Внутренняя берма постели была повреждена. Наружные откос и берма оказались растянутыми.

Для укрепления волнолома внутренняя берма постели была уширена до 10 м. Швы между массивами залиты бетоном.

Последовавший затем шторм 28—29 января 1905 г. вновь причинил волнолому аналогичные повреждения. Кроме того, произошли большие отколы надводного строения на гигантах у швов, сопровождавшиеся трещинами в самих гигантах (рис. 66).

В том же году, во время шторма 12—14 декабря, был снесен парапет на длине около 300 м и 6 гигантов получили сильный наклон в сторону порта.

Профиль волнолома был после этого усилен, как показано на рис. 65-б, путем наброски перед стеной массивов весом в 40 т и поднятия тыловой бермы с пригрузкой ее массивами. Однако усиление с помощью наброски оказалось весьма неудачным. При штормах происходило разбрасывание массивов, а в исключительный по силе шторм в январе 1915 г. массивы оказались полностью разбросанными на значительной длине сооружения и некоторые гиганты, лишенные защиты, были опрокинуты и разбиты (рис. 65-в). В волноломе образовалась открытая брешь.

Восстановление разрушенной части волнолома длиной в 190 м произведено в двадцатых годах. Для восстановления применен откосный тип сооружения (рис. 67). Остатки разрушенного волнолома использованы в качестве основания. Стоимость восстановления составила 80 % от первоначальной строительной стоимости.

Восстановленный волнолом также терпит повреждения и приходится пополнять наброску массивов. В частности, особенно сильные деформации произошли в 1931 г.

Переходя к анализу причин повреждений, следует прежде всего отметить, что в первоначальном проекте не была учтена необходимость обеспечить правильное (без разбивания) отражение волны от

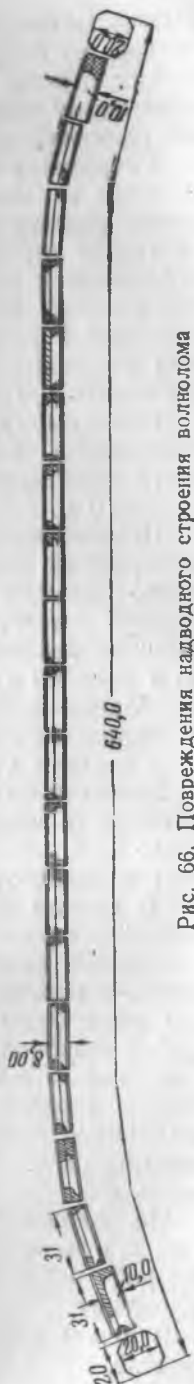


Рис. 66. Повреждения надводного строения волнолома

стенки. Самая стенка была заложена на глубине, близкой к критической, но наружная берма, поднятая откосом на 2,5 м выше подошвы стенки, способствовала разбиванию волн и, как следствие, усиленному ударному давлению их на стенку, а также повышенному размывающему действию на постель.

Устроенная впоследствии наброска из массивов едва выходила из воды и имела столь слабый профиль, что создавала благоприятные условия для образования прибойной волны (см. п. 2-а). Из-за такого отрицательного действия наброски не смогло оказаться достаточным и вполне правильное второе мероприятие — усиление тыловой бермы. Вместо передней наброски следовало, в дополнение к усилению тыловой бермы, укрепить наружную укладкой защитных массивов. Надводное строение необходимо было утяжелить путем уширения парапета.

Повидимому, в этом случае можно было достичь стабилизации сооружения, хотя и на пределе устойчивости, ввиду недостаточности ширины стенки 8 м, которая должна была быть увеличена до 10 м.

Помимо приведенных основных причин повреждений на размер деформаций повлияли плохое качество камня в постели и чрезмерно большая длина гигантов. Расчетное давление на постель, около 7 кг/см^2 , было для примененного слабого камня-известняка слишком высоким. В результате происходили неравномерные осадки и наклоны стенки, особенно опасные для гигантов большой длины. Малая ширина тыловой бермы постели в первый период (до ее уширения) способствовала выпиранию камня и увеличению осадки и наклона стенки.

Значительный интерес представляют скалывание надводного строения и появление трещин в гигантах в районе швов между ними после того, как швы были залиты бетоном. Известно, что швы следует заделывать лишь после прекращения осадки элементов стенки. В данном же случае осадка еще продолжалась. Кроме того, слабый профиль гигантов, недостаточно высокое качество камня и действие прибойных волн заставляли ожидать дальнейших смещений и перекосов гигантов. В этих условиях оставление свободных швов было совершенно необходимым, а заделка их явилась грубой ошибкой. Естественно, что при заделанных швах смещение и перекоз гигантов вызвали нажатие их друг на друга и повреждения в районе швов. Большая длина гигантов способствовала увеличению деформаций и повреждений. Аналогичные явления уже описаны в п. 7. В последующем изложении они встретятся также в п. 15.

Повреждения перестроенного в откосный тип сооружения (рис. 67) легко объясняются недостаточно широким профилем массивовой наброски выше горизонта воды и малой глубиной ее заложения.

В целом рассмотренный пример подтверждает опасность мероприятий, придающих сооружению вертикального типа свойства, ха-

ракетные для смешанного типа (поднятие наружной бермы, устройство впереди наброски слабого профиля). Кроме того, из истории службы и анализа повреждений волнолома вытекают приве-



Рис. 67. Профиль восстановленного волнолома

денные выше соображения о значении качества камня для постели, роли тыловой бермы, нецелесообразности применения чрезмерно длинных гигантов и о порядке заделки вертикальных швов между элементами стенки.

12. Волнолом из массивов-гигантов

Группа волноломов общим протяжением около 6000 м защищает порт от волнения северо-восточного и юго-восточного направлений. Высота штормовых волн обычно не превышает 3 м, и лишь в особо исключительных случаях она достигает 4 м. Грунт в основании сооружений — плотный песок.

Один из волноломов длиной 2945 м построен в 1926—1929 гг. на глубинах — 7,30—10,60 м. Основным элементом его профиля (рис. 68) служит железобетонный массив-гигант длиной 16,5 м, шириной по низу 7,30 м, по верху 3,0 м, высотой 6,5 м, объемом 552 м³. Толщина днища гиганта 60 см, его боковых стенок:верху—30 см, внизу —40 см, торцовых стенок—40 см. Гигант разделен тремя поперечными переборками толщиной 25 см на четыре отсека.

Под гиганты постель выполнена шириной по верху 12 м из наброски камней весом около 9 кг. Она выравнена (с учетом запаса на осадку в размере около 60 см) на отметке — 5,40 м. Гиганты после установки на постель заполнены мелким камнем до горизонта воды. Втопленная в гигант бетонная надстройка поднята до отметки +2,60 м. Вес заполненного и снабженного надстройкой гиганта равен 1350 т (на воздухе).

С внешней стороны постель защищена каменными глыбами весом в 1—3 т, прикрывающими ее берму слоем в 0,90 м. Со стороны порта постель также обсыпана крупным камнем.

В ночь с 22 на 23 октября 1929 г., вскоре после окончания постройки, волнолом подвергся воздействию шторма исключи-

тельной силы, при котором скорость ветра равнялась 20 м/сек и высота волн достигала максимальной когда-либо наблюдавшейся в районе порта величины. Волны подходили к сооружению под углом в 70° .

Штормом полностью разрушен участок волнолома протяжением 231 м. Четырнадцать гигантов, расположенных на этом участке,

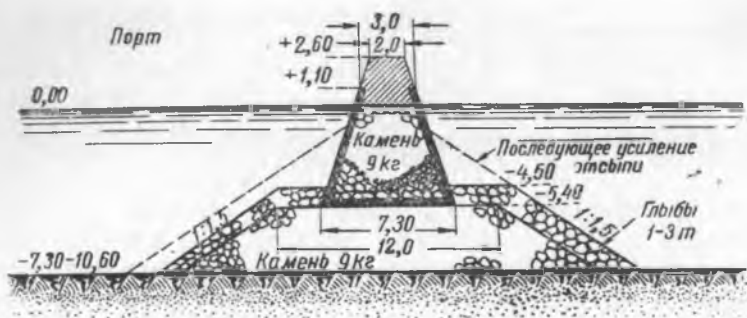


Рис. 68. Профиль волнолома

оказались сброшенными внутрь порта, оттянутыми от постели на 15 м и зарывшимися в дно.

Строители волнолома усматривают основную причину аварии в том, что постель под разрушенным участком сооружения была отсыпана из легкого слабого камня-известняка и не была защищена со стороны порта наброской крупного камня. В подтверждение этого они проводят сравнение с остальной уцелевшей частью волнолома, где в постель был уложен тяжелый прочный камень и с портовой стороны она была прикрыта камнями весом в 25—90 кг.

Расчеты, однако, показывают, что малая прочность камня в постели и недостаточность защиты тыловой бермы могли послужить лишь поводом к аварии, а основная ее причина заключается в слабости профиля вертикальной стенки. Действительно, при расчете по ГОСТ 3255-46 на штормовую волну $2h = 4,0$ м, $2L = 60$ м без учета дополнительного взвешивающего действия волны и понижения уровня воды со стороны порта нами получены:

коэффициент устойчивости на сдвиг гиганта по постели—1,05;
коэффициент устойчивости гиганта на опрокидывание—1,65;
максимальное давление на постель — $2,44 \text{ кг/см}^2$.

Очевидно, что последняя цифра не является чрезвычайно высокой даже для слабого камня. В то же время проявление хотя бы частичного волнового давления на подошву гиганта или понижение горизонта воды при подходе ложбины волны с портовой стороны приводит к снижению коэффициента устойчивости гиганта на сдвиг до величины, меньшей единицы. Если учесть волновую взвешивающую силу в размере 50% от треугольной эпюры, предложенной Н. Н. Джунковским, то коэффициент устойчивости на сдвиг

падает до 0,93 (при полной эпюре Н. Н. Джунковского этот коэффициент равен 0,80). Кроме того, по материалам аварии известно, что при штормах волны, переливающиеся через низкую надстройку над гигантами, развивали в порту сильное волнение, под влиянием которого суда дрейфовали на якорях. Следовательно, совпадение подхода к обеим сторонам стенки волн в различных фазах, несомненно, могло иметь место.

Отмеченная слабость профиля стенки выражается в нерациональном его очертании: при достаточно широкой базе гигант слишком резко сужен сверху. В результате этого надводная стенка имеет незначительный вес. Применение гиганта прямоугольного профиля при той же его ширине по основанию позволило бы увеличить вес самого гиганта и вес надстройки и достичь устойчивости сооружения.

Низкая надстройка, как указано, допускала сильное переливание волновых струй через ее верх. Повидимому, переливающиеся струи размывали защитный слой мелкого камня, прикрывавший постель с портовой стороны, а возможно, и расстроили самую постель. Это определило момент начала сдвига гигантов, который был предreshен недостаточной устойчивостью профиля стенки. Кроме того, малая прочность камня в постели способствовала наклону гигантов и увеличению деформаций.

В последующем волнолом был восстановлен, причем на всем его протяжении каменные отсыпи с обеих сторон гигантов усилены по профилю, показанному на рис. 68 пунктиром. Такой метод усиления нельзя признать целесообразным и гарантирующим сооружение от аварий.

Наброска камня впереди гиганта способствует образованию прибойных волн и увеличению их давления на гигант. Присыпка камня с тыловой стороны может быть вновь размыва волнами, переливающимися через надстройку. Поскольку усиление самой стенки практически невозможно, следовало бы ограничиться устройством широкой высоко поднятой бермы каменной отсыпи сзади гиганта с пригрузкой ее защитными массивами.

Из анализа аварии вытекает прежде всего вывод о необходимости проектировать вертикальную стенку по расчету на воздействие максимально возможных в данном районе волн. Метод расчета стенок на действие стоячей волны на описанном примере вновь получил свое подтверждение. Также подтверждается высказанное уже ранее суждение о том, что волновое давление на подошву вертикальной стенки, находящейся на каменной постели, обычно проявляется в неполной мере: иначе нельзя было бы объяснить сохранность уцелевшей части волнолома протяжением в 2700 м при расчетном коэффициенте устойчивости 0,80 (с учетом полного волнового давления на подошву).

Кроме того, из рассмотренного примера можно сделать следующие выводы: 1) о нецелесообразности применения гигантов, имеющих большой наклон боковых стенок; 2) о важной роли над-

водной стенки в качестве элемента сооружения, придающего ему необходимый вес; 3) о значении тыловой бермы постели; 4) об опасном воздействии на нее волн, переливающихся через верхнюю стенку; 5) о необходимости отсыпки постели из прочных камней достаточной крупности.

13. Мол из массивов-гигантов на сваях

Два сходящихся мола, длиной около 925 м каждый, выдвинуты в море, образуя аванпорт. Южный мол построен в 1928—1930 гг., Северный — в 1930—1931 гг. Район строительства молов открыт для сильных штормов западного сектора. При штормах волны имеют высоту 3—3,5 м и лишь в исключительно редких случаях высота штормовых волн может достичь 4,50 м. Грунт дна моря — очень мелкий песок.

Головная часть Южного мола длиной 445 м имеет профиль, показанный на рис. 69. Ядром мола является массив-гигант. Кон-

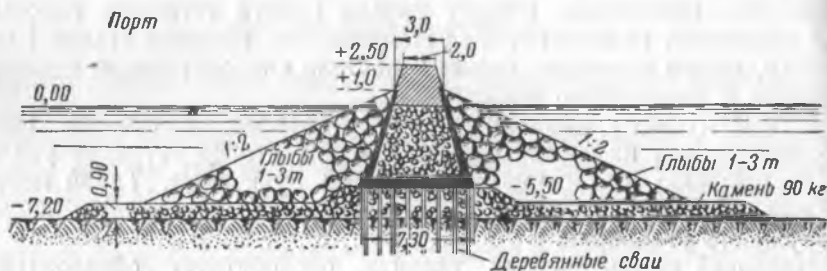


Рис. 69. Профиль Южного мола

струкция гиганта совершенно одинакова с описанной в п. 12. Гигант основан на деревянных сваях, забитых на глубину 6,10 м, и обсыпан до верха с обеих сторон глыбами весом в 1—3 т. Перед установкой гиганта и устройством отсыпки из глыб дно на ширине около 45 м покрыто слоем наброски камней весом в 90 кг.

В ночь с 6 на 7 марта 1929 г., в период зимнего перерыва в работах по сооружению Южного мола, разыгрался шторм исключительной силы, при котором была зарегистрирована скорость ветра 27 м/сек и высота волн около 4,50 м. Под действием штормовых волн три гиганта, стоявшие в голове мола, потерпели аварию. К моменту шторма они представляли вполне законченную часть сооружения, так как еще осенью, перед перерывом в строительстве, они были обсыпаны глыбами полным профилем в соответствии с проектом.

Штормовыми волнами, ударявшими в крайний гигант с торцевой, внешней и портовой сторон (Северный мол еще не был начат постройкой), были полностью размывы мелкий песок, камень и глыбы вокруг него. Размывы с обеих сторон второго гиганта были

также очень велики, а у третьего они имели частичный характер. Глубина размыва под головным гигантом достигла такого размера, что сваи обнажились на высоту 4—5 м и были вывернуты из грунта. В результате потери опоры этот гигант получил осадку около 5,5 м. Следующий за ним осел на 0,90 м и наклонился во внешнюю сторону на 1,52 м. Третий лишь незначительно изменил свое положение.

В описанном молу обращает на себя внимание необычное сочетание элементов профиля: гиганты, которые являются одним из характерных типов вертикальных молов, в данном случае играют роль как бы ядра в откосном молу. Вместо обычной установки их непосредственно на каменную постель, они основаны на сваях. Откосные молы со средней частью в виде исполинского ящика (гиганта) еще можно встретить в истории портостроения (подобный мол, построенный в 1785 г., показан на рис. 101), что же касается установки гигантов на сваях, то, насколько нам известно, практика строительства молов не знает другого подобного примера.

Можно предположить, что строители мола выбрали для него столь необычный профиль, стремясь использовать имеющиеся гиганты.

Слабость профиля гиганта и, главным образом, подверженность размыву дна из очень мелкого песка не позволяли ограничиться профилем, подобным изображенному на рис. 68. Поэтому, видимо, и было решено установить гиганты на свайное основание и обсыпать их глыбами.

Принятый профиль страдает весьма существенными недостатками. Основным из них является слабость каменной отсыпи с внешней стороны. Образованная из глыб недостаточного веса и имеющая узкий профиль отсыпь не может противостоять удару волн, носящих прибойный характер. Штормовые волны разбрасывают камень, после чего гиганты и дно перед ними оказываются лишенными защиты.

В рассматриваемом нами случае разрушительное воздействие волн было облегчено тем, что ему подвергалась головная часть мола, открытая с трех сторон. По степени деформации видно, что первоначально потерпел аварию головной гигант, затем второй и, наконец, третий.

Нерациональность профиля Южного мола может быть подтверждена сравнением его с профилем, успешно примененным впоследствии для строительства Северного мола. Как видно из рис. 70, Северный мол представляет собой сооружение чисто откосного типа, имеющее сравнительно небольшую ширину и образованное из элементов вполне доступного веса.

Из анализа аварии, помимо частного заключения о нерациональности типа сооружений в виде вертикальной стенки, обсыпанной камнем, можно сделать некоторые выводы, имеющие общий характер для оградительных сооружений. В качестве таких выво-

дов следует указать особую опасность подмыва сооружений, расположенных на легко размываемых грунтах, неблагоприятную



Рис. 70. Профиль Северного мола

роль слабой наброски, подверженность головных частей сооружений повышенному воздействию волн. В разобранных далее примерах эти выводы найдут свое неоднократное подтверждение.

14. Два волнолома из массивов-гигантов

Порт, где построены рассматриваемые волноломы, расположен в заливе. Высота волн, наблюдающихся в районе порта, не превышает 2,50 м. Волноломы построены в двадцатых и тридцатых годах. Длина Восточного волнолома 1154 м, Южного 1220 м. При расчете волноломов принята условная криволинейная эпюра давления волн, имеющая максимальную ординату в $4,8 \text{ т/м}^2$ на горизонте воды и ординаты на отметках $+3,0$ — $-3,0$ м и $-4,5$ м, соответственно равные $4,30 \text{ т/м}^2$, $2,15 \text{ т/м}^2$ и $1,50 \text{ т/м}^2$. Для сооружений, расположенных под углом к направлению подхода наибольших волн, все ординаты эпюры уменьшены путем умножения их на $\sin^2 \alpha$ (где α — угол подхода волн к сооружению). Так, например, для Южного волнолома при $\alpha = 65^\circ$ принята максимальная ордината эпюры волнового давления в 4 т/м^2 .

Амплитуда сизигийных приливо-отливных колебаний равна 1,65 м. Горизонт сизигийного отлива является отсчетным (нулевым) уровнем порта.

Морское дно в районе волноломов образовано мощным слоем слабого глинистого ила.

Первым во времени строился Восточный волнолом (начат в 1910 г.). Глубины на его трассе равнялись — 10—11 м. Проектный профиль волнолома показан на рис. 71.

Постель сооружения шириной по верху 24,5 м с откосами 1:2 отсыпана до отметки — 3,60 м. Материалом постели служит камень весом около 56 кг; в верхние и боковые слои употреблен камень весом около 300 кг. На постель установлены железобетонные гиганты трапециoidalного профиля с консольными выступами подошвы с обеих сторон. Ширина гиганта по низу равна 6,9 м, по верху 3,6 м, высота 5,4 м и длина 12 м. Гигант разделен тремя

поперечными переборками на четыре отсека. Толщина стенок от 18 до 33 см, днища — 26 см. Состав бетона в конструкции гиганта 1:2:4. Заполнение гиганта бетонное, следующего состава: 1 часть цемента, 1—вулканического пепла, 4—песка, 10—гравия. Бетонная

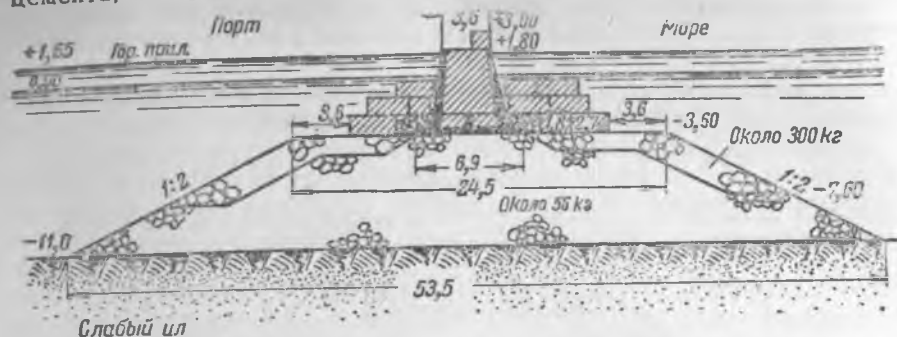


Рис. 71. Профиль Восточного волнолома

надводная стенка возведена до отметки + 3,0 м. С боков гиганта установлены в три курса защитные бетонные массивы весом в 13 и 17 т.

Ввиду слабости илистого дна перед установкой гигантов производилась интенсивная огрузка каменной постели при помощи временной укладки на нее 7 курсов бетонных массивов, создающих давление, равное $1,7 \text{ кг/см}^2$, соответствующее расчетному давлению на постель от заполненного гиганта с надстройкой.

Значительные осадки постели под огрузкой вынуждали в среднем по три раза повторять процесс ее огрузки с подсыпкой каждый раз камня до проектной отметки. Иногда огрузка производилась четыре раза. Осадка была чрезвычайно большой: на одном участке она достигла 6,1 м. Строители волнолома рассматривали возведенное таким путем сооружение, как плавающее в илу в состоянии равновесия, и называли постель, частично погрузившуюся в грунт, «пловучим основанием».

После окончания строительства Восточного волнолома не обнаружилось каких-либо заслуживающих внимания его дефектов.

Южный волнолом, начатый постройкой в 1919 г., возводился на глубинах около 13 м. Его первоначальный проектный профиль (рис. 72) принципиально не отличался от профиля Восточного волнолома. Показанная на рисунке песчаная отсыпь в котловане в начале не предусматривалась и введена на части сооружения уже в процессе строительства.

В профиле Южного волнолома отметка верха постели назначена—5,0 м, соответственно этому высота гиганта увеличена до 6,80 м; несколько изменены также очертания постели со стороны порта и предусмотрена дополнительная сортировка камня.

Огрузка постели Южного волнолома производилась тем же методом, как и Восточного. Однако здесь, ввиду большей слабости

грунта, трехкратная огрузка оказалась недостаточной и ее приходилось повторять дополнительно несколько раз. Стремясь по возможности сократить время и затраты на многократные операции огрузки, строители волнолома попытались применить замену верхнего слоя грунта под сооружением путем черпания котлована на глубину 4,5 м от поверхности дна и засыпки в него песка (рис. 72). Осуществление такого приема на опытном участке Южного волнолома себя оправдало, и дальнейшая постройка волнолома произведена с устройством искусственного песчаного основания.

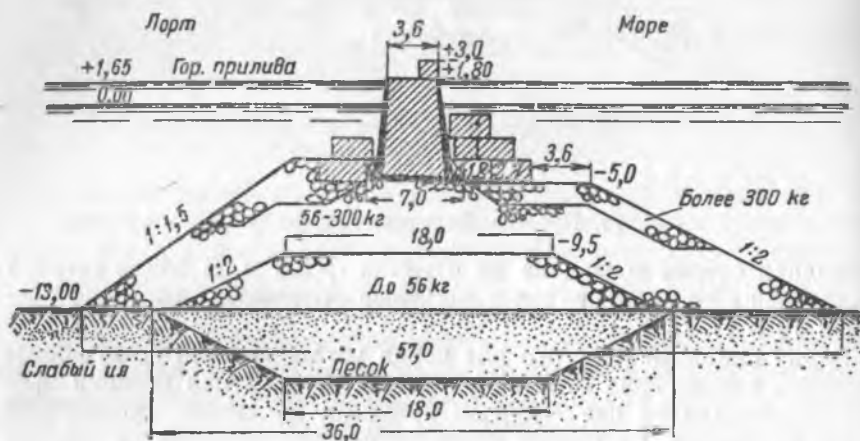


Рис. 72. Профиль Южного волнолома

В результате осуществленной замены грунта значительно уменьшились осадки постели под огрузкой и представилось возможным сократить число операций огрузки. В соответствии с этим была достигнута экономия камня примерно на 25% по сравнению с тем его объемом, который пришлось отсыпать в постель на участках, где не было устроено песчаное основание. Все же на всей длине волнолома количество фактически употребленного в дело камня на 50% превысило его объем, исчисленный по теоретическому профилю: вместо 364 000 м³ в постель отсыпано 544 000 м³ камня.

В рассмотренном примере наибольший интерес представляют данные об осадке обоих волноломов, примененный метод многократной огрузки постели и эффект, полученный при устройстве песчаного основания.

Осадку, достигающую 6 м, естественно, следует признать аварийной. Такая осадка свойственна тяжелым сооружениям, возводимым на весьма слабых илистых грунтах без подготовки основания. Подобные примеры приведены также в пп. 37, 39, 40.

Метод многократной огрузки постели позволил осуществить сооружение вертикального типа на всем протяжении Восточного

и на части длины Южного волнолома без принятия каких-либо специальных мер. Однако для действенности огрузки пришлось для обоих волноломов фактически несколько раз строить и разбирать сооружение из обыкновенных массивов перед тем, как возвести запроектированное сооружение из гигантов. Потребовалось также отсыпать в постель намного больше камня, чем было предусмотрено по проекту. Таким образом, многократная огрузка постели, хотя и позволила достичь поставленной цели, но была сопряжена с чрезмерными затратами времени и средств.

Строители Южного волнолома попытались найти какой-либо иной, более совершенный метод и ошупью пришли к включению в «пловучее основание» слоя песка, которое в настоящее время признается одним из наиболее эффективных приемов строительства тяжелых сооружений на слабых илистых грунтах. Однако они не уяснили себе истинной роли песчаной подушки и рассматривали ее лишь как средство замены слабого грунта. В результате отсыпали слой песка недостаточной ширины и качеству его не придавали значения. Оба эти обстоятельства снизили эффект песчаного основания. Подробно значение песчаной подушки и данные о необходимых ее размерах освещены в п. 40.

Из менее важных для рассмотренного примера вопросов следует упомянуть о примененном расчете волнового давления и укладке защитных массивов в три курса. Принятая при проектировании расчетная эпюра привела к завышенной величине давления волн, что явствует из сравнения ее с эпюрой давления стоячей волны. Учет уменьшения давления по причине подхода волн под углом к сооружению вызывает сомнение (см. пп. 2-а, 15), но в данном случае он несколько приблизил завышенную расчетную эпюру к действительным волновым воздействиям.

Укладка защитных массивов с морской стороны в три курса, почти до горизонта воды при отливе, могла только отрицательно повлиять на сохранность сооружения, так как таким путем были созданы благоприятные условия для разбивания волн перед гигантом и для таранящих ударов массивов о гигант. Если в данном случае такие последствия не имели места, то это объясняется лишь слабостью волнения. При всех условиях как с технической, так и с экономической точки зрения необходимо и достаточно было ограничиться укладкой на внешней берме одного курса защитных массивов.

15. Волнолом из циклопических массивов

Волнолом построен в конце двадцатых и начале тридцатых годов для защиты нового бассейна порта (рис. 73). Он имеет длину 1200 м и состоит из двух равных ветвей, расположенных под углом в 50° друг к другу.

Вторая ветвь (от 600-го до 1200-го метра) по своему расположению в плане более подвержена действию волнения. Она

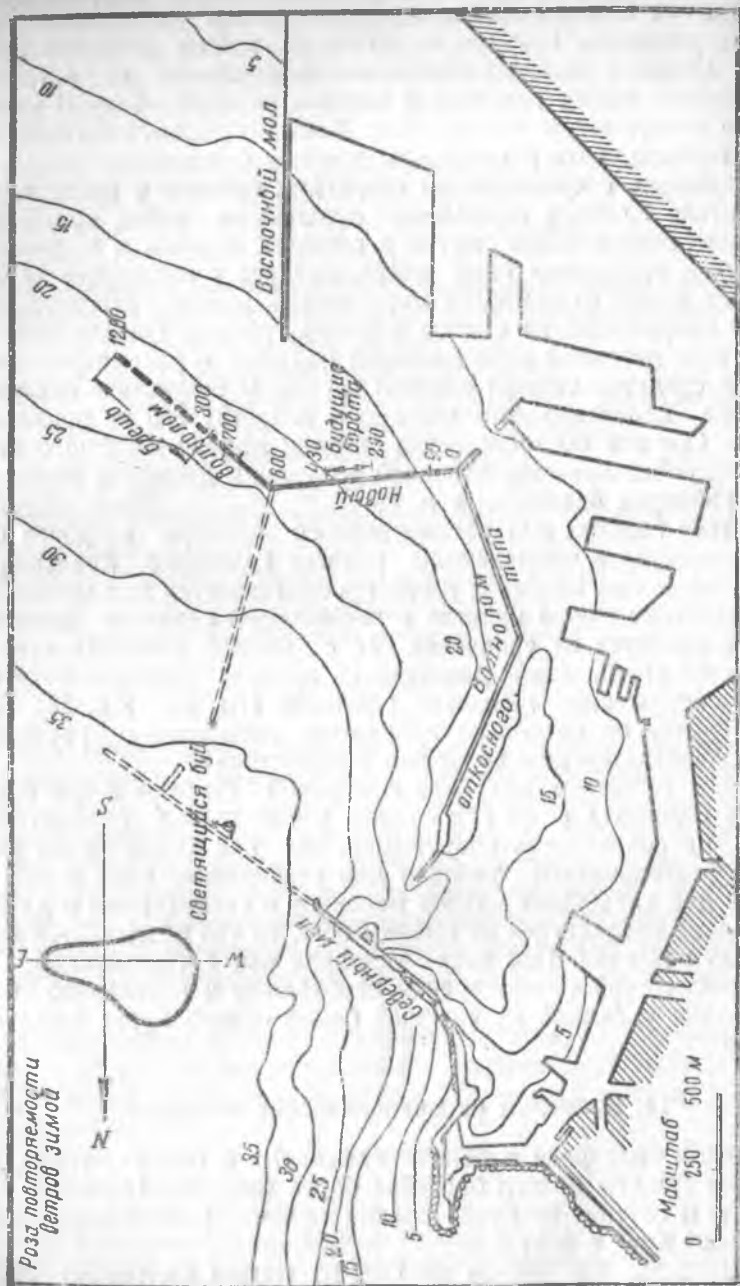


Рис. 73

ориентирована по линии СЗ—ЮВ и открыта наиболее сильным волнениям северо-восточной четверти. Разгон волн, идущих с этого направления, равен около 1000 км.

При проектировании волнолома были приняты: высота волны 5,0 м и длина 80 м. Впоследствии оказалось, что эти цифры значительно преуменьшены, в действительности волнение достигает гораздо большей силы.

Глубины на трассе волнолома от 15 до 24 м. Большая часть второй ветви расположена на глубинах около 20 м. Грунт в осно-

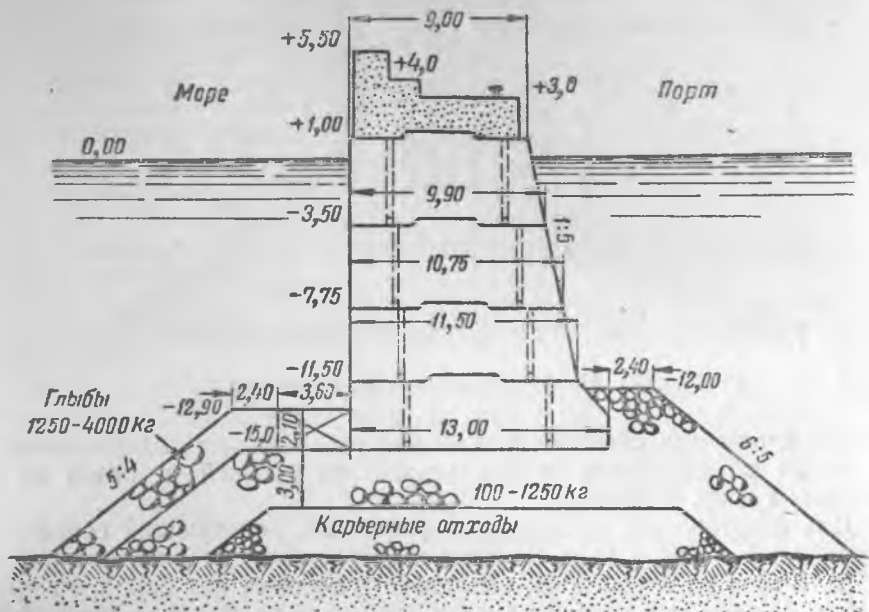


Рис. 74. Первоначальный проектный профиль волнолома

вании сооружения — уплотнившийся мелкий сильно заиленный песок, покрывающий слой в среднем в 10 м ниже лежащий конгломерат (сцементированные кристаллические сланцы).

Первоначальный проектный профиль волнолома показан на рис. 74. Перед началом работ в проект были внесены существенные, хотя и не меняющие принципиального типа сооружения, конструктивные изменения. Построенный волнолом имеет профиль, показанный на рис. 75.

Вертикальная стенка образована стоящими рядом, вплотную друг к другу, вертикальными столбами из четырех циклопических бетонных массивов каждый. Длина массивов равна полной ширине стенки. Три верхних массива имеют размеры $11,0 \times 4,0 \times 4,10$ м и весят по 400 т; размеры нижнего массива со скошенными боко-

выми гранями: $13,0 \times 4,0 \times 3,7$ м, вес его 450 т. Укладка массивов производилась при помощи 450-тонного пловучего крана.

С целью придания стенке монолитности по вертикали ключевые отверстия приспособлены для образования сквозных шахт, которые после укладки массивов должны заполняться бетоном с армиро-

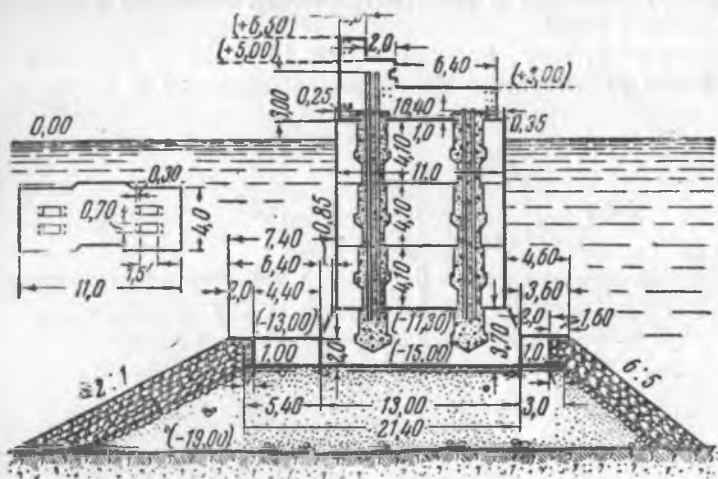


Рис. 75. Профиль построенного волнолома

ванием стальными стержнями. Боковая связь между отдельными столбами осуществлена путем устройства гребней и пазов на боковых гранях массивов.

Для изготовления массивов применялся следующий состав: специальной извести (для морских сооружений) — 175 кг, песка — 485 л, щебня из известняка, имеющего удельный вес $2,67 \text{ т/м}^3$, — 1015 л. Известь предпочли цементу, несмотря на более медленный процесс ее твердения, из соображений лучшей удобообрабатываемости, меньшей усадки и экзотермии известкового бетона. Оба последних обстоятельства имели в данном случае существенное значение, так как изготовление массивов производилось при высокой наружной температуре и с относительно большой интенсивностью (до 40 м^3 бетона в час). Бетон укладывали с помощью вибраторов. Формы для массивов применялись металлические. Объемный вес бетона в массивах достигал $2,40 - 2,45 \text{ т/м}^3$.

Массивовая стенка заложена на глубине — 15 м. Основанием для нее служит отсыпанная на естественных глубинах постель из рваного камня вместе с карьерными отходами. Бермы постели покрыты по обе стороны массивовой стенки защитными массивами $4,4 \times 2,0 \times 2,0$ м, весом в 40 т, уложенными на морской берме тычками, а со стороны порта — ложками. Откосы защищены двухметровым слоем булыг весом в $0,8 - 1,0$ т.

Массивовые столбы соединены последовательно, по три, сек-

циями бетонной надстройки (длиной по 12 м), возвышающейся до отметки $+3,0$ м и несущей ступенчатый парапет до отметки $+6,5$ м. В тело надстройки и парапета запущена арматура, выходящая из шахт в массивах. Кроме того, надстройка и парапет армированы продольными стальными стержнями диаметром 30 мм, уложенными группами по четыре стержня в пяти местах профиля надводного строения. Эта арматура не прерывается на швах и служит связью секций надводного строения.

В период строительства волнолом неоднократно подвергался действию сильных штормов, причем несколько раз волнение значительно превосходило принятое при расчете сооружения. Во время первого такого шторма—18 декабря 1930 г. — высота волн доходила до 6,5 м, длина—до 100—120 м. Примыкающее к волнолому сооружение откосного типа (рис. 76) получило серьезные повреждения.

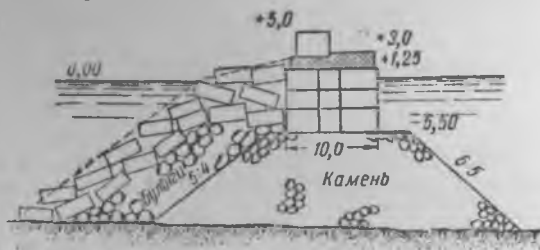


Рис. 76. Профиль волнолома откосного типа

Волнолом в общем благополучно выдержал шторм. На первой ветви были обнаружены местные осадки от 0,5 до 1,0 м, сдвиг и наклон столбов, сопровождавшиеся трещинами в отдельных массивах

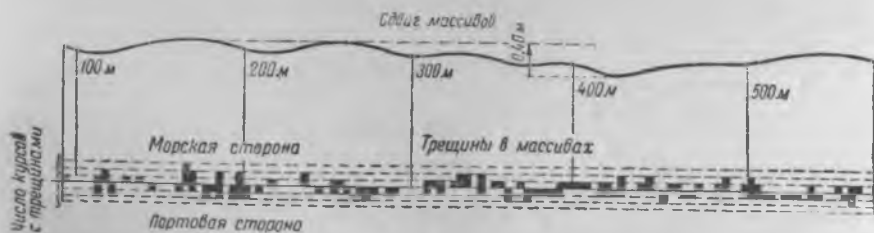


Рис. 77. Сдвиги и расстрескивание массивов на первой ветви волнолома

вах (рис. 77). Было отмечено, что зоны наибольших деформаций располагались на определенном расстоянии друг от друга, как будто волновая нагрузка на стенку изменялась вдоль сооружения по закону волнообразной кривой, имеющей длину волны около 80 м.

На второй ветви волнолома участок между 610-м и 695-м метрами пострадал сильнее. Недостроенная стенка (без надводного строения) получила осадку до 2 м и наклон к морю около 5° . Кладка столбов не была нарушена, но в некоторых массивах, как и на первой ветви, появились трещины. Бермы и откосы постели были повреждены; защитные массивы наклонились, опустившись

вместе с постелью под стеной (рис. 78-а). Размыв грунта перед волноломом нигде не был обнаружен.

Через год — 11 декабря 1931 г. — повторился шторм такой же силы. Волнолом при этом шторме особых повреждений не получил.

Вновь была установлена волнообразная закономерность изменения деформаций вдоль него (рис. 79). Упомянутое соседнее сооружение откосного типа (рис. 76) еще раз серьезно пострадало.

В связи с прохождением столь сильных штормов было решено поврежденный участок второй ветви значительно усилить. Усиление было выполнено путем устройства впереди стенки мощной наброски из глыб и массивов, а с тыловой стороны — приподнятой каменной отсыпи с защитными массивами на ее берме (рис. 78-б). Достройка стенки на этом участке произведена с укладкой дополнительного

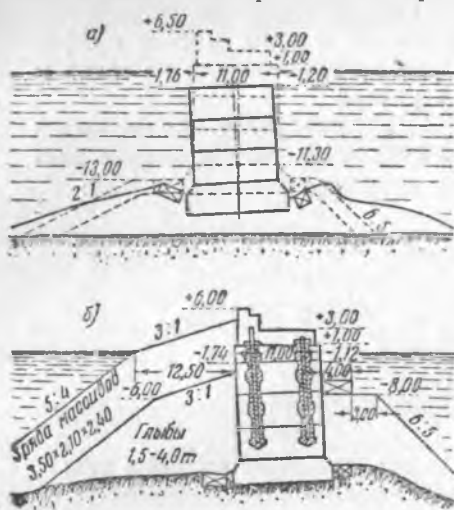


Рис. 78. Профили поврежденного и укрепленного участка волнолома

(пятого) курса массивов трапециoidalного сечения для придания

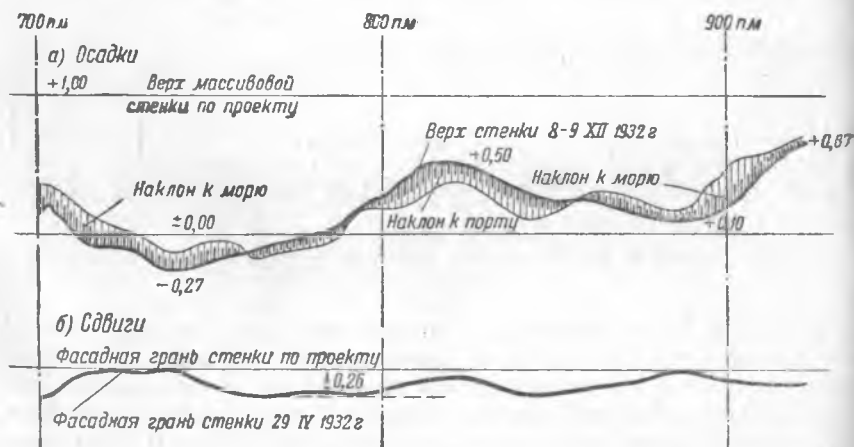


Рис. 79. Осадки и сдвиги на второй ветви волнолома

горизонтальности верхней грани стенки и доведения ее до проектной отметки.

Наряду с этим, прошедшие штормы, описанные повреждения

волнолома и авария, случившаяся в 1930 г. с другим сооружением аналогичного типа (см. п. 17), побудили предпринять в 1932—1933 гг. ряд мер для придания волнолому большей монолитности. Следует отметить, что запроектированные железобетонные шпонки в ключевых шахтах массивов в действительности ранее были выполнены не в полной мере. Между 290-м и 430-м метрами волнолома, где в будущем предполагалось открыть проход из аванпорта в гавань, железобетонные шпонки вовсе не были устроены, а шахты для них были заполнены карьерными отходами. Между 90-м и 290-м метрами, а также между 430-м и 1030-м метрами шпонками были скреплены лишь два верхних массива; шахты в двух нижних массивах заполнялись карьерными отходами. Применение укороченных шпонок было вызвано опасением, что столбы, жестко скрепленные по всей высоте, испытывали бы нежелательную повышенную вибрацию.

При выполнении в 1932—1933 гг. работ по приданию большей монолитности столбам стенки волнолома наибольшее внимание было уделено устройству связей между массивами по вертикали. С помощью сжатого воздуха удалили, где было возможно, карьерные отходы из ключевых шахт и устроили железобетонные шпонки. В других местах заполнили пустоты в засыпке шахт путем нагнетания цементного раствора. Помимо этого, сквозь все массивы каждого столба пробурили по два наклонных отверстия диаметром в 100 мм и в них зацементировали под давлением стальные стержни диаметром 50—65 мм. Горизонтальные швы между массивами залили цементным раствором под давлением. Таким же образом заделали трещины в массивах. Этим путем была достигнута монолитность каждого столба.

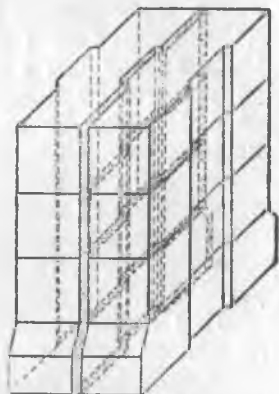


Рис. 80. Заполненный шов между массивовыми столбами

Для достижения связи массивовых столбов друг с другом на части волнолома (до 900-го метра) вертикальные швы между ними заполнили цементным раствором (рис. 80).

Заполнение вертикальных швов шириной 3—10 см производилось следующим образом: с обеих сторон каждого вертикального шва бурили скважины диаметром в 100 мм, в которые нагнетали смесь из двух частей (по весу) цемента и одной части битума; образующаяся пластичная масса служила защитой от действия воды. В огражденный таким образом шов заливали под давлением до 10 кг/см² цементный раствор (700 кг цемента на 1400 кг песка, с добавлением ускорителей схватывания). При этой операции (равно как и при работах по нагнетанию раствора в горизонтальные швы, трещины и ключевые отверстия) часть раствора уходила

в пустоты верхнего слоя каменной постели под стенкой. Такая местная цементация постели вызывала увеличенный расход раствора, но повышала в этих местах сопротивление верхнего слоя постели раздроблению и предохраняла ее от размыва волнами.

Затраты на придание волнолому монолитности достигли 30% его первоначальной строительной стоимости.

В 1932—1933 гг. волнолом перенес без особых повреждений еще несколько сильных штормов. В частности, 31 декабря 1933 г., за месяц до аварии волнолома, наблюдались волны высотой 6,5 м, длиной 140 м, с периодом 11 секунд. Они переливались через парапет волнолома, причем на 1000-м метре толщина переливавшегося слоя воды достигала 1,0—2,0 м. Этот шторм был непродолжительным и не причинил повреждений волнолому, за исключением размыва верхней кромки постели и мелких отколов парапета по сторонам некоторых осадочных швов. Повреждения были ликвидированы в январе 1934 г.

2 февраля 1934 г. в районе волнолома началось штормовое волнение, достигшее к утру 3 февраля исключительной силы и продолжавшееся до 7 февраля. Оно было вызвано сильным ветром от ССВ, возникшим в связи с образованием в центральной части моря устойчивой циклонической депрессии, длившейся с 31 января по 6 февраля. Ветер до района волнолома не доходил, обрываясь на расстоянии около 30 км от него. Но порожденное им волнение было наиболее опасным для волнолома, так как оно распространялось по линии наибольшего разгона (до 1000 км) и было направлено почти перпендикулярно ко второй ветви сооружения. При этом волнение, не искажаемое местным ветром, имело характер устойчивой и правильной зыби.

При максимальном шторме 3 февраля элементы волн достигли никогда ранее не наблюдавшихся здесь величин.

В этот день был достаточно точно определен период волны, оказавшийся равным $13\frac{3}{4}$ секунды. Длина волны в открытом море на глубокой воде (на расстоянии 16 км от волнолома глубины достигают 2000 м) вычислена по формуле

$$2L = \frac{(2T)^2 g}{2\pi} = \frac{13,75^2 \cdot 9,81}{2 \cdot 3,14} = 300 \text{ м.}$$

Наблюдением было установлено, что между волноломом и Северным молом (см. рис. 73) на расстоянии 1200 м размещалось шесть волн, отсюда длина волны на подходе определилась в 200 м. Эта цифра совпадает с результатом теоретического расчета длины волны на глубине $H = 20 \div 35$ м (фактическая глубина между волноломом и Северным молом) при периоде $2T = 13,75$ сек.;

$$2L' = \frac{2gT^2}{\pi c \operatorname{th} \frac{\pi H}{L}} = 180 \div 235 \text{ м, в среднем } 207 \text{ м.}$$

Непосредственно у волнолома длина волны равнялась $2L = 185$ м.

Наконец, высоту волны приближенно измерили следующим путем. На голове Северного мола установили жестко закрепленную подзорную трубу с сильным увеличением и в нее наблюдали перемещения относительно горизонтальной линии светящегося буя объемом 11 м^3 , стоявшего на якорь в море на расстоянии 400 м. Наблюдаемые в трубу перемещения сравнили со схемой буя, вычерченной в масштабе, и установили, что их амплитуда в 9 часов



Рис. 81. Штормовая волна 3 февраля 1934 г.

30 минут 3 февраля равнялась 7,0 м. Далее учли, что буй не мог достаточно быстро следовать за колебанием волн и, кроме того, что его движения тормозились цепью. По опыту прежних измерений приняли вытекающую отсюда ошибку в показаниях в размере 10% от наиболее высокого и наиболее низкого положений буя.

В итоге получилась высота волны $2h = 8,4$ м. Эта цифра подтвердилась данными фотоснимков волнения у первой ветви волнолома, на которых зафиксирована высота стоячей волны у стенки $4h = 16$ м, что соответствует высоте исходной волны $2h = 8,0$ м. Дополнительным подтверждением послужило также наблюдавшееся переливание волн через верх парапета на первой ветви волнолома (у 200-го метра) слоем в 4,5 м и на второй ветви — слоем в 6 м (рис. 81). При возвышении парапета над уровнем спокойного моря на 6,50 м отметка гребня стоячей волны до-

стигала + 11,0—12,5 м, что соответствует высоте исходной волны $2h = 8,0 \div 9,0$ м.

Было отмечено, что наибольшие волны подходили к волнолому, примерно, через каждые 15 минут и из них выделялись исключительные волны — «максимум-максимум». Исходя из всех наблюдений и расчетов, сочли возможным установить высоту этих волн в размере $2h = 9,0$ м.

Таким образом, волнолом, рассчитанный на умеренную волну $2h = 5,0$ м и $2L = 80$ м, подвергся волнению, элементы которого по расчетам и измерениям в натуре достигли значительно превосходящих величин, ранее не считавшихся возможными в данном районе: $2h = 9,0$ м, $2L = 185$ м и $2T = 13\frac{3}{4}$ секунды.

Некоторое представление о силе удара волны дает рис. 81: на нем видна сплошная масса воды высотой в 6 м, переливающаяся через верх сооружения на большом его участке.

Авария волнолома, происшедшая 3 февраля под действием шторма, представляется в следующем виде. В течение вечера 2 февраля и последующей ночи волнолом не обнаруживал каких-либо существенных деформаций. За несколько минут до аварии — в 6 ч. 20 м. утра — была отмечена небольшая осадка между 700-м и 1200-м метрами, которая у 1000-го метра достигала своего максимума в 0,5—1,0 м. Непосредственно перед аварией огромная волна обрушилась на сооружение и перекатилась через вторую ветвь по всей ее длине. В момент откатывания волны сооружение зашаталось и затем на протяжении 300 м обрушилось во внешнюю сторону, как будто отступающая волна отсосала его в море. Во впадине последующей волны еще видна была стенка волнолома, сильно накренившаяся к морю, а затем она скрылась под водой. После этого волны, хлынувшие в образовавшуюся брешь, разрушили по обеим ее бокам еще около 100 пог. м. стенки, так что общая длина бреши достигла около 400 м.

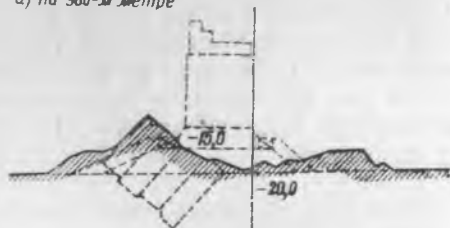
Осмотр сооружения после аварии показал, что брешь распространилась от 799-го до 1188-го метра. Из остальных частей второй ветви волнолома неповрежденным остался только участок между 600-м и 700-м метрами, перестроенный в мощное сооружение откосного типа после штормов и повреждений 1930—1931 гг. (см. рис. 78-б). На 700-м метре в надстройке образовалась большая трещина. Между 700-м и 750-м метрами защитные массивы на внешней берме сдвинулись к морю на 1,0 м, оставив перед стенкой свободную траншею. На участке от 717-го м и до начала бреши стенка получила осадку до 1,0 м и постепенно возрастающий сдвиг. В массивах второго курса появились вертикальные трещины у 730-го и 764-го метра. Конструктивные швы в надстройке, расположенные через 12 м, разошлись; продольная арматура из стальных стержней диаметром 30 мм, связывающая секции надстройки, разорвалась. Парапет местами раскололся. Надстройка сдвинулась

в сторону порта до 1,0 м у 800-го метра. По другую сторону брешии уцелела только голова длиной 12 м, имевшая очень сильный профиль шириной 22 м. Однако она испытала значительную осадку и наклонилась в сторону моря.

Для определения последствий аварии на разрушенном участке волнолома были произведены подробные промеры, водолазные осмотры и бурение грунта. Стенка волнолома оказалась сползшей наружу и лежащей впереди на дне, частично погрузившись в грунт (рис. 82). Средняя часть ее упала, обрушившись вперед, а концы запрокинулись назад. Массивные столбы отделились друг от друга по вертикальным швам, сохранив в большинстве свою монолитность; лишь некоторые столбы раслоились на части.

Буровыми скважинами были обнаружены далеко впереди стенки на значительной глубине под поверхностью дна камни постели, разбросанные и перемешанные с песком (рис. 83). Для уточнения границы рассеивания камня в дополнение к скважинам была произведена электро-

а) На 936-м метре



б) На 1130-м метре

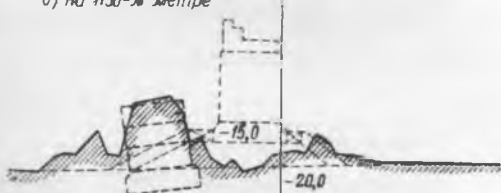


Рис. 82. Профили остатков волнолома после аварии

разведка грунта.

Сущность электроразведки заключается в измерении сопротивления грунта прохождению через него электрического тока и

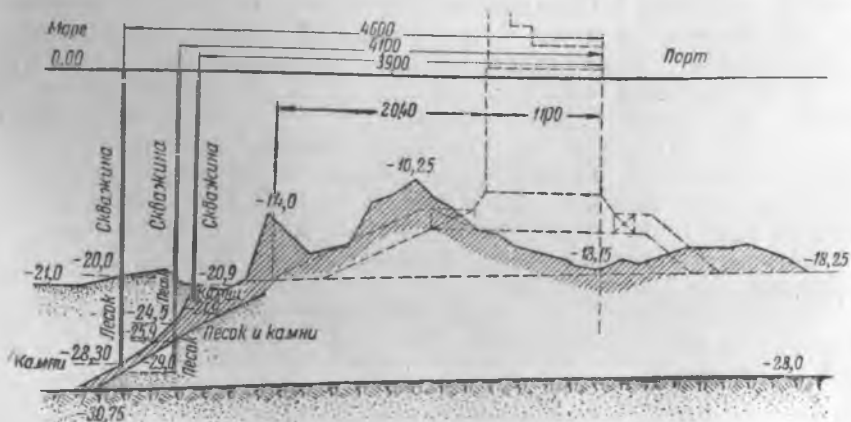


Рис. 83. Профиль на 1000-м метре волнолома по данным промеров и бурения

в определении, на основе полученных данных, картины напластования грунтов. Впервые этот метод в морских условиях был применен советскими инженерами для съемки кровли известняков в Биби-Эйбатской бухте Каспийского моря¹. Приемы электроразведки, впервые разработанные и осуществленные в СССР, впоследствии иностранные инженеры целиком позаимствовали для определения залегания скального грунта (кристаллических сланцев) в порту, где произошла рассматриваемая нами авария волнолома. Наконец, после аварии этими же приемами разрешили более простую задачу — установление границы рассеивания камня постели под стенкой волнолома во время аварии.

На рис. 84 показана примененная в последнем случае схема выполнения электроразведки. На барабан лебедки, установленной на волноломе, был навит бронированный трехпроводный кабель

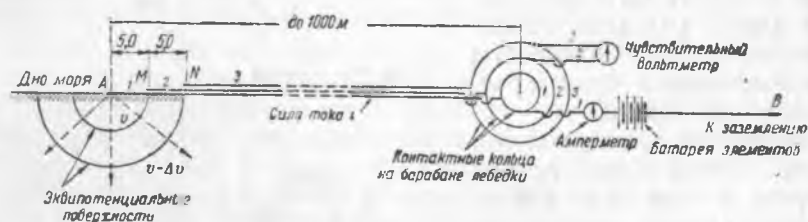


Рис. 84. Схема электроразведки грунта

длиной около 1000 м. При помощи катера растягивали кабель по дну до любой точки производства измерений. Один провод кабеля 1 был присоединен к заземлению В, устроенному на значительном расстоянии от места расположения установки. Другой его конец А был снабжен электродом, погружаемым в морское дно. При помощи батареи элементов по проводу 1 посылался в грунт электрический ток силой i . Создаваемое при этом электрическое поле в зоне, прилегающей к точке А, в однородной среде представляется сферическими эквипотенциальными поверхностями с центром в точке А. Два провода кабеля 2 и 3 также имели на одном из своих концов электроды (М и N), погружаемые в грунт дна. Другие концы этих двух проводов были присоединены к чувствительному вольтметру, с помощью которого измерялась разность потенциалов Δv в точках М и N. Все присоединения концов проводов, остававшихся на лебедке, осуществлялись посредством контактных колец, насаженных на барабан лебедки и вращающихся вместе с ним.

Было произведено две серии исследований: в одной серии расстояния между электродами $AM = MN$ равнялись 2,50 м, в другой — 5,0 м.

¹ В. Меликян. Электрическая съемка известняков Биби-Эйбатской бухты, журнал «Азербайджанское нефтяное хозяйство», 1931 г., № 9—10.

Сопротивление грунта определялось по формуле:

$$\rho = K \frac{\Delta v}{i},$$

где K — коэффициент, зависящий от параметров установки. Предварительно было установлено, что при наличии на дне в районе волнолома насыщенного соленой водой однородного песчаного грунта, не содержащего включений камня или обломков, сопротивление, получаемое по формуле, не превышает $0,175 \text{ ом/м}^2$. Когда же в грунте оказывался камень и обломки, частично замещавшие насыщенный соленой водой песок, то сопротивление возрастало, доходя до $0,180 \text{ ом/м}^2$ и более.

Благодаря сравнительной дешевизне электроразведки, представилась возможность выполнить ее более чем в 100 местах перед разрушенной частью сооружения и довольно четко определить контуры площади дна, где сопротивление грунта превышало $0,175 \text{ ом/м}^2$ (т. е. где он в своей толще содержал включения камней).

На рис. 85 показана полученная граница рассеивания камня; она очерчена по данным второй серии электроисследований — при



Рис. 85. Рассеивание камня постели по данным электроразведки

расстоянии между электродами в 5,0 м. Как видно из рис. 83 и 85, камень оказался разбросанным на полосе шириной до 49 м от прежней фасадной грани сооружения, тогда как до аварии (по промерам в январе 1934 г.) подошва откоса постели лишь несколько выступала перед проектной линией подошвы, располагавшейся по теоретическому чертежу на расстоянии 20,4 м от фасадной грани стенки. Слой камня в грунте при уменьшавшейся по направлению к морю толщине имел уклон, соответствовавший прежнему уклону откоса постели, продолженному почти до низа песчаного слоя, т. е. до глубины — 30 м (рис. 83). Характерно, что расположение обломков и граница рассеивания камня свидетельствовали как бы о волнообразном изменении волновой нагрузки вдоль сооружения (рис. 85).

Постель на трассе волнолома была размыта до глубины — 18—20 м, т. е. на 3—5 м глубже заложения стенки. Механический

анализ песка, образующего дно перед разрушенной частью волнолома, показал, что после аварии его гранулометрический состав стал резко отличаться от состава песчаного грунта естественного дна.

Из табл. 4 видно, что процент крупных фракций в песке увеличился в несколько раз за счет снижения содержания мелких частиц.

Таблица 4

Размеры зерен, мм	Песчаный грунт естественного дна		Песок дна после аварии	
	I скважина, %	II скважина, %	I скважина, %	II скважина, %
< 0,10	87,3	52,8	25,5	43,0
0,10—0,50	5,2	47,0	32,0	20,5
> 0,50	7,5	0,2	42,5	36,5

Что касается первой ветви волнолома, то она, в отличие от второй ветви, во время шторма 2—7 февраля 1934 г. получила только незначительные повреждения.

Повреждения волнолома в 1930—1933 гг. отличаются от его аварии 3 февраля 1934 г. не только своими несравненно меньшими размерами, но и самыми причинами, их вызвавшими.

В первых случаях деформация волнолома объясняется в основном неравномерной осадкой еще не уплотнившейся постели при высоких переменных как бы трамбующих давлениях, которые передавала на постель стенка, вибрирующая под ударами волн. В процессе работ производилась огрузка стенки одним дополнительным курсом массивов, но это, естественно, не могло полностью предотвратить последующей ее осадки. На размер осадки, несомненно, повлиял также размыв постели донными скоростями в совокупности с высасыванием ими мелких ее частей из-под стенки.

Трещины в некоторых массивах появились по следующей причине. Как установлено исследованиями и измерениями, проведенными непосредственно на волноломе, массивовые столбы, еще не перекрытые надводным строением и не связанные друг с другом, под действием волн подвергались колебательным движениям, при которых верх каждого столба описывал в плане эллипс. Эти движения можно объяснить одновременным действием волн на отдельные столбы и на различные боковые грани каждого столба. При высоте волн в 1,0 м были замерены периодические смещения столбов перпендикулярно оси волнолома около 5 см и вдоль оси—2 см. При более высоких волнах определить размеры смещений не представилось возможным, однако нет сомнений в том, что во время штормов смещения достигали значительно больших размеров. В итоге швы между столбами временами закрывались, а столбы с силой ударяли и нажимали друг на друга, в силу чего про-

исходило откалывание кусков массивов. Об аналогичном явлении уже сказано в п. 11. Когда в последующем было решено заполнить вертикальные швы между столбами стенки, то основным мотивом послужило именно стремление предотвратить возможность качаний столбов вдоль сооружения.

Ранее было отмечено, что зоны массивов, получивших трещины, располагались на определенном расстоянии друг от друга, совпадая с местами наибольших осадок и сдвигов массивов столбов. Это вполне естественно, так как в местах впадин волнообразной кривой, которую приняла в плане ось волнолома, сжимающие напряжения в массивах достигали наибольшей величины.

Таким образом, повреждения волнолома до его аварии произошли в результате обычного воздействия на конструктивные

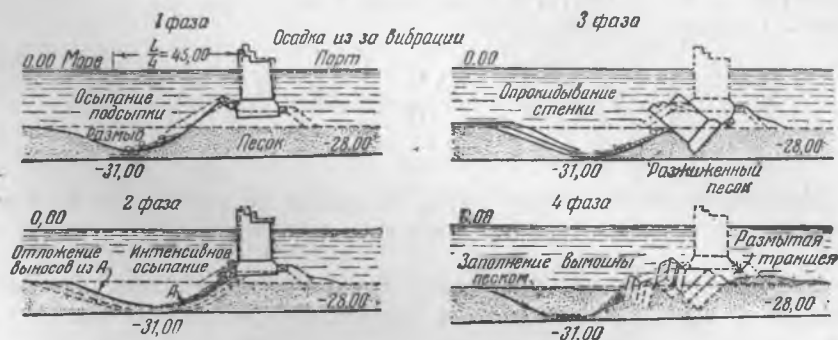


Рис. 86. Четыре фазы аварии волнолома

элементы сооружения сил, вызываемых морским волнением, и ни в коей мере не связаны с действием волн на дно перед сооружением.

Наоборот, авария волнолома 3 февраля 1934 г. произошла по причине размыва грунта впереди волнолома донными скоростями, созданными стоячими волнами. Таково общее суждение ученых и инженеров, изучавших аварию.

Процесс разрушения волнолома может быть разделен на четыре фазы (рис. 86).

Первая фаза протекала сравнительно медленно. Отсасывающее действие донных скоростей постепенно образовало впереди стенки котлован, в который начали осыпаться камни откоса и бермы постели. Одновременно происходили осадка и небольшое смещение массивовой стенки под влиянием ее вибрации и высасывания из-под нее мелких частей постели, как это имело место при повреждении волнолома в 1930 г.

Вторая фаза была значительно короче и резче. Защитные массивы скользнули по откосу образовавшегося котлована, куда затем под действием нескольких последовательных волн обвалилась вся наружная часть постели. Массивовая стенка еще стояла на

постели, но ввиду подмыва ее подошвы у наружного ребра она имела сильный наклон к морю и была уже близка к положению предельного равновесия.

Третья фаза заключалась в дальнейшем довольно быстром размыве и осыпании постели из-под подошвы стенки, в результате которых она опрокинулась вперед, в котлован.

Четвертая фаза представляла собой длительное заполнение котлована во время затухания шторма, так как в связи с обрушением стенки донные скорости уже не оказывали размывающего действия. Котлован заполнялся песком, из которого были в значительной степени вымыты мелкие фракции.

Максимальная донная скорость на глубине $H=20$ м в профиле стоячей волны, образованной исходной с элементами $2h=9,0$ м, $2L=185$ м, $2T=13\frac{3}{4}$ секунды, определяется по формуле Буссинеска—Сенфлу—Джунковского:

$$v = 0,75 \frac{4\pi h}{2T \operatorname{sh} \frac{\pi H}{L}} = 4,09 \text{ м/сек.}$$

Песчано-илистый грунт перед волноломом неизбежно должен был подвергнуться сильному размыву действием столь больших скоростей.

Характер размывов дна перед стенкой и распределения горизонтальных и вертикальных донных скоростей при стоячей волне показан на рис. 87. Эти данные получены опытами на модели в лаборатории, подтвердившими теоретические предположения. На рисунке видны размывы грунта у подножия стенки и далее на равных расстояниях друг от друга. Максимальные скорости (опытные) получены $v=3,60$ м/сек, т. е. весьма близкими к исчисленным по Джунковскому.

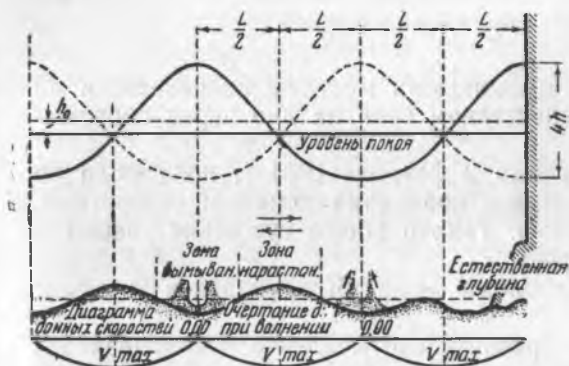


Рис. 87. Схема размыва дна и донных скоростей

Глубина котлована, размыва перед волноломом, как было установлено промерами и исследованиями, достигала 10 м. На лабораторных моделях получены данные, соответствующие глубинам, меньшим 10 м, но также равным нескольким метрам.

Никакими другими причинами, кроме размыва дна, не может быть объяснено падение стенки во внешнюю сторону, ибо, как по-

казали опыты на лабораторной модели и расчеты, при максимальных давлениях со стороны гавани стенка все еще имела коэффициент устойчивости 1,20 против опрокидывания во внешнюю сторону.

Заслуживает рассмотрения вопрос, почему из 1200 м волнолома аварии потерпели только последние 400 м?

Прежде всего здесь нужно напомнить, что первые 100 м второй ветви волнолома (от 600-го до 700-го м) были ранее перестроены и превращены в сооружение с передним откосом из наброски массивов. Эта часть волнолома, отличавшаяся своей, пожалуй, чрезмерной мощностью, не только сама без повреждений выдержала исключительный шторм, но и смогла, повидимому, уменьшить размер повреждений смежных 100 погонных метров сооружения (до 800-го метра) благодаря тому, что волны, разбитые на ее откосе, при своем обратном движении нарушали правильность приближающихся к соседнему участку волн.

Что же касается первой ветви волнолома, то в отличие от второй ветви, атакованной в лоб, она подверглась воздействию зыби, подходящей к ней под углом около 45° . Некоторые специалисты считают, что действие косо направленной волны на вертикальную стенку пропорционально $\sin \alpha$, где α —угол, под которым волна встречает стенку. По мнению других, величина угла α не влияет на возникающие в стенке усилия.

На первой ветви волнолома в 1934—1937 гг. произведен ряд измерений амплитуды интерферированных волн у стенки при различных углах подхода зыби к ней. Там же измерялись давление волн на стенку. В дополнение производились в лаборатории исследования на уменьшенных моделях. Углы α подхода волн варьировались в широких пределах: от 18° до 90° . Все эти измерения и исследования показали, что при одних и тех же элементах исходных волн максимальные амплитуды интерферированных волн у стенки и давления на нее достигали одних и тех же величин независимо от угла α . На рис. 88 показаны результаты одного из исследований.

В 1937 г. была сделана попытка теоретически обосновать указанное явление. Вместе с тем было отмечено, что интерферированные волны, возникающие у стенки при косом направлении зыби, в каждый момент оказывают полное давление лишь на огра-

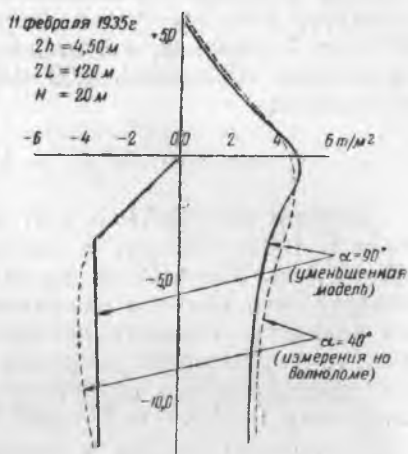


Рис. 88. Эпюры давления волн на стенку при подходе их под углом 90 и 40°

нических участках сооружения. Для вертикальных стенок, монолитных в продольном направлении, это обстоятельство имеет весьма важное значение, так как менее нагруженные участки стенки содействуют устойчивости связанных с ними участков, находящихся под наибольшим давлением волн.

В частности, в рассматриваемом нами случае по этой причине первая ветвь волнолома, к которой волны во время шторма 3 февраля подходили под косым углом, находилась в более благоприятном положении. Достаточно указать, что на ней не могло наблюдаться такое обрушение огромной волны сразу на всей длине стенки, какое было отмечено на второй ветви в самый момент аварии. Монолитная по длине стенка была в состоянии хорошо противостоять местным весьма высоким волновым нагрузкам.

Однако не следует переоценивать значение повышенной устойчивости первой ветви против давлений волн, поскольку авария второй ветви произошла, как уже известно, не под влиянием этих давлений, а вследствие размыва грунта перед сооружением. Решающей причиной сохранности первой ветви, повидимому, следует признать уменьшение донных скоростей при косом подходе волн. Можно считать, что донные скорости пропорциональны синусу и косинусу угла α подхода волны к стенке. Таким образом, при шторме 3 февраля, когда донные скорости перед второй ветвью волнолома равнялись 4,09 м/сек, перед первой ветвью они не превышали

$$v = 4,09 \sin 45^\circ = 4,09 \cos 45^\circ = 2,87 \text{ м/сек.}$$

Близких значений ($v = 2,47$ м/сек) донные скорости уже достигали в 1930—1933 гг. и перед второй ветвью при штормах $2h = 6,5$ м, $2L = 120$ м, но размывов дна они не вызывали. Объясняется это тем, что размывающее действие волн пропорционально квадрату скорости движения воды и поэтому оно быстро падает с уменьшением скорости. В частности, 3 февраля дно перед первой ветвью подвергалось размывающему действию, вдвое меньшему ($\sin^2 45^\circ = 1/2 \sin^2 90^\circ$), чем перед второй.

Материалы аварии и последующих исследований позволяют выяснить также вопрос, насколько рационально были выбраны тип и конструкция сооружения.

Рассмотрим сначала стенку волнолома с точки зрения ее устойчивости против волнового давления, не включая пока в рассмотрение размывающее действие волн на дно.

В табл. 5 и 6 приведены цифровые данные сравнения волнолома с некоторыми другими глубоко заложёнными оградительными сооружениями вертикального типа и результаты произведенных нами расчетов волнолома по ГОСТ 3255-46 при различных расчетных условиях:

Таблица 5

	Отметка подошвы стенки	Полная высота стенки H_1 , м	Ширина основа- ния стенки B , м	Площадь полного попереч- ного сечения стенки S , м	Отно- шение $\frac{S}{H_1^2}$	Отно- шение $\frac{B}{H_1}$
Исследуемый волнолом	— 15,0	21,5	13,0	212	0,46	0,60
Мол в Генуе	— 10,5	16,5	12,0	189	0,70	0,72
Мол в Марселе	— 12,5	18,5	11,0	177	0,52	0,71
Мол в Вальпарайзо	— 12,0	19,5	14,0	236	0,62	0,72
Мол в Валенсии	— 10,0	15,5	12,0	165	0,72	0,79
Мол в Катанье	— 12,5	20,0	12,0	213	0,53	0,60
Мол в Антофагасте	— 9,4	16,9	12,5	144	0,50	0,74

Таблица 6

	Расчетные условия			
	Принятая при проек- тировании волна $2h = 5$ м, $2L = 80$ м	Штормовая волна 1930 — 1933 гг., $2h = 6,5$ м, $2L = 120$ м		Штормовая волна 1934 г., $2h = 9$ м, $2L = 185$ м
		Волнолом без надстройки	Волнолом с над- стройкой	
1. Без учета взвешивающего действия волны				
Коэффициент устойчивости на скольжение по постели	2,60	1,88	1,90	1,07
Коэффициент устойчивости на опрокидывание	3,18	2,35	2,02	1,15
Максимальное давление на постель, кг/см ²	4,6	4,8	6,4	24,4
2. С учетом взвешивающего действия волны (по Джунковскому)				
Коэффициент устойчивости на скольжение по постели	2,46	1,70	1,76	0,89
Коэффициент устойчивости на опрокидывание	3,09	2,06	1,83	0,91
Максимальное давление на постель, кг/см ²	4,6	5,0	6,8	∞

Из табл. 5 видно, что стенка волнолома при наиболее глубоком заложении и наибольшей полной высоте имеет наименьшие значения отношений $\frac{S}{H_1^2}$ и $\frac{B}{H_1}$, причем площадь ее поперечного сечения превзойдена в двух случаях. Эти показатели свидетельствуют о высокой экономичности профиля.

Несмотря на свою экономичность, стенка, рассчитанная на волну с элементами $2h = 5,0$ м и $2L = 80$ м, достаточно устойчива при волнении $2h = 6,5$ м и $2L = 120$ м (см. табл. 6). Это подтвердилось в 1931—1933 гг., когда во время строительства она без повреждений выдержала неоднократное воздействие штормового волнения подобной силы. Более того, и при волнении $2h = 9$ м, $2L = 185$ м коэффициенты устойчивости все еще больше единицы, если не учитывать взвешивающего действия волны.

Действительная устойчивость стенки несколько выше, чем можно судить по цифрам таблицы, так как исследованиями на

модели в гидротехнической лаборатории получена волновая нагрузка, примерно на 13% меньшая, чем по теоретической эпюре (рис. 89). Этим обстоятельством и фактическим отсутствием дополнительного волнового давления на подошву стенки можно объяснить, что перед аварией волнолом в течение нескольких часов выдерживал напор волн высотой в 9 м и в конце концов потерпел аварию не вследствие чрезмерного давления волн, а в связи с размывом дна впереди него.

Нельзя согласиться с точкой зрения иностранных специалистов, утверждающих, что если бы такого подмыва не произошло, то волнолом не испытал бы серьезных деформаций при воздействии на него столь исключительного по силе волнения. Низкие коэффициенты устойчивости и недопустимо большое

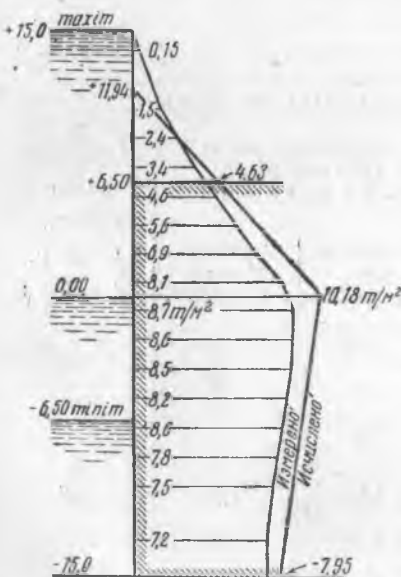


Рис. 89. Эпюры волновой нагрузки

давление на каменную подсыпку показывают обратное. Это, однако, не умаляет достоинств конструкции стенки, рассчитанной на значительно более благоприятные гидрологические условия.

К таким достоинствам следует отнести: а) относительно глубокое заложение; б) надежную связь, достигнутую как между массивами в каждом столбе, так и между отдельными столбами; в) уширение нижнего массива.

Сравнивая первоначально спроектированный профиль волнолома (рис. 74) с окончательно принятым и осуществленным (рис. 75), нужно признать лучшим последний. Симметричный профиль стенки устойчивее против опрокидывания в сторону моря. Очертания обращенной к морю части постели по рис. 75 целесообразнее, чем по рис. 74. Оба эти обстоятельства, несомненно, сыграли известную роль в сопротивлении волнолома шторму в последние часы перед аварией.

Железобетонные колонны (шпонки) являются гораздо лучшей вертикальной связью между массивами, чем пазы и гребни на их горизонтальных гранях. Колонны придают столбам монолитность и почти вдвое увеличивают сопротивление массивов сдвигу по швам. При достаточном отдалении шахт от краев массива (не менее 1,50 м) они не создают опасности для его целостности. Это обстоятельство следует подчеркнуть, так как массивы волнолома Мирабо в Марселе, имевшие шахты в расстоянии 1,25 м от краев, часто повреждались. Наоборот, пазы и гребни не исключают компрессионного и взвешивающего волнового давления в горизонтальных швах и не допускают точного расчета их эффективности. Вместе с тем они включаются в работу лишь после некоторого смещения массивов, сопряженного с резкими толчками, в результате которых возникают трещины в углах пазов.

Если конструкция стенки, в узком смысле этого слова, по ряду приведенных мотивов может быть признана вполне рациональной для сооружения вертикального типа, то в целом проект волнолома представляется гораздо менее удовлетворительным в связи с недостаточной обеспеченностью подошвы сооружения от подмыва. Правда, принятое проектом морское волнение ($2h=5$ м, $2L=80$ м), при котором донные скорости определяются расчетом, примерно, в 1,25 м/сек, не было бы в состоянии вызвать подмыв и деформацию волнолома. Однако уже при волнении $2h=6,5$ м, $2L=120$ — 140 м, $2T=8$ —11 сек, наблюдавшемся несколько раз в 1930—1933 гг., донные скорости по расчету и по опытам на модели достигают 2,5 м/сек. Песчаный грунт дна вряд ли мог оставаться неподвижным при таких скоростях. Возможно, что благополучный исход нескольких подобных штормов объясняется их кратковременностью. Для противодействия донным скоростям, развивающимся при штормах такой силы, подошва волнолома была недостаточно защищена. Что же касается условий шторма 3 февраля 1934 г., то в этом случае защита дна перед волноломом от размыва требовала чрезвычайно дорогостоящих мер. Таким образом, возможно прийти к следующему заключению.

Для принятия при проектировании элементов волны тип и конструкция волнолома были избраны рационально.

Из опыта 1930—1933 гг. видно, что волнолом без какого-либо усиления стенки, но с более надежным обеспечением его подошвы от подмыва, мог благополучно эксплуатироваться в условиях волнения до $2h=6,5$ м.

Для условий, аналогичных шторму 3 февраля 1934 г., профиль стенки явно недостаточен. Однако в данном случае, при совокупности условий подобного волнения, легко размываемого песчаного дна и не особенно большой глубины, следует признать нецелесообразным уже самый тип сооружения с вертикальной стенкой. Не соответствующий действительным естественным условиям тип сооружений был избран ввиду отсутствия необходимых изыскательских данных о силе морского волнения. Кроме того, до аварии заложение вертикальной стенки на глубине более 12 м и неширокое покрытие ее подошвы считались вполне достаточными условиями, исключаящими возможность подмыва стенки.

Теоретически вопрос о распределении и действии донных скоростей не был освещен, в связи с чем не учитывалась опасность размыва дна перед сооружением в некотором отдалении от стенки.

Происшедшая авария и результаты исследований, произведенных на лабораторных моделях и непосредственно на сооружении, побудили принять меры по защите от размыва дна перед сохранившейся первой ветвью волнолома. С этой целью на всей длине первой ветви, вдоль подошвы откоса постели, были уложены фашинные тюфяки размером каждый $35 \times 40 \times 1,0$ м, нагруженные слоем камня толщиной в среднем в 1,25 м (рис. 90 и 91). Камень применен несортированный, включающий около 40% камней весом свыше 100 кг. Стык между постелью и фашинными тюфяками, во избежание оттягивания их донной волной, прикрыт дополнительной отсыпкой камня по откосу постели.

Описанные работы по предотвращению подмыва следует признать целесообразными. Как уже указывалось выше, донные скорости перед первой ветвью при наиболее сильных штормах могут достигать величины около 3 м/сек, что сопряжено с риском размыва дна и повреждений сооружения. Укладка тюфяков исключает эту опасность, так как ширина защищенной полосы перед фасадной гранью стенки доведена до 60 м, т. е. свыше четверти наибольшей возможной длины волны. Тюфяки препятствуют погружению камней в грунт, что позволяет употребить сравнительно крупные камни, для которых безопасны донные скорости, возникающие на глубине 20 м. Защитное покрытие, имея небольшую толщину, незначительно уменьшает глубину воды у сооружения и поэтому не вызывает нарушения правильного колебания интерферируемых волн у стенки.

Самую стенку первой ветви волнолома оставили без усиления, так как оно потребовало бы чрезвычайно больших затрат (повидимому, пришлось бы применить профиль по рис. 78-б) и в то же время не было безусловно необходимым. Действительно, во время шторма 3 февраля стенка первой ветви совершенно не пострадала. При анализе аварии этот факт уже нашел свое объяснение, которое позволяет предполагать, что и в дальнейшем нельзя ожидать повреждений стенки.

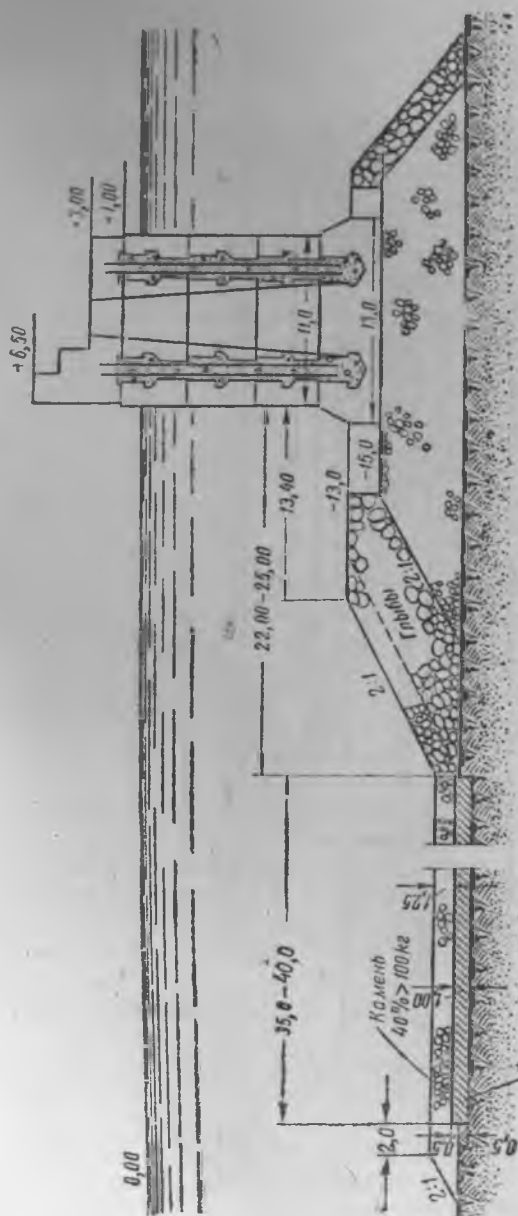


Рис. 90. Укладка фасинных тюрпков перед первой ветвью волнолома

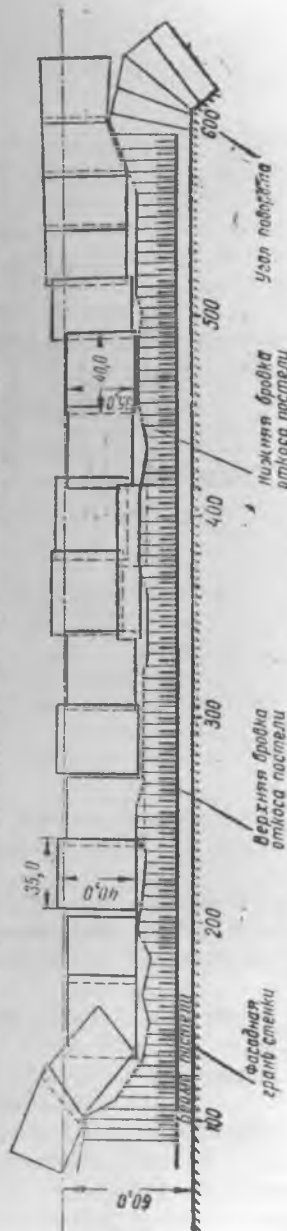


Рис. 91. Фасинные тюрпки на дне перед первой ветвью волнолома

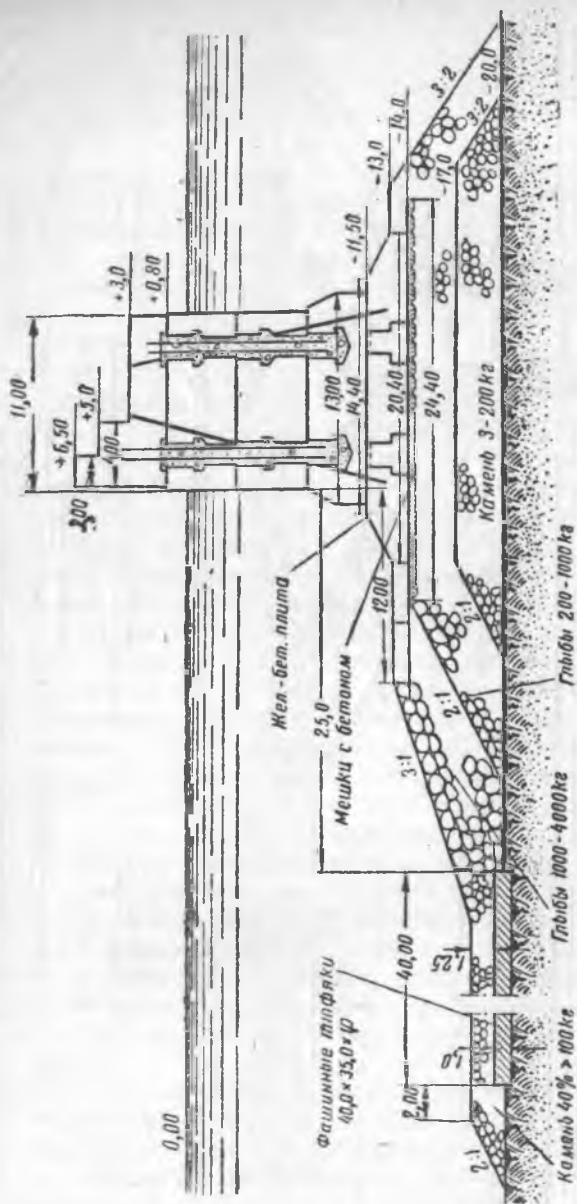


Рис. 92. Проект восстановления волнолома (вариант вертикальной стенки)

Восстановление разрушенной второй ветви волнолома представляло сложную задачу: здесь фактически нужно было построить новое сооружение, причем место постройки было загромождено обломками от разрушения.

По ряду мотивов отказались от выбора сооружения вертикального типа. На рис. 92 показан профиль вертикального волнолома, разработанный при сравнении вариантов.

Он представляет собой стенку из трех нижних курсов массивов прежнего профиля, поставленных на железобетонные плиты шириной 20,40 м и толщиной 2,50 м. Плиты укладываются на слое бетона в мешках. Предусмотрена полная монолитизация стенки, аналогичная проведенной на сооружении до его аварии. Дно впереди волнолома защищается фашинными тюфяками, как это было выполнено на первой ветви.

Стоимость одного погонного метра запроектированного профиля определена в сумме, на 75% большей первоначальной стоимости погонного метра разрушенного волнолома.

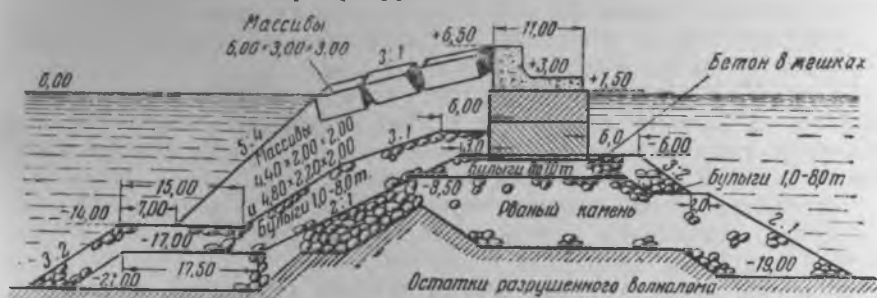


Рис. 93. Профиль восстановленного волнолома

Помимо этого, в случае осуществления вертикального сооружения потребовались бы значительные затраты для расчистки места постройки от обломков.

Чрезмерно высокая стоимость явилась одним из мотивов отказа от строительства сооружения вертикального типа; кроме того, после катастрофы 3 февраля 1934 г. строители не исключали возможности ее повторения.

Восстановление сооружения по этому варианту потребовало бы длительного срока, в течение которого порт был бы открыт для волнения. В то же время, как показал опыт, ремонт откосного волнолома мог бы быть выполнен в короткий срок.

С другой стороны, сочли нежелательным также остановиться на чистом типе сооружения из наброски массивов, так как существует мнение, подтвержденное опытом, что волнение частично проникает в порт, проходя сквозь большие пустоты между массивами наброски. Был выбран комбинированный тип сооружения из заложеной на небольшой глубине вертикальной стенки, при-

крытой со стороны моря мощной отсыпью из глыб и массивов (рис. 93).

Вес массивов в теле отсыпи равен 40—50 т, а в покрытии (выше горизонта воды) превышает 100 т. Выбранный профиль по своей схеме аналогичен профилю другого сооружения того же порта (рис. 76), отличаясь от него лишь большими общими размерами и большим весом массивов.

В последующем, однако, из финансовых соображений волнолом восстановили по этому профилю лишь на протяжении 200 м (между 800-м и 1000-м метрами) на участке, где он защищает новую гавань. Остальные 200 м, служащие только для защиты входа, выполнены откосного типа, причем первые 50 м доведены до горизонта воды, а далее сооружение имеет отметку верха — 3,0 м, представляя собой подводный волнолом. В процессе строительства уцелевшая, но сильно деформированная при аварии 1934 г. голова волнолома была взорвана.

Анализ аварии прежде всего свидетельствует о том, что для проектирования оградительных сооружений совершенно необходимы своевременные и правильно поставленные наблюдения за силой морского волнения в пункте строительства.

В пп. 17 и 18 описаны другие примеры аварий, также происшедших по причине введения в расчет преуменьшенных элементов волнения, принятых по общим соображениям или на основе кратковременных и недостаточных наблюдений.

Рассматриваемый пример может служить иллюстрацией последствий недооценки величины донных скоростей из-за неправильно заданных элементов волнения.

Мы уже ранее указали цифры донных скоростей, определенные теоретически для различных моментов истории волнолома. На основании опытов на уменьшенных моделях один из исследователей указывает, что силы перемещения материалов дна и постели, пропорциональные квадрату донных скоростей v^2 , можно сравнивать по формуле

$$v^2 = \alpha g \frac{h^2}{H},$$

где: v — максимальная донная скорость, в м/сек;

g — ускорение силы тяжести, в м/сек²;

$4h$ — высота интерферирующей волны у фасада стенки, в м;

$2T$ — период волны, в секундах;

H — глубина воды перед сооружением, в м;

α — функция от $2T \sqrt{\frac{g}{H}}$, изображенная на рис. 94.

На рис. 94 точками A, B, C отмечены значения α , соответствующие трем величинам периода $2T$: предусмотренной проектом, наблюдавшейся в 1930—1933 гг. и, наконец, установленной во время шторма 3 февраля 1934 г.

Если учесть, что помимо преуменьшенного значения $2T$ была принята также заниженная величина $4h$, то становится ясным,

насколько действительное размывающее действие волн оказалось больше предположенного.

Второй принципиальный вывод из анализа аварии заключается в том, что при выборе типа сооружения и проектировании его основания необходимо придавать решающее значение вопросу размыва донными скоростями грунта перед сооружением. В условиях значительного волнения с этим фактом можно не считаться только в тех случаях, когда дно образовано грунтами, трудно поддающимися размыву, либо когда глубина воды у сооружения достаточно велика (порядка трех с половиной высот волны). В остальных же случаях, особенно при легкоподвижном песчаном или илистом грунте, следует отказываться от типа сооружения с вертикальной стенкой, создающей отраженную волну, либо принимать специальные меры по защите дна.

Как сказано выше, при восстановлении второй ветви волнолома тип вертикальной стенки отвергнут. Такое же решение принято в примерах, описанных далее в пп. 16 и 17. В аналогичных условиях чаще всего будут применяться сооружения откосного типа (особенно если нет уверенности в точном знании элементов наибольшей волны), так как для обеспеченности подошвы вертикальной стенки от подмыва необходимо производить крупные работы и затраты по укреплению широкой полосы дна перед стенкой (шириной не менее четверти длины волны).

К рациональным защитным мероприятиям такого рода могут быть отнесены: укладка фашинных тюфяков; устройство в котловане или на естественных глубинах каменной отсыпи достаточной толщины, чтобы грунт не высасывался сквозь камень; укладка плоских бетонных массивов или железобетонных плит. Допустимо также высказать предположение о возможности замены поверхностного слоя грунта.

Примером проведения защитных мероприятий служат описанные выше работы на первой ветви волнолома. Другим характерным примером является удлинение мола в порту, показанного на рис. 95. Постройка этого сооружения длиной 314 м была начата в 1934 г. Проектом предусматривалось возведение стенки из гигантов на постели, выравненной на отметке — 12 м. Постель должна была иметь бермы шириной 5 м, защищенные 60-тонными массивами, и откосы с уклоном 1:1 из булыг весом 3000 кг. Дно под сооружением сложено цементированным песком. Район порта подвержен весьма сильному волнению юго-западного направ-

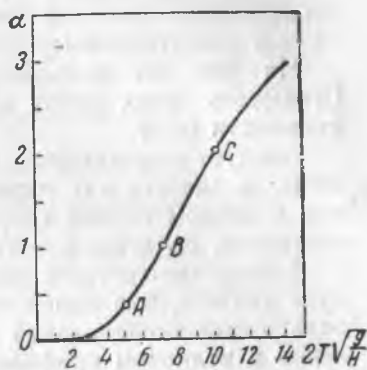


Рис. 94. Значение коэффициента z

ления: в январе 1926 г. наблюдались штормовые волны высотой 9 м.

В процессе строительства, под влиянием описанной нами аварии волнолома и учитывая постановления XVI Международного судоходного конгресса, особо отметившего опасность подмыва вертикальных молв, было решено внести в проект существенные изменения: понизить заложение подошвы стенки до—13,5 м, связать защитные массивы со стенкой и уширить постель. Однако по состоянию строительства первые два мероприятия уже не удалось осуществить.

После проведения лабораторных исследований на модели ограничили защитой дна камнем и булыгами на полосе шириной 45 м и значительным усилением постели с обеих сторон.

На рис. 95 дополнительные работы показаны штриховкой. Стоимость этих работ определилась в 14% от первоначальной стоимости мола.

Следует подчеркнуть, что в обоих приведенных примерах решение о защите дна перед сооружением было вынужденным, так как в первом случае сооружение вертикального типа уже было построено, во втором — находилось в процессе строительства.

В качестве третьего вывода, вытекающего из первых двух, следует указать, что одной из важнейших задач теоретических и лабораторных исследований является изучение вопросов о распределении в волновом профиле донных скоростей и об их действии на поверхностный слой грунта. Эти вопросы еще мало изучены. Надлежащие исследования необходимо провести как для стоячей волны, так и для волны, частично разбитой.

Прежде всего отметим, что до настоящего времени даже для более изученной стоячей волны не вполне выяснена физическая сущность явлений размыва и не уточнены места, где он сильнее всего проявляется.

Достоверно известно лишь, что вдоль фасада стенки частицы воды находятся под воздействием постоянной вертикальной скорости, направленной вниз и переходящей у подошвы стенки в скорость горизонтальную, направленную от стенки; в этом же месте — в углу между стенкой и дном — образуется вихрь.

Совокупность этих скоростей и вихрей вызывает сильный подмыв дна у подножия откоса постели и размыв ее.

Что же касается полосы дна впереди постели, то теоретически максимальные горизонтальные донные скорости должны возникать в местах расположения узлов стоячей волны (т. е. в расстоянии $\frac{L}{2}$, $\frac{3L}{2}$, $\frac{5L}{2}$ и т. д.), а максимальные вертикальные скорости — в местах ее пучностей (т. е. в расстоянии L , $2L$, $3L$ и т. д. от стенки, как это показано на рис. 88). Однако некоторые исследователи на основании точного решения задачи стоячей волны считают, что наибольшие горизонтальные скорости ближе к стенке, чем $\frac{L}{2}$, и, в зависимости от отношения $\frac{h}{L}$, зона их действия колеблется от $\frac{2}{5}L$ до $\frac{1}{3}L$.

С другой стороны, из рис. 87 видно, что по лабораторным опытам зоны размывов совпадают с местами максимальных вертикальных скоростей, а не горизонтальных, как этого можно было бы ожидать. Объясняют это явление тем, что размыв создают именно вертикальные скорости, взмучивающие грунт, причем горизонтальные скорости играют лишь вспомогательную роль, разнося взмученный грунт в стороны. Проф. Н. Н. Джунковский, наоборот, считает, что в действительности размыв сосредоточивается в местах наибольших горизонтальных скоростей — в зоне от $\frac{L}{4}$ до $\frac{3L}{4}$, а гребни в этих местах образуются из перемытого грунта, нанесенного уже к моменту затухания волнения.

Ряд других важнейших вопросов, связанных с размывающим действием волн, также еще не получил своего разрешения и требует лабораторных и натурных исследований. В подтверждение этого достаточно сослаться на составленную нами табл. 7, в которой приведены сравнительные данные для трех сооружений, построенных на песчаных грунтах примерно одинакового гранулометрического состава.

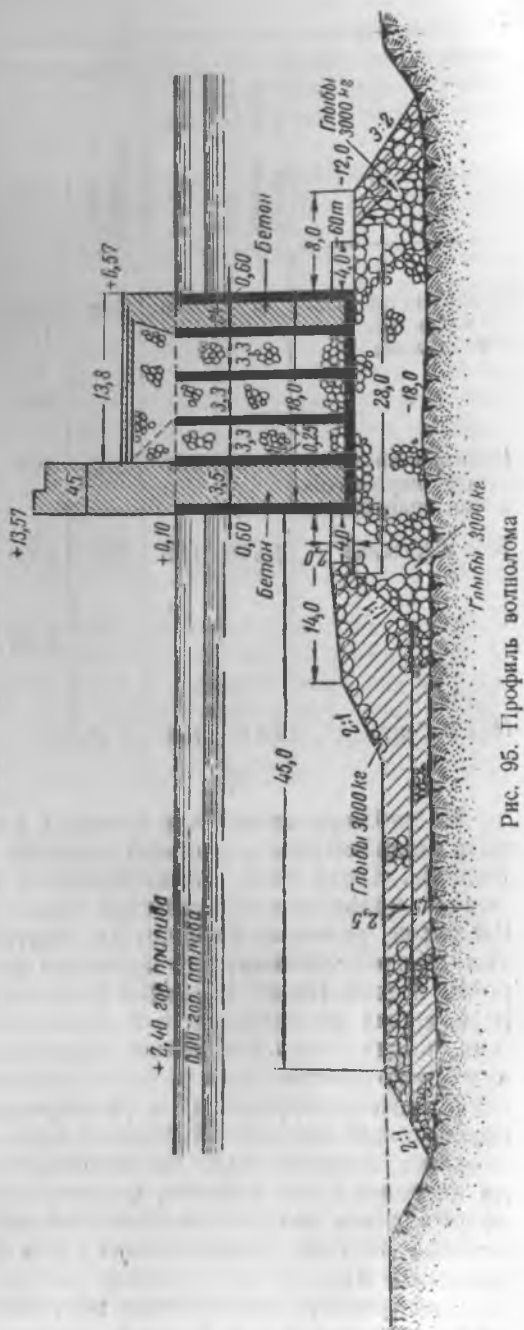


Рис. 95. Профиль волнолома

	Колич. частиц донного песка меньше 0,2 мм, %	Глубина		Дата	Элементы волны		Донные скорости, м/сек	Явления размыва
		дна, м	подшвы стенки, м		2 h, м	2 L, м		
Вторая ветвь рас- сматриваемого волнолома	До 84	20,0	15,0	1930— 1983	6,5	120	2,47	Размыв не был обнару- жен
				1934	9,0	185	4,09	Размыв на глубину 10 м
Первая ветвь (при косо направлен- ном волнении)	До 84	20,0	15,0	1934	9,0	185	2,87	Размыв не был обнару- жен
Мол в Катанье	До 95	17,5	12,5	1930	7,0	100	2,75	Местный раз- мыв на глу- бину 1,50 м
				1933	7,5	155	3,60	Размыв не был обнару- жен
Мол в Генуе	До 87	15,0	10,5	—	6,0	100	2,80	Размыв не наблюдается

Из таблицы видно, что нельзя с полной уверенностью устано-
вить закономерность явлений размыва в зависимости от расчетных
величин. Кроме того, общепризнанное суждение о том, что мелкий
песок подвергается размыву при донных скоростях в 1,0 —
2,0 м/сек, данными таблицы не подтверждается. Объясняется это
тем обстоятельством, что характер размыва при постоянной ско-
рости потока (напр., в речных условиях) совершенно иной, чем при
переменных по величине и направлению донных скоростях волне-
ния, когда движение носит колебательный характер около по-
стоянного центра.

Многие сооружения черноморских портов, возведенные на
сравнительно небольшой глубине и на легко размываемых грунтах,
казалось, должны были бы терпеть аварии от размыва дна впе-
реди постели; такое явление, однако, не наблюдается. Вряд ли мож-
но объяснить это только наличием широких наружных бермы и
откосов постели, закрывающих дно полосой около $0,4 \div 0,5 L$
(около 15 м).

Совокупность изложенных обстоятельств позволяет высказать
предположение, что в профиле частично разбитой волны донные

скорости как по величине, так и по направлению отличны от скорости в правильной стоячей волне. При этом непосредственно у стенки они имеют большую величину, чем и объясняются повреждения постели, а по мере отдаления от стенки скорости уменьшаются настолько, что уже не могут оказать размывающее действие на дно. Следует подчеркнуть, что в рассмотренном нами случае аварии волнолома, наоборот, никакого разбивания волны не наблюдалось, волнение имело характер правильной зыби и у стенки могла образоваться правильная стоячая волна.

Четвертым выводом из анализа аварии является настоятельная необходимость путем теоретических и экспериментальных исследований окончательно решить вопрос о воздействии на сооружение волн, направленных под углом к нему. При проектировании молов и волноломов часто приходится учитывать, что наиболее сильное волнение подходит к сооружению под углом. Как мы уже отмечали, расчет в каждом случае производится по-разному. Общие соображения о физической стороне явления и упомянутые исследования показывают, что при подходе волн под углом к стенке происходит интерференция двух пересекающихся систем волн. При этом в отдельных точках создаются узлы и пучности, аналогичные узлам и пучностям стоячей волны, но положение их все время меняется.

Таким образом, боковое давление и донные скорости, определенные в предположении воздействия на стенку стоячих волн (с введением для скоростей коэффициента, равного $\sin \alpha$ или $\cos \alpha$), можно рассматривать как верхний предел действительных величин. Дальнейшие исследования позволят выработать более точный метод учета влияния угла подхода волн и достичь этим путем уменьшения скрытых запасов.

Наконец, в качестве пятого, весьма важного, вывода укажем на чрезвычайно большую роль, которую играет в устойчивости вертикальных молов их монолитность. Этот вопрос уже достаточно полно освещен при анализе аварии волнолома. В дальнейшем изложении приводится ряд примеров аварий сооружений, имевших причиной отсутствия монолитности стенки (см. пп. 17 и 18). Отметим, что мероприятия по усилению монолитности столбов стенки, примененные на рассмотренном волноломе, оказались достаточно эффективными. Благодаря им была устранена возможность раскачивания столбов вдоль сооружения и сдвига массивов друг по другу, а также было исключено дополнительное взвешивающее действие волны в швах кладки. Между прочим, в данном примере взвешивающее волновое давление вообще не имело значения: швы кладки были заделаны, а на подошву стенки оно, видимо, не действовало (см. табл. 6). Последнее обстоятельство уже отмечено и в других примерах.

Описываемый волнолом как до аварии, так и в особенности после нее служил предметом многочисленных исследований — натурных и лабораторных. Измерения на волноломе амплитуды стоя-

чих волн систематически производились в течение нескольких лет. На разных глубинах измерялись давления. Результаты позволили установить их соответствие расчетным величинам статического давления стоячей волны, хотя, как и в лабораторных опытах, измеренные давления почти всегда оказывались несколько меньше вычисленных (особенно при подходе к стенке гребня волны).

Такие же благоприятные для метода расчета на стоячую волну результаты были получены при сравнительных измерениях амплитуд волн исходных и образующихся у стенки (стоячих). Несмотря на колебания высоты исходной волны $2h$ в широких пределах от 1,30 до 3,65 м, высота волны у стенки при правильной зыби всегда оказывалась близкой к $4h$. Определения подъема горизонта волнующегося моря подтвердили формулу:

$$h_0 = \frac{4\pi h^2}{2L} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L}.$$

Дополнительно к этому было установлено, что во время наиболее сильных штормов в 1930—1934 гг. верх переливающейся через парапет воды совпадал с определенным по расчету гребнем стоячих волн.

Таким образом, формулы стоячей волны, подвергнутые всесторонней проверке, показали близкую сходимость результатов исчислений с данными натурных измерений. Однако полное совпадение данных расчетов и наблюдений обнаруживалось лишь при правильно сформированных волнах зыби, не искажаемых местным ветром. Во время сильного ветра наблюдались значительные отклонения от результатов расчета. Так, например, 20 декабря 1933 г. был измерен подъем среднего уровня волн в 3,60 м, тогда как по расчету (при $2h = 3,45$ м) он должен был равняться только 0,40 м. Амплитуда волн у стенки также часто достигала величины $5h$ вместо $4h$. Тем не менее все эти порожденные ветром нарушения обычных закономерностей, как показали измерения давления волн на стенку, не имели следствием повышение волновой нагрузки до размеров, выходящих за пределы эпюры давлений, которая таким образом осталась и в этом случае приемлемой для расчета воздействия волн на стенку.

Представляют интерес произведенные на первой ветви волнолома наблюдения за вибрацией сооружения. К моменту наблюдений уже были проведены все мероприятия по усилению монолитности стенки и можно было ожидать ее склонности к самостоятельной вибрации, тем более, что при ударах пневматического вибратора установили высокую скорость распространения в ней колебаний — около 2000 м/сек. Тем не менее оказалось, что стенка под действием волн собственных качаний не приобретала, а плавно вибрировала в ритме волн. Вертикальные, продольные и поперечные ускорения равнялись обычно нескольким см/сек². При умеренном волнении $2h = 4,2$ м, $2T = 7,2$ сек были определены поперечные ус-

корения в размере 14—17 см/сек² и амплитуда колебаний в 20 см. Приняв, что амплитуда пропорциональна энергии волн, которая в свою очередь пропорциональна $2L(2h)^2$, определили возможную амплитуду колебаний стенки при шторме 3 февраля 1934 г. в размере 1,0 м. Подобное раскачивание стенки должно было весьма тяжело отразиться на состоянии постели и в большой степени уменьшить устойчивость стенки.

Изучение вибрации волнолома ограничилось констатацией приведенных фактов. Необходимы дальнейшие аналогичные наблюдения за вибрацией других сооружений (монолитных и сложенных

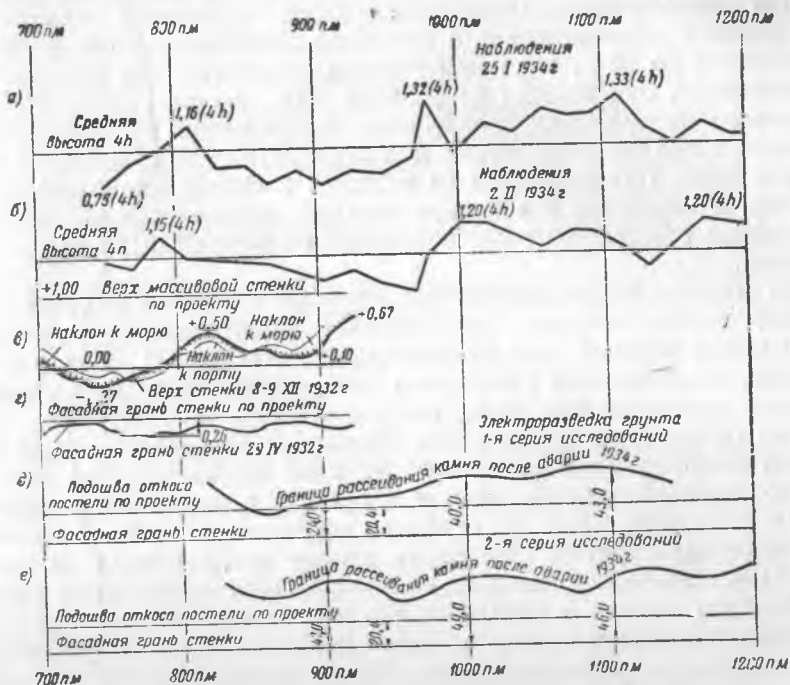


Рис. 96. Кривые колебаний волнового воздействия по длине волнолома:

а, б) кривые амплитуд стоячей волны; в) кривая осадки массивной стенки; г) кривая сдвига массивов; д, е) кривые рассеивания камня постели после аварии

из отдельных конструктивных элементов) и претворение результатов обобщенных опытов в форму, пригодную для использования в проектировании сооружений.

В предыдущем изложении неоднократно отмечалась наблюдавшаяся периодическая закономерность изменения вдоль волнолома воздействия волн на него (рис. 77 и 79). Особенно ясно волнообразный характер этой закономерности виден на рис. 96, где сопоставлены кривые осадки и смещений стенки, амплитуд стоячих

волн у ее фасадной грани и границ рассеивания обломков волнолома после аварии.

Все кривые имеют длину волны 80—100 м. Такое же явление наблюдается и в других портах; так, например, на молу Мирабо в Марселе морское волнение наиболее проявляется в местах, расположенных через 70 м по длине сооружения, на молу в Катанье — через 150 м. Ряд аварий и повреждений (частично описанных в настоящей книге) показывает, что оградительные сооружения подвергаются неодинаковому волновому воздействию на всей своей длине, а, наоборот, на отдельных небольших участках испытывают особенно сильные удары волн. Помимо этого, при штормах наблюдается периодическое увеличение высоты отдельных волн. Все эти явления неравномерности волновой нагрузки, достигающие ее повышения до 50%, пока не получили теоретического объяснения. Повидимому, они зависят от рельефа дна, конфигурации бухты, планового расположения сооружения, направления подхода волны, влияния соседних сооружений и других трудно поддающихся учету факторов. Путем опытов на моделях в гидротехнической лаборатории и наблюдений в натуре можно и нужно внести ясность в вопросы отклонений силы волнения от нормальных расчетных величин.

Из методов исследований, примененных в связи с аварией волнолома, особый интерес представляет электроразведка грунта. Этот метод впервые, как указано выше, введенный в практику морских исследований советскими инженерами, несомненно, имеет большое преимущество перед обычными приемами бурения, так как он позволяет с достаточной точностью определить общий характер напластования грунтов на больших площадях при значительно меньшей затрате времени и средств и почти вне зависимости от состояния моря. Он особенно эффективен при оконтуривании скальных грунтов, прикрытых слоями последующих отложений. Представляются вполне целесообразными дальнейшая разработка этого метода и внедрение его в практику портовых геологических изысканий.

16. Волнолом из целлюлярных массивов

Волнолом (рис. 97-а) из целлюлярных (ячеистых) массивов построен на естественных глубинах в 12—14 м. Вертикальная стенка заложена на глубине — 10 м. Грунт — мелкий песок с илом.

27 декабря 1926 г., во время строительства, когда еще не была закончена надстройка, сооружение подверглось действию очень сильного шторма с высотой волны до 7 м, длиной до 150 м.

В результате шторма перед волноломом образовались громадные вымоины. Позади сооружения грунт был тоже размыв. В эти вымоины сначала осыпалась каменная постель, а затем опрокинулась в сторону моря стенка на протяжении 200 м, опустившись местами на 4 м ниже своего первоначального положения.

Авария этого волнолома по своему характеру и причинам аналогична аварии волнолома, описанной в предыдущем примере.

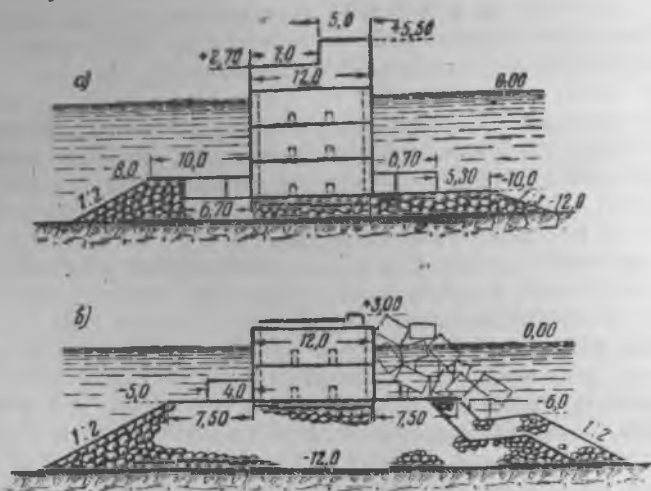


Рис. 97. Профили волнолома: первоначальный и после восстановления

При элементах волны $2h = 7$ м, $2L = 150$ м и глубине $H = 12$ м период волны равен:

$$2T = 2 \sqrt{\frac{\pi L}{g}} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L} = 2 \sqrt{\frac{3,14 \cdot 75}{9,81}} \operatorname{cth} \frac{3,14 \cdot 12}{75} = 14,4 \text{ сек.}$$

Донная скорость равна:

$$v = 0,75 \frac{4\pi h}{2T \operatorname{sh} \frac{\pi H}{L}} = 0,75 \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 3,5}{14,4 \operatorname{sh} \frac{3,14 \cdot 12}{75}} = 4,4 \text{ м/сек.}$$

Предполагая, что размер $2L = 150$ м относится к волнам в открытом море, а непосредственно у сооружения они имели длину $2L = 100 \div 120$ м, все же получаем, что период волны в момент шторма был 10—11,7 сек, а донная скорость достигала величины 4,0—4,2 м/сек, т. е. такой же, как и в предыдущем примере. Естественно, что и результаты действия скоростей на дно, состоящее из мелкого песка с илом, оказались такими же.

Таким образом, авария волнолома произошла вследствие того, что, выбрав вертикальный тип сооружения, заложенного на сравнительно небольшой глубине, авторы проекта не приняли мер для защиты дна, сложенного мелким илистым песком, от размыва донными скоростями. Как уже указано в п. 15, необходимо было дно защитить на ширину 30—40 м.

Причиной же размыва постели и дна сзади сооружения послужило переливание больших масс воды через недостроенную стенку

Расчет показывает, что толщина слоя воды, переливающейся через стенку с надстройкой, но без парапета, могла быть 5—6 м.

Для восстановления волнолома был избран тип сооружения с передней защитной массивовой наброской (рис. 97-б), который является вполне целесообразным. Массивовая отброска препятствует отражению волн и образованию больших донных скоростей. Это значительно уменьшает опасность размыва легкоподвижного грунта. Можно ожидать лишь небольших вымоин, которые заполняются осевшей каменной постелью. Массивы наброски также могут несколько осесть. Ремонт таких повреждений путем пополнения камня и массивов не представляет трудности.

Рассмотренный пример еще раз подтверждает опасность возведения сооружений вертикального типа на легко размываемом грунте при не особенно большой глубине у сооружения.

Основные выводы п. 15 целиком относятся к данному примеру. Можно лишь добавить, что тыловую часть постели необходимо сразу выполнять по проектному профилю, с укладкой, в необходимых случаях, защитных массивов. Это следует особенно подчеркнуть, так как в практике строительства иногда допускают отставание работ по устройству тыловой бермы, ошибочно считая, что пока стенка не достроена, тыловая берма в устойчивости сооружения существенной роли не играет.

17. Мол из циклопических массивов

Строительство удлинения мола протяжением около 700 м было начато в 1926 г. Принятый к осуществлению профиль мола показан на рис. 98. Вертикальная стенка образована из ряда столбов,

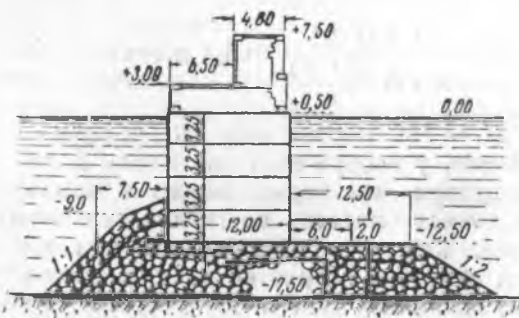


Рис. 98. Профиль мола

состоящих каждый из четырех циклопических массивов размером $12 \times 4 \times 3,25$ м и весом 320 т. Длина массивов—12 м—соответствует ширине стенки.

Первоначальный проект предусматривал применение массивов размером $12 \times 4,25 \times 3,25$ м с двумя шахтами $2,0 \times 1,25$ м, которые должны были служить сначала

для заводки подъемных ключей, а затем — для устройства в них железобетонных колонн-шпонок, связывающих воедино массивы каждого столба. Горизонтальные швы между массивами предполагалось заделать для устройства шпонок насухо и устранения волнового давления воды в швах. Однако от устройства шахт отказались еще до начала постройки и в связи с этим уменьшили

ширину массивов на 0,25 м для сохранения их веса. Точно так же отменили заделку швов. Таким образом, единственным элементом, связывающим массивы, являлась бетонная надстройка с парапетом общим объемом в 50 м³/пог. м. Осадочные швы в надстройке расположены через 12 м, так что каждая ее секция соединяет три массивовых столба.

При глубине дна под молом 17—18 м стенка мола заложена на отметке — 12,50 м. Каменная постель имеет толщину 4,5—5,5 м. Ширина наружной бермы 12,50 м, тыловой (на отметке — 12,50 м) — 7,5 м. Тыловая берма поднята до отметки — 8,0 м, образуя сзади упор для двух нижних курсов массивов. Постель отсыпана из несортированного базальтового камня высокого качества. До начала укладки массивов постель была выдержана длительное время. Бермы и откосы постели защищены глыбами. Кроме того, наружная берма прикрыта рядом защитных массивов размером $6 \times 3 \times 2$ м, весом около 80 т.

В основании мола залегает плотно слежавшийся песок, обладающий высокой несущей способностью, но легко подверженный размыву, так как он содержит около 95% мелких (до 0,2 мм) частиц.

Первый участок удлинения мола протяжением около 500 м направлен почти точно по линии север—юг, второй участок длиной около 200 м — по линии северо-восток—юго-запад. Мол защищает порт от наиболее сильных штормов сектора СВ—ЮВ. По линии ВСВ разгон волн достигает 400 км, причем на своем пути волны проходят глубины моря в 2000 м. Еще более опасны волны от ВЮВ, так как в этом направлении разгон их превышает 1700 км, а глубины моря достигают 4000 м.

При проектировании удлинения мола были приняты элементы волны $2h = 6$ м, $2L = 120$ м.

21 февраля 1930 г., в период строительства мола, он впервые подвергся воздействию сильного шторма от ВСВ. Высота волн доходила до 7 м, длина их в открытом море — до 200 м, непосредственно у мола — до 100 м. В районе мола наблюдалось полное безветрие. К моменту шторма массивовая стенка была возведена на протяжении 650 м: по всей длине первого участка 500 м и на втором участке 150 м. Надстройка была готова на протяжении 300 м первого участка.

В результате шторма произошло скольжение массивов трех верхних курсов в сторону порта. На части стенки, уже несущей надстройку, смещение не превышало нескольких сантиметров. Незаконченная часть сооружения (без надстройки) пострадала гораздо сильнее: 32 массива четвертого (верхнего) курса были сброшены внутрь порта, почти все остальные массивы этого курса получили сдвиг. У 33 массивов сдвиг достигал более одного метра. Большинство массивов третьего (считая снизу) курса скользнули в сторону порта, а 9 из них упали со стенки. Несмотря на наличие приподнятой тыловой бермы постели, массивы второго курса так-

же сдвинулись, хотя и в значительно меньшей степени. Многие из оставшихся в стенке массивов получили трещины и изломы.

В готовой части сооружения на протяжении 200 м произошло сползание откосов постели и повреждение наружной бермы. Стенка, получив осадку под наружным ребром до 27 см и под задним — до 18 см, слегка наклонилась к морю. Ось мола в плане приняла форму волнообразной кривой с длиной волны около 150 м.

Перед стенкой образовались небольшие вымоины грунта; лишь в одном месте у подножия постели грунт был размыт на глубину 1,5 м, шириной в 30 м.

Последующие штормы несколько увеличили повреждение мола.

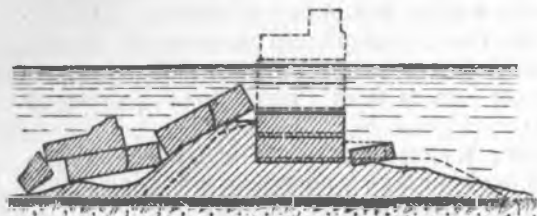


Рис. 99. Характерный профиль мола после аварии

По молу были произведены восстановительные работы, причем отметку надстройки подняли с +3,0 м до +4,0 м. На головном участке мола, где массивовая стенка еще не была возведена, ее заложение понизили до —13,50 м.

26 марта 1933 г. сооружение подверглось еще более сильному штормовому волнению от ВСВ, во время которого были зарегист-

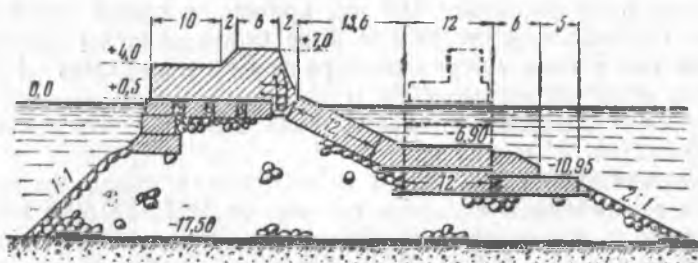


Рис. 100. Профиль восстановленного мола

рированы элементы волн $2h = 7,5$ м, $2L' = 230$ м в открытом море и 155 м непосредственно у мола, $2T = 12$ сек. Волнение сопровождалось умеренным ветром с максимальной скоростью 11 м/сек.

Законченный к этому времени первый участок удлинения мола испытал полную силу воздействия волн, подходивших к нему почти под прямым углом, и потерпел чрезвычайно серьезную аварию (рис. 99). Надстройка с парапетом и верхние два курса массивов были сбиты волнами внутрь порта и превращены в груды обломков. Массивы второго снизу курса частично сдвинулись со своих мест. Наружная берма была размыта, и некоторые защитные массивы оказались на весу. Кроме того, они были оттянуты от стенки донной волной на расстояние до 0,9 м. Стенка значительно осела,

о чем свидетельствует наклон к ней защитных массивов. Размытие дна перед сооружением не был обнаружен.

При восстановлении мола был применен откосный тип сооружения (рис. 100).

Анализируя причины повреждений мола, следует прежде всего отметить, что во время штормов 1930—1933 гг. элементы волн оказались выше заложенных в расчет мола.

Для освещения физических причин повреждений нами произведены расчеты мола при различных условиях его службы. Все расчеты выполнены на статическое давление стоячей волны без учета понижения горизонта воды со стороны порта. Для расчета коэффициент трения бетонных массивов друг по другу принят равным 0,5, а бетонных массивов по каменной наброске постели — 0,6. Взвешивающее волновое давление в швах между массивами принято по треугольной эпюре Джунковского. По соображениям, изложенным в п. 2-а, взвешивающее давление на подошву стенки принято в размере 50% от треугольной эпюры. Результаты расчета приведены в табл. 8.

Таблица 8

	Расчетные условия			
	Принятая при проектировании волна $2h = 6 \text{ м}$, $2L = 120 \text{ м}$	21 февраля 1930 г $2h = 7 \text{ м}$, $2L = 100 \text{ м}$		26 марта 1933 г. $2h = 7,5 \text{ м}$, $2L = 155 \text{ м}$
		Полный профиль мола	Профиль мола без надстройки	
Коэффициенты устойчивости на скольжение:				
по шву — 2,75 м	1,35	1,00	0,21	0,85
по шву — 6,00 м	1,33	1,06	0,66	0,88
по шву — 9,25 м	1,34	1,09	0,85	0,91
по постели — 12,50 м	1,72*	1,45*	1,27*	1,22*
Коэффициент устойчивости на опрокидывание	2,10	1,67	1,84	1,41
Максимальное давление на постель, кг/см ²	5,6	7,2	4,4	9,7
Максимальная донная скорость, м/сек	2,56	2,75	2,75	3,60

* Отпор камня на тыловой берме повышает коэффициент устойчивости на скольжение по постели, примерно, на 130%.

Приведенные в таблице цифры дают полное объяснение повреждений и аварии мола. Причиной их как в 1930 г., так и в 1933 г. послужила недостаточная устойчивость массивовой кладки на сдвиг по швам. Происшедшему в 1930 г. на недостроенной части мола и в 1933 г. на готовом сооружении сдвигу массивов трех верхних курсов соответствуют в таблице цифры коэффициентов

устойчивости, меньшие единицы. При этом наблюдавшийся наибольший сдвиг верхних массивов совпадает с более низкими значениями коэффициента устойчивости. Массивы в готовой части сооружения по расчету для условий шторма 1930 г. находились на пределе устойчивости; это также совпадает с незначительными смещениями, которые они испытали в действительности. Во всех случаях расчет свидетельствует об устойчивости на сдвиг по постели; в действительности массивы нижнего курса почти не были сдвинуты.

Из таблицы видно, что устойчивость стенки на опрокидывание была обеспечена лишь с небольшим запасом, причем максимальное давление на постель превосходило допустимое даже для лучших материалов в наброске. Последнее обстоятельство, в совокупности с высасыванием частиц грунта из-под постели пульсирующими токами внутри нее, послужило причиной наблюдавшейся большой осадки стенки при штормах.

Вопросы размыва постели мола и дна перед ним, ввиду неточности имеющихся данных, представляется возможным проанализировать только в порядке предположений. С достаточной уверенностью должно быть лишь указано, что глубины на подходе равные $5h$ и заложение стенки на глубине $3,3h$ оказались недостаточными для обеспечения от размыва постели, защищенной крупными камнями. Что же касается дна перед сооружением, то имеющиеся данные о его поведении при штормах неопределенны и противоречивы. После шторма 1930 г. был обнаружен небольшой размыв дна, но при более сильном шторме в 1933 г. вновь установить его не удалось. Некоторые специалисты высказывают мнение, что в первом случае размыв произошел уже после разрушения стенки, когда волны разбивались об ее обломки. По нашему мнению, возможно, что во втором случае дно было размыто, но затем вновь занесено во время затухания шторма. Поскольку грунт дна после шторма не исследовался, такой временный размыв дна, естественно, не был обнаружен. Однако при любых условиях, если и был размыв дна, то он не имел столь катастрофического характера, как в примерах, описанных в пп. 15 и 16. Устойчивость мелкопесчаного дна вызывает сомнения в реальности полученной расчетом величины донных скоростей в $3,60$ м/сек (см. табл. 8).

Все эти явления находят свое объяснение в нашей гипотезе о коренном различии скоростей в профиле частично разбитой и правильно стоячей волны (см. п. 15). При упомянутых выше исследованиях модели мола разбивание волн не было установлено, но в действительности, по свидетельству очевидцев, при шторме в 1933 г. наблюдалось частичное разрушение волн на глубинах порядка 20 м и более, возникающее в связи с крутым падением дна к близким тысячетметровым глубинам. Таким образом, частично разбитые на подходе волны могли оказывать свое разрушающее действие на постель и вызывать лишь умеренный размыв дна. Более высокие и длинные волны при шторме 1933 г. должны были

бы терять свой правильный характер в большей степени и дальше от мола и, как следствие этого, создавать усиленный размыв постели, одновременно оказывая меньшее влияние на дно перед стенкой.

Переходя к вопросу о целесообразности типа и конструкции, принятых при восстановлении мола, следует прежде всего указать, что в данном случае отказ от типа вертикальной стенки не является столь безусловно обоснованным, как в примерах, описанных в пп. 15 и 16. Устойчивость дна во время штормов, в совокупности с данными расчета и результатами лабораторных исследований, побудили специалистов высказать суждение, что если бы были выполнены мероприятия по обеспечению монолитности стенки, предусмотренные первоначальным проектом, то не произошло бы аварии сооружения. С такой точкой зрения вряд ли можно полностью согласиться. Монолитная стенка, конечно, не потерпела бы аварии, подобной случившимся в 1930—1933 гг., но общая слабость профиля, чрезмерное давление на подсыпку и недостаточная защита постели имели бы следствием значительные осадки и деформации стенки, а также размыв постели.

Для полной надежности сооружения вертикального типа необходимо было бы, помимо устройства связей между массивами; также усилить самый профиль мола уширением нижнего курса массивов и устройством широкой и высокой тыловой бермы постели с пригрузкой ее массивами; берму и откосы постели с морской стороны следовало бы защитить по всей площади массивами и более крупными булыгами. По высказанным выше соображениям об устойчивости дна можно было бы не предусматривать специальных мер для защиты его от размыва.

Имеет существенное значение тот факт, что мол вертикального типа, примененный в данном порту впервые, потерпел серьезную аварию, тогда как старые откосные молы, построенные в том же порту в XVIII и XIX столетиях (рис. 101), сохраняются, лишь изредка испытывая повреждения. Это побуждало строителей к переустройству мола после его аварии в сооружение откосного типа. Высказывалось мнение, что причиной аварии послужило «пренебрежение вековой традицией».

Более вескими были соображения экономического порядка. Перед началом строительства в 1926 г. была определена экономия от применения вертикального типа сооружения по сравнению с откосными в 20 % стоимости и в 50 % объема потребляемых материалов. После аварии постройка вновь вертикальной стенки не давала экономии, так как она была сопряжена с дорогостоящей расчисткой основания от обломков; кроме того, сохранившиеся массивы, не снабженные шахтами, не смогли бы быть использованы для стенки, которую необходимо было скрепить путем устройства железобетонных колонн-шпонок для придания ей большей монолитности. Все эти соображения послужили причиной отказа от вертикального типа мола.

Профиль восстановленного мола (рис. 100) отличается некоторыми особенностями. Правильная кладка массивов на его берме и откосе создает гладкую поверхность, не обладающую способностью рассеивать, поглощать и гасить волну. Криволинейное очертание профиля с внешней стороны способствует образованию больших всплесков волн.

Фотографии, снятые во время шторма 5 — 10 января 1940 г. (рис. 102 и 103), дают представление об огромной силе удара падающих масс воды о массивы, уложенные на морской стороне мола. Можно предполагать, что такие удары с течением времени вызовут расстройство кладки массивов и их повреждение. При особенно сильных штормах неизбежно также расстройство крутого тылового откоса мола под ударами масс воды, переброшенных во внутреннюю часть порта.

Основной вывод, вытекающий из анализа аварии мола, заключается в том, что монолитность сооружения вертикального типа, подвергающегося воздействию сильного морского волнения, играет решающую роль. Важность монолитности можно подчеркнуть сопоставлением поведения рассмотренного мола

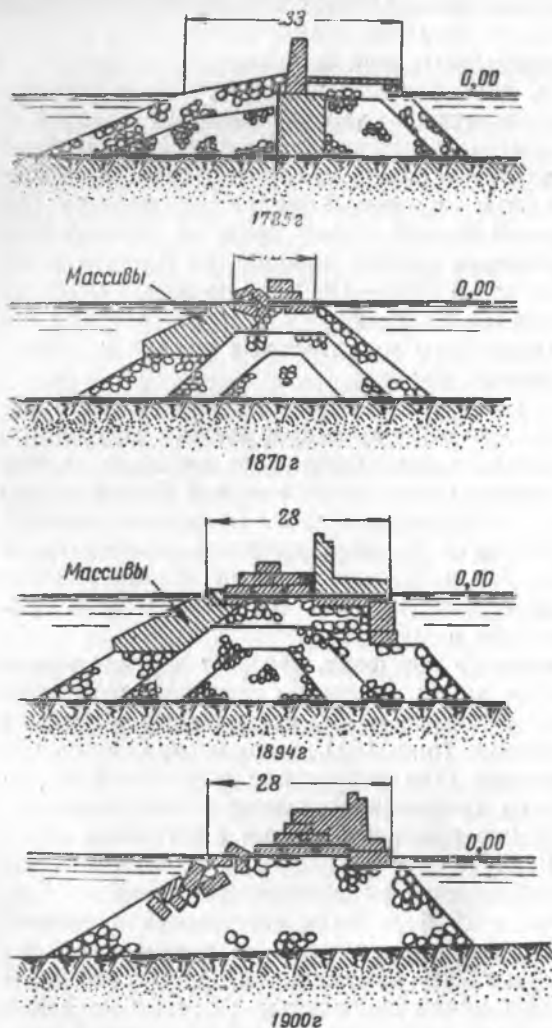


Рис. 101. Профили старых мовов порта

с однотипным сооружением, описанным в п. 15. Это сооружение имело меньшую ширину стенки (кроме нижнего массива), подверглось воздействию более мощного волнения, но до самого момента аварии, происшедшей от размыва дна, в конструкции стенки, благодаря ее монолитности, дефектов не обнаружилось. Наоборот,

рассмотренный мол разрушился из-за того, что при строительстве неблагоразумно отказались от устройства предусмотренных первоначальным проектом связей между массивами.



Рис. 102. Всплеск волны (вид со стороны моря)

Массивы-гиганты благодаря их монолитности имеют преимущество перед массивовой кладкой. Однако стенкам из циклопиче-



Рис. 103. Всплеск волны (вид со стороны порта)

ских массивов, уложенных столбами, может быть придана достаточная монолитность при помощи конструктивных мероприятий.

Наиболее важным из них является устройство вертикальных железобетонных колонн-шпонок. Качество бетона в шпонках лучше всего достигается укладкой его насухо. Для этого необходимо заделывать горизонтальные швы между массивами путем нагнетания цементного раствора в швы уже уложенных массивов. Такой способ применен с успехом на сооружении, описанном в п. 15.

Возможность укладки бетона в шпонках насухо служит лишь побочным мотивом для заделки швов между массивами. Основной же целью является устранение компрессионного и взвешивающего давления в швах при подходе волн, о чем подробно изложено в п. 2-а.

Расчетом на статическое давление стоячей волны получены результаты, вполне совпадающие с явлениями, которые имели место в действительности в различные моменты истории сооружения. Исследования, проведенные в гидротехнической лаборатории на модели мола в масштабе $1/44,5$ при воспроизведении штормовых волн 1933 г. ($2h = 7,5$ м, $2L = 155$ м) показали лишь небольшие отклонения эпюры измеренных волновых давлений от теоретической эпюры (рис. 104). Таким образом, еще раз подтвердилась практическая приемлемость расчета на стоячую волну для определения волновой нагрузки на вертикальную стенку.

Соответствие результатов расчета с фактическим поведением стенки позволяет, кроме того, высказать суждение о правильности принятых нами в расчете величин взвешивающего волнового давления в швах между массивами (по треугольной эпюре Джунковского) и коэффициента трения между массивами ($f = 0,5$).

Из рассмотренного примера нельзя сделать определенных выводов по вопросу размывающего действия волн на постель и дно перед сооружением. Можно лишь еще раз высказать предположение о различии скоростей в профиле правильной стоячей и частично разбитой волн и подчеркнуть необходимость их изучения.

Из других моментов, выявленных анализом, заслуживают внимания: преуменьшение элементов волны при проектировании мола; волнообразное искривление в плане оси сооружения после штормов; данные сопоставления двух принципиально разнящихся типов оградительных сооружений (вертикального и откосного). По этим вопросам рассмотренный пример служит дополнительным материалом для выводов, изложенных в п. 15.

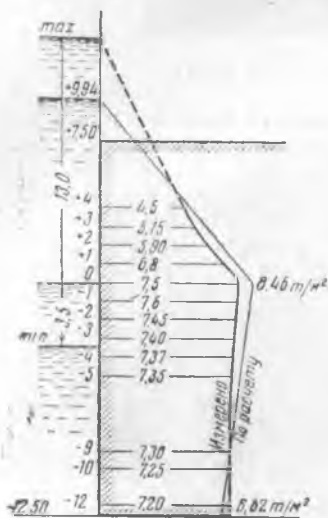


Рис. 104. Эпюры волновой нагрузки

18. Мол из обыкновенных массивов с четвертями-выступами

Мол длиной около 700 м, построенный в 1918—1926 гг. на океанском побережье, имел профиль, указанный на рис. 105. На естественных глубинах скалистого дна, достигающих 25 м, отсыпана из сортированного камня различной крупности призма с крутыми откосами (4 : 3), выравненная на отметке — 9,4 м. На призме возведена стенка из правильной горизонтальной кладки массивов весом около 50 т, с перевязкой швов во всех направлениях. Часть массивов снабжена четвертями-выступами, служащими для увеличения сопротивления сдвигу курсов массивов одного по другому. Большинство четвертей устроено у массивов, расположенных на тыловой стороне стенки. Массивы первого и второго курсов в шве

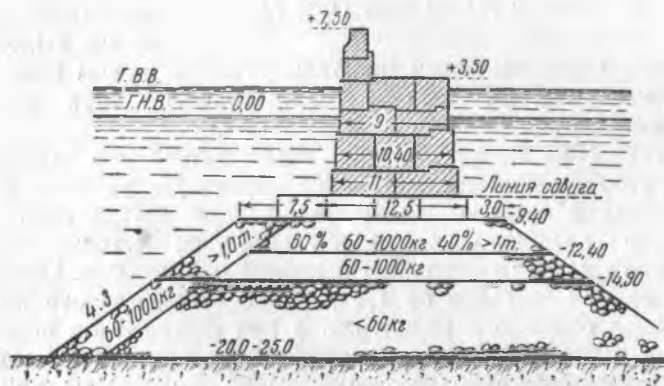


Рис. 105. Профиль мола

между ними четвертей не имеют. Надстройка и парапет также образованы массивами.

В порту до постройки мола долготлетние наблюдения за волнением не велись. Из соображений общего порядка и по данным кратковременных наблюдений непосредственно перед началом строительства были приняты для проектирования элементы волны $2h = 6$ м и $2L = 90$ м. Наибольшая амплитуда приливо-отливных колебаний горизонта воды по данным изысканий была установлена в 2 м.

Во время одного из зимних штормов в июле 1928 г. (порт находится в южном полушарии) мол подвергся действию трех громадных волн высотой 7,0 м и длиной 250 м. Волны подходили к молу под довольно острым углом, увеличивались к его голове вследствие интерференции и на последних 100 м переливались через парапет.

В результате воздействия волн на головном участке мола образовалась брешь на протяжении 56 м (рис. 106). Голова мола не была повреждена, так как имела усиленный профиль. На участке

бреши все массивы, за исключением нижнего курса, оказались сброшенными внутрь порта. Из массивов нижнего курса некоторые были сдвинуты. Отметки верха этих массивов остались без

Фасад

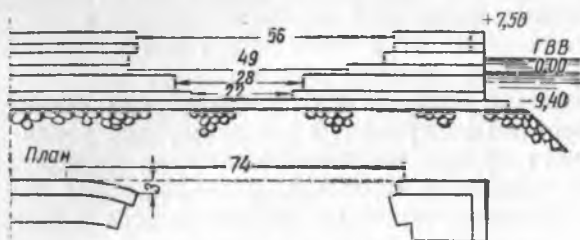


Рис. 106. Брешь у головы мола (1928 г.)

изменений. Каменная призма и защитные массивы на наружной берме повреждений не получили.

Брешь была заделана с усилением профиля путем уширения каменной призмы и укрепления стенки массивами на тыловой сто-

роне. Этими мероприятиями профиль участка брещи был доведен до профиля головы мола, показавшего себя достаточно устойчивым.

В августе 1929 г., когда брешь была только что заделана, мол потерпел вторую, значительно более серьезную аварию. Во время шторма средней силы около 10 час. вечера внутри порта неожиданно было замечено чрезвычайно быстрое падение горизонта воды и вслед за этим столь же быстрый подъем его. При падении горизонт воды опустился на 1,3 м ниже минимального наблюдавшегося ранее отливного горизонта, а при подъеме он поднялся на 2 м выше максимального приливного уровня. Таким образом, вместо установленной ранее наибольшей амплитуды приливо-отливных колебаний в 2 м в данном случае амплитуда достигла 5,3 м.

Вслед за этим явлением, как и при первой аварии, на мол обрушились три волны исключительных размеров. Однако, в отличие от первой аварии, волны подходили перпендикулярно к молу и переливались через парапет на всей его длине сплошным слоем воды толщиной 2,5—3 м. Высота волн по отметке парапета и толщине слоя переливающейся воды была определена в 8 м. Длина волн по наблюдаемому периоду исчислена приблизительно в 800 м.

Под действием этих волн в молу образовалась брешь длиной 100 м (участок *BC* на рис. 107). Два часа спустя, около полуночи, повторилось аналогичное явление. В результате образовалась вторая брешь на расстоянии 300 м от первой (участок *DE*). Вслед за этим обрушились остальные участки стенки (*AB* и *CD*) на всем протяжении от угла поворота мола (точка *A*) до головного участка (*EF*), устоявшего на протяжении 20 м.

Разрушения на всей длине мола оказались неодинаковыми. На некоторых участках стенка была разбита до постели, включая и нижний курс массивов, на других — нижний курс остался на месте. Местами уцелел и второй снизу курс. Каменная призма почти не получила повреждений за исключением осыпания poste-

ли внутрь порта при падении стенки. Участок мола у головы, восстановленный по усиленному профилю после первой аварии, устоял на протяжении 20 м, хотя оказался как бы повернутым вокруг вертикальной оси. Осадка этого участка стенки не была обнаружена. Каменная призма под стенкой не получила повреждений.

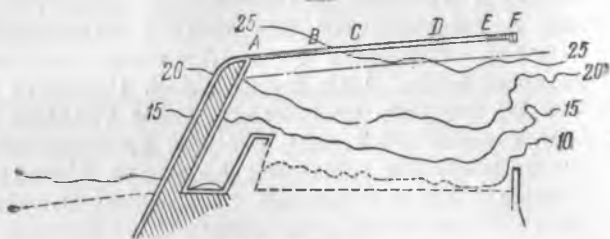


Рис. 107. План мола

При разработке проекта восстановления мола, на основании опыта происшедших в 1928 — 1929 гг. аварий, учитывали возможность воздействия на сооружение волн, характеризуемых элементами $2h = 8-9$ м, $2L = 250-300$ м. В связи с этим профилю мола чисто вертикального типа по расчету потребовалось дать чрезвычайно большие размеры: ширину стенки довести до 17—18 м, отметку надстройки — до $+6,50$ м. На рис. 108 показаны

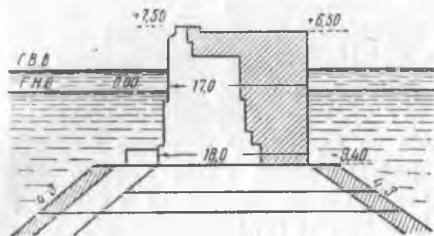


Рис. 108. Проектный профиль уширенной стенки мола

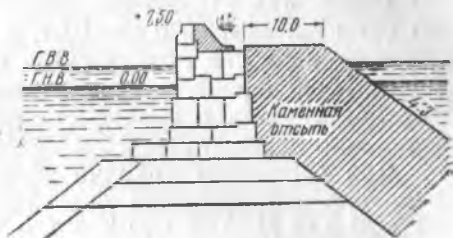


Рис. 109. Усиленный профиль мола

спроектированный по этим данным новый профиль стенки и старый ее профиль. Каменную призму под стенкой необходимо было уширить; разнородность осадки старой призмы и дополнительной каменной отсыпки могла вызвать неравномерную осадку и разрушение стенки. По этим соображениям восстановление мола выполняли другими методами.

На части мола к стенке с портовой стороны пристроена набережная, и таким образом сооружению придан тип широкого мола. На другой части мола у вертикальной стенки с тыловой стороны устроена широкая каменная отсыпь, защищенная массивами. Надводное строение укреплено железобетонной пристройкой (рис. 109).

Восстановление мола было закончено в 1932 г. С того времени он благополучно выдержал штормы, при которых волны переливались через парпет на всем его протяжении.

Как указано выше, мол рассчитывался на воздействие волн $2h = 6$ м и $2L = 90$ м, а в действительности при первой аварии он подвергся ударам волн $2h = 7$ м и $2L = 250$ м, а при второй —

$2h = 8$ м и $2L = 800$ м. В литературных источниках справедливо отмечается, что волны длиной 800 м не могут быть вызваны ветром и что поэтому причину возникновения таких волн приходится искать в далеком землетрясении. Вероятность этого предположения подтверждается описанными явлениями исключительных колебаний горизонта воды, предшествовавших подходу разрушительных волн. Что же касается морского волнения при первой аварии, то оно, несомненно, было создано ветром, и, таким образом, становится ясным, что при проектировании мола были приняты заниженные элементы волнения. Неправильные основные расчетные данные объясняются кратковременностью наблюдений, что часто приводит к ошибочным результатам, так как характерная для какого-либо района максимальная сила морского волнения проявляется относительно редко и может быть зафиксирована лишь многолетними наблюдениями.

Перед дальнейшим анализом аварий мола отметим, что при проектировании стенки были приняты обычные для расчетной практики коэффициенты трения под водой бетонных массивов друг по другу $f = 0,6$ и по каменной постели $f = 0,7$. Проведенные после первой аварии непосредственно на строительстве мола опыты дали более низкие цифры: значения коэффициента трения бетона по бетону получены 0,48—0,54, а коэффициент трения бетона по каменной наброске приближался к 0,6. На основе этих опытов на XVI Международном судоходном конгрессе было рекомендовано впредь вводить в расчет коэффициент трения бетонных массивов одного по другому $f = 0,5$ и массивов по каменной постели $f = 0,6$.

Для освещения причин обеих аварий мола нами сделан ряд расчетов. Построением диаграммы волновой нагрузки по ГОСТ 3255-46 для $H = 25$ м, $2h = 7$ м, $2L = 250$ м (условия первой аварии) получены сдвигающие силы в швах:

- на отметке — 9,4 (подошва стенки) — 98 т,
- на отметке — 7,4 м (шов между 1-м и 2-м курсами) — 84 т,
- на отметке — 5,4 м (шов между 2-м и 3-м курсами) — 70 т.

Диаграмма построена исходя из предположения спокойного состояния воды в порту, обусловленного описанным выше направлением волнения от угла поворота мола к его голове.

Стенки мола в дальнейшем рассчитаны при различных коэффициентах трения как с учетом взвешивающего действия волны, так и без него. Взвешивающее давление принято по треугольной эпюре Джунковского, причем давление на подошву стенки уменьшено на 25% в связи с частичным прикрытием поверхности постели. Результаты расчетов приведены в табл. 9.

При второй аварии ($2h = 8$ м, $2L = 800$ м) волновая нагрузка увеличивается примерно на 24% и соответственно понижаются все коэффициенты устойчивости.

Цифры таблицы дают полное объяснение происшедшей аварии. Коэффициенты устойчивости на сдвиг по первому (снизу) и второ-

	Без учета взвешивающего действия волны		С учетом взвешивающего действия волны	
	$f = 0,7$	$f = 0,6$	$f = 0,7$	$f = 0,6$
	$f = 0,6$	$f = 0,5$	$f = 0,6$	$f = 0,5$
Коэффициент устойчивости на скольжение по постели (на отметке — 9,4 м)	1,34	1,15	1,11	0,95
То же по шву (на отметке — 7,4 м)	1,06	0,88	0,79	0,66
То же по шву (на отметке — 5,4 м)	1,04	0,87	0,73	0,61

му швам между массивами крайне низки. В первом из них не было выступов массивов. Естественно, что сдвиг произошел именно по первому шву, причем нижний курс массивов остался на месте. В первое время, однако, стенка еще полным профилем противостояла действию волны, и в этот, вероятно, короткий период произошел местами некоторый сдвиг ее по подошве. Это подтверждается частичным смещением массивов первого курса, обнаруженным после аварии.

Из сопоставления цифр таблицы нетрудно также заметить, что учет взвешиваемого действия волны и пониженных коэффициентов трения (последняя графа табл. 9) лучше позволяет объяснить все явления аварии, в частности сдвиг первого курса массивов.

В условиях волнения при второй аварии коэффициенты устойчивости стенки становятся настолько низкими, что сдвиг мог произойти и по подошве и по любому шву, несмотря на наличие выступов массивов. Вторая авария мола имела именно такой характер.

Помимо изложенных основных причин разрушения мола следует указать на некоторые дефекты его конструкции, также сыгравшие отрицательную роль.

Надстройка и парапет мола с целью облегчения производства работ по верхнему строению в условиях приливо-отливных колебаний и постоянных волнений моря были устроены из массивовой кладки. Однако такая надстройка не могла служить связью для массивов подводной стенки и противопоставлять необходимую монолитную большую массу местным ударам волн. Вероятно, надстройка и в особенности слабый парапет были разбиты в первую очередь.

Выступы в виде четвертей были устроены главным образом у массивов, прилегающих к тыловой грани стенки. Такое их расположение нельзя признать удачным, так как при повышении гидравлического давления внутри кладки массивы с выступами могут

быть выброшены внутрь порта. Выступы-четверти следовало бы устраивать на двух массивах каждого курса, располагая их так, чтобы при сдвиге вовлекались в работу массивы других курсов.

В качестве главного вывода из анализа аварий мола укажем как и в примерах пп. 15 и 17, что проектирование оградительных сооружений необходимо обязательно обосновывать долготелными наблюдениями за морским волнением, так как кратковременные наблюдения в 1—2 года могут дать преуменьшенные результаты.

Анализ еще раз подтверждает применимость расчета вертикальных стенок оградительных сооружений на статическое давление стоячей волны.

Во время первой аварии стенка была разрушена, несмотря на то, что волны подходили под довольно острым углом к молу. Это позволяет еще раз (см. п. 15) отметить значение монолитности сооружения при воздействии на него волн, направленных под углом.

Участок мола, примыкающий к голове (EF на рис. 107), видимо, подвергался особенно сильному удару волн. В 1928 г. только он один потерпел аварию, а в 1929 г. этот участок, несмотря на усиление его профиля, вновь был разрушен на большей части своей длины. Это свидетельствует о наличии у оградительных сооружений мест, испытывающих повышенное воздействие волн (см. п. 15).

Выполненные в производственных условиях опыты показали завышенность применяющихся обычно коэффициентов трения под водой бетона по бетону $f=0,6$ и по каменной наброске $f=0,7$. Коэффициенты эти вводятся в расчеты, хотя они в течение многих лет не проверялись и первоисточники их теперь вряд ли возможно установить. Полученные в упомянутых опытах коэффициенты трения бетона по бетону $f=0,5$ и по каменной наброске $f=0,6$ нами проверены на ряде аварий сооружений, в том числе на описанной аварии мола, и можно рекомендовать их временное применение. Одновременно нужно указать на необходимость уточнения этих весьма важных для расчета коэффициентов путем дополнительных опытов на строительстве различных сооружений.

За последние годы произошло несколько аварий оградительных сооружений вертикального типа, вызванных скольжением элементов сооружения друг по другу. В связи с этим вопрос о давлении воды в швах сооружений приобрел особое значение. Еще более важно правильно определять давление воды снизу на подошву стенки, входящее во все расчеты сооружений. Поэтому должны быть поставлены специальные лабораторные и, где это возможно, натурные эксперименты для уточнения размера волнового давления как в швах массивовой кладки, так и на подошву стенки. Для последнего случая необходимо обеспечить возможно большее соответствие опытов практическим условиям. Это может быть достигнуто правильным моделированием постели из наброски, выбором надлежащих элементов волны (особенно ее периода) и изучением влияния конфигурации постели, а также полного или

частичного прикрытия ее защитными массивами. Особое внимание в опытах должно быть обращено на фактор времени для выяснения степени синхронности максимальных давлений волны на боковую грань стенки и ее подошву.

В предыдущих примерах неоднократно отмечалось большое значение монолитности сооружения для его устойчивости при воздействии на него сильного волнения. Рассмотренный случай аварии мола с этой точки зрения особенно характерен. Стремление создать связь между массивами побудило снабдить их четвертьями-выступами, однако это мероприятие оказалось недостаточным. Более действенным было бы устройство у всех массивов гребней и пазов, обеспечивающих совместную работу массивов, но практически для горизонтальной кладки обыкновенных массивов это почти невозможно. Поэтому описанный пример и опыт ряда сооружений, в частности расположенных в черноморских портах, позволяет высказать суждение о необходимости ограничить применение такого вида массивовой кладки.

Следует установить допустимость горизонтальной кладки из обыкновенных массивов весом 100 т при максимальной высоте волн не более 6,5—7,0 м. Для горизонтальной кладки стенок, подвергающихся действию волн высотой в $2h = 5,5$ —6,0 м, необходимо употреблять массивы весом не менее 60 т. При высоте волн $2h = 4,5$ —5,0 м минимальный вес массивов может быть снижен до 50 т, а при $2h = 3,5$ —4,0 м — до 40 т. Отмечаем, что во всех случаях вес массивов указан минимальный и при возможности нужно применять более тяжелые массивы. При высоте волн, равной или больше $2h = 7,0$ м, необходимо переходить на укладку циклопических массивов. Наклонная кладка позволяет в одинаковых природных условиях применять массивы несколько меньшего веса (см. п. 27).

Косвенным подтверждением сделанного вывода может служить также и тот факт, что описанная авария мола повлияла на конструкцию другого сооружения, строившегося одновременно с ним. Это сооружение представляло собой широкий мол (рис. 110), внешняя стенка которого возводилась из горизонтальной кладки массивов весом до 65 т, снабженных четвертьями-выступами (рис. 110-а). К моменту описанной аварии стенка мола была уже построена длиной 72 м. Авария произвела столь сильное впечатление на строителей, что они сразу же отказались от горизонтальной кладки массивов, хотя в данном случае профиль стенки был несколько более широким, массивы более тяжелыми, и, кроме того, стенка с тыловой стороны должна была иметь надежный упор—каменное и грунтовое ядро мола. У 72-го метра был сооружен устой с наклонной гранью и дальше перешли на кладку массивов наклонными рядами (рис. 110-б). Вес массивов не был изменен; связь их между собой обеспечили перевязкой швов и устройством пазов и гребней.

Наконец, из анализа аварии вытекает вывод о недопустимости

устройства надстройки мола из отдельных, сравнительно небольших элементов-массивов.

В отличие от других случаев, когда после аварий сооружений восстановлены были не по типу вертикальной стенки, в данном случае мол вновь построен с сохранением передней вертикальной

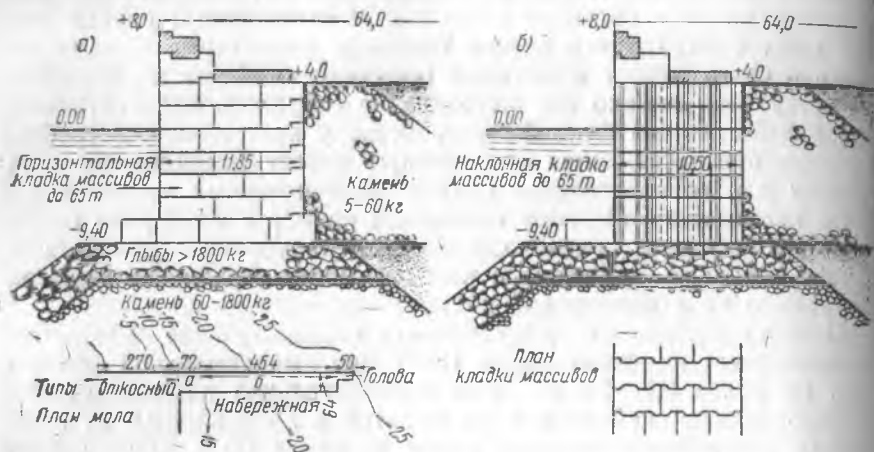


Рис. 110. Профили внешней стенки широкого мола

грани. Это вполне естественно, ибо мол возведен на скальном грунте и благодаря этому полностью обеспечен от подмыва. Более того, если бы нужно было заново строить сооружение, то, несмотря на требующийся очень широкий его профиль, наиболее рациональным был бы чистый тип вертикальной стенки (рис. 108), от применения которого отказались лишь из опасений неодинаковой осадки каменной призмы. Избранный тип с отсыпью позади стенки (рис. 109) является правильным выходом из положения, хотя он менее экономичен, чем тип, показанный на рис. 108.

19. Мол из обыкновенных массивов

Строительство нового мола, примыкающего к закруглению старого Северного мола порта (рис. 111), было предпринято с целью улучшить навигационные условия входа в порт, достичь лучшей защиты акватории порта от волнения западных направлений и уменьшить наблюдавшуюся значительную заносимость входа.

Мол спроектирован протяжением в 1000 м. Трасса его выбрана почти точно по линии север—юг.

Гидрометеорологические условия в районе порта весьма неблагоприятны. В течение полугода (с конца октября по конец апреля) производство строительных работ в открытом море вовсе невозможно, а в остальной полугодовой период число морских рабочих дней не превышает 80; однако и в эти наиболее спокойные дни

летнего времени приходится учитывать возможность внезапного ухудшения состояния моря и возникновения за несколько часов сильного полнения.

Для расчета нового мола были приняты элементы волны $2h = 7,5$ м, $2L = 110$ м. Как видно из дальнейшего изложения, в действительности оказалось, что волны могут достигать значительно больших размеров.

За нулевой горизонт порта ($\pm 0,00$ м) принят наиболее низкий горизонт отлива. Средний уровень отлива $+1,10$ м; средний уровень прилива $+3,50$ м, наивысший уровень прилива $+4,20$ м; в исключительных случаях уровень прилива несколько превышает эту отметку.

На протяжении первых 400 м от точки примыкания к старому Северному молу трасса нового мола пересекает район гранитных рифов (рис. 112), которые при низком горизонте воды почти на всей длине до профиля 280 выступают из нее. От профиля 280 рифы становятся подводными, и у про-



Рис. 111.

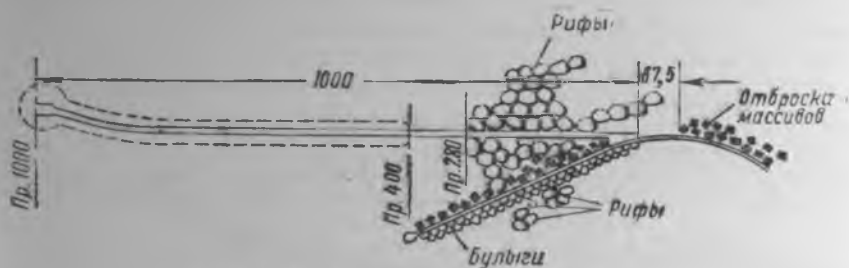


Рис. 112. Схематический план мола.

филя 400 отметка скалистого дна достигает — 12 м. Далее к голове мола глубины постепенно понижаются до отметки — 17,0—18,0 м; дно здесь образовано песком, покрывающим нетолстым слоем подстилающий скалистый или гравелистый грунт.

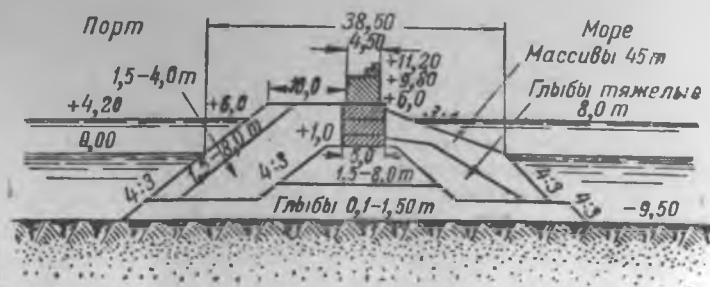


Рис. 113. Профиль старых молов

В отличие от ранее построенных молов откосного типа с защитной стенкой (рис. 113) проект нового мола предусматривал

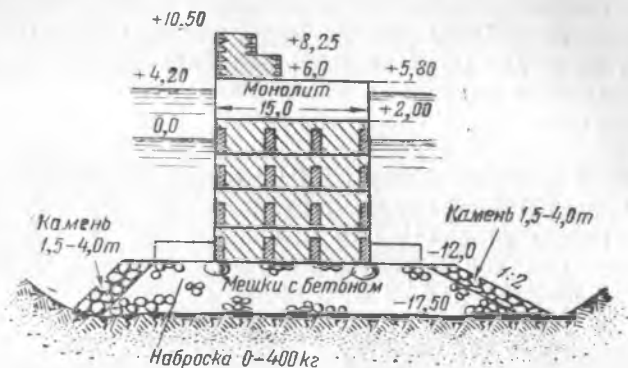


Рис. 114. Первоначальный проект мола на участке «280» — «1000»

возведение вертикальной стенки: монолитной бетонной на первых 280 м и далее из целлюлярных массивов весом в 345 т (рис. 114).

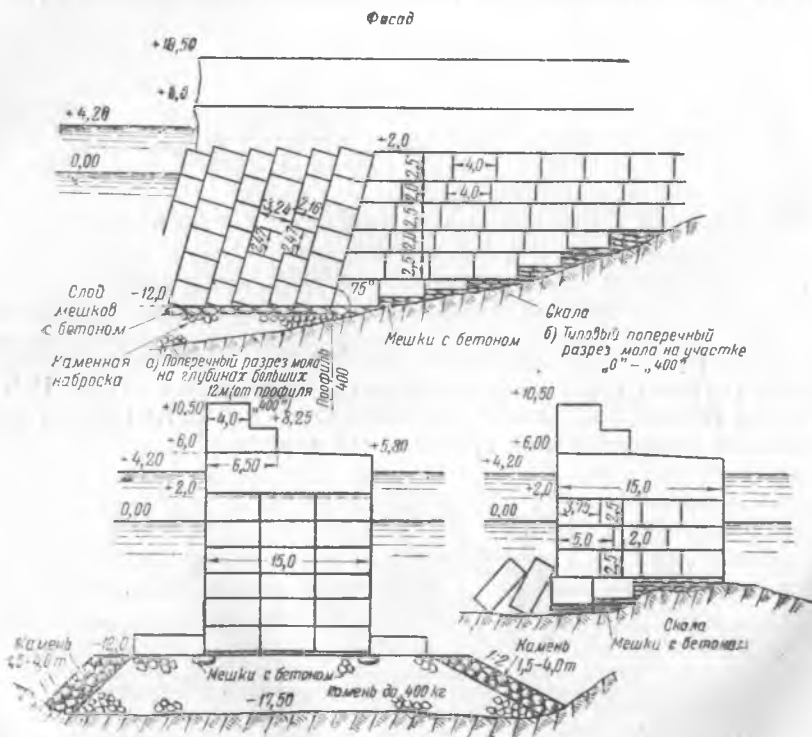


Рис. 115. Принятый к осуществлению проект мола

Однако еще до начала работ было решено отказаться от применения целлюлярных массивов, заменив их, начиная от профиля 400, наклонной кладкой массивов весом в 90 т, а между профилями — 280 и 400 — горизонтальной кладкой таких же массивов (рис. 115). На этом переходном участке сочли более целесообразным применить горизонтальную кладку, которую легче подогнать к резким неровностям скалистого дна. Постель под горизонтальную кладку устраивалась из мешков с бетоном, уложенных непосредственно на скале. Для стенки из наклонных массивов предусматривалось устройство котлована, вычерпанного до скалистого или гравелистого грунта (до глубины около — 17,5 м), и подсыпка в него постели из каменной наброски, выравненной на отметке — 12,0 м.

Работы по постройке мола были начаты в 1932 г.

Монолитная стенка между профилями 0 и 280 устроена довольно необычным способом. Сначала на скальном дне укладывали мешки с бетоном разного объема (0,5—1,0 м³) до отметки + 1,20 м. Затем сверху расставляли формы для изготовления массивов с промежутками между ними вдоль мола, равными, примерно, ширине массива; в поперечном направлении формы ставились так, что один из щитов совпадал с боковой гранью проектного профиля мола. Формы заполняли бетоном при спокойном море. После твердения бетона и снятия форм боковые продольные промежутки между получившимися массивами закрывали щитами и все пространство между массивами заполняли бетоном (рис. 116). Бетонирование вели сразу до проектной отметки надстройки мола + 6,0 м. После прибытия крана - титана изготовление массивов на месте прекратили, а устанавливали готовые массивы, доставленные из парка, но промежутки между ними бетонировали так же, как и раньше.

Горизонтальная кладка массивов между профилями 280 и 400 выполнена при помощи крана-титана. Монолитная надстройка устроена способом, описанным выше.

К концу 1934 г. была закончена подводная стенка с монолитной надстройкой на участке мола между профилями 0—400 и парапетная стенка на участке 0—280. Для защиты постели из мешков с бетоном с морской стороны всей возведенной стенки были отброшены массивы.

Во время строительства наблюдались штормовые волны, превышающие принятые для расчета мола. Так, например, в марте 1934 г. при сильном юго-западном шторме были отмечены волны высотой 9 м, длиной 150 м, с периодом до 13 сек.

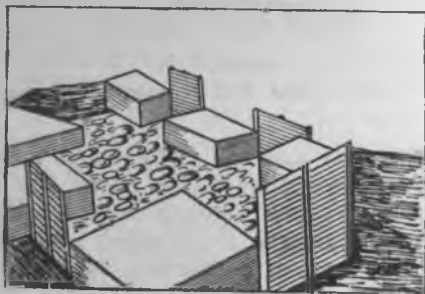


Рис. 116. Устройство монолитной стенки на участке «0»—«280»

В последние дни ноября 1934 г. на побережье в районе порта наблюдалась большая зыбь. Затем в ночь с 1 на 2 декабря начался сильный шторм, достигший силы ветра в 10 баллов. 2 декабря он продолжался целый день. Совпадение большой зыби и штормовым ветром того же направления вызвало длительное волнение исключительной силы: наблюдались волны высотой в 9 м и длиной 220 м. Под действием этого волнения мол на участке между профилями 280 и 335 получил очень серьезные повреждения, а между профилями 335 и 400 был разрушен (рис. 117).

На первом участке (280—335) монолитная надстройка вместе с верхним курсом массивов оказалась сдвинутой внутрь порта. Сдвиг возрастал по мере отдаления от точки 280, вокруг

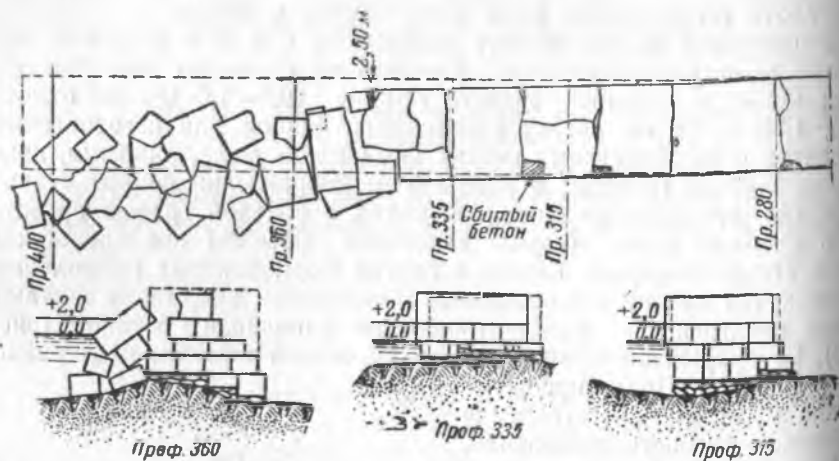


Рис. 117. Повреждения мола при шторме в декабре 1934 г.

которой как бы произошел поворот в плане верхней части мола. Местами обнаружен сдвиг внутрь порта также и тыловых массивов второго сверху курса. Наоборот, массивы нижних курсов, прилегающие к морской грани мола, и часть бетонных мешков постели несколько выдвинулись к морю.

На втором участке (335—400) надстройка и массивы двух (и более) верхних курсов были сдвинуты внутрь порта, частично разбиты на глыбы и сброшены.

По восстановлению мола в 1935 г. мер не приняли, и он в зимний штормовой период 1935/36 г. получил дальнейшие повреждения: между профилями 280 и 335 было разбито на глыбы еще 40 пог. м мола, аналогично разрушенному в 1934 г. участку 335—400 (рис. 118).

Происшедшая авария побудила отказаться от продолжения строительства мола по типу вертикальной стенки. Вначале был рекомендован откосный тип. На рис. 119 показаны три типовых профиля: а) для участка между профилями 280 и 400, с исполь-

зованием остатков разрушенной вертикальной стенки; б) для части мола от профиля 400 до 800; в) для головных 200 пог. м мола, подвергающихся при юго-западных штормах воздействию сильно-го волнения не только с внешней, но и с внутренней стороны.



Рис. 118. Обломки мола после аварии

В последующем, однако, из экономических соображений было решено перейти на тип подводного откосного мола, примиряясь с тем, что такой тип сооружения не может обеспечить полной защиты акватории порта, равно и входа в него, от волнения.

В гидротехнической лаборатории были произведены подробные исследования на моделях, имевшие целью осветить два вопроса: степень защиты порта, достигаемую устройством подводного мола, и степень устойчивости элементов конструкции запроектированного мола. Испытывались два профиля из массивовой наброски шириной поверху 28 м, с отметкой верха—1,0 м. Первый профиль содержал массивы весом 54 т, перемешанные с камнем для уменьшения их количества. Второй профиль был образован только массивами весом в 78 т и, кроме того, он отличался от первого более широкой наружной бермой постели.

Эксперименты были поставлены в лотке (двухмерная задача) и в бассейне (трехмерная задача).

Модели испытывались для глубины дна — 12 м и — 18, м при горизонтах воды от $+0,20$ м до $+5,20$ м; под воздействием волн $2h = 4,0$ — $12,0$ м и $2L = 100$ — 220 м. Длительность воздействия волнения на сооружение при испытаниях его устойчивости принималась 12 часов.

В результате исследований сделаны следующие выводы:

а) высота волны за подводным молом (на расстоянии 200 м от него) достигает при высоком горизонте воды ($+5,20$ м) 60—

85%, а при низком горизонте (+1,10 м) — 45—65% от высоты волны в открытом море;

б) с увеличением высоты волны в открытом море до определенной величины, в пределах $2h = 8-9$ м, гасящее влияние подводного мола сказывается больше;

в) более длинные (пологие) волны при той же высоте ослабляются подводным молом меньше, нежели короткие (крутые);

г) в запроектированную конструкцию подводного мола необходимо внести некоторые существенные изменения, касающиеся

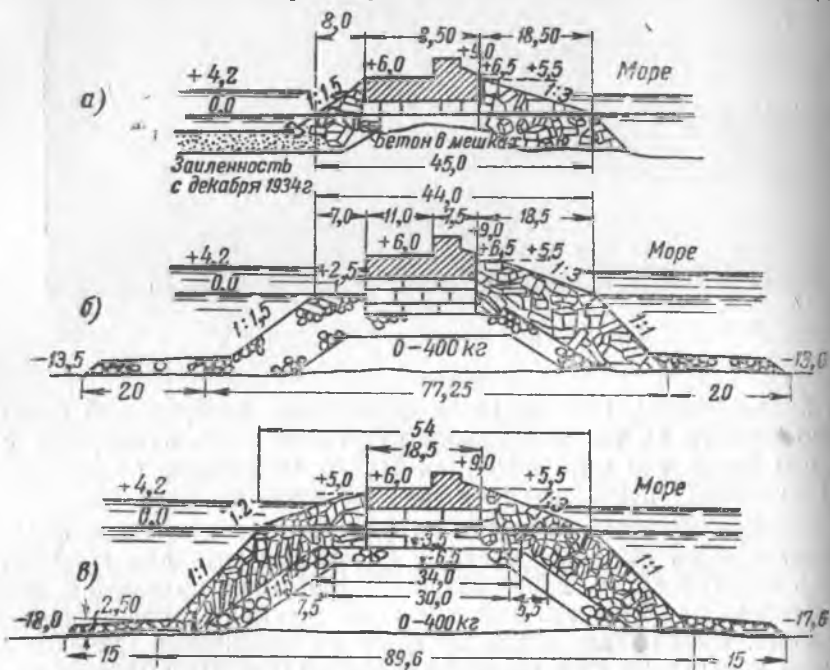


Рис. 119. Проектные профили мола откосного типа

веса массивов, уклона откосов массивовой наброски, очертаний каменного ядра и берм постели.

На основании проведенных экспериментов были разработаны три мало отличающихся друг от друга типовых профиля мола для глубин —12,0 м, —16,0 м и —18,0 м. На рис. 120 приведен профиль для глубины —16,0 м.

Сметная стоимость подводного мола была исчислена в сумме, составляющей 50% от сметной стоимости мола Казабланского типа (рис. 119).

В целях большей защищенности акватории порта от волнения и наносов при строительстве мола, законченного в 1943 г., верх его был поднят до отметки +1,0 м и применены массивы почти кубической формы ($3,75 \times 3,30 \times 3,25$) со срезанными на 0,91 м

углами (рис. 121 и 122). Последнее мероприятие было принято для уменьшения пустот в массивовой наброске до 30—35% вместо обычных 40—45%.

Как сказано вначале, при проектировании приняли расчетную волну $2h = 7,5$ м, $2L = 110$ м. В действительности, в момент ава-

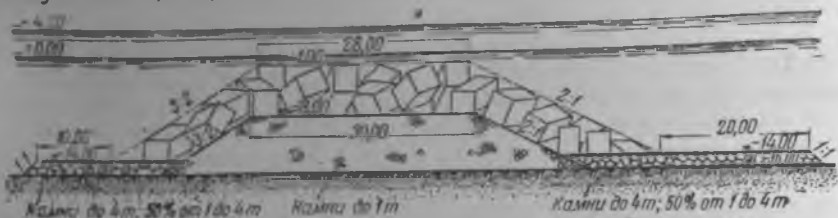


Рис. 120. Типовой профиль подводного мола

рии на мол воздействовали волны $2h = 9,0$ м и $2L = 220$ м. Таким образом, одной из причин аварии послужил, как и в ряде

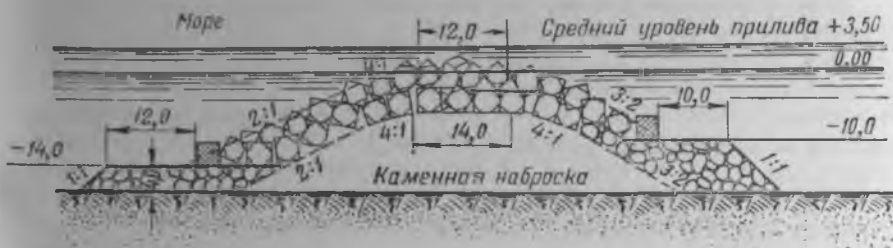


Рис. 121. Профиль построенного мола

других случаев разрушения молов (см. пп. 15, 17, 18), неправильный прогноз наибольшего возможного морского волнения.

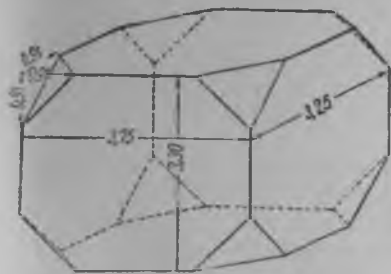


Рис. 122. Массив для наброски



Рис. 123. Линия разбивания волн при шторме

Кроме того, при проектировании мол рассчитан был по методу, основанному на предпосылке воздействия неразбитой волны на стенку и образования перед ней правильной стоячей волны. Фак-

тически же почти весь возведенный участок мола во время шторма подвергался действию волны, разбивающейся непосредственно о сооружение или разбитой на подходе к нему. Действительная при высоте волны $2h = 9,0$ м критическая глубина, исходя из условия перехода эллиптической трохойды волновой поверхности в эллиптическую циклоиду, определяется в размере около 9,5 м (по ГОСТ 3255-46 она равна $3h = 13,5$ м), между тем при низководности (на отметке ± 0) глубина у мола на всем протяжении от корня до профиля 385 меньше 9,0 м. На рис. 123 пунктиром показана приближенная линия разбивания волны во время шторма.

Далее, при проектировании мола коэффициент трения между массивами в швах был принят $f = 0,65$; избыточное взвешивающее давление волны в швах массивовой кладки в расчет не было введено. Между тем в предыдущем изложении нами неоднократно отмечалась необходимость принимать значение коэффициента $f = 0,5$ и учитывать взвешивающее волновое действие в швах между массивами.

Для уточнения причин аварии нами сделано несколько расчетов на волну $2h = 9,0$ м, $2L = 220$ м потерпевшей аварию стенки мола без парапета на профиле 400 по формулам ГОСТ 3255-46 на воздействие интерферирующей волны, для горизонтов воды на отметках $\pm 0,00$ м и $\pm 4,0$ м и на воздействие волны, разбивающейся о стенку, при горизонте воды $\pm 0,00$ м. Максимальное боковое давление в первом случае получилось несколько более 10 т/м^2 , а во втором — $13,5 \text{ т/м}^2$. Исчисленные коэффициенты устойчивости стенки на сдвиг в швах приведены в табл. 10.

Таблица 10

Расчетные условия	Без учета избыточного взвешивающего действия волны		С учетом избыточного взвешивающего действия волны (по Джунковскому)	
	при $f = 0,65$	при $f = 0,50$	при $f = 0,65$	при $f = 0,50$
I. Расчет по ГОСТ 3255-46 на воздействие интерферирующей волны				
1. Горизонт воды $\pm 0,00$ м (глубина 12 м)				
на сдвиг по шву — 0,50 м .	2,68	2,06	1,72	1,32
на сдвиг по шву — 2,50 м .	2,27	1,75	1,60	1,23
2. Горизонт воды $\pm 4,0$ м (глубина 16 м)				
на сдвиг по шву — 0,50 м .	1,61	1,24	0,87	0,67
на сдвиг по шву — 2,50 м .	1,54	1,19	0,99	0,76
II. Расчет на воздействие волны, разбивающейся о стенку				
1. Горизонт воды $\pm 0,00$ (глубина 12 м.)				
на сдвиг по шву — 0,50 м .	1,61	1,24	0,86	0,66
на сдвиг по шву — 2,50 м .	1,44	1,11	0,87	0,67

Из таблицы видно, что если учесть избыточное взвешивающее действие волны, то стенка мола оказывается неустойчивой на сдвиг по швам между курсами массивов как при горизонте воды на отметке $+4,0$ м (под действием неразбитой волны), так и при горизонте $+0,00$ (под действием разбитой волны). Таким образом полное разрушение стенки между профилями 335 и 400 имеет вполне определенное объяснение.

Наблюдавшееся при аварии постепенное уменьшение повреждений стенки по направлению к корню мола также может быть объяснено расчетом. По мере уменьшения глубин у стенки и на подходе к ней характер действия волн на нее изменялся, все более переходя от удара непосредственно разбивающейся о стенку волны к действию прибойной (поступательной) волны. В табл. 11 приведены коэффициенты устойчивости стенки на сдвиг по швам при воздействии на нее поступательной волны. Расчет произведен по Джунковскому; принято, что волна разбивается впереди стенки на глубине $3h = 13,5$ м и подходит к стенке, имеющей глубину заложения от 10 до 6 м.

Таблица 11

Расчетные условия	Без учета избыточного взвешивающего действия волны		С учетом избыточного взвешивающего действия волны	
	при $f = 0,65$	при $f = 0,50$	при $f = 0,65$	при $f = 0,50$
Расчет по Джунковскому (на поступательную волну)				
1. Горизонт воды $\pm 0,00$ (отметки дна от $-10,0$ м до $-6,0$ м)				
на сдвиг по шву $-0,50$ м .	2,54—3,87	1,95—2,98	1,56—2,80	1,20—2,16
на сдвиг по шву $-2,50$ м .	2,13—3,18	1,64—2,45	1,44—2,34	1,11—1,80
2. Горизонт воды $+4,00$ м (отметки дна от $-6,0$ м до $-2,0$ м)				
на сдвиг по шву $-0,50$ м .	1,44—2,03	1,11—1,56	0,68—1,25	0,52—0,96
на сдвиг по шву $-2,50$ м .	1,38—1,96	1,06—1,51	0,79—1,32	0,61—1,02

Поскольку, однако, расстояние места разбивания волны от стенки не достигает длины полуволны 110 м (см. рис. 123), на участке между профилями 280 и 335 волна частично разбивалась на подходе, а частично непосредственно о стенку. В связи с этим коэффициенты устойчивости стенки на этом участке колебались в пределах данных таблиц 10 и 11, приближаясь к тем или иным в зависимости от местных условий. Соответственно этому изменялся и размер повреждений стенки.

Оттягивание мешков с бетоном в основании стенки и выдвижение к морю нижних фасадных массивов мола может быть объяснено отсасывающим действием волны и компрессионным давле-

нием воды в швах кладки. При некоторой одновременности давления волны на фасадную сторону массива и компрессионного давления воды на его тыловую грань (в вертикальном шве) могут создаться условия, способствующие сдвигу массива к морю.

Таким образом, причиной аварии послужила совокупность факторов, не учтенных при проектировании мола:

- 1) воздействие более сильного волнения ($2h=9,0$ м, $2L=220$ м) вместо $2h=7,50$ м, $2L=110$ м);
- 2) воздействие разбитых волн;
- 3) избыточное взвешивающее действие волны;
- 4) уменьшенный коэффициент трения между массивами (0,50 вместо 0,65).

Анализ причин аварии позволяет вывести некоторые заключения прежде всего по двум важным вопросам: насколько правильно был вначале спроектирован основной участок мола между профилями 400 и 1000 и насколько целесообразны принятые для него в последующем конструктивные решения.

Для освещения первого вопроса нами произведена серия расчетов стенки из массивов, заложенной на отметке—12 м (рис. 115). Расчеты сделаны для различных условий: при горизонте воды на отметках $\pm 0,0$ м и $+4,0$ м; под действием волны $2h=7,5$ м, $2L=110$ м и $2h=9,0$ м, $2L=220$ м; без учета избыточного взвешивающего действия волны и с учетом его; при значениях коэффициента трения между массивами в швах $f=0,65$ и $f=0,50$; для стенки с парапетной надстройкой (до отметки $+10,50$ м) и без нее (до отметки $+6,0$ м). В каждом случае стенка рассчитана на опрокидывание, сдвиг по подошве и сдвиг в швах на отметках—0,50 м и—2,50 м.

Результаты расчетов показывают:

1. При горизонте воды ± 0 м и под воздействием волны $2h=7,5$ м, $2L=110$ м проектный профиль по рис. 115 вполне надежен: коэффициенты устойчивости при разных условиях колеблются от 1,78 до 3,98.

2. При том же горизонте воды и под воздействием волны $2h=9,0$ м, $2L=220$ м стенка во всех случаях имеет запас устойчивости, больший 1,40, за исключением устойчивости на сдвиг в швах, которая при учете взвешивающего действия волны и при коэффициенте трения между массивами $f=0,50$ в трех расчетных случаях имеет запас от 1,32 до 1,23.

3. При горизонте воды $+4,0$ м и под воздействием волны $2h=7,5$ м, $2L=110$ м стенка на опрокидывание и скольжение по подошве имеет коэффициенты устойчивости от 1,69 до 2,28, а на сдвиг в швах не менее 1,40, за исключением случаев тех же неблагоприятных расчетных условий, что и в п. 2, при которых коэффициент устойчивости снижается до 1,06—1,19.

4. При том же горизонте воды и под действием волны $2h=9,0$ м, $2L=220$ м стенка имеет коэффициенты устойчивости: на опрокидывание 1,38—1,82, на сдвиг по подошве 1,16—1,54, на сдвиг по

швам при 9 расчетных комбинациях от 1,03 до 1,61 и в 7 случаях от 0,67 до 0,99.

Отсюда возможно сделать вывод: 1) для волны $2h = 7,5$ м, $2L = 110$ м общие размеры профиля по рис. 115 являются достаточно точными, но стенке следовало придать монолитную структуру; 2) для волны $2h = 9,0$ м, $2L = 220$ м стенке, помимо монолитности, следовало придать большие размеры.

При наличии на глубинах 17—18 м скального или гравелистого дна, трудно поддающегося размыву, не было целесообразно отказываться от вертикального типа стенки. Действительным естественным условиям наиболее соответствовал бы тип монолитной вертикальной стенки, заложенной на глубине около 13—14 м и имеющей ширину до 16 м.

Поскольку из-за малого объема работ применение массивов-гигантов было бы неэкономичным, следовало бы остановиться на конструкции стенки из циклопических массивов, соединенных в монолитные столбы.

В качестве некоторого (конечно, условного и несовершенного) показателя экономичности стенки вертикального типа можно привести следующие данные: при глубинах дна 17 м такая стенка потребовала бы на 1 пог. м примерно в $2\frac{1}{2}$ раза меньше материалов, нежели стенка откосного типа (рис. 119), и в 2 раза меньше, чем подводный мол (рис. 120 или 121). В отношении подводного мола следует еще отметить, что, как показали лабораторные опыты, эффективность защиты им портовой акватории от волнения намного меньше, нежели при устройстве оградительного сооружения, возвышающегося над горизонтом воды.

Общие выводы, вытекающие из анализа аварии и из истории строительства мола, заключаются в следующем.

Анализ аварии показывает, что в данном случае было допустимо применить методы, узаконенные ГОСТ 3255-46 для определения бокового давления на вертикальную стенку (соответственно) волны интерферированной, разбивающейся непосредственно о сооружение, и поступательной, разбитой на подходе к нему.

Правильное определение характера волны, воздействующей на сооружение, и выбор в соответствии с этим расчетного метода при проектировании моллов представляют собой задачу, не менее важную, чем достаточно точное назначение максимальных элементов расчетной волны, о чем уже неоднократно указывалось выше (см. пп. 15, 17, 18).

Подводные оградительные сооружения могут создать далеко не полную защиту акватории порта от волнения. Поэтому применение таких моллов или волноломов ограничивается единичными случаями, когда по местным эксплуатационным условиям неполная защита является приемлемой.

Наброска из массивов со срезанными углами имеет по сравнению с наброской из обычных массивов повышенную плотность и соответственно уменьшенную проницаемость для волнения и

наносов. В то же время применение для наброски массивов со скранными углами значительно ухудшает условия устойчивости всего сооружения и отдельных массивов: более плотное тело наброски принимает на себя усиленный удар волны, заклинивание массивов в теле наброски становится меньшим, подвижность массивов и опасность их раскатывания повышается.

Исходя из этих соображений, можно было бы допустить устройство наброски из таких массивов в случае необходимости создать защиту от наносов и при волнении не слишком большой силы. Однако в этих условиях применение сооружения из наброски вообще вряд ли может быть экономически и технически обосновано.

Из элементов производства работ следует отметить описанный способ устройства надстройки с включением в ее тело массивов установленных в готовом виде или изготовленных на месте. По-видимому, такой способ применен в связи с опасностью возникновения внезапного морского волнения, которое при обычном способе производства работ могло бы разрушить опалубку большой поверхности и повредить значительные массы свежееуложенного бетона. Во время аварии в 1934 г. в надстройке не было обнаружено дефектов, вызванных примененным методом производства работ. Все же такой метод не может быть рекомендован, так как надстройка, имея слабые швы соединения бетона с массивами, в некоторой степени теряет свою монолитность.

В остальном рассмотренный пример подтверждает некоторые выводы, уже сделанные при анализе предыдущих примеров:

особую важность учета избыточного взвешивающего действия волны в швах массивовой кладки;

допустимость расчета этого действия по Джунковскому;

необходимость оценки коэффициента трения между массивами в воде в размере $f = 0,5$;

преимущество монолитных стенок, не подверженных волновому давлению внутри своего профиля, перед стенками из массивовой кладки;

экономическую целесообразность вертикальных стенок, позволяющую их рекомендовать даже в условиях волнения большой силы (но только при наличии неразмываемых грунтов морского дна);

большое положительное значение лабораторных исследований на моделях и подробного анализа аварий для освещения теоретических и практических вопросов проектирования и строительства оградительных сооружений.

20. Мол из обыкновенных массивов

Основной морской участок мола длиной 729 м построен в 90-х годах прошлого столетия (рис. 124-а).

Массивовая стенка заложена на отметке — 7,0 м. Постель имеет толщину 2,5 — 4,0 м. Естественная глубина дна — от

—9,50 м до —12,0 м. Массивы для кладки применялись бетонные и бутовые весом до 35 т, защитные массивы (на берме) весом в 10 т. Стенка разбита сквозными вертикальными поперечными швами на отсеки длиной по 40,9 м. Головная часть мола, расположенная на глубине—12 м, сложена из пяти курсов массивов.

Грунт в основании мола: в верхних слоях ил, перемешанный с мелким песком и ракушкой, ниже на различных глубинах залегает скала.

Штормовые волнения в районе мола характеризуются высотой волны в 5 м.

Осадка сооружения, построенного на слабом грунте, достигла за период строительства и после него 1,0—1,3 м.

В надводной части мол часто получал повреждения вплоть до разрушения парапета и надстройки. Характерны повреждения, причиненные двумя штормами 25—26 декабря 1923 г. и 6—7 февраля 1924 г. На протяжении 235 м был разрушен и большей частью снесен парапет, местами вместе с надстройкой, до уровня верхнего курса массивов; на протяжении 37 м сброшены прилегающие к внутренней стороне стенки массивы двух верхних курсов (36 массивов); в надстройке головной части мола образовалась продольная вертикальная трещина шириной 10—20 см (рис. 125). Всего было снесено кладки свыше 2000 м³ и повреждено свыше 4000 м³. Помимо этого в разных местах (на 14 участках) обнаружены массивы с трещинами и повреждениями. В основании стенки, как показал водолазный осмотр, значительная часть защитных массивов была оттянута донной волной от стенки на расстояние до 5 м.

В 1924 г. все поврежденные участки мола были отремонтированы. При этом были сделаны некоторые улучшения элементов конструкции. Разрушенные парапет и надстройка восстановлены из бетонной кладки. Изготовленные вновь массивы верхнего курса были сделаны большей высоты, чтобы компенсировать происшедшую осадку мола и поднять верхнюю грань стенки на проектную отметку. В других местах, где в верхнем курсе оставались старые массивы, на них перед бетонированием надстройки с той же целью укладывались специально изготовленные бетонные плиты высотой 0,64 м. Связь бетона надстройки с плитами достигалась при помощи обрубков рельсов, заделанных в бетон.

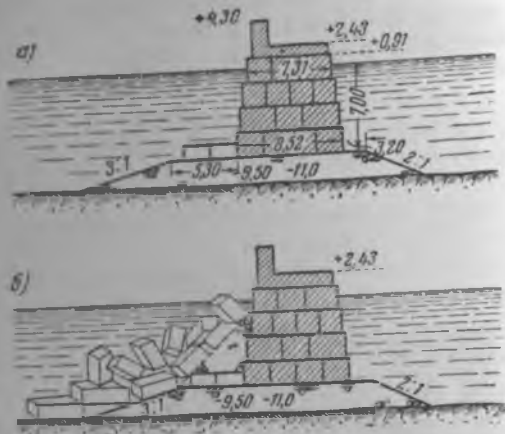


Рис. 124. Первоначальный и усиленный профиль мола

Однако ввиду наличия в теле мола механически и химически поврежденных массивов, а также во избежание новых разрушений на участках, сохранивших прежний профиль, в 1927—1931 гг. перед молом была устроена защитная отсыпь из массивов весом около 30 т (рис. 124-б). Отсыпь имеет слабый профиль: ширина ее бермы на уровне воды не превышает длины одного массива. Кроме того, наброска сделана не на всем протяжении мола. Поэтому массивы наброски перемещаются штормовым волнением, ударяют о стенку мола и раскатываются. Наряду с этим почти ежегодно

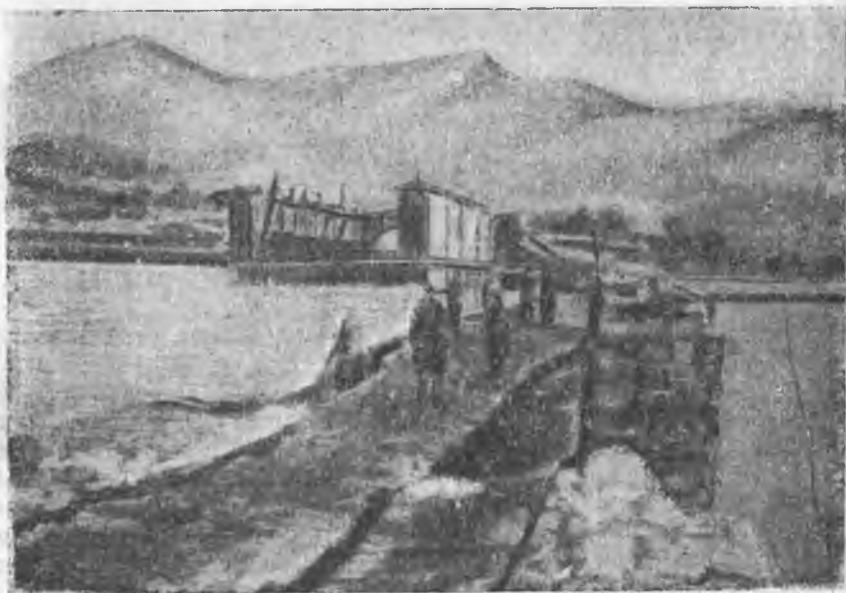


Рис. 125. Трещина в надстройке мола

после осенне-зимних штормов в отдельных местах мола появляются трещины и повреждения надстройки и парапета.

Переходя к разбору причин повреждений, необходимо прежде всего отметить некоторую общую слабость конструкции мола для наличных условий морского волнения. Что же касается отдельных причин повреждений, то они заключаются в следующем.

Разрушения парапета произошли вследствие недостаточной ширины его профиля и слабости цементного раствора. По сделанному расчету растягивающие напряжения в кладке парапета составляют около 2 кг/см^2 , т. е. выше напряжений, допускаемых нормами. В то же время раствор в кладке при строительстве применен более тощий (состава 1:5), чем это допускается для подобных сооружений, а в дальнейшем, как показали механические и химические анализы, он подвергся частичному химическому разложению.

Повреждения и сдвиг надстройки объясняются недостаточной связью между нею и массивами верхнего курса, а также, аналогично парапету, слабостью раствора.

Сбрасывание массивов внутрь порта (явление, весьма характерное для кладки массивов, не связанных друг с другом) произошло вследствие давления на них воды и воздуха, сжатых в швах кладки при подходе гребня волны к стенке. Чаще всего происходит смещение массивов верхних курсов, лежащих вблизи горизонта воды, где давление волны сказывается больше всего. Кроме того, эти массивы вовлекаются обычно в движение надстройкой, сдвигающейся под ударами волн, или, если она уже сбита, они оказываются ничем не нагруженными и легко могут быть сброшены. В рассматриваемом случае смещению массивов способствовали их недостаточный вес и несовершенная перевязка швов.

Вертикальная продольная трещина в надстройке головной части мола может быть объяснена тем, что при возведении надстройки сначала велась кладка половины профиля (был оставлен путь на массивовой стенке для подачи материалов), а затем вторая часть кладки была присоединена без надлежащей перевязки. В результате этого в надстройке образовалось слабое место и, кроме того, она не могла уже в полной мере играть роль элемента связи между отдельными массивами. Осадки и горизонтальные смещения недостаточно связанных надстройкой массивов, в свою очередь, способствовали образованию трещины в слабом месте надстройки.

Причиной повреждения массивов явилось применение весьма тощих раствора и бетона, обусловившее малую их стойкость против действия морской воды.

Наконец, оттягивание от стенки защитных массивов произошло вследствие явно малого их веса.

В целом рассмотренный мол является характерным образцом оградительного сооружения с вертикальной стенкой из обыкновенных массивов, заложенного на сравнительно небольшой глубине и имеющего ряд дефектов. Типичными дефектами являются: недостаточный вес массивов в стенке и защитных; отсутствие связей между массивами и несовершенная перевязка швов между ними; недостаточная связь надстройки с подводной стенкой; малая ширина парапета; слабый профиль массивовой наброски. Помимо недостатков в конструкции мола нужно отметить неправильное производство работ: применение тощих растворов и бетонов, вызвавшее их частичное химическое разложение во всех элементах сооружения, и устройство рабочего продольного шва в кладке надстройки.

В годы Отечественной войны в молу от взрыва торпед и авиабомб образовались 5 брешей. В каждой бреше были сбиты надстройка и парапет на протяжении около 10 м, на таком же примерно протяжении надстройка и парапет на прилегающих участках

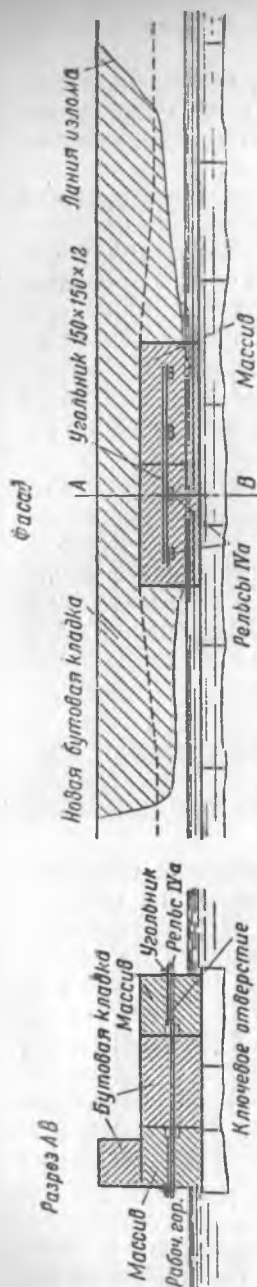


Рис. 126. Восстановление надстройки в брешах

были повреждены. Почти во всех брешах оказались сброшенными или раздробленными по 7—8 массивов двух верхних курсов.

Подводная стенка мола восстановлена в прежнем виде путем замены сброшенных и разбитых массивов новыми. Что же касается надстройки, то для устранения подводных опалубочных работ и для уменьшения объема каменных работ в ее тело были введены имевшиеся в наличии массивы (рис. 126). Массивы укладывали по два в ряд таким образом, чтобы каждый из них занимал крайнее положение, причем ключевые отверстия располагались горизонтально и приходились друг против друга. В ключевые отверстия заведены рельсы, к концам которых приварены уголки. Пространство между массивами заполнено бутовой кладкой, причем ключевые отверстия в массивах залиты бетоном. Затем на массивах устроен невысокий парапет из бутовой кладки. Объем бутовой кладки в каждой бреше равен около 200 м³.

Основываясь на рассмотренном примере, можно вывести заключение, что повреждения молв из кладки массивов от непосредственного воздействия на них авиабомб и торпед в общем невелики и сравнительно легко могут быть ликвидированы. В этом отношении массивовые молы резко отличаются от набережных такого же типа, восстановление которых при аналогичных повреждениях, в связи с наличием за стенкой каменной и грунтовой засыпки, значительно более сложно.

Примененный способ устройства надстройки из массивов по краям и бутовой кладки между ними вряд ли может быть рекомендован как способ капитального восстановления оградительных сооружений. Надстройка в таком виде приобретает характер смешанной конструкции, имеющей органически слабые места, — швы между массивами и каменной кладкой. Разделенная швами надстройка не создает необходимой связи между массивами подводной стенки. Парапет, не связанный с надстройкой, легко может быть сброшен ударами волн.

В рассмотренном примере описанный способ восстановления надстройки был допущен в связи с необходимостью в кратчайший срок, до наступления осенне-зимнего штормового периода, заделывать брешы, используя имевшиеся в наличии технические средства. Кроме того, учитывалось, что надстройка и парапет будут иметь ослабленную конструкцию на незначительном протяжении в каждом месте.

21. Два мола из небольших массивов

Два мола Северный и Южный, длиной по 1528 м каждый, сооружены в 1867—1878 гг. Они были спроектированы в виде стоящей непосредственно на дне моря вертикальной стенки из уложенных горизонтальными рядами бетонных массивов, каждый объемом в 2,4—2,7 м³ (весом 5—6 т). В корневой части, на малых глубинах, молы должны состоять из двух облицовочных массивовых стенок с засыпкой песчаного ядра между ними.

Строительство было начато с устройства корневой части Северного мола. Массивы устанавливали краном, передвигающимся по деревянной подмосточной эстакаде.

С самого начала постройки обнаружились недостатки проекта и способа производства работ. Массивы, поставленные на песчаное дно, подмывались при волнении и погружались в песок. Подмости повреждались штормами. При одном из штормов было вымыто песчаное основание из-под наружной облицовочной массивовой стенки и размывто песчаное ядро мола. Попытка устроить ядро из бетона вместо песчаной засыпки не достигла цели. Зимними штормами 1867—1868 гг. корневая часть мола на протяжении 50 пог. м была подмыта и разрушена (рис. 127).

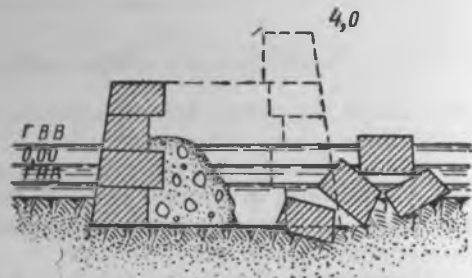


Рис. 127. Разрушение корневой части мола

Одновременно с корневым участком строилась основная часть Северного мола, для которой были сооружены отдельные подмости. Здесь, помимо тех же отрицательных явлений, какие обнаружили на корневом участке, появились большие размывы дна перед стенкой и сзади нее.

Все это показывало, что нельзя опыт постройки английских молв, возводимых на скальном дне, механически использовать для строительства на песчаных грунтах. Поэтому вскоре прекратили укладку массивов непосредственно на дно и перешли на предварительное устройство каменной постели шириной свыше 30 м и толщиной 1 м из базальта. Перед укладкой массивов постель выдерживали в течение года.

В конце 1869 г. подмости, неоднократно и ранее терпевшие повреждения, были разрушены штормами. После этого массивы стали укладывать пионерным способом, при помощи крана-титана

Уложенные массивы получали трещины вследствие неравномерной осадки, местами превышавшей 3 м. Из-за своего малого веса они сдвигались волной. В связи с этим уже в процессе работ объем массивов был увеличен до 9 м³ (около 20 т). Выше низкого горизонта воды массивы перед их установкой подлиты цементным раствором и соединены железными анкерами. Надстройка после того, как парапет несколько раз был разбит волнением, устроена на всю ширину мола до прежней отметки парапета.

Несмотря на все эти меры, повреждения Северного и начатого постройкой в 1869 г. Южного молов не прекращались. Впереди них появились размывы дна на глубину до 3—5 м. В конце концов пришлось устроить с внешней стороны обоих молов отброску из массивов, каждый весом в 20 т выше ординара и в 10—20 т—ниже

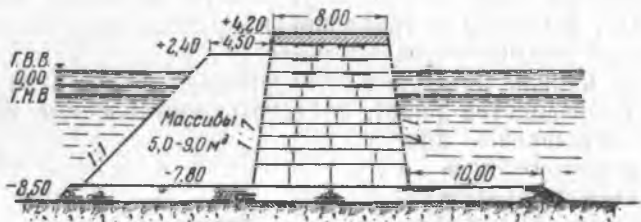


Рис. 128. Окончательный профиль молов

ординара. В подводную отсыпь употреблены обломки массивов, ранее уложенных в стенку и разбитых волнением. Для суждения о размерах повреждений показательно, что таких обломков оказалось около 12 000 м³.

После устройства массивовой отсыпи окончательный профиль молов (рис. 128) сделался относительно устойчивым. Все же вес массивов и профиль сооружения оказались недостаточными. При штормах массивы раскатываются волнением, а иногда даже перебрасываются внутрь порта. Для пополнения наброски в течение нескольких десятилетий после окончания постройки молов пришлось ежегодно добавлять в среднем свыше 100 массивов весом в 10—20 т. каждый.

Более всего наброска терпела повреждения у головных участков обоих молов. Попытка связывать массивы железными цепями не увенчалась успехом. После углубления в 1901 г. входного канала в порт смещение массивов наброски у голов сооружений еще более усилилось. Оно было приостановлено применением в 1905—1907 гг. железобетонных полых ящиков с дном из грубой ткани, опущенных краном на наброску и затем заполненных бетоном (рис. 129). При помощи крана грузоподъемностью 20 т удалось таким путем создать массивы весом до 150 т. Помимо боль-

ного веса массивов благоприятному результату содействовало также то обстоятельство, что уложенный на ткань бетон заклинивался во все неровности нижележащей наброски. Спустя ряд лет, однако, и эти тяжеловесные массивы были частично смещены, а частью разрушены, так что потребовались дальнейшие ремонтные работы для сохранения головных участков молов.

В 1926—1928 гг., в связи с развитием порта, возникла необходимость в переносе корневого участка Северного мола примерно на 100 м к северу. Новый корневой участок мола построен длиной 410 м. Он состоит из двух рядов железобетонных шпунтовых свай,

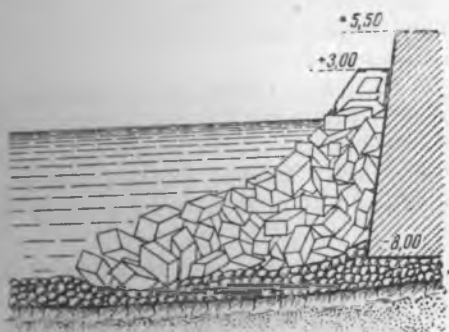


Рис. 129. Укрепление наброски установкой железобетонных ящиков, заполняемых бетоном

связанных между собой поверху железобетонной плитой и понизу (над поверхностью грунта)—металлическими тяжами. Пространство между шпунтовыми рядами, расположенными на расстоянии 4 м друг от друга, заполнено тощим бетоном. С обеих сторон устроена отброска массивов, полученных от разборки старого корневого участка мола.

В период строительства, когда наброска массивов снаружи еще не была закончена, в результате действия штормовых прибойных волн на свайную стенку впереди нее образовалась большая промоина, глубиной свыше 3 м, доходившая в нескольких местах до острия свай. Промоина была заполнена гравием. После устройства наброски большие размывы грунта не наблюдались.

Рассмотренный пример характерен несовершенными приемами возведения оградительных сооружений вертикального типа. К ним относятся: применение массивов малого веса, попытка укладки массивов непосредственно на песчаное дно, устройство корневой части из двух рядов облицовочных массивов с песчаной засыпкой между ними, производство работ с подмостей в открытом море.

Устройство защитной наброски перед стенкой позволило предохранить молы от разрушения, которое, несомненно, произошло бы как под действием удара волн о стенку, так и вследствие размыва песчаного дна донной волной. В предотвращении размыва дна наброска массивов играет двоякую положительную роль: она прикрывает дно от действия донной волны и, кроме того, препятствует возникновению больших донных скоростей, которые перед вертикальной стенкой достигали бы высоких значений. В последнем отношении характерно явление размыва дна перед новым корневым участком Северного мола (свайной конструкции) до устройства наброски.

Вместе с тем на примере описанных молов ясно обнаруживаются дефекты наброски недостаточного профиля и из массивов малого веса.

Наконец, с точки зрения приемов производства работ заслуживает внимания способ укрепления наброски заполненными бетоном железобетонными ящиками с дном из ткани. Если таким путем удалось достичь только временных положительных результатов, то причиной этому послужили, повидимому, слишком малая толщина стенок железобетонных ящиков (7 см) и подвижность массивов, на которые они были поставлены. Оба эти обстоятельства предрешили временный характер проведенного мероприятия.

22. Два мола из обыкновенных массивов

Южный и Северный молы, образующие защищенную акваторию порта, возведены в 1873—1884 гг. из правильной кладки обыкновенных массивов.

Первоначальный их проектный профиль близок к проектному профилю молов, описанных в п. 21. Отличался он только тем, что в данном случае сразу было предусмотрено устройство каменной постели шириной 21—25 м, толщиной 1,0 м и назначен вес массивов для стенки не менее 10 т.

С самого начала работ выяснилось, что природные условия значительно хуже предположенных и выбранный профиль мола им не соответствует. Истый грунт оказался настолько слабым, что каменная наброска погрузилась в него в разных местах от 1,3 до 3,6 м, причем до 50% осадки произошло только от веса камня, без действия волнения, которое достигает большой силы, так как молы расположены на открытом берегу, в районе частых и сильных ветров с разгоном волн до 1100 км. За 25-летний период наблюдений зарегистрировано 110 случаев волнения с высотой волны больше 3,50 м, в том числе 26 случаев с высотой волны 5,0—6,0 м. Высота всплеска у оградительных сооружений зафиксирована до 35 м.

Вследствие таких неблагоприятных естественных условий молы в течение всего десятилетнего периода строительства терпели неоднократные повреждения, которые заставляли последовательно усиливать проектный профиль молов. Из характерных деформаций следует отметить: осадку стенки до 1,5 м; осадку до 2,5 м бERM постели, защищенных массивами и мешками с бетоном; размыв постели; наклон стенки к морю; трещины в массивах и надстройке. Наиболее серьезная авария произошла в 1876 г., когда во время шторма половина Южного мола была разрушена почти до основания.

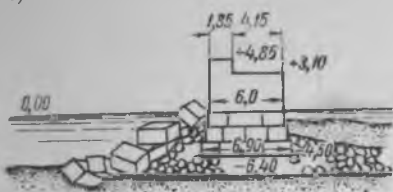
Состояние молов относительно стабилизировалось лишь после усиления их профиля, путем уширения стенки, увеличения веса массивов и устройства с внешней стороны защитной массивовой отброски. На рис. 130 показаны четыре характерных профиля.

Следует пояснить, что в связи с выявившейся необходимостью изменить компоновку оградительных сооружений порта оба мола были в начале текущего столетия соединены в один путем заделки ворот и разборки части Северного мола для устройства нового входа в порт. Таким образом, указанные профили молов относятся в настоящее время к одному сооружению.

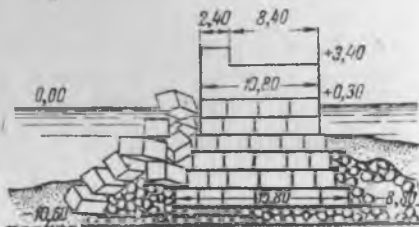
Мероприятия, проведенные по усилению профиля, позволили, как отмечено выше, достичь относительной стабилизации мола, но не смогли обеспечить сооружение от деформаций и повреждений.

По данным периодических осмотров и систематических наблюдений, типичными повреждениями мола являлись: трещины в неко-

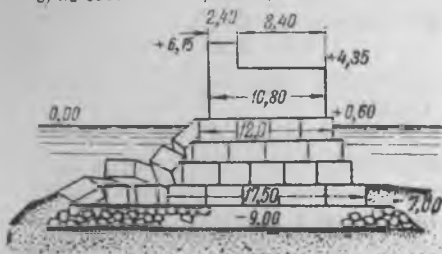
а) На мелкободном участке Южного мола



б) На глубоководном участке Южного мола



в) На заделке старых ворот



г) На глубоководном участке Северного мола

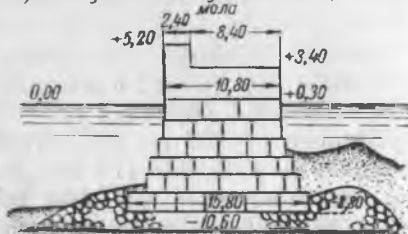


Рис. 130. Профили молов

торых массивах, уложенных в стенку, и, как следствие этого, разрушение массивов и выпадение их кусков; осадка массивов, образующих морскую грань стенки, отслоение их от тела мола и отрыв от надстройки (рис. 131-а); сквозные продольные трещины в надстройке, достигающие ширины в несколько сантиметров; наклон некоторых секций стенки (между осадочными швами) к морю (рис. 131-б); расстройство кладки надстройки у швов и у трещин с образованием местных сквозных отверстий; раскатывание волной массивов отброски и постепенное ослабление ее профиля.

Наибольшие деформации имели место на двух участках мола: между 225 м и 450 м (считая от корня), где мол образует дугу поворота в плане, и между 600 м и 750 м в районе заделки старых ворот.

В 1936—1940 гг. были проведены подробные обследования мола. Бурением 20 скважин глубиной 20 м установлено, что в основании мола залегает мощный аллювиальный слой мелкозернистого пылеватого заиленного песка, в толще которого располагаются прослойки ила с большим содержанием органических примесей.

Содержание ила с глубиной возрастает от 10 до 30% и выше. По лабораторным данным, грунты могут быть охарактеризованы средним углом сдвига 20° . Мощность аллювиальных отложений практически не ограничена (в районе порта разведочная скважина глубиной 250 м так и не достигла коренных пород).

Промеры показали, что в результате осадки мола и естественной заносимости массивовая стенка прикрыта камнем и грунтом

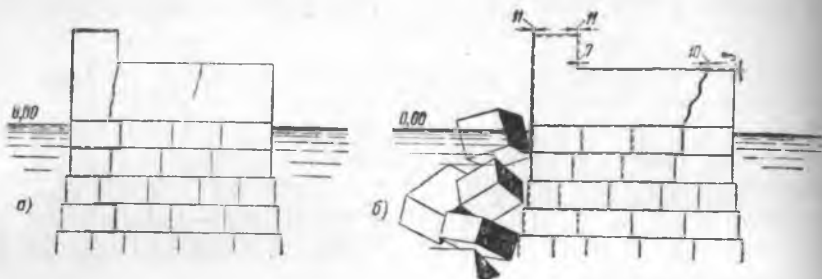


Рис. 131. Характерные деформации мола (схемы)

с тыловой стороны на высоту двух-трех курсов, а с морской стороны — на высоту одного-двух курсов.

Испытанием образцов временное сопротивление бетона сжатию определено от 133 до 208 кг/см². Выяснено, что при изготовлении массивов для первых 170 пог. м мола употребляли имеющий высокие гидравлические свойства портландцемент местного завода, а для остальной части мола — тейльскую известь.

Помимо указанных обследований, имевших целью уточнить условия работы всего мола, в течение нескольких лет производилось гидрографическое и гидрологическое изучение района моря и дна впереди первого участка мола протяжением в 500 м от его корня. Здесь расположена глубокая котловина — «яма», образовавшаяся, видимо, в результате тектонических явлений. Глубина котловины достигает 200 м. В районе ее происходят сложные периодические явления размыва и намыва откосов, создаваемые совокупным действием морского волнения и течения реки, одним своим рукавом впадающей в море у корня мола.

В дополнение к изложенным данным обследований и изысканий нами произведен расчет двух профилей мола (рис. 130-а и 130-б), характерных для его мелководного и глубоководного участков. Рассчитаны первоначальные профили мола до устройства наброски. Для мелководного участка, защищенного баром реки и испытывающего воздействие лишь скользящей вдоль мола

волны, приняты расчетные элементы волны $2h = 4,0$ м, $2L = 50$ м; для глубоководного — $2h = 6,0$ м, $2L = 78$ м. Оба профиля рассчитаны на статическое давление стоячей волны по ГОСТ 3255-46.

Результаты расчетов показывают, что стенки обоих профилей имеют достаточные коэффициенты устойчивости на опрокидывание и скольжение по постели (минимально $K = 1,50$). Коэффициенты устойчивости на скольжение по грунту при $f = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 20^\circ = 0,36$ недостаточны — они находятся в пределах $1,0$ — $1,10$. На выпирание грунта из-под подошвы стенки получены (по Герсванову) коэффициенты, значительно меньшие единицы. Наконец, максимальное давление на постель исчислено в $2,75$ кг/см² и на грунт — в $1,80$ — $2,40$ кг/см².

Переходя к анализу аварий и деформаций молов, следует прежде всего указать на основную их причину — резкое несоответствие типа и конструкции сооружения естественным условиям: весьма слабому грунту и сильному волнению. Наиболее целесообразно было бы применение в этих условиях типа из наброски массивов, который в дальнейшем был избран для удлинения мола и полностью себя оправдал (см. п. 41).

На благополучное существование сооружения из правильной кладки массивов в подобных естественных условиях можно было рассчитывать лишь в том случае, если бы были приняты меры по подготовке основания (заменой грунта или огрузкой его высокой насыпью), была бы устроена мощная постель и на ней возведена стенка широкого профиля из массивов достаточного веса (не менее 60 т). В действительности же молы возводились на естественном дне, постель первоначально устраивалась толщиной только в 1,0 м, стенке был дан слабый профиль и вес массивов не превышал 20 т.

Все эти обстоятельства вызвали осадки, деформации и повреждения молов в процессе их постройки. Но в то же время осадки каменной наброски послужили причиной ее утолщения, так как строители вынуждены были пополнять наброску для сохранения проектной отметки ее поверхности. Осадки массивовой стенки сначала побуждали строителей перекладывать массивы и вновь подсыпать камень в постель, а затем обусловили углубление стенки в каменную наброску. Таким образом, уже в процессе строительства произведена была непредусмотренная проектом некоторая подготовка основания и созданы более благоприятные условия работы стенки. Можно с уверенностью сказать, что молы удалось возвести только благодаря этим невольным отклонениям от проектного профиля, который по приведенным выше результатам нашего расчета имел низкие коэффициенты устойчивости на скольжение по грунту и выпирание грунта из-под постели, а также создавал чрезмерно высокие давления на грунт.

Вместе с тем, внесенные в процессе строительных работ улучшения профиля могли придать ему лишь минимально необходимую

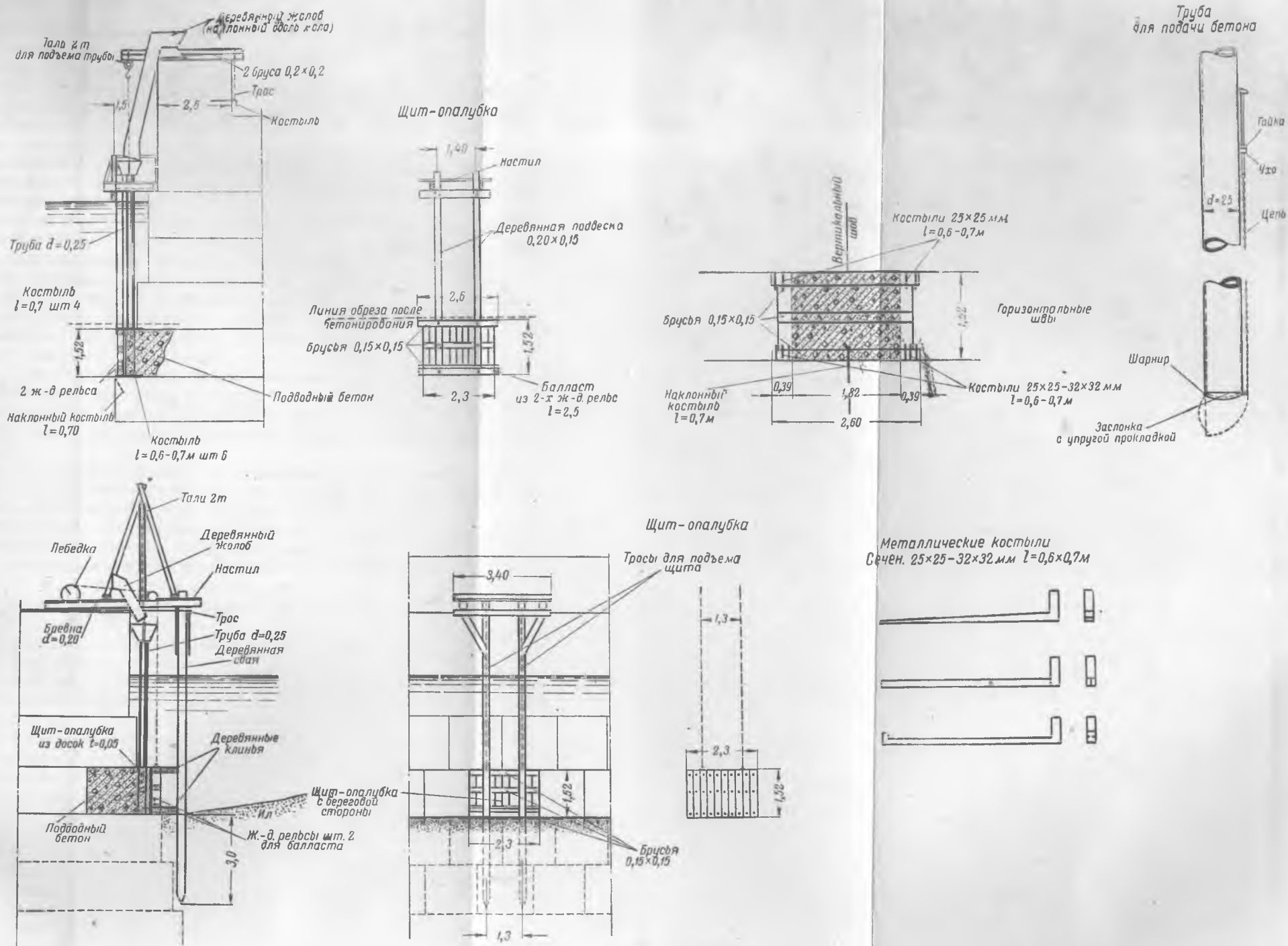


Рис. 132. Простейшие устройства для заделки подводным бетоном пустот и сквозных отверстий в массивовой кладке

устойчивость. Находясь на пределе устойчивости, построенные мола были подвержены осадкам и деформациям, которые многократно происходили в дальнейшем. В конце концов, пришлось защитить стенку наброской массивов.

Однако устроенная наброска имеет слабый профиль—она почти не выступает из воды, ширина ее поверху слишком мала. Поэтому она сама деформируется и не может предохранить полностью вертикальную стенку мола от осадки и деформации.

Помимо этих общих причин деформаций мола, необходимо остановиться на характерных частных причинах повреждений.

Осадка массивов, образующих фасадную грань мола (рис. 131-а), не сопровождается увеличением глубин дна перед стенкой и подмывом постели. Исходя из этого, П. П. Сорокин высказал предположение, что причиной осадки является взмучивание и высасывание из-под каменной отсыпи мелких частиц грунта двусторонними пульсирующими движениями воды внутри постели. Это движение возникает под действием морского волнения, создающего колебания давления воды в постели при подходе и откатывании волны. В соответствии с такой картиной явления П. П. Сорокин рекомендует в аналогичных случаях применять:

а) устройство постели не тоньше 2,5—3,0 м, желательно в котловане;

б) устройство на дне котлована контрфильтра;

в) отсыпку постели из камня разной крупности для повышения ее плотности;

г) тщательное прикрытие постели защитными массивами максимально возможных длины и веса; устройство связи защитных массивов гребнями и пазами в боковых гранях; укладку массивов на берме с уклоном к стенке 1/20.

Все эти мероприятия, несомненно, рациональны и способствуют надежности постели, которая является одним из наиболее ответственных элементов сооружения.

Расстройство и местные разрушения подводной стенки и надстройки на участке заделки старых ворот вызваны значительной разницей в осадке новой массивовой кладки заделки и кладки головных частей старых молов. Такие повреждения свойственны местам примыкания новой кладки массивов к старой при возведении стенок на нескальных и особенно на слабых грунтах. Для уменьшения деформаций могут быть рекомендованы: придание постели новой стенки значительного строительного подъема, выдержка и огрузка постели, устройство сквозного осадочного шва на всю высоту подводной и надводной стенок.

Повреждения на участке дуги поворота мола (между 225 и 450 пог. м) происходят по той причине, что впереди этого участка находится «яма», о которой сказано выше. Волны подходят к молу с больших глубин «ямы», разрушаются на ее откосах и с большой силой ударяют о сооружение, вызывая раскатывание массивов наброски и повреждения вертикальной стенки. Кроме того, несколько

ко лет назад начали сказываться приближение глубин «ямы» к молу и интенсивный размыв ее откосов. Именно в то время были обнаружены деформации, подобные схематически изображенной на рис. 131-б (начальная стадия наклона и сползания части профиля мола). Возникли серьезные опасения за сохранность сооружения. В дальнейшем, однако, резкое изменение гидрологического режима района, происшедшее в связи с отводом реки, вызвало сначала стабилизацию глубин у этого участка мола, а затем и некоторое их уменьшение; таким образом, непосредственная опасность разрушения мола миновала.

Трещины и повреждения массивов и надстройки являются следствием общих осадок и деформаций мола, вызванных совокупностью перечисленных выше причин. Приведенные данные об испытании пробных образцов свидетельствуют о прекрасной сохранности бетона в массивах; предположение о возможных повреждениях массивов из-за плохого качества бетона, таким образом, исключается. Что же касается надстройки, то появление в ней трещин (особенно продольных) и их разрастание, несомненно, являются следствием примененного способа производства работ, не обеспечившего монолитности конструкции: первоначально возводились фасадная и тыловая продольные стенки надстройки, а затем пространство между ними заполнялось мелким камнем и заливалось раствором.

Для предохранения мола от дальнейших повреждений спроектировано устройство на всем его протяжении массивовой наброски перед вертикальной стенкой. Профиль наброски определен в соответствии с установившимися в настоящее время принципами ее проектирования: отметка верха назначена $+2,0$ м, т. е. на метр выше максимально высокого уровня воды; ширина наброски поверху — 6 м, равная двум длинам массивов; уклон откоса — 1:1. Вес массивов принят 40 т. Толщина каменной постели под наброской принята 1,5 м.

Учитывая значительный возраст мола, характер повреждений и основную их причину — несоответствие типа и конструкции сооружения природным условиям, следует признать, что ограждение мола массивовой наброской является, хотя и очень дорогим, но наиболее рациональным, если не единственным, способом его усиления.

Наряду с устройством массивовой наброски, производится ремонт подводной и надводной стенок. Из ремонтных работ представляет интерес схематически показанные на рис. 132 простейшие устройства для заделки подводным бетоном пустот и сквозных отверстий в массивовой кладке. Бетон укладывается при помощи вертикально перемещающейся трубы. Опалубкой служит щит из деревянных брусев, пригруженный обрубками рельсов. Он укрепляется у заделываемого массива при помощи забитых в наносный грунт временных свай; где это невозможно, в швы массивовой кладки забиваются специальные костыли.

В данных естественных условиях вертикальный тип мола

был выбран неправильно. Слабая наброска не обеспечила сооружение от повреждений. В конце концов пришлось принять решение о почти полном выключении вертикальной стенки из работы путем устройства наброски массивов, способной принять на себя все воздействующие волны.

Вместе с тем характерно, что, несмотря на столь неблагоприятные естественные условия, все же удалось возвести вертикальную стенку, избежав ее катастрофического обрушения. Это можно объяснить, с одной стороны, тем, что песчанистый ил (в отличие от глинистого) не подвергается внезапным сдвигам, а с другой стороны, тем, что кладка массивов горизонтальными рядами позволяет уже в процессе строительства, путем неоднократной перекладки массивов и пополнения каменной подсыпки, достичь некоторого улучшения грунта в основании.

В отношении производства работ рассмотренный пример подтверждает недопустимость продольных рабочих швов в надводном строении и обязательность соблюдения определенных правил сопряжения новой и старой кладки массивов.

Заслуживает внимания прекрасная сохранность (спустя 60 лет после постройки мола) бетона в массивах, приготовленного на тейльской извести и обыкновенном портландцементе.

Наконец, существовавшая в течение ряда лет угроза молу со стороны «ямы» показывает, какое значение имеет при проектировании расположения в плане оградительных сооружений всестороннее изучение природных условий и предвидение последствий нарушения построенными сооружениями естественного режима.

23. Мол из обыкновенных массивов

Мол длиной 647 м построен в 1868—1879 гг. в виде стенки из пяти курсов массивов, заложенной на отметке—6,7 м. Естественные глубины по трассе мола колеблются от 9,7 до 11,6 м. Грунт в основании сооружения — плотно слежавшийся мелкий песок с ракушей в верхних слоях. Морское волнение в районе мола можно охарактеризовать высотой волны около 4 м.

Уже в первый год строительства, вследствие сильных размывов постели и расстройтва кладки, потребовалось изменение проекта — уширение каменной подсыпки и основания стенки. Несмотря на это усиление профиля, во время шторма 23 января 1872 г. мол потерпел серьезную аварию. Внешняя берма постели была снова очень сильно размита. Наружные массивы двух нижних курсов были оттянуты к морю до 0,5 м. Некоторые из них оказались навесу и лопнули, причем отдельные куски массивов остались зажатыми в стенке, а другие были сброшены под откос. Массивы верхних курсов также наклонились к морю и некоторые из них упали под откос.

После этой аварии каменная постель была значительно уширена, откосам придан более пологий уклон с защитой их крупными

булыгами. Измененный таким образом типовой профиль показан на рис. 133-а.

Осадка мола от уплотнения каменной постели и погружения ее в грунт достигла во время строительства значительной величины, в связи с чем на некоторых участках в стенку был уложен дополнительный, шестой курс массивов.

По материалам обследования сооружения на протяжении 539 м получены следующие данные, характеризующие его осадку:

глубина воды 9,7—10,8 м;
толщина подсыпки 2—4 м;
высота массивовой стенки 7,25—8,7 м;
отметка верха массивов от $+0,50$ м до $-0,50$ м;
полная осадка подсыпки от 1,4 до 2,7 м; осадка имеет место на 80 % протяжения мола.

Через несколько лет после окончания строительства на некоторых участках сооружения была замечена сильная вибрация стенки.

Водолазным осмотром установлены повреждения массивов всех курсов. В связи с этим был произведен восстановительный ремонт мола. Во время разборки поврежденной части мола выявлено, что во многих массивах сохранилась лишь наружная твердая бетонная корка, а внутренняя часть состоит из смеси ничем не связанного щебня с белой кашицей — наиболее характерным продуктом разложения цементного раствора. Некоторые массивы совершенно исчезли: повидимому, морем вымыты разложившийся раствор и оставшийся свободным щебень. На рис. 133-б показан характерный профиль поврежденного сооружения, в середине которого один или два массива, очевидно, совершенно разрушились.

Массивы для мола изготовлялись из бетона с применением в некоторых из них портландцемента (около 220 кг на 1 м^3 бетона), в других — пуццолана. Массивы на пуццолановом растворе сохранились лучше.

После восстановительного ремонта мол благополучно эксплуатировался в течение около 50 лет, испытывая лишь сравнительно редкие повреждения надводной стенки. На рис. 134 и 135 показаны такие повреждения и вид мола при штормовом волнении.

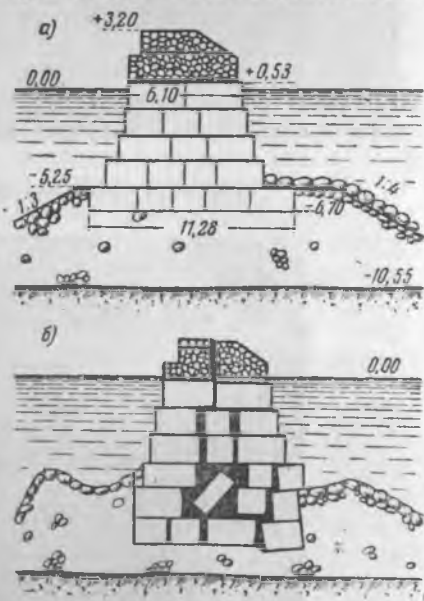


Рис. 133. Профиль мола и его поврежденного участка

Во время войны 1941—1945 гг. взрывы торпед образовали в молу две бреша длиной 105 и 77 м. На участке каждой бреша над-



Рис. 134. Повреждения надводной стенки мола



Рис. 135. Вид мола во время шторма

водная стенка была уничтожена, а массивы двух верхних курсов были либо разрушены и сброшены в воду, либо разбиты на месте

Мол восстановлен путем укладки новых массивов взамен разбитых (частично были также использованы сброшенные массивы) и устройства новой надстройки. Вследствие осадки массивовой стенки мола часть надстройки была погружена в воду на глубину до 1,0 м. Для упрощения работ по ее устройству применена бутровая кладка методом восходящего раствора. Таким образом, в данном случае при аналогичных условиях строители пошли по иному, более целесообразному пути восстановления сооружения, чем в примере, описанном в п. 20.

Замена поврежденных массивов подводной стенки, засыпанных обломками, была сопряжена с весьма трудоемкими работами по расчистке завалов. Высказывалось мнение о возможности оставить в теле мола массивы нижнего курса, имевшие только трещины. Эти массивы по своей сохранности могли выдержать давление вышележащей части стенки, сами же они, будучи защищенными обломками, не испытывали непосредственного воздействия волн. Поэтому, на первый взгляд, предложение оставить их в сооружении имело основания. Однако изучение характера изменения глубин вдоль мола показало, что с течением времени завалы, образовавшиеся перед стенкой, несомненно, будут смыты волнением и массивы окажутся обнаженными. Поэтому все поврежденные массивы в брешах были заменены. Следует отметить, что на другом сооружении того же порта (старом волноломе), получившем аналогичные повреждения, лопнувшие массивы нижнего курса были оставлены, так как промеры показали, что на всем протяжении сооружения этот курс массивов за ряд лет занесен грунтом и не приходится опасаться размыва завалов перед ним. Таким образом, в двух случаях для сооружений с аналогичными повреждениями правильно были приняты разные решения.

Вообще, к оставлению поврежденных массивов в теле сооружения следует подходить с особой осторожностью, допуская его лишь в исключительных случаях.

Большой интерес представляют данные о химических повреждениях массивов и об осадке сооружения. Из сделанного в свое время инж. Чеховичем сопоставления состояния массивов в двух сооружениях (рассматриваемом сооружении и военном молу в том же порту), а также из опыта последующей 50-летней сохранности восстановленного мола, можно вывести заключение, что основной причиной разрушения массивов послужили дефекты производства работ. Характерно, что при одном и том же цементе бутровые массивы сохранялись лучше бетонных, а из бетонных массивов более стойкими оказались изготовленные на пуццолане.

Описанный мол, относящийся к одному из первых оградительных сооружений, построенных по типу массивовой стенки, потерпел гораздо меньшие штормовые повреждения, чем другие однотипные молы того же периода строительства (например, рассмотренные в пп. 21 и 22). Объясняется это прежде всего сравнительной умеренностью штормового волнения в районе мола и неболь-

шим возвышением его надстройки над водой. Наряду с этим, несомненно, весьма положительную роль сыграло устройство прикрытой крупными булыгами широкой постели, защищающей от размыва дно впереди стенки. Наконец, здесь применены массивы несколько большего веса, чем в других упомянутых сооружениях. Однако, как видно из рис. 133, перевязка швов в поперечном сечении массивовой стенки была недостаточной. В высокой каменной наброске под стенкой образовывались призмы выпирания, по видимому, из-за того, что постель до укладки массивов не выдерживалась и не огружалась, и также из-за отсутствия огружающих массивов на ее бермах.

Что касается повреждений от взрывов, то рассматриваемый пример подтверждает приведенный в п. 20 вывод о сравнительной несложности ликвидации такого рода повреждений в оградительных сооружениях из правильной кладки массивов.

24. Два мола из обыкновенных массивов

Два мола общей длиной около 3600 м построены в 1888—1896 гг. Их типовой профиль показан на рис. 136-а.

Стенки молов, образованные правильной кладкой обыкновенных массивов весом до 20 т, возведены на постели из слабого

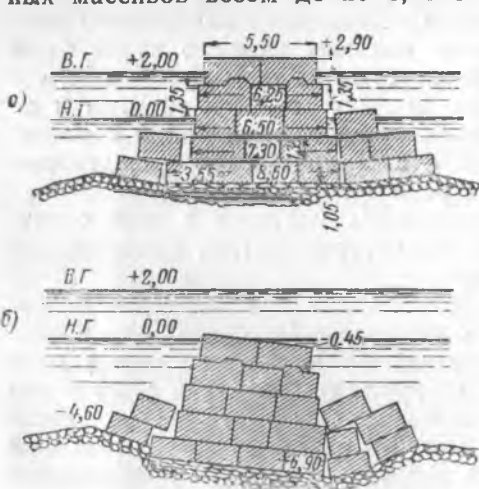


Рис. 136. Профили молв до и после деформации

камня и мешков с бетоном. Характерными особенностями стенок являются их малое возвышение над горизонтом прилива (0,90 м) и наличие пазов и гребней в первом сверху шве между курсами массивов.

Корневые части молв, примерно на половине длины каждого сооружения, расположены на прочных грунтах. З основании остальных участков залегает на практически неограниченную глубину весьма слабый илистый грунт с незначительной примесью песка.

Молы расположены в естественно защищенной бух-

те. Точные элементы максимальных волн неизвестны, и о них возможно судить лишь по имеющимся данным о величине разгона волн и о скоростях ветра. Всего только один раз за 40 лет наблюдалась наибольшая скорость ветра 34,1 м/сек, причем ветер имел направление от ССЗ; разгон волн в этом направлении не превышает 10 км. Гораздо меньшие, но более частые скорости наблюдались

для ветров южных румбов; максимальная из этих скоростей определена в 21,6 м/сек при среднем разгоне волн в 20—30 км и наименьшем — в 50 км.

Исходя из приведенных данных, нами исчислены вероятные максимальные элементы волн: высота 3 м и длина — 36 м.

В 1902 г. молы подверглись воздействию шторма, наиболее сильного за все время их службы. Можно предполагать, что во время этого шторма элементы волн достигали указанных выше значений.

Расположенные на прочных грунтах корневые участки обоих сооружений потерпели лишь незначительные повреждения. На средних же и головных участках мола произошла осадка стенок и размыв постели. Часть массивов, уложенных в стенку и для защиты постели, были сброшены и разбиты.

Молы были отремонтированы путем досыпки камня в постель и восстановления правильной кладки массивов. Количество защитных массивов было увеличено (на рис. 136-а показан профиль молов после ремонта, с увеличенным числом защитных массивов).

В последующие 20 лет молы не испытывали повреждений, заслуживающих внимания, но 1 сентября 1923 г. они оказались в зоне разрушительного землетрясения и потерпели серьезную аварию.

Эпицентр землетрясения находился в море на расстоянии 62 км от места расположения молов. Здесь произошел тектонический сброс на длине в несколько десятков километров, причем по обеим сторонам плоскости сброса смещение морского дна по высоте измерялось сотнями метров (по некоторым источникам оно равнялось 400 м). Были зарегистрированы среднее ускорение сейсмических колебаний в 1000 мм/сек², т. е. 10% от ускорения силы тяжести. В слабых грунтах, легко проводящих сейсмические колебания, ускорение достигало 4000 мм/сек², т. е. 40% от ускорения силы тяжести. Период колебаний установлен в 1,35 сек. Таким образом, средняя интенсивность сейсмических колебаний может быть оценена в IX—X баллов, а в слабых грунтах — в XI баллов по общепринятой шкале землетрясений.

В результате землетрясения произошла осадка молов от 1 до 3 м на тех участках, где они были возведены на слабом илистом грунте: у одного мола на длине свыше 1100 м, у другого — свыше 450 м. У голов осадка была больше 3 м. Осадку сопровождалась наклоном стенки и небольшим смещением ее в сторону вместе с основанием (рис. 136-б). Участки молов, основанные на плотных грунтах, как и в 1902 г., деформировались незначительно.

В связи с тем, что спустившиеся под воду сооружения не создавали больше достаточной защищенности портовой акватории (особенно при приливном горизонте моря), было принято решение произвести их восстановление путем устройства на просевшей

750 т, в том числе вес стальной арматуры 20 т. Арматура в стенках и днище двойная, симметричная, перекрестная из стержней диаметром 12—25 мм. Рамы также имеют двойную арматуру. Средний процент армирования гиганта равен 0,81. Защитный слой всюду выдержан толщиной в 7,5 см. Бетон применен состава 1 : 2 : 4; приняты меры для достижения его большей плотности.

Гиганты строили в сухом доке с применением металлической опалубки. Ввиду их большого собственного веса и несимметричной формы они не обладали достаточной собственной пловучестью. Поэтому их буксировали и устанавливали на место при помощи специального приспособления, состоящего из двух понтонов, соединенных между собой жесткими металлическими балками, к которым гигант подвешивался на болтах (рис. 138). Все операции

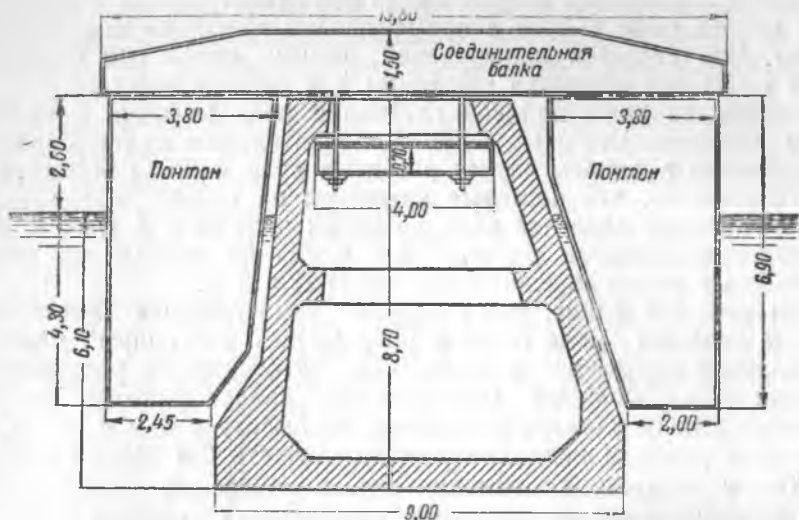


Рис. 138. Схема оборудования для транспортировки гиганта

по подъему и опусканию гиганта выполнялись путем откачки воды из понтонов или, наоборот, наполнения их водой. Для этого понтоны были разделены водонепроницаемыми переборками на отсеки и оборудованы насосами с моторами и системой трубопроводов.

В процессе отсыпки постели происходила значительная осадка грунта под весом камня. Постели был дан необходимый строительный подъем, однако это мероприятие признали недостаточным и прибегли к следующему приему.

Опущенный на постель гигант первоначально заполняли песком и на верх его устанавливали огрузочные массивы весом, большим, чем вес проектного надводного строения. Гигант под огрузочными массивами оставляли на срок от шести месяцев до года. После

этого удаляли огрузочные массивы, откачивали песок, отводили гигант на плову в сторону, восстанавливали просевшую постель и вновь устанавливали гигант. В отдельных случаях, когда деформацию постели признавали чрезмерной, операцию по временному заполнению гиганта песком и огрузке массивами повторяли, но обычно уже после первой огрузки и перестановки гиганта его окончательно заполняли, в соответствии с проектом, смесью камня и гравия. (Эти два материала разной крупности применяли для уменьшения пустот при заполнении гигантов.) Вслед за этим бетонировали надстройку с парапетом.

По ряду приведенных ниже соображений можно с достаточной уверенностью предполагать, что мол не терпит повреждений.

В рассмотренном примере значительный интерес представляют характер деформации старых молов при землетрясении и конструкция нового мола вместе с примененными методами производства работ. Что касается повреждений старых молов при шторме в 1902 г., то они являются обычными для вертикальных стенок, заложённых на недостаточной глубине и подверженных в связи с этим действию разбитых волн. Дополнительным подтверждением воздействия в данном случае разбитых волн может послужить то обстоятельство, что портовые инженеры на основе повреждений молов оценили давление волн во время шторма в 5 т/м^2 , т. е. в значительно большем размере, чем могли бы оказать на стенку неразбитые волны максимальной высотой в 3 м.

Из рис. 136 видно, что во время землетрясения массивовая стенка каждого мола осела и наклонилась, как единый монолит, не получив внутренних повреждений. Об отсутствии расстройств кладки еще с большей очевидностью свидетельствует то, что местами стенку удалось надстроить на высоту в 3 м и она в таком надстроенном виде продолжала служить без повреждений.

Таким образом, деформация стенок произошла из-за нарушения сейсмическими колебаниями устойчивости слабого илистого грунта в основании моллов. Как уже было сказано, участки моллов, расположенные на прочных, менее опасных в сейсмическом отношении грунтах, при землетрясении не пострадали. Устойчивость конструкции стенки в данном случае тем более показательна, что землетрясение 1923 г. признается сильнейшим из известных в истории и молы находились в близкой к эпицентру зоне, подвергшейся опустошительным разрушениям. В частности, в том же порту, которому принадлежат рассматриваемые молы, оказались разрушенными все причальные сооружения, причем набережные гравитационного типа разрушились от сотрясений и повышенного распора грунта, а эстакадные—от вибрации и разрыва их элементов.

Из всего сказанного можно сделать вывод, что сохранность рассчитанного на волновую нагрузку оградительного сооружения при сейсмических воздействиях зависит не от конструкции его стенки, а от устойчивости грунтов в основании. При возведении

сооружения на устойчивых в сейсмическом отношении грунтах можно не опасаться за его целость. Когда же приходится строить мол или волнолом в сейсмическом районе на слабом грунте, то следует применять замену грунта либо, по крайней мере, проектировать сооружение, создающее возможно меньшее давление на грунт. Вместе с тем, однако,—и это особенно важно—необходимо предусматривать меры, облегчающие переустройство сооружения после его вероятной осадки и деформации. Приведенные указания совпадают с правилами проектирования оградительных сооружений на слабых грунтах.

Изображенный на рис. 137 новый мол из гигантов удовлетворяет поставленным требованиям строительства на слабых грунтах в районе, опасном в сейсмическом отношении. Он имеет широкую и высокую постель, благодаря чему давление от сооружения распределяется на большую площадь слабого грунта и, кроме того, создается пригрузка против выпирания грунта в стороны. В процессе производства работ приняты эффективные меры по огрузке постели и грунта. Для удешевления постели в ее нижние слои, в значительной степени погружившиеся в дно, употреблен дешевый слабый камень. Сыпучее заполнение позволяет в случае необходимости поднять и переставить гиганты.

Все же вместо нижнего слоя камня следовало устроить широкую песчаную подушку (см. п. 40). Точно так же предпочтительнее было заполнить гиганты песком, так как при необходимости поднять гигант, заполненный камнем, потребуются трудоемкие и длительные работы по извлечению из него камня, тогда как откачка песчаной засыпки не представила бы никакого труда.

Следует особо остановиться на выбранной конструкции гиганта. Как уже указывалось, по геологическим и сейсмическим условиям было принято правильное решение отказаться от бетонного заполнения и заменить его сыпучим материалом, позволяющим переставлять гиганты в процессе производства работ, а также и в будущем, при чрезмерных осадках. К этому следует добавить, что из опыта многих портов известна нередко встречающаяся необходимость в расширении акватории порта, для осуществления которого весьма целесообразно иметь возможность переносить элементы существующих оградительных сооружений. Наконец, немалое значение при выборе материала заполнения гигантов имеет дешевизна сыпучего заполнения по сравнению с бетонным.

Однако очевидно, что применять только сыпучее заполнение тонкостенных гигантов оградительных сооружений совершенно недопустимо. С другой стороны, тонкостенные гиганты с комбинированным (бетонным и сыпучим) заполнением страдают рядом недостатков, о которых уже сказано в пп. 7, 8, 9. Наоборот, тип гиганта с толстыми стенками при сыпучем заполнении обладает многими достоинствами.

Прежде всего, толстостенный гигант представляет собой достаточно жесткую конструкцию, способную самостоятельно, без

работы заполнения, сопротивляться усилиям, возникающим в ее элементах при осадке, перекосе, местном ударе волн и т. д. Известно, что под влиянием этих усилий тонкостенные гиганты, даже заполненные бетоном, часто получают разрывы и трещины, вследствие своей малой жесткости, если не достигнута связь бетонного заполнения со стенками гиганта. В надлежаще запроектированном толстостенном гиганте таких явлений, очевидно, не приходится опасаться.

Далее, толстые стенки гиганта обеспечивают его долговечность, особенно потому, что они позволяют прикрыть арматуру защитным слоем большой толщины. Наконец, при более толстых стенках легче достичь лучшего качества бетона и добиться водонепроницаемости стенок, которая имеет исключительно важное значение для сохранности гиганта и всего сооружения.

Единственным, но весьма серьезным недостатком толстостенных гигантов является необходимость изготовления специальных дорогостоящих приспособлений для спуска гиганта на воду и его транспортировки. Однако при достаточно большом объеме работ это обстоятельство не может играть решающей роли; так, например, стоимость спаренных понтонов для описанного мола (рис. 138), необходимых для поддержания гиганта на плову, выразилась только в 1,5% от общих затрат по гигантам.

Все эти соображения позволяют еще раз (см. п. 8) высказать суждение о том, что в тех случаях, когда необходимо обеспечить возможность перестановки гигантов (особенно после постройки сооружения), целесообразно применять тип толстостенного гиганта с сыпучим заполнением.

25. Внешняя массивовая стенка широкого мола

Мол строился в виде двух стенок с земляным заполнением между ними. Внешняя стенка имела профиль, показанный на рис. 139-а.

Грунт в основании мола — очень мелкий песок.

Авария произошла в октябре 1892 г.; когда массивы стенки были уложены на протяжении свыше 100 пог. м. Шторм начался с утра. Волнение в районе порта характеризовалось высотой волны 3,5—4,0 м. В 12 час. дня стенка еще стояла, о чем свидетельствовали перекатывавшиеся через нее буруны. Через несколько минут бурунов не стало видно. После шторма обнаружили, что стенка совершенно погрузилась в грунт: массивы оказались лежащими в грунте на глубине более 2 м от поверхности дна.

Для исследования причин аварии был сделан опыт. На дно положили массив и стали сообщать ему ряд толчков, приводящих массив в колебание. Под влиянием толчков и колебаний массив начал погружаться в грунт, стобразив в малом масштабе происшедшую аварию стенки.

Инженер П. С. Чехович в своей записке писал: «Очевидно, мелкий, очень подвижной песок, нагнетаемый водой, давал массиву

возможность погружаться. Ввиду этого надо было сделать более прочное основание будущему молу, и мною были забиты два ряда шпунтовых свай по бокам мола с целью предохранить основание от размыва и выпирания».

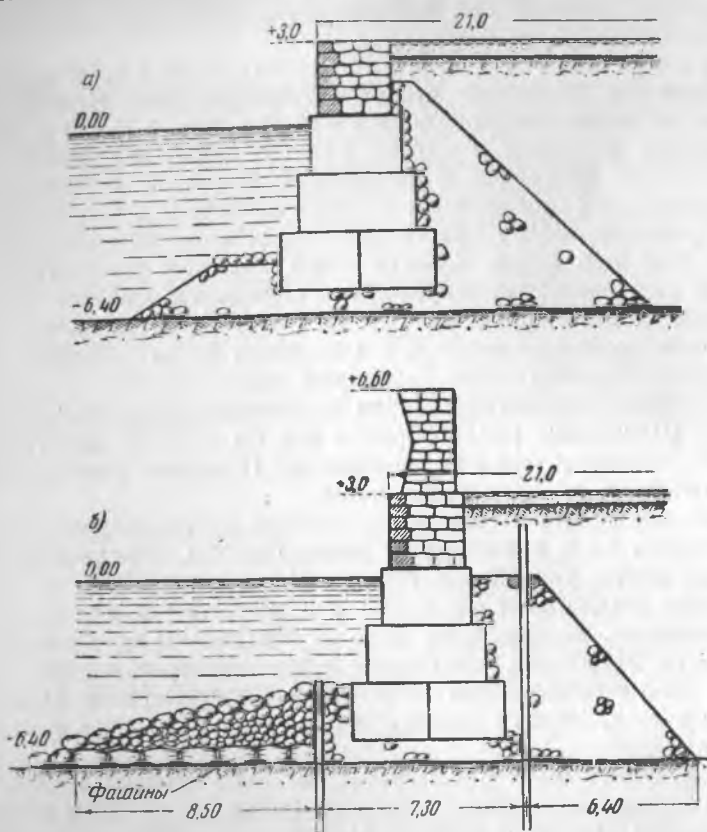


Рис. 139. Первоначальный и усиленный профиль стенки широкого мола

Помимо этого, впереди мола уложен фашинный тюфяк, прикрытый камнем и крупными булыгами.

С укрепленной таким способом внешней стенкой (рис. 139-б) мол построен протяжением в 240 м и благополучно эксплуатируется свыше 50 лет.

Рассматривая описанный пример аварии в свете современных познаний, можно прийти к выводу, что в данном случае имела место внезапная осадка подвижного песка под влиянием динамического действия волн. Песок в основании стенки является продуктом отложений реки, впадавшей в древнее время в бухту. Во время штормов он взрыхлялся и получил в результате этого

структуру с порозностью выше критической. Вибрация стенки и переменные токи воды послужили причиной внезапной осадки песка.

Высказывается также предположение, что причиной аварии, в основном, послужила малая несущая способность грунта, оказавшаяся недостаточной для восприятия действовавших вертикальных и горизонтальных нагрузок.

К сожалению, геотехнические характеристики грунтов, которые позволили бы полностью уточнить причины аварии, отсутствуют. Однако характер аварии (ее внезапность при шторме и глубокое погружение массивов в грунт), удачное воспроизведение явления в опыте инж. Чеховича и прекрасный результат осуществленного им укрепления основания стенки побуждают, как уже сказано выше, признать более вероятной причиной аварии внезапную осадку рыхлого песка. Отметим, что Терцаги, рассматривая волноломы типа ячеистых шпунтовых перемычек, попутно указывает на возможность мгновенной осадки сооружений в связи с временным разжижением песка его основания из-за вибрации стенки, вызванной пульсирующим действием волн.

Укрепление основания стенки было произведено весьма рационально. Шпунтовые ряды, образуя как бы обойму для грунта под стенкой, препятствуют его растеканию. Переднее широкое прикрытие уменьшает влияние токов воды.

Если исключить возможность отказа от гравитационного типа сооружения, то и в настоящее время был бы, повидимому, избран этот же метод укрепления стенки. Известные сейчас способы закрепления рыхлого песка путем его цементации или силикатизации, очевидно, не могли бы быть осуществлены ввиду их высокой стоимости. Наконец, уплотнение песка помощью взрывов, аналогичное применяемому при уплотнении насыпей (см. п. 4), для грунтов в их естественном залегании пока еще находится в состоянии экспериментов.

Заслуживает быть отмеченным, что благодаря разумно поставленному опыту строители мола уже почти 50 лет назад пришли к правильному выводу о причине аварии и о необходимых мероприятиях по укреплению стенки.

26. Широкий мол, окаймленный стенками из обыкновенных массивов

Широкий мол построен в 90-х годах прошлого столетия в качестве оградительного и причального сооружения порта. Его стенки образованы правильной кладкой бутовых и бетонных массивов (рис. 140). За стенками устроены каменные разгрузочные призмы. Ядро мола засыпано песком.

Мол подвергается воздействию штормовых волн максимальной высотой около 5 м.

Оградительная стенка корневой части мола расположена на глубинах, постепенно уменьшающихся по мере приближения к

урезу воды. Сразу по окончании постройки мола обнаружилось, что при штормах возникающие на подводном откосе берега прибойные волны переливаются через парапет и затрудняют эксплуатацию мола. Кроме того, стали наблюдаться повреждения верхних массивов стенки в корневой части от ударов волнами, несущими гравий.

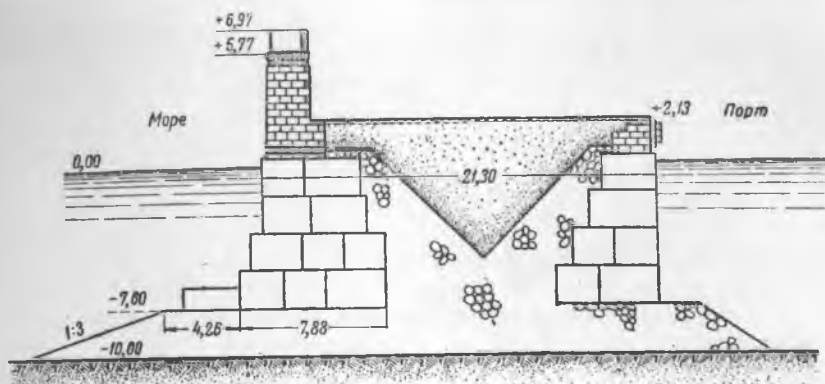


Рис. 140. Профиль широкого мола

С целью устранения этих явлений в течение ряда лет с внешней стороны мола, начиная от его корня, укладывали защитные массивы и отсыпали крупный камень. Массивы укладывали ложком к стенке, сначала в один, затем в два и более курсов, так что в конце концов верхний курс массивов полностью выступил из воды. К концу 20-х годов протяженность защитного прикрытия массивами достигла 135 м.

Каверны в массивах верхнего и второго сверху курса основной стенки мола, образовавшиеся от ударов насыщенных гравием волн, до установки защитных массивов заделывали бетоном в мешках.

Как показала практика, описанные мероприятия носили паллиативный характер. Сильное штормовое волнение перемещало защитные массивы, после чего волны вымывали мешки с бетоном и расширяли каверны в массивах.

В конце 20-х годов в наиболее подверженном повреждениям месте — у конца защитного прикрытия массивами — образовалась большая каверна в верхнем курсе массивов стенки. В последующие годы каверну дважды заделывали бетоном в мешках, однако заделка оба раза сохранялась только в течение нескольких лет.

В январе 1941 г. во время сильного 8-балльного шторма этот участок мола получил аварийное повреждение. Сначала на проезжей части мола на расстоянии 2 м от парапета образовался провал площадью около 1,5 м². Вскоре площадь провала увеличилась до 25 м². Под парапетом появилось отверстие, сквозь которое с большой силой выбрасывались потоки воды, несшие камни и перекачивавшиеся через проезжую часть мола в акваторию порта. К

концу шторма воронка в проезжей части достигла глубины 2 м и площади 130 м². В бутовой надводной стенке была обнаружена брешь длиной около 7 м и высотой 1,50 м. Два массива верхнего курса оказались разрушенными полностью, а один массив следую-

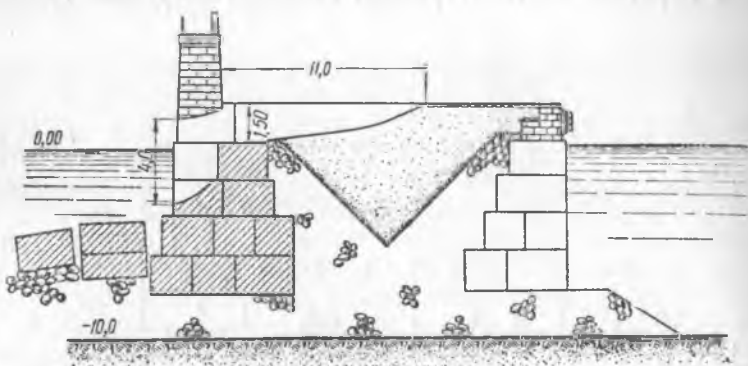


Рис. 141. Брешь в оградительной стенке мола

щего курса — частично. Общий вид брешки показан на рис. 141.

В том же 1941 г. была произведена заделка брешки путем укладки подводного и надводного бетона. Вначале предполагали выполнять работы под защитой массивов, предварительно отброшенных с внешней стороны, но своевременно устроить отброску не удалось, и укладку бетона осуществили на незащищенном от волнения участке мола. Схема устройств по заделке брешки показана на рис. 142.

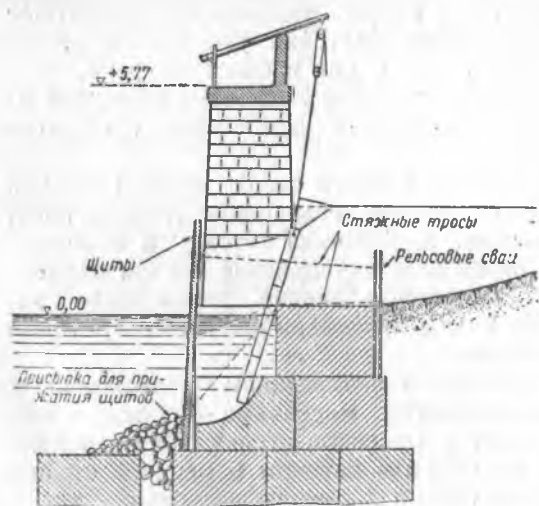


Рис. 142. Схема устройств по подводному бетонированию

Опалубка с внешней стороны состояла из вертикальных щитов, изготовленных из пластин. Пластины были скреплены между собой обрезками узкоколейных рельсов, снабженных рымами для крепления к ним тросов. Для более плотного прилегания щитов друг к другу и к стенке мола к щитам были прибиты валики из ветоши и парусины. Установленные щиты притягивались тросами к рельсовым сваям, забитым позади верхнего курса массивов.

Укладка бетона под воду произведена с помощью двух вертикально (точнее, несколько наклонно) перемещающихся деревянных труб, расположенных вдоль бреша на расстоянии 3 м друг от друга. Бетон применен марки «170» с осадкой конуса 18—20 см. Подводное бетонирование монолита объемом 45 м³ выполнено в один прием за 18 часов. В верхнюю часть подводного монолита были заделаны рельсовые коротыши для связи с надводным бетоном.

В первые дни по окончании бетонных работ сила волнения не превосходила 2—3 баллов, и лишь через две недели она достигла 4 баллов. Такое состояние моря благоприятствовало сохранности подводного бетонного монолита. Щиты опалубки не были повреждены волнением. Бетон, вскрытый через месяц после его укладки, имел вполне удовлетворительную прочность. Впоследствии была устроена намеченная отброска массивов впереди отремонтированного участка, но по существу надобности в ней не было, так как бетонный монолит оказался достаточно надежным элементом стенки.

По описанию, составленному Р. И. Гинсбаргом на основании собранных им материалов, дальнейшая история мола представляется в следующем виде.

В начале 1942 г. мол был подорван на участке, несколько более близком к голове, чем место расположения заделанной бреша. Подрыв был произведен по всей ширине мола, в результате чего получилась сквозная брешь с глубинами 1,5—2,0 м, позволявшая мелкосидящим судам проходить сквозь нее в порт.

Летом 1942 г. новая брешь была заделана, но восстановительные работы оказались настолько неудачными (характер их неизвестен), что зимой 1942/43 г. выполненная заделка была разрушена штормами и брешь даже увеличилась. В 1943 г. вновь заделали брешь отсыпью камня и укладкой бетонного слоя до уровня проезжей части мола. С наружной стороны сделали наброску из небольших бетонных массивов (объемом в 1 м³ каждый). Зимой 1943/44 г. сильных штормов не наблюдалось, благодаря чему заделка в основном уцелела, за исключением отброски массивов, которая была разнесена волнами.

К середине 1944 г. брешь имела следующий вид. На протяжении 21 м брошены массивы верхнего курса внешней стенки мола и уничтожена надводная стенка и парапет на высоту 4,50 м. На всем протяжении сохранился лишь железобетонный волноотражательный козырек. В надводной и подводной частях до уровня территории мола брешь заполнена обломками массивов, бетона и камня, а также мелкими массивами, отсыпанными в 1943 г. Местами уцелел слой бетона толщиной в 15—20 см, уложенный на уровне проезжей части на слое камня. С внутренней причальной стороны мола сохранилась временная надводная бутовая стенка на берме из каменной наброски. Общее впечатление о бреша со стороны моря можно получить из рис. 143.

В 1944 г. ремонтные работы не производились, и в конце этого

года (12—15 декабря) сильным штормом были причинены новые повреждения. На проезжей части мола была разрушена и смыта мостовая и бетонная заливка на площадке около 300 м². Глубина образовавшейся воронки в теле мола против бреша достигла глубины в 2 м.

Рядом с основной брешью образовалась вторая, длиною на уровне воды в 7 м и высотой над уровнем верхнего курса массивов до 3 м. Два массива верхнего курса оказались выбитыми.

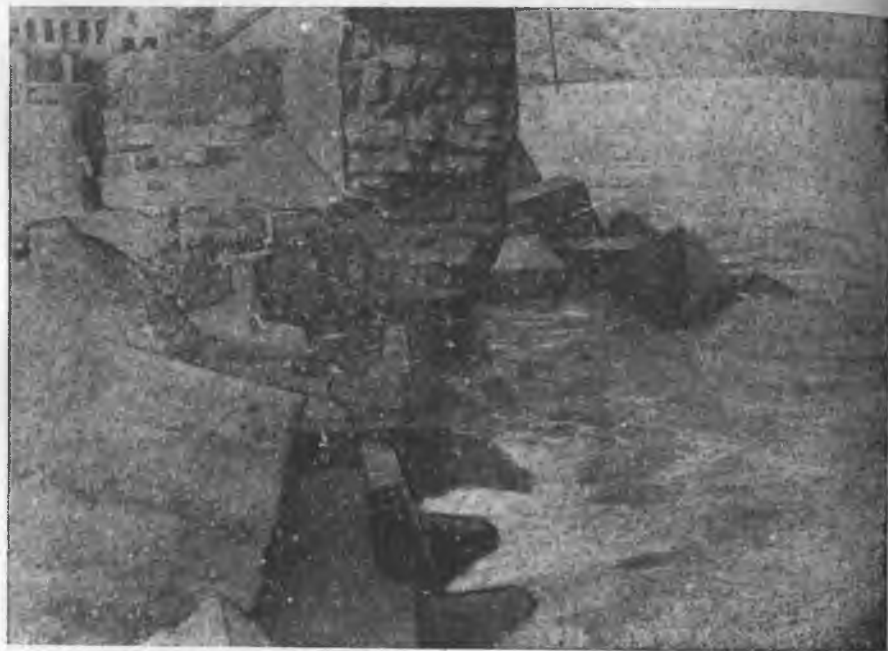


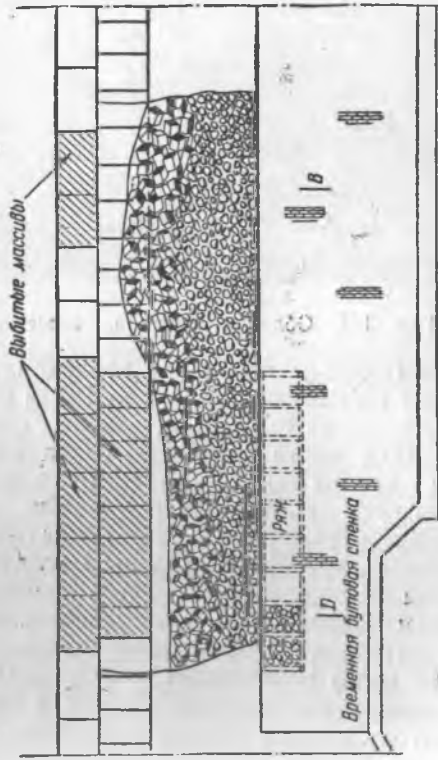
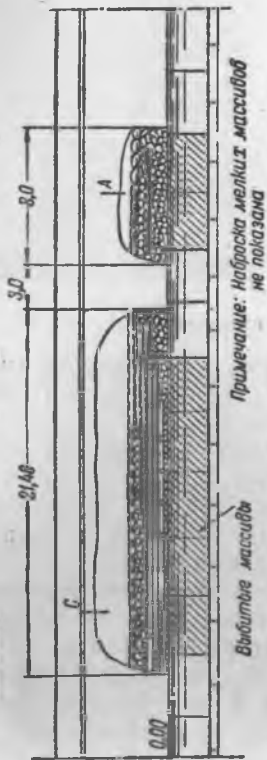
Рис. 143. Вид части бреша с морской стороны (1944 г.)

Было смыто около 290 м² мостовой проезжей части. Таким образом, новая брешь имела размер и характер, близкие к тем, которые в 1941 г. получила первая брешь.

В январе 1945 г., т. е. сразу после аварии, были произведены работы по предохранению от дальнейшего разрушения проезжей части. Они заключались в восстановлении и расширении обделки откоса обеих брешей при помощи отброски мелких массивов, связанных цепями и тросами (продетыми в подъемные петли), а также в прикрытии территории против брешей мостовой из бутовой плиты с заливкой швов на всю их высоту цементным раствором. Кроме того, в тылу большой бреша был установлен под мостовой ряж высотой до 1,5 м, заполненный камнем. Состояние брешей после выполнения этих работ показано на рис. 144.

Капитальное восстановление мола в районе большой бреша

Вид с моря

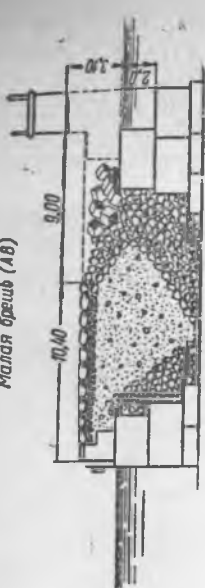


Бухта

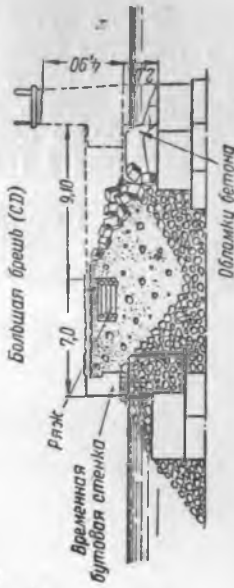
Примечание: Наброска, камень и обломки на массивной стенке не показаны

Рис. 144. Временное укрепление участка брешей

Малая брешь (АВ)



Большая брешь (СД)



Ряж

Временная бутровая стенка

Обломки бетона

должно быть произведено путем укладки новых массивов взамен разрушенных и устройства новой надводной стенки с парапетом, т. е. мол на этом участке следует восстановить в прежнем виде. Что же касается малой брешы, то ввиду наличия над ней уцелевшей надводной стенки более целесообразно ее заделать таким же путем, как была заделана в 1941 г. первая брешь, описанная в самом начале.

Помимо повреждений в своей корневой части мол в период военных действий получил повреждения также на участке, расположенном поблизости от головы. Во время зимнего шторма вол-



Рис. 145. Обломок парапета, снесенный взрывом мины

нами были брошены в парапет последовательно две пловучие мины. Парапет на протяжении около 128 м был разбит взрывом мин на части длиной от 3 до 10 м, причем снесенные куски парапета весом до 100 т почти полностью сохранили свой профиль. На рис. 145 виден один из таких кусков, отброшенный на 25 м от своего первоначального положения в профиле мола. На нем частично уцелел железобетонный волноотражательный козырек и даже сохранились с внутренней стороны металлические перила.

Причины повреждений мола уже приведены выше одновременно с описанием повреждений. Следует остановиться лишь на общих выводах, вытекающих из анализа рассмотренного примера.

Прежде всего необходимо отметить особую уязвимость вертикальных молов в их корневых частях в связи с тем, что они здесь подвергаются сильным ударам прибойных волн, разбивающихся на

мелких глубинах. Укладка с внешней стороны крупных массивов узким профилем не может создать надежной защиты корневой части, так как сами массивы под ударами прибойных волн об их вертикальные грани смещаются со своих мест и таранят стенку. При этом возникают высокие взбросы (всплески) воды. Наиболее сильно все эти явления сказываются в той части защитной кладки, где она сопрягается с вертикальной стенкой мола.

Лучшим защитным средством против воздействия прибойных волн служит наброска массивов. При достаточно широком ее профиле вес массивов следует назначать минимально допустимым в данных естественных условиях, так как большие грани крупных массивов частично обесценивают основное качество наброски—способность гасить энергию волн путем рассеивания ее при ударе о большое число ребер, углов и граней массивов.

Далее, на опыте описанного мола ярко видно вредное истирающее действие гравия, перемещаемого прибойными волнами в прибрежной зоне. С этим явлением необходимо всегда считаться при расположении корневой части мола на гравийном пляже. В качестве защитной меры можно рекомендовать облицовку массивов верхнего курса (или двух курсов) стенки камнями весьма твердых пород.

В отношении восстановительных и ремонтных работ следует подчеркнуть, что паллиативные меры при ремонте оградительных сооружений обычно не достигают цели и допустимы лишь в аварийных случаях, для временного предотвращения разрастания повреждений.

В частности, заделкой каверн в стенке бетоном в мешках можно достичь лишь весьма кратковременных результатов. Наоборот, устройство подводного бетонного монолита при продуманном и тщательном производстве работ является одним из лучших ремонтных приемов, если нет возможности (из-за неправильной формы бреши или по другой причине) восстановить поврежденную стенку укладкой в нее заранее заготовленных на берегу элементов. Об этом уже сказано в п. 7.

Заслуживает также рекомендации при временной защите поврежденного участка сооружения каменной наброской применение невысоких деревянных ряжей, являющихся в ее теле как бы своеобразной арматурой. Есть основания предполагать, что успешная служба временной заделки большой бреши мола в 1945 г. объясняется в значительной степени включением в тело ряжа наброски.

Наконец, рассмотренный пример представляет интерес для освещения характера повреждений, возникающих при военных действиях — от подрыва сооружения и при взрыве пловучих мин.

27. Два мола из наклонной кладки массивов

Два мола, каждый длиной около 1200 м, построены в 1876 — 1881 гг. (рис. 146-а). Массивы весом 27 т уложены наклонными рядами под углом 60° к горизонту и образуют вертикальную стен-

ку (рис. 146-б). Они снабжены пазами и гребнями, не допускающими скольжения курсов друг по другу. Вместе с тем поперечной перевязки швов не сделано, в результате чего стенка разделена на две части сквозным продольным швом. Монолитная надстройка отсутствует.

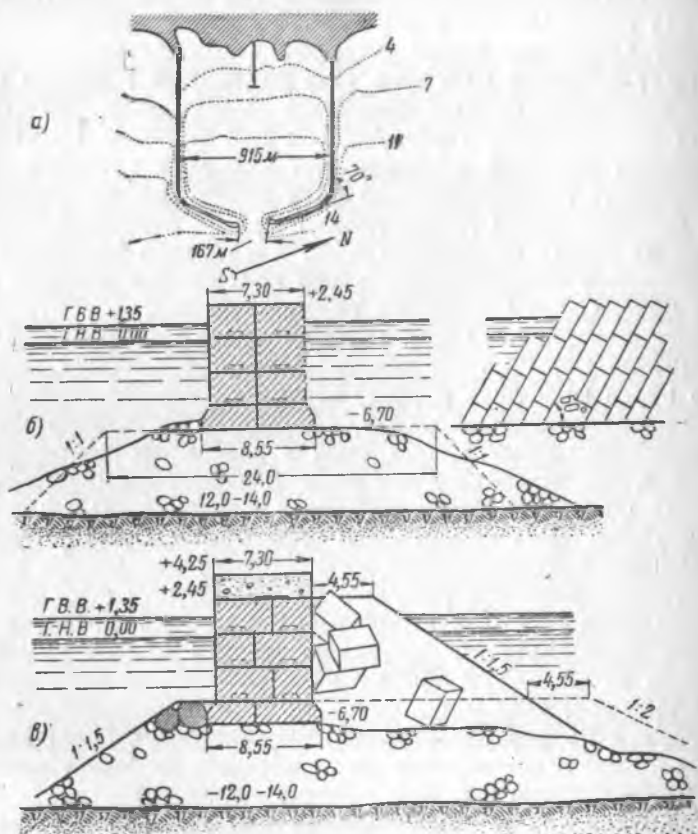


Рис. 146. План и профили молов

Побережье, на котором расположены молы, подвергается воздействию штормового волнения восточных направлений (сектор штормов ограничен линиями СВ — ЮВ).

В районе молов волнение не отличается большой силой. Во время штормов высота волн едва достигает 3,0 м, и лишь в крайне редких случаях наблюдаются волны высотой до 4,5 м. Однако, ввиду относительно близко расположенных к берегу больших глубин океана, волны, идущие с открытого моря, частично разрушаются на уменьшающихся глубинах недалеко от оконечностей молов и приобретают поступательный характер. Это явление бывает

в период циклонических штормов — от середины октября до середины января.

12 ноября 1881 г. во время циклона исключительно сильным штормом были разрушены головные участки обоих молов, расположенные на глубинах 12—14 м (рис. 146-а). Массивные стенки оказались опрокинутыми внутрь порта, массивы были разбросаны, постель размыва.

Разрушенные участки молов были восстановлены по профилю, показанному на рис. 146-в. Вес массивов в стенке увеличен; на этот раз массивы были уложены с поперечной перевязкой швов; пазы и гребни сохранены. Общая связь стенки достигнута устройством бетонной надстройки с забетонированными в нее цепями и анкерами, соединяющими верхние массивы. Кроме того, с морской стороны устроена отброска массивов перед стенкой. В таком виде молы благополучно эксплуатируются.

Тип молов из наклонной кладки массивов вошел в портостроительную практику с середины прошлого столетия, примерно в одно время с типом молов из кладки массивов горизонтальными курсами. Принципиально. структура стенки из наклонно уложенных массивов имеет несомненное преимущество в том, что отдельные массивы удерживаются в кладке давлением и трением смежных массивов по четырем граням, тогда как при горизонтальной кладке каждый массив испытывает давление только по двум граням. Благодаря этому, при тех же условиях морского волнения для наклонной кладки могут быть применены массивы несколько меньшего веса, чем для горизонтальной. Так, например, в 20-х годах текущего столетия с успехом построен мол, подвергающийся воздействию волн высотой более 8 м, причем в наклонной кладке употреблены массивы весом только до 65 т. Относительно применения стенок из наклонной кладки массивов с точки зрения грунтовых условий имеются различные мнения.

Стенка из наклонных рядов массивов возводится сразу на полную высоту и немедленно после этого принимает на себя нагрузку от тяжелого крана — титана. Поэтому некоторые специалисты признают возможным применять этот тип стенки только на скальных или иных неподатливых грунтах и на невысокой каменной постели. Другие, наоборот, считают, что наклонные ряды массивов при осадке могут скользить друг по другу. Основываясь на этом, они рекомендуют применять наклонную кладку также и на слабых грунтах. На XVI Международном судоходном конгрессе (Брюссель, 1935 г.) были приведены данные об осадке стенки мола в Вальпарайзо (табл. 12).

В таблице даны осадки, относящиеся к каждому десятому ряду, что соответствует расстояниям в 26, 25 м.

Было указано, что грунт основания мола очень слаб. При устройстве песчаной отсыпи мола, в связи с выжиманием илистого грунта и прониканием в него песка, пришлось израсходовать материалов вдвое больше, чем требовалось по теоретическому профи-

Таблица 12

№ рядов	Осадка, см				Разность осадки за 12 мес. и за 6 мес., см.	Процентное отно- шение осадки за 6 мес. к осадке за 12 мес.
	через 4 мес.	через 6 мес.	через 9 мес.	через 12 мес.		
20	57	63	64	67	4	94
30	76	82	86	86	4	96
40	68	70	73	76	6	92
50	78	82	86	88	6	93
60	78	83	89	92	9	90
70	76	81	85	99	18	82
80	83	87	98	105	18	83
90	75	81	91	99	18	82
100	79	94	96	108	14	87

лю. Несмотря на это, осадки были довольно равномерными и происходили в основном в течение первых 6 месяцев, достигая за этот период в среднем 90% осадки за год.

Нам представляется, что оба мнения о грунтовых условиях применимости наклонной кладки не вполне правильны. Нельзя согласиться с тем, что в законченной кладке наклонные ряды массивов, зажатые смежными рядами, могут сдвигаться независимо от них, следуя за осадкой основания. В действительности готовая стенка испытывает осадку как единое тело, не отличаясь в этом отношении от стенки из горизонтальных курсов массивов. Однако, наряду с этим, необходимо учесть, что наклонные массивы укладываются сразу на полную высоту; в процессе укладки они свободно скользят по предыдущему ряду, не удерживаемые еще последующими рядами. В результате этого уже в процессе работ происходит основная осадка стенки, причем она не влечет за собой расстроя кладки. Дальнейшие неравномерные осадки готовой стенки вызывают в наклонной кладке меньшее расхождение швов, чем в горизонтальной, и не столь опасны для целостности массивов.

С другой стороны, очевидно, что при строительстве на особо слабых грунтах форсированное загрузление основания, свойственное производству работ по наклонной кладке, сопряжено с риском общего обрушения стенки. Постройка мола (см. стр. 249—250) была удачной по той причине, что мол возведен на глубине 54 м и вертикальная стенка основана на отсыпи высотой в 42 м из песка и камня (рис. 147). При столь мощном основании стенка почти не оказывала влияния на напряжение грунта под отсыпью. Приведенные данные об осадке стенки весьма интересны для суждения об осадке песчаной отсыпи либо о последней фазе осадки естественного илистого грунта под весом всего сооружения, но отнюдь не только от нагрузки стенкой.

В итоге можно высказать достаточно обоснованное суждение, что наклонная кладка массивов в принципе заслуживает предпо-

чтения перед кладкой горизонтальными курсами в тех случаях, когда естественный грунт или искусственно устроенное основание допускают форсированное приложение нагрузки от веса стенки, выведенной на ее полную высоту. Интересно здесь напомнить приведенный в п. 18 случай, когда после аварии мола из горизонтальной кладки массивов в другом порту, где одновременно строился аналогичный мол, сочли необходимым перейти на наклонную кладку массивов без изменения их веса.

Мы сочли целесообразным осветить основные свойства и условия применения молон из наклонной кладки массивов в связи с тем, что в практике нашего отечественного портостроения такие

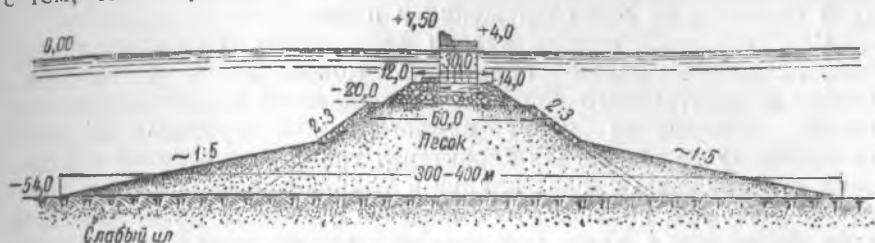


Рис. 147. Профиль мола

молы не находят применения. Это объясняется преобладанием слабых, не допускающих быстрого загрузения, грунтов в основании оградительных сооружений наших портов. Для таких грунтовых условий русские инженеры выработали свои приемы возведения молон из горизонтальной кладки массивов, при помощи которых они успешно осуществили строительство многих сооружений.

Возвращаясь к описанной вначале аварии двух молон, нужно отметить, что основной ее причиной явилось отсутствие монолитности сооружения. В связи с наличием сквозного продольного шва обе половины стенки могли перемещаться независимо друг от друга. Создавались особенно благоприятные условия как для компрессионного действия воды и воздуха, сжатых в вертикальном шве при подходе волны, так и для удара массивов внешней половины стенки о массивы внутренней ее части. Подвижности массивов способствовал их малый вес. Помимо горизонтальных перемещений, каждая продольная половина стенки могла получать самостоятельную осадку, что еще более облегчало указанное расстройство кладки под действием штормового волнения.

При восстановлении молон, как уже сказано, опыт аварии был учтен и стенке придана возможная монолитность путем перевязки швов, сохранения пазов и гребней, скрепления массивов анкерами и устройства бетонной надстройки.

В последующем строительстве аналогичных сооружений в других портах вопросу связи массивов обычно уделяли достаточное внимание. Помимо обязательного устройства монолитной бетонной

надстройки практиковали применение пазов и гребней, металлических пионов и шпонок из бетона в мешках, закладываемых в пазы на наклонных гранях массивов. Из этих конструктивных мероприятий наиболее эффективным следует признать устройство пазов и гребней по системе, показанной на рис. 110. Пазы и гребни, помимо обеспечения ими надлежащей связи между массивами, обладают тем достоинством, что они побуждают к тщательности изготовления и укладки массивов. Как указывается в ряде литературных источников, такая тщательность при наклонной кладке совершенно необходима, ибо иначе в процессе работ происходит постепенное уменьшение угла наклона рядов массивов к горизонту и искривление оси сооружения в плане.

Рассмотренный пример аварии двух молов свидетельствует о том, насколько важно обеспечить монолитность вертикальной стенки оградительного сооружения, сложенной из элементов (массивов), которые не могут самостоятельно противостоять штормовому волнению. Он характерен также для явлений компрессионного давления в швах кладки и ударов массивов друг о друга. Кроме того, при анализе этого примера изложены некоторые свойства наклонной кладки, позволяющие рекомендовать ее для возведения стенок молов, и приведены соображения о конструкции связей между массивами.

28. Два мола из наклонной кладки массивов с головными частями из гигантов

Два мола построены в 1901 — 1904 гг. на мелководном побережье, сложенном из мелкого песка. Прибрежное дно имеет ровный очень пологий уклон: 8-метровая изобата проходит на рассто-

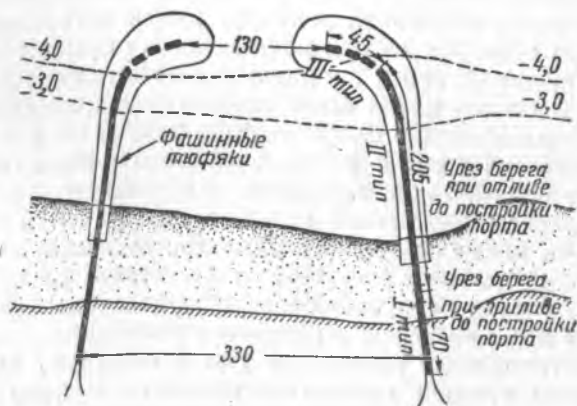


Рис. 148. План расположения молв

янии свыше 1500 м, а 15-метровая — свыше 5000 м от уреза воды. Обычные колебания ливов происходят от $+0,85$ м при приливе до $-0,79$ м при отливе. Наивысший подъем уровня воды наблю-

дался до +3,53 м, наимизшее его падение — до —1,75 м. Ливные течения параллельны берегу; их скорости достигают 0,75 м/сек.

Моля выдвинуты до глубин —4,20 м и имеют длину 320 м (рис. 148). Ввиду их расположения на малых глубинах они подвергаются воздействию умеренных волн высотой 3,0—3,5 м. По этой же причине волны имеют частично прибойный характер и оказывают на стенки молов повышенное давление, а на их основание — значительное размывающее действие.

Корневые части обоих молов длиной по 70 м расположены на берегу. Они построены в виде монолитной бетонной стенки, нижняя часть которой устраивалась в котловане, огражденном двумя временными шпунтовыми рядами (рис. 149-а). Бермы шириной по 4 м с обеих сторон стенки покрыты каменной мостовой на фашинной выстилке и защищены короткими шпунтовыми рядами.

Средние участки длиной по 205 м возведены из наклонной кладки бетонных массивов (рис. 150). В соответствии с постепенно увеличивающимися

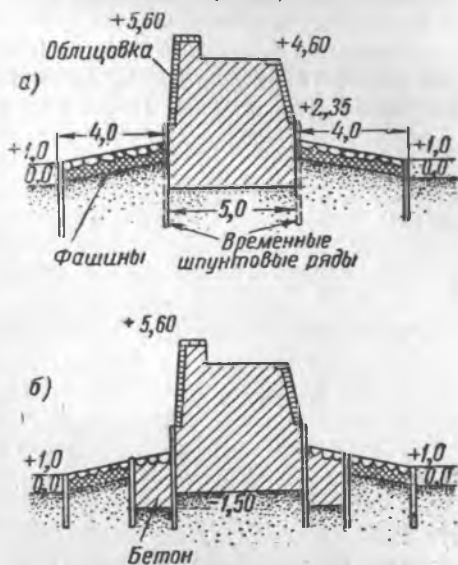


Рис. 149. Профили корневых участков молов (I тип)

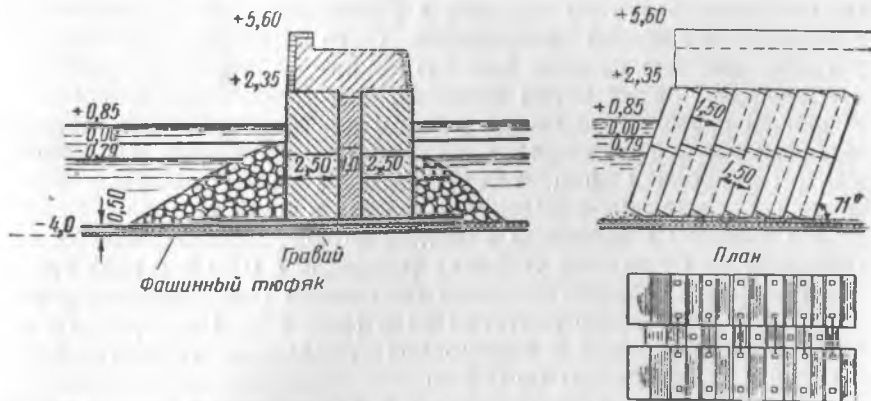


Рис. 150. Средние участки молов (II тип)

глубинами, стенки образованы одним или двумя курсами массивов высотой от 2,50 до 3,50 м. По ширине мола массивы уложены

в три ряда, из которых средний имеет ширину 1,0 м, а боковые 2,0 м на мелкой воде и 2,5 м ближе к голове мола. Поперечные швы массивовой кладки перекрыты при помощи сдвига среднего ряда на половину толщины массива. Боковые ряды массивов связаны между собой металлическими анкерами, заделанными в ключевые отверстия.

Головной участок каждого мола на длине 45 м состоит из трех массивов-гигантов, имеющих стальную оболочку и бетонное заполнение (рис. 151-а). Такой тип сооружения продиктован военны-

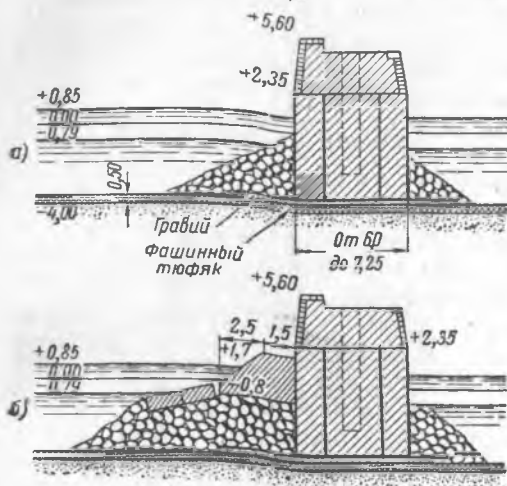


Рис. 151. Профили головных участков молов (III тип)



Рис. 152. План фашинной постели под молотом

ми соображениями: по заданию в головных участках молы необходимо было устроить минные камеры для возможности их разрушения путем взрывов. Треугольный промежуток между концом наклонной кладки массивов и первым гигантом заполнен под водой бетоном в мешках, а выше — массивами весом в 1500 кг.

На среднем и головном участках молы вертикальные стенки основаны на фашинных тюфяках толщиной в 0,50 м и слое гравийной подсыпки. Ширина тюфяков постепенно увеличивается к голове мола, максимально достигая 60 м (рис. 152). Надстройка молы монолитная бетонная с облицовкой базальтом. С обеих сторон отсыпаны глыбы весом по 500 кг.

Молы во время строительства и в дальнейшем в период эксплуатации терпели частые и разнородные повреждения.

Корневой участок Южного мола при шторме в октябре 1905 г. был подмыт волной, которая проникла сквозь берму и вымыла песок из-под стенки. Бетонный монолит на длине около 50 м получил

осадку до 0,40 м. При восстановлении этого участка с обеих сторон стенки устроены завесы из бетона, уложенного до отметки — 0,50 м между шпунтовыми рядами (рис. 149-б).

Массивы, наклонно уложенные на средних участках молов, в процессе постройки неоднократно сбрасывались во время штормов. Кладка под действием волнения расстраивалась. Приходилось поднимать и перекладывать массивы, местами заделывать повреждения под водой бетоном в мешках, а повреждения выше горизонта воды — монолитным бетоном. После того как верхние массивы были связаны анкерами и устроена надводная стенка, такие повреждения больше не наблюдались.

Несмотря на небольшое число гигантов, подлежащих установке (в обоих молах всего шесть гигантов), с ними в процессе строительства произошли три серьезные аварии. Один гигант, прибуксированный с места его изготовления, не был надлежаще закреплен на плову, в результате чего он был сорван течением, выброшен на берег и разбит внезапным штормовым волнением. Вместо него пришлось изготовить новый гигант, потеряв на это целый строительный сезон. Другой гигант, только что заполненный бетоном, получил штормовые повреждения в связи с тем, что верхняя часть металлической обшивки гигантов, высотой 0,55 м, устраивалась съемной, на болтах: волнением эта часть была сорвана и бетон вымыт. Наконец, третий гигант во время сильного шторма был разорван по переборкам на отдельные части, получившие различную осадку. Основной причиной этой аварии послужило следующее обстоятельство. Во время зимнего перерыва в работах фашинский тюфяк, уложенный предыдущим летом в качестве основания под гигант, был занесен толстым слоем песка. При возобновлении работ не сочли нужным удалить этот слой песка и оставили его на месте, прикрыв новым тюфяком. Штормовым волнением песок между тюфяками был вымыт, гигант получил неравномерную осадку и переломился на части.

Помимо описанных повреждений подводных стенок молов, уже в процессе эксплуатации обнаружилось, что наброска из глыб с внешней стороны молов разбрасывается волнением. Решено было укрепить наброску, использовав опыт, описанный в п. 21. Профиль наброски усилили и на ее верх установили железобетонные полые ящики весом по 10 т, которые после заполнения бетоном приобрели вес 55 т каждый. У подножья ящиков, по откосу наброски, в качестве упора уложили массивы весом 8 т (рис. 151-б). Полной стабилизации, однако, достигнуть не удалось: массивы и ящики сдвигаются волнением, что вызывает необходимость устанавливать новые массивы или проводить иные ремонтные работы.

В надводных частях молов бетон в незащищенных облицовкой местах подвергался истирающему действию волновых струй, несущих большое количество песка. С другой стороны, из облицованных камнем участков волны вырывали камни облицовки и разрушали ее. Эти дефекты были устранены вырубкой бетона до

определенной глубины и устройством облицовки, заанкеренной в бетоне на всей надводной части моллов.

Основной причиной описанных аварий моллов послужило упомянутое вначале неглубокое заложение их вертикальной стенки и воздействие на них, вследствие этого, разбитых волн. В данном случае, в связи с легкой подвижностью песчаного дна, особенно сказалось размывающее действие этих волн. Примененная защита дна фашинными тюфяками была вполне целесообразным мероприятием, обеспечивающим сохранность сооружений. Вместе с тем на корневых участках сразу следовало либо более надежно защитить бермы с обеих сторон стенки, либо дно под ней предохранить от размыва при помощи шпунтовых рядов. На среднем и головном участках нельзя было устраивать поднимающуюся откосом каменную наброску, которая еще более содействовала разбиванию волн. Вместо этого необходимо было прикрыть фашинный тюфяк нетолстым слоем более тяжелых булыг или же бетонными плитами. Что же касается оставления между фашинными тюфяками слоя песчаных наносов, то в условиях интенсивных размывов его следует рассматривать как прямой дефект производства работ, повлекший за собой аварию гиганта.

Выбор наклонной кладки массивов для образования стенки на средних участках моллов нужно признать правильным. Обжатие фашинного тюфяка и уплотнение песка под стенкой происходило в процессе укладки массивов. Была зафиксирована общая осадка стенки на 32 см без каких-либо нарушений кладки. Однако резка кладки была неудачной. Псевдимоу, при проектировании придавали значение только перевязке поперечных швов и ее осуществили с полной надежностью. Наряду с этим, допустили два сквозных продольных шва по всей длине стенки. Наличие их, как и в примере, рассмотренном в п. 27, вызывало расслоение кладки при осадке, а также независимые горизонтальные смещения и удары друг о друга массивов. В данном случае такое явление ограничилось строительным периодом, ибо стенка состоит из 1-го или 2-х курсов массивов и поэтому в готовом сооружении связь их при помощи монолитной надстройки и анкеров является достаточной.

Чрезвычайно большой процент разрушенных гигантов (50%) побуждает высказать суждение о том, что, независимо от частных причин повреждений, общая их причина заключается в недостаточной жесткости металлических гигантов. Это обстоятельство повышает опасность воздействия внезапного штормового волнения как в процессе транспортировки, установки и заполнения бетоном гиганта, так и после его заполнения—в период твердения бетона. Более того, при наличии сплошных перегородок в гиганте (как в рассматриваемом примере), даже и после твердения бетона, ввиду отсутствия связи его со стенками и малой жесткости стенок, гигант отнюдь не работает как единый монолит. Поэтому при неравномерной осадке или при воздействии на него каких-либо внешних сил он склонен к повышенным деформациям.

В остальном в рассмотренном примере представляют интерес повреждения волной фасадной грани надстройки, показывающие, что в аналогичных условиях целесообразно ее облицовывать камнями твердых пород, надежно связанными с бетонным телом надстройки. Кроме того, как и в примере п. 21, заслуживает внимания способ устройства тяжелых защитных массивов из железобетонных ящиков, заполненных бетоном после их установки на место.

29. Мол из двух каменных стенок с ядром из камня и бетона

Два мола: Северный длиной 980 м и Южный длиной 1650 м построены в 1859—1895 гг. (рис. 153). Мола возведены на естественных глубинах дна, образованного слоем песка толщиной 4,0—4,6 м, под которым залегает материковая сланцевая глина. В районе молов при штормах высота волн иногда достигает 6—7 м; в исключительных случаях наблюдались волны высотой 8—9 м. Наиболее сильное волнение направлено от северо-востока; его воздействию подвергается Северный мол.

Профиль молов показан на рис. 154-а. Первоначально пытались каменную наброску довести до горизонта отлива ($\pm 0,00$), но штормовые волны разбрасывали камень, срезая верх наброски до отметки около — 5,0 м. В конце концов

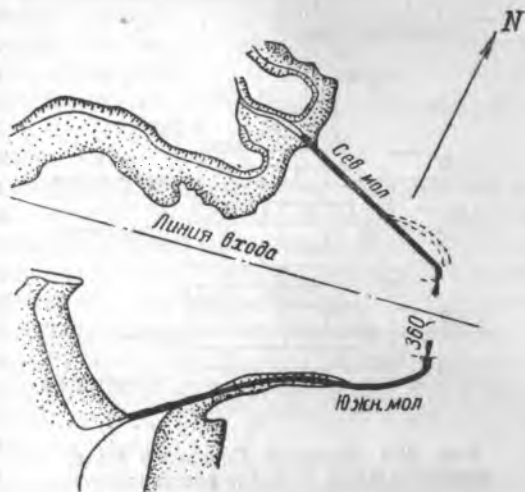


Рис. 153. План расположения молов

ослабили стенки молов на отметке — 5,50 м. Камень, разбросанный волнением, образовал под молами постель большой ширины.

Вертикальная часть каждого мола состоит из двух параллельных продольных каменных стенок, соединенных между собой такими же поперечными стенками. Этим путем создана конструкция с ячейками 7×7 м в плане. До горизонта отлива стенки сложены из сухой каменной кладки; полости между ними заполнены каменной наброской. Промежутки между камнями в кладке и в наброске залиты бетоном, опущенным под воду в бадьях. Выше горизонта отлива стенки сложены на цементном растворе, а полости заполнены тощим бетоном. У подошвы стенок с морской стороны уложены защитные бетонные массивы весом 24 т. Постель из каменной наброски поднята с обеих сторон стенок пологим откосом до отметки — 3,0 м.

Во время строительства мола неоднократно терпели повреждения, которые повторялись и в процессе эксплуатации. В январе

1897 г. при сильном шторме головной участок Северного мола протяжением около 200 м был подмыт, разбит на части и разрушен.

Восстановление Северного мола закончено в 1909 г., причем его криволинейное очертание в плане заменено прямолинейным (рис. 153). Слой песка на трассе мола удален, и вертикальная стенка основана непосредственно на сланцевой глине (рис. 154-б). Конструкция нового мола образована целиком из бетонных массивов весом до 32 т, уложенных горизонтальными курсами с тщательной перевязкой швов во всех направлениях. Наружные массивы уложены попеременно тычком и ложком. На их боковых гранях устроены пазы полукруглого сечения, диаметром 30 см—по два паза на каждом тыч-

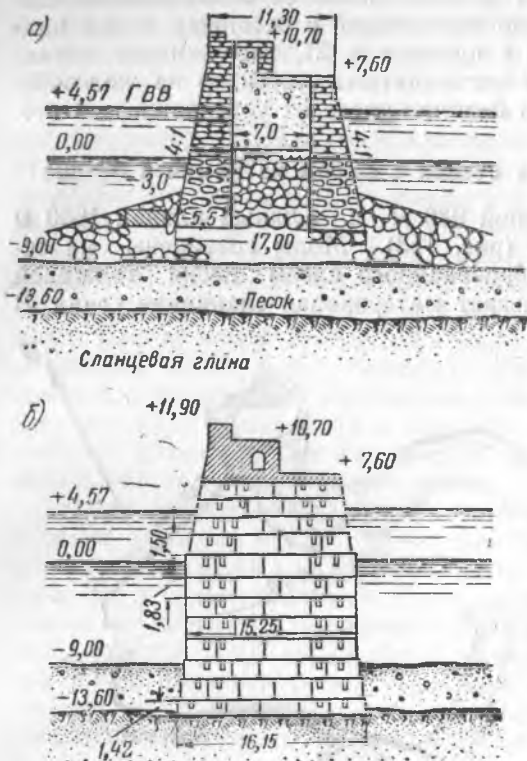


Рис. 154. Профили Северного мола: первоначальный и после восстановления

ковом массиве и по одному на ложковом; высота паза равна половине высоты массива. Пазы смежных массивов расположены друг против друга, образуя шахты круглого сечения. В эти шахты заделаны точно пригнанные мешки с бетоном для создания связи наружных массивов вдоль стенки в каждом курсе. Помимо этого, массивы над уровнем отлива уложены на цементном растворе; вертикальные швы также заполнены раствором. Сооружение заканчивается монолитной бетонной надстройкой.

Переустроенный мол благополучно сохраняется, не обнаруживая каких-либо недостатков.

Описанная первоначальная конструкция мола является типичной для нескольких аналогичных сооружений, возведенных в английских портах в самом начале строительства оградительных сооружений типа вертикальной стенки.

В первое время их строили еще примитивнее. Внешние стенки возводили из сложенных насухо каменных глыб, связанных между

собой при помощи ласточкиных хвостов. Пространство между стенками заполняли каменной наброской. Ввиду почти полного отсутствия связи между элементами сооружения, такая конструкция оказалась очень слабой. Так, например, два мола в Портпатрике (рис. 155), начатые строительством в 1863 г., были разрушены штормами в 1870 г. (один на протяжении 150 м, другой — 90 м) и совершенно заброшены.

В дальнейшем перешли на кладку надводных стенок на растворе и на устройство между ними бетонного заполнения. В подводной части пытались связать камни бетоном, опущенным под воду в бадьях. Однако практика таких сооружений вскоре показала основной присущий им недостаток — разнородность структуры стенки и, как следствие этого, ее немонолитность.

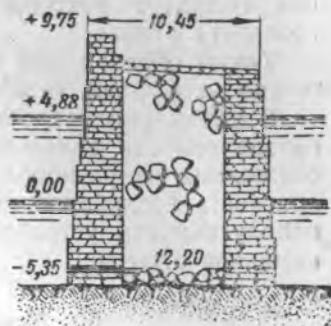


Рис. 155. Профиль молов

Стенки подобной конструкции в процессе строительства повреждаются по двум причинам: во-первых, вновь возведенные участки боковых стенок до ближайшей поперечной стенки легко разрушаются волнением; во-вторых, до тех пор, пока полости не заполнены бетоном, переливающаяся волна оказывает значительное давление на воду в полостях, в результате чего стенки распираются замкнутой ими водой.

В законченном сооружении каменные стенки не имеют достаточной связи с заполнением из камня или бетона. Подводные стенки, сложенные из сухой кладки, уже по своей структуре не представляют собой единого целого.

Качество бетона, уложенного под воду в бадьях, невысоко. Заливка его вряд ли создает эффективную связь между камнями.

В итоге стенка не обладает монолитностью и, несмотря на широкий профиль, оказывается неспособной противостоять штормовому волнению.

В рассматриваемом примере мола общие дефекты описанного типа стенок были усугублены неглубоким заложением вертикальной стенки и устройством впереди нее высоко поднятого пологого откоса каменной наброски. Оба эти обстоятельства вызвали образование разбитых волн, донные скорости которых легко размывали песчаное дно перед молом и в его основании, а их повышенные ударные давления разрушили подмытую и не обладающую монолитностью стенку.

Восстановленный Северный мол свободен от этих недостатков. Его вертикальная стенка заложена на значительной глубине, превышающей полуторную высоту максимальной волны. Поднятая каменная отсыпь перед молом исключена. Стенка основана на не-

размываемой прочной сланцевой глине. Она имеет однородную структуру.

Правда, вес массивов в стенке недостаточен; нельзя также рассчитывать на вполне эффективную работу бетонных шпонок. Все же элементы стенки связаны между собой, и благодаря этому она обладает некоторой монолитностью, в особенности выше горизонта отлива.

Таким образом, при той же ширине профиля новый мол значительно устойчивее первоначального, потерпевшего аварию.

В целом рассмотренный пример свидетельствует о слабой сопротивляемости волнению немонолитных вертикальных стенок, сложенных из разнородных элементов. Он подчеркивает также опасность неглубокого заложения вертикальной стенки мола и недопустимость устройства перед ней высокоподнятой пологой каменной отсыпи.

30. Мол из бетонного монолита, облицованного массивами

Мол длиной около 150 м построен в 1902 г. по типу вертикальной стенки на скальном грунте (рис. 156-а). Грани стенки образованы бетонными массивами весом около 4 т, уложенными попеременно тычком и ложком. Размер тычковых массивов— $1,2 \times 1,2 \times 1,2$ м, ложковых— $1,95 \times 1,2 \times 0,75$ м. Массивы морской грани облицованы камнями твердых пород. Ядро стенки состоит из уложенного на месте бетона.

Первоначально предполагалось массивы обеих граней мола соединить поперечными стенками толщиной 1,80 м из каменной кладки, расположенными через 18 м. В действительности, однако, ограничились устройством лишь трех поперечных стенок на всем протяжении мола.

Амплитуда приливо-отливных колебаний в районе мола достигает 10,40 м. При низких горизонтах воды подошва сооружения обсыхает.

Мол подвергается штормовому волнению западного и северо-западного направлений при разгоне волн до 300 км. Высота волн не превышает 3 м.

С двадцатых годов стало наблюдаться нарушение правильности массивовой кладки на гранях стенки: местами появилось расхождение горизонтальных швов между массивами и отслоение массивов от бетонного ядра.

Испытанием пробных образцов было обнаружено разложение цементного раствора в бетоне ядра.

28 февраля 1937 г. мол подвергся воздействию сильного шторма, причинившего серьезные повреждения среднему участку мола протяжением 80 м.

Обследование показало, что от бетонного ядра отслоились массивы как с морской, так и с тыловой стороны стенки, оторвав при

этом от ядра выступы бетона, находившиеся между хвостовыми частями тычковых массивов. С морской стороны массивы оказались сдвинутыми наружу почти параллельно своему прежнему положению. Между ними и ядром образовалась щель шириной

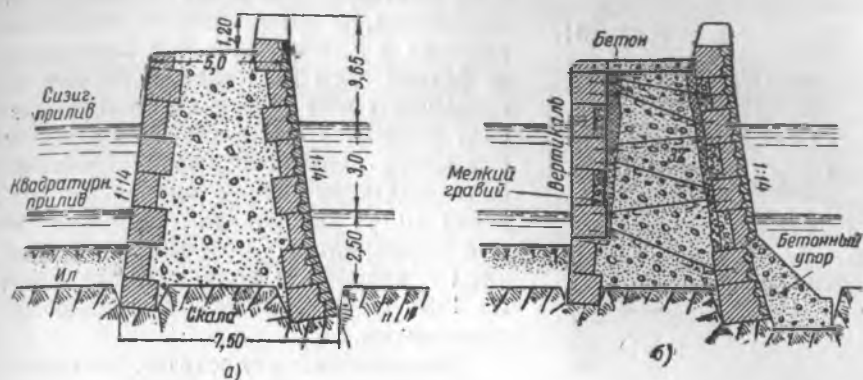


Рис. 156. Профили мола: первоначальный и после ремонта

30 см. С тыловой стороны массивовая облицовка также отделилась от ядра, но здесь она не сдвинулась, а наклонилась в сторону гавани. В связи с этим ее грань приняла отвесное положение вместо прежнего уклона 1 : 14, а между массивами и ядром получилась клиновидная щель с максимальной шириной вверху около 50 см.

После повреждения стенка оказалась в опасном положении. В частности, ее внешняя часть из массивов даже при слабом волнении испытывала колебания с амплитудой 5 см. В качестве срочного мероприятия прежде всего связали поверху друг с другом внешние массивовые стенки стальными тросами, закрепленными за имевшиеся тумбы, рымы и за вновь вбетонированные анкерные болты.

Щели были заделаны сверху деревянными клиньями, тросы затянуты путем скручивания их при помощи рычагов. Вслед за тем произведен капитальный ремонт стенки.

Характер ремонта виден из рис. 156-б. По всей длине мола было устроено 15 новых поперечных бетонных стенок, доведенных до скального основания. В эти стенки забетонированы предварительно поставленные стальные стержни диаметром 32 мм, прикрепленные к заделанным в массивы болтам. Щели между массивами и ядром заполнены внизу мелким гравием (с заливкой его цементным раствором), а вверху — бетоном. Под массивы наружной грани подведен бетонный упор.

На части мола разрушенный парапет заменен новым железобетонным (рис. 157).

Сооружение после ремонта благополучно эксплуатируется.

Описанный мол характеризует дальнейшее развитие рассмотренного в п. 29 типа сооружений, образованных двумя стенками из кладки и заполнением между ними. В данном случае во внешних

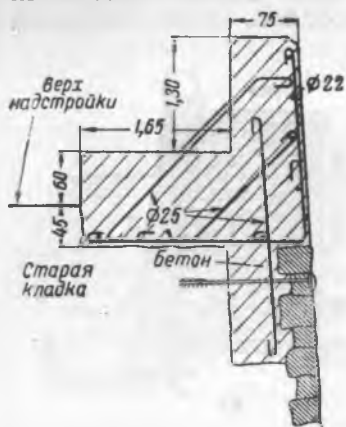


Рис. 157. Новый парапет мола

стенках каменная кладка, сухая и на растворе, заменена небольшими массивами, а ядро, вместо каменной засыпки и бетона, целиком выполнено из бетона. Тем не менее, несмотря на скальный грунт и весьма умеренную силу морского волнения, сооружение оказалось недолговечным. Практическим подтверждением слабости волнения могут послужить те примитивные мероприятия, которые были приняты в аварийном порядке после шторма 1937 г. и оказались временно достаточными.

Органический недостаток сооружения подобного типа — разнородность элементов и отсутствие монолитности

— явился основной причиной аварии мола. Стенки из небольших массивов не могли самостоятельно оказать сопротивление волнению и фактически играли роль облицовки бетонного ядра. Однако связь этой облицовки с ядром была недостаточной.

В рассматриваемом примере, помимо немонолитности конструкции, отрицательную роль сыграли два дефекта, допущенные при строительстве мола: исключение поперечных стенок и применение в ядре тощего бетона, подвергшегося быстрому разложению. Оба этих дефекта привели к еще большему ослаблению связи между элементами сооружения. Характерен отрыв выступов бетонного ядра при отслоении массивов стенок.

Следует отметить также, что при малейшем расстройстве массивовой облицовки в швах между массивами и между ними и ядром начало проявляться давление воды, подвергающейся компрессии при подходе волны. В силу этого процесс расслоения стенок быстро прогрессировал.

Рассмотренный пример еще раз подтверждает сделанный в п. 29 вывод о слабости немонолитных стенок, состоящих из частей, недостаточно связанных между собой. Стенки, подобные описанной в настоящем примере, могут найти свое применение в корневых мелководных частях моллов, но при проектировании их необходимо учитывать обязательность устройства поперечных стенок и применения в ядре прочного и стойкого бетона.

31. Волнолом из ряжей

Волнолом длиной свыше 1000 м был запроектирован для защиты портового района от волнения восточных направлений. В

1935—1937 гг. строилась часть сооружения первой очереди протяжением 655 м.

Глубины на трассе волнолома равнялись 6—8 м от условного нулевого горизонта воды. Дно образовано слоем плотного мелкозернистого, местами слабо заиленного песка, содержащего небольшое количество ракушек. Толщина песчаного слоя колеблется от 2,0 до 5,0 м. Ниже залегает известковистая глина.

Штормовые волны в открытом море имеют максимальную высоту 4,0—4,5 м. У берегов в районе портовых сооружений высота волн значительно меньше. Волнолом рассчитан на воздействие волн высотой 3,0 м, длиной 20 м, с периодом в 4 сек.

Проектный профиль волнолома показан на рис. 158. Основным элементом конструкции служат заполненные камнем ряжи сплошной рубки шириной 9,0 м и высотой, в соответствии с глубинами дна, от 4,70 до 6,60 м. Ряжи установлены на постель из рваного камня толщиной 1,5—2,0 м. Временное сопротивление камня в постели

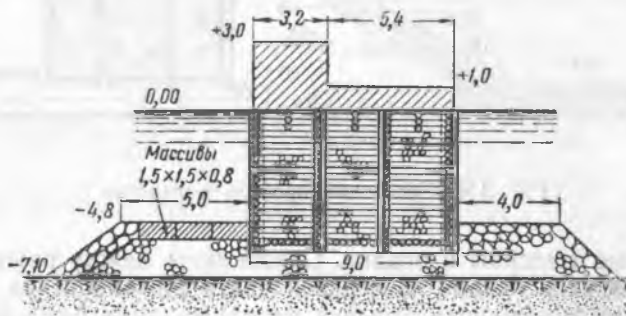


Рис. 158. Профиль волнолома

на сжатие около 600 кг/см^2 . Берма с морской стороны защищена тремя рядами бетонных массивов размерами $1,5 \times 1,5 \times 0,8$ м, весом 4 т. Надстройка и парапет бетонные.

Волнолом строился с некоторыми отступлениями от проекта. Дополнительные продольные невысокие стенки ряжей под надстройкой, предусмотренные проектом, исключены. Для пола вместо бревен применены пластины. Ряжи изготовлены разной длины: от 8,6 до 13,6 м. Отметка парапета снижена до $+2,0$ м. Ширина берм постели уменьшена: с морской стороны до 4,0 м, с тыловой — до 2,0 м. Вместо трех рядов массивов на берме уложены один или два ряда. Массивы укладывались со значительным отставанием по времени от установки ряжей.

В первое время строительства особых деформаций и повреждений волнолома не наблюдалось. Осадка ряжей не превышала ожидаемой: при загрузке камнем она равнялась 15—20 см, а после нескольких штормов доходила до 30—40 см. Некоторые имевшие место штормовые повреждения были случайными и объяснялись

неготовностью частей волнолома к моменту шторма. Так, например, в разное время три ряжа, не полностью загруженные камнем, были выбиты из створа. Несколько ряжей, также не заполненных камнем до верха, были деформированы волнением. В надводной стенке волнолома образовалась большая вымоина в связи с тем, что бетон, изготовленный на пуццолановом цементе, подвергся воздействию волн, еще не успев затвердеть.

Однако к концу постройки первой очереди волнолома (1936—1937 гг.) обнаружались серьезные деформации, свидетельствующие об общей угрозе сооружению. Осадка некоторых ряжей значительно увеличилась. Надводная стенка местами получила продольные

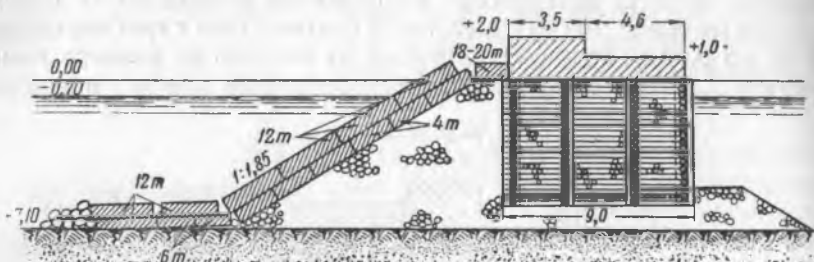


Рис. 159. Усиленный профиль волнолома

и поперечные трещины и осадки. Сквозь швы между ряжами сильно били волны в гавань. В верхней части ряжей бревна отрывались волнами и каменная засыпка уносилась. Два ряжа были полностью разрушены. Наружная берма постели размывалась вплоть до образования пустот под передней частью ряжей.

Первоначально пытались бороться с этими явлениями при помощи паллиативных мер и частичного ремонта, но вскоре состояние волнолома было признано настолько опасным, что в 1939 г. приступили к сплошному его укреплению путем устройства с наружной стороны защитной каменной отсыпи, прикрытой одеждой из двух слоев бетонных плит (плоских массивов) весом 4 и 12 т (рис. 159). В качестве упора для одежды уложили на дне такие же плиты-массивы весом 6 и 12 т. Верхнюю берму каменной отсыпи пригрузили изготовленными на месте бетонными массивами весом 18—20 т.

Профиль волнолома усилен был на протяжении 400 м. На этом строительные работы были прерваны. Из остальных 255 м сооружения на участке длиной 156 м устроено надводное строение, и эта часть, таким образом, имеет законченный профиль без укрепления. На последних 99 м не возведена даже и надстройка.

Обследования волнолома в 1943 и 1946 гг. показали что повреждения оставшейся неукрепленной его части (длиной 255 м)

сохраняют свой характер, увеличиваются из года в год и угрожают полным разрушением этой части сооружения.

На укрепленном участке (длиной 400 м) обнаружены местные смещения массивов, прикрывающих отсыпь. Камень под массивами просел и местами вымыт. Расположенные на верхней берме 18—20-тонные массивы отошли от парапета на 6—7 см. Наиболее сильные повреждения оказались у головы волнолома, где массивы сползли на 1,5—2,0 м, обнажив каменную отсыпь. Нижняя часть массивовой одежды в этом месте расстроена и некоторые массивы поломаны.

Несмотря на защиту сооружения передней отсыпью, повреждения надводного строения продолжают расти. Размеры его просадки и число трещин увеличиваются. В одном месте образовалась трещина шириной в 1,0 м и длиной 20 м, идущая вдоль парапета. Парапет здесь наклонился к морю. Трещина обнажает несколько

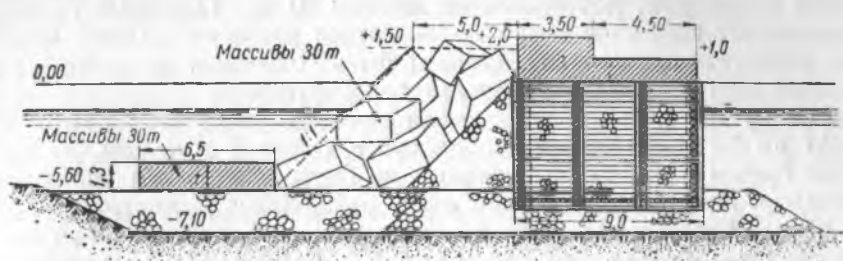


Рис. 160. Проект усиления участка волнолома

клеток ряжей, из которых вымыт камень. В этом же месте верхняя часть ряжей разрушена. Отмечено, что трещина и разрушение ряжей возникли в последний год перед осмотром.

В целом усиленная часть волнолома требует неотложного серьезного ремонта, а часть, оставшаяся неукрепленной, — усиления профиля. Учитывая не вполне удачный опыт укрепления с помощью каменной отсыпи, прикрытой плитами, на неукрепленном участке спроектировано устройство наброски из массивов весом 30 т (рис. 160). Упором для нее должны служить два ряда таких же массивов. Под наброской и защитными массивами предусмотрена каменная постель, которая одновременно должна обеспечить дно от размыва. В связи с уменьшением глубин впереди волнолома (от заносимости) постель намечено устроить в котловане.

Переходя к исследованию причин повреждений волнолома, следует прежде всего указать, что в ряде актов и других технических документов последних лет в качестве основной причины отмечается падение уровня моря, обнажение верхней части ряжей и ее гниение. Действительно, отметка верха ряжей была назначена на условном нуле, почти совпадающем со средним горизонтом моря в год начала постройки. Не были приняты во внимание наблюдающиеся долговременные колебания уровня моря и возмож-

ное в связи с этим его падение ниже нулевого горизонта. Мероприятия по предохранению от гниения дерева в верхней части ряжей, находящейся в зоне переменной влажности, не были предусмотрены. Фактически уже за 4 года постройки волнолома уровень моря упал на 70 см ниже нулевого горизонта и продолжал опускаться в последующие годы. Верхние венцы ряжей обнажились и стали подвергаться интенсивному гниению.

Однако, несомненно, в первые годы это обстоятельство еще не могло сказаться и первоначальные повреждения имели другую причину. Анализ имеющихся данных позволяет установить, что такой причиной явилась совокупность ряда недостатков проекта и дефектов производства работ по его осуществлению.

Волнолом строился на относительно малых глубинах, способствующих образованию прибойных волн. Этот характер волн впоследствии ярко подтвердился всплесками воды у вертикальной стенки волнолома, достигавшими высоты 30 м. Песчаные грунты в основании способны легко подвергаться размыву. Таким образом, естественные условия должны быть отнесены к категории трудных для службы оградительного сооружения.

Между тем клетки ряжей имели слишком большие размеры — от 2,7 до 3,0 м. Рубка производилась в чашку с остатком, но выпуск бревен с фасадной стороны не были защищены парными сжимами. Применялись бревна очень разнящихся диаметров: от 22 до 45 см. Тщательная притеска и прирубка их, затрудненная разномерностью бревен, не соблюдалась. Допускалось устройство стыков бревен через венец. Наружная стенка не была срублена вприплотку. Венцы скреплялись недостаточным количеством ершей, причем длина их (55 см) для бревен больших диаметров также была недостаточной. Для крепления сжимов употреблялись тонкие болты (19—22 мм).

Ряжи изготовлялись небольшой длины — от 8,6 до 13,6 м, и таким образом не было использовано ценное свойство ряжей — их гибкость, позволяющая создавать элементы большой массы без опасения за их повреждения при неравномерной осадке. Малая длина ряжей повлекла за собой увеличение в стенке числа слабых мест — швов, которые имели большую ширину (30 см и более) из-за выпусков бревен из торцовых стенок ряжей. Установка ряжей, затрудненная наличием этих выпусков, производилась без точного соблюдения створа, что еще более увеличивало ширину швов и наряду с этим приводило к местному усилению ударов волн.

По наблюдениям над ряжами, которые к моменту шторма не были прикрыты надстройкой, было установлено, что воздействие уже первого шторма вызывало осадку каменной загрузки в ряже от ее уплотнения примерно на 50 см. Последующие штормы также влекли за собой осадку камня, хотя и в меньшей степени. Между тем бетонную надстройку устраивали сразу по загрузке ряжей камнем, не ожидая его осадки. Ввиду этого под надстройкой об-

разовывалось незаполненное камнем пространство. Надстройка оказывалась опирающейся на стенки ряжа и сжимы. При последующей осадке венцов надстройка повисала на сжимах. Переливающиеся через низкий парапет волны ударяли о тонкую плиту надстройки и вызывали ее повреждения. Осадка ряжей, вызванная подмывом, способствовала деформациям надстройки. Верхние венцы ряжей, лишенные присыпки камнем изнутри, повреждались ударами волн.

В условиях прибойной волны и легко размываемых грунтов дна предусмотренные проектом внешняя берма шириной 5 м и покрытие ее тремя четырехтонными массивами были недостаточными. Тем более недопустимо было сокращение ширины бермы и уменьшение числа массивов, как это было сделано в процессе строительства.

Таким образом, повреждения первоначального профиля волнолома были вызваны двумя основными причинами. Первая, сказавшаяся с самого начала, заключалась в том, что при проектировании и особенно при производстве работ пренебрегли повышенными требованиями к конструктивным элементам, которые должны соблюдаться в строительстве оградительных сооружений, тем более при наличии, как в данном случае, сравнительно трудных естественных условий. Второй причиной, проявившейся несколько позже и вызвавшей интенсивный рост деформаций ряжей и надстройки, явилось назначение слишком высокой отметки верха ряжей и непринятие мер против гниения их верхней части.

Наблюдающиеся в настоящее время повреждения усиленного профиля волнолома объясняются тем, что каменная отсыпь имеет малую ширину поверху и прикрыта бетонными массивами — плитами недостаточной толщины и веса. У головы волнолома оказался также слабым нижний упор из таких же плит. Характер повреждений показывает, что они не являются особо угрожающими и при надлежащем надзоре за сооружением и своевременном его ремонте каменную отсыпь и массивы можно предохранить от серьезных разрушений.

В худшем положении оказалась бетонная надстройка. Выше уже отмечено, что ее основанием служат венцы и сжимы ряжа, подвергшиеся за последние годы сильному гниению. Наряду с этим, сравнительно гладкая поверхность откоса из бетонных плит способствует избеганию волн по откосу и сильному удару их о парапет, а затем, при обратном падении взброшенных струй воды, также и о надстройку. Все эти обстоятельства вызывают интенсивное разрушение надстройки и парапета.

Намеченную наброску 30-тонных массивов перед неукрепленным участком волнолома (рис. 160) следует признать рациональной. Она более надежна, чем защищенная плитами каменная отсыпь по рис. 159, и не потребует столь частых ремонтов. На ранее укрепленном участке необходимо восстановить отсыпь и плиты. Что же касается надводного строения и верхней части ряжей,

то, повидимому, в ближайшие годы потребуются их сменить. Наиболее целесообразными мерами будут постепенное удаление разрушенного надводного строения, срезка ряжей на отметке, обеспеченной от обнажения, пополнение каменной засыпки в ряжах, установка на верх ряжей массивов, выступающих из воды, возведение вновь надводного строения, с поднятием отметки парапета для уменьшения переливания волн в гавань.

В рассмотренном примере наиболее поучительны последствия недоучета при проектировании и производстве работ естественных условий строительства волнолома: долговременных колебаний горизонта моря, прибойных волн и легко размываемых грунтов. Из него вытекает также основной вывод о том, что при строительстве оградительных сооружений должны предъявляться особо жесткие требования к качеству их конструктивных элементов. Частными выводами являются: недопустимость отмеченных выше дефектов изготовления и установки ряжей; недостаточная сохранность каменной отсыпи, прикрытой плитами-массивами небольшого веса, большая подверженность повреждениям головной части сооружения.

32. Волнолом из ряжей с передней каменной отсыпью

Главный волнолом длиной 1440 м, прикрывающий акваторию порта от восточных штормов, построен в 1873—1885 гг. на глубинах 6—8 м. Он подвергается воздействию штормовых волн высотой 3—4 м.

Ряжи длиной 20 м и шириной 11,6 м установлены непосредственно на естественное дно, сложенное плотным песком (рис. 161). Четыре продольные стенки ряжа образованы брусьями 30×30 см, вплотную прилегающими друг к другу. Поперечные стенки состоят из брусьев меньшего сечения, врубленных в продольные стенки через венец. Первоначально ряжевая конструкция была возведена выше горизонта воды и имела отметки: с внешней стороны + 4,25 м, с портовой + 2,40 м. Ряжи доверху были заполнены камнем.

Для предохранения сооружения от подмыва и для уменьшения волнового давления на него была устроена впереди каменная отсыпь, опускающаяся от горизонта воды до дна откосом 1 : 1 $\frac{1}{2}$ и прикрытая слоем крупных глыб.

Ряжевая надводная стенка терпела частые штормовые повреждения. Ввиду этого в 1905—1912 гг. она была перестроена. Ряжи были срезаны на отметке — 0,61 м и на них уложены в два курса три продольных ряда массивов, соединенные через определенные промежутки поперечными рядами (рис. 161). Размеры большинства массивов $3,05 \times 1,37 \times 0,61$ м, вес их около 5 т. Пространство между рядами массивов заполнено камнем и сверху, секциями по 7,62 м, возведена надстройка с парапетом из уложенного на месте бетона.

9—10 ноября 1913 г. сооружение подверглось действию чрезвычайно сильного шторма. Ветер, имевший непрерывно в течение 16 час. среднюю скорость 27 м/сек, развил высокие волны. Через верх волнолома переливались большие массы воды.

Два участка волнолома длиной 336 и 76 м потерпели серьезные повреждения. В бетонной надстройке появились продольные и поперечные трещины шириной до 70 см и отколы. Она просела с наклоном во внешнюю сторону. Часть парапета оказалась разбитой

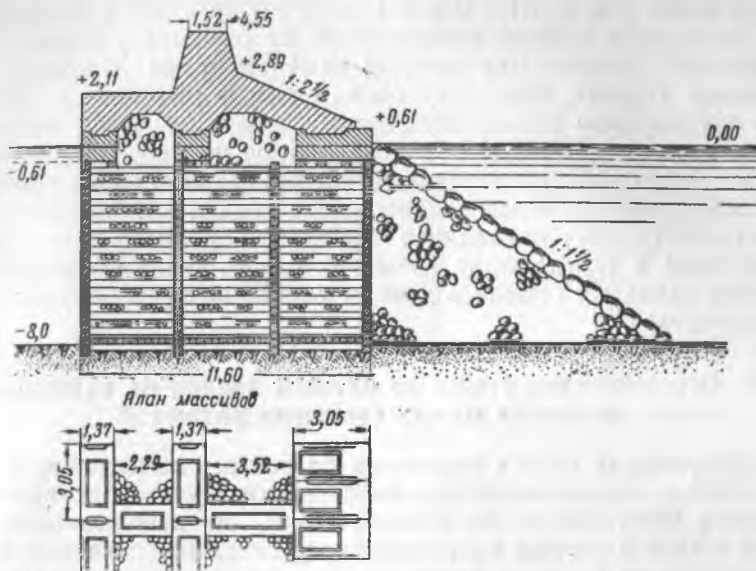


Рис. 161. Профиль волнолома и план массивов надстройки

и снесенной. Глыбы и камни передней отсыпи были разбросаны, так что глубина воды у стенки достигла 4,25 м. Последнее явление имело место не только на поврежденных участках, но почти на всей длине сооружения.

Основная причина повреждений волнолома заключается в слабом профиле каменной отсыпи и недостаточно тяжелой ее одежде из глыб. Роль этих неблагоприятных факторов уже отмечалась нами во многих предыдущих примерах и, в частности, в пп. 12, 13, 31.

В данном случае дополнительной причиной повреждений послужила недостаточная прочность надводного строения, образованного первоначально ряжевой верхней частью ряжа, а впоследствии — вычурной конструкцией из массивов, камня и бетонной плиты с парапетом. В этой конструкции, подвергающейся сильному удару разбитых волн, обращает на себя внимание слабость фасадного ряда массивов и отсутствие у него надежного упора сзади. Толщина плиты за парапетом мала. Частые швы в

надстройке не позволяют ей воспринимать местные удары волн своей большой длиной и массой.

Можно предполагать, что при более монолитном и тяжелом надводном строении, основанном на сплошном курсе массивов большего веса, оно не потерпело бы повреждений. Исключить массивы вовсе, конечно, не следовало во избежание укладки под воду бетона нижней части надводного строения, так как верх ряжей совершенно правильно был опущен ниже самого низкого горизонта воды (см. п. 31). Что же касается передней каменной отсыпи, то ее можно было предохранить от размыва, придав ей более широкий профиль или прикрыв тяжеловесными глыбами или массивами. Однако, поскольку очень сильные штормы в районе порта чрезвычайно редки, повидимому, признано более целесообразным производить после них необходимое пополнение каменной отсыпи, чем заранее понести значительные затраты на ее усиление.

Рассмотренный пример подтверждает приведенные выше указания по конструкции надводного строения сооружений из ряжей. Изложенные в предыдущих примерах соображения об устройстве передней каменной отсыпи в данном случае еще раз получили свое подтверждение.

33. Оградительная стенка из бутовой кладки на каменной наброске между свайными рядами

Оградительная стенка портового бассейна, защищающая его от волнения, льда и наносов, состоит из двух участков: перпендикулярного береговой линии, длиной 370 м, и параллельного ей, длиной 460 м. Корневая часть первого участка протяжением 120 м расположена на берегу и имеет профиль по рис. 162, а его морская часть протяжением 250 м — по рис. 163-а. Профиль второго участка (параллельного берегу) отличается от изображенного на рис. 163-а лишь тем, что бутовая стенка отодвинута ближе к тыловой грани искусственного основания и не имеет контрфорсов.

Надводная бутовая стенка возведена в 1893—1895 гг. на сохранившемся подводном строении одного из двух старых молов, построенных еще в 1696—1712 гг. В этом подводном строении находятся четыре ряда еловых, сосновых и дубовых свай диаметром в голове 32—36 см, имеющих сохранившуюся длину 4,25—5,50 м. Между тыловыми свайными рядами опущены до отметки — 2,40 м ряжи-ящики размером 11,75 × 5,75 м с дощатой обшивкой. Ящики и все пространство между свайными рядами заполнены плотно уложенным камнем.

Описанное искусственное основание может служить показателем мастерства русской морской гидротехники конца XVII и начала XVIII столетий. Тип основания оказался для того времени в совершенстве соответствующим трудным условиям постройки сооружений порта на весьма слабых илистых грунтах. Основная идея

конструкции заключается в том, что ряжи, заполненные камнем, создают тяжелое монолитное тело сооружения, а свайные ряды предохраняют ряжи от сдвига и слабый грунт под ними — от выжимания в стороны. При реконструкции порта во второй половине прошлого столетия была установлена прекрасная сохранность подводного строения обоих старых молов, и оно было использовано в

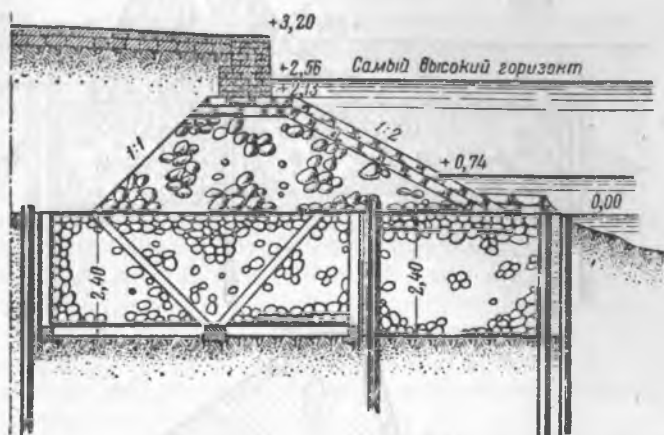


Рис. 162. Профиль корневого участка оградительной стенки

качестве основания рассматриваемой оградительной стенки и других сооружений порта. Следует при этом отметить, что различные сооружения, возведенные на этом основании, в дальнейшем не имели деформаций, которые можно было бы связать с неудовлетворительной его службой; в то же время целиком новые сооружения, правда более экономичные, неоднократно терпели серьезные аварии из-за несоответствия их конструкции грунтовым условиям.

Участок оградительной стенки, перпендикулярный береговой линии, расположен более неблагоприятно в отношении подверженности волновым и ледовым воздействиям, нежели параллельный берегу, так как он подвержен действию более сильных юго-западных ветров с моря, нагоняющих воду, значительно повышая ее уровень (зарегистрирован случай максимального подъема воды до +2,56 м). Учитывая это обстоятельство, бутовую надводную стенку на этом участке усилили контрфорсами.

Штормовое волнение в районе порта невелико: высота волны не превышает 1,5—2,0 м.

Подвижки льда случаются часто, но по ряду приведенных ниже причин они обычно не оказывают непосредственного действия на оградительную стенку.

Исключительная по силе и последствиям подвижка льда произошла в 5 час. утра 3 февраля 1896 г. В это время штормовой юго-западный ветер вызвал подъем горизонта воды и движение ледя-

ного покрова, который, ломаясь с большим шумом, надвинулся на перпендикулярный берегу участок оградительной стенки и на прилегающую к нему береговую полосу. В течение не более четверти

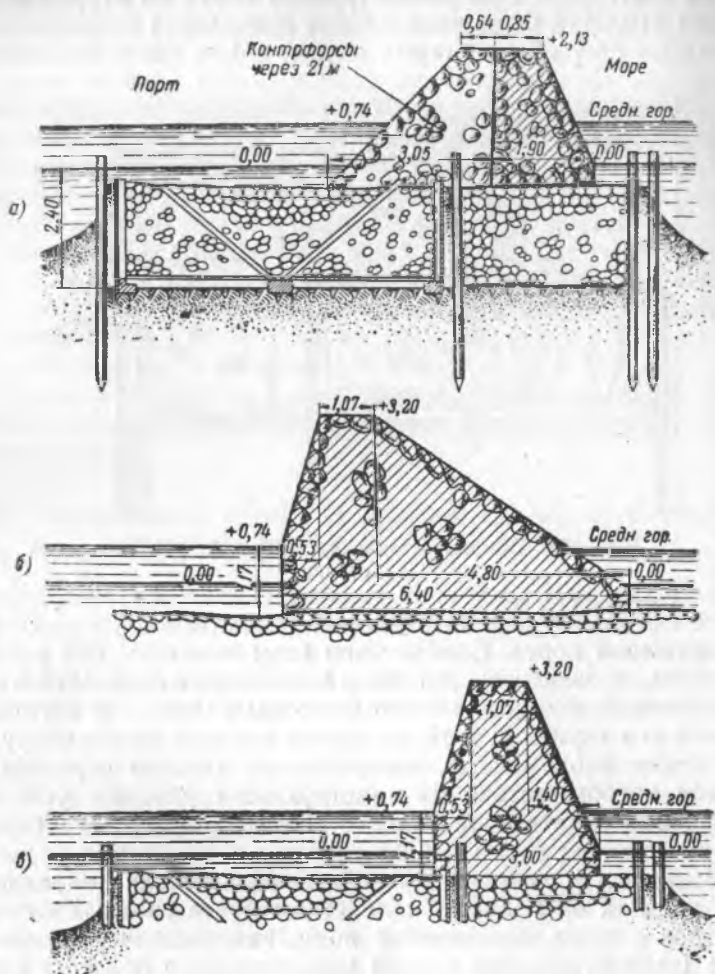


Рис. 163. Профили оградительной стенки:

а) до аварии; б) на отремонтированном участке; в) на перестроенной части

часа на стенке образовалось нагромождение льда высотой в 15 м.

На протяжении 48 пог. м морской части сооружения (рис. 163-а) льдом была опрокинута бутовая надводная стенка и глыбы ее весом до 50 т сдвинуты внутрь бассейна по невычерпанному еще дну на расстояние до 75 м. Подводное строение повреждений не получило.

Корневая часть сооружения (рис. 162) была повреждена лишь в верхней своей зоне, где оказалась частично опрокинутой льдом вертикальная парашютная стенка. Каменный откос не пострадал.

В 1897 г. на месте сброшенной бутовой стенки была возведена новая, значительно усиленного профиля (рис. 163-б), а в 1901 г. на остальной части морского участка надводная стенка перестроена по профилю, изображенному на рис. 163-а.

За истекшие с тех пор 50 лет столь сильные движения льда не повторялись, и стенка повреждений, подобных аварии 1896 г., не имела.

Причинами аварии послужили неблагоприятное стечение ряда природных факторов, вызвавшее крайне редко случающееся весьма сильное давление льда на стенку, и слабость ее профиля, не соответствующего такому давлению льда. Для разъяснения первой причины достаточно указать, что наблюдавшийся при аварии напор льда на стенку мог случиться лишь при совпадении следующих обстоятельств: а) штормовом ветре от юго-запада; б) подъеме воды при толстом ледяном покрове; в) отсутствии впереди стенки льда, примерзшего ко дну и к подводному строению, тогда как обычно с начала зимы здесь постепенно накапливаются и нарастают небольшие льдины, принимающие на себя в дальнейшем давление движущегося ледяного покрова.

Из описанной аварии и дальнейшей благополучной эксплуатации стенки можно прежде всего сделать вывод о том, что давление льда на сооружение иногда достигает огромной силы, но, к счастью, проявление такой максимальной силы требует совпадения ряда случайных природных факторов, которое может быть крайне редко.

Далее из предыдущего изложения вытекает явное преимущество откосной формы сооружения, подверженного давлению льда, перед формой вертикальной.

Наконец, в качестве попутного вывода следует отметить долготную сохранность деревянных элементов сооружения, целиком находящихся под водой.

34. Мола из двух свайных рядов с каменной засыпкой

Два парных сходящихся мола (рис. 164) — Западный, длиной 516 м, и Восточный, длиной 630 м — построены в 1905—1907 гг. Наружные ряды деревянных свай забиты с промежутками в среднем 21 см. Уклон их 6:1. Ряды стянуты металлическими тяжами, пропущенными сквозь бревенчатые продольные схватки. Внутренние одиночные сваи забиты по три в поперечном ряду.

Для засыпки тела молов применен камень-песчаник низкого качества с удельным весом $2,4 \text{ т/м}^3$. Головы молов прямоугольные, с уширением внутрь порта. В торцах голов двойные сплошные ряды свай, укрепленные металлическими тяжами к анкерным сваям. Торцевые стенки голов вертикальны; сваи в плоскости

торца забиты с постепенно возрастающим поперечным уклоном от оси мола к бокам для примыкания к наклонным продольным свайным рядам.

Надводное строение молов первоначально было устроено ряжев. В 1912—1913 гг. ряжевая конструкция заменена каменной надстройкой на бетонной подушке. Подушка уложена на камен-

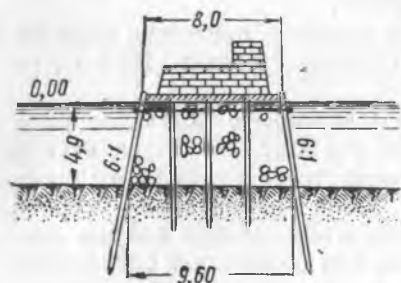


Рис. 164. Профиль молв

ную засыпку и головы свай, сре- занные вровень с ее низом на нулевой отметке.

Глубины у молв и на под- ходе к ним равны 4—5 м. Штор- мовые ветры в районе порта име- ют скорость до 26 м/сек. Ма- ксимальный разгон волны около 750 км. В связи с мелководьем штормовое волнение невелико; приближенные элементы волны: высота 1,50 м, длина 20 м; волна

имеет частично прибойный характер.

В основании молв залегает очень мелкий песок.

Вскоре после постройки молв стало заметно явление подмыва их как с внешней, так и внутренней стороны. Подмытая торцовая стенка головы Восточного мола вместе с анкерными сваями на- клонилась к морю. В течение 1913—1923 гг. борьба с подмывом велась путем укладки тяжелых fascines в наиболее угрожаемых местах. В одном месте трасса Западного мола прошла над зато- нувшим и засосанным грунтом металлическим судном; при пост- ройке мола прошли над этим судном, пробив его сваями. Здесь вскоре после постройки мола произошла большая осадка камен- ного ядра и подмыв с внешней стороны. В 1916 г. каменное ядро мола над судном заменили фасонными массивами, а снаружи мола уложили ступенями массивы объемом 5 м³ каждый, часть которых вскоре была сброшена волнами.

В 1923 г., в связи с просадкой надводного строения головы Западного мола и выявившейся угрозой таких же повреждений в других местах обоих молв, произведен их подробный осмотр с вскрытием брем бетонной подушки. Оказалось, что вследствие осад- ки засыпки почти на всем протяжении молв под бетонной подушкой образовалось незаполненное камнем пространство. Оно распростра- нялось на всю ширину сооружения и на глубину в среднем 30 см, доходя местами до 1,0 м. В пустоту под подушкой с шумом вка- тывались волны. В результате осадки засыпки бетонная подушка с каменной надстройкой оказалась опертой только на внутренние сваи, которые, однако, не могли служить надежной опорой, так как их головы в значительной степени подверглись гниению.

В голове Западного мола осадка камня и повреждения свай оказались еще более значительными; вследствие этого надводное строение повисло на перекрестных металлических тяжах, лишь в

отдельных местах опираясь на уцелевшие головы свай и выступающие крупные камни. Тяжи под действием веса надводного строения сильно прогнулись.

Основная причина повреждений заключается в том, что при строительстве молов допущены конструктивные упрощения, не оправданные природными условиями, в которых находятся сооружения; более того, некоторые из этих упрощений в данных условиях могут быть названы дефектами конструкции.

Тип молов в виде двух свайных рядов с засыпкой камня между ними и каменным или бетонным надводным строением с успехом применен во многих портах Балтийского моря. В других морях он, встречаясь реже в глубоководных частях сооружений, зачастую используется для корневых участков. Широкое распространение эта конструкция получила в связи с тем, что, как показал опыт, она при своей относительной экономичности и простоте производства работ вполне удовлетворительно противостоит воздействию небольшого морского волнения (с высотой волны до 3—4 м) и давлению льда.

Однако для нормальной и долголетней службы свайных молов они должны быть обеспечены от подмыва. Надводное строение должно иметь надежное основание. Под ним не должно создаваться пустоты, не заполненной каменной засыпкой. При применении деревянных свай в основании не должно быть допущено их загнивание.

В рассматриваемом примере эти требования не были соблюдены. Дно моря, состоящее на большую глубину из очень мелкого, размываемого песка, не было предохранено от размыва прибойной волной. Только в процессе эксплуатации молов начали защищать дно тяжелыми фашинами, однако у голов эта защита оказалась слабой. Здесь следовало уложить фашинные тюфяки с пригрузкой их массивами. Подмыв торцевой вертикальной стенки головы Восточного мола послужил причиной наклона ее к морю под действием распора от каменной засыпки.

Размыв дна у молов повлек за собой также высасывание песка из-под каменной засыпки между свайными рядами. Этому содействовало наличие больших промежутков (21 см) между сваями в рядах. В подобных грунтовых условиях забивка свай со столь широкими просветами была явно недопустимой. Что касается голов, то здесь невозможно избежать клиновидных промежутков между сваями торцевой стенки и в углах ее сопряжения с боковыми рядами. Эти промежутки обычно закрываются дополнительными сваями, забитыми сзади них, чего в данном случае не было сделано. Кроме того, на дно между свайными рядами следовало уложить фашинный тюфяк и лишь на него засыпать камень. Тюфяк предохранил бы дно от высасывания его частиц, а каменную засыпку — от погружения в грунт. Правда, некоторые специалисты не рекомендуют устраивать фашинную подстилку из-за длительности ее обжимания (см. Бреннеке и Ломейер,

Основания и фундаменты, т. III, ОНТИ, 1936 г., стр. 94). С этой точкой зрения нельзя согласиться, так как каменное надводное строение всегда устраивается лишь спустя несколько лет после засыпки камня между свайными рядами, когда уже не приходится опасаться дальнейшего сжатия тюфяка. В данном случае, когда погружению камня в дно особо благоприятствовали свойства грунта и наличие зазоров между сваями, тюфяк сыграл бы весьма положительную роль.

Причиной повышенной осадки каменного ядра, помимо погружения его в дно, послужило также уплотнение камня под действием сотрясений от удара волн. К тому же волны проникали внутрь тела мола сквозь промежутки между сваями и, непосредственно действуя на отдельные камни засыпки, передвигали их, сглаживали острые кромки и выносили продукты истирания. Малая прочность камней не могла обеспечить сохранение их формы. При осмотре в 1923 г. оказалось, что рваный камень, засыпанный при строительстве молов, уже приобрел округленные ребра и углы.

Монолитное надводное строение молов было основано на каменной засыпке и на внутренних рядах одиночных свай. Засыпка осела и перестала служить основанием для бетонной подушки. Но и сваи также не смогли сыграть роль вполне надежных опор, так как их головы оказались выше низкого горизонта воды и подверглись гниению. Сваи, вообще, были срезаны недостаточно низко, но, кроме этого, уже после постройки молов произошло падение уровня моря, которого строители не предвидели. В результате всех этих обстоятельств к 1923 г. на голове Западного мола, где осадка камня и гниение верха свай проявились сильнее, надводное строение просело, повредив металлические тяжи под ним, и деформировалось.

При ремонте молов в 1923 г. возникли затруднения в связи с необходимостью пополнить каменную засыпку под надводным строением, так как во время его устройства в 1912—1913 гг. не оставили шахт, которые обычно предусматриваются по оси мола через определенное расстояние. Пришлось вскрывать участками бермы бетонной подушки и забрасывать камень по бокам надводного строения, рассчитывая на то, что волны растянут его по всей ширине сооружения. Для облегчения этого процесса камень применяли валунный, округлой формы.

Учитывая необходимость в дальнейшем периодическом пополнении камня, разобранные боковые части подушки восстановили в виде отдельных плит, которые можно было бы поднимать по мере надобности.

Нам неизвестна дальнейшая судьба молов, но можно думать, что вновь засыпанный указанным способом камень и подгнившие головы свай не могли создать надежного основания для надводного строения и обеспечить его от дальнейшей просадки и повреждения.

Для окончательного решения вопроса потребовалось бы полное переустройство надводного строения с основанием его на головах свай, срезанных на отметке самого низкого горизонта воды. Одновременно пришлось бы опустить тяжи, если бы сваи боковых рядов в местах их закрепления также подверглись гниению.

Описанные деформации молов часто повторялись в аналогичных сооружениях, когда они строились без надлежащего учета природных условий и характера службы каждого элемента сооружения.

Основные указания, которыми следует руководствоваться при строительстве свайных молов, уже приведены выше, при анализе причин описанных деформаций. Необходимо лишь подробнее остановиться на принципе устройства надводного строения. Оно может основываться либо на внутренних одиночных сваях, либо непосредственно на каменной засыпке. В первом случае надводное строение, имея практически незыблемое свайное основание, должно устраиваться монолитным. Для пополнения каменной засыпки, играющей здесь только роль тяжелого ядра мола, в надводном строении необходимо оставлять шахты, прикрытые металлическими или бетонными крышками. Во втором случае допустимо возводить монолитное надводное строение лишь при полной уверенности в том, что каменная засыпка обеспечена от подмыва и осадки. Если такой уверенности нет, то верхнее строение следует устраивать в виде отдельных массивов, которые могли бы садиться по мере осадки камня. При этом тяжи, связывающие свайные ряды, должны быть предохранены от повреждения оседающими массивами. Для этого тяжи следует помещать в прочные трубы либо массивы снабжать вырезами над тяжами. Еще лучше, если это допустимо по условиям службы сооружения, размер массивов ограничивать расстоянием между тяжами. Из всех этих способов устройства надводного строения наиболее надежным представляется возведение его на сваях.

35. Голова свайного мола

Конструкция мола состоит из двух связанных анкерными тягами сплошных рядов деревянных свай с засыпкой камня между ними. Сплошные ряды забиты с уклоном 4 : 1. Каменное надводное строение покоится на засыпке и промежуточных одиночных сваях. Ширина мола на уровне среднего горизонта воды — 9,5 м.

Голова мола (рис. 165) постепенно уширяется в сторону моря до 14 м. Свайные ряды образуют в плане шестиугольник. Надводное строение мола заканчивается полукругом, причем оно не доведено до конца мола и в самой его оконечности каменная засыпка на ширине 9,0 м перекрыта бетонной плитой толщиной 1,0 м.

Глубины у головы мола достигают 9 м. Свайные ряды здесь забиты в грунт на 6 м. Голова мола подвергается воздействию штормовых волн.

мового волнения с трех ее сторон. Сила волнения определяется высотой волн 3—4 м.

В год окончания постройки мола (1885) его головная часть потерпела первую аварию. Бетонная плита на конце мола была разбита волнами, и ограждающие ее сваи сломаны. Каменная засыпка высыпалась из-под передней части надводного строения

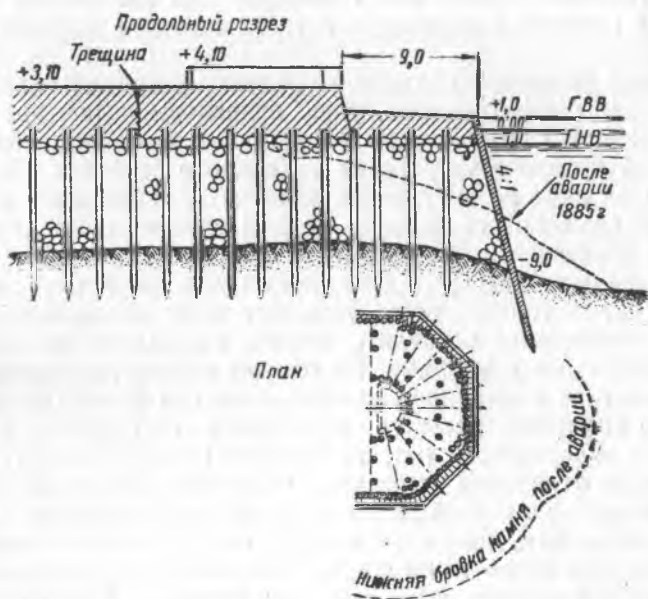


Рис. 165. Голова мола

головы; таким образом, оно оказалось опирающимся только на одиночные сваи и получило осадку на 10 см, оторвавшись от надводного строения остальной части сооружения (рис. 165).

В связи с невозможностью пробить деревянными сваями слой высыпавшегося камня голова мола была укреплена путем устройства вокруг нее каменной отсыпи, причем отсыпь была доведена до среднего горизонта воды. На этом уровне она имела берму шириной 3,0 м и далее опускалась откосом с уклоном 1 : 2. Берма и откосы были защищены одеждой из массивов размером $2,0 \times 1,50 \times 1,67$ м, весом около 12 т.

Незадолго до окончания восстановительных работ, в ноябре 1894 г., штормом массивы и камень отсыпи были разбросаны до отметки — 2,30 м ниже среднего горизонта воды.

После этого систематически проводились работы по досыпке камня и укладке массивов для поддержания защитной отсыпи. Однако, несмотря на увеличение веса отдельных защитных массивов до 120 т, волны разрушали отсыпь. Они постепенно вымывали также камни из-под надводного строения головы мола, которое

оказалось в конце концов под угрозой обрушения. Была предпринята попытка уложить вокруг головы два ряда массивов весом 20—25 т, чтобы под их защитой подбить под надводное строение камень и мешки с бетоном.

Это мероприятие не успели довести до конца, так как в ноябре 1900 г. штормом был сдвинут уложенный пояс из массивов и вымыты камни и бетонные мешки. Во время последующего шторма

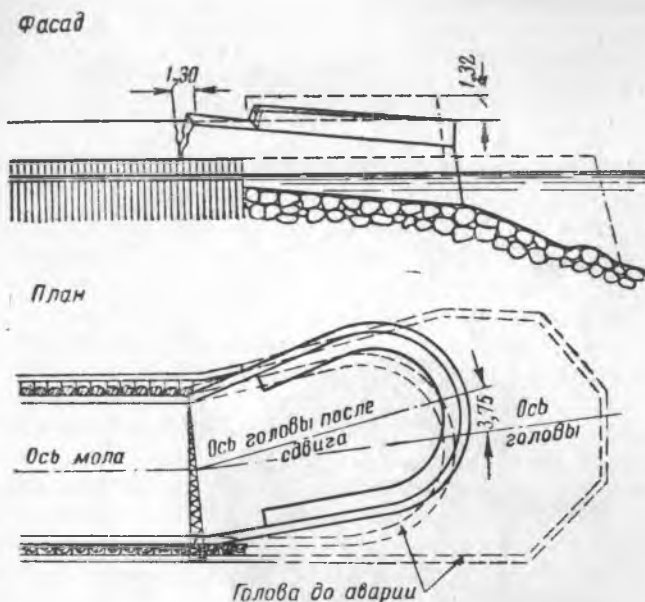


Рис. 166. Голова мола после аварии 1901 г.

в начале 1901 г. одиночные сваи, служившие еще основанием надводной кладки головы мола, были сломаны волнами. Лишенный опоры массив надводной кладки, общим весом 1680 т, опустился на каменную подсыпку, получив осадку на своем конце 1,32 м (рис. 166). Одновременно он оказался повернутым в сторону моря, так что сдвиг его конца достигал 3,75 м. Трещина, отделявшая голову от остальной части мола, расширилась на стороне, обращенной к порту, до 1,30 м.

В том же 1901 г. головная часть была вновь укреплена путем установки вокруг нее, на глубине 3,30 м, девяти массивов трапециoidalной формы шириной 4,4—7,0 м, длиной 7 м и высотой 4,4 м, весом около 400 т (рис. 167). Массивы изготовлялись на месте путем постепенного заполнения бетоном и погружения в воду деревянных пловучих ящиков, устроенных из брусев 18 × 18 см. Под осевшую кладку головы вновь были подбиты камни и мешки с бетоном. Несмотря на это, через некоторое время кладка получила

дополнительную осадку около 0,70 м. Массивы оказались лишь несколько сдвинутыми волнами.

В 1902 г. установили еще три больших массива, опять подбили бетон в пустоты под кладкой головы сооружения и засыпали крупным камнем пространство между ней и массивами. Вслед за этим нарастили кладку головы до прежней отметки.

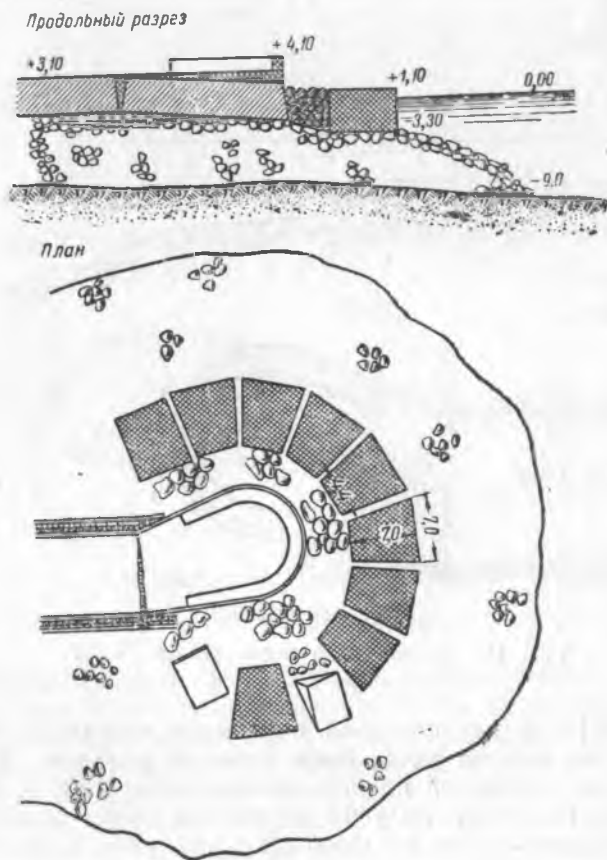


Рис. 167. Восстановленная голова мола (1901—1902 гг.)

В связи с происходившими смещениями массивов в последующие годы приходилось время от времени прикрывать образовавшиеся бреши новыми массивами, вес которых иногда доводили до 650 т. В целом все же была достигнута, наконец, относительная стабилизация сооружения.

Первоначальная авария была вызвана конструктивными дефектами головной части мола. Как уже указано, в отличие от многих аналогичных сооружений, на самой оконечности мола была устро-

ена широкая низкая берма в виде тонкой бетонной плиты. Плита была дополнительно ослаблена многими пронизывающими ее анкерными тягами. В силу этого она легко могла быть разбита волнами, которые ударяли о нее не только сверху, но и снизу, проникая сквозь щели ограждающих свайных рядов. Свайное ограждение в головной части не было усилено, как это обычно делается в подобных сооружениях. Более того, клиновидные щели в углах свайных рядов (см. п. 34) были перекрыты очень слабо — только тремя дополнительными сваями к каждому углу (рис. 165). Совокупность этих обстоятельств привела к разрушению волнами бетонной плиты и торцовых свай, после чего стали неизбежными вымывание каменной засыпки и просадка надводного строения.

Несомненно, если бы в голове мола устроили двойной сплошной ряд свай и надводную кладку довели полным профилем до конца сооружения, то аварии не случилось бы.

Последующие восстановительные работы были сопряжены с значительными трудностями удержания откоса, подверженного действию сравнительно сильного морского волнения. Первая попытка ограничиться отсыпью камня, имеющей уклон откоса 1:2, и защитной одеждой из массивов весом в 12 т была явно обречена на неудачу.

В дальнейшем, на основе полученного опыта, пришлось применить массивы весьма большого веса. Методы борьбы с разрушительной силой моря имеют в данном примере близкую аналогию с примененными на сооружении, описанном в п. 21.

В обоих случаях все же для сохранности головной части сооружения необходимо систематически производить ремонтные работы.

В рассмотренном примере последующих повреждений можно было избежать и восстановительных работ, если бы сразу после первой аварии в 1885 г. оконечность мола была несколько выдвинута в море и осуществлена по прежнему же типу, но с применением металлических свай. Торцовый ряд свай прошел бы впереди разбросанного камня, а боковые ряды металлических свай можно было бы забить сквозь камень, при необходимости расчистив некоторую его часть при помощи водолазов.

В качестве основных выводов из рассмотренного примера следует прежде всего указать на особое внимание, которое необходимо уделять конструкции головной части мола, работающей в наиболее тяжелых условиях. Как правило, она должна быть вертикального типа. Это соответствует также обычным навигационным требованиям.

Некоторые конструктивные указания по проектированию голов свайных молов уже были приведены выше.

Представляет интерес описанный в данном примере способ изготовления на месте массивов весом до 650 т при помощи деревянных пловучих ящиков.

36. Волнолом из каменной наброски с прикрытием откоса ступенчатой кладкой массивов

Участок волнолома длиной 843 м построен в 1877—1888 гг. на естественных глубинах 24—29 м (рис. 168-а).

Основная конструкция волнолома состоит из сортированного камня и глыб весом 5—20 т на наружном откосе и 2—10 т — на внутреннем. Начиная с отметки — 6,0 м, наружный откос образо-

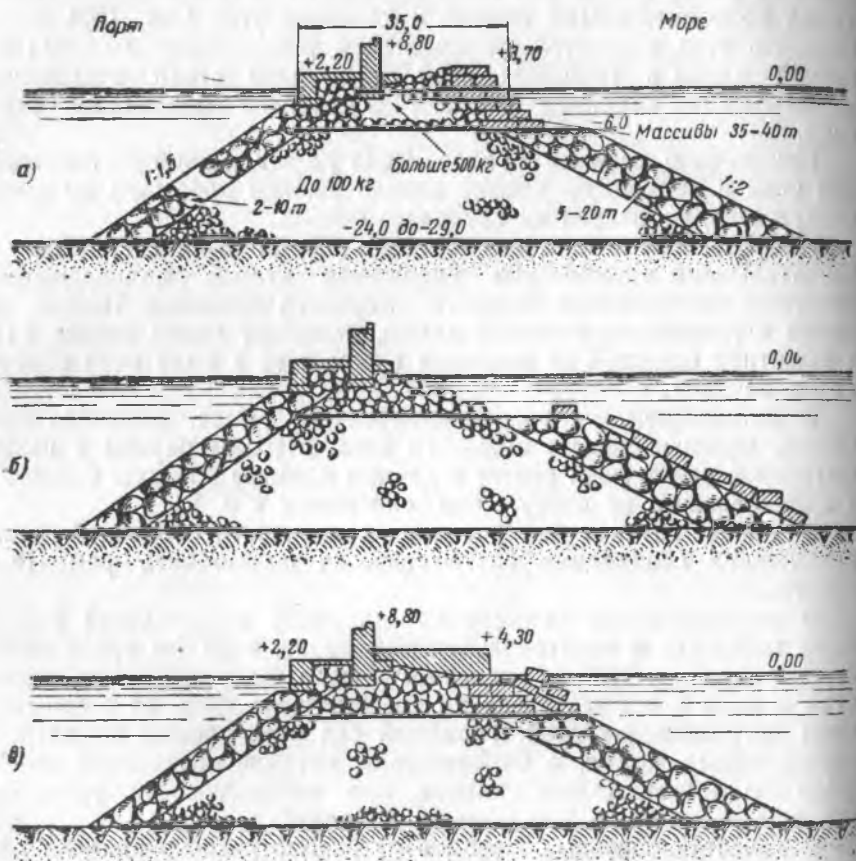


Рис. 168. Профили волнолома:

а) первоначальный; б) деформированный; в) после восстановления

ван массивами весом 35—40 т, уложенными тычком правильными горизонтальными рядами, в виде лестницы. Ступенчатый откос массивовой кладки имеет крутой уклон 1 : 1. За парапетом с внутренней стороны устроена мелководная набережная. Общая ширина профиля волнолома на горизонте воды — 35 м.

В основании волнолома залегает мелкий песок. Морское волнение характеризуется высотой волны до 6,5 м.

Первые 10 лет по окончании постройки волнолом хорошо сохранялся, но затем, во время сильного шторма 27 ноября 1898 г., он потерпел тяжелую аварию. Вначале повреждение получил участок протяжением в 150 м, а далее разрушения постепенно распространились до самой головы волнолома. На части сооружений массивы, уложенные в правильную кладку, были сброшены на откос или оттянуты в море; берма перед парапетом оказалась размытой, но парапетная стенка уцелела (рис. 168-б). На других участках, наоборот, парапет был разбит на глыбы весом 300—1000 кг. Некоторые глыбы были сдвинуты, а другие сброшены внутрь порта; на этих участках кладка из массивов пострадала меньше.

Волнолом восстановлен с усилением верхней части его профиля (рис. 168-в). Оно заключалось в том, что на восстановленной в прежнем виде ступенчатой кладке массивов и каменной наброске ядра была возведена монолитная бетонная надстройка до отметки + 4,3 м. Надстройка была доведена до уцелевшего парапета, а в местах, где он был разрушен, устроена вместе с парапетом. Снаружи массивовая кладка была прикрыта наброской массивов. В таком виде сооружение относительно благополучно сохраняется.

Описанный волнолом принадлежит к типу сооружений, который одно время систематически применялся в итальянских портах, а в единичных случаях также и в портах других стран. Характерной его особенностью является правильная ступенчатая укладка массивов, которой стремились создать откосное сооружение и, наряду с этим, достичь взаимосвязи массивов, защищающих откос, вместо раздельной их работы в наброске.

Однако большинство сооружений указанного типа потерпело серьезные повреждения и потребовало переустройства. Так, например, наиболее типичный волнолом (рис. 169-а), несмотря на свой чрезвычайно мощный профиль и глубоко опущенную одежду из массивов, вскоре после постройки (в 1902 г.) был на значительном протяжении полностью разрушен до глубины 4—5 м. Впоследствии сооружение было восстановлено уже по профилю, показанному на рис. 169-б, с исключением ступенчатой кладки массивов.

Основная причина аварий волноломов со ступенчатой кладкой массивов на откосе заключается в присущих им органических дефектах. При неизбежной неравномерной осадке каменной наброски ступенчатая массивовая кладка также получает осадку и расстраивается (так, например, осадка массивов у рассмотренного вначале волнолома достигла 2,5 м). После этого кладка лишается своего положительного свойства, которое от него ожидалось, — связи между массивами благодаря прижатию их хвостовых частей весом вышележащих курсов. Массивы начинают поодиночке сопротивляться действию волн. Волны проникают внутрь тела сооружения и еще более расстраивают каменную наброску и массивовую кладку.

Вместе с тем откосный тип сооружения вызывает образование прибойной волны, особенно разрушительно действующей на тело

сооружения и парпетную стенку. Свидетельством этого может служить высота всплеска у волнолома, описанного вначале, достигающая 20—30 м. У соседней части волнолома, построенной в ви-

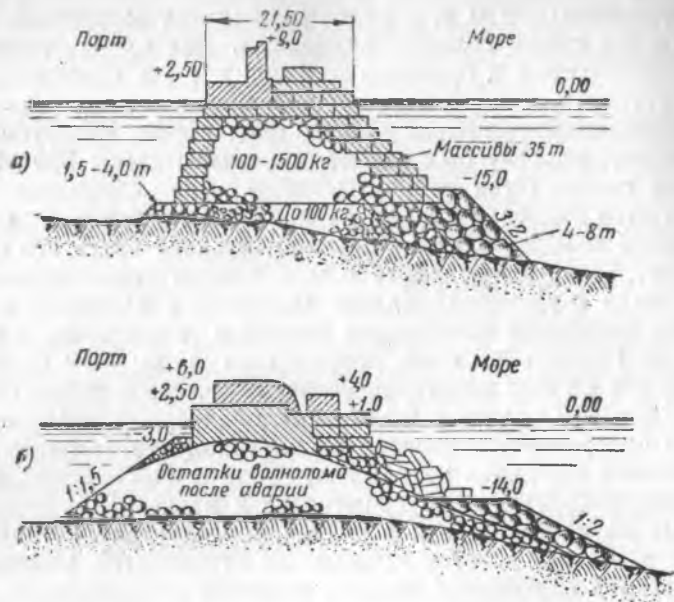


Рис. 169. Профили волнолома:
а) первоначальный; б) после восстановления

де глубоко заложенной вертикальной стенки, почти совсем не наблюдаются всплески и разбивание волн.

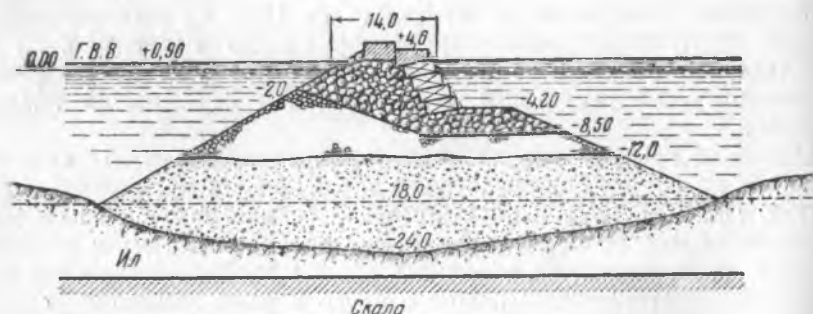


Рис. 170. Профиль удлинения Западного мола

Помимо приведенных, общих для подобных сооружений дефектов, рассматриваемый волнолом имел дополнительные серьезные недостатки. Верхняя его берма перед парпетом была горизонтальной, мало возвышалась над водой и не имела защитного прикры-

тия в виде бетонной надстройки или массивов. Свободная высота парапета над бермой была велика. В результате этого волны без ослабления достигали парапета и разбивались о него с большой силой, оказывая ударное давление на парапет и одновременно размывая берму. Сила волн особенно проявлялась, как только оказывался снесенным верхний курс массивов. При описании аварии

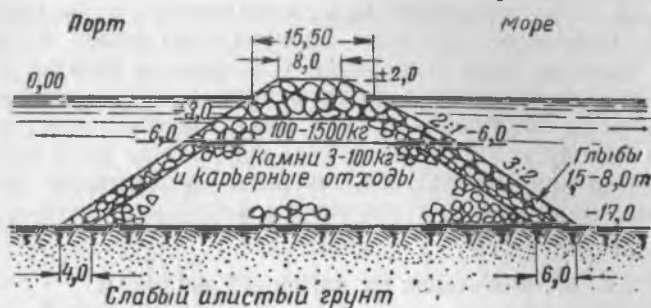


Рис. 171. Проектный профиль волнолома

уже было отмечено, что на участках, где парапет уцелел во время аварии, были наиболее повреждены берма и массивовая кладка. Наоборот, в местах, где был снесен парапет, берма и кладка массивов пострадали мало.

В восстановленном волноломе (рис. 168-в) эти обстоятельства полностью были учтены. Была устроена высокая тяжелая монолитная надстройка. Ступенчатый откос кладки массивов был прикрыт массивовой наброской, что нарушило принципиальную особенность

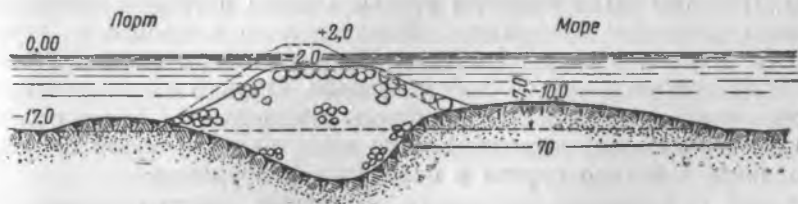


Рис. 172. Осадка волнолома

сооружения. В другом месте (рис. 169-б) и в ряде портов также отказались оставить открытым ступенчатый откос массивовой кладки. В дальнейшем вовсе перестали применять подобный тип сооружений, показавший свою непригодность.

Некоторые специалисты пытались улучшить конструкцию путем укладки по откосу защитных массивов с наклоном 1:7 к оси сооружения. В качестве образца приводим волнолом, изображенный на рис. 170. Однако и это сооружение, несмотря на то, что оно защищено рифами с глубиной воды над ними в 4,2—7,2 м, испытывало повреждения и требовало внимательного надзора и частых ремонтов.

Несомненно, что первоначальный наклон массивов не может полностью компенсировать неравномерность осадки каменной наброски и предотвратить расстройство кладки массивов. Поэтому и этот улучшенный тип сооружений со ступенчатой кладкой на откосе не может быть рекомендован.

Заслуживает быть отмеченным, что на размер аварии волнолома (см. п. 36) повлияли, как отмечается в литературных источниках, серьезные дефекты производства работ по укладке массивов. Кладка была выполнена с широкими швами; местами для выравнивания массивов водолазы подкладывали под них камни. Такие грубые нарушения правил производства работ, конечно, совершенно недопустимы. Возможность их должна быть исключена путем использования на гидротехническом строительстве специально обученных водолазов и технического персонала, имеющего право спускаться под воду.

37. Волнолом из каменной наброски

Проектный профиль волнолома, построенного в 1884—1888 гг., показан на рис. 171. По проекту на естественных глубинах—17 м отсыпалось до отметки—6,0 м ядро сооружения из камней весом 3—100 кг и карьерных отходов, которое должно было быть покрыто по бокам и сверху до отметки—3,0 м слоем камней и булыг весом 100—1500 кг. Верхнюю часть волнолома и наружный откос предполагалось выполнить в виде наброски из глыб весом от 1,5 до 8,0 т.

Слабость волнения в районе волнолома давала основания рассчитывать на возможность применения экономного профиля сооружения. Поэтому были приняты крутые откосы и тонкое прикрытие каменной наброски булыгами. Действительно в процессе строительства и последующей эксплуатации волнолом не испытывал серьезных повреждений от действия волн. Однако от запроектированного профиля сооружения пришлось отклониться в связи с большими деформациями, происшедшими из-за недостаточной несущей способности илистого грунта в основании сооружения.

Первая деформация волнолома произошла, когда каменная наброска была отсыпана на высоту в 11—12 м над дном, т. е. достигла проектной отметки—6,0 м. В этот момент, повидимому, нагрузка на грунт оказалась для него предельной и наброска получила внезапную осадку в 4 м.

Когда в связи с последующими аналогичными внезапными осадками было установлено, что для постройки сооружения требуется израсходовать значительно больший объем материалов, чем это было предусмотрено проектом, в целях экономии начали отсыпать в ядро волнолома песок и гравий, добытые землечерпанием. С этой же целью при отсыпке старались придерживаться проектных откосов ядра, без развития профиля в стороны. Таким путем вновь достигли отметки верха ядра (—6,0 м), выше которой продолжали отсыпать крупный камень и глыбы.

В дальнейшем неоднократно повторялись внезапные осадки верха наброски на 2—4 м. В частности, такая осадка произошла, когда сооружение было уже возведено на полную высоту (рис. 172). После этого вновь пополнили профиль и сооружение стабилизировалось.

В результате осадки на постройку волнолома израсходовано материалов на 100% больше, чем предполагалось по проектному профилю. Часть излишне отсыпанных материалов осталась в расползшемся при осадках профиле волнолома, но основная их масса погрузилась в дно, уплотнив илистый грунт и частично вытеснив его из-под подошвы. По обеим сторонам сооружения образовались валы выпучившегося грунта. Высота вала с морской стороны достигла 7,0 м, его ширина — 70 м (рис. 172).

Рассмотренный пример показателен для освещения одного из наиболее ценных свойств оградительных сооружений из наброски камня или массивов — возможности их осуществления на весьма слабых грунтах. Для таких сооружений даже значительные осадки не имеют катастрофического характера, так как профиль легко может быть восстановлен досыпкой камня или массивов (в зависимости от его элементов), причем опустившаяся в грунт часть сооружения создает уплотнение основания. Благодаря этому, практически на любых грунтах можно достичь стабилизации сооружения с затратой больших или меньших средств, в зависимости от совершенства приемов производства работ.

В период строительства волнолома еще не были известны ставшие теперь обычными методы изучения грунтов, определения их несущей способности и ожидаемых осадок под нагрузкой сооружением. Не применялись тогда и вошедшие в практику в последующее время приемы строительства на слабых грунтах. Поэтому при постройке волнолома ограничились приведенными выше мерами для возможной экономии камня и булыг.

В настоящее время в аналогичных условиях можно было бы удешевить сооружение, применив устройство относительно тонкой песчаной подушки — «плавающего фундамента» или предварительное уплотнение грунта путем насыпки высокого песчано-гравелистого вала.

38. Волнолом из каменной наброски

Часть волнолома протяжением 2200 м построена в 1897—1902 гг. из каменной наброски, включающей гравийное ядро, с прикрытием глыбами весом в 8—10 т (рис. 173). Откосы с внешней и внутренней (портовой) сторон имеют уклон 1 : 1,5.

Штормовое волнение характеризуется высотой волн до 4,0—4,5 м. Глубины на трассе волнолома—9,15 м. Дно образовано слоем ила толщиной 9—12 м, покрывающим скальный грунт.

10 декабря 1902 г. во время сильного шторма участок волнолома длиной 300 м получил осадку и погрузился в дно на 3,0—4,25 м.

Через пять дней то же произошло со смежным участком длиной 90 м. Деформация волнолома имела своеобразный характер: оползла и погрузилась в дно лишь часть профиля со стороны порта; наоборот, часть его, обращенная к наступающим волнам, не пострадала. Вся потерпевшая деформацию часть волнолома была возведена в строительный сезон того же 1902 г. Предполагали, что во

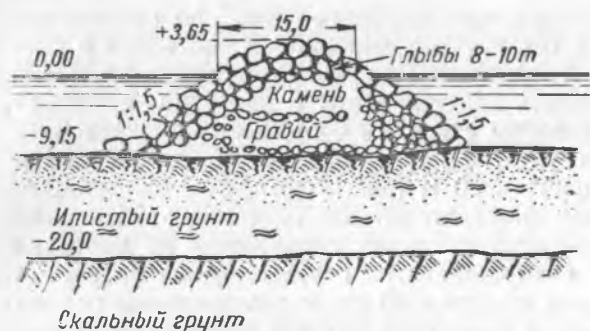


Рис. 173. Профиль волнолома

имела. Бурение, произведенное после аварии, обнаружило в толще илистого грунта под всей частью волнолома, не потерпевшей

времени строительства она получит значительную осадку, но до шторма последняя не превысила 0,90 м.

Остальная часть волнолома из наброски, простоявшая уже к моменту аварии от одного до пяти лет, ни до шторма, ни во время него особых повреждений не

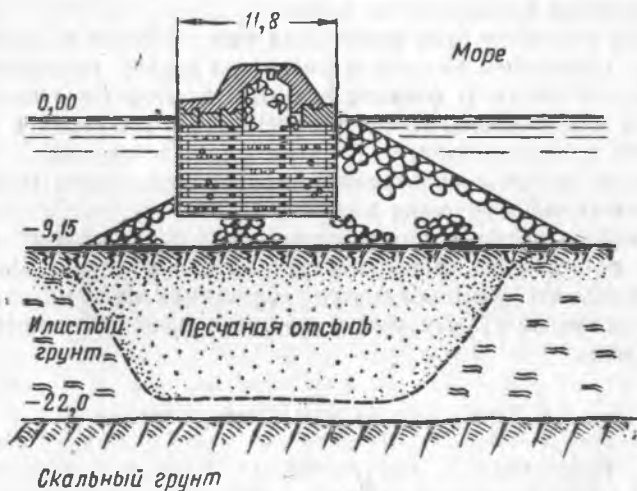


Рис. 174. Профиль ряжевого волнолома

аварии, слой плотно слежавшегося песка. Под поврежденным участком этого слоя не было.

Причиной аварии послужила слабость грунта в основании волнолома в совокупности с действием сильного морского волнения. Последнее явилось вспомогательной причиной: плотная и неширо-

кая каменная призма, видимо, работала почти как единое тело, в связи с чем под давлением волн на фасадную грань волнолома обращенная к порту часть профиля передавала на грунт повышенную нагрузку. Этим можно объяснить, почему осадку потерпела только тыловая часть профиля.

Рассмотренный пример имеет полную аналогию с описанным в п. 37, и из него вытекают те же выводы, которые приведены в п. 37. Интересно отметить, что, как указано вначале, сооружение из каменной наброски, потерпевшее аварию в 1902 г., представляет собой только участок волнолома (общая длина оградительных сооружений порта достигает 7000 м). На других участках применен тип из ряжей с передней каменной отсыпью (рис. 174).

Однако здесь, учитывая слабость грунта, сочли необходимым для возведения вертикальной стенки произвести предварительное его уплотнение при помощи песчаной отсыпи. Это мероприятие вполне себя оправдало — построенный волнолом из ряжей благополучно сохраняется.

В качестве дополнительного вывода следует указать, что достаточно плотные сооружения из наброски при не особенно широком профиле могут под действием волновых нагрузок оказывать повышенные давления на грунт под тыловой частью профиля подобно тому, как это имеет место в вертикальных стенках.

39. Мол из массивовой и каменной наброски

Мол длиной 6 км построен для защиты подходного к порту канала от наносов и волнения. Направление мола близко к ССВ, в связи с чем наиболее сильное штормовое волнение от ССЗ подходит к нему под острым углом.

Дно на трассе мола понижается очень медленно, достигая у его оконечности глубины 11 м. Грунты в основании — илистые, покрыты слоем песка, толщина которого, равная у уреза берега 6—8 м, по мере выдвижения в море постепенно уменьшается.

Строительство мола было начато в середине прошлого столетия и продолжалось в течение многих лет. Мол наращивался постепенно по мере накопления за ним наносов и попадания их в канал в обход головы мола, а также по мере увеличения глубины и длины канала в соответствии с потребностями судоходства.

Корневая часть мола длиной 920 м построена в 1859—1864 гг. из каменной наброски и имеет легкий профиль благодаря небольшим глубинам на ее трассе.

Второй участок мола длиной 1580 м построен в 1864—1868 гг. из наброски массивов (рис. 175-а). Ввиду чрезвычайно высокой стоимости камня массивы расположены непосредственно на песчаном дне, без каменной постели. По этой же причине массивы изготовлены из раствора гидравлической (тейльской) извести (350 кг на

1 м³ раствора) и песка, без щебня или гравия. Размер массивов: 3,40 × 2,0 × 1,50 м, вес их 20 т.

Эксплуатация второго участка мола показала его относительную устойчивость и долговечность. Профиль из наброски потерпел небольшие деформации и стабилизировался. Массивы, расположенные на глубине и не раскачиваемые волнением, сохранялись удов-

летворительно. В верхней части профиля, где массивы подвергались ударам волн и смещениям, наблюдались их повреждения, а иногда и полумки. Ремонтное пополнение профиля производилось массивами из бутовой кладки.

Постройку третьего участка мола протяжением в 500 м начали в 1874 г. На этом участке устроили каменную постель под наброской массивов и в верхней части профиля наброски применили бутовые массивы (рис. 175-б).

В последующие годы, начиная с 1899, профиль построенной части мола усилили (рис. 175-в), и в таком виде эта часть мола благополучно сохраняется.

Для четвертого участка мола длиной 2350 м, расположенного на глубинах около 10,0 м, применен в 1912—1922 гг. значительно более широкий профиль (рис. 176-а) из камня, глыб весом в 100—2500 кг и массивов размером 3,40 × 2,0 × 1,50 м, весом в 20 т.

Вскоре по окончании постройки этой части мола на двух участках длиной в 105 м и 120 м, расположенных вблизи головы мола на расстоянии 150 м друг от друга, произошли внезапные осадки.

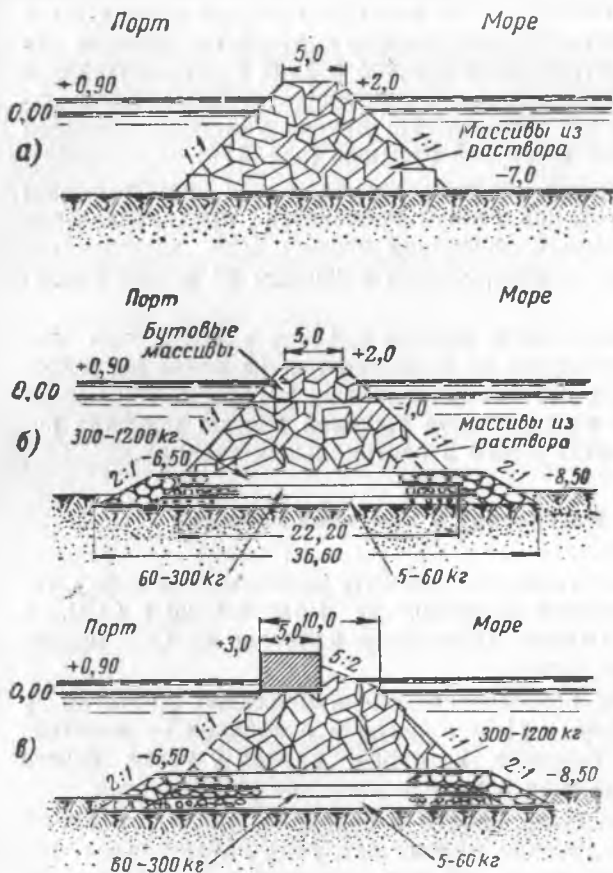


Рис. 175. Профили мола:

а) на втором участке; б) на третьем участке;
в) усиленный профиль

Оба участка опустились вертикально на 4 м и более, причем с обеих сторон мола образовались большие выпучины дна (рис. 176-б). Осадка одной части мола произошла во время сильного шторма, а другой — при спокойном состоянии моря. Поскольку открытые бреши над просевшими участками мола не отражаются серьезно на защите канала от волнения и наносов, сочли возможным оставить их невосстановленными.

Из намеченных дальнейших работ по удлинению мола нам известна постройка путем наброски карьерных отходов, камней и глыб 1000 м подводной дамбы, выравненной на отметке—6,00 м.

В рассмотренном примере заслуживают внимания три обстоятельства: 1) устройство мола из массивовой наброски непосредственно на песчаном дне, без каменной постели; 2) применение в наброску массивов, изготовленных из раствора вяжущего и песка, без крупной составляющей; 3) явления внезапной осадки мола.

Упомянутые два приема строительства

вынужденными в связи с практической невозможностью получения в достаточных количествах камня и гравия в первый период строительства мола. Они оказались удачными ввиду благоприятных местных условий: слабости морского волнения, малых глубин и быстрого нарастания берега с внешней стороны мола вследствие интенсивной заносимости.

В обычных условиях оба эти приема не могут быть рекомендованы. Не говоря уже об излишнем расходе гидравлического вяжущего и о высокой стоимости сооружения, отсутствие каменной постели и применение массивов из раствора делают почти неизбежными деформации сооружения и его элементов.

В одном из черноморских портов, также по причине отсутствия камня, осуществлена аналогичная постройка мола из наброски массивов без постели на песчано-гравелистом грунте. При строительстве массивы глубоко погрузились в дно. В последующем наблюдались осадки мола из-за подмыва и дальнейшего погружения массивов. Следует все же отметить, что осадки были не столь велики и не имели аварийного характера. Объясняется это плот-

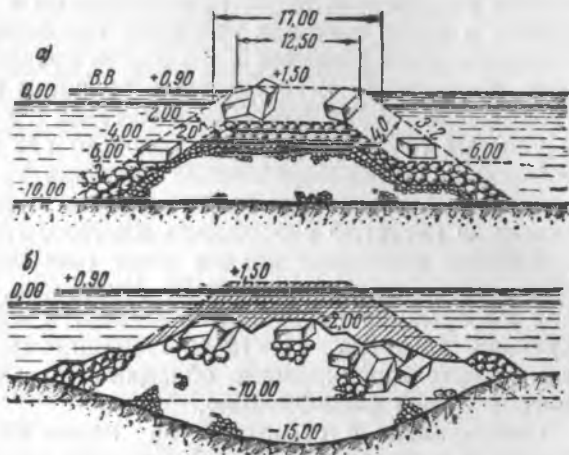


Рис. 176. Профили четвертого участка мола до и после осадки

ностью песчано-гравелистого грунта дна и весьма ценным свойством массивовой наброски разбивать волну без возникновения больших донных скоростей (см. п. 2-а). В отличие от этого в предыдущих примерах приведены случаи, когда попытки возвести сооружение вертикального типа непосредственно на песчаном дне систематически оказывались неудачными из-за подмывов донными скоростями, возникающими при ударе волн о вертикальную стенку.

Массивы из раствора без крупной составляющей, естественно, больше подвержены износу от совместного механического и химического воздействия моря. Применение их в наброску, где они находятся в особо тяжелых условиях, тем более нецелесообразно.

Осадки двух участков мола имели причинами, как уже сказано выше, уменьшение к голове мола толщины песчаного слоя на дне и понижение глубин дна. В соответствии с этим удельное давление на илистый грунт под песком возросло как из-за ослабления роли песчаной подушки, передающей нагрузки на илистый грунт, так и в результате увеличения высоты и веса сооружения. В итоге оно превысило несущую способность илистого грунта.

Явление внезапной осадки мола совершенно аналогично примерам, описанным в пп. 37 и 38. Интересно, что во всех трех случаях деформации произошли в момент, когда полная высота сооружения достигла 11—12 м. Повидимому, илистые грунты под этими тремя сооружениями обладают мало отличающейся друг от друга несущей способностью.

Соображения о строительстве молов из наброски на слабых грунтах и о мерах для предотвращения внезапных осадок сооружения уже изложены в пп. 37 и 38.

40. Мол из каменной наброски

Мол из каменной наброски начат постройкой в 1911 г. Высота волн в районе его расположения не превышает 2 м. Соответственно этому для мола был принят слабый профиль в виде призмы из наброски несортированного камня, доведенной до горизонта воды, и одного ряда массивов на ней (рис. 177).

Грунтовые условия в порту, где строился мол, весьма неблагоприятны. Дно образовано очень слабым жидким или полужидким глинистым илом, несколько уплотненным лишь на отметке — 30 м, т. е. на глубине 20 м от поверхности дна. Верхние слои грунта характеризуются следующими данными: объемный вес на воздухе — 1480 кг/м^3 , в воде — 480 кг/м^3 , угол внутреннего трения $\varphi = 6^\circ$, коэффициент трения $f = \tan \varphi = 0,10$, удельное сопротивление сжатию $0,2 - 0,3 \text{ кг/см}^2$ (последние две константы получены условным методом на основе графиков погружения в илистый грунт штампов небольшой площади).

За несколько лет до постройки мола (1904—1908 гг.) в порту на таких же грунтах строились набережные из правильной кладки

массивов. Строительство велось с применением известных в то время приемов, основанных на опыте возведения набережных на столь же слабых грунтах в других портах.

Слабый грунт вычерпывали на максимальную глубину, доступную для имевшихся землечерпательных снарядов, затем в образовавшийся котлован отсыпали слой крупных булыг, на котором устраивали постель из каменной наброски обычных размеров и карьерной мелочи. Нижние курсы массивов крепили анкерами,

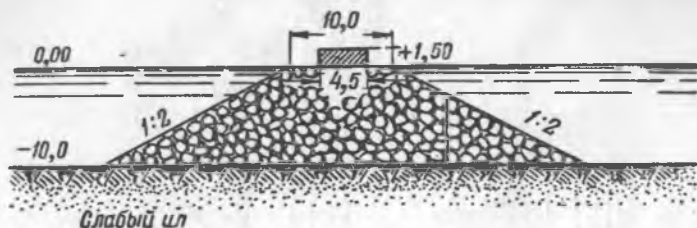
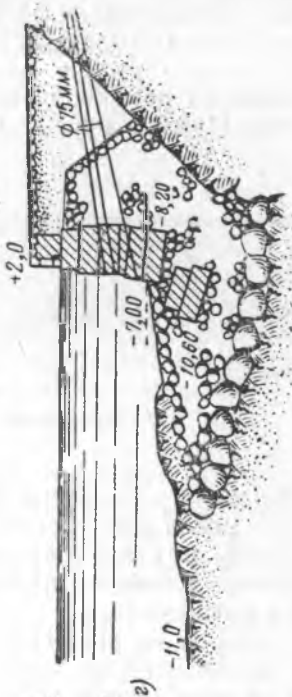
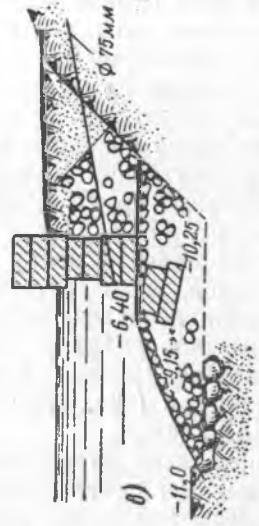
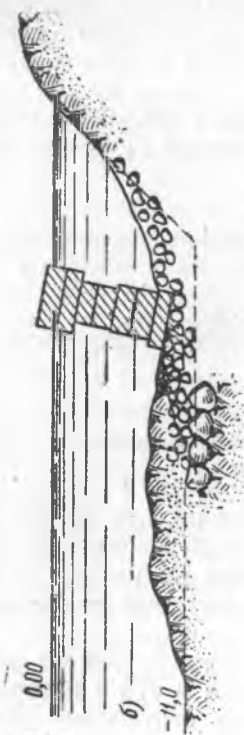
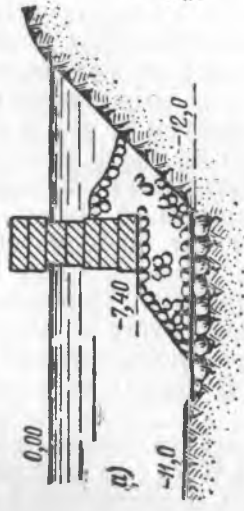


Рис. 177. Проектный профиль мола

препятствующими сдвигу массивов в гавань при осадке. Все эти меры, однако, не могли предохранить набережные от аварийных осадок и смещений, которые вынуждали по несколько раз перестраивать набережные стенки, прежде чем они достигали состояния устойчивого равновесия.

В качестве примера на рис. 178 приведены четыре этапа постройки одной из набережных. Рис. 178-а и 178-б изображают состояние стенки из пяти курсов массивов, огруженной двумя дополнительными курсами, до и после деформации, происшедшей за три года. При восстановлении стенки просевшие два нижних курса массивов были оставлены на месте, вновь была подсыпана постель и выведена стенка из четырех курсов массивов, причем второй снизу курс был укреплен анкерами диаметром 75 мм, длиной 50 м, поставленными на расстоянии 10 м друг от друга. Положение новой стенки, огруженной тремя дополнительными курсами массивов, показано на рис. 178-в. После дальнейшей осадки, во время которой анкера, прорезая наброску и грунт, деформировались, но не получали разрывов, были сняты все массивы, кроме двух нижних курсов, и стенка возведена в третий раз. Для выравнивания верха стенки применили укладку третьего курса из массивов трапециoidalного сечения. Четвертый курс дополнительно укреплен двумя ярусами анкеров (рис. 178-г). В таком виде набережная вступила в эксплуатацию.

На рис. 179 приведена диаграмма осадки стенки набережной, вычерченная по данным нивелировки одного из огрузочных массивов. Из диаграммы видно, что стенка претерпевала и непрерывные, медленные осадки, длящиеся годами, и внезапные мгновенные резкие деформации (просадки).



Постройка рассматриваемого мола была начата с корневого участка длиной в 100 м. Здесь частично имелась каменная наброска, отсыпанная еще в 1862 г.

После черпания до отметки — 10,0 м стали дополнительно отсыпать камень и укладывать ряд массивов по проекту. Однако камень и массивы непрерывно оседали, и это заставляло в течение нескольких лет снова и снова производить отсыпку камня и укладку массивов. На рис. 180 показаны продольный и поперечный разрезы мола на корневом участке. Общая максимальная осадка

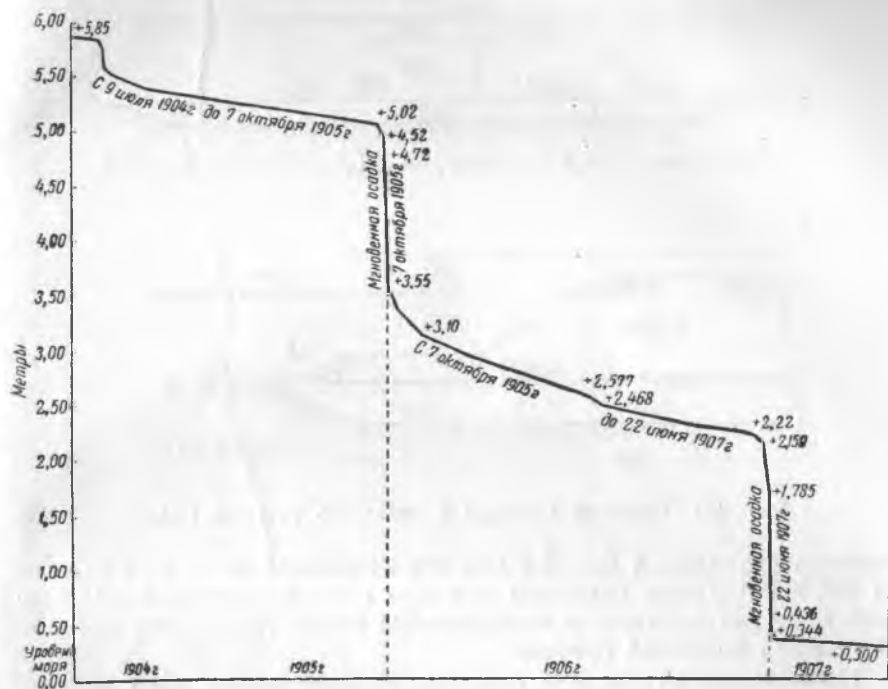


Рис. 179. Диаграмма осадки набережной

за четыре года достигла почти невероятной величины — 18 м. С обеих сторон мола на расстоянии около 60 м от его оси образовались выпучины илистого грунта высотой до 7 м.

Учитывая столь большие деформации, строители решили на остальной части мола в виде опыта устроить под призмой каменной наброски песчаную подушку, поместив ее в специально отрытый котлован. Это было выполнено в 1912—1915 гг.

Песчаную подушку устроили различной толщины. На части мола, имевшей проектный профиль по рис. 177, толщина подушки равнялась 2 м (рис. 181-а), а на головном участке, где должны были к молу пристраиваться набережные стенки, песчаное основание имело толщину 5—6 м (рис. 181-б). Назначая разную толщину,

строители исходили из тех соображений, что набережная стенки, в отличие от каменной призмы мола, будет нести весьма опасную для устойчивости стенки и грунта горизонтальную нагрузку от распора засыпки.

Подушка была образована добытым на местных пляжах кремнисто-известковым песком, очень чистым и мелким, содержащим

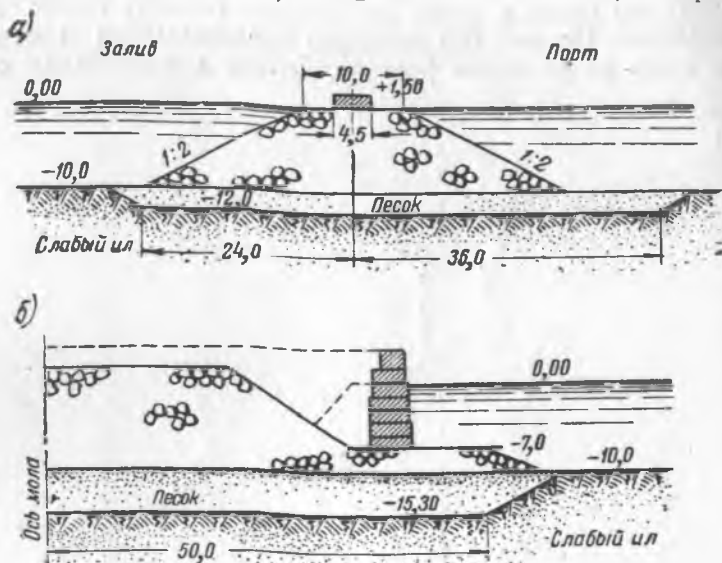


Рис. 181. Профили среднего и головного участков мола

фракции размером в 0,2—0,4 мм; его объемный вес в воде равнялся 985 кг/м³. Песок отсыпали ровными слоями толщиной в 1 м по всей площади подушки и выдерживали около года перед началом возведения каменной призмы.

Наблюдения за осадкой вели при помощи снабженных на конце металлическими дисками контрольных деревянных свай длиной в 20 м, забитых в илистый грунт до начала отсыпки песка. Таким путем удалось отделить осадку грунта от понижения верха мола, происходившего по причине уплотнения песка и каменной наброски.

На среднем участке мола (рис. 181-а) за четыре года (1912—1915) величина осадки оказалась равной только 0,50 м и за последующие 12 лет (1916—1927) — 0,30. Соответствующие данные для головного участка (рис. 181-б): 0,90 и 0,30 м. После 1927 г. осадка практически прекратилась. Таким образом, суммарная осадка грунта за 16 лет на всем протяжении мола, где была устроена песчаная подушка, выразилась в 0,80—1,20 м, причем выпучивания грунта по сторонам сооружения не было обнаружено, несмотря на произведенные тщательные промеры.

Не будучи в состоянии объяснить причину столь успешного применения песчаной подушки, строители называли это явление «парадоксом» и «феноменом». Сделанные ими расчеты еще более подтвердили необычность явления: по различным формулам была получена предельная несущая способность илистого грунта в условиях среднего участка мола (рис. 181-а) в $0,36 \text{ кг/см}^2$, между тем в действительности наибольшая местная нагрузка на грунт в этом случае достигала $1,22 \text{ кг/см}^2$, и все же деформации, как указано, были незначительны.

Для проверки полученных результатов и выявления роли песчаной подушки в 1930—1934 гг. был устроен опытный пилон из массивов, уложенных столбами без перевязки между собой, и проведены наблюдения над его осадкой под нагрузкой (рис. 182). Для возведения пилона было выбрано место с внутренней стороны среднего участка мола на расстоянии 28 м от его оси. Толщина песчаной подушки здесь равнялась 2,80 м.

Пилон, шириной понижу в 20 м и высотой 15 м, был установлен на слое мелкого камня толщиной 0,50 м. Первоначально (в 1930 г.) он состоял из 42 массивов размером $4,6 \times 2,0 \times 1,5 \text{ м}$; $4,0 \times 2,0 \times 1,5 \text{ м}$ и $3,4 \times 2,0 \times 1,5 \text{ м}$, затем (в 1931 г.) в него дополнительно уложили 18 массивов таких же размеров. Нагрузка на основание под средней частью пилона в этом случае достигла максимально $2,31 \text{ кг/см}^2$.

За три года (1930—1933) средние столбы массивов в пилоне получили осадку в 1,16 м. Выпучивания грунта дна по сторонам пилона не обнаружили. Небольшие наклоны столбов при их осадке удавалось выравнивать укладкой верхних курсов массивов с некоторым эксцентриситетом. В середине 1933 г. средние столбы были дополнительно огружены четырьмя подвешенными на цепях массивами размером $4,6 \times 2,0 \times 1,5 \text{ м}$ (рис. 182), и этим наибольшая местная нагрузка на основание доведена до $2,71 \text{ кг/см}^2$, причем каких-либо существенных деформаций не произошло.

Основываясь на опыте строительства мола в 1912—1916 гг. и на результатах испытания пилона в 1930—1934 гг., строители пришли к окончательному выводу о том, что как бы ни были слабы грунты морского дна, на них возможно с успехом возводить тяжелые оградительные сооружения, применив в качестве основания отсыпанную на дно песчаную постель, удовлетворяющую некоторым определенным требованиям. Такими требованиями являются: достаточная толщина и ширина песчаной постели; чистота и мелкозернистость песка; выдержка постели не менее одного года перед возведением на ней сооружения.

Руководитель строительством мола и описанными исследованиями в своем подробном докладе XVI Международному судоходному конгрессу в 1935 г. указал также на несколько других примеров устройства песчаного основания оградительных сооружений. Эти примеры приведены нами в п. 14 (рис. 72), п. 27 (рис. 147) и п. 38 (рис. 174). Однако он подчеркнул, что во всех перечисленных

случаях применяли песчаное основание либо в целях замены или уплотнения грунта, либо для распределения нагрузки на него. В связи с этим не обращали внимания на качество песка (его чистоту и мелкозернистость) и недостаточно развивали песчаную подушку в ширину, в то же время придавая ей излишнюю толщину. В результате не удалось избежать внезапных просадок волнолома, изображенного на рис. 72, а сооружение, показанное на рис. 174, оказалось неэкономичным. По мнению докладчика на Конгрессе, лишь в Вальпарайзо (рис. 147) ширина песчаного основания удовлетворяла необходимым условиям и поэтому сооружение испытывало незначительные осадки—до 90 см, несмотря на то, что оно подвергается действию очень сильных штормов, при которых давление под ребром стенки с портовой стороны достигает $5,28 \text{ кг/см}^2$.

В итоге он указал обоснованные опытом и, по его мнению, необходимые толщины песчаной подушки в основании оградительных сооружений при различных значениях равномерной вертикальной нагрузки: при нагрузке до $1,5 \text{ кг/см}^2$ необходима толщина 2,5 м, при нагрузке $1,5—2,0 \text{ кг/см}^2$ — толщина 2,5—3,0 м и при нагрузке $2,0—2,5 \text{ кг/см}^2$ — толщина 3,0—4,0 м.

Цифровых данных о потребной ширине песчаного основания докладчик не счел возможным указать, ограничившись лишь приведенными выше общими соображениями по этому вопросу.

Из доклада XVI Конгрессу видно также, что руководитель строительством мола не нашел физического объяснения роли песчаной подушки, хотя высказал ряд гипотез, которые, по его мнению, могут объяснить «парадоксальное» явление. В качестве таких гипотез он выдвинул: а) наличие у чистого песка, находящегося в соленой морской воде и покрывающего илистый грунт, свойства высокого сцепления; б) непроницаемость чистого и мелкого песка для прохождения сквозь него ила и, наоборот, непроницаемость ила для погружения в него чистого и мелкого песка при одновременной способности песчаного слоя фильтровать воду из илистого грунта и этим его дренировать; в) способность верхних слоев жидкого илистого грунта, уплотняясь под нагрузкой и обезвоживаясь, превращаться в глину; г) способность глинистых грунтов в ненарушенном состоянии оказывать гораздо большее сопротивление под нагрузкой, нежели они оказывают в состоянии нарушенном; д) особые свойства комплексного основания в виде песчаного слоя и нижележащего илистого грунта, выражающиеся в том, что илистый грунт под песчаным слоем оказывается в «запертом» или «заключенном» состоянии, так как не может ни вытечь вверх сквозь песок, ни течь под ним в стороны из-за больших сил трения, развивающихся вдоль линии раздела песка от илистого грунта; по этой причине несущая способность основания перестает зависеть от сопротивления ила и начинает определяться лишь выносливостью песчаного слоя, который как бы плавает в илистом грунте, не погружаясь в него («пловучее основание»).

М. Г. Климовский в своей статье «К вопросу возведения морских портовых оградительных сооружений на илистых грунтах» (Сборник треста Спецгидропроект, вып. I, Госстройиздат, 1941 г.) подверг обстоятельной критике эти гипотезы и впервые дал основанное на современных научных воззрениях объяснение роли песчаного слоя, отсыпанного на слабом илистом грунте. Исходя из учения Н. М. Герсевича о динамике грунтовой массы, М. Г. Климовский указал, что песчаный слой имеет основное назначение «служить обратным фильтром, препятствующим размыву и выносу грунта основания в период протекания гидродинамических процессов в его толще».

Действительно, для равновесия грунтовой массы необходимо, чтобы давление на нее и ее пористость находились друг с другом в определенном для данного вида грунта соответствии. В силу этого приложение к грунтовой массе, находящейся в равновесии, какой-либо новой нагрузки, например, от веса элементов сооружения, нарушает ее равновесие. В первый момент нагрузка воспринимается водой, заключенной в грунтовой массе, и в ее толще возникает гидродинамический процесс: вода начинает фильтровать из мест большего напора (под нагрузкой) в места меньшего напора (не нагруженные). Гидродинамический процесс протекает до тех пор, пока не установится новое равновесие, т. е. пока пористость грунтовой массы вновь не придет в соответствие с давлением. Во все время этого процесса сооружение как бы плавает на поверхности грунтовой массы, поддерживаемое заключенной в ней водой.

Для сохранения устойчивости грунта и сооружения необходимо, чтобы во время гидродинамического процесса происходила только фильтрация воды, содержащейся в порах грунта, но отнюдь не всей грунтовой массы. Каменная наброска, обычно служащая основанием молов и волноломов, не обеспечивает соблюдения этого условия: она свободно пропускает грунтовую массу сквозь свои крупные пустоты и поэтому служит первоисточником аварий сооружений — камень тонет в грунтовой массе, сооружение получает просадку и деформируется. Наоборот, слой чистого песка определенной крупности служит прекрасным контрфильтром, дренирующим воду, но непроницаемым для грунтовой массы, которая не может фильтровать сквозь его мелкие поры. В этом и заключается основная положительная роль песчаного основания.

Однако одно только наличие контрфильтра еще недостаточно для обеспечения устойчивости сооружения во время дальнейшего развития гидродинамического процесса. Поскольку верхние слои грунтовой массы, отдавшие часть своей воды, становятся менее водопроницаемыми, пути фильтрации из нижележащих слоев отклоняются от своего вертикального направления. Вода начинает течь из-под сооружения не вверх сквозь контрфильтр, а в обе стороны, к ненагруженным зонам. При достаточной скорости фильтрационных токов может прийти в движение сама грунтовая

масса, в результате чего произойдет выпирание грунта по бокам сооружения. Во избежание этого песчаный слой должен иметь достаточную ширину, чтобы пригрузить полосу грунта по сторонам сооружения и этим воспрепятствовать их выпиранию.

Ко всему сказанному остается лишь добавить, что, естественно, для сохранения устойчивости сооружения грунтовую массу следует нагружать с достаточной медленностью и постепенностью, дабы уменьшить скорость фильтрации и всего гидродинамического процесса.

Нетрудно видеть, что из приведенных на XVI Конгрессе гипотез только некоторые приближаются к истинной картине явления, описанной М. Г. Климовским. Другие же, как, например, гипотезы о наличии сцепления в чистом песке под водой, о «заклучении» ила и о независимости несущей способности комплексного основания от сопротивления илистого грунта, не могут быть признаны заслуживающими внимания как лишенные какой-либо научной основы.

Если качественная сторона явления получила уже в статье М. Г. Климовского достаточно обоснованное и четкое освещение, то количественные решения ряда величин, необходимые для практического применения песчаных оснований, до сих пор еще не найдены ни опытным путем, ни на базе теоретических исследований.

Из опыта осуществленных сооружений меньше всего можно почерпнуть для выяснения вопроса о потребной ширине песчаной подушки. Высказанные на XVI Конгрессе приведенные выше соображения по этому вопросу страдают не только малой определенностью, но в некоторой части и ошибочностью.

Так, например, неправильно мнение о том, что песчаное основание мола в Вальпарайзо (рис. 147), благодаря своей ширине, обусловило лишь незначительную осадку сооружения. В действительности, как мы уже отметили в п. 27, цифры осадки стенки этого мола не являются показательными, ибо громадная высота песчаного основания и каменной постели почти исключает какое-либо влияние самой стенки на устойчивость грунта. Во время же устройства песчаного основания несколько раз происходили мгновенные осадки сооружения, сопровождавшиеся выпучиванием грунта по его сторонам, в результате чего на устройство основания употреблено вдвое больше материалов против рассчитанных по теоретическому профилю.

Однако нельзя также уверенно согласиться и с заключением М. Г. Климовского, который, исходя из этих данных о внезапных осадках основания мола при его устройстве, пришел к выводу о недостаточности ширины основания. Такое категорическое суждение вызывает сомнения, так как, к сожалению, неизвестны ни качество примененного песка (его чистота и крупность), ни методы производства работ, характеризующие скорость и равномерность его укладки.

Выше уже приведены рекомендованные размеры песчаной по-

душки по толщине для разных удельных нагрузок. М. Г. Климовский отмечает малую доказанность предложенных цифр, но признает возможным руководствоваться ими на практике, считая их отнюдь не заниженными и не вызывающими удорожания конструкции. Представляется все же, что эти данные, выведенные только из двух опытов, можно рассматривать лишь как предварительные, нуждающиеся в проверке расчетами и практикой строительства.

Обязательность чистоты песка в песчаной подушке, играющей роль дренирующего слоя, совершенно очевидна. Что же касается его крупности, то, повидимому, сообразуясь в каждом случае со свойствами местных илистых грунтов, допустимо и целесообразно стремиться ее повысить против размера фракций, примененного в описанных опытах. Увеличение крупности песка улучшит его дренирующее действие и в то же время, если размер фракций не превысит некоторого предела, поддающегося определению лабораторным путем, песчаный слой все еще окажется непроницаемым для данного илистого грунта. Так, М. Г. Климовский, ссылаясь на сообщение Д. Е. Польшина, указывает в своей статье, что по некоторым опытам лаборатории оснований Треста глубинных работ в Москве, даже искусственный грунт одинакового механического состава с илами не проходит при давлении в 3 кг/см^2 сквозь поры песка, состоящего из зерен размером в 1 мм.

Наконец, практически весьма важный вопрос о том, с какой интенсивностью допустимо устраивать песчаное основание и в течение какого срока следует его выдерживать до возведения на нем сооружения, также остается открытым. Выше уже отмечено, что внезапные просадки песчаного основания мола в Вальпарайзо могли иметь одной из своих причин слишком большую интенсивность его устройства. С другой стороны, рекомендуемый годичный перерыв в работах после укладки песчаной подушки является в значительной степени условным и продиктованным сезонностью морских работ. Несомненно, фактор времени играет решающую роль в эффективности песчаного основания, поскольку она всецело зависит от скорости течения гидродинамических процессов в толще песка и перекрываемого им илистого грунта. Однако количественные данные, определяемые многими частными условиями, не могут быть пока еще обобщены на базе единичных опытов.

Все изложенное подтверждает, что практика осуществленных до сих пор сооружений слишком недостаточна для освещения основных количественных данных, характеризующих работу песчаного основания. К тому же имеющиеся скудные данные получены на сооружениях, создающих равномерную вертикальную нагрузку на грунт. Поэтому они могут учитываться лишь при строительстве молов и волноломов откосного типа, давление которых на грунт, мало изменяясь от волновых воздействий, почти сохраняет свое постоянство и равномерность.

Теоретические исследования песчаных оснований оградительных сооружений также весьма ограничены. В иностранной литера-

туре работы, посвященные этому вопросу, насколько нам известно, отсутствуют.

Значительный вклад в эту область сделан советскими специалистами, принявшими участие в 1940—1941 гг. в организованном Всесоюзным научным инженерно-техническим обществом водного транспорта (ВНИТОВТ) открытом конкурсе на составление проекта морского оградительного сооружения на больших глубинах при слабом основании. Больше половины представленных проектов предусматривали возведение сооружения на песчаном основании. В некоторых проектах впервые были даны расчетные методы определения размеров песчаного основания (его ширины и толщины), основанные на теории пластичности. Сделаны были попытки учесть гидродинамические силы, возникающие в момент приложения нагрузки, как путем непосредственного введения их в расчет, так и за счет уменьшения углов внутреннего трения грунта в необязательных зонах. Сопоставлением расчетных и статистических данных выведено целесообразное соотношение ширины песчаного основания к общей высоте сооружения в пределах 5—6 при давлении на грунт близком к $1,5 \text{ кг/см}^2$. Размер фракций песка был подвергнут ревизии в сторону его увеличения против размеров, предложенных на XVI Конгрессе.

Несколько проектов содержали новые конструктивные идеи для улучшения работы песчаного основания и илистого грунта: включение в толщу песчаного основания деревянного ряжа или железобетонного гиганта; ограждение основания и грунта при помощи свайных рядов или стенок в виде шпор, прикрепленных к телу мола. Наиболее интересным из этих предложений является устройство ряжа в толще песка, имеющее целью достичь некоторой монолитности основания и лучшего распределения нагрузки на грунт. Последнее обстоятельство имеет весьма важное значение, поскольку, как нами уже указывалось, по опыту осуществленных сооружений известна лишь работа песчаного основания при равномерных нагрузках, характерных для молов из наброски. Перенесение этого опыта на вертикальные молы требует принятия мер для сохранения равномерности нагрузок и в данном случае.

В качестве общего вывода можно высказать суждение, что при всей ценности полученных уже результатов практического и теоретического изучения песчаных оснований оградительных сооружений их можно оценить лишь как первые шаги на пути исследования этой проблемы, весьма важной и многообещающей, но вместе с тем крайне трудной для разрешения, ввиду малой изученности геотехнических свойств морских илов и, в особенности, гидродинамических процессов, протекающих в их толще. Несомненным является лишь тот факт, что при всех условиях для строительства оградительных сооружений на весьма слабых илистых грунтах целесообразно применять основание из чистого песка, которое, если и не окажется способным вовсе предотвратить просадки и деформации сооружения, то во всяком случае значительно

их уменьшит. Что касается методов расчета размеров (толщины и ширины) песчаного основания, выбора крупности песка, назначения перерывов в производстве работ и пр., то имеющиеся данные пока могут служить лишь для общей ориентировки при проектировании и при теоретических и экспериментальных — лабораторных и натурных — исследованиях.

Необходимость в таких исследованиях совершенно очевидна, причем первое место среди них должно быть отведено научному изучению опыта сооружений, строящихся на песчаном основании, путем предварительного лабораторного определения свойств грунтов и песка, а затем — непрерывных наблюдений за сооружением на всех этапах его строительства и эксплуатации. В данном случае еще более, чем в других, каждое сооружение должно рассматриваться как эксперимент большого масштаба, служащий для проверки существующих теорий и для выработки новых.

41. Мол из массивовой наброски

Удлинение мола осуществлено в 1901—1905 гг. по профилю, показанному на рис. 183 пунктирной линией. Откосный тип сооружения выбран ввиду неблагоприятных грунтовых условий (дно образовано слабым песчаным илом) и значительных волновых на-

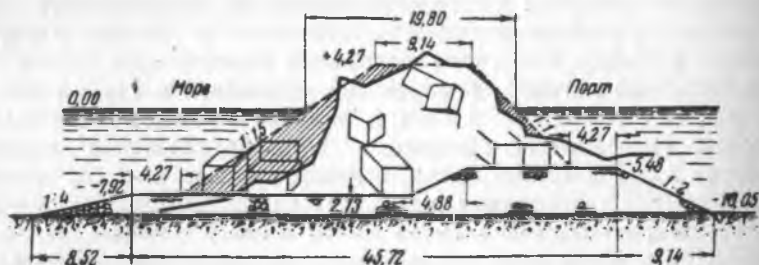


Рис. 183. Профиль удлинения мола до и после деформации

грузок (высота штормовых волн достигает 6 м), а также вследствие неудачной попытки возвести удлинение мола по типу предыдущего участка — из правильной кладки массивов с защитной наброской со стороны моря.

За 25 лет эксплуатации мол получил осадку свыше 2 м. До настоящего времени происходят подмывы донной волной наружной бермы постели и сползание массивов к подножью откоса, а также сбрасывание массивов ударами волн. Раскатанные массивы оттягиваются до 35 м от оси мола; некоторые из них погружаются на всю свою высоту в грунт дна. Характерный профиль мола после деформации показан на рис. 183. Для пополнения ослабленного с наружной стороны профиля приходится периодически производить дополнительно наброску массивов.

Выше уже отмечена неудачная попытка применить для удлинения мола комбинированный тип сооружения. Первая часть мола,

образованная из участков двух ранее возведенных молов типа вертикальной стенки, получила серьезные повреждения и ее пришлось защитить наброской массивов с внешней стороны (см. п. 22). Оба эти обстоятельства свидетельствуют о безусловной правильности выбора для удлинения мола откосного типа сооружения из наброски массивов.

Наблюдающиеся деформации — осадка, подмыв постели, раскатывание массивов — весьма характерны для подобных сооружений, возведенных на слабых грунтах и подвергающихся воздействию волнения большой силы. Практика выработала методы борьбы с такими явлениями: подготовка основания, укрепление наружной бермы постели, придание профилю наброски ширины поверху не менее двух длин массивов и на горизонте воды не менее четырех длин, устройство более пологого наружного откоса, достижение максимального заклинивания массивов в теле наброски.

Рассматриваемое удлинение мола с точки зрения сопротивления ударам волн спроектировано и осуществлено правильно. Ширина его профиля, уклон обращенного к морю откоса, отметка низа массивовой призмы и вес массивов (около 40 т) соответствуют естественным условиям. Поэтому наблюдающееся разрушение внешнего откоса наброски побуждает искать особую причину этого явления.

Инженер П. П. Сорокин видит эту причину в том, что в связи с малой толщиной каменной постели под наброской массивов происходит высасывание сквозь постель мелких частиц грунта, подобно тому, как это изложено в п. 22. К этому можно добавить, что, когда под действием осадки постели и массивов наружный откос наброски становится крутым (рис. 183), волны, ударяющие о него, оказываются в состоянии сбрасывать массивы и усиливать повреждения мола.

Исходя из предположенной причины деформаций, П. П. Сорокин рекомендует аналогичные приведенным в п. 22 мероприятия по устройству постели и защите ее массивами. При этом в данном случае он считает возможным углубить постель в котлован только под наружной половиной профиля мола, в виде «зуба». Можно думать, что заглубление, не предусмотренное проектом, происходит само по себе в процессе службы мола, в результате размывов и осадок, после чего профиль сооружения стабилизируется.

Подобное явление наблюдалось на молах, ограждающих канал одного из портов (рис. 184). Они построены длиной по 4 км каждый, на глубинах 4,5—8,0 м. Высота волн не превышает 4,0 м и поэтому молы построены из камня и естественных глыб.

После постройки молов были замечены значительные осадки от размывов, особенно с наружной стороны (рис. 184). Этому, несомненно, способствовала опущенная до самого дна одежда из крупных глыб, сквозь большие пустоты которой легко могло происходить высасывание грунта. Попытки защитить дно впереди на-

броской слоя камня (для фашинных тюфяков не было необходимых материалов) не увенчался успехом, так как камень разбра-

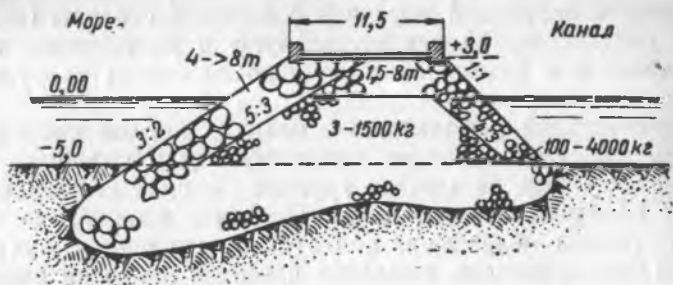


Рис. 184. Профиль молов после просадки в грунт

сывался волнами. В итоге молы углубились в дно, причем морская половина профиля погрузилась значительно глубже. Предварительное устройство постели из каменной наброски в котловане предотвратило бы последующие деформации.

42. Группа молов и волноломов из сортированного камня и массивовой наброски

Группа молов и волноломов построена в различных портах Алжира по марсельскому типу из сортированного камня и наброски массивов. Сооружения расположены на глубинах 15—20 м. Они подвергаются воздействию волн, имеющих высоту порядка 6—7 м.

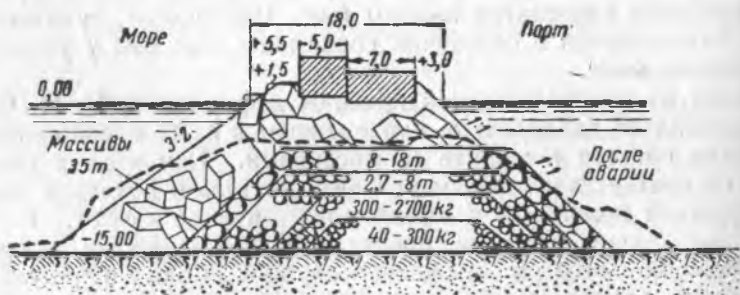


Рис. 185. Профиль волнолома до и после аварии

Волнолом одного из портов первоначально имел профиль, показанный на рис. 185. Во время штормов 1893—1910 гг. сооружение терпело непрерывные повреждения: сбрасывание монолитной надстройки, раскатывание массивов наброски, расстройство и общее понижение профиля. Характерный деформированный профиль показан на рис. 185 пунктиром. В течение ряда лет волнолом восстанавливали, постепенно усиливая его профиль. Стабилизации удалось достичь лишь после того, как надводному от-

косу и части подводного откоса (несколько ниже уреза воды) был придан пологий уклон 3 : 1.

В другом порту мол был построен почти по такому же профилю (рис. 186-а). Он испытывал аналогичные аварии, и, как и описанный выше волнолом, его приходилось неоднократно восстанавливать, перекалывая и укладывая новые массивы по более пологому откосу. Для удлинения мола в 1890—1897 гг. применен гораздо более мощный профиль (рис. 186-б). Помимо уве-

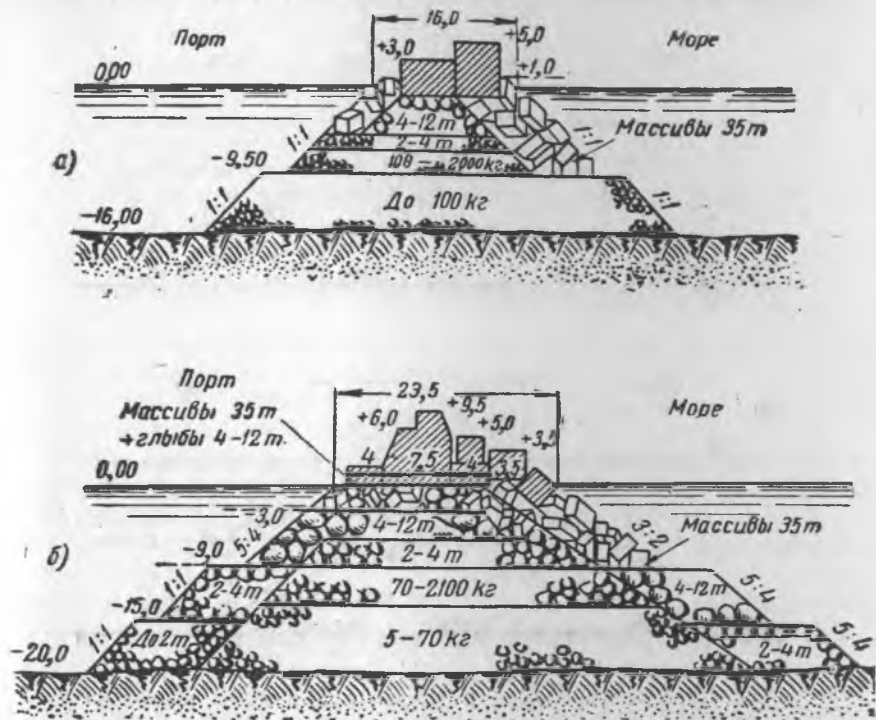


Рис. 186. Первоначальный и улучшенный профили мола

личения общей ширины мола, откосам с наружной стороны придали более пологие уклоны и значительно утяжелили кладку верхнего строения. Новый профиль в целом сохраняется, хотя все же на внешнем откосе происходит некоторое расстройство массивов.

Профиль волнолома в третьем порту изображен на рис. 187-а. Он оказался мало устойчивым и требовал больших расходов на текущий ремонт. В последующем новый участок волнолома построен по профилю, показанному на рис. 187-б, с уширением верхней части профиля и увеличением веса массивов. В отличие от других сооружений покрытие состоит, вместо свободной наброски массивов, из массивов, уложенных по откосу тычком, в несколько слоев, насколько возможно, вплотную друг к другу, но

с выступами и неровностями по высоте для создания препятствий волнам, поднимающимся по откосу. Такая кладка массивов получила название «полуправильной». На берме уложены массивы, образующие упор для одежды откоса. Длительная эксплуатация нового участка волнолома показала его достаточную сохранность.

Наконец, в четвертом порту Северо-западный мол первоначально имел крутой наружный откос и высокую парапетную стенку. Наброска массивов весом свыше 80 т прикрывала призму из несортированного камня. В течение ряда лет мол терпел частые

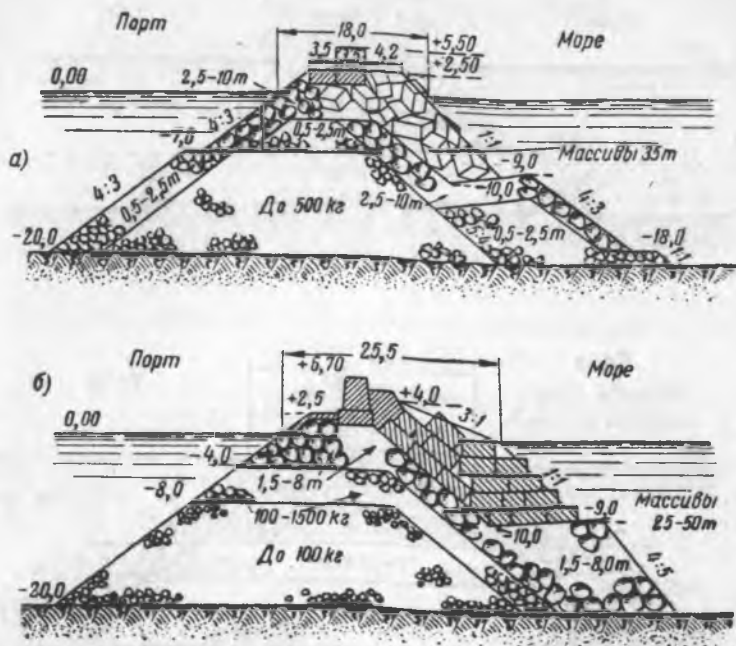


Рис. 187. Первоначальный и улучшенный профили волнолома

аварии, из которых наиболее крупная произошла в 1903 г. Удлинение мола, начатое в 1912 г., имеет профиль, показанный на рис. 188. Внешнему откосу придан уклон 3:2 в подводной части и 3:1 над водой. Парапетная стенка исключена. Под наброской массивов отсыпан слой камня средней крупности, прикрывающий призму несортированного камня. Удлинение мола удовлетворительно сохраняется, несмотря на то, что вес массивов уменьшен до 50 т.

Приведенные четыре сооружения находятся в аналогичных естественных условиях. Существенно различаясь в деталях, они имеют близкие очертания профиля и состоят из примерно одинаковых конструктивных элементов. Эксплуатация сооружений сопровождалась деформациями и авариями, носившими один и тот

же характер и побудившими вносить в их профили одни и те же принципиальные изменения. Все эти обстоятельства позволяют рассмотреть совместно описанные сооружения и сделать общие для них выводы.

Основной причиной повреждений первоначальных профилей всех четырех сооружений послужило то обстоятельство, что в верхней своей части они имели нерациональные очертания и размещение

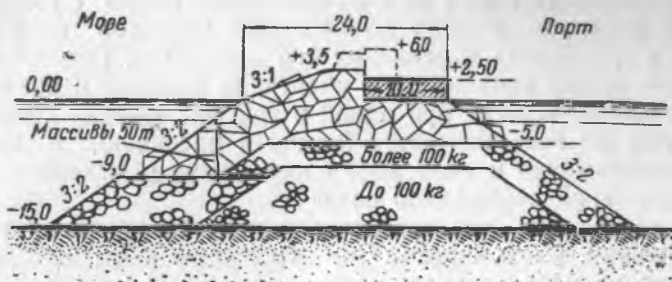


Рис. 188. Профиль удлинения мола

элементов: мало возвышающийся над водой крутой откос массивной наброски (1:1—3:2) при наличии высокой парапетной стенки, стоящей непосредственно на бровке откоса у уреза воды или в небольшом расстоянии от него.

Волны, разбивающиеся на крутом откосе, свободно подымались по нему и ударяли о парапетную стенку. В п. 2-а уже подчеркивалось, что по опытам Н. Н. Джунковского слабая массивная наброска, мало возвышающаяся над водой, способствует возникновению сильных ударов волн о стенку. Поэтому и в данном случае прямой удар волн повреждал или совсем сбрасывал парапет. Набегающие и обратные волны расстраивали откос, смещали массивы, которые осыпались, укладываясь по более пологому откосу. Уцелевшие участки стенки оказывались подмытыми, теряли устойчивость и также опрокидывались. Откос с тыловой стороны расстраивался волнами, переливающимися через верх сооружения.

В результате всех этих деформаций верхняя часть сооружения оказывалась срезанной на большую или меньшую высоту, откосы делались более пологими, и весь профиль как бы расползался в стороны (рис. 185).

Измененные в последующем профили сооружений свободны от указанных недостатков. Наружному откосу в верхней части дан уклон 3:1, причем откос выведен на высоту, достаточную для того, чтобы разбитые волны, поднимаясь по нему, потеряли большую часть своей энергии. Соответственно этому парапетная стенка далеко отнесена от уреза воды, а у мола, показанного на рис. 188, она вовсе отсутствует.

В одном случае (рис. 186) устроили несколько более пологий подводный откос, а над водой уложили тяжелые массивы. Этим

мероприятием также была обеспечена общая сохранность сооружения, но, как уже отмечено, внешний откос терпит небольшие деформации, которые можно объяснить отсутствием надводного откоса и, как следствие, сильными ударами неослабленных волн о грани уложенных над водой массивов.

Из анализа аварий описанных четырех сооружений вытекают следующие выводы.

Для сохранности молов из сортированного камня с прикрытием наброской массивов, помимо достаточных размеров профиля сооружения и отдельных слагающих его элементов, решающее значение имеет также рациональное очертание профиля и размещение в нем элементов. Иногда при одной и той же ширине профиля и одном и том же весе элементов (камня и массивов), в зависимости от расположения и очертаний слоев камня и массивов, поведение сооружений совершенно различно.

Молы этого типа, подвергающиеся воздействию волн высотой 6—7 м, должны иметь ширину на горизонте воды 22—24 м. В прикрывающую наброску следует применять массивы весом 40—50 т и толщину слоя назначать минимально в 4—5 м. «Полуправильная» укладка массивов тычком по откосу (рис. 187-б) не может быть рекомендована, так как она вызывает резкое увеличение волновой нагрузки по сравнению с наброской. Тем более нельзя рекомендовать устройство высокой подводной ступенчатой стенки, как это изображено на рис. 187-б (см. п. 36).

Под водой допустим уклон откоса наброски 3:2 и даже 1:1. В случае устройства парапетной стенки необходимо надводному откосу наброски и части подводного откоса придавать уклон 3:1. Откос необходимо доводить минимально до высоты 4 м над штормовым горизонтом моря, т. е. заложение откоса от уреза воды должно быть не менее 12 м.

Парапетную стенку следует располагать за откосом. Она должна возвышаться на 2—3 м над верхней его бровкой и состоять из секций длиной в 15—20 м для свободной осадки. Возможно также вовсе не устраивать парапета, допуская переливание волн через сооружение, но в этом случае необходимо укрепить верх и тыловой откос мола.

Массивовоекрытие должно быть опущено до отметки по меньшей мере в — 9—10 м и покоиться здесь на берме из крупных булыг, выступающей вперед на 2—4 м, для обеспечения упора массивовой одежде.

Размер сортированных камней и глыб в слоях должен соответствовать месту расположения слоев, особенно на откосах профиля. Под одежду из массивов должен быть отсыпан слой крупных булыг, так как иначе неизбежно вымывание мелких камней через пустоты массивовой наброски, а затем осадка и расстройство прикрытия. Вообще при размещении слоев следует учитывать возможность вымывания мелких камней нижних слоев через большие пустоты верхних и избегать слишком резких переходов в

крупности камней в смежных слоях. Наряду с этим, нижнюю внутреннюю часть профиля целесообразно выполнять из несортированного камня как для удешевления сооружения, так и для повышения его непроницаемости и уменьшения осадки.

43. Мол из каменной наброски с прикрытием наброской массивов

Мол построен по профилю, изображенному на рис. 189. Он подвергается воздействию волн высотой 6—7 м. Сооружение терпело многочисленные повреждения, и в конце концов в один из штормов его внешняя часть была снесена волнами до отметки —5—6 м, (на рис. 189 показано пунктиром).

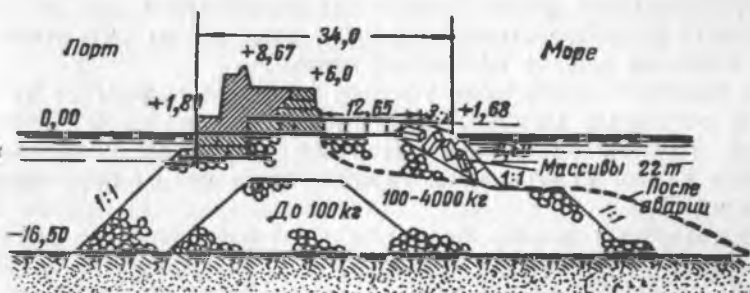


Рис. 189. Профили мола до и после аварии

Причины аварии нетрудно установить, сравнив профиль мола с сооружениями, описанными в п. 42, и оценив его в свете изложенных там же соображений о принципах строительства подобных молов.

Прежде всего обращает на себя внимание недостаточный вес элементов (глыб и массивов), употребленных при строительстве мола. Уменьшение веса элементов, видимо, предполагали компенсировать значительным уширением профиля: ему дана ширина на горизонте воды 34,0 м, вместо обычной для таких сооружений ширины 22—24 м. Однако большая ширина мола смогла повлиять только на размер аварии: при меньшей ширине, вероятно, была бы разрушена вся верхняя часть сооружения.

Причинами повреждений явились также нерациональные очертания профиля и размещение в нем элементов. Надводный откос массивовой наброски был доведен только до отметки +1,68 м. Берма наброски шириной 12,65 м была горизонтальной. Таким образом, волны, разбитые на подводном откосе, очень мало ослаблялись, проходя над коротким надводным откосом и горизонтальной бермой. На конце бермы возвышалась высокая стенка, которая принимала на себя весь удар волн и частично их отражала. В результате этого возникало сильное ударное и размывающее воздействие волновых струй на массивы, лежавшие на берме впе-

реди стенки. Массивное покрытие бермы было очень слабым: оно состояло только из одного слоя массивов. Волны, ударявшие о надводную стенку, легко оттягивали массивы на берме, после чего начинали размывать каменное ядро мола, состоявшее из не очень больших элементов (весом от 100 до 4000 кг). Дальнейшее разрушение продолжалось еще более интенсивно. Как уже указывалось, только благодаря большой ширине профиля повреждения оказались ограниченными морской половиной мола. Если бы шторм продолжался более длительное время, то, вероятно, пострадала бы также и надводная стенка и вся тыловая часть сооружения.

Таким образом, причинами аварии мола явились: недостаточный вес массивов; недостаточный вес камней в верхней части сооружения; наличие короткого надводного откоса и низкой широкой горизонтальной бермы вместо поднимающегося на достаточную высоту пологого откоса; слабость одежды из массивов на берме; большая высота надводной стенки.

При восстановлении мола усилили защитное прикрытие из массивов и соединили массивы на берме дополнительной бетонной кладкой. Повидимому, такое частичное устранение дефектов сооружения не может полностью гарантировать его от последующих повреждений.

Рассмотренный пример подтверждает правильность выводов, сделанных в п. 42.

44. Мол из каменной и массивовой наброски

Мол длиной 2100 м построен в 1914—1925 гг. Гидрометеорологические условия в районе мола очень тяжелы: часто наблюдаются штормовые волны высотой 8 м и длиной 200 м. По свидетельству очевидцев, иногда волны частично разбиваются на глубине 20 м и подходят к молу, имея поступательный характер. Работа мола осложняется наличием приливно-отливных колебаний с амплитудой до 4,20 м.

В связи со столь трудными естественными условиями первую часть мола построили из наброски массивов весом в 45 и 90 т на каменной постели. Учтя опыт построенной части сооружения, в дальнейшем сочли возможным нижнюю и тыловую части мола выполнять из естественных глыб и применили профиль, показанный на рис. 190. В этом профиле характерны: большая ширина (на горизонте воды — 43,0 м); мощная наброска массивов в 50 т, опущенная до самого дна; пологий надводный откос; массивы на верхней берме размерами $5,50 \times 3,0 \times 2,5$ м, весом в 90 т; надстройка в виде плиты толщиной в 2 м и высокой парапетной стенки, выполненных из армированного бетона.

Во время сильного шторма в 1924 г. некоторые участки парапетной стенки, каждый объемом до 120 м³, были сброшены волнами внутрь порта. Само тело мола не пострадало благодаря надежному прикрытию тяжелыми массивами.

Причина аварии заключается в том, что пологий надводный откос массивовой наброски доведен только до отметки $+5$ м, и соответственно этому парапетная стенка поставлена близко к урезу воды. Возвышение откоса, вообще недостаточное для ослабления волн высотой $8,0$ м, в данном случае, при наличии приливных колебаний, было явно малым. Откос следова-

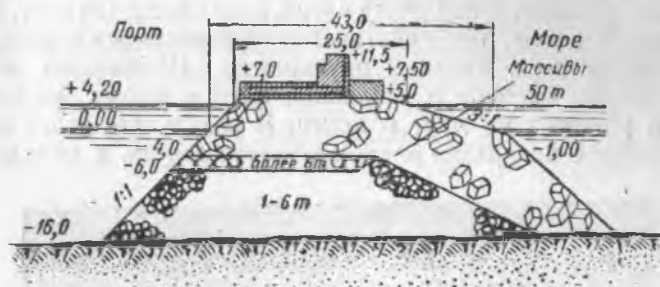


Рис. 190. Профиль мола

ло поднять минимально до $+7,0$ м, уширив его на 6 м хотя бы за счет уменьшения ширины бетонной плиты. При этом стенка, отодвинутая назад, подвергалась бы гораздо меньшему удару волн.

Таким образом, и в данном случае подтвердились соображения о том, что в откосных молах, наряду с шириной профиля и весом конструктивных элементов, решающее значение имеют очертания профиля и размещение элементов (см. п. 42).

Описанный мол в двадцатых годах был обследован. Эти обследования представляют большой интерес для освещения вопроса о сохранности массивов в наброске.

Прежде всего установили значительную и неравномерную, возрастающую к голове мола, осадку сооружения, в результате которой армированная горизонтальная бетонная плита надстройки, отлитая на месте, приняла форму параболической кривой с разностью отметок в $1,50$ м на протяжении головного участка в 100 м. Общий размер осадки мола определили в несколько метров. Хотя в отчете об обследовании мола не упомянуты причины столь большой осадки, указанные цифры не должны вызывать сомнений. Действительно, только естественное уплотнение насыпи высотой в 21 м из сортированных глыб и массивов должно было повлечь за собой осадку верха на $2-3$ м. К этому еще прибавилась осадка от уплотнения грунта дна и от погружения в него нижнего слоя глыб. Нарастание осадки к голове мола объясняется тем, что по мере выдвижения в море растет высота сооружения, а кроме того, обычно и грунты дна становятся слабее.

Осадку сооружения вызвала смещение массивов в теле наброски, раздробление их ребер и углов, образование трещин и поломку многих массивов. Следует отметить, что повреждения массивов, происшедшим от осадки (как и по другим, приведенным

ниже причинам), способствовала недостаточная их прочность в связи с применением в бетоне щебня из мягкого песчаника.

При обследовании установлены характерные особенности повреждений массивов механическим воздействием на них морского волнения. Установили, что расположенные у горизонта воды массивы, даже при слабом волнении, приходят в движение. Набегающие волны ударяют о них снизу вверх, параллельно откосу, и приподнимают их, а затем, под действием скатывающихся водяных струй и собственного веса, массивы опускаются. Штормовое волнение вызывает то же явление в усиленной форме: волны раскачивают массивы и ударяют их друг о друга. В результате этого происходит постепенное истирание и раздробление бетона в местах сопри-



Рис. 191. Взаимное изнашивание двух массивов

касания массивов. Иногда износ бетона достигает таких размеров, что массивы оказываются как бы вдавленными один в другой, образуя причудливые формы, как будто массивы были забетонированы совместно. На рис. 191 видно такое взаимное изнашивание двух массивов. Отметим, что это явление в большей степени наблюдается в сооружениях порта Александрия. Здесь массивы для наброски изготовлены из мягкого известняка, имеющего низкий объемный вес — $1,8 \text{ т/м}^3$, на растворе из гидравлической извести. Массивы объемом в 10 м^3 весят в воде только 8 т. Они легко приходят в движение под действием волн и быстро изнашиваются.

Раскачивание и истирание массивов влечет за собой другой вид повреждений: постепенное расшатывание массивов, нарушение их заклинивания в теле мола и выбивание их волнами из сооружения. При обследовании мола было обнаружено отсутствие по этой причине многих 60-тонных массивов в его головной части.

Обнаружены также повреждения, заключающиеся в истирании

действием волновых струй граней массивов выше горизонта воды (фасадной грани парапетной стенки и в меньшей степени других граней парапета и плиты). Вероятно, истиранию способствует, помимо недостаточной прочности бетона, также и наличие в воде взмученного со дна песка, насыщение которым волнующейся воды было отмечено наблюдениями.

Последствий общего химического воздействия морской воды на бетон массивов, как указано в отчете об обследовании мола, выявить не удалось, так как продукты поверхностного химического и механического разрушения уносятся морем. С другой стороны, возраст массивов был еще недостаточным для разложения внутри них бетона. Зато с большой ясностью было обнаружено явление



Рис. 192. Начало расслаивания массива

расслаивания массивов вследствие химического разрушения раствора в рабочих швах бетонирования. Оказалось, что по крайней мере у 50% массивов, уложенных в наброску за год до обследования, появились в большей или меньшей степени повреждения, происшедшие по этой причине. Различная степень повреждений в разных массивах позволила проследить процесс расслоения, который рисуется в следующем виде.

Сначала на одной грани массива появляется едва заметная трещина, параллельная нижней (при изготовлении массива) грани и проходящая по раствору, минуя гравий или щебень. Трещина в массиве иногда оказывается на его грани, обращенной к порту, что исключает возможность ее возникновения от удара волн. Трещина постепенно расширяется, переходит на смежные грани и, наконец, смыкается, разделив массив на два слоя. Часто такие трещины, независимые друг от друга, приводят к расслоению массивов на три и более части. Вслед за этим волны легко сдвигают

отдельные части массива, сбрасывают их и полностью разрушают массив. На рис. 192 видна подобная трещина в массиве в начальной стадии. На рис. 193 показаны массивы на берме мола перед парапетом. Первый снизу массив уже расслоился на две части, и верхняя часть скользнула к морю; второй массив также разделен трещиной на две части, но верхний его слой еще не сброшен. На том же рисунке видны последствия осадки и ударов волн. Третий массив потерял большой обломок, а пятый сполз на откос.

Форма описанных повреждений позволяет с уверенностью указать на их причину, заключающуюся в том, что при бетонировании массивов допущена укладка бетона слоями со слабыми рабочими швами, в которые легко проникает вода. Под агрессивным воздей-



Рис. 193. Расслаивание массива

ствием проникшей воды раствор в шве разлагается и разбухает, в результате чего массив расслаивается.

Аналогичное явление расслаивания бетона уже упомянуто в п. 7 при описании повреждений надводной стенки волнолома. Однако на волноломе оно проявилось лишь через 20 лет и, кроме того, было частично обусловлено особенностями производства работ по укладке слоев бетона на большой площади. В данном же случае массивы мола начали разрушаться уже через год после их изготовления, причем относительно небольшой размер массивов позволял при правильном производстве работ достичь совершенной однородности уложенного бетона. Повидимому, расслаивание массивов вызвано плохим качеством бетона и серьезными дефектами производства работ по изготовлению массивов.

При обследовании мола был обнаружен еще один вид повреждений массивов, также связанный с производством работ. Для подъема на цепях в массивах устраивались два паза на нижней и двух боковых гранях. Несмотря на то, что ребра в пазах были

сглажены фасками, все же из-за недостаточной прочности бетона места перехода пазов с нижней грани массива на боковые и выхода их на верхнюю грань обламывались при операциях с массивами, с образованием большого числа мелких осколков. Эти места оказались поврежденными сильнее других механическим и химическим воздействием моря. На рис. 194 видны повреждения массива в районе пазов.

Наконец, обследование мола коснулось также вопроса влияния растительных и животных обрастаний на сохранность бетона. Массивы были покрыты толстым слоем обрастаний (толщиной до 15 см), состоявшим на различных уровнях и участках мола из



Рис. 194. Повреждения массива в районе пазов

разнообразных водорослей, устриц, раковин и пр. Прочность бетона под обрастаниями ни в одном случае не оказалась меньшей, чем в местах, свободных от них. Наоборот, с очевидностью удалось установить, что обрастания, независимо от их состава, играют роль защиты массивов против механических повреждений морем, так как только при особенно сильных штормах происходило срывание с массивов растительного и животного покрова.

К аналогичным выводам привели обследования ряда сооружений, проведенные в 1945—1946 гг. в портах Черного моря и на Севере. Наружным осмотром и пробой зубилом нигде не было выявлено реальных признаков повреждений или ослабления бетона под животными или растительными обрастаниями.

Из приведенных данных могут быть сделаны следующие выводы. Массивы в наброске, особенно в ее внешних слоях, как правило, находятся в худших условиях и испытывают большие напряжения, нежели уложенные в правильную кладку стенки; исключением являются лишь случаи стенок, испытывающих значи-

тельные и неравномерные осадки, при которых, как известно, повышенные напряжения в массивах часто приводят к многочисленным трещинам и поломкам. Кроме того, поверхности массивов в наброске подвергаются повышенному истирающему действию волн, иногда к тому же несущих взмученный со дна песок. Поэтому массивы для наброски должны обладать достаточной прочностью на раздробление, изгиб и истирание.

Несомненно, более важным является сопротивление массивов раздроблению и изгибу, и с этой точки зрения бетонные массивы предпочтительнее бутовых, хотя последние имеют преимущество большей стойкости против истирания и коррозии, при условии изготовления их из камня и раствора высокой прочности. На рис. 195



Рис. 195. Трещины в бутовом массиве

впереди виден бутовый массив, растрескавшийся при осадке. Во всяком случае, применение для массивов, назначенных в наброску, слабого, нестойкого бетона либо камня, щебня и гравия малой прочности совершенно недопустимо. На рис. 196 и 197 видно весьма неудовлетворительное состояние бутовых и бетонных массивов, изготовленных из материалов недостаточной прочности и стойкости. Мы исключаем здесь из рассмотрения естественные массивы и глыбы соответствующего веса, поскольку добыча их возможна лишь в крайне редких случаях и сопряжена с чрезвычайной трудностью.

Качество массивов в сильной степени зависит от правильной технологии производства работ. Помимо мероприятий по приготовлению надлежащего бетона, необходимо при укладке его достигнуть плотности и совершенной однородности, без рабочих швов. В настоящее время это легко осуществить уплотнением бетона тщательным вибрированием.

Устройство пазов в массивах и применение цепных стропов для

операций с ними следует запретить. В отечественном строительстве, в отличие от заграничной практики, этот устарелый способ уже и сейчас не применяется. Привычное для наших строителей устройство четвертей на нижней грани массивов и употребление



Рис. 196. Вид бутовых массивов в наброске

тросовых стропов должны быть сохранены. Однако во избежание повреждений углов четвертей следует рекомендовать устройство



Рис. 197. Вид бутовых и бетонных массивов в наброске

фасок и оставление деревянных подкладок в четвертях при распалубке массивов.

Вес массивов, назначенных в наброску, должен строго соответствовать силе волнения. В рассмотренном молу, за исключением

головного участка, массивы, повидимому, имели достаточный вес. По аналогии с другими осуществленными сооружениями, можно рекомендовать применение массивов весом в 40—50 т при высоте волн 5—6 м и весом 50—60 т при высоте 7—8 м, причем объемный вес массивов должен быть не менее 2,3 т/м³. На головных участках целесообразно применять более тяжелые массивы.

Необходимо систематически продолжать плодотворно проводимое нашими инженерами и учеными изучение влияния на сохранность бетона растительных и животных обрастаний. Практические данные, полученные до сих пор, пока позволяют высказать общее суждение о положительной защитной роли обрастаний.

На рассмотренном примере подтверждаются соображения о том, что откосные мола, лишь в исключительных случаях терпящие аварии катастрофического характера, в большинстве испытывают непрерывные деформации и повреждения, подвергаются повышенному износу и требуют систематических затрат на ремонт. Некоторые специалисты на основе опыта многих сооружений высказывают мнение, что в среднем на поддержание каждого откосного мола затрачиваются средства, которые за 100 лет его службы позволили бы построить его заново один или даже два раза.

45. Мол из массивовой наброски парапетной стенки на массивах-гигантах

Профиль удлинения мола, законченного постройкой в 1909 г., показан на рис. 198. Его характерной особенностью является устройство за призмой из массивовой наброски парапетной стенки на массивах-гигантах. Бетонные массивы в наброске имеют раз-

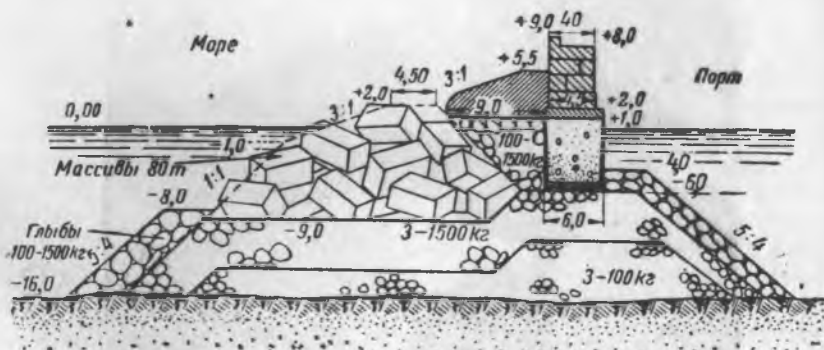


Рис. 198. Профиль мола

меры 5,0 × 2,8 × 2,5 м и весят около 80 т каждый. Железобетонные гиганты заложены на отметке — 6,0 м. Их ширина равна 6,0 м, высота — 7,0 м и длина—18,60 м; объем—800 м³. Парапетная стенка, шириной понизу 4,50 м и поверху 4,0 м, возвышается до

отметки $+9,0$ м. Пространство между призмой из массивов и гигантами засыпано крупным камнем до отметки $+1,0$ м и перекрыто бетонной монолитной кладкой весом 75 т/пог. м.

Во время исключительно сильного шторма в 1920 г., когда высота волн достигала $6-7$ м, мол потерпел крупную аварию: на протяжении 1000 м гиганты были опрокинуты внутрь порта, а еще на длине 500 м они были серьезно расстроены.

Причиной аварии послужила нерациональность общей конструктивной идеи профиля мола и наличие в нем слабых мест, несмотря на большие размеры его элементов.

В поперечном разрезе мол состоит из трех не связанных друг с другом частей: призмы массивовой наброски, гиганта с надводной стенкой и каменной засыпки с бетонным монолитом на ней. Каждая из этих частей мола воспринимает на себя удары волн и под действием их приходит в независимое от других частей движение. Об опасности таких независимых движений уже сказано в п. 7.

Массивовая наброска поднята только на 2 м над горизонтом воды и имеет поверху недостаточную ширину — $4,50$ м. Она не может погасить энергию волн, которые беспрепятственно избегают по гладкой поверхности бетонного монолита и с большой силой ударяют о парапетную стенку. Вместе с тем волны проникают в пустоты наброски из крупного камня под бетонным монолитом, расстраивают камень и создают гидравлическое давление на гиганта, в дополнение к распору каменной засыпки, пригруженной монолитом. Таким образом, гиганты с надводной стенкой, имеющие общую высоту 15 м при ширине по основанию только $6,0$ м, оказываются под воздействием сил, которым они не в состоянии оказать достаточное сопротивление.

Сделанный нами расчет показывает, что если даже не учитывать компрессионного волнового давления в каменной засыпке перед гигантом, то достаточен удар волн об открытую часть парапета (между отметками $+5,5$ м и $+9,0$ м) с силой 7 т/м², чтобы гигант опрокинулся. Совокупность действия всех сил, оказывающих давление на гиганта, может привести к опрокидыванию гиганта при значительно более слабом ударе волн о парапет.

Такое явление, видимо, и имело место в действительности в 1920 г., когда произошла авария сооружения.

Основной вывод, вытекающий из аварии мола, заключается в недопустимости образования профиля сооружения из разнородных частей, расположенных одна за другой, не связанных между собой и неспособных самостоятельно воспринимать удар волн. При тех же общих размерах мол чисто откосного типа не потерпел бы аварии, не говоря уже о том, что правильно спроектированный вертикальный мол из гигантов был бы устойчивым и более экономичным сооружением.

В 20-х годах было обследовано состояние массивов в призме наброски мола.

Наряду с общей сохранностью профиля мола и лишь небольшими повреждениями массивов от ударов волн, обнаружено, что из головного участка сооружения выбита часть массивов, уложенных в наброску только за 1—2 года до обследования. Это показывает, что вес массивов, достаточный на средней части мола, несколько мал для головного участка, где обычно следует увеличивать размеры массивов в наброске.

На части сооружения в наброску были применены массивы двоякого веса при одном и том же примерно соотношении размеров (1:1,25:2,15). Несмотря на одинаковое качество бетона в массивах обоих типов, оказалось, что более тяжелые массивы пострадали при осадке наброски значительно сильнее: среди них было обнаружено большое число массивов с трещинами. Объяснить это можно тем обстоятельством, что элементы с большими размерами при осадке испытывают повышенные напряжения. Поэтому следует рекомендовать ограничивать размер массивов для наброски минимально необходимым по условиям волнения, не стремясь к излишнему их утяжелению.

Попутно отметим, что соотношение размеров массивов для наброски было выбрано не совсем удачно. Целесообразнее в наброску применять массивы с соотношением сторон, близким к 1:1:1,5.

У более тяжелых массивов для заводки цепных стропов были устроены глубокие пазы на боковых гранях и сквозные каналы в теле массива, параллельные его нижней грани. В местах выхода боковых пазов на верхнюю грань было обнаружено много отколов бетона. Наоборот, углы перехода нижних каналов в пазы не были повреждены ввиду того, что здесь были устроены фаски и оставлены деревянные подкладки. Бетон вокруг каналов был размыт водой, с силой проникающей в них при волнении. Некоторые массивы имели трещины, начинающиеся от углов канала.

Как уже указывалось в п. 44, устройство пазов для стропов следует вовсе исключить из употребления. Вместе с тем обнаруженные повреждения и трещины бетона вокруг каналов в массивах показывают, что нельзя рекомендовать и применение в наброску массивов, снабженных ключевыми отверстиями. Наиболее целесообразно устройство четвертей на нижней грани массивов (см. п. 44).

Описанное в п. 44 явление расслаивания массивов имело место также и в рассматриваемом случае, хотя и в меньшей степени: оно было ярко выражено у массивов, уложенных в наброску за 3—4 года до осмотра, а у массивов, уложенных за 1—2 года перед осмотром, были обнаружены лишь мало развитые трещины по швам бетонирования. В данном случае бетон приготовлялся с применением очень плотного известняка, и этим можно объяснить, что дефекты производства работ по укладке бетона сказывались позднее, чем указанные в п. 44.

К последствиям дефектов производства работ следует отнести также обнаруженные у многих массивов повреждения грани, слу-

жившей основанием массива при его бетонировании. Массивы изготовлялись на слое песка, вследствие чего нижний слой бетона терял часть раствора, а нижняя грань получалась неплотной и очень шероховатой; она легче других подвергалась механическому и химическому действию воды. Необходимо рекомендовать изготовление массивов на смазанных изолирующим веществом бетонных площадках или настилах из строганных досок, причем нижний слой бетона должен укладываться особо тщательно.

Приведенные соображения и рекомендации о размерах массивов для наброски и замечания об их изготовлении являются дополнением к изложенным в п. 44 общим выводам о массивах в наброске.

46. Мол смешанного типа из вертикальной стенки на наброске массивов

Район строительства мола отличается чрезвычайно тяжелыми гидрометеорологическими условиями. Приливные колебания имеют амплитуду, равную 4,50 м. С середины сентября и до середины апреля морское волнение настолько постоянно и сильно, что в это

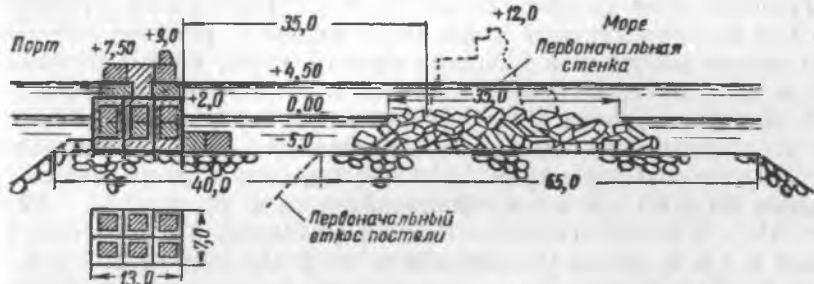


Рис. 199. Построенный мол

время невозможно производить работы по строительству оградительных сооружений. Однако и в течение остальных пяти месяцев число рабочих дней значительно сокращается из-за частого беспокойного состояния моря, причем насчитывается до 30 дней, когда море из беспокойного превращается в бурное. Сила штормового волнения весьма велика — нередко наблюдаются волны высотой более 8 м.

Для постройки мола был избран смешанный тип сооружения (рис. 199 справа). В основание мола отсыпали призму из камня, отсортировав его на категории 20—100—2000 кг. Ширина призмы поверху 65 м, отметка ее верха—5,0 м. На каменной призме устроили наброску из массивов весом в 100 т со стороны моря и 60 т со стороны порта. Верх массивовой наброски вывели несколько выше нулевого горизонта (уровня отлива). Ей придали ширину поверху, равную 35 м, выравнивали камнем и перекрыли бетонной

плитой толщиной в 1,0 м. На бетонной плите возвели вертикальную стенку шириной в 13 м с парапетом, возвышающимся до отметки + 12 м. Внешние грани стенки были образованы кладкой массивов весом в 10 т, ее ядро — бетоном, уложенным на месте с применением быстро схватывающегося цемента.

В течение 1890—1893 гг. удалось построить 253 м мола, но в ноябре 1893 г. штормом, продолжавшимся три дня, было полностью разрушено 60 м вертикальной стенки и бетонной плиты. На остальной части мола вертикальная стенка получила повреждения.

В 1894 г. продолжали строительство, изменив в сторону усиления конструкцию верхней части сооружения. Неровности верха массивовой наброски заполнили бетоном в мешках большого объема. Нижняя часть стенки была образована из заполненных бетоном стальных ящиков, размером $12 \times 6 \times 2$ м, весом в 300 т. Перед стенкой уложили 60-тонные массивы.

В декабре того же 1894 г. штормом было полностью разрушено 132 м стенки, вновь возведенной по усиленному профилю. Одновременно волнами было снесено около 200 массивов весом в 60 т.

Происшедшие аварии показали, что необходимо коренным образом изменить проект мола. Было принято решение оставить массивовую наброску в качестве защиты перед новым вертикальным молом, который возвести за ней в некотором отдалении.

Каменная наброска была уширена в сторону порта на 40 м, и на ней, на расстоянии 35 м от прежней стенки, были установлены стальные гиганты размером $13 \times 7 \times 7$ м, сконструированные из уголков $60 \times 60 \times 6$ мм с обшивкой листами толщиной в 12 мм (рис. 199). В отсеки гигантов сначала укладывали слой бетона толщиной в 1,5 м, затем устанавливали по 2 массива $4 \times 3 \times 2,5$ м весом по 60 т и, наконец, в оставшиеся свободными промежутки между стенками гиганта и массивами укладывали насухо бетон на быстро схватывающемся цементе. После заполнения гигант, весивший в порожнем состоянии 30 т, приобретал вес около 1400 т (на воздухе).

Над гигантами была возведена надстройка из двух рядов массивов весом в 60 т, установленных в два курса. Пространство между рядами массивов заполнено бетоном. Парапет устроен до отметки + 9,0 м. Берма постели перед гигантами защищена массивами весом в 60 т.

На первое время швы между гигантами шириной в 30 см были оставлены свободными. Надстройка и парапет были разделены по длине на секции, соответствующие размеру гигантов вдоль мола. Таким образом, гиганты могли иметь беспрепятственную осадку. За два года она достигла от 40 до 80 см и затухла, после чего швы между гигантами были заполнены бетоном.

Основная причина аварий мола заключается в принципиальных недостатках, свойственных смешанному типу оградительных соору-

жений и побудивших XIV Международный судоходный конгресс в 1926 г. вынести решение об исключении этого типа из практики портового строительства в местах, подверженных сильному морскому волнению.

Вертикальная стенка мола высотой 12 м подвергалась прямому удару волн, разбитых об откосную часть сооружения и почти неослабленных горизонтальной бермой перед стенкой. Кроме того, она испытывала большое волновое давление снизу, свободно развивающееся в громадных пустотах массивовой наброски. Отбрасываемые стенкой массы воды оказывали разрушительное действие на переднюю берму. В итоге все эти явления, в данном случае проявлявшиеся особенно резко ввиду огромной силы морского волнения, неизбежно должны были привести к авариям, которые и происходили до тех пор, пока не отказались от возведения вертикальной стенки на призме из массивовой наброски.

Однако для дальнейшего строительства мола было принято совершенно необычное, решение, насколько нам известно, единственное в практике строительства молон. Фактически построили, один позади другого, два мола—подводный и поднятый выше горизонта воды. Объем израсходованных материалов и денежных средств, естественно, при этом превзошел все разумные пределы.

Остается непонятным, почему вместо постройки второго мола не было осуществлено сооружение откосного типа с использованием имевшейся каменной и массивовой отсыпи. Это явилось бы наиболее целесообразным решением. Вес уже уложенных в наброску массивов 60—100 т при надлежащих очертаниях и размерах профиля сооружения вполне достаточен для его устойчивости против наиболее сильного волнения. В п. 44 описан мол, который примерно в аналогичных естественных условиях достаточно хорошо сохраняется, хотя его внешняя часть состоит из массивов весом только 50 т.

ГЛАВА III

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

Возведение портовых оградительных сооружений представляет собой одну из наиболее сложных областей строительства. Неопределенность таких факторов, как величина и характер действия морского волнения, недостаточная ясность явлений, происходящих в грунте при взаимодействии сооружения и грунта в его основании, малая изученность ледовых воздействий на сооружения и ряд других неблагоприятных обстоятельств вынуждают пользоваться условными методами статического расчета и основанными только на опыте, аналогии и интуиции приемами конструирования и возведения сооружений. Этим объясняется многочисленность аварий и повреждений в практике строительства морских оградительных сооружений. Можно сказать, что почти нет мола или волнолома, не получившего в процессе постройки или эксплуатации серьезных повреждений.

При таких условиях изучение аварий и повреждений портовых оградительных сооружений приобретает особое значение. Строительство каждого мола или волнолома следует рассматривать как опыт большого масштаба. Анализ причин каждой аварии способствует уяснению физических сторон происходящих явлений, созданию и проверке расчетных гипотез, постановке актуальных задач дальнейших теоретических и экспериментальных исследований и, в целом, предотвращению многих ошибок в изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации оградительных сооружений. Наряду с этим, подробное описание и систематизация аварий могут явиться существенным материалом для изучения их в будущем, при дальнейшем развитии научных знаний.

Из анализа рассмотренных в настоящей работе аварий вытекают следующие основные выводы о факторах (геологических, гидрологических, производственных, эксплуатационных, сейсмических и военных), влияющих на сохранность оградительных сооружений, и, как следствие их, о тех основных теоретических и практических указаниях, которыми следует руководствоваться при изучении, проектировании, строительстве и эксплуатации молмов и волноломов.

1. Одной из основных и частых причин аварий портовых оградительных сооружений служит несоответствие их типа и конструк-

ции геологическим условиям, вызванное недостаточными полевыми и лабораторными исследованиями грунтов основания и применением несовершенных и неправильных расчетных методов определения взаимодействия сооружения и грунта.

В громадном большинстве аварий, случившиеся по геологическим причинам, были предрены неполным или неправильным использованием существующих методов геотехнических исследований и расчетов, т. е. нарушением основных принципов проектирования. Однако несовершенство молодых геотехнических наук и условность общепринятых расчетных схем не позволяют еще со всей уверенностью в каждом отдельном случае решать задачу безаварийного возведения тяжелых оградительных сооружений в многообразных и трудных условиях геологии дна моря.

Неотложной задачей является дальнейшее совершенствование методов геотехнических исследований (в частности, разработка специальной методики для морских илов и плавунных грунтов) и расчетов устойчивости грунтов морского дна в основании сооружений. Необходимо уточнить классификацию грунтов морского дна для целей строительства. В практику портовых изысканий следует внедрить электроразведку грунта в море, впервые примененную советскими специалистами.

Изучение опыта службы однотипных сооружений в аналогичных геологических условиях, анализ сравнительных расчетов и возведение опытных участков представляют собой эффективные дополнительные средства для проектирования безаварийных оградительных сооружений.

2. Осадки и деформации оградительного сооружения, вызываемые геологическими причинами, зависят от грунтовых условий, степени подготовки основания, типа сооружения и принятых методов производства работ по его осуществлению.

Скальные грунты служат практически незыблемым основанием. Исключение составляют лишь некоторые виды известняков, способных терять свою структуру под длительным агрессивным воздействием морской воды.

Все остальные (нескальные) грунты неизбежно деформируются под тяжелыми нагрузками, создаваемыми оградительными сооружениями, в результате чего происходят осадки и деформации самих сооружений.

Наименьшие и проявляющиеся сразу осадки свойственны плотным песчаным грунтам, обладающим жестким скелетом. Рыхлые пески с порозностью выше критической вследствие сдвигов частиц грунтового скелета при уплотнении под нагрузкой, особенно динамической, склонны к мгновенным просадкам. Плавунные песчаные грунты, растекающиеся под нагрузкой, в местах строительства молов и волноломов встречаются исключительно редко.

Осадки плотных глин и суглинков невелики, но длятся годами ввиду зависимости их от гидродинамических явлений, происходящих в толще грунта. Обнаженные с поверхности глинистые грунты

способы менять свою структуру, причем их силы сцепления и сопротивления сдвигу резко уменьшаются.

Илистые грунты, включая и слабые глинистые, испытывают при тяжелых нагрузках на них внезапные катастрофические просадки, а затем длительные и постепенные осадки. Устойчивость илистых грунтов в большой степени определяется гидродинамическими процессами, происходящими в них.

Приведенная качественная оценка грунтов, служащих основанием для молов и волноломов, вытекает из современных общих воззрений на физические явления, происходящие в различных грунтах, находящихся под нагрузкой, и из анализа деформаций возведенных сооружений. Дальнейшее развитие геотехнических наук и накопление опыта службы молов и волноломов позволят уточнить и детализировать эту оценку, которая служит первым критерием для выбора типа и разрешения других первостепенных вопросов строительства каждого оградительного сооружения.

3. По степени (темпу) нарастания нагрузки на основание в процессе строительства конструктивные типы оградительных сооружений могут быть разделены на две группы. Первую группу составляют конструктивные типы, при осуществлении которых неизбежна форсированная нагрузка основания: сооружения из гигантов, ряжей, столбов циклопических или целлюлярных массивов, наклонной кладки обыкновенных или циклопических массивов. Ко второй группе относятся конструктивные типы, которые допускают постепенное и медленное приложение нагрузки к основанию: сооружения из горизонтальной кладки обыкновенных массивов и из каменной или массивовой наброски; по условиям работы основания в эту же группу могут быть включены также и свайные оградительные сооружения.

Молы и волноломы первой группы, построенные на слабых грунтах без специальной подготовки основания, подвержены катастрофическим просадкам, измеряемым метрами, после которых сооружение приходится перестраивать заново. Молы и волноломы второй группы в аналогичных условиях также испытывают аварийные деформации, но все же могут быть возведены, хотя и ценой значительной затраты средств и времени.

4. Каждое оградительное сооружение, возведенное на нескальных грунтах, неизбежно испытывает неравномерную осадку, величина которой даже на относительно плотных грунтах достигает одного метра, а иногда и более. Такая осадка не приносит ущерба для эксплуатации и общей целостности мола или волнолома, но может послужить причиной местных повреждений отдельных его элементов.

Чувствительность портовых оградительных сооружений различных конструктивных типов к указанным небольшим осадкам характеризуется следующим рядом, в котором конструкции расположены в порядке от менее чувствительных к более чувствительным: каменная наброска; массивовая наброска; два ряда свай с каменной засыпкой между ними; наклонная кладка обыкновенных и цикло-

ических массивов; ряжи; горизонтальная кладка обыкновенных массивов; кладка столбами циклопических массивов; кладка столбами целлюлярных массивов; массивы-гиганты.

5. Как видно из пп. 3 и 4, сравнительная степень опасности катастрофических деформаций различных типов сооружений на слабых грунтах в ряде случаев не совпадает со сравнительной чувствительностью этих же типов к небольшим осадкам на плотных грунтах. Наиболее резкое несовпадение имеется для сооружений из наклонной и горизонтальной кладки массивов, а также из ряжей.

Таким образом, оба эти свойства не могут быть объединены (как это рекомендуется некоторыми специалистами) в общее понятие «чувствительность к деформациям», характеризующее каждый тип сооружения независимо от грунтовых условий. Это обстоятельство следует учитывать при выборе типа сооружения для конкретных грунтовых условий.

Большой заслугой русских портостроителей XIX века является широкое применение оградительных сооружений из горизонтальной кладки массивов и отказ от распространенной в иностранных портах наклонной кладки, которая, обладая серьезными преимуществами при плотных грунтах в основании, в большинстве отечественных портов была бы мало пригодной ввиду характерной для них слабости грунтов морского дна.

6. Практика строительства оградительных сооружений выработала ряд приемов подготовки основания, применявшихся с большим или меньшим успехом в различных случаях. Эти приемы находятся в тесной зависимости от геологических условий и от выбранного типа сооружения.

Уплотнение поверхностных слоев морского дна путем устройства постели из каменной наброски, часть которой в процессе работ погружается в грунт, целесообразно лишь при достаточной плотности песчаного или глинистого грунта. На слабых грунтах этот прием не обеспечивает сооружения первой группы (см. п. 3) от аварий, а при возведении сооружений второй группы вызывает большие затраты средств и времени.

Огрузка постели массивами способствует стабилизации сооружений обеих групп и поэтому является необходимой в любых грунтовых условиях, но для своей действенности при слабых грунтах она должна быть весьма интенсивной и повторяться по нескольку раз, что немалого удорожает строительство и удлиняет срок его выполнения.

Огрузка и выжимание в стороны слабого грунта путем насыпки, а затем срезки высокого вала песка, гравия или карьерных отходов позволяют при строительстве на слабых илистых грунтах возводить сооружение на уже уплотненном грунте; благодаря этому уменьшаются его деформации и сокращается расход дорогостоящего камня для постели. Такой способ подготовки основания наиболее применим при возведении сооружений второй группы (см. п. 3), а особенно — из наброски.

Замена верхних слоев морского дна улучшенным грунтом, отсыпанным в котлован, достигает цели при залегании на глубине более плотных грунтов. В зависимости от качества более глубоких слоев грунта на подготовленном таким путем основании удастся с успехом возводить сооружения обеих групп.

Устройство в основании сооружения широкой подушки из чистого песка («пловучего песчаного основания») целесообразно на весьма слабых илистых грунтах. Эффективность этого приема подтверждена опытом пока только при равномерной нагрузке на основание, но, несомненно, дальнейшие исследования позволяют расширить область его применения.

Рыхлые песчаные грунты с порозностью выше критической могут быть предохранены от резких просадок и сдвигов при помощи забивки по сторонам сооружения сплошных свайных или шпунтовых рядов. На таких грунтах наиболее применимы молы и волноломы из двух свайных рядов с засыпкой камня между ними либо типа ячеистой перемычки.

При строительстве свайных оградительных сооружений на слабых грунтах целесообразно укладывать на дно между свайными рядами fascines (тюфяки) с целью уменьшить погружение каменной засыпки в грунт.

Вопросы подготовки основания под тяжелые оградительные сооружения, возводимые чаще всего на слабых грунтах, имеют чрезвычайную важность. Существующие приемы далеко не всегда обеспечивают сооружения от серьезных аварий. Необходимы изыскания новых методов подготовки основания и дальнейшее теоретическое и экспериментальное изучение уже предложенных методов.

В первую очередь нужно теоретически и экспериментально разрешить неясные вопросы применения «плавающего песчаного основания», давшего уже многообещающие результаты. Далее следует изучить и испытать: уплотнение песчаных грунтов с помощью взрывов; закрепление их химическим пугем и инъекцией растворов; замораживание илистого грунта; нагнетание в него песка; вертикальное дренирование илистой толщи.

7. Максимальная сила морского волнения проявляется в каждом районе весьма редко, и поэтому наблюдения в течение нескольких лет еще не могут считаться вполне надежными для установления элементов расчетной максимальной волны. Существующие эмпирические формулы различных авторов для определения элементов волн приводят в ряде случаев к результатам, значительно отклоняющимся от действительности. Введение в эти формулы поправочного коэффициента, приближенно учитывающего рельеф прибрежной полосы морского дна, несколько уточняет получаемые из них результаты, но не может устранить принципиальных недостатков эмпирических формул. Условно — статический метод прогноза максимальной волны по средней ее высоте, выведенной из наблюдений, также часто приводит к неверным результатам.

Все эти методы не могут заменить систематических многолетних наблюдений над волнением. Тем не менее изучение синоптических карт за ряд предыдущих лет, определение по ним силы ветра, протяженности разгона волны и зоны ее затухания, в совокупности с использованием графиками эффективной продолжительности ветра и высоты результирующих волн позволяют учесть гидрометеорологические данные за прошлые годы и сократить объем специально поставленных наблюдений.

8. Воздействие морского волнения проявляется на некоторых ограниченных участках оградительного сооружения значительно сильнее, чем на всем остальном его протяжении. В ряде случаев установлена волнообразная закономерность изменения волновой нагрузки вдоль сооружения. При сильных штормах наблюдается периодическое увеличение высоты отдельных волн, особенно на некоторых участках.

Указанные явления неравномерности волновой нагрузки, зависящие от трудно учитываемых местных условий (конфигурации бухты, рельефа дна, расположения сооружения в плане, направления подхода волн и пр.), подлежат исследованию путем наблюдений в натуре и постановки опытов в гидротехнической лаборатории на пространственных моделях. Параллельно с этим необходимо дальнейшее теоретическое изучение рефракции и диффракции волн при подходе их к берегу, чтобы на базе такого изучения в сочетании с наблюдениями в натуре и на моделях, выработать пригодные для практики общие методы учета указанных явлений.

Особого внимания заслуживает то обстоятельство, что наличие местных элементов оградительного сооружения, выступающих перед его наружной гранью в зоне волновых колебаний поверхности воды, вызывает волновую нагрузку, повышенную в несколько раз. Аналогичное явление имеет место на вогнутых участках, при изломах сооружения в плане. Желательно исследованиями на моделях количественно оценить повышение давления волн в подобных случаях.

9. Характер и размеры воздействия волн на сооружение с вертикальной или круто наклоненной стенкой (круче 1:1) целиком зависят от того, какие волны оказывают воздействие: правильные интерферированные (стоячие), разбитые на подходе к сооружению (поступательные) или разбивающиеся непосредственно о сооружение. От вида волн зависит как давление на грани стенки (боковую, нижнюю и верхнюю), так и размывающее действие на постель и дно моря впереди нее.

Правильное определение характера воздействующих волн является одной из основных и наиболее важных предпосылок для расчета каждого сооружения.

10. Теоретические исследования, наблюдения над сооружениями и опыты на уменьшенных моделях показали приемлемость расчета волновых нагрузок на достаточно глубоко заложенные вертикальные стенки, исходя из предположения образования у

стенки стоячих волн. Это же подтверждено расчетом многих сооружений как потерпевших аварии, так и благополучно эксплуатируемых.

Опытами на уменьшенных моделях установлено, что для образования правильной стоячей волны необходима глубина на подходе к стенке не меньше $4h$ — $5h$ и заложение самой стенки на глубине не меньшей $3h$ — $4h$. Наблюдения в натуре показывают, что частичное разбивание волн иногда имеет место и при больших глубинах. Практически, однако, как показали расчеты при анализе аварий, упрощенную прямолинейную эпюру бокового давления стоячей волны допустимо применять при глубинах на подходе не менее $3h$ и глубине заложения стенки не менее критической глубины, определенной из условия перехода эллиптической трохойды волновой поверхности в эллиптическую циклоиду, т. е. порядка $2,10h$ — $2,50h$.

Упомянутая прямолинейная эпюра бокового давления содержит некоторый запас, компенсирующий увеличение давления, которое возникает при частичном разбивании волн. Предложенная Н. Т. Мелещенко замена ее криволинейной эпюрой может быть рекомендована только для условий глубокой воды (при близких к единице значениях $\frac{H}{L}$).

11. Методы расчета вертикальных и круто наклоненных стенок на воздействие разбитых волн еще весьма условны и несовершенны вследствие малой теоретической и экспериментальной изученности физических явлений разбитой волны. Исследование разбитых волн является первостепенной задачей, поскольку многие ограждающие сооружения на всем своем протяжении и все молы в корневой своей части подвергаются воздействию разбитых волн.

В нескольких случаях при анализе аварий замечено соответствие между происшедшими деформациями и результатами расчета по методам, рекомендованным ГОСТ 3255-46 для определения бокового давления на стенку волн, разбитых на подходе к сооружению (метод Н. Н. Джунковского), и волн, разбивающихся непосредственно о стенку (условный метод). Такие единичные случаи подтверждают возможность временно пользоваться указанными методами впредь до выработки более обоснованных. Независимо от этого, целесообразно сравнительными расчетами и анализом службы сооружений проверить возможность замены условного метода методом В. М. Тренюхина (с поправками Н. Н. Джунковского).

Для случая воздействия на стенку волн, разбитых на подходе и вновь разбивающихся на высокой постели, рекомендованных методов расчета не существует. Видимо, расчет таких стенок следует производить по упомянутому условному методу, либо по Тренюхину, учитывая элементы волн после их переформирования на подходе.

12. Одной из форм воздействия волн на монолитную стенку сооружения является чередование в открытых швах и полостях

стенки повышенного (при подходе волны) и пониженного (при ее откатывании) гидравлического давления.

Повышенное давление вызывает дополнительную потерю веса части стенки, лежащей над горизонтальным швом, и способствует ее сдвигу. Избыточную потерю веса можно определять по предложенной Н. Н. Джунковским треугольной эпюре, но параллельно нужно проверять сооружение в предположении прямоугольной эпюры, допуская при такой проверке пониженные коэффициенты устойчивости. Окончательные данные о взвешивающем действии волны должны быть получены исследованиями на моделях.

Коэффициент трения между массивами в воде впредь до проверки его величины в натурных и лабораторных условиях может быть принят для расчетов равным 0,5.

Гидравлическое давление в горизонтальных и вертикальных швах массивовой стенки в совокупности с ударами фасадных массивов о тыловые под действием нормального бокового давления волн, особенно на участках местных усилений волновой нагрузки (см. п. 8), служат причинами случаев разрушения стенок, обладающих достаточно мощным профилем, но образованных массивами недостаточного веса. Поэтому размер отдельных массивов необходимо назначать в зависимости от силы волнения. В частности, при высоте волн $2h = 2,5 - 3,0$ м следует применять для правильной горизонтальной кладки массивы весом не менее 30 т, по возможности — 40 т; при $2h = 3,5 - 4,0$ м — не менее 40 т, по возможности — 50 т; при $2h = 4,5 - 5,0$ м — не менее 50 т, по возможности — 60 т; при $2h = 5,5 - 6,0$ м — не менее 60 т, по возможности — 100 т; при $2h = 6,5 - 7,0$ м — не менее 100 т и по возможности переходить на кладку циклопических массивов столбами. В наклонную кладку допустимо употреблять массивы несколько меньшего веса, но и для нее пределом применения обыкновенных (весом не более 100 т) массивов нужно считать максимальную высоту волн $2h = 7,0$ м.

13. Приведенные в п. 12 обстоятельства свидетельствуют о существенном значении монолитности сооружения и большой массы его элементов, поскольку сооружение монолитное в поперечном профиле и состоящее по длине из монолитных секций достаточной протяженности, естественно, не подвергается внутреннему гидравлическому давлению и обладает большей сопротивляемостью местной повышенной волновой нагрузке.

Преимущества монолитности и большой массы в полной мере свойственны массивам-гигантам, которые благодаря этому позволяют осуществлять наиболее экономичные по своему профилю сооружения. Эти же свойства обеспечивают сопротивляемость гигантов волнению любой возможной силы.

Сооружениям из циклопических массивов можно придать монолитность, осуществив следующие мероприятия, показавшие на практике свою достаточную эффективность: устройство вертикальных железобетонных колонн-шпонок, связывающих массивы каж-

дого столба; соединение столбов между собой пазами и гребнями на боковых гранях массивов; заполнение всех швов цементным раствором. Последнее мероприятие позволяет также обеспечить надлежащее качество бетона в колоннах-шпонках, так как дает возможность укладки его насухо. Как показал анализ аварий, надлежаще сконструированные и выполненные сооружения из циклопических массивов могут применяться при волнении наибольшей силы.

Придание монолитности сооружению из горизонтальной или наклонной кладки обыкновенных массивов практически почти невозможно. Предел применимости сооружений такой конструкции должен быть ограничен условием воздействия волн высотой не более 7 м (см. п. 12). В этих сооружениях связь между массивами необходимо осуществлять перевязкой продольных и поперечных швов. Расстояние от шва до конца перекрывающего массива должно быть в поперечном разрезе кладки не менее 0,90 м; в продольном разрезе кладки и в плане каждого курса не менее 0,60 м. Весьма целесообразно устройство пазов и гребней на гранях массивов. Четверти на массивах значительно менее эффективны.

Одним из наиболее важных элементов связи отдельных частей подводной стенки служит надводное строение. Для выполнения этой роли оно должно обладать большой массой, совершенной монолитностью (лишь с минимально допустимым числом осадочных и температурных поперечных швов) и должно быть надежно связано с подводной стенкой. Анализ аварий показывает, что несоблюдение этих условий (например, устройство надводного строения из отдельных массивов, наличие в нем продольного шва и т. д.) приводило не только к разрушению надводного строения, но и к повреждению подводной стенки.

14. Аналогично описанному в п. 12 явлению в пустотах каменной наброски, на которой возведена вертикальная стенка, при волнении наблюдается чередование повышенного и пониженного гидравлического давления, вызывающее периодическую дополнительную потерю веса всей стенки. Однако, как показал анализ аварий ряда сооружений, взвешивающее волновое давление на подошву стенки по ряду причин проявляется в гораздо меньшей степени, чем в швах подводной стенки.

Форма и размеры эпюры избыточных сил взвешивания, действующих на подошву стенки, а также (что наиболее важно) степень синхронности действия этих сил и сил бокового давления на стенку пока остаются неопределенными. Эти вопросы должны быть освещены лабораторными опытами на моделях, причем особое внимание следует уделить правильному моделированию каменной наброски, а также учету влияния очертаний постели и наличия защитных массивов. Опыты следует произвести как для правильной стоячей, так и для разбитой волны, при различных периодах волн и различных ширинах стенки сооружения. Впредь до получения результатов таких исследований возможно руководствоваться следующим.

Предложенную Н. Н. Джунковским треугольную эпюру давления можно вводить в расчет в полной мере лишь в случае отсутствия прикрытия постели защитными массивами. Наоборот, дополнительное взвешивающее действие возможно вовсе не учитывать в случае полной защиты наружных бермы и откоса постели массивами. При частичном прикрытии постели следует вводить в расчет частичную взвешивающую силу, сохраняя треугольную форму эпюры, но варьируя высоту треугольника в пределах от нуля до ординаты избыточного бокового давления волны у подошвы.

Во всех случаях весьма целесообразно осуществлять мероприятия по уплотнению каменной наброски и уменьшению пустот в ней, особенно в поверхностных слоях.

Коэффициент трения подводной бетонной стенки по каменной постели впредь до установления его величины натурными и лабораторными опытами следует принимать в расчетах равным 0,6.

15. Одновременно с исследованиями взвешивающего давления волн на подошву стенки следует произвести также исследование на моделях действия на верхнюю грань стенки переливающихся через нее волн. Опыты необходимо производить комплексно, изучая волновые нагрузки на боковую, верхнюю и нижнюю грани, причем основное внимание должно быть уделено фактору времени (степени синхронности давлений на все грани). Нужно исследовать стенки, возвышающиеся над спокойным горизонтом воды и затопленные, под действием правильных стоячих волн и волн разбитых. Помимо опытов на моделях, такие комплексные исследования должны явиться первоочередной задачей волноисследовательских станций, работающих в натурных условиях.

16. Обладающая большой массой стенка оградительного сооружения под действием переменных по величине и направлению волновых нагрузок испытывает вибрацию, в результате которой давления, передаваемые ребрами стенки на постель, систематически в течение нескольких секунд переходят от минимума к максимуму. Вследствие этого происходит как бы трамбование постели, сопровождаемое неравномерной ее осадкой, особенно если постель свежо насыпана, недостаточно уплотнена или образована из камня невысокой прочности. Постель в профиле приобретает криволинейную поверхность, задняя берма выпучивается и расстраивается, стенка наклоняется в сторону порта и теряет значительную часть своей устойчивости.

Наиболее резко явление вибрации в такой форме сказывается на монолитных стенках из гигантов или из соединенных в секции столбов циклопических массивов. Характерны формы деформации таких стенок под действием вибрации: наклон, небольшой сдвиг внутрь порта, перекося, неравномерная осадка, заклинивание в швах, повреждения швов, отколы парапета и надводной стенки, поперечные трещины в гигантах и надстройке. Столбы из циклопических массивов, еще не перекрытые надстройкой, испытывают вибрацию не только в поперечном направлении, но и вдоль соору-

жения: вибрация вызывает качания столбов, при которых их верх описывает эллипс. Результатом таких качаний являются удары столбов друг о друга и растрескивание массивов.

Стенки из правильной кладки обыкновенных массивов менее резко вибрируют как единое тело, но зато терпят повреждения от расстройств кладки под действием вибрации; в связи с перекосами и перераспределением напряжений внутри кладки наблюдаются повреждения отдельных массивов. Для уменьшения поломок обыкновенных массивов следует назначать их высоту не менее 1,80 м и соблюдать соотношение ширины и длины к высоте от 1 : 1 до 3 : 1 (у циклопических массивов соотношение длины к высоте может быть повышено до 4 : 1).

В количественном отношении вибрация стенок оградительных сооружений еще почти не изучена. Наблюдениями за вибрацией волнолома из циклопических массивов (см. главу II, п. 15) установлено, что при волнении средней силы ($2h = 4,2$ м, $2T = 7,2$ сек) период колебаний стенки равнялся периоду волны, причем амплитуда колебаний оказалась равной 20 см. Приблизненным расчетом было определено, что при шторме с высотой волн $2h = 9,0$ м амплитуда колебаний должна была достигнуть 1,0 м. Отдельные столбы циклопических массивов на том же волноломе при волне $2h = 1,0$ м описывали эллипс с большой осью (поперек сооружения), равной 5 см, и с малой (вдоль сооружения), равной 2 см.

Необходимы дальнейшие наблюдения за вибрацией стенок оградительных сооружений и претворение полученных результатов в форму, пригодную для проектирования. В настоящее время можно лишь указать, что стенки более мощного профиля (с большим отношением ширины к высоте), поставленные на равномерно и достаточно уплотненную постель из камня хорошего качества, при наличии тяжелой пригрузки тыловой бермы постели, находятся в более благоприятных условиях в отношении сопротивляемости вредным действиям вибрации.

Следует всячески избегать соединения в одном поперечном профиле сооружения разнородных, не связанных друг с другом элементов (например, гиганта, бетонного монолита и массивовой стенки), что иногда применялось для усиления профиля, так как независимая и неодинаковая вибрация этих элементов может привести к деформации и повреждениям.

Стенка, не обладающая особо значительной массой, испытывает при ударе волн не плавные колебания вибрации, а сильные мгновенные сотрясения. Если такая стенка включает тонкие железобетонные элементы (в том числе сваи), то в них неизбежно появляются все увеличивающиеся трещины, приводящие в конце концов к разрушению сооружения. Поэтому сквозные железобетонные конструкции не могут быть рекомендованы даже в условиях слабого волнения.

Особенно опасны мгновенные сотрясения от удара волн для сооружения, основанного на песке рыхлой структуры с по-

розностью, близкой к критической, склонном, в связи с этим, к самопроизвольным осадкам (см. п. 2). Однако ограждение грунта в основании стенки шпунтовыми рядами и обеспечение дна впереди нее от непосредственного воздействия волн путем укладки фашинного тюфяка может иногда предохранить от аварии стенку, основанную на рыхлом песке.

17. Анализ аварий ряда оградительных сооружений показывает первостепенное значение тыловой бермы постели. Она служит одним из элементов, увеличивающих устойчивость стенки.

Ширину бермы и размер массивов на ней необходимо определять из условия предохранения постели от выпучивания под давлением тылового ребра стенки. Для расчета могут быть, в частности, использованы приемы, изложенные в статьях В. В. Березанцева и З. Р. Шимкина («Гидротехническое строительство», 1938 г., № 6, и 1948 г., № 4), а также метод Г. А. Дуброва. Степень надежности в расчетах должна быть повышена в связи с описанным в п. 16 явлением вибрации стенки. Отметку бермы следует назначать, учитывая, что поднятая и пригруженная берма содействует устойчивости стенки на скольжение по постели. Это обстоятельство особенно важно, так как в силу изложенных в п. 14 соображений в расчет стенки на скольжение необходимо вводить ранее не учитывавшееся избыточное взвешивающее действие волны и пониженный, по сравнению с применявшимся ранее, коэффициент трения стенки по постели. Наконец, при конструировании тыловой бермы нужно ее обеспечить от размыва переливающейся через стенку волной, особенно опасного в период строительства стенки при отсутствии надводного строения. В частности, отметку верха защитных массивов на берме следует назначать с таким расчетом, чтобы для амортизации удара переливающейся волны над ними оставался слой воды высотой не менее 2 м.

Уширение, поднятие и пригрузка тыловой бермы массивами в некоторых случаях является одним из наиболее целесообразных приемов усиления оградительного сооружения.

18. В совокупности явлений воздействия морского волнения на оградительное сооружение образование волной донных скоростей имеет не меньшее значение, чем создаваемое ею давление на сооружение. Многие аварии и серьезные повреждения молов и волноломов, происшедшие вследствие действия донных скоростей на основание сооружения или полосу грунта перед ним, показывают, что учет возможности возникновения таких скоростей имеет решающее значение при выборе типа сооружения и проектировании его основания. Вместе с тем, если изучение распределения и количественных значений донных скоростей в профилях волны зыби и стоячей волны уже дало существенные результаты, то донные скорости, создаваемые разбитой или частично разбитой волной, еще почти совсем не освещены с количественной и даже с качественной стороны. Так же мало (в отличие от скоростей постоянного потока) изучен вопрос о значениях донных волновых ско-

ростей, при которых могут перемещаться частицы различных грунтов и камни разной крупности. Все эти вопросы должны стать предметом дальнейших подробных исследований.

19. Как указано в п. 10, при определении волнового давления на стенку практически допустимо применять эпюру давления стоячей волны не только при глубинах, допускающих образование правильной стоячей волны, но и при меньших глубинах, при которых волны частично разбиваются (пределы глубин на подходе к заложения стенки приведены в том же п. 10). Наоборот, донные скорости и размывающее действие правильной стоячей волны значительно отличаются от тех же явлений при хотя бы частичном нарушении правильности стоячей волны (т. е. даже при частичном разбивании волн). Такой вывод можно сделать на основе сравнительных расчетов и анализа аварий сооружений, заложенных на разных глубинах и подвергшихся воздействию волн различной высоты и длины. Этот же вывод вытекает из опыта многих благополучно существующих отечественных молов и волноломов, заложенных на глубинах, при которых происходит частичное разбивание волн.

20. Для правильной стоячей волны анализ аварий подтвердил достоверность полученной в гидротехнической лаборатории схемы донных горизонтальных и вертикальных скоростей и размыва дна, а также допустимость пользования формулами Буссинеска—Сенфлу—Джунковского для определения скоростей. В соответствии с этой схемой перед стенкой на полосе значительной ширины создаются большие вертикальные и горизонтальные донные скорости периодически доходящие до максимальной величины. Действующие непосредственно у стенки интенсивные скорости приобретают способность перемещать элементы постели и ее прикрытия, а скорости в отдалении от сооружения — размывать дно перед ним. Как показали теоретические исследования, лабораторные опыты и анализ аварий, зона размывов, опасных для сооружения, распространяется на ширину $0,5L - 0,75L$ (L — половина длины волны): при очень большом волнении на части этой зоны имели место скорости до 5 м/сек. При таких скоростях наблюдались громадные размывы дна, перемещение камня или осыпание его. В то же время при действии скоростей около 2,50 м/сек иногда не удавалось обнаружить размывов песчаного дна. Из анализа аварий и расчетов вытекает также, что размывающее действие стоячей волны проявляется на значительной глубине: заложение сооружения на глубине $5h$ еще недостаточно для обеспечения от размыва легкоподвижного песчаного дна; уложенные на берме постели на глубине $3,5h$ тяжелые камни (булыги) перемещаются донными скоростями.

Таким образом, в условиях значительного волнения, легко размываемых песчаных или илистых грунтов дна и глубине, меньшей четверти длины волны (при такой глубине скорости достигают 1,5 м/сек), следует избегать возведения вертикальных стенок.

создающих правильную стоячую волну. В случае же необходимости возведения вертикальной стенки следует применять на ширине $0,5L - 0,75L$ специальные защитные от размыва дна мероприятия (фашинные тюфяки, каменную отсыпь, плоские бетонные массивы, замену грунта и т. д.). Ввиду высокой стоимости таких мероприятий более целесообразно в этих случаях применять откосный тип сооружения, не создающий отраженных волн и больших донных скоростей.

21. В п. 18 отмечено, что донные скорости в профиле частично разбитой волны еще не изучены ни в количественном, ни в качественном отношении. Анализ аварий внес некоторую ясность лишь в формы воздействия частично разбитой волны на стенку, которые оказались значительно отличающимися от форм воздействия стоячей волны. При частично разбитой волне не наблюдается вымывание грунта дна впереди достаточно широких бермы и откосов постели, но разрушающее действие донной волны у подошвы стенки проявляется гораздо резче, чем при стоячей волне. Помимо более сильного оттягивания в море защитных массивов и размыва наброски постели, при частично разбитой волне особенно проявляется высасывание грунта и мелких частей постели пульсирующими токами воды внутри нее, направленными к морю при откатывании волны. Учитывая эти воздействия и повреждения, следует рекомендовать: устройство достаточно широкой постели толщиной не менее 2,5 м (желательно в котловане); устройство под подошвой постели контрфильтра из щебня или гравия слоем в 0,50 м; применение в постель, для ее уплотнения, камня разной крупности; тщательное покрытие постели защитными массивами максимально возможных длины и веса (в частности, при заложении вертикальной стенки на глубине, несколько большей $2h$, достаточны на берме массивы весом в 40 т и на откосе—25 т при высоте волн в 5 м и весом соответственно в 50 т и 30 т при высоте волн в 6 м); сокращение до возможного минимума числа продольных швов в кладке защитных массивов; укладку их с плотным примыканием друг к другу и к стенке, без клиновидных зазоров; укладку массивов на берме с небольшим уклоном к стенке.

22. Сооружение, подвергающееся воздействию волн, направленных не под прямым углом к его оси, находится в более благоприятных условиях. Давление интерферируемых волн в полной мере проявляется одновременно на различных участках сооружения и легче воспринимается монолитными в продольном направлении стенками. Донные скорости интерферируемой волны пропорциональны синусу и косинусу угла подхода волн. Воздействие разбитых волн, косо направленных к сооружению, также обычно принимается уменьшенным против воздействия волн, перпендикулярных к нему (действующих «в лоб»). Необходимы дальнейшие теоретические и экспериментальные исследования воздействия волн, направленных не под прямым углом к сооружению. Однако не подлежит сомнению, что сооружение, имеющее криволинейную

ось, обращенную выпуклостью к морю, обладает большей сопротивляемостью, поскольку в каждый момент различные его участки расположены под неодинаковыми углами к направлению движения волн.

23. В п. 13 уже отмечено, что массивы-гиганты обладают в сравнении с другими конструкциями чрезвычайно важными преимуществами большой массы и монолитности, благодаря которым волны и волноломы из гигантов могут иметь наиболее экономичные профили и применяться в условиях волнения максимальной силы. Вместе с тем, как указано в п. 16, монолитность и экономичный профиль гигантов обуславливают их склонность к вибрации. Другим весьма существенным недостатком массивов-гигантов является значительная трудность производства ремонта при серьезном повреждении их в теле сооружения. В связи с этими двумя отрицательными свойствами обязательным условием применения массивов-гигантов должна быть признана полная надежность грунта в их основании и каменной постели, на которой они установлены.

Как показывает анализ аварий, из трех известных типов гигантов — толстостенного с сыпучим заполнением, тонкостенного с бетонным заполнением и тонкостенного с комбинированным (бетонным и сыпучим) заполнением — обычно следует отдавать предпочтение первым двум, причем толстостенные гиганты с сыпучим заполнением должны применяться лишь в случаях, когда предусматривается возможность перестановки гигантов.

Тонкостенные гиганты целесообразно конструировать так, чтобы все стенки доходили до верха гиганта и заканчивались карнизными балками. Всякие балки, не окаймляющие стенки, не должны применяться. Надводное строение следует заделывать в отсеки гиганта на глубину 30—50 см. Необходимо также устраивать металлические связи между стенками гиганта и его бетонным заполнением.

При проектировании по каким-либо соображениям тонкостенного гиганта с комбинированным заполнением необходимо обязательно предусматривать устройство по двум продольным и одной торцовой его сторонам наружных отсеков шириной не менее 1,0 м, заполненных бетоном, и покрытие сыпучего заполнения внутренних отсеков бетонной плитой толщиной не менее 60 см.

Оптимальной для гиганта, из соображений придания ему достаточной массы и одновременного предохранения его от образования трещин при неравномерной осадке и перекосах, можно признать длину 15—20 м. Необходимо производить проверку расчетом прочности гиганта на изгиб в продольном направлении при осадке.

Шов между гигантами нужно конструировать с учетом: обеспечения самостоятельной осадки гигантов; возможного уменьшения скоростей движения воды через шов и высасывания грунта сквозь постель под ним; придания элементам шва прочности против повреждений при нажиме гигантов друг на друга в процессе осадки.

Заслуживает рекомендации устройство шва в виде широкого гребня и паза с большими просветами между их гранями (рис. 59). Рекомендованный в п. 21 контрфильтр под постелью целесообразен также для предохранения грунта от высасывания сквозь постель под швами между гигантами.

В качестве основных методов ремонта сооружений из гигантов следует рекомендовать: для особенно сильно поврежденных гигантов замену их другими или стенкой из правильной массивовой кладки с сохранением общей обращенной к морю грани сооружения; для гигантов, имеющих местные повреждения, — заделку их подводным бетонированием. При этом гигант, подлежащий вводу в просвет сооружения взамен разрушенного, должен иметь длину, минимально на 0,50 м меньшую ширины просвета во избежание его заклинивания в процессе установки. Немонолитная массивовая кладка, заменяющая гигант, должна иметь более широкий профиль, нежели профиль заменяемого гиганта (с уширением в сторону порта).

24. Основное качество ряжей — гибкость и способность приспособляться к неравномерным осадкам основания — позволяет применять ряжи значительной длины. Оптимальной для них следует считать длину в 25—30 м. Короткие ряжи в оградительных сооружениях нецелесообразны: частые швы между ними являются слабыми местами, сквозь которые при волнении происходит движение воды, вызывающее повреждения торцовых стенок ряжей и высасывание грунта из-под постели.

При конструировании ряжей для оградительных сооружений должны предъявляться повышенные требования к их жесткости и прочности, особенно в фасадной стенке. Расстояние между поперечными стенками следует назначать не более 2 м, бревна в фасадную стенку употреблять толщиной не менее 24 см, выступающие из нее «остатки» предохранять парными сжимами. Бетонную плиту надстройки целесообразно снабжать шахтами для пополнения каменной засыпки.

Применение ряжевых конструкций следует рекомендовать при высоте волн не более 5 м и лишь в исключительных случаях допускать их применение при более сильном волнении.

25. При конструировании оградительных сооружений из двух рядов свай с каменной засыпкой между ними следует принимать меры против высасывания волнами грунта из-под засыпки, образования пустот над ней и просадки надводного строения. Недопустимо проектировать забивку свай с зазорами при легко размываемом грунте. Надводное строение целесообразно основывать на сваях, предусматривая в нем шахты для пополнения каменной засыпки, либо устраивать его из отдельных массивов, установленных на каменную засыпку между анкерными тягами.

Молаы и волюломы из двух рядов деревянных свай с каменной засыпкой между ними рекомендуется применять при высоте волн не более 4 м.

26. Сохранность откосных сооружений зависит от того, насколько соответствуют волновым воздействиям ширина и очертания профиля сооружения, форма, вес и размещение отдельных его элементов. Наиболее важной частью откосного сооружения является внешний откос, на котором разбиваются волны. Известны откосные молы и волноломы двух видов: а) имеющие сравнительно гладкий внешний откос, образованный каменной наброской или массивами, правильно уложенными по откосу; б) имеющие внешний откос из массивовой наброски.

Сооружения первого вида подвергаются значительным местным давлениям волн и размывающему действию скоростей на откосе и у подошвы. Эти волновые воздействия могут быть определены по формулам Н. Н. Джунковского. Однако для таких сооружений расчетный метод является пока вспомогательным, и их приходится проектировать в основном по аналогии с осуществленными сооружениями и по данным опытов на моделях.

Анализ аварий и расчеты показывают, что для сооружений из несортированного камня следует считать пределом применения высоту волн 2,0 м, а из сортированного камня и глыб весом до 8 т — высоту волн, равную 4,0 м. Сооружения, защищенные правильно уложенными по откосу массивами, в принципе могли бы применяться при любом волнении (за счет увеличения веса элементов прикрытия), однако опасность расстройств прикрытия от осадки и подмыва побуждает их целесообразное применение также ограничить высотой волн $2h = 4,0$ м.

Сооружения, образованные массивовой наброской целиком или только на внешнем откосе, подвергаются значительно меньшему местному давлению волн и размывающему их воздействию, чем сооружения с гладким откосом. Благодаря этому они могут применяться при любом волнении.

Сооружения этого вида не поддаются расчету и должны проектироваться только на основе лабораторных исследований и по аналогии с осуществленными сооружениями. Анализ аварий и практика осуществленных сооружений такого вида позволяют высказать следующие общие и частные соображения.

Уширение профиля и увеличение веса элементов не могут компенсировать дефекты очертания профиля и размещения в нем элементов. В рационально спроектированном сооружении размеры профиля, вес элементов и их расположение должны находиться в определенном соответствии. Так, например, сооружение из каменной наброски, прикрытое наброской массивов, при высоте волн 6—7 м, должно иметь ширину на горизонте воды 22—24 м; вес массивов 40—50 т; толщину массивового прикрытия не менее 4—5 м; подводный откос может быть крутым (до 1:1); при наличии парпетной стенки надводному откосу и части подводного откоса следует придавать уклон 1:3, причем откос наброски перед стенкой должен возвышаться до отметки + 4,0 м над штормовым горизонтом моря. Под масси-

новой наброской крупность камня в слоях должна понижаться постепенно во избежание вымывания камня из нижележащих слоев сквозь большие пустоты в верхних слоях.

Сооружение, возведенное целиком из наброски массивов, при высоте волн 5—6 м должно иметь: ширину на горизонте воды около 18 м, уклон внешнего откоса 1:1 — 1:1,5, вес массивов 40—50 т.

Следует учитывать, что увеличение веса массивов увеличивает их повреждения при осадке и под ударами волн; кроме того, наброска из массивов больших размеров частично теряет свою способность «впитывать» волны. В силу этого следует вес массивов ограничивать минимально допустимым в наличных волновых условиях. Так, например, массивы весом в 60 т не рекомендуется применять при высоте волн менее 8 м, за исключением головных участков сооружений.

Основным условием сохранности откосных сооружений, особенно имеющих наброску массивов только в виде защитного прикрытия, является достаточно глубокое заложение массивовой наброски и обеспечение ее от подмыва. Одежда из массивовой наброски должна иметь надежный упор в виде бермы каменной отсыпи, прикрытой защитными массивами или булыгами. Постель под призмой наброски массивов также должна быть в необходимых случаях прикрыта защитными массивами. При отсутствии необходимости в них (при малых размывающих скоростях), во избежание расплывания профиля наброски, во всяком случае необходимо укладывать в пределах профиля бордюрные массивы.

Наиболее целесообразно соотношение сторон массивов для наброски около 1:1:1,5.

Применение массивов со срезанными углами и использование в наброску поврежденных массивов, потерявших свою правильную форму, недопустимо.

27. Для усиления профиля оградительного сооружения с вертикальной стенкой, особенно в тех случаях, когда элементы стенки получили частичные механические или химические повреждения, может быть рекомендована наброска массивов с морской стороны. Она одновременно предохраняет подошву сооружения от подмыва. Однако непереносимыми условиями для положительной роли защитной наброски являются: возвышение наброски минимально на метр над горизонтом штормового моря; ширина ее поверху не менее двух длин массивов; достаточный вес массивов; надлежащее их заклинивание в теле наброски. При несоблюдении этих условий наброска оказывается бесполезной, а иногда даже вредной.

Целесообразное на первый взгляд устройству наброски массивов перед стенкой на ограниченных участках сооружения, в его слабых и поврежденных местах, не может быть рекомендовано в качестве капитально-восстановительного мероприятия, так как такая наброска страдает органическим дефектом—слабостью боковых частей (конусов) каждого ее участка. Паллиативным сред-

ством может послужить увеличение веса массивов и уполаживание откосов наброски в этих слабых местах. Заслуживают внимания применявшиеся с успехом способы усиления наброски массивами большого веса в виде деревянных ряжей или железобетонных ящиков с дном из ткани, заполняемых на месте бетоном.

Устройство перед вертикальной стенкой каменной отсыпи может быть допущено только при условии достаточного возвышения отсыпи над водой, обеспечивающего превращение вертикального типа сооружения в откосный. Такое мероприятие иногда может быть применено для усиления профиля существующего сооружения. Проектирование нового сооружения подобного типа нецелесообразно. При всех условиях недопустимо устройство подводной каменной отсыпи перед стенкой, так как в подобных случаях стенка подвергается сильному удару волн, разбитых на подводном откосе.

28. Тип сооружений откосной формы с прикрытием внешнего откоса массивами, уложенными в правильную ступенчатую кладку (итальянский тип), не может быть рекомендован к применению. Неравномерная осадка массивов на откосе в совокупности с подверженностью их действию разбитой на откосе волны вызывает разрушение массивовой кладки и надводного строения. Придание массивам на откосе уклона к оси сооружения представляет лишь паллиативное улучшение конструкции, недостаточное для положительной оценки этого типа сооружений.

29. Тип сооружений из двух каменных или массивовых стенок с заполнением камнем и бетоном (английский тип) является устаревшим. В свое время его применение оправдывалось несовершенством известных тогда приемов работ и местными условиями. Сейчас он может быть, в редких случаях, применен для корневых частей молов. Обязательным требованием к этой конструкции является обеспечение связи между продольными стенками.

30. При проектировании головных частей сооружений должны учитываться: одновременное волновое давление на них с трех сторон; совпадение гребня волны с одной стороны с ложбиной волны с другой; повышенные размывающие скорости волн. В связи с этим головные части должны иметь более мощный профиль и лучшую защиту основания, чем на остальной части сооружения. К конструированию и возведению этих частей сооружения должны предъявляться повышенные требования.

Корневые части молов должны рассчитываться на воздействие разбитых волн. Особое внимание следует уделять защите их основания от размыва. Наиболее целесообразен для корневых частей свайный тип сооружения.

31. Ледовые нагрузки на сооружения, ввиду многообразия природных факторов, от которых они зависят, относятся к числу наименее определенных расчетных данных. Существующие расчетные формулы имеют разную и в достаточной степени условную значимость и ценность.

Необходимо организовать во многих портах систематические

инструментальные наблюдения за действием льда на сооружения с целью корректировки существующих расчетных методов и разработки новых, более точно отвечающих действительным условиям.

Серьезные аварии оградительных сооружений от ледовых нагрузок случаются исключительно редко. Проявление ледового воздействия, достаточного для разрушения оградительного сооружения, сопряжено с мало вероятным стечением многих природных факторов. Однако, поскольку такое стечение обстоятельств все же может иметь место, с ним следует считаться, особенно при строительстве сооружений в портах с особо тяжелым ледовым режимом.

Местные повреждения молов и волноломов, вызванные действием льда и мороза, представляют собой обычное явление для многих портов, и возможность их должна всегда учитываться.

Для уменьшения ледовых повреждений необходимо:

а) по возможности располагать сооружение в плане под углом к направлению навала льда и движения льдин;

б) предпочитать наклонную форму грани сооружения, подверженной действию льда;

в) при применении ряжей назначать отметку верха ряжей ниже горизонта воздействия льда при его подвижках; уменьшать свободный пролет фасадной стенки ряжей на уровне льда путем введения дополнительных поперечных стенок;

г) деревянные свайные молы снабжать на горизонте льда толстыми металлическими скобами и хомутами;

д) у молов с вертикальными стенками устраивать ледозащитные пояса, устойчивые против истирания льдом либо легко сменяемые при их истирании;

е) молы из каменной наброски предохранять на уровне льда одеждой из тяжелых глыб или массивов;

ж) у надстроек из бетонной или каменной кладки устраивать температурные швы.

32. В оградительных сооружениях химическая коррозия бетонов и растворов находится в тесной взаимосвязи с механическими и термическими повреждениями, создаваемыми ударами волн, действием льда и мороза, замерзанием и оттаиванием воды при переменном смачивании и высыхании элементов сооружения.

Опасность усиленной коррозии бетонов и растворов должна учитываться на всех стадиях проектирования и строительства молов и волноломов.

Не следует для оградительных сооружений применять тонкие бетонные и железобетонные элементы (сваи, сквозные конструкции и пр.), за исключением оболочек массивов-гигантов, лишь кратковременно работающих самостоятельно и после установки на место заполняемых бетоном (см. также п. 16).

33. Основные конструктивные элементы сооружения должны, как правило, изготавливаться в парках, а устраиваемые на месте — путем укладки бетона насухо, поскольку бетон, уложенный под

воду, страдает органическими недостатками: меньшей плотностью и отсутствием защитной углекислой корки. Применение подводного бетонирования оправдывается лишь при ремонтных работах.

Для оградительных сооружений следует употреблять бетон, обладающий наибольшей технически возможной плотностью, и для достижения этого в необходимых случаях нужно применять специальные мероприятия.

Впредь до отыскания особо солестойких цементов для морских сооружений необходимо для подводных элементов сооружения применять пуццолановый портландцемент с пониженным процентом трехкальциевого алюмината (не более 8%).

В районах с сильными морозами для элементов сооружения, расположенных на переменном горизонте воды и выше него, недопустимо употреблять пуццолановый портландцемент. Здесь пригоден максимально плотный бетон с применением сульфатостойкого портландцемента, имеющего пониженный процент трехкальциевого алюмината (не более 6%). Нельзя рассчитывать на длительную эффективность каменной облицовки или торкретного слоя на переменном горизонте. Большие перспективы сулит применение аэрированного бетона.

Сохранность бетона и железобетона в оградительных сооружениях в сильнейшей степени зависит от правильности производства работ по изготовлению и укладке бетона.

34. Несмотря на несколько более высокую коррозиестойкость каменной кладки по сравнению с бетонной, она по ряду своих отрицательных свойств не может быть рекомендована для элементов оградительных сооружений, за исключением применения в надводные стенки для выполнения требований повышенной морозостойкости.

35. В проблеме сохранности бетонов и растворов в морских сооружениях ряд вопросов не получил еще своего окончательного разрешения. Из таких вопросов, в частности, могут быть названы: явление различной сохранности бетонов и растворов в разных морях, портах, сооружениях, а иногда даже элементах одного и того же сооружения; роль морских обрастаний; влияние некоторых специальных средств увеличения плотности бетона (например, введения бентонита) или его морозостойкости; пригодность различных защитных методов пропитки и покрытий; наконец, — что самое важное и трудное — отыскание цемента, не поддающегося коррозии в морской воде. В силу изложенного дальнейшие исследовательские работы в этой области сохраняют всю свою актуальность.

36. Современные способы защиты дерева от морских древоточцев еще недостаточны для того, чтобы можно было строить деревянные оградительные сооружения в районах, которые по активности древоточцев относятся к I и II классам, а также к более угрожаемым из районов III класса. В районах со средней для III класса активностью древоточцев, применяя современные наиболее

совершенные меры защиты дерева и не допуская врубок и отверстий в подводных частях, возможно возводить деревянные оградительные сооружения свайной конструкции. Ряжевые конструкции пока еще и в этих районах применять нельзя.

Необходимо продолжать систематические исследования для накопления данных об условиях распространения и деятельности морских древоточцев и для выработки эффективных мер защиты дерева.

37. Незащищенные стальные элементы в оградительных сооружениях подвергаются коррозии, глубина которой в среднем может быть принята в размере 0,075—0,100 мм в год для элементов, целиком погруженных в воду, и в размере 0,10—0,20 мм в год для элементов, расположенных на переменном горизонте воды и в воздушной среде непосредственно над ним.

При конструировании стальных элементов и их узлов необходимо избегать контакта разнородных сталей, узких зазоров и щелей между элементами, застоя воздуха или медленно высыхающей воды. Чтобы это устранить, следует предусматривать меры для стекания воды и проветривания элементов.

Против коррозии целесообразно покрывать стальные элементы, в особенности укрытые от действия волн, специальными составами на битумной основе, а также защищать бетоном элементы, расположенные на переменном горизонте и в воздушной среде над ним.

Изыскание экономически выгодных коррозиестойких в морской воде сталей, эффективных мер защиты стальных элементов и изучение всех факторов коррозии стали в морской воде — таковы три задачи необходимых исследований, до разрешения которых стальные конструкции в оградительных сооружениях не могут получить достаточно широкого распространения. Попутное решение вопроса сохранности стальных креплений деревянных элементов позволило бы удлинить срок службы деревянных оградительных сооружений.

38. Опыт эксплуатации оградительных сооружений показывает, что для них, в отличие от сооружений причальных и берегоукрепительных, не представляют опасности встречающиеся на практике превышения расчетных полезных нагрузок. Случающиеся иногда повреждения молов и волноломов ударами судов сопровождаются также повреждением ударившего судна и поэтому их следует рассматривать как аварии судоходства.

39. При производстве дноуглубительных работ вблизи оградительных сооружений минимально допустимое расстояние приближения к ним глубин должно определяться расчетом устойчивости сооружения вместе с грунтом основания при новых глубинах в районе сооружения. При углублении дна ниже отметки, которая является расчетной для сооружения, во избежание высасывания из-под сооружения илистого или подвижного песчаного грунта, не следует допускать работу землесосных снарядов на таких грунтах ближе, чем в 100 м от молов и волноломов.

40. Оградительные сооружения требуют особо тщательного тех-

нического наздора, а их даже небольшие повреждения немедленного ремонта во избежание аварии.

В частности, необходимо своевременно производить следующие ремонтные работы: перекладку оттянутых от стенки защитных массивов на бермах и откосах постели; подсыпку камня в размытую постель; пополнение профиля массивовой наброски или устранение расстройств защитного покрытия каменной отсыпи перед вертикальной стенкой; заделку брешей в надводной стенке и пробоин в подводной, а также каверн в них при небольшом повреждении; расшивку открывшихся швов надводной каменной кладки; досыпку камня в ряжи и между свайными рядами и восстановление их поврежденных элементов.

Задержка в производстве ремонта для сооружений из массивовой наброски представляет меньшую опасность, однако это отнюдь не исключает необходимости внимательно следить за их состоянием и своевременно пополнять профиль наброски.

Целесообразно ввести в практику эксплуатации оградительных сооружений производство регулярных инспекторских осмотров с фиксацией всех обнаруженных повреждений, а также составление паспортов сооружений для записи результатов осмотров и произведенных ремонтных работ.

41. Надежным методом ремонта оградительного сооружения, не нуждающегося в усилении, может служить лишь восстановление его поврежденных элементов в прежнем виде. Целесообразно также, в соответствующих случаях, применять подводное бетонирование.

42. Для возможности наблюдения за общими деформациями (осадками, наклонами, сдвигами) оградительного сооружения вертикального типа либо откосного, несущего парапетную стенку, рекомендуется в верх парапета или надстройки заделывать штыри на расстоянии 10 м друг от друга вдоль сооружения. Штыри расположить по прямой или ломаной (в случае наличия изломов сооружения в плане) линии и инструментально закрепить их положение в плане. Путем инструментального контроля следует систематически проверять неизменность положения штырей в плане и по высоте.

Помимо таких простейших приемов контроля за состоянием сооружений необходимо ввести в практику организацию специальных наблюдений за работой молов и волноломов помощью точных приборов (тензометров, пьезометров и др.), заделываемых в сооружение при его постройке.

43. Производство работ по строительству оградительных сооружений обладает двумя отличительными особенностями: во-первых, качество производства работ имеет решающее значение для сохранности сооружения; во-вторых, причиной повреждений или аварий сооружения может служить не только недоброкачественность выполненных конструктивных элементов или примененных материалов, но и несоответствие природным условиям принятых последовательности и темпа производства работ.

Из рассмотрения аварий молов и волноломов вытекают следующие основные указания по производству работ.

а) Котлован под постель оградительного сооружения в случае уширения его против проектных размеров (из-за неправильного черпания) должен быть заполнен полностью, а не только по проектной ширине.

Во всех случаях котлован должен заполняться сразу же по его устройстве во избежание заиливания, повреждения откосов и нарушения структуры поверхностного слоя грунта.

б) При подготовке искусственного основания путем замены грунта в котловане или насыпки вала улучшенного грунта необходимо выдерживать свеженасыпанный грунт для его надлежащего уплотнения минимально один штормовый сезон.

Это же правило сохраняет свою силу и в случае производства взрывов в грунте под насыпью для ускорения ее осадки.

в) Устройство на илистых грунтах песчаной подушки в основании сооружения требует применения чистого песка, имеющего назначенную проектом крупность. Порядок укладки песка под воду, сроки выдержки песчаного слоя и дальнейшего возведения частей сооружения должны строго соответствовать указаниям специального проекта организации работ.

г) Соблюдение проектной прочности и крупности камня в постели имеет весьма важное значение, так как постель должна быть обеспечена: от осадки, выпучивания и раздробления большими давлениями, передаваемыми на нее стенкой при вибрации под действием волнения; от излишнего проникновения пульсирующих токов воды; от размыва донной волной.

Постель следует отсыпать из несортированного камня ровными слоями для одинакового ее уплотнения и равномерной осадки. Недопустимо устраивать постель на полную высоту путем отсыпки камня из шаланд с открывающимся днищем, так как при таком способе работ образуются большие бугры и впадины. Верхний слой постели следует отсыпать из мелких судов.

Постель, особенно при ее большой толщине или расположении на слабых грунтах, необходимо оставлять для уплотнения на длительный период (не менее одного штормового сезона). При этом ее поверхность должна быть грубо выравнена. Целесообразна предварительная пригрузка постели массивами; однако при небольших нагрузках, которые практически могут быть созданы этим путем, эффект такой пригрузки нельзя оценивать высоко.

Все эти мероприятия по равномерному уплотнению постели имеют особо важное значение для сооружений типа вертикальной монолитной стенки (гигантов монолитов из циклопических массивов). Возведение на недостаточно и неравномерно уплотненной постели стенки из ряжей вызовет их повышенную деформацию; стенка из кладки массивов потребует излишней перекладки, а наброска массивов — дополнительного пополнения профиля.

При тщательном выравнивании поверхности постели следует применять мелкий камень для заполнения впадин между крупными камнями, но без образования из него сплошного слоя.

Возводить стенку допустимо лишь при готовности постели на всей ширине ее профиля, включая бермы.

д) Форсированная укладка массивов в стенку оградительного сооружения или укладка их штрабами может быть допущена только при строительстве на скале или слое плотного песка достаточной мощности и при устройстве тонкой постели.

Во всех остальных случаях укладка должна вестись последовательными курсами на возможно большей длине сооружения и сопровождаться наблюдениями за осадкой, на основании которых следует устанавливать достаточность выдержки курса массивов и затухания его осадки перед укладкой последующего курса.

Перед устройством надводной стенки сооружения обязательно производить огрузку законченной массивовой кладки.

При необходимости сопряжения новой кладки со старой, во избежание деформаций от неравномерной осадки, следует придавать постели под новой кладкой значительный строительный подъем и устраивать сквозной осадочный шов на всю высоту стенки.

е) Соблюдение основных технических требований к качеству массивов и их укладке в стенку имеет для молот и волноломов, а особенно для их голов, более важное значение, чем для других гидротехнических сооружений из массивов.

Недопустимы отклонения от точных размеров массивов, искривление граней и ребер, недостаточная перевязка швов, излишне широкие швы, свесы массивов и другие дефекты производства работ, поскольку они нарушают монолитность и устойчивость кладки, влекут за собой при волнении повышенное гидравлическое давление воды в швах, перераспределение усилий в массивах и расшатывание стенки при ее вибрации под ударами волн.

Работы по укладке массивов должны вести специально обученные водолазы под руководством технического персонала, знающего водолазное дело.

Массивы для кладки в наклонные ряды стенок должны устраиваться с пазами и гребнями, обеспечивающими их более точную укладку. Благодаря этому может быть предотвращено нарушение в процессе работ угла наклона рядов и искривление стенки.

Для изготовления массивов должен подбираться такой состав бетона, который обеспечивает не только получение проектной прочности, но и наибольшую плотность и химическую стойкость бетона. Обязательны: соблюдение дозировки составляющих бетона, укладка его вибрированием, тщательный уход за бетоном в первый период твердения, выдерживание массивов на воздухе в течение срока, определяемого проектом производства работ в зависимости от вида применяемого цемента.

Рекомендуется применять вакуумирование бетона или поглощающую опалубку.

Недопустимо изготовлять массивы в металлической опалубке без водопоглощающей прокладки, а также изготовлять массивы на слое песка, насыпанного в опалубку.

ж) Установка гигантов требует особо строгой, в зависимости от наличных средств, последовательности производства работ: гиганты только на очень непродолжительное время (1—2 дня) могут оставаться незаполненными и незащищенными. Нельзя допускать: установки сразу нескольких гигантов при невозможности их одновременного быстрого заполнения; оставления незаполненными некоторых отсеков или неприкрытыми бетонной плитой отсеков, заполненных песком или гравием; неудовлетворительной, с точки зрения темпов, общей организации работ по заполнению гигантов.

Швы между гигантами следует заделывать лишь после полного прекращения их осадки.

Бетон в стенках гиганта должен обладать высокой плотностью не только для противодействия коррозии бетона и арматуры, но и с целью предотвращения фильтрации воды, которая воспрепятствовала бы укладке насухо бетонного заполнения. Подводная укладка бетона нежелательна, так как в этом случае связь заполнения со стенками окажется более слабой. Необходимость достижения такой связи служит еще одним мотивом немедленной укладки бетонного заполнения: иначе стенки гиганта покроются внутри морскими обрастаниями, которые воспрепятствуют какой бы то ни было связи между стенками и бетонным заполнением.

При изготовлении гигантов в подвижной опалубке должны приниматься специальные меры к тому, чтобы обеспечить надлежащую плотность бетона и избежать слабого рабочего шва между стенками и днищем.

з) Ряжи следует устанавливать с соблюдением тех же основных принципов, которые изложены выше в отношении установки гигантов. Каждый установленный ряж необходимо немедленно заполнять камнем до самого верха; на верхние слои засыпки применять крупный камень, во избежание его вымывания волнами; при осадке засыпки в ряже ее необходимо сразу же пополнять.

Ряжи следует устанавливать со строгим соблюдением створа и с возможно менее широкими швами, особенно при малой длине ряжей.

При изготовлении ряжей для оградительного сооружения недопустимы никакие отступления от проекта, уменьшающие прочность и жесткость ряжей. Передняя стенка должна рубиться вприплотку из бревен по возможности большей длины, со строгим соблюдением разбежки стыков. Венцы остальных стенок следует притесывать. Расстановка и размеры ершей и болтов должны точно выдерживаться по проекту. Верхние венцы, в случае их возвышения над водой, должны быть предохранены от загнивания.

и) Защитные массивы необходимо укладывать немедленно после доведения подводной стенки до вышины, когда уже может проявиться размывающее действие донных скоростей. При возве-

дении сооружений из гигантов, ряжей, столбов циклопической кладки и других элементов, сразу образующих подводную стенку на полную высоту, своевременность укладки защитных массивов имеет первостепенное значение для сохранности постели и сооружения. Недопустимо хотя бы временное уменьшение против проекта числа защитных массивов.

При укладке защитных массивов нужно следить за плотным примыканием их друг к другу и к стенке, созданием упора массивам на откосе и соблюдением ровных поверхностей укладки, во избежание повышенного гидравлического давления в швах и оттягивающего действия донных скоростей.

к) Основные требования к производству работ по наброске массивов заключаются в применении массивов надлежащего качества, соблюдении полноты и конфигурации рабочего профиля наброски и сбрасывании каждого массива с учетом максимально возможного заклинивания его и ранее сброшенных массивов.

Для массивов, назначенных в наброску, могут быть приняты допуски размеров и формы, значительно большие, чем для массивов, укладываемых в стенку. Зато требования к прочности массивов на изгиб, раздробление и истирание должны быть повышенными. При изготовлении массивов необходимо принимать меры против образования слабых рабочих швов бетонирования.

Должны быть запрещены: подъем массивов на цепных стропах; устройство пазов для стропов; устройство ключевых отверстий. Четверти на нижних гранях массивов должны снабжаться деревянными подкладками в местах наложения тросовых стропов.

л) К устройству надводной стенки оградительного сооружения допустимо приступать лишь после практически полного затухания осадки подводной стенки (так же как и каменной засыпки в ряжах или между свайными рядами), но после этого работы по возведению надстройки и парапета должны вестись наиболее форсированным темпом. Нельзя применять для надводной стенки медленно твердеющий цемент.

Надводная стенка не должна иметь никаких рабочих швов, кроме температурных и осадочных, предусмотренных проектом. Особое внимание должно быть обращено на предотвращение слабых швов между последовательно укладываемыми друг на друга слоями бетона.

м) Сваи в сплошных рядах сооружений типа парных перемычек должны забиваться без зазоров и щелей. В случаях применения деревянных свай, головы их, выступающие из воды, необходимо предохранять от загнивания.

н) При строительстве оградительных сооружений следует особо строго придерживаться технических правил производства работ. Кроме того, необходимо учитывать возможные отрицательные последствия каждого случайного обстоятельства, встретившегося в процессе производства работ.

44. Рассчитываемые на большие нагрузки от морского волнения

молы и волноломы в виде отдельно стоящих стенок обладают высокой сейсмостойкостью, поскольку они одновременно подвергаются инерционным сейсмическим сотрясениям и действию максимальных волновых нагрузок. Для сохранности таких сооружений решающим фактором является качество грунтов в их основании.

В отличие от этого сохранность оградительных стенок широких молов в равной степени зависит как от качества грунтов в их основании, так и от сопротивляемости их конструкции инерционным сейсмическим силам, возникающим в стенке и в земляной засыпке за ней.

При строительстве молов и волноломов на сейсмоопасных грунтах следует предусматривать мероприятия, аналогичные рекомендуемым для строительства на слабых грунтах и в первую очередь применять конструкции, восстанавливаемые более легко.

Монолитные конструкции, стенки в виде двух сплошных рядов с засыпкой между ними и сооружения из наброски более целесообразны при строительстве в сейсмических районах.

В стенках необходимо предусматривать деформационные швы в местах изменения сейсмической характеристики грунтов. В свайные конструкции следует вводить наклонные системы в виде сплошных рядов или одиночных свай. При назначении глубины забивки свай следует учитывать, что при сейсмических сотрясениях трение грунта о сваи значительно уменьшается.

В портах, где часто случаются землетрясения и где уже накоплены данные об элементах морских волн сейсмического происхождения, оградительные сооружения необходимо рассчитывать на воздействие этих волн.

В остальных портах, расположенных в сейсмических районах или вблизи них, необходимо организовать наблюдения за морскими сейсмическими волнами, равно как и за другими сейсмическими явлениями.

45. Военные повреждения оградительных сооружений обычно имеют характер местных разрушений, происшедших от взрывов на самом сооружении или в воде в непосредственной близости от него. Форма и размер повреждений зависят от большого числа разнородных факторов.

Несмотря на затруднительность обобщений, представляется возможным установить, что при военных действиях больше всего страдают оградительные стенки широких молов, меньше — узкие вертикальные молы, в особенности, имеющие высокую надстройку, и, наконец, совсем мало — откосные сооружения из наброски камня и массивов.

При прочих равных условиях зона разрушения вертикального мола оказывается наибольшей у стенки из массивовой кладки и наименьшей — из гигантов, заполненных бетоном; ряжевые и свайные стенки в этом отношении занимают промежуточное место.

В зависимости от средства поражения и места его воздействия наибольшую опасность представляет взрыв мины или авиабомбы в

воде непосредственно перед стенкой, особенно при слабых грунтах в основании сооружения и малом запасе его устойчивости. Прямое попадание в сооружение торпеды (сбоку) значительно опаснее попадания авиабомбы или артиллерийского снаряда (сверху). Разрушительный эффект подрывного фугаса близок к результату попадания торпеды. Во всех случаях сотрясения от взрывов создают угрозу сооружению, состояние которого близко к пределу устойчивости.

Всякое оградительное сооружение, независимо от его конструкции, может быть поражено с расстояния или прямым подрывом. С оборонной точки зрения основным принципом выбора сооружения является не только и не столько его неуязвимость, как, главным образом, легкость и быстрота его восстановления. Рекомендуется выбирать конструкцию сооружения в такой последовательности: из каменной наброски; из массивовой наброски; из массивовой кладки; из массивов-гигантов, заполненных бетоном; из массивов-гигантов, заполненных сыпучими материалами; из ряжей; из свайных рядов с засыпкой между ними.

Восстановление или ремонт поврежденного взрывом участка оградительного сооружения следует делать немедленно, так как в противном случае поврежденные элементы неизбежно будут разрушены морским волнением.

При восстановлении во многих случаях целесообразно применять подводное бетонирование. Для сооружений из гигантов оно является единственным решением.

Поврежденные массивы в кладке должны быть заменены. Оставление некоторых из них в нижних курсах может быть допущено лишь в исключительных случаях — при слабом воздействии на них морского волнения и отсутствии возможности возникновения в них высоких напряжений.

Сильно поврежденные участки ряжевых и свайных сооружений могут быть надежно восстановлены только путем замены ряжей и свайных рядов.

Устройство с наружной стороны сооружения защитной отсыпи из камня или наброски массивов представляет собой наиболее быстрый метод восстановления, однако к нему следует прибегать лишь в крайних случаях, с учетом указаний п. 27.

46. Систематические натурные наблюдения, лабораторные опыты на моделях, совершенствование теории расчетов и анализ аварий представляют собой единый комплекс методов, направленных к улучшению проектирования, строительства и эксплуатации портовых оградительных сооружений и к предотвращению их аварий.

УКАЗАТЕЛЬ ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Аварийно-спасательное управление Наркомвоенморфлота. Наставление по водолазному обследованию морских гидротехнических и специальных подводных сооружений. Военмориздат, 1944 г.
2. Аварийно-спасательное управление Наркомвоенморфлота. Ремонтно-восстановительные подводно-технические работы. Военмориздат, 1945 г.
3. Бабчинский А. А. Временная инструкция по производству рязевых работ. Издание Наркомречфлота, 1939 г.
4. Березанцев В. В. Расчет устойчивости песчаного основания по методу проф. Н. М. Герсевича в случае пригрузки поверхности грунта у сооружения. «Гидротехническое строительство», 1938 г. № 6.
5. Березкин В. А. Динамика моря. Гидрометеиздат, 1947 г.
6. Близняк Е. В., Ляхницкий В. Е., Рождественский А. К., Тимонов В. Е. Водное строительство и судоходство в Египте и Италии. Транспечать, 1928 г.
7. Боголепов И. А. Статический метод определения волновой нагрузки на защитные сооружения типа стенки. Сборник ЦНИИВТ, 1934 г.
8. Боголепов И. А. Основы теории морских волн. Гострансиздат, 1936 г.
9. Божич П. К. Защита дерева от морских древоточцев. Изд. «Водный транспорт», 1939 г.
10. Божич П. К. Применение дерева для портовых гидротехнических сооружений в морях с древоточцами. Изд. «Морской транспорт», 1946 г.
11. Божич П. К. Производство волновых наблюдений и исследований. Издательство Министерства речного флота, 1948 г.
12. Бреннеке Л. и Ломейер Э. Основания и фундаменты, т. I, II, III. Гостройиздат и ОНТИ, 1933—1936 гг.
13. Бриске Р. Сейсмостойкость сооружений. Стройиздат, 1932 г.
14. Быховский В. А. Сейсмостойкие портовые сооружения. «Стройиндустрия», 1934 г. № 7.
15. Васильев Б. Д. Основания и фундаменты. Военмориздат, 1945 г.
16. Вознесенский Н. И. Новейшие типы молов из массивов и каменной наброски. Материалы для описания русских коммерческих портов. Вып. XXI, 1897 г.
17. Вольтер А. Г. Исследования по защите дерева от разрушения морскими древоточцами. Известия Тихоокеанского научно-исследовательского института рыбного хозяйства и океанографии, т. 24, Примиздат, Владивосток, 1947 г.
18. Гельфер А. А. Причины и формы разрушения гидротехнических сооружений. ОНТИ, 1936 г.
19. Герсевич М. Н. О крушениях инженерных сооружений. Известия собрания инженеров путей сообщения, 1896 г.
20. Герсевич М. Н. Общие понятия о портовых сооружениях, 1897 г.
21. Герсевич Н. М. Собрание сочинений, т. I и II, Стройвоенмориздат, 1948 г.
22. Гинсбург Р. И. Ремонт повреждений оградительного мола, причиненных магнитной миной. «Морской флот», 1948 г. № 8—9.
23. Гинсбург Р. И. Штормовые повреждения оградительного мола и его ремонт, «Морской флот», 1945 г. № 10.
24. Гинсбург Р. И. Уроки аварии волнолома из массивов-гигантов. «Морской флот», 1948 г. № 3.

25. Гинсбург Р. И., Кутейников А. Н. О зависимости между скоростью и продолжительностью действия ветра и элементами волн. Информационный бюллетень Союзморпроекта, 1948 г. № 9—10.
26. ГОСТ 3255-46. Нагрузки на гидротехнические сооружения. Воздействия волновые.
27. ГОСТ 3440-46. Нагрузки на гидротехнические сооружения. Нагрузки ледовые.
28. Григорьев В. И. Повреждения древоточцами деревянных набережных Владивостокского торгового порта. Технический бюллетень Гипроречтранса «За социалистический обмен опытом», 1939 г. № 5—6.
29. Гуданец Н. А. Три портостроительных аварии и их причины. «Водный транспорт», 1940 г. № 8.
30. Джунковский Н. Н. Экспериментальное исследование действия волнения на гидротехнические сооружения с наклонной стенкой. Сборник трудов № 3 Инженерно-строительного института им. Куйбышева. Госстройиздат, 1939 г.
31. Джунковский Н. Н. Действие ветровых волн на гидротехнические сооружения. Стройиздат Наркомстроя, 1940 г.
32. Джунковский Н. Н. Внешние морские оградительные сооружения с вертикальной стенкой. Стройвоенмориздат, 1948 г.
33. Дмоховский В. К., Богословский Н. Н. Основания и фундаменты. Госстройиздат, 1940 г.
34. Дуброва Г. А. Статьи в журнале «Морской флот» за 1944—1946 гг.
35. Елин Л., Иванов С. Исследование коррозии металла стальных шпунтовых свай в морской воде. «Морской флот», 1948 г. № 7.
36. Елин Л., Улановский И., Иванов С. Коррозия стальных шпунтовых свай в морской воде. «Морской флот», 1949 г. № 5.
37. Ефремов В. Н. Условия применения бетона и железобетона для морских гидротехнических сооружений. «Морской флот», 1944 г. № 8—9.
38. Ефремов В. Н. Условия применения основных материалов в морском гидротехническом строительстве. «Морской флот», 1944 г. № 11—12.
39. Ефремов В. Н. Работа бетона и металла в морских гидротехнических сооружениях. Стройвоенмориздат, 1947 г.
40. Зворыкин Н. П. Повреждения и восстановление портовых гидротехнических сооружений. Военмориздат, 1941 г.
41. Зубов Н. Н. Динамическая океанология. Гидрометтеиздат, 1947 г.
42. Инженерное управление Военно-морских сил. Новые типы морских портовых гидротехнических сооружений, т. I. Оградительные сооружения на больших глубинах при слабых грунтах основания. Воениздат, 1946 г.
43. Инженерный отдел Краснознаменного Балтийского флота. Временная инструкция по проектированию причальных и оградительных сооружений в морских портах, 1938 г.
44. Кандиба Б. Н. Либавский порт. Материалы для описания русских коммерческих портов. Вып. XXII, 1897 г.
45. Кандиба Б. Н. Об устройстве оградительных внешних портовых сооружений из искусственных массивов, 1901 г.
46. Кинд В. А. Специальные цементы ГНТИ, 1932 г.
47. Климовский М. Г. К вопросу возведения морских портовых оградительных сооружений на илистых грунтах. Сборник треста «Спецгидропроект», Вып. I. Стройиздат, 1941 г.
48. Корчинский Л. И. Молы и волноломы, 1917 г.
49. Кузнецов П. А. Действие льда на сооружения морских портов и защита от него. НИГИО КБФ, 1939 г.
50. Кузнецов П. А. Способы приближенного расчета размеров волн у берегов. Лениздат, 1944 г.
51. Литвинов Н. Н., Лозовский Б. М., Смородинский Н. А. Портовые сооружения. Расчетная часть, ч. I. Под общей редакцией проф. В. Е. Ляхницкого. Изд. «Водный транспорт», 1939 г.
52. Логинов Н. Д. Исследование на ондоскопе правильности расположения оградительных сооружений порта Сочи. «Водный транспорт». 1937 г. № 3.
53. Ляхницкий В. Е. Латвийские порты. «Водный транспорт», 1929 г. № 10.

54. Ляхницкий В. Е., Смородинский Н. А. Морские порты и гидротехнические сооружения. Изд. «Морской транспорт», 1947 г.
55. Ляхницкий В. Е. Морские порты. Изд. «Морской транспорт», 1948 г.
56. Материалы экспертных и аварийных комиссий Министерства морского флота (рукописи).
57. Материалы проектных организаций Министерства морского флота (рукописи).
58. Материалы Международных судоходных конгрессов: XI—в Петербурге в 1908 г., XIV — в Каире в 1926 г., XV — в Венеции в 1931 г., XVI — в Брюсселе в 1935 г.
59. Материалы IV Всесоюзной конференции по бетону и железобетонным конструкциям. «Строительная промышленность», 1948 г., № 6.
60. Мекинг Л. Порты Японии в их связи с природой и экономикой страны. Военмориздат, 1941 г.
61. Мелешенко Н. Т. К вопросу об определении давления волны на вертикальную стенку. Сборник треста «Спецгидропроект». Вып. I. Стройиздат, 1941 г.
62. Меликян В. Электрическая съемка известняков Биби-Эйбатской бухты. «Азербайджанское нефтяное хозяйство», 1931 г., № 9—10.
63. Миклашевский Е. П. Ускорение вызревания бетонных обыкновенных массивов. «Морской флот», 1946 г., № 3.
64. Москвин В. М. Инструкция по защите бетона от коррозии. НИИПС, Госстройиздат, 1939 г.
65. Москвин В. М. Бетон для морских гидротехнических сооружений. Машстройиздат, 1949 г.
66. Нюберг А. Г. Портовые набережные на илистых и плавучих грунтах. Сборник Института инженеров путей сообщения. Вып. XXIV, 1893 г.
67. Нюберг А. Г. Курс портовых сооружений, 1895 г.
68. Плакида М. Э. Расчеты действия волны на оградительные сооружения. «Морской транспорт», 1947 г.
69. Пятницкий Н. К. Отчет о заграничной командировке для изучения железобетона в применении к портовым сооружениям. Труды Отдела торговых портов. Вып. XXVII, 1910 г.
70. Пятницкий Н. К. Оградительные сооружения с вертикальной стенкой в морских портах. Труды Московского института инженеров транспорта. Вып. XI, 1929 г.
71. Рождественский Н. А. Восстановление морских гидротехнических сооружений подводным бетонированием. Сборник статей по строительству № 7. Стройвоенмориздат, 1948 г.
72. Руднев Е. Е. Элементы волнового движения. «Водный транспорт», 1940 г., № 1—2.
73. Савримович И. А. Подводные основания. ОНТИ, 1932 г.
74. Садовский А. А. и Завриев Д. Х. Бетон в море. Труды Закавказского института сооружений. Вып. 4-й, 1932 г.
75. Соболев В. Н. Описание Таганрогского порта. Труды Отдела торговых портов. Вып. XVI, 1905 г.
76. Сорокин П. П. Влияние морского волнения на основание оградительных сооружений. «Водный транспорт», 1933 г., № 6.
77. Сорокин П. П. Устойчивость оградительных сооружений с вертикальной стенкой. «Водный транспорт», 1936 г., № 8.
78. Стольников В. В. Новейшие данные о молах и волноломах в виде вертикальной стенки. «Водный транспорт», 1936 г., № 8.
79. Терцаги К. Инженерная геология. Георазведиздат, 1932 г.
80. Терцаги К. Строительная механика грунта. Госстройиздат, 1933 г.
81. Тихунов П. Р. Внешние морские оградительные сооружения откосного типа, ч. I и II. Стройвоенмориздат, 1946—1947 гг.
82. Тихунов П. Р. Основные положения по проектированию и строительству внешних морских оградительных сооружений. Машстройиздат, 1949 г.
83. Тимонов В. Е. Морской транспорт (из серии монографий по технике безопасности), 1930 г.

84. Тимонов В. Е. О долговечности бетона в гидротехнических сооружениях. Ленгострансиздат, 1933 г.
85. Тихонов М. К., Жаворонкина В. К. Способ защиты морских железобетонных сооружений от коррозии. Информационный бюллетень Союзморпроекта, 1948 г., № 8.
86. Тренюхин В. М. Разрушение мола в порту Энзели. «Водный транспорт», 1924 г., № 2.
87. Тренюхин В. М. Приближенный метод расчета волноломов с вертикальной стенкой. «Строительная промышленность», 1926 г., № 12.
88. Тренюхин В. М. К вопросу о расчете волноломов. Труды Московского института инженеров транспорта. Вып. XI, 1929 г.
89. Урецкий Б. А. Курс морских гидротехнических сооружений, ч. I, Военмориздат, 1945 г.
90. Федоров А. Т. Характеристика службы бетонных, каменных и железобетонных гидротехнических сооружений в морских портах. Сборник ЦНИИВТ, 1934 г.
91. Федоров А. Т. Портовые работы. Гострансиздат, 1935 г.
92. Федоров А. Т. (под редакцией). Морские порты. Гострансиздат, 1936 г.
93. Федоров А. Т. Сооружение морских портов. Из-во «Водный транспорт», 1939 г.
94. Федоров А. Т. Применение пуццолановых цементов для портовых гидротехнических сооружений. Из-во «Водный транспорт», 1939 г., № 8.
95. ЦНИИВТ. Материалы к изучению древоточцев в морях СССР. Труды института. Вып. 87, 1934 г.
96. ЦНИИВТ. Влияние морской воды на бетон. Труды института. Вып. 115. Гострансиздат, 1939 г.
97. Цшохер В. И. и Быховский В. А. Антисейсмическое строительство. Центр. строит. библиотека, 1937 г.
98. Чехович П. С. К вопросу о молах из исполинских массивов, 1906 г.
99. Шафир И. Н. Технические правила производства работ по устройству портовых сооружений из обыкновенных массивов. Изд. Наркомвода и Наркомморфлота, 1939—1940 гг.
100. Шафир И. Н. Технические правила по устройству парков для изготовления обыкновенных массивов. Изд. Наркомвода, 1939 г.
101. Шафир И. Н. Временные технические правила по устройству надводного строения портовых сооружений из массивов. Изд. Наркомморфлота, 1940 г.
102. Шафир И. Н. О взвешивающем действии волны на вертикальную стенку. «Морской флот», 1943 г., № 11—12.
103. Шафир И. Н. Опыт применения пуццоланового цемента. «Морской флот», 1944 г., № 5—6.
104. Шафир И. Н. Аварии портовых оградительных сооружений. «Морской флот», 1946 г., № 11—12, и 1947 г., № 1.
105. Шафир И. Н. Авария мола в порту Лейкхос. «Морской флот», 1948 г., № 1.
106. Шафир И. Н. и Гинсбург Р. И. Аварии морских гидротехнических сооружений. Изд. «Морской транспорт», 1942 г.
107. Швей В. И. О долговечности каменных, бетонных и железобетонных морских гидротехнических сооружений, 1947 г. (рукопись).
108. Шимкин З. Р. Сопротивление грунта выпиранию при негоризонтальной поверхности основания. «Гидротехническое строительство», 1948 г., № 4.
109. Шульце О. Морское портостроение, т. I и II, 1911—1913 гг. Берлин (на немецком языке).
110. Яропольский И. В. Основания и фундаменты. Речиздат, 1948 г.
111. Отдельные номера журналов за последние десять — двадцать лет: „Annales des Ponts et Chaussées“, „Travaux“, „Genie civil“, „Bulletin technique de la Suisse Romande“, „Bautechnik“, „Werft, Reederel, Hafen“, „Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft“, „The Dock and Harbour Authority“, „Engineering News Rekord“, „Civil Engineering“, „Western Construction News“, „Journal of the Institution of civil Engineers“ и др.

О Г Л А В Л Е Н И Е

От автора	Стр. 3
Глава I. Факторы, влияющие на сохранность портовых оградительных сооружений. Формы повреждений	5
1. Геологические факторы	6
2. Гидрометеорологические факторы	16
3. Эксплуатационные факторы	56
4. Производственные факторы	59
5. Сейсмические факторы	68
6. Военные факторы	75
Глава II. Примеры аварий оградительных сооружений	81
7. Волнолом из массивов-гигантов	81
8. Мол из массивов-гигантов	116
9. Волнолом из массивов-гигантов	131
10. Мол из массивов-гигантов	136
11. Волнолом из массивов-гигантов	140
12. Волнолом из массивов-гигантов	143
13. Мол из массивов-гигантов на сваях	146
14. Два волнолома из массивов-гигантов	148
15. Волнолом из циклопических массивов	151
16. Волнолом из целлюлярных массивов	184
17. Мол из циклопических массивов	186
18. Мол из обыкновенных массивов с четвертями-выступами	195
19. Мол из обыкновенных массивов	202
20. Мол из обыкновенных массивов	214
21. Два мола из небольших массивов	219
22. Два мола из обыкновенных массивов	222
23. Мол из обыкновенных массивов	228
24. Два мола из обыкновенных массивов	232
25. Внешняя массивовая стенка широкого мола	238
26. Широкий мол, окаймленный стенками из обыкновенных массивов	240
27. Два мола из наклонной кладки массивов	247
28. Два мола из наклонной кладки массивов с головными частями из гигантов	252
29. Мол из двух каменных стенок с ядром из камня и бетона	257
30. Мол из бетонного монолита, облицованного массивами	260
31. Волнолом из ряжей	262
32. Волнолом из ряжей с передней каменной отсыпью	268
33. Оградительная стенка из бутовой кладки на каменной наброске между свайными рядами	270
34. Молы из двух свайных рядов с каменной засыпкой	273
35. Голова свайного мола	277