ОАО «Институт Гипростроймост»

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И УСТРОЙСТВА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВ

СТО 136-2009

Нормы и правила проектирования

Москва
2009

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1 СТО 136-2009 разработан ОАО «Институт Гипростроймост».

2 Новая редакция стандарта разработана инженерами Родовым М И , Волковым В. Н., Сучковым Ю К , с учетом замечаний и предложений канд техн наук Соловьева А В , инженеров Герасимова В Д., Рупперта Г А и от филиала ОА ЦНИИС НИЦ «Мосты» инженера Кручинкина А В . В оформлении принимали участие инженеры Ермакова Н И., Ершова Е В

3 Утвержден и введен в действие Приказом генерального директора ОАО «Институт Гипростроймост» № 22 от 31 мая 2010 года

4 Настоящий стандарт представляет собой переработанный стандарт предприятия «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов» (СТП 136-99 ОАО «Институт Гипростроймост»).

5 Введен взамен СТП 136-99.

Замечания и пожелания по тексту настоящего стандарта просьба направлять в технический отдел ОАО «Институт Гипростроймост»

Содержание

		Страница
1	Область применения	1
2	Нормативные ссылки	1
3	Обозначения и сокращения	1
4	Общие положения	2
5	Габариты	4
6	Указания по расчету конструкций и оснований	5
7	Нагрузки и воздействия	8
	А Постоянные нагрузки	11
	Б Временные технологические нагрузки	15
	В Временные прочие нагрузки	24
8	Основания и фундаменты	33
	А Общие положения	33
	Б Фундаменты на естественном основании	34
	В Фундаменты на забивных сваях	37
	Г Конструирование	40
9	Деревянные конструкции	43
	А Общие требования	43
	Б Дополнительные требования к деревянным опорам рабочих мостиков и монтажных подмостей	46
10	Бетонные и железобетонные конструкции	48
11	Стальные конструкции	50
12	Подкрановые эстакады	55
13	Рабочие мостики	63
14	Средства подмащивания	66
15	Ледорезы и карчеотбойники	70
16	Шпунтовые ограждения	72
17	Расчеты шпунтовых ограждений	76
	А Общие положения	76
	Б Расчет шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений	81
	В Расчет шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений	84

		Страница
	Г Расчет шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами распорных креплений	88
	Д Особые случаи расчета шпунта	91
18	Грунтовые перемычки	92
19	Искусственные островки	93
20	Закладные крепления	97
21	Бездонные ящики и перемычки	99
22	Направляющие каркасы	104
23	Вспомогательные устройства для погружения свай, оболочек, столбов и бурения скважин	107
24	Вспомогательные устройства для укладки подводного бетона	109
25	Сборочные подмости и промежуточные опоры для полунавесной и навесной сборки пролетных строений	112
26	Опоры для продольной надвижки пролетных строений	120
27	Пирсы	126
28	Накаточные пути и устройства скольжения (качения)	131
	А Общие положения	131
	Б Устройства скольжения	133
	В Накаточные пути, тележки, каретки, катки	138
29	Тяговые (толкающие) и тормозные устройства	141
30	Аванбеки, арьербеки, шпренгели, приемные консоли	144
31	Устройства для подъемки (опускания) пролетных строений	145
32	Плавучие опоры и устройства для их перемещения	149
33	Плашкоуты для установки сухопутных кранов и копров, а также для перевозки строительных конструкций и материалов	164
34	Временные причалы	168
35	Грунтовые якоря	171
36	Устройства для производства работ со льда	174
37	Самоподъемные и переставные платформы	176
38	Опалубка монолитных конструкций	179
	А Общие требования	179
	Б Расчет элементов опалубки	182
	В Расчет утепления опалубок	187

Приложения

		Страница
1	Справочное. Перечень стандартов, на которые в тексте СТО даются ссылки	192
2	Справочное. Перечень нормативных документов, использованных при разработке стандарта	196
3	Обязательное Перечень специальных вспомогательных сооружений и устройств (по СНиП 3.06.04-91)	198
4	Справочное. Инвентарные конструкции для производства работ по строительству мостов	200
5	Справочное. Мостовые инвентарные конструкции стоечные (МИК-С2)	201
6	Справочное Мостовые инвентарные конструкции пакетные (МИК-П)	207
7	Справочное Универсальные металлические понтоны	212
8	Справочное Шпунтовые сваи и панели	220
9	Справочное Значение плотностей различных материалов	227
10	Обязательное Определение нормативного бокового давления на ограждение котлована	229
11	Справочное Нормативные значения удельных весов, удельных сцеплений и углов внутреннего трения грунтов	240
12	Обязательное Шкала бальности волнения на морях, озерах и крупных водохранилищах. Шкала бальности и силы ветра Параметры волнения и ветра, при которых допускается производство СМР (по СНиП 3 07.02-87 с изменениями)	242
13	Справочное Эквивалентные нормативные нагрузки от консольных кранов и обращающегося на сети подвижного состава	246
14	Справочное Значения коэффициентов трения скольжения различных материалов	253
15	Справочное. Динамическое давление и скорости ветра для расчета грузоподъемных кранов, эксплуатируемых на открытом воздухе (на суше)	254
16	Справочное Аэродинамические коэффициенты для отдельных элементов из профилей Число Струхаля.	256

		Страница
17	Обязательное Характеристики сталей и материалов соединений для стальных конструкций (Извлечение из СН 53-102-2004)	258
18	Справочное Характеристики кранов К-651	277
19	Справочное Средства подмащивания	278
20	Справочное Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ	282
21	Справочное Рекомендации по определению дебита грунтовой воды, фильтрующейся через дно котлована в шпунтовом ограждении	285
22	Справочное. Моменты инерции плавучей опоры из понтонов КС	288
23	Обязательное. Определение в плавучих опорах дополнительных изгибающих моментов ΔM и поперечных сил ΔQ от волновой нагрузки	291
24	Справочное Схема якорного закрепления плашкоута Якоря	293
25	Справочное. Схемы спуска плашкоутов на воду	295
26	Справочное. Характеристика самоподъемной плавучей платформы ПМК-67	298
27	Справочное Предельно допустимые величины отклонений рельсовых путей от проектного положения в плане и профиле при устройстве и эксплуатации	300

1 Область применения

Настоящий стандарт устанавливает нормы и правила проектирования специальных вспомогательных сооружений и устройств (СВСиУ), применяемых для строительства [1] мостов [2] во всех строительно-климатических зонах.

Положения стандарта подлежат применению специалистами ОАО «Институт Гипростроймост», выполняющими разработку этой документации.

Стандарт не распространяется на проектирование подъемно-транспортного оборудования номенклатуры Ростехнадзора, строительных площадок и их объектов

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы ссылки на стандарты и нормативные документы, действующие на территории России и перечисленные в приложение 1 и в приложение 2

3 Обозначения и сокращения

В настоящем стандарте применены буквенные обозначения величин, единиц и понятий, принятые для них в соответствующих главах строительных норм и правил (СНиП).

Для термина «Специальные вспомогательные сооружения и устройства для строительства мостов» в тексте стандарта принято сокращенное обозначение «СВСиУ» в соответствии со СНиП 3 06.04-91

---

[1] а также реконструкции, капитального ремонта, разборки и технического перевооружения,

[2] в том числе путепроводов, виадуков, эстакад и пешеходных мостов

4 Общие положения

4 1 Настоящий стандарт рассматривает общие вопросы проектирования СВСиУ и особенности проектирования отдельных их видов (согласно приложения 3), являясь в этой части дополнительным документом по отношению к СНиП 2 05 03-84* и СНиП 3 06 04-91.

Стандарт также содержит указания и определяет порядок применения положений и других глав СНиП, перечисленных в приложении 2, по вопросам, составляющим предмет настоящего стандарта.

4 2 Проектирование СВСиУ выполняется при разработке проектной и рабочей документации основного сооружения.

4 3 В проектной документации в разделе «Организация строительства» определяется состав специальных сооружений и устройств, применяемые в них материалы и конструкции, разрабатываются варианты конструктивных решений СВСиУ и их обоснование в увязке с проектом мостового сооружения и принятой технологией его строительства, определяются объемы работ

4 4 Рабочую документацию СВСиУ разрабатывают на основе утвержденного проекта в соответствии с заданием на проектирование и в увязке с технологическими решениями производства работ

4.5 Основные конструкции моста на тех же стадиях проектирования должны проверяться расчетом по нормам СНиП 2 05 03-84* для всех этапов монтажа на действие строительных нагрузок, возникающих при совместной работе основных конструкций сооружения и проектируемых СВСиУ.

4.6 Рабочая документация СВСиУ должна содержать:

а) рабочие чертежи конструкций в объеме, достаточном для изготовления этих конструкций с указанием требований по качеству и применяемых материалов и изделий,

б) технические требования к изготовлению конструкций,

в) указания о порядке загружения, испытания и эксплуатации с учетом климатических условий места строительства,

г) расчеты (расчетные листы), а в случаях, когда они не включаются в состав документации, выдаваемой заказчику, указываются основные расчетные характеристики конструкций Такими являются· расчетные нагрузки, расчетные схемы, несущая способность, величина воздействия на основные конструкции, работающие совместно с СВСиУ и т п

д) технические решения по обеспечению безопасности людей работающих в соответствии с требованиями СНиП 12-03-2001 и СНиП 12 04-2002,

е) указания и мероприятия по обеспечению требований по охране окружающей среды на период сооружения, эксплуатации и демонтажа данного вида СВСиУ

4 7 СВСиУ, находящихся в пределах судоходных участков мостового перехода, помимо установки сигнальных знаков, должны быть обеспечены от навала, обращающихся в период строительства, судов путем создания необходимых условий провода судов в створе моста Эти мероприятия должны быть согласованы с органами эксплуатации речного флота В особых случаях, при наличии соответствующих указаний, в проекте следует предусмотреть установку специальных защитных ограждений или расчет вспомогательного сооружения на навал судна

4 8 Заглубление оснований шпунтовых ограждений, перемычек и других подводных сооружений должно назначаться с учетом размыва грунта при принятом рабочем уровне воды.

4.9 Как правило, СВСиУ должны выполняться из инвентарных конструкций заводского изготовления (приложение 4÷8) Применение индивидуальных конструкций, в том числе деревянных, допускается при соответствующем обосновании.

Конструкция СВСиУ должна отвечать требованиям максимально скоростного строительства и быть технологичной в изготовлении, монтаже и демонтаже, обеспечивать удобство и безопасность эксплуатации.

5 Габариты

5.1 Габариты приближения конструкций проектируемых сооружений должны удовлетворять требованиям:

на железных дорогах – ГОСТ 9238;

на автомобильных дорогах общего пользования, внутрихозяйственных, сельскохозяйственных, на промышленных предприятиях и организациях, а также на улицах и дорогах в городах, сельских населенных пунктах – в соответствии со СНиП 2.05.03-84*, СНиП 2.05.02-85* и СНиП 2.07.01-89*.

5.2 Подмостовые габариты в просветах подмостей в пределах судового и сплавного фарватеров устанавливаются в зависимости от характера судоходства в период строительства и класса водного пути с учетом требований ГОСТ 26775 и в каждом случае подлежат согласованию с местными органами речного флота.

5.3 На водотоках возвышение конструкций СВСиУ и величины просветов между опорами следует устанавливать проектом в зависимости от местных условий с учетом следующих требований:

а) за рабочий уровень воды в проекте принимается возможный наивысший в период производства данного вида работ сезонный уровень воды, соответствующий расчетному расходу вероятностью превышения 10%. При этом должны учитываться также возможные превышения уровня от воздействия нагонных ветров и стеснения русла. На реках с регулируемым стоком рабочий уровень назначается на основе данных организаций, регулирующих сток.

При проектировании причалов и плавучих опор, предназначенных для перевозки пролетных строений, надлежит учитывать также возможный наинизший в период перевозки уровень воды вероятностью понижения 10%.

б) верх шпунтовых ограждений, бездонных ящиков, грунтовых перемычек должен возвышаться над рабочим уровнем и над уровнем грунтовых вод не менее чем на 0,7 м;

островки для опускания колодцев должны возвышаться над рабочим уровнем не менее чем на 0,5 м;

в) возвышение низа пролетных строений рабочих мостиков, подкрановых эстакад, подмостей на несудоходных и не сплавных реках, а также в несудоходных пролетах судоходных рек должно быть не менее 0,7 м над рабочим уровнем;

г) на переходах с карчеходом, селями не рекомендуется устраивать вспомогательные сооружения в пролетах между капитальными опорами. При необходимости их устройства расстояние между опорами подмостей в свету должно быть не менее 10 м, и они должны устраиваться в период наименьшей вероятности появления опасных воздействий.

На водотоках с карчеходами и селевыми потоками возвышение низа конструкций пролетных строений подкрановых эстакад, рабочих мостиков, сборочных подмостей и т.п. над уровнем должно быть не менее 1,0 м.

6 Указания по расчету конструкций и оснований

6.1 Конструкции СВСиУ и их основания должны быть рассчитаны по методу предельных состояний на силовые и другие воздействия. Основные положения по расчету принимаются в соответствии с ГОСТ 27751 и СТ СЭВ 384.

6.2 Кроме расчетов на силовые воздействия в необходимых случаях должны быть выполнены и другие, обосновывающие принимаемые конструктивные и технологические решения, расчеты, например:

тяговых усилий для перемещения конструкций;

теплотехнические расчеты опалубок при зимнем бетонировании;

фильтрационные расчеты ограждений котлованов;

расчеты размывов у оснований вспомогательных опор и шпунтовых ограждений;

электротехнические расчеты заземления монтируемых конструкций и вспомогательных сооружений и т.п.

6.3 Расчетная схема конструкций СВСиУ должна соответствовать её проектной геометрической схеме с учетом конструктивных решений для каждого этапа производства работ и порядка загружения конструкции. Строительный подъем и деформации под нагрузкой при назначении расчетной схемы не учитываются.

Определение усилий в элементах конструкций производится в предположении упругой работы материала. При этом допускается пространственную конструкцию расчленять на отдельные плоские системы. В необходимых случаях учитывается взаимное влияние плоскостных систем в металлических конструкциях.

6.4 Расчеты СВСиУ следует выполнять по двум группам предельных состояний: по первой на расчетные нагрузки – на прочность, устойчивость формы и положения;

по второй на нормативные нагрузки – по деформациям (прогибам, перемещениям, осадкам).

Расчет СВСиУ на выносливость не производится.

Указания по назначению коэффициентов и их величин для применения в расчетах конструкций СВСиУ приведены в разделе 7.

6.5 Нагрузки должны приниматься при расчетах в наиболее неблагоприятных, возможных на отдельных этапах производства работ, положениях и сочетаниях нагрузок как для отдельных элементов и конструкций вспомогательных сооружений, их оснований, так и в целом.

Положения и сочетания нагрузок должны устанавливаться при проектировании с учетом рекомендаций, приведенных в соответствующих разделах.

6.6 Величины напряжений (деформаций), определяемые в элементах конструкций при расчетах вспомогательных сооружений на различных стадиях их эксплуатации, не должны превышать расчетных сопротивлений материалов (предельных деформаций), установленных в нормах на проектирование соответствующих конструкций с учетом указаний разделов 8÷38.

6.7 Проектирование вспомогательных элементов, работающих на стадии монтажа совместно с основной конструкцией (соединительные элементы между пролетными строениями, аванбеки, шпренгели, приемные консоли, обстройки постоянных опор, анкеровка пролетных строений на постоянных опорах и другие устройства), следует производить по нормам главы СНиП 2.05.03-84*.

6.8 Устойчивость конструкций против опрокидывания следует рассчитывать по формуле:

$$M_{оп} \le \frac{m}{\gamma_n} M_{уд} \; ; \qquad (6.1)$$

Расчетное усилие в вертикальных анкерах или масса пригруза, удерживающих от опрокидывания пролетное строение, собираемое в навес, определяется по формуле:

$$P = \frac{\frac{\gamma_n}{m}\left(M_{оп} - M_{уд}^{кон} \right)}{L}; \qquad (6.1^а)$$

Буквенное обозначение и величины указанные в формулах 6.1 и 6.1[a]:

$M_{оп}$ – расчетный момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания;

$M_{уд}$ – расчетный момент удерживающих сил относительно той же оси;

$M_{уд}^{кон}$ – расчетный момент удерживающих сил от постоянных и временных нагрузок относительно той же оси;

L – величина анкерного пролета (плечо пригруза);

m – коэффициент условий работы принимаемый равным:

m =0,9 – для конструкций, опирающихся на отдельные опоры;

m=0,85 – для массивных опор, ряжей, временных ледорезов, клеток;

m = 0,8 – при расчете раздельных анкеров в плоскостях каждой фермы пролетного строения при условии выполнения испытаний анкеров;

m – для шпунтовых стенок принимается согласно разделу 17;

$\gamma_n = 1.1$ – коэффициент надежности по назначению.

Для расчета анкерных соединений и заделки анкеров в железобетонных конструкциях коэффициент надежности и другие указания принимать согласно пунктам 10.6 ÷ 10.8.

Все опрокидывающие силы принимать с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f больше 1 и удерживающие силы принимать с γ_f меньше 1.

В соответствующих случаях необходимо учитывать уменьшение веса конструкций вследствие взвешивающего действия воды.

6.9 Устойчивость конструкций против сдвига (скольжения) следует рассчитывать по формуле:

$$Q_{сдв} \le \frac{m}{\gamma_n} Q_{уд} \qquad (6.2)$$

где $Q_{сдв}$ – расчетная сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига (скольжения);

$Q_{уд}$ – расчетная удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига;

m = 0,9 – коэффициент условий работы;

$\gamma_n = 1.1$ – коэффициент надежности по назначению.

Все сдвигающие силы принимают с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f больше 1. Все удерживающие силы принимают с γ_f меньше 1.

Примечания

1 В качестве удерживающей силы, создаваемой грунтом, следует принимать его активное давление.

2 Силы трения в основании следует определять по минимальным значениям коэффициентов трения подошвы фундамента по грунту (приложение 14).

3 При расчете устойчивости наземных якорей следует руководствоваться указаниями раздела 35.

6.10 Величины остаточных деформаций (на одно пересечение) следует принимать в местах примыкания, мм:

дерева к дереву – 2

дерева к металлу и бетону – 1

металла к бетону – 0,5

металла к металлу, в т.ч. в сжатых фланцевых стыках – 0,2

Осадку плотно подбитых лежней следует принимать равной 10 мм, осадку песочниц, заполненных песком – 5 мм.

7 Нагрузки и воздействия

7.1 Конструкции СВСиУ следует рассчитывать на воздействие нагрузок, приведенных в таблице 7.1. Сейсмические воздействия на СВСиУ не учитываются.

Таблица 7.1

№№ нагрузок	Наименование нагрузок и воздействий	Коэф. надежности по нагрузке γ_f	№ пункта в СТО
1	2	3	4
	А Постоянные		
1	Собственный вес вспомогательных сооружений: – стальных, смонтированных из инвентарных и неинвентарных конструкций – деревянных – утепляющих слоев опалубки	1.1 (0.9) 1.2 (0.9) 1.3 (0.8)	7.5

1	2	3	4
2	Давление от веса грунта: – вертикальное – горизонтальное	 1.2 (0.9) 1.2 (0.8)	7.6
3	Гидростатическое давление воды	1.0	7.7
4	Гидродинамическое давление воды (включая волновое)	1.2 (0.75)	7.8
	Б Временные технологические		
5	Вес возводимых конструкций	1.1 (0.9)	7.9
6	Вес складируемых материалов и грузов	1.3 (0.8)	7.10
7	Вес людей, инструмента и мелкого технологического оборудования	1.3 (0.7)	7.11
8	Вес монтажного (кранового, копрового и технологического) оборудования	1.1 (0.9)	7.12
9	Горизонтальные инерционные нагрузки от монтажного оборудования	1.1 (1.0)	7.13
10	Вес транспортных средств	1.2 (0.9)	7.14
11	Горизонтальные нагрузки от транспортных средств	1.1(1.0)	7.15
12	Воздействие домкратов при регулировании усилий в возводимых конструкциях: – винтовых – гидравлических, в том числе объединенных в батарею.	 1.2 1.3	7.16
13	Воздействие искусственного регулирования в конструкции СВСиУ	1.3 (0.8)	7.17
14	Сила трения при перемещении возводимых конструкций и других грузов: – на катках – на салазках – на тележках – на полимерных устройствах скольжения	 1.1 1.3 1.2 1.3	7.18
15	Поперечные горизонтальные силы при перемещении в возводимых конструкций и других грузов	1.1	7.20
16	Нагрузки от бетонной смеси при её укладке и вибрировании (принимать с учетом указаний пункта 7.21 настоящего СТО и СНиП 3.03.01, приложение 11, т.4)	1.3	7.21

1	2	3	4
	В Временные прочие		
17	Ветровая нагрузка (для конструкций со сроком службы менее 5 лет)	1.0	7.27
18	Ледовая нагрузка	1.0	7.29
19	Нагрузка от навала судов	1.0	7.30
20	Температурно-климатические воздействия	1.0	7.31
21	Воздействие осадки грунта	1.0	7.32
22	Нагрузка от наезда автомашин	1.0	7.33
23	Нагрузка от карчехода	1.0	15.11
24	Снеговые нагрузки	СНиП 2.01.07-85*	

Примечания

1 Значения γ_f, указанные в скобках, следует применять в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции.

2 Расчет поддерживающих конструкций на воздействие крановой нагрузки, а также нагрузки от транспортных средств, следует в необходимых случаях производить с учетом веса вспомогательных и монтируемых мостовых конструкций, а так же строительных материалов и оборудования, подвешенных к крану, либо погруженных на транспортные средства. Веса этих конструкций, материалов и оборудования нужно принимать с соответствующими коэффициентами надежности, приведенными в таблице. Вышеизложенное надо применять и в случае использования грузоподъемных кранов номенклатуры Ростехнадзора, при применении не должен превышать паспортной грузоподъемности крана при данном вылете стрелы (для стреловых кранов).

3 При постройке мостов в сейсмических районах нужно принимать меры против опрокидывания сборных элементов сейсмическими силами на складских площадках и в местах сборки, а также обеспечить устойчивость строительных кранов с учетом расчетного для периода строительства сейсмического воздействия, амплитудные характеристики которого принимаются в 2 раза меньше, чем для периода эксплуатации (см. требования ОДН 218.1.021-2003 ФГУП «Информавтодор», пункт 1.12).

7.2 Нормативные значения нагрузок определяются согласно указаниям пунктов 7.5÷7.33.

Расчетное значение нагрузки следует определять как произведение её нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f, значения которого приведены в таблице 7.1.

Указанные в таблице коэффициенты надежности по нагрузке γ_f по каждой строке принимаются одинаковыми в пределах целой части сооружения (пролетного строения, подмостей, пирсов, промежуточных опор, призм обрушения и т.п.) за исключением расчета на устойчивость положения конструкции и усилия в анкерах (см. пункт 2.32 СНиП 2.05.03-84*), в этом случае коэффициенты надежности по нагрузке принимаются по таблице 7.1 с учетом указаний пунктов 6.8 и 6.9.

7.3 При расчетах конструкций СВСиУ в случаях, когда в разделах СТО не указана величина коэффициента надежности по назначению γ_n, его значение выбирается генеральным проектировщиком, но не ниже 1.

Для СВСиУ, работающих на стадии монтажа совместно с основной конструкцией γ_n принимается не ниже значений, принятых для этой конструкции.

7.4 Значения коэффициентов:

динамики – $1+\mu$;

условий работы – m ;

сочетаний нагрузок – η

при расчетах конструкций различных видов СВСиУ принимаются согласно указаниям разделов 12÷38.

А Постоянные нагрузки

7.5 Вертикальную нагрузку от собственного веса конструкций вспомогательных сооружений (1) следует определять по проектным объемам элементов и частей конструкции (включая водный балласт плашкоутов) и нормативным значениям плотности материалов, приведенным в приложение 9.

Распределение нагрузки от собственного веса в рассчитываемых конструкциях принимается:

а) в настилах, поперечинах, прогонах, насадках, балочных и кружальных фермах, коробах опалубки и т.п. линейных элементах - равномерным по длине конструкции, если действительная неравномерность не превышает 10 % средней величины;

б) в стойках подмостей, пирсов, опор, подкрановых эстакад и т.п. поддерживающих конструкциях – равномерным между всеми стойками рамы или опоры;

в) прочих конструкциях – по фактическому весу отдельных её частей.

Вес сварных швов допускается принимать в процентах к общему весу металла:

для болтосварных конструкций – 0,5 %;

для сварных конструкций – 1,0 %.

Вес выступающих частей высокопрочных болтов с гайками и двумя шайбами – 4 %.

7.6 Давление от веса грунта (2) , кПа (тс/м^2), определяется:

а) вертикальное давление – по формуле:

$$P_v = \gamma h \qquad (7.1)$$

где γ – нормативный удельный вес грунта, кН/м^3(тс/м^3);

h – толщина слоя грунта, м;

б) горизонтальное (боковое) давление грунта на ограждения котлованов и подпорные стенки временного типа определяется согласно указаниям глав СНиП 2.06.07-87 и СНиП 2.09.03-85 (раздел 2, подпорные стенки). Допускается также использовать для этой цели рекомендации приложение 10.

Нормативные значения характеристик грунтов:

– объемного веса γ, кН/м^3 (тс/м^3)

– удельного сцепления c, кПа (кгс/см^2)

– угол внутреннего трения φ, град.

принимаются по данным непосредственного испытания грунтов. Для предварительных расчетов допускается принимать указанные характеристики грунтов по данным приложения 11.

7.7 Гидростатическое давление воды (3) учитывается для частей сооружений и грунтов, расположенных ниже уровня поверхностных или грунтовых вод, путем введения в расчет бокового давления воды, давления воды на днище, а также уменьшения веса частей сооружений.

Гидростатическое давление воды определяется по формуле, кПа (тс/м^2):

$$P = \gamma_в h \qquad (7.2)$$

где $\gamma_в$ – удельный вес воды, кН/м^3 (тс/м^3);

h – расчетная высота слоя воды, м.

7.8 Гидродинамическое давление воды (4) на подводную часть конструкции (плавсредства) определяется:

а) от воздействия текущей воды – по формуле, Н (кгс)

$$N_{вп} = N_л + N_т, \qquad (7.3)$$

где $N_л$ – лобовое давление воды, Н (кгс), равное:

$$N_л = 500\,\varphi_o F V^2 \quad (\,N_л = 50\,\varphi_o F V^2\,), \qquad (7.4)$$

$N_т$ – сила трения воды по поверхности обтекаемого тела, Н (кгс), равная:

$$N_т = fSV^2 \quad (N_т = 0{,}1\,fSV^2), \qquad (7.5)$$

где V – для неподвижных конструкций средняя скорость течения воды, принимаемая по данным поплавковых наблюдений и измерений вертушкой в пределах горизонта погружения, м/с;

для перемещающихся конструкций V – относительная скорость перемещения воды и плавающего тела, м/с.

В случае, если подводная часть конструкции (плавсистемы) стесняет живое сечение более чем на 10 %, необходимо учитывать возрастание скорости водного потока;

φ_o = 0.75 – коэффициент, учитывающий степени обтекаемости погруженного в воду тела, принимаемый для заостренных или закругленных в плане очертаний; а для прямоугольных очертаний – 1.00;

f – коэффициент, характеризующий трение воды по поверхности погруженного тела, Н с^2/м^4 (кгс·с^2/м^4), принимаемый:

для металлических поверхностей равным – 1.70 (0.17);

для деревянных – 2.50 (0.25);

для бетонных – 2.0 (0.20).

F – подводная площадь по миделю (наиболее широкому) поперечному сечению, м^2;

S – площадь смоченной поверхности (поверхность трения воды), м^2.

Значения F и S принимаются равными по формуле:

для плашкоутов и барж – $F = t\ B$, (7.6)

$S = L\ (2\ t+B\ )$, (7.6а)

для бездонных ящиков и т.п. – $F= B \times H$, (7.7)

$S = L(2\ H+B\ )$, (7.7а)

где t – осадка плашкоута или баржи, м;

H – глубина воды в месте опускания бездонного ящика, м (принимается с запасом, больше фактической глубины на 0,5÷1м);

B – ширина плашкоута, баржи, бездонного ящика, м;

L – длина плашкоута, баржи, бездонного ящика,м.

При V ≥ 2 м/с следует учитывать возрастание уровня воды у сооружения:

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g} \qquad (7.8)$$

где g – ускорение силы тяжести, м/с^2.

При наличии косины течения, когда продольная ось тела, погруженного в воду, составляет с направлением струй угол, отличный от 0°, лобовое давление воды должно исчисляться не по площади миделя, а по проекции погруженной в воду части плавучего тела на плоскость, нормальную к направлению течения.

б) от воздействия волн:

– для акваторий с большой высоты волны (озера, водохранилища) – в соответствии со СНиП 2.06.04-82*;

– для прочих случаев давление воды на 1 пог.м ширины проекции, перпендикулярной направлению воды, может быть принято приближенно в размере:

0,30 кН/м (0,03 тс/м) – для рек шириной 300÷500 м;

1,20 кН/м (0,12 тс/м) – для рек шириной 500 м и более.

При строительстве на акваториях с большими высотами волн (озера, водохранилища, широкие реки) должен производиться более точный расчет волнового давления в соответствии со СНиП 2.06.04-82*.

В соответствии с «Правилами плавания по внутренним водным путям» в зависимости от высоты волн степень волнения на озерах и водохранилища оценивается по десятибалльной шкале, приведенной в приложении 12 (Таблица 1), а сила ветра – в зависимости от балльности (Таблица 2).

Б Временные технологические нагрузки

7.9 Вес возводимых конструкций (5) определяется на основании проектных спецификаций, объемов, приведенных в проекте конструкций, и нормативных удельных весов, заложенных в конструкции материалов.

При реконструкции существующих мостов вес конструкций должен определяться с учетом их фактического состояния.

Вес возводимых конструкций, передаваемый на вспомогательные сооружения (сборочные клетки, прогоны и т.п.), допускается принимать равномерно распределенным по длине, если фактические изменения колебания его величины по длине не превышают 10 %.

При наличии в расчетной схеме нескольких (более двух) прогонов, рядов сборочных клеток и т.п. в плоскости, поперечной к оси моста нагрузка от возводимых конструкций принимается равномерно распределённой в поперечном направлении. Вес устанавливаемых или укладываемых кранами на вспомогательные сооружения (подмости и т.п.) элементов и грузов учитывается с динамическим коэффициентом, равным 1,1.

7.10 Вес складируемых материалов и грузов (6) определяется по количеству и физическим характеристикам материалов и грузов, складируемых на рассматриваемой конструкции, согласно принимаемым проектным решениям.

7.11 Нормативная нагрузка от веса людей, инструмента и мелкого оборудования (7) учитывается согласно ГОСТ 24258 с учетом раздела 14 и таблицы 7.2.

Таблица 7.2

Вид конструкции	Вид и величина нагрузок
1	2
1 Неинвентарные средства подмащивания подмости сборно-разборные, подмости навесные, площадки, навешиваемые на конструкции – (см. приложение)	Поверхностная равномерно – распределенная статическая нагрузка величиной 2500 Па (250 кгс/м^2)*

1	2
2 Все горизонтальные несущие элементы средств подмащивания (независимо от расчета на нагрузку по пункту 7.1)	Вертикальная сосредоточенная статическая нагрузка величиной 1300 Н (130 кгс), приложенная посередине элемента (независимо от общей поверхностной нагрузки)
3 Собираемые пролетные строения: железнодорожных мостов автодорожных мостов	Поверхностная равномерно распределенная статическая вертикальная нагрузка величиной: 750 Па (75 кгс/м^2) 100 Па (10 кгс/м^2)
* если это не оговорено особо по условиям проектирования.	

7.12 Вес монтажного (кранового, копрового и технологического оборудования) (8) принимается по паспортным данным и каталогам, а нестандартизированого оборудования – по проектной документации этого оборудования.

Монтажное оборудование в расчетной схеме принимается в положении, вызывающем наибольшее силовое воздействие на рассчитываемую конструкцию.

Нагрузки от веса строительно-монтажного оборудования в расчете конструкции принимаются с динамическим коэффициентом (1+μ), равным:

а) для веса наклоняющейся стрелы крана и подвешенного к ней груза весом до 200 кН (20 тс) –1.2

то же при весе груза более 200 кН (20 тс) – 1.1

б) для веса наклоняющейся стрелы копра – 1.2

в) для веса поднимаемой копровой лебедкой сваи – 1.4

г) для веса молота при подъеме – 1.3

При этом, если отсутствие груза на кране (копре) может оказать более неблагоприятное влияние, чем его наличие, воздействие крана (копра) в расчете принимается без груза.

7.13 Горизонтальные инерционные нагрузки от монтажного оборудования (9) вызываются различными причинами и подразделяются на следующие нагрузки и воздействия:

7.13.1 Нагрузка, вызванная торможением электрического крана (козлового, башенного) и направленная вдоль кранового пути.

Нормативное значение нагрузки принимается по паспорту крана или в размере 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана, кН (тс) (СНиП 2.01.07-85*).

Аналогично принимается продольная тормозная нагрузка для копров с электрическим приводом ходовой части.

7.13.2 Нагрузка, вызванная ударом крана о тупиковый упор и направленная вдоль оси пути, определяется согласно СНиП 2.01.07-85*. Эта нагрузка учитывается только при расчете упоров и их креплении к подкрановым конструкциям.

7.13.3 Нагрузка, вызванная торможением электрической крановой тележки (козлового крана) и направленная поперек кранового пути.

Нормативное значение нагрузки принимается по паспорту крана или в размере 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки, кН (тс). Нагрузка передается на одну нитку кранового пути, распределяется поровну между всеми колесами, опирающимися на неё, и может быть направлена как внутрь, так и наружу колеи.

7.13.4 Нагрузка, вызванная перекосом ног козлового крана или не параллельностью крановых путей и направления поперек кранового пути. Нормативное значение нагрузки принимается равным 0,12 нормативной вертикальной нагрузки на колесо, кН (тс).

Горизонтальные нагрузки от торможения крана, торможения крановой тележки и перекоса ног считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом и распределяется между колесами пропорционально вертикальному давлению на них.

7.13.5 Реактивный момент, возникающий при пуске и остановке двигателя поворота механизма (крана, копра, буровой машины) вычисляется по формулам:

$$M = \frac{7000 N_{пов}}{n} \quad [Нм] \qquad (7.9)$$

$$M = \frac{700 N_{пов}}{n} \quad [кгс \cdot м] \qquad (7.10)$$

где $N_{пов}$ – мощность двигателя поворота в л.с. или

$$M = \frac{9500 N_{пов}}{n} \quad [Нм] \qquad (7.11)$$

$$M = \frac{950 N_{пов}}{n} \quad [кгс \cdot м] \qquad (7.12)$$

где $N_{пов}$ – мощность двигателя поворота в квт;

n – в обоих случаях число оборотов в минуту поворотной части механизма.

Крутящие моменты буровых машин, передаваемые на рабочий орган или обсадную трубу, принимаются по паспорту буровой машины.

Реактивный момент поворота и реактивный крутящий моменты передаются на поддерживающие конструкции СВСиУ в точках опирания (закрепления) механизма в виде пары (пар) сил, величина которых определяется в зависимости от характера опирания (гусеницы, колеса, аутригеры) и координат точек опирания относительно центра вращения.

7.14 Вес транспортных средств (10) принимается по паспортным данным и каталогам. Нормативная вертикальная нагрузка от железнодорожного подвижного состава и от автотранспортных средств может также приниматься по СНиП 2.05.03-84*.

Нагрузки от консольных кранов и железнодорожного подвижного состава (локомотивов, вагонов) приведены в приложении 13.

7.15 Горизонтальные нагрузки от транспортных средств (11) вдоль направления движения принимаются:

а) для автомашин и автокранов при скоростях не свыше 30 км/ч – 0,25 Ра;

где Ра – вес автомашины (автокрана) ; для тракторов и бульдозеров – 0,30 Рт,

где Рт – вес гусеничного крана (трактора, бульдозера);

б) для железнодорожной нагрузки – 0,1 Рж,

где Рж – вертикальная нагрузка на тормозные колеса:

для постоянных нагрузок А – в соответствии со СНиП 2.05.03-84*.

При скоростях менее 5 км/ч тормозная нагрузка не учитывается.

7.16 Воздействие домкратов при регулировании усилий или выправке положения и строительного подъема возводимых конструкций (12) определяется как опорное давление на домкраты от нормативных нагрузок плюс дополнительное, устанавливаемое проектом конструкции усилие, необходимое для регулирования в ней напряжений (положения).

Определение опорных давлений (реакций на домкраты) от монтируемой конструкции производится по расчетной схеме, имевшей место к началу регулирования напряжений или выправки положения и строительного подъема, независимо от предшествовавшего порядка монтажа и распределения усилий (указанными факторами нельзя пренебречь при расчете самой конструкции).

7.17 Воздействие искусственного регулирования усилий (13) в конструкциях вспомогательных сооружений учитывается в случаях, предусмотренных проектом (например: придание плашкоутам первоначально обратного выгиба соответствующим порядком их балластировки). Величина усилий устанавливается при разработке проекта.

7.18 Сила трения (14) при перемещении пролетных строений, бездонных ящиков, подкрановых и подкопровых мостиков и др. по горизонтальной плоскости определяется по формулам, кН (тс):

а) при перемещении по рельсам на подкладках (салазках) или бетонному, грунтовому и деревянному основанию:

$$N_T^H = f_1 P \ , \qquad (7.13)$$

б) при перемещении по рельсам на катках:

$$N_T^H = k\frac{f_2 P}{R_1} \qquad (7.14)$$

в) при перемещении по рельсам на тележках с подшипниками скольжения:

$$N_T^H = \frac{P}{R_2}(kf_2 + f_3 r), \qquad (7.15)$$

то же с подшипниками качения:

$$N_T^H = \frac{P}{R_2}(kf_2 + f_4 r), \qquad (7.16)$$

г) при перемещении по полимерным устройствам скольжения:

$$N_T^H = f_5 P, \qquad (7.17)$$

где P – нормативная нагрузка от веса перемещаемой конструкции (механизма), кН (тс);

f_1 – коэффициент трения скольжения, принимаемый по приложению 14 ;

f_2 – коэффициент трения качения катка (колеса) по рельсам, принимаемый по таблице 7.3, см;

f_3 – коэффициент трения скольжения в подшипниках, принимается равным от 0,05 до 0,10;

f_4 – коэффициент трения качения в подшипниках, равный 0,02;

f_5 – коэффициент трения скольжения для полимерных материалов, принимаемый по таблице 7.4;

R_1 – радиус катка, см;

R_2 – радиус колеса, см;

K=2 – коэффициент, учитывающий влияние местных неровностей рельсов и катков, перекоса катков, непараллельности накаточных путей и прочих факторов, вызывающих возрастание сопротивление движению;

r - радиус оси колеса (в подшипнике), см.

Таблица 7.3

Диаметр катка (колеса) мм	Коэффициент трения качения f_2, см
200÷300 мм и менее	0,04
400÷500	0,06
600÷700	0,08
800	0,10
900÷1000	0,12

Таблица 7.4

Материал трущейся пары	Давление Мпа (кгс/см^2)	Коэффициент трения полимерных устройств скольжения, при температуре f_5	
		Отрицательной	Положительной
Полированный лист + фторопласт	<10 (100) >10 (100)	0,12 0,09	0,07 0,06
Полированный лист + нафтлен	<10 (100) >10 (100)	0,12 0,10	0,07 0,06
Полированный лист + полиэтилен ВП	<10 (100) >10 (100)	0,18 0,12	0,10 0,06
Полированный лист + карточки скольжения с покрытием тефлоном: без смазки с силиконовой смазкой	 5 (50) 5 (50)	 0,07 0,04	 0,06 0,03

Примечания

1 В таблице указаны значения коэффициента трения при трогании с места. При скольжении значения коэффициента трения понижаются в среднем на 20 % по сравнению со значениями, указанными в таблице.

2 Коэффициенты трения по карточке скольжения с тефлоном приведены на основании «Исследования коэффициентов трения при надвижке пролетных строений мостов по карточкам скольжения при разных условиях их работы» фирмой «ИМИДИС» в 2002г. и уточняются по данным поставщика.

3 Коэффициенты трения приведены для случая применения нового полированного листа с шероховатостью поверхности не ниже десятого класса в состоянии поставки.

7.19 Воздействие электрических лебедок при подъеме, опускании грузов и конструкций принимается равным паспортной грузоподъемности лебедок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.3$, если не предусмотрены специальные конструктивные решения по ограничению этого воздействия.

7.20 Действующее в перпендикулярном направлении передвижки надвигаемой конструкции боковое усилие (15) от перекоса катков, от давления на боковые ограждения и от не параллельности накаточных путей, Н (кгс), определяются по формулам:

а) при поперечном перемещении по пирсам на тележках с устройством подвижного опирания на тележку одного конца пролетного строения:

$$H = 0.015R, \qquad (7.18)$$

б) то же при неподвижном опирании обоих концов пролетного строения:

$$H = 0.15R, \qquad (7.19)$$

в) при продольном перемещении на катках:

$$H = 0.03R, \qquad (7.20)$$

г) при перемещении на полимерных устройствах скольжения:

$$H = f_5 R, \qquad (7.21)$$

где R – нормативная опорная реакция от веса надвигаемой конструкции, Н (кгс);

f_5 – коэффициент трения по таблице 7.4

При поперечной передвижке элементов распорных арок (сводов) устройство подвижного опирания одного конца передвигаемого элемента и его проверка на прочность при измененной статической схеме являются обязательными.

7.21[1)] Нагрузки от бетонной смеси (16) при её укладке и вибрировании принимаются:

а) вертикальные:

– вес свежеуложенной бетонной смеси.

$P = \gamma H$, кПа (кгс/ м^2);

– при вибрировании бетонной смеси – 2 кПа (200 кгс/ м^2);

[1)] Указания в пункте 7.21 приняты по СНиП 3.03.87, приложение 11.

б) горизонтальные – (на боковую поверхность опалубки):

– от давления свежеуложенной бетонной смеси – по таблице 7.5;

– от сотрясения при выгрузке бетонной смеси – по таблице 7.6;

– от вибрирования бетонной смеси, кПа (кгс/м^2) – 4k_3 (400k_3)

где k_3 – коэффициент, учитывающий неодновременную работу вибраторов по ширине бетонируемого изделия и вводимый в расчет прогонов и опалубки;

k_3 = 1 – для изделий шириной 1,5м и менее и изделий, уплотняемых с помощью наружных вибраторов;

k_3 = 0,8 – для изделий шириной свыше 1,5м.

Для поверхности форм, наклонных в сторону изделия, давление бетонной смеси определяется путем умножения горизонтального давления бетонной смеси на синус угла наклона поверхности формы к горизонту. При угле наклона менее 30° к горизонтали горизонтальное давление бетонной смеси на форму не учитывается.

Таблица 7.5

Способ укладки и уплотнения бетонной смеси	Расчет формулы для определения максимальной величины бокового давления	Пределы применения формулы
С помощью внутренних вибраторов	$P = \gamma H$	$H \le R$ $V < 0.5$
То же	$P = \gamma\ (0,27V+0,78)\ k_1 k_2$	$V \ge 0,5$ $H > R$
С помощью наружных вибраторов	$P = \gamma\ H$	$V < 4,5$ $H \le 2R_1$
То же	$P = \gamma\ (0,27V+0,78)\ k_1 k_2$	$H > 2$ м $V \ge 4,5$
Подводное бетонирование методом ВПТ	$P = h_д\ (\gamma - 1000)$	–

где P – нормативное максимальное боковое давление бетонной смеси, кПа (кгс/м^2);

γ – нормативный удельный вес бетонной смеси;

H – высота уложенного слоя бетона, оказывающего давление на опалубку (но не более слоя, уложенного в течении 4 часов);

V – скорость бетонирования (по вертикали), м/ч;

R – радиус действия внутреннего вибратора, м;

R_1 – радиус действия наружного вибратора, м;

k_1 – коэффициент, учитывающий влияние консистенции бетонной смеси;

при осадке конуса: 0 – 2 см k_1=0.8;

4 – 6 см k_1=1.0;

8 – 12 см k_1=1.2;

k_2 – коэффициент, учитывающий влияние температуры бетонной смеси;

при температуре, град.: 5 – 7° k_2 =1.15;

12 – 17° k_2 =1.0;

28 – 32° k_2 =0.85;

$h_д$ = k J (м) – высота «действующего столба» подводного бетона,

где k – показатель сохранения подвижности бетонной смеси в часах;

J – скорость бетонирования, м/ч.

Примечания

1 Ориентировочно принимается: радиус действия внутренних вибраторов R=0,75м, наружных вибраторов R_1 = 1 м.

2 В случае, если температура бетона неизвестна, значение k_2 принимается равным 1,0.

3 Показатель подвижности бетонной смеси k следует принимать не менее 0,7 ÷ 0,8 часа, а скорость бетонирования J – не менее 0,3 м/ч.

4 Во всех случаях величину бокового давления следует ограничивать величиной $P_{max} = \gamma H$

при γ = 250 кН/м^3 (2500 кгс/м^3) для тяжелого бетона.

5 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для бетонной смеси и для других нагрузок при расчете опалубки принимать по указаниям СНиП 32.03.01-87, приложения 11.

6 Допустимую скорость бетонирования V (м/ч) в проекте опалубки следует оговаривать.

Таблица 7.6

Способ подачи бетонной смеси в опалубку	Горизонтальная нагрузка на боковую опалубку, кПа (кгс/м2);
Спуск по лоткам и хоботам и непосредственно из бетоноводов	4.0 (400)
Выгрузка из бадей емкостью: от 0,2 до 0,8 $м^3$ включительно более 0,8 $м^3$	(400) 6.0 (600)

В Временные прочие нагрузки

7.22 Величину ветровой нагрузки (17) следует определять как сумму нормативных значений средней (Wm) и пульсационной (Wp) составляющих.

$$W_m = W_m + W_p$$

Значение средней составляющей, кПа (кгс/$м^2$), исчисляется по формуле:

$$W_m = w_o kc \qquad (7.22)$$

где w_o - нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района по таблице 7.7 [1)].

Для горных и малоизученных районов нормативное значение ветрового давления следует определять по формуле:

$$w_o = 0.61V_o^2 \text{ (Па)} \qquad (7.22а)$$

где V_o (м/с) – расчетная или допустимая по условиям производства работ скорость ветра на уровне 10м над уровнем воды или над поверхностью земли для местности А по данным метеостанции, соответствующая 10-минутному интервалу превышения один раз в 5 лет. Параметры волнения, ветра и значения Vo для видов и условий производства работ приведены в пункте 7.23 и таблице 3, приложения 12;

[1)] При проектировании грузоподъемных кранов, эксплуатируемых на открытом воздухе (на суше), ветровое давление принимается по ГОСТ 1451 (приложение 15).

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте от уровня земли, определяемый по таблице 7.8 в зависимости от типа местности;

c – аэродинамический коэффициент, принимаемый по таблице 7.9 и (приложению 16), таблица 1 или приложению 4 СНиП 2.01.07-85.

Таблица 7.7

Ветровые районы согласно СНиП 2.01.07-85*	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
Значение w_0 кПа (кгс/м^2);	0.17 (17)	0.23 (23)	0.30 (30)	0.38 (38)	0.48 (48)	0.60 (60)	0.73 (73)	0.85 (85)

При проверке прочности и устойчивости сооружений на стадиях работы продолжительностью эксплуатации не более двух недель или в безветренный период (опалубка перед бетонированием, монтажная вышка перед загружением и т.п.) допускается величину нормативного ветрового давления принимать равным 0,8 от значений, приведенных в таблице 7.7.

Таблица 7.8

Высота расчетной плоскости над поверхностью земли		≤5	10	20	40	100
Коэффициент k для типов местности	A	0.75	1.00	1.25	1.5	2.0
	B	0.5	0.65	0.85	1.1	1.6
	C	0.4	0.4	0.55	0.8	1.25

Приняты следующие типы местности:

A – открытые побережья озер, водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра.

B – городские территории, лесные массивы и другие местности, покрытые препятствиями высотой более 10 м.

C – городские территории с застройками высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность имеет с наветренной стороны сооружения на расстоянии 30h – при высоте сооружений h до 60 м и 2 км – при большей высоте.

Таблица 7.9

Наименование элементов	Аэродинамический коэффициент с
Опалубка и подобные элементы, составные в горизонтальном сечении	+ 0.8 – 0.6
Сплошные элементы прямоугольного сечения	1.4
Элементы круглого сечения	1.2
Ванты и оттяжки	1.1
Буксиры, баржи, суда	1.4 (поперек); 0.8 (вдоль)
Плашкоуты	1.4
Горизонтальные поверхности (зоны отсоса)	– 0.4

7.23 В случаях, когда скорость ветра при производстве работ ограничивается по условиям техники безопасности, нормативное ветровое давление принимается равным:

а) при расчете мощности тяговых обустройств и буксиров для установки пролетных строений на плавучих опорах из условия производства работ при ветре скоростью до 10 м/с; - 61 Па (9.0 кгс/м^2);

б) при расчете:

– подмостей, опор, подкрановых эстакад и других устройств в процессе работы монтажных кранов;

– тяговых средств в процессе перекатки (надвижки) пролетного строения;

– подъемных устройств и средств в процессе подъемки пролетного строения;

– устройств, воспринимающих воздействие домкратов в процессе регулирования напряжений при выправки положения и строительного подъема монтируемых конструкций из условия производства работ при ветре до 15 м/с – 140 Па (14.0 кгс/м^2).

Расчетную ветровую поверхность принимают по проектным контурам, т.е. по площади проекции частей сооружения (силуэта судна, крана, копра) на вертикальную поверхность, перпендикулярную направлению ветра. Для решетчатых конструкций (ферм) с однотипными элементами расчетную поверхность следует принимать равной площади фермы, вычисленной по её

наружному габариту, умноженному на коэффициент заполнения, вычисляемый по формуле:

$$\varphi = \frac{\sum A_i}{A_k} \qquad (7.23)$$

где A_i – площадь проекции i-го элемента на плоскость конструкции;

A_k – площадь, ограниченная контуром конструкции.

Величину коэффициента φ разрешается принимать равной:

а) для монтируемых балочных пролетных строений со сквозными фермами:

первая ферма – 0.2 ;

вторая и последующая фермы – 0.15 ;

б) для вспомогательных сооружений:

решетчатые башни из инвентарных конструкций МИК-С при количестве плоскостей:

2 плоскости – 0.5;

4 и более – 0.9;

решетчатые башни и стрелы кранов (копров) – 0.8.

Для других видов решетчатых конструкций значения с и φ должны определяться согласно указаниям СНиП 2.01.07-85*.

7.24 Горизонтальная продольная ветровая нагрузка на сквозные фермы монтируемых сооружений принимается в размере 60% и на балки со сплошной стенкой в размере 20% от полной нормативной поперечной ветровой нагрузки.

На остальные сооружения и подъемно-транспортное оборудование продольная ветровая нагрузка определяется, так же как и поперечная ветровая нагрузка.

В конструкциях, имеющих развитые горизонтальные (наклонные) плоскости (настилы, опалубки, навесы), должно учитываться образование зон разряжения и скоростного напора у горизонтальных (наклонных) плоскостей, вызывающее образование вертикальных (подъемных) усилий. Эти усилия должны определяться при значении С = – 0,6.

7.25 Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки (Wp) при сооружении высотных [1] СВСиУ на высоте Z (от действия порывов ветра) следует определять по указаниям СНиП 2.01.07-85*, пункты 6.7 ÷ 6.10.

В зависимости от значений первой и второй частоты собственных колебаний [2] (f_1 и f_2) вдоль направления потока в сравнении с предельным значением частоты собственных колебаний (f_t) СВСиУ условно можно разделить на жесткие (при $f_1 > f_t$), средней гибкости ($f_1 < f_t$ и $f_2 > f_t$) и гибкие ($f_2 > f_t$). По СНиП 2.01.07-85*, пункт 6.8 предельное значение частоты собственных колебаний f_t является мерой гибкости конструкций в зависимости от ветрового района, который принимается для железобетонных конструкций δ=0,3 и металлических – δ=0,15. При этом для жестких СВСиУ расчет выполняется по пункту 6.7, а); для СВСиУ средней гибкости – по пункту 6.7, б) и в); для гибких СВСиУ – по пункту 6.10 СНиП 2.01.07-85*.

7.26 Для гибких конструкций и элементов СВСиУ необходимо производить проверку возможности возникновения явлений аэроупругой неустойчивости типа вихревого возбуждения и галопирования по формулам:

для вихревого возбуждения – $V_{кр}^{вв} = \dfrac{d}{Sh \cdot T}$,

для галопирования – $V_{кр}^{г} = \dfrac{4m\delta f}{-(C_y^{\alpha} + C_x)\,\rho \cdot d}$,

где d - размер поперечного сечения элемента вдоль потока, м;

m - погонная масса элемента, кгс/м;

T; f - период (с) и частота (Гц) свободных колебании элемента;

δ - логарифмический декремент колебаний;

для стальных конструкций - δ = 0,03 ÷ 0,05;

для железобетонных - δ = 0,3;

---

[1] К высотным относятся сооружения и их отдельные элементы, расположенные на высоте свыше 10 м от уровня воды или поверхности земли.

[2] Величины f_1, f_2 вычисляются по специальной программе в зависимости от типа конструкции.

ρ - плотность воздуха, равная 1,125 кгс/м^3;

Sh - число Струхаля, принимаемое по таблице 2 приложения 16;

$C_y^{\alpha}+C_x$ - аэродинамический параметр, принимаемый на основе аэродинамических испытаний; для призматических элементов: $C_y^{\alpha}+C_x = -(2 \div 4)$,

Условие возникновения этих явлений определяется неравенством

$$V_{кр} < V_{расч} = 28 \text{ м/с},$$

Явление галопирования недопустимо, а при возникновении явления вихревого возбуждения необходимо выполнять расчет на выносливость при амплитуде колебаний, равной: $\bar{a} = \bar{a}/d = 0,4 \div 0,5$.

7.27. Коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f при расчете СВСиУ со сроком службы, не превышающем 5 лет, допускается принимать равным 1.0. Во всех остальных случаях $\gamma_f = 1,1$.

7.28. При возведении уникальных и технически сложных объектов для оценки метеорологической обстановки в процессе сооружения, а также накопления информации о реальных параметрах ветра, отложения снега и льда, уточняющих достоверность принятых в расчете нагрузок на обоих берегах реки (водохранилища) в створе мостового перехода должны работать два метеорологических поста.

7.29 Ледовая нагрузка (18) на защитные конструкции СВСиУ, подвергающиеся по условиям производства работ ледовым воздействиям на реках с ледоходом, кН (тс) определятся по формуле:

$$F_{вр} = R_c b h_d \qquad (7.24)$$

где R_c – нормативное сопротивление льда сжатию, МПа (тс/м^2) по таблице 7.10;

b – ширина сооружения по фронту действия льда, м;

h_d – расчетная толщина льда, м, принимается для речного льда равной 0.8 от максимальной за зимней период толщины льда, вероятностного превышения 10%.

На реках промерзающих до дна, должна приниматься толщина льда, наблюдаемая при осеннем ледоставе.

За уровень приложения ледовой нагрузки на сооружение принимается уровень высокого ледохода вероятностного превышения 10%.

Таблица 7.10

Климатическая зона	Значение R_c МПа (тс/м^2) для сооружений	
	С вертикальным режущим ребром	Без режущего ребра
Районы БАМ и севернее линии Красноярск- Воркута	0.40(40)	0.55(55)
Остальные районы России	0.35(35)	0.50(50)

На ледорезы с наклонным режущем ребром давление льда учитывается в виде:

– вертикальной составляющей, кН (тс), по формуле:

$$F_v = 0{,}35h_d^2 \qquad (F_v = 35h_d^2), \tag{7.25}$$

– горизонтальной составляющей, кН (тс), по формуле

$$F_н = F_v \operatorname{tg}\beta \qquad (F_н = 100F_v \operatorname{tg}\beta), \tag{7.26}$$

где β - угол наклона режущего ребра к горизонту, град.

Толщина льда, принятая в расчете, должна указываться в проекте. В случае отличия фактических ледовых усилий от принятых в проекте должны быть приняты дополнительные меры при пропуске ледохода.

Для особо ответственных сооружений (опоры при полунавесной сборке), а также при действии заторных масс льда и нагрузки от ледяных полей ледовая нагрузка должна определяться точными способами в соответствии с указаниями СНиП 2.06.04-82*.

7.30 Нагрузка от навала судов (19) и плавсистем на СВСиУ или защищающих их устройств принимается:

– от обращающихся по реке судов (таблица 7.11);

– от плавсистем, имеющихся на строительстве, согласно приведенным ниже указаниям.

Кинетическую энергию навала судна Eq при подходе его к причальному сооружению следует определять по формуле:

в (кДж) – $$E_q = \Psi \frac{D_c V^2}{2}, \tag{7.27}$$

в (тс·м) – $$E_q = \Psi \frac{D_c V^2}{2g}, \tag{7.27а}$$

где D_c – расчетное водоизмещение судна, тс;

V – нормальная к поверхности сооружения составляющая скорости подхода судна, м/с, принимаемая в обычных условиях равной 0,2 м/с;

Ψ – коэффициент, учитывающий поглощение кинетической энергии подходящего судна и равной 0,45 для сооружений на сваях;

g – ускорение силы тяжести.

Энергию деформации причальных сооружений в кДж допускается определять по формуле:

$$E_i = 0.7\frac{F_g^2}{k_i}, \qquad (7.28)$$

в горизонтальном направлении, кН/м; где k_i – коэффициент жесткости причального сооружения

Ориентировочно можно принять: k_i = 2000 кН/м (200 тс/м);

F_g – поперечная горизонтальная сила от навала судов на причал при подходе к сооружению, кН/м (тс/м).

Значение F_g определяют, приравнивая выражения (формула 7.27) и (формула 7.28).

Продольная сила $F_п$, кН (тс), от навала судов при подходе к сооружению должна определяться по формуле:

$$F_п = \mu F_q, \qquad (7.29)$$

где μ – коэффициент трения, принимаемый в зависимости от материала лицевой поверхности отбойного устройства:

– при поверхности из бетона или резины μ=0.5;

– при деревянной поверхности μ=0.4.

Нагрузка от навала на вспомогательные сооружения считается приложенной посередине их длины или ширины на уровне рабочего горизонта воды, за исключением случаев, когда имеются выступы, фиксирующие уровень действия этой нагрузки, и когда при более низком уровне нагрузка вызывает более значительные воздействия.

7.31 Нормативное температурно-климатическое воздействие (20) следует учитывать при расчете перемещений и при определении усилий во внешне статически неопределимых системах.

Среднюю по сечению нормативную температуру элементов СВСиУ или их частей, а также влияние солнечной радиации на температуру элементов следует принимать и учитывать согласно СНиП 2.05.03-84* .

7.32 Воздействие осадки грунта (21) в основаниях вспомогательных сооружений следует принимать по результатам расчета оснований.

Осадка грунта учитывается при расчетах сборочных стапелей на насыпях, опор сборочных подмостей при сборке (надвижке) по неразрезной схеме в тех случаях, когда осадка не исключается конструктивными мерами.

Таблица 7.11

Класс внутренних водных путей	Нагрузки от навала судов, кН (тс)			
	вдоль оси моста со стороны пролета		поперек оси моста со стороны пролета	
	судоходного	несудоходного	верховой	низовой при отсутствии течения и верховой
1	2	3	4	5
I	1.00(100)	0.50(50)	1.25(125)	1.00(100)
II	0.70(70)	0.40(40)	0.90(90)	0.70(70)
III	0.65(65)	0.35(35)	0.80(80)	0.65(65)
IV	0.55(55)	0.30(30)	0.70(70)	0.55(55)
V	0.25(25)	0.15(15)	0.30(30)	0.25(25)
VI	0.15(15)	0.10(10)	0.20(20)	0.15(15)
VII	0.10(10)	0.05(5)	0.15(15)	0.10(10)

7.33 Нагрузка от наезда автомашинами (22) учитываются в расчете временных опор подмостей при расположении их в пределах полотна действующей автомобильной дороги в виде сосредоточенной горизонтальной силы величиной 200 кН (20 тс), приложенной на высоте 1,0 м над уровнем проезжей части (при условии ограничения скорости автомашин до 25 км/час, что должно быть указано в проекте).

8 Основания и фундаменты

А Общие положения

8.1 Основания СВСиУ должны проектироваться на основе:

а) результатов инженерно-геологических и инженерно-гидрологических изысканий;

б) данных, характеризующих конструктивные и технологические особенности сооружения, нагрузки, действующие на фундамент, и условия его эксплуатации;

в) технико-экономического сравнения возможных вариантов решений для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов.

При проектировании оснований и фундаментов следует учитывать местные условия строительства, а также имеющийся опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных условиях.

8.2 Результаты инженерных изысканий должны содержать данные, необходимые для выбора типа основания и фундамента, в том числе свайного, для определения размеров и глубины заложения фундамента, вида свай, их длины и размеров поперечного сечения, расчетной нагрузки, допускаемой на сваю.

Грунты оснований в описаниях результатов инженерных изысканий должны именоваться согласно ГОСТ 25100.

8.3 Проектом оснований и фундаментов должна предусматриваться срезка плодородного слоя почвы для последующего использования в целях рекультивации земель, озеленения и т.п.

8.4 Исходя из условий, изложенных в пункте 8.1, СВСиУ следует, как правило, сооружать на фундаментах:

в русле реки – из забивных свай и, в отдельных случаях, из свай-оболочек. Применение ряжевых или свайно-ряжевых фундаментов, засыпанных камнем, допускается при невозможности заглубления свай в не размываемую толщу, либо при необходимости восприятия тяжелой ледовой нагрузки;

вне русла реки применяются фундаменты на естественном основании (в виде деревянных лежней, бетонной или железобетонной плиты), а также свайные фундаменты.

8.5 Настоящим разделом не рассматриваются вопросы проектирования оснований и фундаментов в условиях:

– вечномерзлых грунтов;

– просадочных грунтов.

Проектирование оснований и фундаментов для этих случаев должно выполняться согласно СНиП 2.02.04-88 и СНиП 2.01.09-91 соответственно.

Б Фундаменты на естественном основании

8.6 Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состояний:

а) первой группы – по несущей способности конструкций оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига;

б) второй группы – по деформациям (осадкам) оснований.

8.7 Основания рассчитываются по деформациям во всех случаях, по несущей способности – в случаях если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами (при степени влажности $Sr \geq 0.85$ и коэффициенте консолидации $Cv \leq 10^7$ см^2/год);

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности и деформациям производится согласно СНиП 2.02.01-83*.

8.8 Взвешивающее действие воды на грунты и части сооружения, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод необходимо учитывать, при расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов. Уровень воды принимается невыгоднейший – наинизший или наивысший.

8.9 Проверка устойчивости фундаментов против сдвига (см. раздел 6) производится при следующих значениях коэффициентов трения подошвы фундаментов по грунту:

для глин и скальных грунтов с омывающейся поверхностью (глинистые известняки, глинистые сланцы и т.п.) при затоплении водой – 0.1;

для тех же грунтов во влажном состоянии – 0.25

для тех же грунтов в сухом состоянии – 0.30

для песков – 0.40

для гравелистых и галечниковых грунтов – 0.50

для суглинков и супесей – 0.30

для скальных пород с не омывающейся поверхностью – 0.60

8.10 Для оснований из нескальных грунтов под фундаменты мелкого заложения, рассчитываемых без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок, характеризуемое относительным эксцентриситетом – $\frac{e_0}{\rho}$, должно быть ограниченно следующими пределами:

1) на нескальных грунтах при отсутствии бокового давления грунта на фундамент:

- при учете только постоянных нагрузок – 0.2;
- при учете постоянных и временных нагрузок – 1.0

2) на нескальных грунтах при наличии бокового давления грунта на фундамент:

- при учете только постоянных нагрузок – 0.5;
- при учете постоянных и временных нагрузок – 0.6

3) на скальных грунтах при учете постоянных и временных нагрузок – 1.2

$e_0 = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузок относительно центра тяжести подошвы фундамента;

$\rho = \frac{W}{F}$ — радиус ядра сечения по подошве фундамента, причем момент сопротивления W относится к менее нагруженной грани.

8.11 Наибольшее расчетное давление фундамента на основание определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \qquad (8.1)$$

где σ – наибольшее давление от расчетных нагрузок в уровне подошвы фундамента;

M – момент от расчетных нагрузок в уровне подошвы фундамента относительно его центра тяжести;

F и W – площадь и момент сопротивления подошвы фундамента.

Формула действительна при условии $\frac{N}{F} > \frac{M}{W}$, что соответствует условию $\frac{e_o}{\rho} < 1$. При несоблюдении этих условий ($\frac{e_o}{\rho} > 1$), максимальное давление фундамента на основание следует определять, исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания:

$$\sigma = \frac{2N}{3b\left(\frac{a}{2} - \frac{M}{N}\right)} \qquad (8.2)$$

В частном случае, при $\frac{e_o}{\rho} = 1$ максимальное давление: $\sigma_{max} = \frac{2N}{a}$

где a – ширина подошвы фундамента (размер в направлении плоскости действия момента);

b – длина подошвы фундамента (размер в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента M).

8.12 При проектировании фундаментов на естественном основании следует применять:

а) в лежневых фундаментах – окантованные бревна местных хвойных и лиственных пород (преимущественно короткомер), отвечающих требованиям раздела 9, шпалы и брусья;

б) в ряжевых фундаментах – лес местных хвойных и лиственных пород, отвечающих требованиям раздела 9;

в) фундаменты из монолитного и сборного железобетона.

8.13 Применение монолитного бетона и железобетона марок, указанных в разделе 10, допускается в массивных фундаментах на естественном основании, как правило, не подлежащих последующей разборке после демонтажа вспомогательных конструкций.

8.14 Глубина заложения фундаментов вспомогательных сооружений должна назначаться по результатам расчета грунтовых оснований с учетом:

а) геологических и гидрогеологических условий расположения сооружения;

б) глубины промерзания;

в) условий размыва грунтов основания;

г) характерных особенностей конструкции фундамента и метода производства работ по его возведению.

8.15 Подошву фундамента сборного, ряжевого и лежневого типов следует закладывать:

а) на суходолах и неразмываемых поймах при пучинистых грунтах – не менее чем на 0,25 м ниже расчетной глубины промерзания;

б) на суходолах и неразмываемых поймах при непучинистых крупно-песчаных, гравелистых и галечниковых грунтах и при скальных породах – независимо от глубины промерзания грунтов;

в) на размываемых поймах на 0.5 м ниже глубины местного размыва у данной опоры с соблюдением вышеприведенных указаний относительно промерзания. В случаях принятия защитных мер от подмыва (каменная обсыпка, укрепление фашинами, шпунтовые ограждения и т.п.) – только с учетом условий промерзания;

г) в руслах рек при размываемых грунтах – на 0.5 м ниже глубины местного размыва у данной опоры, в случае принятия защитных мер от подмыва или при неразмываемом грунте допускается непосредственное опирание фундамента на выровненную поверхность грунта.

8.16 В местах отсутствия подмыва грунтов основания допускается подошву фундамента мелкого заложения располагать на подсыпках толщиной не менее 0,3м, устраиваемых из щебенистых, песчаных, гравелистых или галечниковых грунтов.

Подсыпки под фундаменты, сооружаемые в пределах суходолов, должны устраиваться на предварительно очищенных от растительного покрова площадках.

Размеры подсыпки под подошвой фундамента в плане следует назначать с расчетом, чтобы ширина бермы была на 0.5 м больше размеров фундамента. Откосы подсыпки принимаются не круче 1:1.5, а в пределах водотоков не круче 1:2.

В Фундаменты на забивных сваях

8.17 Расчет свайных фундаментов СВСиУ и их оснований должен быть выполнен по предельным состояниям:

а) первой группы

– по прочности материала свай и свайных ростверков;

– по несущей способности грунта основания свай;

б) второй группы

– по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;

– по перемещениям свай (горизонтальным и углам поворота головы свай) совместно с грунтом основания от действия горизонтальных нагрузок и моментов.

8.18 Расчет по прочности материала свай и ростверков должен производиться в зависимости от материала конструкции в соответствии с требованиями СНиП II-25-80, СНиП 52-01-2003, СНиП II-23-81*, СП 53-102-2004, СНиП 2.05.03-84*, СНиП 2.02.03-85 и указаниями настоящего раздела.

8.19 Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия:

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_к} \qquad (8.3)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи;

$\gamma_к$ – коэффициент надежности.

Значения величин N, F_d, $\gamma_к$ определяются (принимаются) согласно СНиП 2.02.03-85 пункт 3.10 и указаниям настоящего раздела.

8.20 Несущую способность F_d, кН (тс), висячей сваи, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять, как сумму расчетных сопротивлений грунтов оснований под нижним концом сваи и по боковой поверхности согласно указаниям раздела 4 СНиП 2.02.03-85 пункт 4.2.

8.21 Расчетный отказ сваи S_a при забивке или добивке её молотом принятого в проекте типа определяется по формуле:

$$S_a = \frac{\eta A E_d}{\gamma_к F_d(\gamma_к F_d + \eta A)} \times \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \text{см} \qquad (8.4)$$

где $\gamma_к$ – коэффициент надежности по пункту 8.19;

η – коэффициент, принимаемый по таблице 8.1 в зависимости от материала сваи, кН/м^2 (тс/м^2);

А – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), $м^2$;

E_d – расчетная энергия удара молота, кДж (тс · м), принимаемая по таблице 8.2;

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи и наголовника, т;

m_3 – масса подбабка, т;

ε – коэффициент восстановления удара: при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$.

Таблица 8.1

Случай расчета	Коэффициент η, кН/ $м^2$ (тс/$м^2$)
Испытание свай забивкой и добивкой, (а также в случае определения отказов) при видах свай:	
Железобетонных с наголовником	1500 (150)
Деревянных без подбабка	1000(100)
Деревянных с подбабком	800(80)
Стальных с наголовником	5000(500)
Контроль несущей способности свай по результатам производственной забивки при значении Ed/S_a кН (тс):	
1000(100) и менее	2500(250)
2000(200)	1500(150)
4000(400)	950(95)
8000(800) и более	700(70)

8.22 Расчетную нагрузку на сваю N, кН (тс), следует определять, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Таблица 8.2

№№ п.п.	Молот	Расчетная энергия удара молота Ed , кДж (тсм)
1	Подвесной или одиночного действия	GH
2	Трубчатый дизель - молот	0,9GH
3	Штанговый дизель - молот	0,4GH
4	Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	G (H-h)

Примечания

1 G – вес ударной части молота, кН (тс).

2 h – высота первого отскока ударной части дизель–молота от воздушной подушки, определяемая по мерной рейке, м (см. пункт 4).

Для предварительных расчетов допускается принимать:

для штанговых молотов h=0,6 м; для трубчатых молотов h=0,4 м.

Г Конструирование

8.23 В зависимости от свободной длины сваи рекомендуется применять фундаменты, состоящие:

а) из одиночных деревянных вертикальных свай – при свободной их длине от 1 м до 2 м с постановкой горизонтальных, продольных и поперечных схваток около верхних концов свай;

б) из пакетных деревянных свай – при свободной их длине до 4 м с постановкой горизонтальных, продольных и поперечных схваток около верхних концов свай, при свободной длине сваи менее 2 м постановка схваток не обязательна;

в) из вертикальных и наклонных деревянных свай (как одиночных, так и пакетных) – при свободной их длине не свыше 4м;

г) из стальных и железобетонных свай – при свободной их длине не свыше 6 м, при условии обеспечения требуемой жесткости опор;

д) из вертикальных свай любого типа, объединенных пространственным каркасом, – при глубинах воды свыше 4 м.

8.24 На не мерзлых грунтах с твердыми включениями и любых мерзлых грунтах следует применять стальные сваи.

8.25 Глубина погружения свай в грунт определяется в зависимости от расчетной нагрузки на сваю и геологических условий, но должна быть для висячих свай не менее 3 м от уровня возможного местного размыва дна реки у данной опоры.

В случаях последующего устройства вокруг свайного фундамента ряжа с загрузкой камнем может быть допущена меньшая глубина забивки свай, но при условии получения требуемого отказа.

Для свай-стоек глубина погружения определяется отметкой опорного пласта грунта.

На суходоле глубина погружения сваи считается от уровня подошвы низкого свайного ростверка, а при высоком ростверке от уровня дневной поверхности грунта (естественной или в результате срезки).

8.26 Сваи, работающие на растягивающие усилия, должны иметь необходимую прочность на растяжение в сопряжениях с ростверком (плитой) в стыках и заделке их в грунте.

Если по расчету получаются растягивающие усилия в сваях, то в случаях, когда конструкция сопряжения свай с вышерасположенной частью фундамента не может обеспечить передачу таких усилий, требуется повторить расчет, изменив плоскую расчетную схему фундамента путем исключения из неё растянутых свай.

8.27 При расчетном шарнирном опирании свай на скальную породу их низ должен быть заглублен в не размываемую толщу плотных или средней плотности наносных отложений не менее чем на 1 м. При необходимости свайный фундамент укрепляется путем отсыпки камнем (например, ограждением в виде ряжевой перемычки высотой не менее 1 м, заполненной камнем).

При опирании свай непосредственно на скалу (без укрепления путем обсыпки камнем), глубине забивки свай ниже уровня размыва менее 3 м, а также во всех случаях, когда глубина воды в месте устройства опор более 4 м, свайные фундаменты должны сооружаться с применением подводных каркасов, связей или наклонных свай.

8.28 Если фундаменты из одних вертикальных свай не могут воспринять расчетные горизонтальные нагрузки, то независимо от свободной длины свай часть из них или все следует располагать с наклоном до 5:1.

В конструкции фундаментов с наклонными сваями следует предусматривать сваи, имеющие наклоны вдоль и поперек опоры.

8.29 Сваи размещаются в рядовом или шахматном порядке с расчетом возможно более равномерного распределения на них нагрузки. Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее трех толщин свай в уровне их острия и не менее 1.5 толщин свай – в уровне низа плиты (ростверка), а для свай- оболочек – не менее 1 м в свету. При двухрядном расположении вертикальных свай допускается уменьшать расстояние между осями рядов до двух толщин свай. Расстояние между осями свай – стоек в уровне их низа должно быть не менее двух толщин свай.

8.30 Размещение свай в плане внецентренно нагруженного фундамента следует производить в соответствии с расчетной нагрузкой, действующей в плоскости подошвы плиты ростверка. При этом равнодействующая постоянных сил, действующих на свайный фундамент, должна проходить, возможно, ближе к центру тяжести плана свайного фундамента в уровне нижних концов свай.

8.31 Для фундаментов допускается использовать деревянные сваи. Стыки свай выполняются на стальных накладках или патрубках с установкой сквозных болтов.

8.32 В необходимых случаях (слабые грунты, отсутствие другого материала для свай и др.) допускается применение забивных деревянных свай с уширенными пятами или пакетные сваи из бревен или брусьев.

8.33 Головы деревянных свай должны быть объединены деревянным, стальным или железобетонным ростверком, обеспечивающим распределение на сваи нагрузок, действующих на свайный фундамент.

8.34 Толщина насадок деревянных ростверков должна быть не менее 22 см, а ширина — обеспечивать перекрытие голов свай ряда. Соединение свай с насадками должно осуществляться хомутами, либо планками, на болтах и шурупах (глухарях) с постановкой осевых штырей.

8.35 Конструкция железобетонной плиты ростверка и заделки в ней свай принимается по СНиП 2.05.03-84* "Мосты и трубы". Класс бетона плиты должен быть не ниже В15.

8.36 Головы стальных свай рекомендуется объединять ростверком из стальных конструкций, жестко соединенных со сваями с помощью привариваемых к ним переходных опорных башмаков.

9 Деревянные конструкции

А Общие требования

9.1 Расчет и конструирование деревянных конструкций СВСиУ и их узлов должны выполняться в соответствии с главой СНиП II-25-80 и требованиями настоящего раздела. В зависимости от вида проектируемых сооружений в расчетах принимаются коэффициенты условий работы и коэффициенты надежности.

9.2 В деревянных конструкциях СВСиУ следует применять древесину в зависимости от назначения элементов конструкций согласно таблице 9.1 и удовлетворяющую требованиям ГОСТ 2695, ГОСТ 8486, ГОСТ 9462, ГОСТ 9463.

Таблица 9.1.

Элементы деревянных конструкций	Породы	Сорт
Прогоны и пакеты подкрановых эстакад и рабочих	хвойные	2
Элементы прочих несущих конструкций	хвойные и лиственные	2
Элементы вспомогательного назначения, повреждение которых не нарушает целостности несущих конструкций	хвойные и лиственные	3

В конструкциях тепляков, утепление опалубки, ограждений допускается использовать круглый лес диаметром 4-7 см (жерди) и подтоварник хвойных и лиственных пород.

9.3 Лесоматериалы, бывшие в употреблении, допускаются к применению при условии, что они удовлетворяют по качеству всем приведенным выше требованиям.

9.4 Влажность древесины расчетных элементов или элементов, требующих особо тщательного изготовления и плотной подгонки должна быть не более 25%. В остальных случаях влажность древесины не ограничивается.

9.5 Размеры сечений элементов и соединительных деталей должны быть не менее указанных в таблице 9.2.

Таблица 9.2.

Наименование элемента и характеристика размера	Наименьшие размеры
Толщина, см : настилов	4
перил	2
Диаметр бревен в тонком конце, см:	
основных элементов	18
второстепенных элементов	14
Размер пластин, см	18/2
Размер большей стороны брусьев или досок, (см)	
основных элементов	16
связей, накладок, элементов опалубки, перил	8
Диаметр гвоздей, мм	3
Толщина стальных накладок, мм	6
Диаметр болтов, мм	16
Толщина шайб, мм	4
Диаметр нагелей (штырей) мм	12

При конструировании элементов из круглого леса следует учитывать естественный сбег бревен, равный 1см на погонный метр бревна.

9.6 При назначении расчетных сопротивлений древесины и расчетной несущей способности соединительных деталей влияние условий эксплуатации учитывается умножением их нормативных значений на коэффициенты условий работы m согласно таблице 9.3.

9.7 В изгибаемых элементах, в сечениях с наибольшими изгибающими моментами необходимо избегать ослабления подрезками крайних растянутых волокон. Глубина подрезки в опорных сечениях допускается не более чем на 1/3 толщины элемента, длина опорной площади подрезки не должна превышать толщины элемента.

Глубина врубок и врезок в стойках, насадках и связях должна быть не более 1/3 толщины элемента и не менее 2 см в брусьях и 3 см в бревнах. Рабочую плоскость смятия, как правило, следует располагать перпендикулярно к оси примыкающего сжатого элемента.

Несимметричное ослабление сечения стоек не должно превышать 0,4 площади поперечного сечения и симметричное — 0,5.

9.8 Для уменьшения размеров поперечного сечения элементов, работа которых определяется напряжением на смятие древесины поперек волокон, следует применять в узлах металлические прокладки. Прокладки должны рассчитываться на изгиб.

Скобы в узловых сопряжениях применяются только в качестве нерасчетных скреплений.

9.9 Неинвентарные деревянные конструкции могут проектироваться без соблюдения требований о проветривании и доступе к местам соединения для осмотра. При сроке службы деревянных конструкций менее 5 лет допускается не предусматривать их защиты от загнивания.

Таблица 9.3.

Вид конструкций, характер воздействия, условия эксплуатации	Коэффициент m
Расчетные сопротивления древесины	
Конструкции, расположенные под водой	0,9
Элементы опалубки тепляков, подвергающиеся воздействию пара	0,8
Элементы закладного крепления котлованов	1,1
Элементы опалубки монолитных конструкций	1,5
Элементы прогонов, пакетов, тротуаров в подкрановых эстакадах и рабочих мостиках при воздействии временной вертикальной нагрузки	1,1
Сопряжение насадок со сваями и стойками (смятие)	1,2
Расчетная несущая способность	
Все виды нагелей при любых нагрузках	1,25
Нагели в соединениях, подвергающихся длительному увлажнению, в том числе пропариванию	0,85
Гвоздевые соединения, работающие на боковое давление бетонной смеси	1,75

Б Дополнительные требования к деревянным опорам рабочих мостиков и монтажных подмостей

9.10 Опоры следует проектировать свайными, свайно-рамными, рамно-ряжевыми, ряжевыми, лежневыми или клеточными (последние преимущественно для устоев высотой не более 2 м). При установке опор вне русла реки на лежневое основание должны быть приняты меры к отводу от опор поверхностных вод и обеспечению защиты основания от подмыва, пучения и просадки грунта.

При высоте до 6м и пролетах до 6м рекомендуется применять плоские свайные опоры.

При бóльших высотах и пролетах следует применять двухрядные башенные свайные опоры с расстоянием по фасаду моста 1/4 — 1/5 высоты опоры.

При высоте свайной опоры над грунтом более 2м должны ставиться диагональные схватки, крепящиеся к сваям на врубках с болтами. При высоте опор более 6 м следует забивать наклонные сваи или ставить укосины с уклоном не более 4:1. Разрешается установка верхнего конца укосины под насадку; нижний конец укосины должен врубаться в вертикальную откосную сваю или нижнюю насадку.

Насадки должны крепиться к сваям вертикальным штырями и дополнительно с помощью скоб, двухсторонних планок или хомутов.

9.11 Надстройку свайно-рамных опор рекомендуется выполнять, как правило, из инвентарных элементов, а при соответствующем обосновании из индивидуальных объемных рамных блоков, изготавливаемых в стороне и устанавливаемых в собранном виде.

9.12 Опоры рекомендуется обшивать пластинами толщиной 10см до уровня на 0,5м выше горизонта ледохода вероятностью превышения 10 %, а при возможном карчеходе ограждать защитной заостренной в плане стенкой.

9.13 В клеточных опорах нижний ряд брусьев следует делать сплошным. Число брусьев в ряду подбирается по условиям смятия поперек волокон. Каждый брус должен прикрепляться к нижнему ряду двумя скобами.

9.14 Деревянные опоры рассчитывают в предположении, что укосины, диагональные связи и раскосы не воспринимают вертикальных сил.

Глубина забивки откосных свай опор, а также свай ледорезов назначается, исходя из условной расчетной нагрузки на сваю, принимаемой 100 кН (10 тс), если в проекте не указана большая нагрузка.

Усилия D в схватках и диагональных связях деревянных опор определяются по формуле:

$$D = \frac{\sum H}{\cos \alpha} \qquad (9.1)$$

где $\sum H$ — сумма горизонтальных усилий;

α — угол наклона связей к горизонтали.

9.15 Свободную длину стоек башенных свайных опор принимают равной расстояниям между узлами связей.

Свободную длину свай принимают по указаниям раздела 8. Гибкость деревянных стоек должна быть не более 100, связей — 150.

9.16 Расчеты на устойчивость положения опор против опрокидывания проводят относительно сроста наружной коренной сваи при опорах без укосин или наклонных свай и относительно нижней точки боковой укосины или наклонной сваи — при опорах с боковыми укосинами или наклонными сваями.

9.17 Длина свободного конца лежней и насадок рам, а также опорных элементов, к которым примыкают сжатые стойки, должна быть не менее толщины опорного элемента и не менее 20 см.

Стыки стоек следует осуществлять впритык на штыре с примыканием торцов всей плоскостью и перекрытием стыка стальными накладками на болтах или обрезком трубы.

При условии расположения стыков стоек в узлах или непосредственно около узлов, имеющих в обоих направлениях горизонтальные и диагональные связи, указанные стыки допускается рассматривать как конструктивные. В противном случае стыки стоек нужно рассчитывать как стыки сжатых поясов сквозных пролетных строений.

В соединениях связей со стойками обязательно устройство врубок.

Все соединяемые элементы опор должны быть стянуты болтами, а при необходимости хомутами. Болты должны иметь стальные шайбы с обоих концов.

9.18 При устройстве ряжевого основания опор могут применяться ряжевые опоры на всю высоту или опоры с рамной надстройкой из инвентарных или индивидуальных конструкций (рамно-ряжевые опоры). На водотоках с

сильным ледоходом рекомендуется рамную надстройку возводить, начиная с отметки на 1,0 м выше уровня ледохода вероятностно превышения 10%. Целесообразно высокие ряжи делать телескопическими.

Выше уровня ледохода ряжи рекомендуется делать со сквозными наружными стенками без врубок.

9.19 Ряжи устанавливаются на выровненное каменной наброской дно. Нижние два венца ряжа должны быть заделаны в подсыпку.

9.20 Для предохранения от подмыва по периметру ряжа следует устраивать каменную наброску на высоту 1,0 ÷ 1,5 м выше подошвы ряжа с горизонтальной бермой шириной не менее 0,5 м и с уклоном откосов порядка 1:1,5 ÷ 1:2.

10 Бетонные и железобетонные конструкции

10.1 Проектирование бетонных и железобетонных элементов СВСиУ (свай, ростверков, фундаментных блоков, стоек и других элементов, не входящих в состав конструкций постоянных мостов) должно выполняться в соответствии с главой СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции" с учетом дополнительных указаний настоящего раздела. Коэффициенты условий работы и коэффициенты надежности по назначению принимаются в соответствии с указаниями разделов настоящего стандарта в зависимости от видов и назначения сооружений.

Допускается производить расчет железобетонных конструкций по нормам главы СНиП 2.05.03-84* "Мосты и трубы".

10.2 Бетонные и железобетонные конструкции должны рассчитываться:

а) по первой группе предельных состояний — на прочность и устойчивость формы;

б) по второй группе предельных состояний — по деформациям, а также по образованию и раскрытию трещин, если по условиям эксплуатации образование и раскрытие трещин не допускаются.

10.3 Из нормируемых показателей качества бетона для конструкций СВСиУ назначается класс по прочности на сжатие, если из технических или других особенностей проектируемого сооружения не вытекает необходимость назначения других показателей качества СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003.

10.4 Арматура для железобетонных конструкций должна назначаться в соответствии с общими требованиями СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003. При этом за расчетную температуру принимается температура наиболее холодной пятидневки, с обеспеченностью 0,92, ожидаемая в период эксплуатации сооружения.

Арматуру марок, предназначенных для применения при температуре выше минус 40°С допускается применять и для температуры ниже 40°С при условии снижения на 30 % ее расчетного сопротивления.

10.5 В проектах СВСиУ для зон с расчетной температурой ниже минус 40°С изготовление бетонных и железобетонных конструкций может предусматриваться без учета дополнительных технологических требований к конструкциям северного исполнения, за исключением конструкций, воспринимающих подвижную временную нагрузку от железнодорожного или автомобильного транспорта.

10.6 При расчетах закладных анкерных креплений в бетоне вспомогательных сооружений следует учитывать коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,5$ для анкеров в соединениях стоек опор с ростверками.

Для закладных деталей конструкций, эксплуатируемых при температуре выше 40°С, должны применяться стали марок, приведенных в СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003. При температурах ниже минус 40°С следует применять стали в соответствии с рекомендациями раздела 11.

10.7 Расчет заделки анкеров в бетон необходимо производить согласно требованиям СниП 52-01-2003, СП 52-101-2003.

При расчете заделки величину сцепления их с бетоном принимают 1МПа (10кгс/см^2) для элементов с гладкой поверхностью и 1,5 МПа (15кгс/см^2) для элементов периодического профиля.

Несущую способность анкерного массива следует проверять в плоскости конца анкеров. При этом нужно учитывать только собственный вес вышележащего массива и не учитывать работу бетона на растяжение.

Независимо от результатов расчета глубина заделки анкеров в бетоне должна быть не менее 1м.

10.8 Конструкция вертикального анкера над подвижной опорной частью должна обеспечивать свободу температурных перемещений.

11 Стальные конструкции

11.1 Проектирование стальных конструкций СВСиУ следует выполнять в соответствии с главой СНиП II-23-81* (изд. 1991г.), СП 53-102-2004, СНиП 2.05.03-84* и ГОСТ 23118-99 с учетом требований глав СНиП 3.03.01-87 и указаний настоящего раздела.

11.2 При выборе стали для металлических конструкций СВСиУ необходимость учитывать группу конструкции и климатический район строительства в соответствии с данными обязательного приложения 17.

11.3 За расчетную температуру следует принимать среднюю температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства в соответствии с требованиями СНиП 23-01-99* обеспеченностью 0,98. Расчетные температуры устанавливаются заданием на проектирование.

11.4 Для проектирования СВСиУ может быть использован фасонный, листовой, широкополосный универсальный прокат по ГОСТ 27772-88, тонколистовой прокат из углеродистой стали по ГОСТ 16523, из стали повышенной прочности по ГОСТ 17066, сортовой прокат по ГОСТ 535 и ГОСТ 19281, электросварные трубы по ГОСТ 10705 и ГОСТ 10706, горячекатаные трубы по ГОСТ 8731. Может быть использован прокат, выпускаемый другими стандартами и ТУ с гарантированным уровнем химического состава и механических свойств (см. таблицы В1÷В4 приложение 17).

Для СВСиУ, эксплуатируемых в северных климатических районах (с расчетной температурой ниже минус 40°С), а также для вспомогательных конструкций, работающих совместно с основной конструкцией (по пункту 6.7 настоящего СТО) марки сталей рекомендуются принимать в соответствии со СНиП 2-05-03-84*, Мосты и трубы.

В случае отсутствия полных данных в сертификатах или отсутствие сертификатов на металл, предлагаемый для использования в СВСиУ, следует требовать проведения механических испытаний и на химический состав по ГОСТ 7564, 7565 и 7566.

11.5 Для фрикционных соединений элементов СВСиУ необходимо применять высокопрочные болты, гайки и шайбы к ним в соответствии с указаниями раздела 15 СП 53-102-2004.

Механические свойства высокопрочных болтов приведены в приложении 17.

Допускается повторное (не более 3-кратного) использование во фрикционных соединениях высокопрочных болтов (ВПБ), не имеющих задиров и повреждений на опорных поверхностях и на резьбе болтов и гаек. При этом надлежит обеспечивать подготовку болтов, гаек и шайб к установке в конструкцию.

При неполном натяжении ВПБ с затяжкой обычным ключом с крутящим моментом порядка 20 - 30 кгс·м допускается их многократное использование до износа в пределах допусков.

11.6 Для обычных (нефрикционных) болтовых соединений следует назначать болты (грубой, нормальной и повышенной точности) в соответствии с требованиями раздела 2 СНиП II-23-81*, разделов 6 и 15 СП 53-102-2004.

11.7 Для сварки стальных конструкций СВСиУ следует принимать материалы в соответствии с СП 53-102-2004, приведенные в таблице Г.1, приложение 17.

Допускается при соответствующем обосновании применять другие марки электродов и флюсов, обеспечивающие механические свойства сварных швов на уровне требований к свойствам основного металла.

11.8 Для ручной сварки конструкций из сталей марок Ст 3 сп 5 и Ст 3 пс 5, эксплуатируемых при температурах ниже минус 40°С, следует применять электроды типа Э42А-Ф марки УОНИ-13/45. Для сварки низколегированных сталей конструкций, эксплуатируемых при температурах ниже минус 40°С, следует применять электроды типа Э50А-Ф марки УО-НИ-13/55, а для сварки соединительных (нерасчетных) швов также электроды типа Э42А-Ф марки УОНИ-13/45.

Если сварка производится при отрицательной температуре, следует применять электроды типа Э42А и Э42А-Ф (марок УОНИ-13/55, УОНИ-13/45) - для углеродистой стали и Э50А и Э50А-Ф тех же марок для низколегированных сталей.

Сварку низколегированных сталей с углеродистыми следует выполнять электродами для низколегированных сталей.

11.9 Основные положения по технологии изготовления элементов стальных конструкций (обработка кромок, гибка и правка, допуски и т.п.) определяются ГОСТ 23118, СП-53-101-98 и СТО ГК «Трансстрой» 012-2007. Основным видом сварки соединений стальных конструкций вспомогательных

сооружений рекомендуется полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08ГС.

11.10 Непосредственная приварка различных вспомогательных деталей (кронштейны, перила) к несущим элементам конструкций не допускается. Приваривать эти детали допускается только к ребрам жесткости.

11.11 В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в климатических зонах с температурой ниже минус 40°С не допускается приварка диафрагм, связей и ребер жесткости к поясам балок.

11.12 В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в климатических зонах с температурой ниже минус 40°С следует применять элементы со сплошной стенкой, без обрыва отдельных частей по длине элемента, а в узлах применять соединения, обеспечивающие плавное изменение напряжений. Прикрепление отдельных элементов рекомендуется осуществлять без эксцентриситетов. Пояса балок и стоек следует проектировать однолистовыми с постоянным сечением.

11.13 При повторном использовании проката, бывшего в употреблении, нужно выполнять его подготовку в части исправления дефектных мест, а в необходимых случаях – их усиление.

Особое внимание следует уделять прочности с учетом хрупкого разрушения центрально- и внецентренно-растянутых элементов конструкций, возводимых в климатических районах с температурой ниже минус 40°С (см. раздел 14 СП 53-102-2004).

11.14 В примыкании ребер жесткости к поясам следует утраивать треугольные срезы углов ребер со стороны стенки балки.

Ребра должны плотно прилегать к поясным листам балки, для чего следует предусматривать постановку прокладок толщиной 16-20 мм между концом ребер и поясом. Допускается приваривать ребра жесткости к листу сжатого пояса балки, а также к листу нижнего пояса на опоре, только для конструкций, работающих в климатических зонах с расчетной температурой выше минус 40°С (см. рисунок 11.1).

11.15 Сопряжения углов рамных конструкций рекомендуется выполнять с помощью вставок. Ребра жесткости, параллельные стыковым швам стенки, необходимо удалять от стыков на расстояние, в 10 раз превышающее толщину стенки (см. рисунок 11.2).

При пересечении стыковых швов они должны зачищаться на длину 50 мм (см. рисунок 11.3).

В сварных узлах не следует допускать пересечения угловых швов.

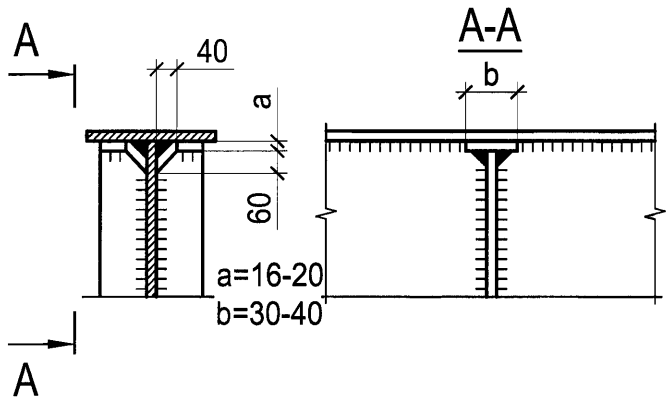


Рис. 11.1 – Примыкание ребер жесткости к поясам балки.

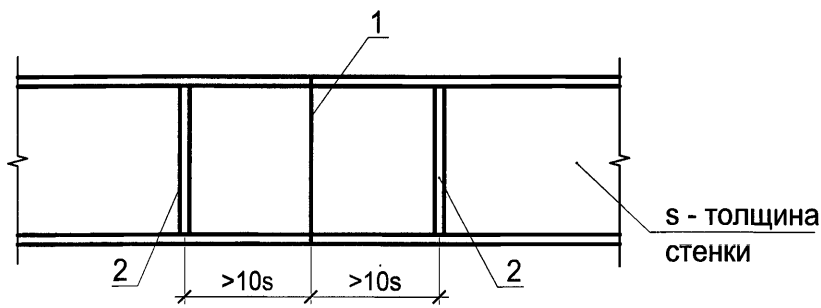


Рис. 11.2 – Расположение ребер жесткости, параллельных стыковым швам стенки балки.

1 — стык; 2 — ребра жесткости

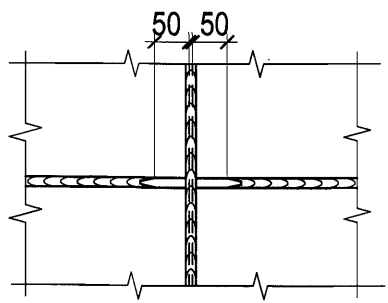


Рис. 11.3 – Пересечение стыковых швов

11.16 Сварные конструкции для эксплуатации в климатических зонах с температурой ниже минус 40°С рекомендуется проектировать с широким применением автоматической и полуавтоматической сварки (взамен ручной).

11.17 В пакетных конструкциях из двутавровых балок отдельные балки связывают между собой поперечными диафрагмами и соединительными планками на поясах балок.

При объединении пакетов в пролетное строение, между пакетами устанавливаются металлические связи в плоскостях верхнего и нижнего поясов балок и поперечными связями. Величина панели связей и расстояние между поперечными связями, диафрагмами определяются по расчету.

11.18 В соединениях с фланцевыми стыками и фрезерованными торцами элементов сжимающая сила считается полностью передающейся через торцы.

Во внецентренно сжатых элементах болты или заклепки указанных соединений проверяются на наибольшее растягивающее усилие от действия изгибающего момента, соответствующего минимальной продольной силе.

11.19 Расчет прикрепляемых элементов на прочность при применении фрикционных соединений следует производить по сечению нетто в предположении, что 50% усилия, приходящегося на каждый болт в рассматриваемом сечении, уже передано силами трения.

11.20 При определении прогибов изгибаемых конструкций со стыками на обычных болтах прогибы балок увеличиваются на 20%.

11.21 Наименьшие размеры сечений частей стальных конструкций вспомогательных сооружений, за исключением понтонов, допускаются следующие (мм):

Толщина листов, кроме перечисленных ниже случаев	— 10/8
Толщина планок	— 8/6
Толщина прокладок	— 6/4
Толщина опорных листов	— 16/16
Размеры уголков в основных сечениях	— 75х75х8
Размеры уголков соединительной решетки составных стержней	— 63х40х6
Диаметр болта	— 16
Диаметр стержневых тяг, подвесок	— 10

Примечание —

В числителе приведены значения для инвентарных конструкций, в знаменателе — для конструкций разового использования.

Элементы стальных инвентарных конструкций нужно защищать антикоррозионными покрытиями.

Для неинвентарных конструкций и устройств вид защитного покрытия элементов и соединений назначают в зависимости от срока службы и возможностей их повторного использования. Допускается при малом сроке службы не защищать их антикоррозионными покрытиями.

Тросовые элементы и пучки из высокопрочной проволоки подлежат антикоррозионной защите (смазке) во всех случаях.

Увеличение толщины проката и стенок труб взамен защиты конструкций от коррозии не допускается.

12 Подкрановые эстакады

12.1 Положения настоящего раздела распространяются на проектирование конструкций эстакад, предназначенных для установки и передвижения по ним в процессе строительства монтажных кранов на рельсовом ходу: козловых, башенных, дерриков и других (кроме железнодорожных).

12.2 При разработке проекта эстакад, кроме положений настоящего СТО, необходимо учитывать требования стандартов и нормативных документов по приложениям 1 и 2.

12.3 Габариты и уровни конструкции подкрановых эстакад назначаются в соответствии с указаниями раздела 5. При проектировании опор подкрановых эстакад следует руководствоваться указаниями разделов 6, 8, 9.

Подкрановый рельсовый путь на эстакаде (и на подходах) следует располагать горизонтально и прямолинейно в плане. Предельный уклон пути допускается не более 0,003, возникающий от прогибов пролетных строений (при пролетах более 10÷12м) на длине равной половине длины пролета.

12.4 Рабочая документация конструкции подкрановой эстакады должна включать: верхнее строение пути и путевое оборудование, нижнее строение,

допуски, контролируемые при устройстве пути и его эксплуатации, инструкцию по устройству и эксплуатации эстакады, расчеты всех элементов эстакады.

При необходимости заезда крана с берега (земли) в состав проекта эстакады включаются подходы (земляные насыпи высотой, как правило, не более 2÷3м с рельсовым путем).

12.4.1. В состав верхнего строения эстакады входят: мостовое полотно, включая рельсы, скрепления, поперечины, элементы прикрепления рельс к поперечинам, охранные и противоугонные элементы.

12.4.2. Путевое оборудование: тупиковые упоры, ограничители передвижения, лотки для предотвращения износа кабеля, питающего электроэнергией краны, двусторонние перильные ограждения, настилы шириной 0,75 м (см. раздел 14), предупреждающие знаки, геодезическая основа (реперы, осевые знаки и другие) для обеспечения контроля планово-высотного положения рельсового пути в процессе устройства и эксплуатации рельсового пути.

12.4.3. В состав нижнего строения входят: пролетные строения (прогоны), опоры и фундаменты опор (для мостовых кранов - колонны, стены, фундаменты).

12.5. Конструкция мостового полотна эстакады должна обеспечивать стабильное положение рельсовых нитей, передавать усилия на пролетные строения, обеспечивая безопасную работу эксплуатации кранов.

Все элементы мостового полотна в период работы кранов и в нерабочем положении (тип рельса и его крепления, сечение подкладок и поперечин, расстояние между поперечинами) должны назначаться по расчету с учетом указаний паспорта крана и с учетом следующих требований (требования к устройству приводятся в «Инструкции по устройству и эксплуатации эстакады»):

а) рельсы на эстакаде устанавливаются новые или старогодние I и II групп годности по классификации ТУ 32ЦП -1 - 84, прошедшие проверку и ремонт на рельсосварочных предприятиях МПС или ведомственных предприятиях имеющих паспорта и сертификаты;

б) рельсы устанавливаются на плоские металлические подкладки. Подкладки с наклонной опорной площадкой для путей под краны применять не допускаются. Возможность применения плоских стандартных подкладок должно быть подтверждено расчетом;

в) соединение рельсов с деревянными поперечинами предпочтительно производить клемно-шурупного типа;

г) стыки рельсов перекрываются парными двухголовыми шестидырными накладками на болтах с пружинными шайбами;

д) рельсовые зазоры должны назначаться в соответствии с температурой рельсов. Максимальный зазор в стыках рельс при устройстве пути допускаются не более 6 мм, при эксплуатации – 12 мм;

е) поперечины прикрепляются к пролетному строению лапчатыми болтами по ТУ 32 ЦП-395-84 с пружинными шайбами;

ж) шурупы и костыли должны устанавливаться в просверленные гнезда, причем для предохранения шурупов от самовывинчивания, гнезда следует заливать тугоплавким битумом;

и) стыки рельсов и соединения рельсов с поперечинами должны обеспечивать возможность продольного перемещения пролетных строений относительно рельсового пути, для чего рельсы необходимо объединять в звенья, закрепляя их у неподвижных концов пролетного строения затяжкой клемм и противоугонными устройствами, а на подвижных участках клеммы не должны препятствовать передвижению рельс по рельсовым подкладкам;

к) деревянные поперечины следует применять из сосны $1^{ого}$ сорта ГОСТ 8486. Для предупреждения трещин брусья укрепляются болтами, проволокой или скобами;

л) профиль пути на пролетных строениях длиной более 12 м (строительный подъем) обеспечивается врубками или прокладками из досок, прикрепляемых снизу поперечины гвоздями. При этом брусья должны плотно прилегать к пролетному строению;

м) на мостовом полотне с внешней стороны крана должны быть прикреплены охранные брусья или уголки;

н) мостовое полотно должно иметь проходы шириной 80 см и двусторонние перила (см. раздел 14), для козловых кранов это требование распределяется на мостовое полотно под каждую ногу крана;

п) расстояние в свету от перильного ограждения до движущихся частей крана должно быть не менее 80 см;

р) требования к другим видам путевого оборудования и устройствам геодезической основы для планово-высотного положения рельсового пути следует принимать по указаниям руководящих документов Госгортехнадзора (ПБ 10-382-00, РД-10-117-95, РД-10-138-97 и ГОСТ Р 51248-99);

12.6. При проектировании пролетных строений (прогонов) и опор эстакад следует руководствоваться указаниями разделов 6÷11 и 13, 15.

12.7. В проекте эстакады должны быть указаны места монтажа кранов, взаимное расположение кранов на эстакаде, места установки кранов в нерабочем положении с соответствующим расчетами прочности (устойчивости) элементов эстакады.

12.8. Предельно допустимые величины отклонений рельсовых путей от проектного положения в плане и профиле при устройстве и эксплуатации принимаются по приложение 27 и приводятся в «Инструкции по устройству и эксплуатации».

При назначении предельно допустимых отклонений колеи рельсового пути следует учитывать поперечные деформации пролетных строений и опор от усилий в соответствующих сочетаниях нагрузок, приведенных в таблицах 12.1 и 12.2.

12.9. Проектирование рельсового пути на подходах к эстакаде (верхнего строения, нижнего строения и путевого оборудования) должно выполняться с учетом требований руководящих документов Ростехнадзора (ПБ-10-382-00, РД-10-117-95, РД-10-138-97) и ГОСТ Р 51248.

12.10 Подкрановые эстакады должны быть рассчитаны по первому и второму предельным состояниям на нагрузки и воздействия в их невыгодном сочетании. В таблице 12.1 приведены сочетания нагрузок, рассматриваемые при расчете подкрановых эстакад для козловых кранов на рельсовом ходу, в таблице 12.2 – сочетания нагрузок, рассматриваемые при расчете подкрановых опор (подставок) и эстакад для других типов монтажных кранов (деррик-кранов и т.п.).

12.11 Расчет эстакад под козловые краны типа К-451 и К-651 производится отдельно под жесткую и гибкую (шарнирную) ноги крана в продольном и поперечном направлениях на следующие нагрузки (рисунок 12.1):

— собственный вес пролетных строений эстакады Gпс;

— собственный вес опор эстакады Go;

— давление на эстакаду ветра Wпс и Wo.

Нагрузки от перемещающегося по эстакаде крана:

— вертикальную P;

— горизонтальную продольную N;

— горизонтальную поперечную Q от перекоса крана.

Паспортные характеристики козлового крана К-651 приведены в приложении 18.

12.12 Усилия P, Q и N (см. рисунок 12.1) считаются приложенными в уровне головки рельса подкранового пути определяются под гибкой и жесткой ногой крана с учетом положения и особенностей передачи горизонтальных воздействий на гибкую и жесткую ногу в козловых кранах.

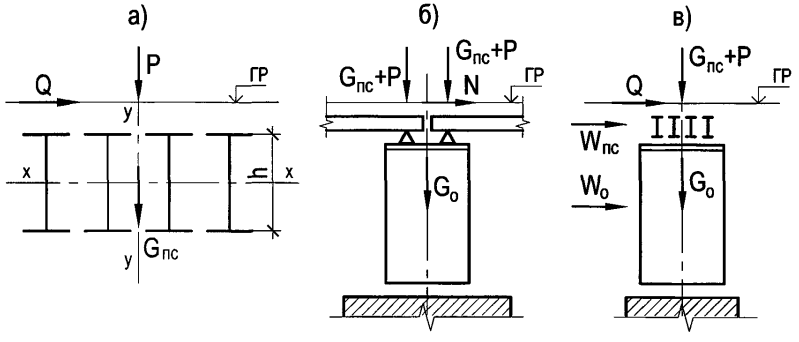


Рисунок 12.1 — Схемы приложения нагрузок в подкрановых эстакадах
а – к пролетному строению; б – к опоре в продольном направлении;
в – к опоре в поперечном направлении.

12.13 При определении усилий по сочетаниям 3,4, 5 и 6 (таблицы 12.1 и 12.2) временные нагрузки учитываются с коэффициентом сочетаний $\eta = 0.90$.

В сочетаниях 1 ÷ 9 вес груза учитывается без динамического коэффициента; в сочетании 10 – с динамическим коэффициентом.

12.14 В сочетаниях нагрузок 3 и 4 таблицы 12.1 для козловых кранов направление инерционной силы от торможения грузовой тележки принимается совпадающим с направлением поперечного ветра, а положение тележки принимается максимально приближенным к ноге крана, в сторону которой действует сила торможения тележки.

Таблица 12.1

№№ нагрузки по табл. 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетание нагрузок									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	Вес номинального груза $G_{гр}$	+	+	+	+	+	+	—	—	+	+
8	Собственный вес монтажного крана G_i	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
1	Собственный вес элементов эстакады	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
9	Инерционная сила при торможении грузовой тележки H'_i	+	—	+	+	—	—	—	—	—	—
9	Инерционная сила при торможении крана H_i	—	+	—	—	+	+	—	—	—	—
9	Продольная сила при заклинке одной из ног крана (перекос крана) $T_{пер.}$	—	—	—	—	—	—	—	—	+	—
17	Продольный ветер W_i при V= 15м/с	—	—	+	—	+	—	—	—	—	—
17	Поперечный ветер W_i при V= 15 м/с	—	—	—	+	—	+	—	—	—	—
17	Продольный ветер расчетной интенсивности W'_i	—	—	—	—	—	—	+	—	—	—
17	Поперечный ветер расчетной интенсивности W_i	—	—	—	—	—	—	—	+	—	—

(перекос крана)

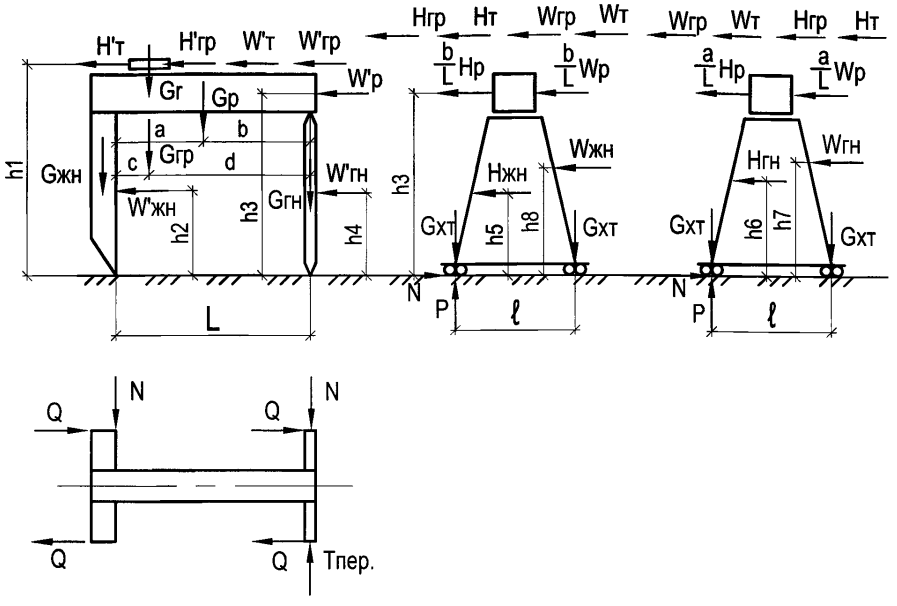


Рисунок 12.2 — Схема приложения нагрузок к козловому крану

а – на жесткую ногу; б – на гибкую ногу;

$G_{жн}$, $G_{гн}$, $G_р$, $G_{хт}$, $G_г$, $G_{гр}$ – веса собственно жесткой ноги, гибкой ноги, ригеля, ходовой тележки, грузового полиспаста, груза;

$W_т$, $W_р$, $W_{жн}$, $W_{гн}$, $W_{гр}$ – усилия от продольно направленного ветра, приходящиеся соответственно на грузовую тележку, ригель, жесткую и гибкую ноги, груз;

$W'_т$, $W'_р$, $W'_{жн}$, $W'_{гн}$, $W'_{гр}$, – усилия от поперечно направленного ветра, приходящиеся соответственно на грузовую тележку, ригель, жесткую и гибкую ноги, груз;

$H_т$, $H_р$, $H_{жн}$, $H_{гн}$, $H_{гр}$ – инерционные силы при торможении крана, приложенные соответственно к грузовой тележке, ригелю, жесткой ноге, гибкой ноге, грузу;

$H'_т$, $H''_{гр}$ — инерционные силы при торможении тележки и груза.

Таблица 12.2

№№ нагрузки по табл. 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетание нагрузок				
		1	2	3	4	5
1	Собственный вес рассчитываемых элементов опоры	+	+	+	+	+
8	Вес монтажного крана	+	+	+	+	+
5	Номинальный вес груза:					
	— без динамики	+	—	+	—	—
	— с динамикой	—	+	—	+	—
9	Инерционные силы при торможении и вращении крана	+	—	+	—	—
17	Давление ветра:					
	— на рассчитываемый элемент	—	—	+	+	+
	— на кран	—	—	+	+	+
	— на груз	—	—	+	+	—

Примечание –

Интенсивность давления ветра в третьем и четвертом сочетаниях нагрузок принимается при V = 15 м/с, а в пятом — по расчетной интенсивности.

12.15 При учете воздействия на опоры ледохода и волновой нагрузки последние в сочетаниях с технологической нагрузкой принимаются с $\eta = 0.8$, с ветровой с $\eta = 0,7$.

12.16 Величину продольных усилий от кранов, передаваемых через рельсы и пролетные строения на опоры эстакады, следует определять с учетом величины вертикальных реакций, длины рельсовых путей, пролетов эстакады и их прикрепления к опорным элементам, типа опорных частей, а также жесткости опор и температурных воздействий.

12.17 Для поворотных кранов (башенных и дерриков) в сочетаниях 5 и 6 таблицы 12.2 направление стрелы крана принимается совпадающим с направлением ветра, а в сочетаниях 7 и 8 – перпендикулярно направлению ветра.

12.18 Наибольшие прогибы от временной нагрузки пролетных строений подкрановых эстакад для кранов, перемещающихся на рельсовом ходу, не должны превышать величины 1/500 L, где L - расчетный пролет балки эстакады.

Обеспечение предельно допустимого уклона для пролетов более 12 м ($i \leq 0/003$) от суммарной нагрузки на половине длины пролета следует производить в соответствии с указаниями пункта 12.5, л).

13 Рабочие мостики

13.1 Рабочие мостики служат для пропуска и работы транспортных средств, строительных и грузоподъемных механизмов.

13.2 Рабочие мостики рекомендуется устраивать прямые в плане и с продольным уклоном не более 0,01.

Габарит проезжей части рабочих мостиков принимается в каждом конкретном случае в зависимости от их назначения, используемого оборудования и других факторов, но во всех случаях расстояние между колесоотбоями должно быть не менее 3,8 м (для проезда в одном направлении).

Сопряжение рабочего мостика с насыпью разрешается выполнять в виде аппарели или въездного щита.

13.3 Пролетные строения рабочих мостиков рекомендуется устраивать металлическими, разрезной конструкции, преимущественно из инвентарных балок.

Опоры рабочих мостиков в зависимости от условий строительства следует устраивать свайными, свайными с надстройкой из инвентарных элементов, а при невозможности забивки свай — ряжевыми или рамно-ряжевыми. Как исключение, допускается устройство клеточных опор.

13.4 Пролетные строения рабочих мостиков при длине до 18м следует устанавливать на опорные деревянные брусья или балки ростверков инвентарных конструкций, а свыше 18м — на опорные части.

Пролетные строения должны крепиться к опорным деревянным брусьям штырями на каждом конце, а к металлическим балкам ростверка — болтами, пропущенными через овальные отверстия.

13.5 Общая устойчивость пролетных строений (прогонов, пакетов) в необходимых по расчету случаях обеспечивается постановкой жестких поперечных связей сжатых поясов и неизменяемых продольных связей.

Распорки между сжатыми поясами следует принимать в качестве поперечных связей лишь в том случае, если они являются элементами неизменяемых поперечных и продольных связей. Допускается принимать в качестве жестких закреплений от поперечных смещений узлы сбалчивания пакетов из двутавров через деревянные прокладки, размещенные по всей высоте балки.

Не допускается принимать деревянные настилы и деревянные распорки-прокладки в качестве жестких закреплений в системе продольных и поперечных связей для соединений пакетов в пролетные строения.

13.6 Проезжая часть рабочих мостиков может устраиваться из сборных железобетонных плит, забетонированных при изготовлении заодно с колесоотбойным "брусом", а также на деревянных поперечинах.

13.7 Проезжую часть на поперечинах рекомендуется устраивать колейного типа.

Поперечины изготавливаются из бревен, опиленных на два канта с шириной канта не менее 1/3 диаметра.

Настил из поперечин закрепляется колесоотбойным брусом высотой 15см, связующие болты диаметром 20мм устанавливают с шагом 1м.

Колейный настил устраивается из досок, пришитых через 1,5м к поперечинам гвоздями диаметром 4-4,5мм и длиной 100мм. Сечение и шаг поперечин и толщина досок настила определяются расчетом.

Внутреннее расстояние между проезжими частями колей не должно быть более 0,8 м.

Межколейный промежуток рекомендуется перекрывать щитами настила или ограждать внутренними колесоотбоями.

Вместо колейного настила допускается покрытие из слоя гравия толщиной 10см по сплошному настилу из поперечин (преимущественно на мостиках для пропуска гусеничной нагрузки).

13.8 На рабочих мостиках должны устраиваться односторонние или двухсторонние тротуары шириной по 0,75м и двухстороннее перильное ограждение высотой 1,1м.

В конструкции рабочих мостиков под стреловые самоходные краны в необходимых случаях следует предусматривать специальные площадки для установки выносных опор (аутригеров) крана в местах, предусмотренных технологической схемой монтажных работ.

13.9 Рабочие мостики должны рассчитываться на нагрузки согласно заданию на проектирование по первой и второй группам предельных состояний. Динамический коэффициент к временной нагрузке принимается:

при скорости движения до 10 км/час — 1,05;

при скорости более 10 км/час — по СНиП 2.05.03-84*, п. 2.22*, формула (20).

13.10 Расчет рабочих мостиков производится на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 13.1 с учетом коэффициентов сочетаний нагрузок η.

Таблица 13.1

№№ нагрузки по табл.7.1	Нагрузки и воздействия	Конструктивный элемент	
		Пролетные строения	Опоры и основания
		Сочетания	
		1	2
Постоянные нагрузки и воздействия			
1	Собственный вес конструкции	+	+
2	Давление от веса грунта	—	+
Временные подвижные нагрузки и их воздействия			
8 (10)	Вертикальная нагрузка от транспорта или кранов	+	+
2	Давление грунта от воздействия временной вертикальной нагрузки	—	+
11	Тормозная нагрузка	—	+
Прочие временные нагрузки и воздействия			
17	Ветровая нагрузка (расчетная)	+	+
18	Горизонтальное давление льда	—	+

Примечания

1 Тормозная нагрузка не учитывается при ограничении скоростей движения до 5 км/ч.

2 При определении нагрузок на колесо или выносную опору стрелового крана расположение стрелы следует принимать самым невыгодным из двух вариантов (наибольший вылет с минимальным грузом и наименьший вылет с максимальным грузом).

13.11 Наибольшие прогибы пролетных строений рабочих мостиков от временной нагрузки не должны превышать 1/300 расчетного пролета балки.

13.12 Расчет рабочих мостиков производится на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 13.1 с учетом сочетаний нагрузок: в сочетании 1 для ветровой нагрузки η=0,8; в сочетании 2 для ледовой нагрузки η=0,8; в сочетании 2 для ветровой нагрузки η=0,7.

13.13 Рабочие мостики перед эксплуатацией должны быть освидетельствованы специальной комиссией с составлением акта приемки. Решение о необходимости испытаний мостиков принимается главным инженером проекта в составе проектной документации.

14 Средства подмащивания

14.1. Рабочие места при производстве строительно-монтажных работ на высоте (или глубине) более 1,3 м от уровня земли или поверхности сплошной строительной конструкции (ростверк, верх опоры, плита проезжей части и т.п.) должны быть оснащены средствами подмащивания с ограждениями.

14.2. Средства подмащивания (инвентарные и неинвентарные) должны отвечать требованиям ГОСТ 24258 (приложение 19) и СНиП 12-03-2001.

14.3. Размеры средств подмащивания по настилу должны обеспечивать удобные и безопасные условия производства строительно-монтажных работ с учетом габаритов принимаемых инструментов и технологической оснастки.

14.4. При строительстве мостов могут применяться:

а) стандартные средства подмащивания и ограждения, используемые при производстве общестроительных работ:

– леса стоечные приставные (ГОСТ 27321);

– площадки и лестницы (ГОСТ 26887, приложение 20);

– подмости передвижные (ГОСТ 28012);

– люльки для строительно-монтажных работ (ГОСТ 27372);

– ограждения предохранительные (ГОСТ 12.4.059).

б) средства подмащивания индивидуальной конструкции, учитывающей специфические условия и требования, а также особенности технологии мотостроительных работ на конкретных участках.

14.5. Инвентарные средства подмащивания должны иметь паспорт завода - изготовителя по форме ГОСТ 24258.

14.6. Средства подмащивания индивидуальной конструкции должны соответствовать принципиальным требованиям государственных стандартов по пункту 14.4 а), ГОСТ 24258 и строительным правилам.

14.7. Независимо от технологических условий ширина подмостей в свету должна быть не менее 1,0 м.

Ширина проходов в рабочей зоне не менее 0,8 м, а между участками работ не менее 0,6 м. Высота проходов в пределах средств подмащивания должна быть не менее 1.8 м.

14.8 Средства подмащивания, рабочий настил которых расположен на высоте 1,3 м и более, должны иметь перильное и бортовое ограждение.

14.9 Высота перильного ограждения должна быть не менее 1,1м. Расстояние между горизонтальными элементами ограждения в вертикальной плоскости должно быть не более 0,45 м, или ограждение должно иметь сетчатое или решетчатое заполнение.

Высота бортового ограждения настила должна быть не менее 0,15 м.

14.10 При невозможности установки ограждения безопасность работ должна быть обеспечена установкой страховочных канатов по ГОСТ 12.4.107 с использованием работающими предохранительных поясов по ГОСТ Р 50849-96*.

14.11 Опасная зона, в пределах которой имеется опасность падения с высоты, но конкретных технологических операций с присутствием в ней людей не предусматривается, должна быть обозначена установкой сигнального ограждения по ССБТ (ГОСТ 12.4.059).

14.12 Для подъема работающих на рабочие места, расположенные на высоте, должны применяться лестницы в соответствии с приложением 20 настоящего СТО:

а) навесные — неподвижно прикрепленные к конструкциям сооружения — при высоте до 10м;

б) приставные — устойчивое положение которых обеспечивается креплением их к конструкциям сооружения, вертикальные и наклонные — при высоте до 22 м;

в) маршевые — при высоте до 25 м.

14.13 При высоте подъема более 25 м необходимо применять пассажирские или грузопассажирские подъемники.

14.14 Расстояние между тетивами лестниц должно быть от 0,45 м до 0,80 м. Расстояние между ступенями — от 0,30 м до 0,34 м, а расстояние от первой ступени до уровня установки на настиле — не более 0,40 м.

14.15 Приставные лестницы высотой более 5 м, устанавливаемые под углом более 75° к горизонту, должны иметь, начиная с высоты 2 м от нижнего конца, дуговое ограждение, а устанавливаемые под углом от 70° до 75° — перильное ограждение с обеих сторон высотой по вертикали от 0,9 м до 1,4 м, начиная с высоты 5 м.

14.16 Навесные лестницы длиной более 5 м, установленные под углом более 75° к горизонту должны иметь дуговое ограждение.

14.17 Дуги ограждения должны быть расположены на расстоянии 0,80 м друг от друга и соединены не менее, чем тремя продольными полосами. Расстояние от лестницы до дуги должно быть не менее 0,70 м и не более 0,80 м при ширине ограждения от 0,70 до 0,80 м.

14.18 Вместо дугового ограждения приставные и навесные лестницы по пунктам 14.15 и 14.16 могут быть оборудованы канатом с ловителем для закрепления карабина предохранительного пояса.

14.19 Несущие элементы средств подмащивания должны изготавливаться металлическими. Деревянный настил подмостей должен изготавливаться из древесины хвойных и лиственных пород первого и второго сорта по ГОСТ 8486 и ГОСТ 2695.

14.20. Элементы средств подмащивания и конструкция в целом должны быть рассчитаны по предельным состояниям:

а) первой группы – по прочности и устойчивости положения;

б) второй группы – по деформациям (прогибам досок настила, непосредственно их поддерживающих, а также поручней ограждений).

14.21 В расчетах принимаются следующие виды и значения нормативных нагрузок:

а) вертикальная равномерно распределенная:

– 2500 Па (250 кгс/м²) – на подмости стоечные приставные;

– 2000 Па (200 кгс/м²) – на остальные виды подмостей;

б) сосредоточенная:

– 1300 Н (130 кгс) – вертикальная, приложенная в середине пролета всех горизонтальных элементов подмостей при расчете по прогибам;

– 600 Н(60кгс) вертикальная для тех же элементов при расчете по прогибу (зыбкости), при ширине досок менее 15 см нагрузка передается на две доски;

– 700 Н (70 кгс) – поочередно вертикальная и горизонтальная, приложенная в середине пролета ограждений и горизонтальная – к верху стоек.

Величины нормативных нагрузок указываются на чертежах.

Виды и значения расчетных коэффициентов принимаются по ГОСТ 24258-88 (Приложение 19).

14.22 В расчетах средств подмащивания и ограждений необходимо принимать следующие коэффициенты:

а) надежности по нагрузке, в том числе:

$\gamma_f = 1,2$ – от людей и материалов (для подмостей сборно-разборных

$\gamma_f = 1,25$);

$\gamma_f = 1,1$ – от собственного веса;

б) надежности по назначению:

$\gamma_n=1,5$ – при расчете креплений средств подмащивания к строительным конструкциям;

$\gamma_n = 4$ – при расчете стержневых подвесок;

в) условий работы:

$m = 1,5$ – при расчете перильного ограждения.

14.23. Предельное значения прогибов не должны превышать:

– для поручней ограждений – 0,5 см;

– для досок и настилов и элементов, непосредственно поддерживающих – 0,25 см (по зыбкости).

14.24 Леса и подмости после их монтажа перед сдачей в эксплуатацию должны быть подвергнуты статическим испытаниям нагрузкой, превышающей нормативную на 20%. Подъемные подмости и люльки – нагрузкой, превышающей на 50% и, кроме того, динамическим испытаниям нагрузкой превышающей нормативную на 10 %.

Результаты испытаний отражаются в акте их приемки.

15 Ледорезы и карчеотбойники

15.1 При необходимости защиты рабочих мостиков, монтажных подмостей подкрановых эстакад, шпунтовых ограждений от ледохода впереди них устанавливаются ледорезы, если это необходимо по условиям организации строительства (графика работ).

Ледорезы устанавливаются отдельно от опор на расстоянии до 3 м. Ширина ледореза не должна быть меньше ширины опоры. Верх ледорезов должен располагаться на 0.5 м выше уровня ледохода вероятностью превышения 10 %. Передний конец режущего ребра ледореза должен быть ниже уровня низкого ледохода на 0.5 м. Наружные поверхности ледореза не должны иметь выступающих углов.

15.2 На реках, промерзающих до дна, рекомендуется устройств ряжевых ледорезов или шатровых с ряжевым основанием.

15.3 Сваи шатровых ледорезов в продольном направлении располагают с шагом 2-3 м.

15.4 Уклон режущего ребра шатра вдоль реки должен быть 1:1,5÷1:1.75. Уклоны боковых граней должны составлять от 1:1.5 до 1:2.5.

Режущее ребро ледореза должно устраиваться из трех сплоченных бревен и усилиться уголком или листовым железом толщиной не менее 6 мм на ширине не менее 20 см.

15.5 На водотоках со слабым ледоходом и грунтами, допускаю забивку свай, устраиваются кустовые ледорезы с крыльями и без них 4÷7 свай, забитых на глубину 3÷4 м.

Сваи кустового ледореза объединяются болтами и хомутами из полосовой стали, устанавливаемыми через 1 м.

Глубина забивки свай ледорезов без крыльев должна быть не менее 4 м.

При устройстве кустовых ледорезов с крыльями задние сваи располагают на расстоянии 2.5 м от куста свай и связывают их подкосами и обшивкой, образующей крылья.

15.6 В грунтах, допускающих забивку свай, разрешается устройство цилиндрических ледорезов из сплошного ряда свай диаметром 24 см, забитых по контуру круга диаметром, равным ширине опоры моста. Внутри ледорез засыпают камнем. Снаружи ледореза устанавливаются хомуты из полосового металла с расстоянием между ними 1,5 м.

15.7 Элементы шатра должны быть объединены в продольном и поперечном направлениях схватками и подкосами. В узлах примыкания необходимо устанавливать металлические хомуты и болты.

Обшивка шатровой части должна быть сплошной с направлением досок (пластин) обшивки толщиной 8÷10см вдоль ледохода. Пластины должны прикрепляться гвоздями диаметром 10 мм.

Рамы надстройки шатрового ледореза должны устраиваться из бревен диаметром не менее 24÷26 см.

Подводную часть ледореза рекомендуется защищать ряжевой рубашкой с засыпкой камнем.

15.8 Режущее ребро ряжевого ледореза должно поддерживаться продольной стенкой.

15.9 Ледорезы должны соединяться переходами с защищаемой конструкцией.

15.10 Ледорезы рассчитываются на действие собственного веса с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f=1,1 и расчетное давление льда.

15.11 Перед опорами на горных и полугорных реках, несущих в период паводков карчи, необходимо устраивать карчеотбойники на расстоянии 2,5 ÷ 3,0 м.

Карчеотбойник состоит из двух рядов свай диаметром 26÷30см, расположённых под углом друг к другу, соединенных схватками и обшитых в два слоя досками толщиной 5 см. Со стороны опоры обшивка досками не делается.

По переднему ребру карчеотбойника, обращенному против течения, закрепляется вертикально рельс. Карчеотбойники внутри засыпаются камнем. Высота карчеотбойника делается не менее, чем на 0.5 м над рабочим уровнем воды (см. пункт 5.3).

Карчеотбойники рассчитываются на удар одиночного бревна (нагрузка 23) по формуле:

$$F_н = 15V^2 \quad (F_н = 1{,}5V^2)\ ,\ кН\ (тс) \qquad (15.3)$$

где V — скорость течения воды, м/с.

16 Шпунтовые ограждения

16.1 Временные ограждения из забивных шпунтовых свай, металлических или деревянных, применяются в условиях строительства мостов для крепления стенок котлованов, при сооружении опор в русле реки, при устройстве искусственных островков и в других случаях, требующих повышенной плотности конструкции ограждения.

16.2 Ограждение из деревянного шпунта следует проектировать при глубине погружения в грунт в зависимости от его плотности до 6м, если в грунте нет включений в виде камней, затонувших деревьев и т.п.

На открытых водотоках при глубине воды 3-4м ограждение из деревянного шпунта рекомендуется проектировать двойное с расстоянием между шпунтовыми стенками не менее 1м с заполнением пазух между стенками мелким песком, супесями или суглинками, с содержанием глинистых частиц не более 20%.

16.3 Деревянный шпунт применяется из лесоматериалов второго сорта хвойных пород, а из лиственных при длине не свыше 3 м.

Наилучшая форма гребня и паза шпунта — прямоугольная. Гребень и паз треугольной формы применяют при толщине шпунта не более 8см.

Рекомендуемые соотношения размеров поперечного сечения для разных типов деревянного шпунта приведены на рисунке 16.1.

Длина заострения шпунтовой сваи назначается в зависимости от проходимых грунтов и должна составлять от одной (для тяжелых грунтов) до трех (для легких грунтов) толщин шпунта (см. рисунок 16.2).

Верх шпунтовых свай, погружаемых забивкой, должен быть срезан строго перпендикулярно к оси сваи и снабжен бугелем прямоугольной формы (см. рис. 16.2).

Все болты и скобы в шпунтовых сваях устанавливают «впотай». Маячные сваи рекомендуется располагать вне направляющих схваток. Расстояние между маячными сваями не должно превышать 2 м.

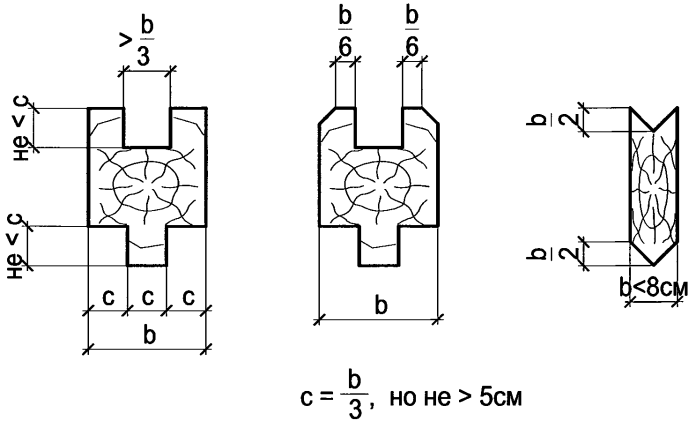


Рисунок 16.1 – Поперечное сечение деревянного шпунта

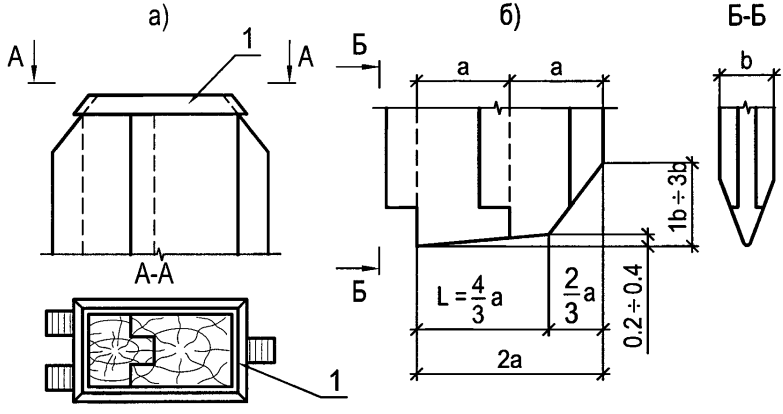


Рисунок 16.2 – Конструкция деревянных шпунтовых свай

а — верх шпунтовой сваи; б — низ шпунтовой сваи; 1 — бугель

16.4 Необходимая величина заглубления шпунта в грунт устанавливается расчетом в соответствии с указаниями, приведенными в разделе 17.

При любых условиях величина заглубления однорядного шпунта в связные, крупнопесчаные и гравелистые грунты должна быть не менее 1 м, а для мелкопесчаных и плывунных фунтов — 2 м ниже уровня дна котлована.

Глубина погружения внешнего ряда двойного деревянного шпунтового ограждения во всех случаях должна быть не менее 2 м.

16.5 Ограждения из стального шпунта следует применять при глубине воды более 2м.

Стальной шпунт должен извлекаться для повторного использования, за исключением случаев, когда он входит в конструкцию опоры.

Потребность в шпунте на строительство моста (объекта) и его оборачиваемость определяется в проекте с учетом конкретных условий производства работ.

16.6 Для ограждения котлованов мостовых опор основным профилем стального шпунта является корытный профиль.

Шпунт плоского профиля ввиду его незначительного момента сопротивления следует применять преимущественно для образования стенок ограждения искусственных островков, цилиндрических в плане.

Характеристики стальных шпунтовых свай приведены в приложении 8.

16.7 Внутренние размеры в плане (в свету) шпунтового ограждения фундаментов, сооружаемых как с применением тампонажной подушки, так и без нее, имеющих вертикальные сваи или при отсутствии свай, нужно принимать, исходя из условия установки опалубки фундамента, но не менее чем на 30см больше проектируемых размеров фундамента.

При забивке наклонных свай расположение шпунта должно быть назначено с таким расчетом, чтобы острие шпунтин отстояло от свай не менее чем на 1 м.

16.8 Верх шпунтового ограждения следует назначать на 0.3 м выше уровня грунтовых вод в котловане, на 0.3 м выше уровня планировочной отметки вокруг ограждения на суходоле и на 0.7 м выше рабочего горизонта при устройстве ограждения в русле реки.

Расчетная отметка дна реки вокруг шпунтового ограждения принимается с учетом возможного размыва при рабочем уровне воды в реке.

Отметка низа шпунта определяется расчетом. Независимо от результатов расчета глубину забивки шпунта ниже дна котлована или отметки размыва следует принимать в случаях текучих и текучепластичных глин, суглинков и супесей, водонасыщенных илов, пылеватых и мелких песков не менее 2 м, а в остальных случаях — не менее 1 м.

16.9 Шпунтовые ограждения в случаях, определяемых расчетом, раскрепляются горизонтальными поясами - обвязками по контуру котлована.

Места установки обвязок (по высоте) назначаются по расчету с учетом способа разработки котлована.

Каждый ярус обвязки может состоять из системы поперечных, продольных и угловых распорок.

Размещение распорок в плане назначается в зависимости от конструкции опоры и применяемых механизмов.

При сооружении под защитой шпунта оснований фундаментов из свай или оболочек распорные конструкции должны проектироваться с учетом использования их одновременно как направляющих каркасов.

16.10 Для упрощения и значительного облегчения распорных креплений в ряде случаев целесообразно ограждения из стального шпунта делать кольцевого очертания в плане с креплением из кольцевых поясов-обвязок без поперечных распорок. Количество поясов и места установки их по высоте котлована определяются расчетом.

Для удобства установки и разборки поясов рекомендуется делать их составными на болтовых стыках. Под обвязки следует предусматривать столики.

16.11 При низком горизонте грунтовых вод следует предусматривать разработку котлованов до отметки, близкой к горизонту грунтовых вод, без крепления, но с устройством бермы, ширина которой должна обеспечивать удобное производство всех работ по забивке шпунта и сооружению фундамента.

При устройстве шпунтового ограждения на местности, покрытой водой, забивку шпунта следует производить после установки обвязки или каркасов, служащих для фиксации положения шпунта в плане и включающих пояса креплений, необходимые по расчету.

Каркасы или обвязки могут устанавливаться на маячные сваи, спланированное основание, подводный ростверк или удерживаться на плаву в процессе забивки на специальных плашкоутах.

17 Расчеты шпунтовых ограждений

А Общие положения

17.1 Расчеты шпунтовых ограждений котлованов производят на:

ж) устойчивость положения и прочность по материалу их элементов на стадиях разработки котлована и установки распорных креплений, полного удаления грунта и воды из котлована, а также обратной засыпки грунта и снятия креплений,

з) устойчивость дна котлована против выпучивания и фильтрационного выпора — для шпунтовых ограждений, заглубленных в пески, супеси и песчаные илы, на стадии откачки воды из ограждения.

17.2 Проверка на выпучивание производится по формуле:

$$P_в \geq P\gamma_n \qquad (17.1)$$

где $P_в$ — предельное сопротивление грунта дна котлована силам выпучивания, кПа (тс/м^2), определяемое по формуле 17.2.

P — давление столба грунтовой массы высотой h_2 и слоя воды высотой h_1 на основание ab (сила выпучивания), кПа (тс/м^2) согласно рисунку 17.1. и вычисляемое по формуле 17.3.

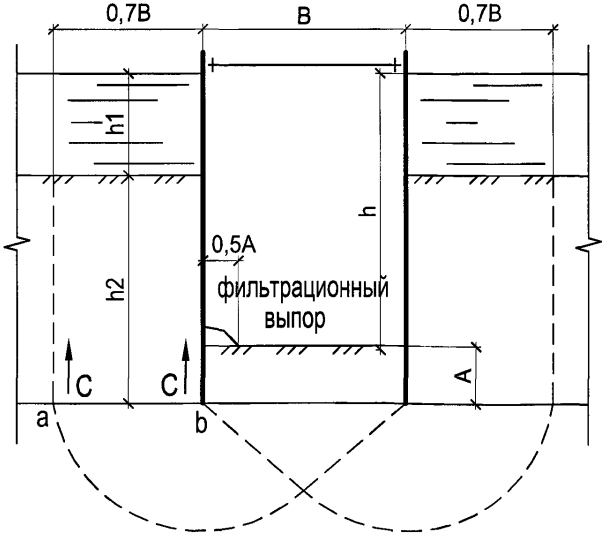


Рисунок 17.1 — Расчетная схема к проверке дна котлована на выпучивание

γ_n— коэффициент надежности по назначению принимаемый не менее 1.4;

$$P_в = k\,c\,N_c + \gamma A\,N_q + M\,\gamma\,B\,N_\gamma + \gamma_в\,h \qquad (17.2)$$

где k и M — коэффициенты, принимаемые по таблице 17.1;

c — расчетное сцепление в грунте, кН (тс/м^2);

γ — удельный вес грунта, кН/м^3 (тс/м^3);

$\gamma_в$— то же воды, кН/ м^3 (тс/м^3);

N_c, N_q, N_γ — опытные коэффициенты (таблица 17.2) несущей способности грунта, находящегося в пределах шпунтового ограждения, зависящие от расчетного угла внутреннего трения грунта φ ;

A — расстояние от дна котлована до нижнего края шпунта, м;

B — меньшая сторона прямоугольного, сторона квадратного или радиус круглого котлована, м;

h — слой воды над дном котлована, м

$$P = \gamma h_2 + \gamma_в h_1 - \frac{2ch_2}{0.7B} \qquad (17.3)$$

где h_1 и h_2 — высота слоя воды и слоя грунта согласно рисунку 17.1.

Таблица 17.1

Форма котлована	k	M
Прямоугольная	0.7	0.5
Квадратная	0.8	0.5
Круглая	0.9	0.6

Таблица 17.2

φ , град.	N_c	N_q	N_γ
0	5.0	1.5	0
5	6.2	1.8	0
10	7.6	2.1	0
15	9.3	3.0	0.5
20	11.5	4.0	1.0
25	14.0	5.5	2.5
30	18.0	8.0	5.0
35	23.0	12.5	8.0

Расчетные значения величин φ и С определяют по материалам инженерно-геологических изысканий. В условиях гидродинамического воздействия (для случаев откачки воды из котлованов) значения φ следует уменьшать в два раза.

17.3 Фильтрационный выпор грунта котлована происходит только при откачке из него воды в песчаных грунтах, супесях и песчаных илах. Выпор начинается около шпунтового ограждения.

Проверку на фильтрационный выпор производят по формуле:

$$H \le \frac{2{,}5A_{ф}}{\gamma_{n}} \qquad (17.4)$$

где γ_{n} — коэффициент надежности по назначению, принимаемый не менее 1.4;

$A_{ф}$ — суммарная высота столба речной и грунтовой воды внутри котлована, считая от низа шпунта, м;

H — разность высот столбов речной и грунтовой воды снаружи и внутри котлована, считая от низа шпунта, м.

Глубина погружения шпунта ниже дна котлована может также определяться зависящим от нее дебетом грунтовой воды, фильтрующей через дно котлована, методика расчета которого приведена в приложении 21.

17.4 Минимальную глубину забивки шпунта (считая от дна котлована или отметки размыва) по условию обеспечения устойчивости стенок против опрокидывания определяют согласно пункту 6.8.

$$M_{опр} = \frac{m}{\gamma_{n}} M_{уд} \qquad (17.5)$$

где $M_{опр.}$ — расчетный момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) стенки;

$M_{уд.}$ — расчетный момент удерживающих сил относительно той же оси;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по пунктам 17.9 и 17.21;

γ_{n} — коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1.1.

Независимо от результатов расчета по любой ниже приведенной схеме глубину забивки шпунта t, считая от дна котлована, или отметки размыва следует принимать:

— в случаях текучих и текучепластичных глин, суглинков, супесей, водонасыщенных илов, пылеватых и мелких песков - не менее 2 м,

— в остальных случаях - не менее 1 м.

В ограждениях с тампонажным слоем бетона глубина забивки должна быть не менее 1м при любых грунтах.

17.5 Расчетные давления воды и грунта (активного и пассивного) получают умножением нормативных давлений, определяемых согласно разделу 7, на коэффициенты надежности по нагрузке, принимаемые для активного давления грунта $\gamma_f^a = 1,2$, а для пассивного $\gamma_f^n = 0,8$.

17.6 При устройстве ограждения в водопроницаемых грунтах с укладкой подводной тампонажной подушки в расчете шпунтовой стенки на стадии ее работы до бетонирования подушки учитывают гидростатическое давление, соответствующее стадии откачки воды из котлована на глубину, необходимую для постановки яруса креплений, но не менее 1,5 м.

17.7 Ограждение из шпунта, забиваемого в водонепроницаемый грунт (суглинок или глину), расположенный ниже горизонта воды, следует рассчитывать на горизонтальные нагрузки, соответствующие двум схемам:

а) принимают, что ниже поверхности водонепроницаемого грунта горизонтальное давление на шпунтовую стенку обусловлено только гидростатическим давлением воды, проникающей между стенкой и грунтом на глубину $h_в$;

б) не предусматривают возможности проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом и принимают, что этот грунт оказывает горизонтальное давление на стенку, будучи пригруженным сверху гидростатическим давлением, а при наличии над водонепроницаемым грунтом водопроницаемого и весом последнего, при этом вес слоя водопроницаемого грунта, расположенного ниже горизонта воды, определяют с учетом его взвешивания в воде.

В обеих схемах выше поверхности водонепроницаемого грунта учитывают горизонтальную нагрузку на стенку от гидростатического давления и, в необходимых случаях, от давления водопроницаемого грунта.

Глубину проникания воды между стенкой и водонепроницаемым грунтом (считая от его поверхности) принимают равной:

а) для ограждений, не имеющих распорных креплений (см. рисунок 17.2 а)

$$\overline{h_в} = 0,7h' \qquad (17.6)$$

где h' — глубина погружения шпунта в водонепроницаемый фунт;

б) для ограждений с одним ярусом креплений (см. рисунок 17.2 б)

$$\bar{h}_в = h' - \frac{t}{2}, \qquad (17.7)$$

где t — глубина погружения шпунта ниже дна котлована;

в) для ограждения с несколькими ярусами креплений (см. рисунок 17.2 в) — на 0,5м ниже уровня грунта в котловане при установке верхнего яруса креплений, расположенного в пределах водонепроницаемого грунта.

17.8 Элементы креплений должны рассчитываться на совместное действие горизонтальной нагрузки, передаваемой шпунтовыми стенками, и вертикальной нагрузки от веса обустройств и конструкций, предусмотренных проектом. Наибольший изгибающий момент в элементе от веса обустройств и конструкций не должен быть менее наибольшего изгибающего момента от равномерно распределенной нагрузки интенсивностью:

$$q = q_1 \frac{F}{\ell} \qquad (17.8)$$

где q_1 — нагрузка, принимаемая равной 500 Па (50 кгс/м^2) для верхнего яруса креплений и 250 Па (25 кгс/м^2) для остальных ярусов;

F — площадь котлована, приходящаяся на рассчитываемый элемент крепления, м^2;

ℓ — длина элемента, м.

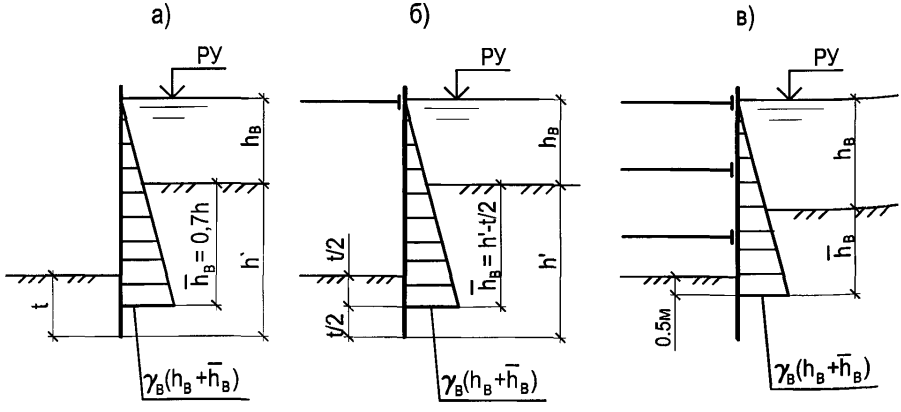


Рисунок 17.2 — Схемы для определения глубины проникания воды между шпунтовой стенкой и водонепроницаемым грунтом

а — при ограждениях, не имеющих распорных креплений;

б — при ограждениях с одним ярусом крепления;

в — при ограждениях с несколькими ярусами креплений

17.9 Расчеты элементов шпунтовых ограждений на прочность выполняются с применением коэффициентов

— надежности по назначению :

$\gamma_n = 1.1$ — для шпунтовых ограждений на местности, покрытой водой;

$\gamma_n = 1.0$ — во всех остальных случаях;

— коэффициентов условий работы, учитывающими возможность относительных смещений шпунтин в замках (для шпунта типа Шк или Ларсен):

m = 0.7 — в случае слабых грунтов и отсутствии обвязок, прикрепленных к шпунту;

m = 0.8 — в случае тех же грунтов и наличии обвязок, прикрепленных к шпунту;

m = 1.0 — в остальных случаях.

При расчете прочности шпунтовых стенок (но не креплений) должны вводиться коэффициенты условий работы, равные:

m = 1.15 — для стенок кольцевых в плане ограждений;

m = 1.10 — для стенок длиной менее 5 м замкнутых в плане ограждений прямоугольной формы с промежуточными ярусами распорных креплений.

17.10 Расчетные сопротивления элементов шпунтовых ограждений принимаются в зависимости от материала согласно указаниям разделов 9, 10 и 11.

17.11 Расчетные геометрические характеристики стальных шпунтовых свай принимаются согласно приложению 8.

Б Расчет шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений.

17.12 При устройстве ограждения без тампонажной подушки минимальную глубину забивки шпунта ниже дна котлована принимают равной по формуле:

$$t = t_o + \Delta t \qquad (17.9)$$

Глубину t_o определяют на основе равенства 17.5, считая ось поворота стенки, расположенной на этой глубине, и пренебрегая моментом пассивного давления грунта, действующего на стенку со стороны, противоположной котловану, относительно указанной оси (точки 0 на рисунке 17.3).

В соответствии с этим в равенстве 17.5 принимают $M_{опр.}$ равным моменту активного давления грунта и гидростатического давления, действующих выше глубины t_o, относительно оси поворота стенок, а $M_{уд}$ — моменту пассивного давления, действующего со стороны котлована выше глубины t_o относительно той же оси.

В общем случае для решения уравнения, выражающего условия (см. формулу 17.5), принимают способ последовательного приближения, т.е. задаются глубиной t_o, которую затем уточняют.

Расчетная схема, принимаемая при определении глубины t_o, показана на рисунке 17.3; эпюры давлений, показанные на рисунке 17.3 а), относятся к случаю расчета стенки, погруженной в песок или супесь; эпюры давлений, показанные на рисунке 17.3 б), в) — к случаю расчета стенки, погружаемой в глину или суглинок (см. пункт 17.7).

При наличии над глинистым грунтом слоя воды $h_в$ активное давление необходимо увеличивать на величину $h_в \lambda_a$,

$$\text{где} \quad \lambda_a = tg^2(45° - \frac{\varphi}{2}).$$

Так как глубина t_o не является полной глубиной погружения шпунта ниже дна котлована (см. формулу 17.9), то при учете проникания воды между стенкой и суглинком или глиной рекомендуется принимать глубину по рисунку 17.3 в).

$$\overline{h_B} = 0{,}8(h_{гр} + t_o) \qquad (17.10)$$

Дополнительную глубину Δt определяют по формуле:

$$\Delta t = \frac{E_n^1}{2p_n^1} \qquad (17.11)$$

где E_n^1 — равнодействующая пассивного давления грунта с внешней стороны котлована;

p_n^1 — интенсивность этого давления на глубине t_o.

Равнодействующую пассивного давления грунта с внешней стороны котлована определяют по формуле:

$$E_n^1 = E_n - (E_a + E_B) \qquad (17.12)$$

где E_n, E_a, E_B — равнодействующие соответственно пассивного давления грунта со стороны котлована, активного давления грунта и гидростатического давления, действующих на стенку выше глубины t_o.

Интенсивность p_n^1 пассивного давления грунта, действующего на стенку с внешней стороны котлована, определяют, принимая глубину:

$$H=h_{гр}+t_o \qquad (17.13)$$

17.13 Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, определяют как для консольного стержня с заделкой на глубине t_o (от дна котлована); за нагрузку принимают гидростатическое давление, а также активное и пассивное давление, действующее на стенку выше этой глубины (см. рисунок 17.3).

17.14 При устройстве ограждения в водопроницаемых грунтах с осуществлением тампонажной подушки расчет шпунтовой стенки, отражающей стадию ее работы до бетонирования подушки, выполняют согласно пунктам 17.12 и 17.13, а расчет шпунтовой стенки, отражающий стадию ее работы после бетонирования подушки, выполняют согласно пункту 17.15.

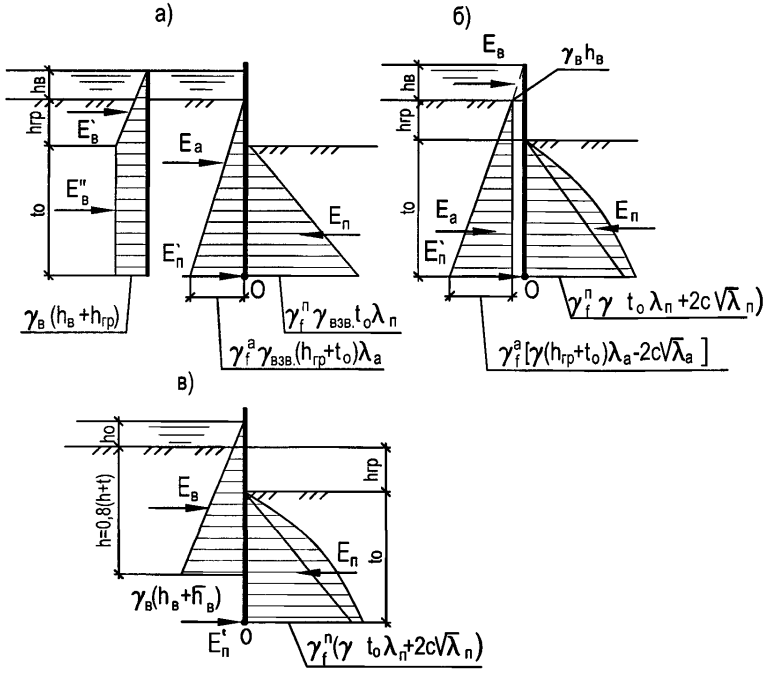


Рисунок 17.3 – Схемы, используемые в расчетах шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений.

а) — при расчете стенки, погружаемой в песок или супесь;

б) и в) — при расчете стенки, погружаемой в суглинок или глину.

17.15 Глубину t_o погружения стенки ниже дна котлована определяют из условия обеспечения её устойчивости против поворота вокруг оси, расположенной на 0.5 м ниже верха тампонажной подушки (точка 0 на рисунке 17.4).

В соответствии с этим в равенстве (формула 17.5) принимают $M_{опр.}$ равным моменту активного давления взвешенного в воде грунта и гидростатического давления, действующих на стенку выше оси ее поворота, относительно этой оси, а $M_{уд.}$ — моменту пассивного давления взвешенного в воде грунта, действующего на стенку ниже оси ее поворота, относительно этой оси.

m = 0.95 — коэффициент условий работы.

При определении момента $M_{уд.}$ эпюру пассивного давления грунта считают треугольной с нулевой ординатой на уровне оси поворота стенки; наибольшую ее ординату находят, принимая $H = h_{гр} + t$.

Величина наибольшего изгибающего момента в поперечном сечении стенки может быть принята равной моменту $M_{опр.}$

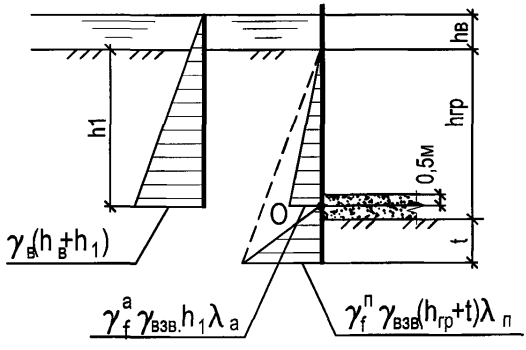


Рисунок 17.4 – Схема, используемая в расчетах шпунтовых ограждений, не имеющих распорных креплений в водонепроницаемых грунтах с применением водозащитной подушки.

В Расчет шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений

17.16 Минимальную глубину t погружения стенки ниже дна котлована (без тампонажной подушки) определяют из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси опирания стенки на крепление (точки 0 на рисунке 17.5). В соответствии с этим в равенстве (формула 17.5) принимают $M_{опр.}$ равным моменту активного давления грунта и гидростатического давления относительно оси поворота стенки, а $M_{уд.}$ — моменту пассивного давления грунта относительно этой оси.

m — коэффициент условий работы, принимаемый согласно пункту 7.17.

Для замкнутых в плане шпунтовых ограждений глубину забивки t, определенную расчетом на устойчивость, допускается уменьшать на 15 % для кольцевых ограждений с радиусом менее 5 м и на 10 % для прямоугольных с длиной большей стороны менее 5м.

17.17 Коэффициент m условий работы (см. пункт 17.16) в расчете устойчивости принимают:

а) в случае связных грунтов, а также несвязных, но при заглублении острия шпунта в слой глины или суглинка — 0,95;

б) в остальных случаях несвязных грунтов:

— при частичной откачке воды из котлована на глубину (от горизонта воды) не более 0,25 h на водотоках и не более 0,25 $h_в'$ на местности, не покрытой водой — 0,95;

— при полной откачке воды из котлована — по графику (рисунок 17.6) на открытых водотоках и по графику (рисунок 17.7) на местности, не покрытой водой.

Здесь, а также на графиках рисунков 17.6 и 17.7:

h — глубина котлована;

$h_в'$— расстояние от дна котлована до горизонта грунтовых вод;

$h_{гр}$ — расстояние от дна котлована до уровня грунта снаружи котлована:

$$\mu_{ГР} = \frac{h_{ГР}}{h}; \qquad \mu_В = \frac{h_В^1}{h}; \tag{17.14}$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

При промежуточных значениях h, $h_в'$, $\mu_в$, $\mu_{гр}$, величину коэффициента m следует определять линейной интерполяцией.

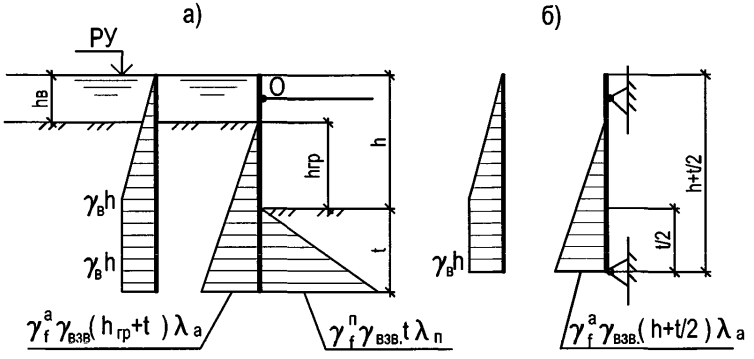


Рисунок 17.5 – Схемы расчета шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений

а) для определения минимальной глубины забивки шпунта;

б) для определения изгибающих моментов в его поперечных сечениях (на рисунке 17.5 показаны схемы, относящиеся к случаю расчета стенки, погруженной в песок или супесь).

17.18 Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, определяют по схеме балки, свободно лежащей на двух опорах, одну из которых принимают на уровне оси опирания стенок на крепление (точки 0 на рисунке 17.5.), а другую на глубине $\frac{t}{2}$ от дна котлована, где t — минимальная глубина погружения стенки по условию обеспечения ее устойчивости (см. пункт 17.16). При этом активное и пассивное давления грунта, а также гидростатическое давление, действующие на стенку ниже глубины $\frac{t}{2}$ не учитывают (см. рисунок 17.5, б).

Изгибающий момент в сечении шпунтовой стенки, расположенном в пролете, допускается принимать равным

$$M = M_в + 0{,}75\, M_{гр} \qquad (17.15)$$

где $M_в$ — изгибающий момент в поперечном сечении шпунта от гидростатического давления воды, определенный по указанной выше схеме;

$M_{гр}$ — то же от давления грунта;

0,75 — коэффициент, учитывающий перераспределение давления грунта.

В случаях недостаточной прочности шпунтовой стенки по материалу целесообразно изменить положение распорки по высоте или увеличить глубину погружения шпунта в грунт с тем, чтобы за счет обеспечения заделки нижней части стенки снизить величины изгибающих моментов в ее поперечных сечениях. Расчет стенки с учетом заделки ее нижней части в грунте может быть выполнен графоаналитическим способом.

По схеме, приведенной на рис. 17.5, б), определяют также давление q стенки на обвязку крепления (как реакцию на верхней опоре). Усилие в распорке допускается принимать равным:

$$P = 1{,}1q\frac{\ell_{\Lambda} + \ell_{ПР}}{2}; \qquad (17.16)$$

где $\ell_{\Lambda}, \ell_{ПР}$ — пролеты обвязки слева и справа от рассматриваемой распорки.

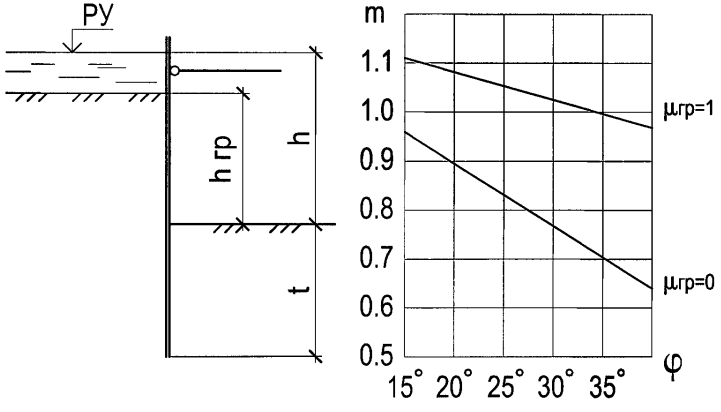


Рисунок 17.6 – Схема и график для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на открытом водотоке при одном ярусе распорных креплений

17.19 При устройстве ограждения с тампонажной подушкой расчет шпунтовой стенки, отражающий стадию ее работы до бетонирования подушки, выполняют согласно пунктам 17.16 ÷ 17.18.

Для стадии работы стенки после бетонирования подушки и полной откачки воды из котлована проверяют прочность стенки и крепления; при этом стенку по-прежнему рассматривают по схеме балки, свободно лежащей на двух опорах, но нижнюю опору принимают на 0,5 м ниже верха подушки.

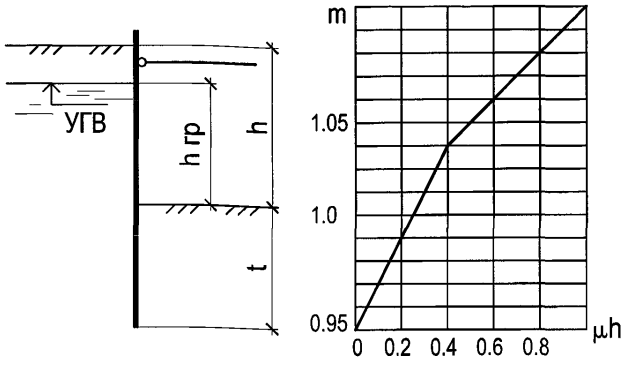


Рисунок 17.7 – Схема и график для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на местности, не покрытой водой

Г Расчет шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами распорных креплений

17.20 Минимальную глубину t погружения стенки ниже дна котлована при отсутствии тампонажной подушки определяют из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси, расположенной на уровне нижнего яруса крепления (точки 0 на рисунке 17.8, а). В соответствии с этим равенство (17.5) записывают в виде:

$$M_а + M_в = m\,[M_п + (2M'_а + M'_в)] \qquad (17.17)$$

где $M_а$ и $M_в$ — моменты соответственно активного давления грунта и гидростатического давления, действующих на стенку ниже оси ее поворота, относительно этой оси;

$M'_а$ и $M'_в$ — то же для давлений, действующих на стенку выше оси поворота;

$M_п$ — момент пассивного давления грунта на стенку относительно той же оси;

m — коэффициент условий работы, принимаемый согласно пункту 17.21.

Формула (17.17) справедлива, если $2M'_а+M'_в \le W_xR$, при невыполнении этого неравенства для определения минимальной глубины t погружения стенки используют формулу:

$$M_а + M_в = m\,(M_п + W_{xR}) \qquad (17.18)$$

где W_x — момент сопротивления поперечного сечения шпунтовой стенки (см. пункт 17.10);

R — расчетное сопротивление материала шпунта. При многоярусном креплении определение давлений на ярусы креплений необходимо проводить с учетом по стадийной разработки грунта, порядка установки креплений и перераспределения при этом нагрузки на ярусы креплений и напряжений в шпунте.

17.21 Коэффициент условий работы m (см. пункт 17.20) следует принимать по рекомендациям пункта 17.17 (как для ограждения с одним ярусом креплений) с той лишь разницей, что при полной откачке воды из котлована, разрабатываемого в несвязных грунтах на открытых водотоках, значение m следует принимать не по графику, приведенному на рисунке 17.6, а по графику рисунка 17.9, на котором использованы те же обозначения.

Для замкнутых в плане шпунтовых ограждений глубину забивки t, определенную расчетом на устойчивость, допускается уменьшать согласно пункту 17.16.

Уменьшения глубины забивки шпунта по условию обеспечения устойчивости стенки можно достичь понижением уровня расположения нижнего яруса крепления (если это возможно по условиям производства работ).

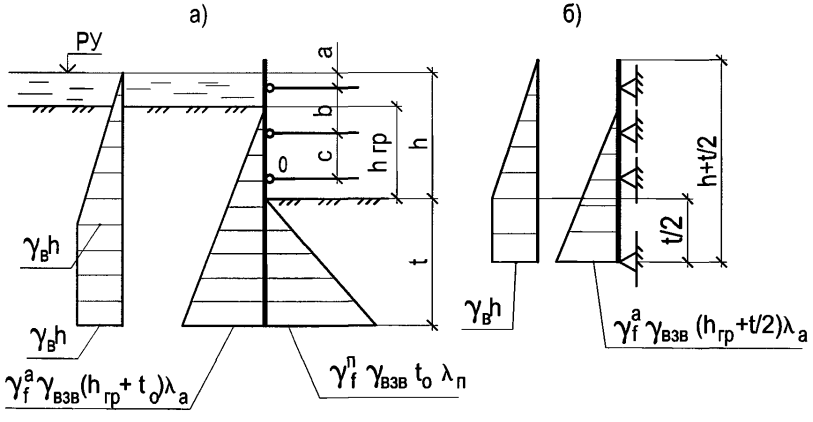


Рисунок 17.8 – Схемы расчета шпунтовых ограждений с двумя и более ярусами распорных креплений

а — для определения минимальной глубины забивки шпунта;

б — для определения изгибающих моментов в его поперечных сечениях.

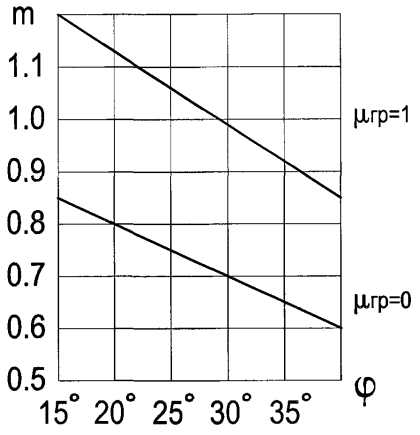


Рисунок 17.9 – График для определения коэффициента условий работы в расчете устойчивости шпунтового ограждения на открытом водотоке при двух и более ярусах креплений

17.22 Изгибающие моменты, действующие в поперечных сечениях шпунтовой стенки, а также давление q стенки на обвязку каждого из ярусов крепления определяют по схеме свободно лежащей многопролетной неразрезной балки, нижнюю опору которой принимают расположенной на глубине 0.5 t;

где t — минимальная глубина погружения стенки, определяемая с учетом требований пунктам 17.1 и 17.2 и 17.20, а остальные опоры — на уровне ярусов креплений. При этом активное и пассивное давления грунта, а также гидростатическое давление, действующее на стенку ниже глубины 0.5 t, не учитывают (см. рисунок 17.8 б).

Усилие в распорке каждого из ярусов допускается определять по формуле (17.16).

17.23 Если предусматривается укладка тампонажной подушки, то следует производить расчет прочности стенки и креплений, соответствующий полной откачке воды из котлована. Такой расчет производят, по-прежнему рассматривая стенку как многопролетную неразрезную балку, но нижнюю опору принимают расположенной на 0.5 м ниже верха тампонажной подушки.

Д Особые случаи расчета шпунта

17.24 В случае, если на шпунт дополнительно передается вертикальная нагрузка (от копров, кранов и т.п.), глубина забивки шпунтин на участке передачи вертикальной нагрузки должна быть проверена на восприятие вертикальных усилий в соответствии с нормами проектирования свай. При этом поверхность грунта принимают на отметке дна котлована, а ширину участка ограждения, передающего сосредоточенную нагрузку, определяют из условия распространения усилия в ограждении от точки (границы) приложения нагрузки под углом 30° к вертикали.

17.25 Шпунтовые ограждения, подвергающиеся воздействию льда или возможности навала судов, должны быть дополнительно проверены расчетом на эти нагрузки.

При этом, как правило, должны устраиваться дополнительные плоскости распорок на уровне приложения этих нагрузок (при разности уровней первой подвижки льда и высокого ледохода более 1,5 м — две плоскости распорок). Лед вокруг ограждения должен окалываться.

17.26 При устройстве шпунтовых ограждений (перемычек) опор на высоком свайном ростверке необходимо проверить прочность и устойчивость ограждения при действии распора изнутри (от грунта, находящегося внутри ограждения). При этом отметка поверхности окружающего грунта должна приниматься с учетом размыва. Расчет должен проводиться по методике, рекомендованной для расчета искусственных островков.

17.27 Замкнутые шпунтовые ограждения должны проверяться на всплытие при уложенной тампонажной подушке при наивысшей отметке рабочего уровня воды. При этом, определяя силу трения грунта по боковой поверхности шпунта, горизонтальное давление грунта на ограждение следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,8$.

17.28 При проектировании шпунтовых ограждений вблизи существующих зданий и сооружений, конструкции которых не допускают осадки основания для установки распорок крепления должны предусматриваться устройства (клинья, домкраты) для создания предварительного обжатая, равного расчетному усилию.

18 Грунтовые перемычки

18.1 Грунтовые перемычки для ограждения котлована следует устраивать при глубине воды до 2 м, скорости. течения 0,3 ÷ 0,5 м/с и мало фильтрующем, не размываемом грунте дна.

18.2 При проектировании грунтовых перемычек необходимо учитывать стеснение ими живого сечения реки и вызываемое этим повышение скорости течения.

В случае необходимости может быть предусмотрена защита откосов перемычки от размыва путем укладки по откосам хворостяных тюфяков или отсыпки щебня, гравия или камня крупностью d (см), определяемой по формуле:

$$d = 3V^2 \qquad (18.1)$$

где V — скорость течения (м/сек)

18.3 В месте проектного положения перемычки следует предусматривать очистку дна от карчей, камней и других препятствий, могущих уменьшить водонепроницаемость перемычки, эти требования должны быть оговорены в рабочей документации перемычки.

18.4 Для отсыпки перемычек следует применять мелкие пески, супеси и суглинки с содержанием глинистых частей до 20%.

18.5 Ширина грунтовых перемычек по верху должна быть не менее 1 м. Крутизну откосов следует назначать в зависимости от угла естественного откоса грунта перемычки в водонасыщенном состоянии, но не круче 1:2. Возвышение верха перемычки над рабочим уровнем воды (ледохода) в реке должно приниматься по пункту 5.36.

18.6 В целях уменьшения стеснения живого сечения реки и фильтрации воды через перемычку следует проектировать грунтовые перемычки в комбинации с деревянным шпунтовым ограждением, забиваемым внутри перемычки по ее периметру, или в виде двойного ряда с засыпкой грунта между ними.

18.7 В грунтах, не допускающих забивку шпунта, возможно применение ограждения из ряжево-грунтовых перемычек.

19 Искусственные островки

19.1 Искусственные островки в акваториях водных объектов проектируются для производства с их помощью работ по изготовлению и погружению опускных колодцев, размещения бурового и сваебойного оборудования.

В зависимости от конкретных условий строительства островки могут отсыпаться как без ограждения, так и в ограждении различной конструкции (рисунок 19.1).

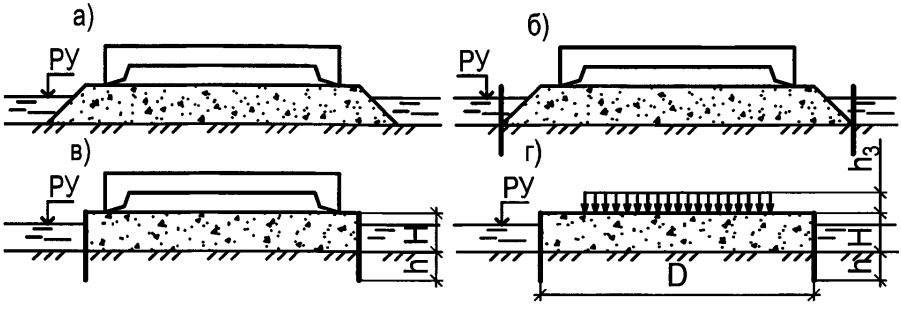


Рисунок 19.1 — Схемы искусственных островков

а – без ограждения;

б – с ограждением, не воспринимающим давления грунта засыпки;

в – с ограждением, воспринимающим давление грунта засыпки;

г – расчетная схема островка.

19.2 Не ограждаемые островки следует применять при глубине воды не более 2 м, возможности стеснения живого сечения реки и средних скоростях течения не выше 0.30 м/с при отсыпке островка из мелкого песка, 0.80 м/с — из крупного песка и соответственно 1.20 м/с и 1.50 м/с — при отсыпке из среднего и крупного гравия.

Не допускается отсыпка искусственных островков из илистых, торфянистых и лессовидных грунтов.

Крутизна откосов должна приниматься от 1:2 для гравелистых грунтов до 1:5 для мелкого песка.

19.3 Островки с ограждением, предохраняющим подмыв откосов, но не воспринимающих давления засыпки (см. рисунок 19.1 б), следует применять при глубине воды не свыше 3м. Ограждение островков устраивают из легкого шпунта, щитов, расположенных между парными сваями, или козелковых опор со щитами, устраиваемых по всему контуру островка или с верховой стороны. Ограждение

должно сопротивляться воздействию водного потока, определяемому в соответствии с требованиями раздела 7. Глубина забивки шпунтин (свай) назначается с учетом возможного размыва. Рекомендуется отсыпка камнем по периметру ограждения.

Ограждению с верховой стороны следует придавать обтекаемую форму в плане.

19.4 Островки с ограждением, воспринимающим давление засыпки (рисунок 19.1 в), следует устраивать при глубине воды до 8 м, скорости течения выше 1.5 м/с, а также для уменьшения стеснения живого сечения реки.

Ограждения островков, воспринимающие давление засыпки, могут выполняться:

а) щитовыми;

б) ряжевыми;

в) шпунтовыми (деревянными или стальными).

19.5 Щитовые ограждения устраивают при глубине до 2м из щитов, заводимых в пространство между парными предварительно забитыми в грунт сваями.

19.6 Деревянный шпунт применяют при глубине воды до 4 м. Шпунт забивают между парными направляющими схватками, прикрепленными к маячным сваям диаметром порядка 22 см, забитыми через 2÷2,5 м. Распор от давления засыпки передается верхней частью шпунта через подкосы на откосные сваи (рисунок 19.2).

19.7 Стальной шпунт следует применять преимущественно в виде цилиндрического ограждения из плоского шпунта типа ШП при глубине воды более 2 м, а также в случае невозможности применения деревянного шпунтового ограждения.

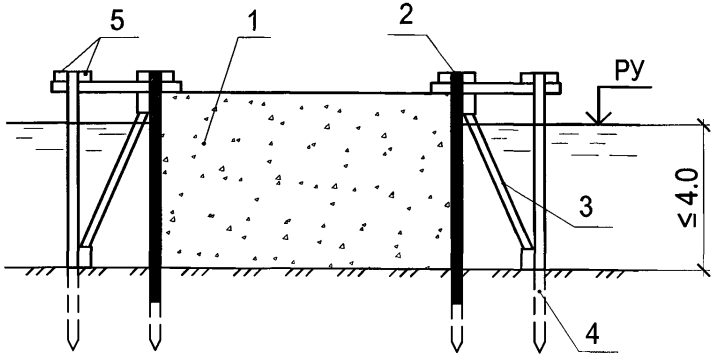


Рисунок 19.2 — Островок в деревянном шпунтовом ограждении

1 – насыпной грунт; 2 – деревянный шпунт; 3 – подкосы;

4 – сваи; 5 – направляющие схватки

19.8 Проектные размеры рабочей площадки островка назначаются из условия обеспечения удобного и безопасного выполнения проектируемых строительно-технологических операций по сооружению опоры. Ширина бермы до граней опускного колодца при любых условиях должна быть не менее 2 м.

Отметка верха островка назначается в соответствии с пунктом 5.3, б).

19.9 При проектировании островков, расположенных в местах с крутыми склонами дна реки, следует предусматривать меры, предотвращающие возможность сползания отсыпки по наклонной поверхности дна (предварительная планировка дна, применение песчано-гравелистых грунтов для отсыпки).

19.10 При слабых грунтах засыпки (с расчетным сопротивлением 1.2 ÷ 2.0 кгс/см^2) верхняя площадка островка для изготовления колодца должна покрываться по контуру ножа песчаной подушкой толщиной 0.3 ÷ 0.6 м.

Под нож колодца укладывают подкладки, размеры и количество которых назначаются из условия, чтобы давление под ними от расчетной нагрузки не превышало 2.0 кгс.см^2.

19.11 Расчет шпунтовых ограждений искусственных островков ведется в соответствии с требованиями раздела 17 с учетом указаний настоящего раздела.

19.12 Глубина забивки шпунта цилиндрического ограждения ниже линии размыва должна назначаться из условий исключения выпирания грунта из-под низа шпунта:

$$h \geq \frac{1.5q}{\gamma[2tq^4(45° + \frac{\varphi}{2}) - 1]} \qquad (19.1)$$

где q — расчетное давление от веса засыпки и нагрузки на ней в уровне дна реки, кПа (тс/м^2);

φ — угол внутреннего трения грунта на дне реки.

19.13 Минимальная глубина забивки стального шпунта, ограждающего островок с прямолинейными сторонами в плане и деревянного шпунта, определяется расчетом на выпирание грунта и устойчивость стенки и, в любом случае, должна быть не менее 2.0 м ниже линии размыва.

19.14 Шпунт цилиндрического ограждения проверяется на разрыв замков по формулам:

$$P \leq \frac{mP_3}{\gamma_n} \qquad (19.2)$$

где P — расчетное горизонтальное (окружное) усилие в контуре ограждения, кН/п.м (тс/п.м), определяемое по формуле:

$$P = \frac{De_{max}}{2} \qquad (19.3)$$

где m, γ_n — коэффициент условий работы и коэффициент надежности по назначению, принимаемые по пункту 17.9.

P_3 — расчетное сопротивление разрыву при растяжении замков шпунтовых свай принятого профиля, кН/п.м (тс/п.м), вычисляемое по формуле:

$$P_3 = \frac{R_3}{\gamma_m} \qquad (19.4)$$

D — диаметр контура ограждения островка по осевой линии, м;

e_{max} — интенсивность горизонтального давления грунта на внутреннюю поверхность ограждения на уровне дна водоема с учетом возможного размыва и нагрузки на поверхности островка.

R_3 — разрывное усилие замка, кН/п.м (тс/п.м), определяемое для плоских профилей по таблице 19.1

γ_m — коэффициент надежности по материалу, равный 1,3. При применении шпунта типа ШК и Ларсен, растягивающие усилия должны восприниматься объемлющими стальными поясами.

Таблица 19.1

Марка стали	Разрывное усилие P, кН/п.м (тс/п.м)
	ШП1
Ст.3	2500 (250)
Ст.4	3000 (300)
Ст.5	3500 (350)
15ХСНД	3500 (350)

20 Закладные крепления

20.1 Закладное крепление стен котлованов следует предусматривать на суходолах в устойчивых грунтах (при φ >25°) при отсутствии грунтовых вод.

20.2 Закладное крепление рекомендуется устраивать из металлических двутавровых (предпочтительно широкополочных) свай, забиваемых в грунт по периметру котлована с шагом 1.2 ÷ 1.5 м и закладываемых между ними по мере разработки котлована досок забирки (рисунок 20.1). Сваи, как правило, должны раскрепляться системой металлических или деревянных распорок (расстрелов), или раскрепляться тягами в наружную от котлована сторону за анкерные сваи.

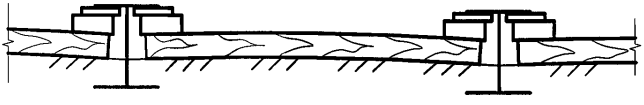


Рисунок 20.1 – Закладное крепление из металлических двутавровых свай.

20.3 Внутренние размеры закладного крепления в плане назначаются из условий установки опалубки для бетонирования фундамента опоры.

20.4 Шаг свай, глубина их забивки ниже дна котлована, расположение распорок, размеры сечения свай, а также распорок и досок забирки определяются расчетом на прочность и устойчивость положения с учетом следующих рекомендаций:

а) давление от собственного веса грунта и временной нагрузки на призме обрушения определяется согласно пункту 7.6, б);

б) для креплений с двумя и более ярусами распорок по высоте, возможно, не заглублять сваи ниже дна котлована, располагая нижний ярус распорок вблизи подошвы котлована. При необходимости расположения распорок выше дна котлована глубину забивки определяют расчетом с учетом рекомендаций подпункта г) и пунктов 17.20 ÷ 17.23.

Усилия в распорках должны определяться с учетом неразрезности свай.

Расчеты прочности и устойчивости крепления должны выполняться для каждого этапа устройства, перекрепления и разборки крепления;

в) для креплений с одним ярусом распорок минимальная глубина забивки свай определяется по расчету из условия обеспечения ее устойчивости против поворота вокруг оси опирания на крепление. Расчет должен выполняться по методике, принятой для расчета шпунтовых ограждений с одним ярусом распорных креплений (пунктам 17.16÷17.19). При этом величину активного давления учитывают в пределах высоты забирки, включая ширину полки сваи, а пассивное давление — в пределах ширины, равной b+0.3 м, где b — ширина полки сваи в м;

г) для креплений, не имеющих распорок, минимальная глубина забивки свай $h=t_o+\Delta t$ определяется по расчету на устойчивость, считая ось поворота стенки, расположенной на глубине t_o от подошвы котлована.

Величины t_o, а также Δt (заглубление сваи ниже оси поворота) определяют по методике, принятой для расчета шпунтовых стенок (пунктам 17.12÷17.15). При этом величину активного давления учитывают в пределах высоты забирки, включая ширину полки сваи, а пассивное давление — в пределах ширины, равной: $b+0.5\, t_o \operatorname{tg}\varphi$ (м), где b — ширина полки сваи в м.

Рекомендуется в пределах заглубления приваривать к полке балки лист δ=20 мм и размером 1,5 ширины полки;

д) толщину досок следует определять расчетом на прочность для уровня посередине глубины котлована и для подошвы котлована. При этом во всех случаях толщина досок должна приниматься не менее 4 см;

е) распорки следует располагать по высоте с учетом минимально возможного количества перекреплений при бетонировании фундамента опоры.

При значительной ширине котлованов (более 10м) с целью сокращения свободной длины распорок следует применять дополнительные сваи, забиваемые параллельно основным сваям крепления в их створе;

ж) на концах свай рекомендуется устраивать симметричное заострение под углом 45° с горизонтальным участком стенки на торце 8÷10 см. Острие следует усиливать сварными накладками.

21 Бездонные ящики и перемычки

21.1 Съемные и несъемные бездонные ящики для ограждения котлованов опор следует применять, как правило, на водотоках с глубиной воды до 4 м. Ящики могут изготавливаться деревянными или металлическими.

Для глубины до 7м целесообразно применять бездонные ящики из понтонов типа КС с ножом в нижней части (рисунок 21.1).

Соединения ножевой и надножевой конструкции должны допускать возможность их разъема без водолазных работ на случай невозможности извлечения ножа.

Примечание –

Бездонные ящики в виде железобетонных тонкостенных конструкций, входящих в состав фундамента, должны разрабатываться в составе проекта моста по нормам проектирования мостов.

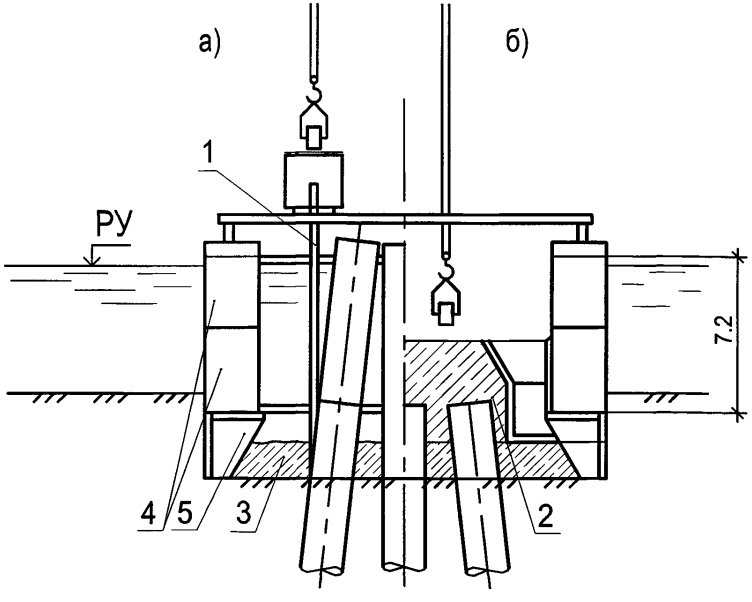


Рисунок 21.1 – Бездонный ящик из понтонов КС

а — устройство тампонажного слоя;

б — бетонирование ростверка;

1 — бетонолитная труба; 2 — железобетонный ростверк;

3 — подводный бетон; 4 — понтоны типа КС; 5 — нож

21.2 Конструкция бездонных ящиков должна быть прочной, жесткой и водонепроницаемой. Внутренние размеры ящика в плане (в свету) необходимо принимать с учетом возможных отклонений осей ящика от проектных осей опоры при наводке ящика в условиях течения реки и при всех условиях не менее чем на 30 см больше проектных размеров фундамента. При больших скоростях течения следует устраивать ящики с обтекателями.

21.3 В деревянных ящиках водонепроницаемая обшивка должна выполняться из двух слоев досок толщиной не менее 4см с прослойкой рубероида. Доски обшивки должны быть тщательно прифугованы и припасованы под конопатку (со стороны давления воды) в три пряди. Каждый слой после конопатки должен быть просмолен. Доски для обшивки следует пришивать под углом 45°, используя обшивку в качестве стенки ферм жесткости, поясами которой будут служить брусья каркаса ящика.

Распорки, оставляемые в теле фундамента, следует устраивать железобетонными.

21.4 Низ ящика оснащается ножом из того же материала что и ящик, облегчающим заглубление ящика в грунт.

При укладке тампонажной подушки из подводного бетона рекомендуется высоту ножа при съемных ящиках принимать равной толщине подушки.

21.5 Бездонные ящики следует устанавливать на дно, заранее спланированное до отметки, близкой к проектной (с учетом размыва грунта при опускании и посадке).

Для уменьшения притока воды в месте опирания бездонного ящика на дно реки следует предусматривать обсыпку камнем, укладку мешков с глиной по периметру, с внешней стороны, а также укладку изнутри подводного бетона тампонажной подушки.

21.6 Собранный ящик устанавливают на месте сооружения фундамента, используя его собственную плавучесть или с помощью кранов, судов, барж, а также понтонов КС, обстроенных для опускания ящика в проектное положение.

При использовании понтонов установку ящика в проектное положение по высоте следует осуществлять балластировкой понтонов.

21.7 Для погружения на дно и для предотвращения всплытия деревянного бездонного ящика при подъеме уровня воды в акватории необходимо применять пригруз ящика, величина которого определяется расчетом при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,2$.

21.8 В качестве ограждения для устройства плит высоких ростверков рекомендуется применять перемычки из металлических щитов (рисунок 21.2), стальных шпунтин и собираемые из понтонов типа КС (рисунок 21.1).

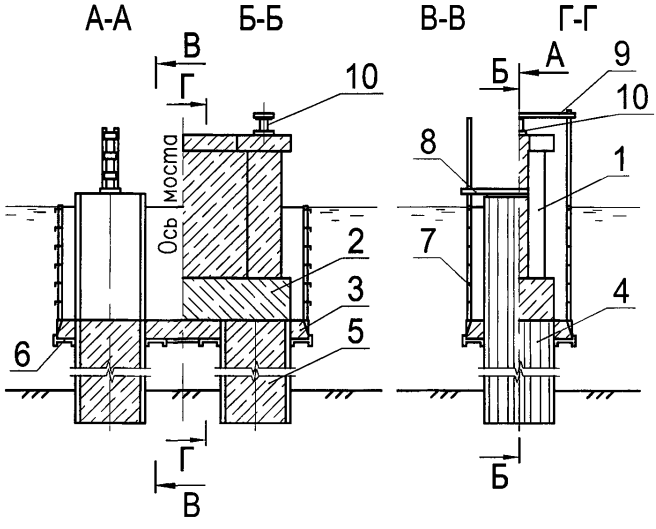


Рисунок 21.2 – Металлическое щитовое ограждение ростверка

1 — тело опоры;
2 — фундаментная плита;
3 —тампонажная бетонная подушка;
4 — оболочка;
5 — бетонное заполнение;
6 — деревянное днище;
7 — стальные щиты;
8 — приспособление для подвешивания ограждения на оболочке;
9 — устройство для подвешивания ограждения на забетонированной опоре;
10 — гидравлический домкрат

21.9 В конструкции перемычек для сооружения плит ростверков, расположенных в воде выше поверхности грунта, следует устраивать деревянное, деревометаллическое или железобетонное днище с отверстиями для пропуска свай или оболочек (см. рисунки 21.2 и 21.3). Диаметр отверстий должен превышать наружный диаметр сваи или оболочки на 4 ÷ 5 см.

Зазоры в местах соединения днища водонепроницаемой перемычки со стенами колодцев (оболочек) следует уплотнять резиновыми шлангами, пеньковыми канатами, деревянными кружалами, мешками с песком или подводным бетоном.

При расстоянии от дна реки до низа плиты ростверка порядка 3 ÷ 5 м следует обследовать целесообразность устройства перемычки до дна с устройством подсыпки из песка или щебня на высоту от дна до плиты ростверка.

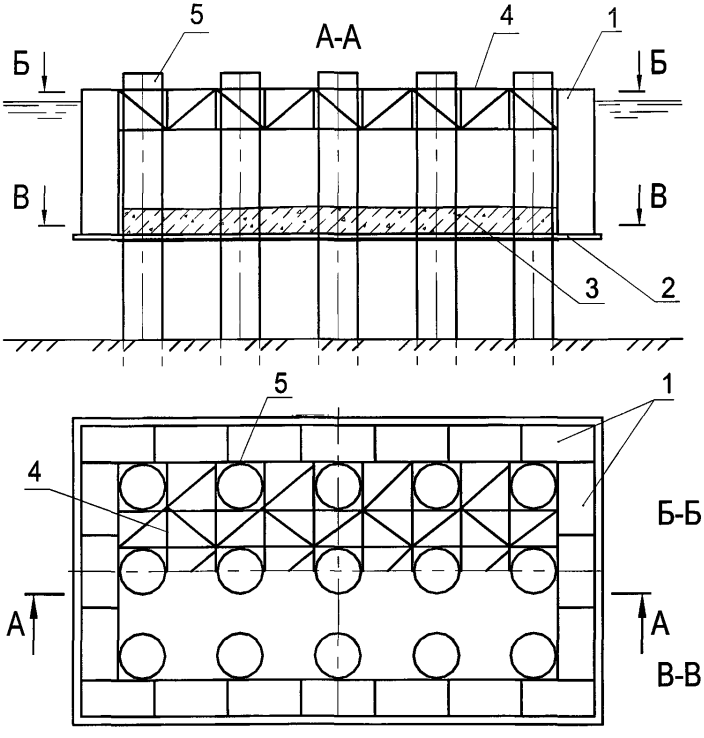


Рисунок 21.3 – Перемычка из понтонов

1 — понтоны КС; 2 — днище; 3 — тампонажная бетонная подушка;

4 — распорное крепление; 5 — оболочки

21.10 Щиты перемычки (понтоны) следует опирать на днище. Днище рекомендуется прикреплять к распорно-направляющему каркасу.

Для уменьшения сцепления щитов с тампонажным слоем подводного бетона рекомендуется устраивать обмазочную изоляцию. Стыки щитов (понтонов) должны герметизироваться резиновыми прокладками.

21.11 При устройстве перемычек из понтонов, в конструкции днища должны быть предусмотрены устройства, позволяющие отсоединять понтоны под водой.

21.12 Распорные крепления перемычек и ящиков, воспринимающие давление воды, следует, по возможности, одновременно использовать в качестве направляющих устройств для погружения оболочек, а также несущих элементов рабочих подмостей.

21.13 При сооружении фундаментов опор в реках с применением опускных колодцев рекомендуется устройство инвентарных металлических форшахт, демонтируемых после выведения тела опоры выше уровня воды. Для круглых в плане колодцев безростверковых опор рекомендуется применять форшахты в виде обечаек из листовой стали толщиной 6÷12 мм с внутренними распорными креплениями, установленными с шагом 1÷2 м (рисунок 21.4).

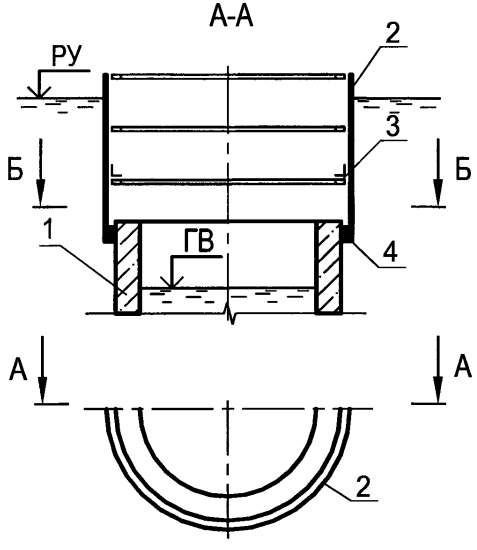


Рисунок 21.4 – Стальное ограждение верхней части круглого колодца

1 – колодец; 2 – обшивка ограждения;

3 – распорные крепления; 4 – резиновый уплотнитель.

21.14 При конструировании съемных распорных креплений необходимо учитывать последовательность их разборки или перестановки по мере бетонирования плиты и тела опоры.

21.15 Для бездонных ящиков и водонепроницаемых перемычек должны быть выполнены следующие расчеты:

– прочности и устойчивости формы под воздействием гидростатического давления воды, давления подводного бетона фундаментной подушки при укладке и собственного веса рассчитываемой конструкции;

– остойчивости и плавучести при подаче на плаву к месту опускания и устойчивости против опрокидывания после установки ящика (перемычки) на дно, расчет пригруза в случае необходимости;

– прочности при установке ящика (перемычки) краном;

– мощности буксиров, лебедок и якорного закрепления при транспортировке и опускании ящика (перемычки) на дно;

– устойчивости против всплытия при откачке воды.

22 Направляющие каркасы

22.1 В тех случаях, когда копровое оборудование не обеспечивает с надлежащей точностью проектное положение погружаемых свай и оболочек, а также при бескопровой бойке следует предусматривать направляющие каркасы (кондукторы), конструкция которых определяется типом сооружения и местными условиями.

Следует по возможности использовать направляющие каркасы для свай и оболочек одновременно в качестве распорных креплений ограждений котлована, а также в качестве направляющих для забивки шпунта ограждения и для рабочих площадок при производстве работ по погружению свай и оболочек.

22.2 Направляющие каркасы следует устраивать из одной (одноярусные), двух (двухъярусные) или нескольких (многоярусные) решетчатых горизонтальных плоскостей с ячейками для пропуска свай или оболочек. Плоскости необходимо объединять системой вертикальных, горизонтальных и диагональных связей (по вертикальным и горизонтальным плоскостям) в неизменяемую пространственную конструкцию. Направляющие каркасы рекомендуется проектировать из дерева (рисунок 2.1), из неинвентарного металла (рисунок 2.2) и, при соответствующем обосновании, из инвентарных конструкций.

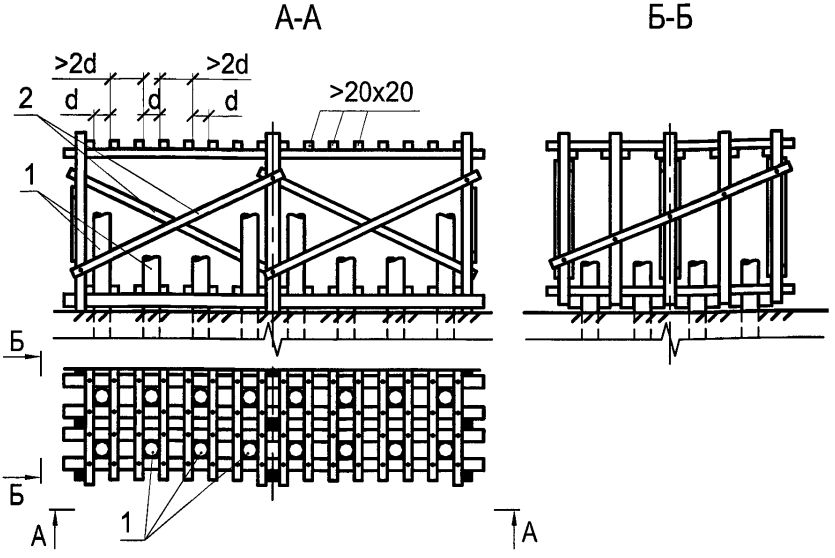


Рисунок 22.1 – Направляющий каркас из деревянных элементов

1 — сваи; 2 — поперечные связи

Применение каркасов разового использования, остающихся в бетоне фундаментной плиты, допускается в случаях включения их в работу основной конструкции опоры в качестве жесткой арматуры.

Одноярусные каркасы при забивке свай на суходолах разрешается выполнять в виде железобетонных плит.

Расстояние между плоскостями каркаса при бескопровом погружении должно быть в пределах 3.0 м.

22.3 Одноярусные каркасы рекомендуется применять при погружении свай и вертикальных оболочек на суходолах или водотоках со скоростью течения менее 1 м/с при незначительной глубине воды.

На водотоках со скоростью течения воды более 1 м/с, а также при погружении наклонных свай и оболочек необходимо предусматривать двухъярусные или многоярусные каркасы.

22.4 Для облегчения установки, а также предохранения оболочек от повреждения металлическими элементами в ячейках каркаса должны предусматриваться направляющие деревянные брусья длиной не менее 2 м в одноярусных каркасах и не менее 4 м в двухъярусных каркасах (рисунок 22.2).

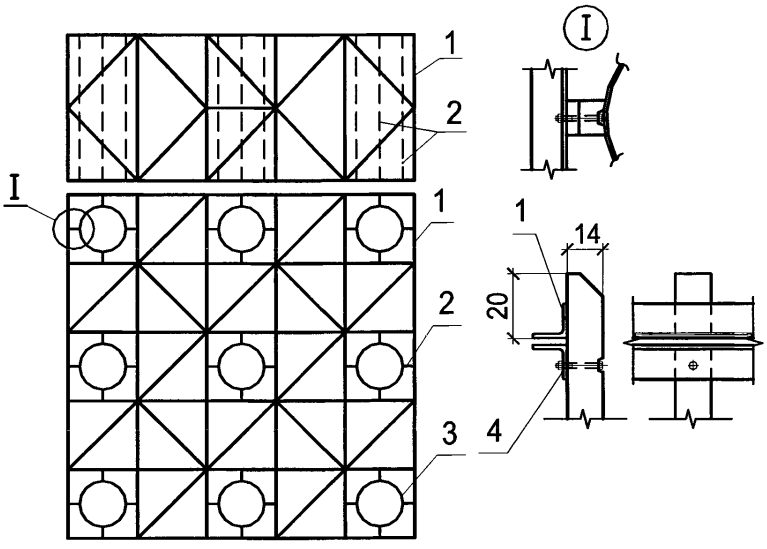


Рисунок 22.2 – Направляющий каркас из металлических элементов.
1 — металлические элементы; 2 — направляющие деревянные брусья;
3 — оболочки; 4 — болты

Для наклонных оболочек длину брусьев следует принимать не менее 6м.

Кольцевой зазор между оболочками и направляющими брусьями необходимо принимать равным 2-3 см.

22.5 Каркасы для русловых опор могут в собранном виде доставляться к месту установки с помощью плавсредств (плашкоутов), убираемых после закрепления каркаса в проектном положении, например, на сваях-шпильках, заранее закрепленных на каркасе и опускаемых на дно на месте его установки.

22.6 Каркасы кроме своего прямого назначения могут служить несущей конструкцией для установки на них сваебойного и бурового оборудования.

22.7 Конструкция каркаса должна быть рассчитана на прочность и устойчивость положения при действии следующих нагрузок:

— от собственного веса при установке;

— от веса сваебойного или бурового оборудования;

— возникающих при установке в проектное положение наклонных свай, а также вертикальных свай. В последнем случае горизонтальные усилия принимаются равными 0.03 веса сваи с направлением в любую сторону и приложенными в любом ярусе каркаса;

— усилия давления грунта и воды, передаваемые от шпунта (при использовании направляющего каркаса одновременно в качестве распорных креплений ограждений котлована);

— усилия отжатия при забивке или вибропогружении свай (свай-оболочек), принимаемые равными 0.002 W_p кН (тс),

где W_p — расчетная энергия удара кН·см (тс·см);

— воздействие водного потока (для плавучих кондукторов).

22.8 В проектах каркасов должны содержаться указания по выверке положения и решения по жесткому закреплению их во время забивки.

При необходимости направляющие каркасы устанавливают на деревянные сваи (на суходолах) или подвешивают на маячные сваи (на водотоках) и дополнительно расчаливают тросами с натяжными приспособлениями не менее чем к четырем жестким якорям.

23 Вспомогательные устройства для погружения свай, оболочек, столбов и бурения скважин

23.1 Указания настоящего подраздела должны учитываться при проектировании:

- подкопровых мостов для самоходных и несамоходных копров;
- подмостей для копров, подкопровых мостов и буровых машин.

Примечания

1 Плашкоуты для копров и буровых машин должны проектироваться в соответствии с указаниями раздела 33. При установке копров на льду должны учитываться требования раздела 36.

2 Пути для копров на рельсовом ходу и подкопровых мостов должны удовлетворять требованиям раздела 12.

23.2 Давление от копра на подкопровый мост и подмости должно определяться для рабочего состояния (ветер скоростью 15 м/с) и нерабочего (ветер расчетной интенсивности). Положение стрелы должно приниматься вертикальным или наклонным.

23.3 Отдельные балки подкопрового моста должны быть объединены связями, обеспечивающими устойчивость формы и положения и рассчитанными, кроме того, на восприятие поперечных усилий, возникающих при повороте копра (крана) и от воздействия ветровой нагрузки.

Реактивный момент М, действующий на подкопровую тележку, при вращении поворотной платформы копра (крана), определяется в соответствии с пунктом 7.13.5.

При установке на копровой тележке буровых станков, погружающих обсадные трубы, реактивный момент, действующий на тележку, принимается по паспортным данным бурового станка.

Реактивный момент передается на мост в виде пары сил, Н (кгс) направленных поперек оси пути:

$$N = \frac{M}{b} \qquad (23.1)$$

где b — расстояние между центрами тележек (ползунов) вдоль оси пути.

23.4 Пути для копра на подкопровом мосту должны оборудоваться по концам упорами и концевыми выключателями, тележки моста должны иметь стопорные устройства для закрепления моста.

23.5 Подмости для установки копров (подкрановых мостов) должны рассчитываться с учетом собственного веса, ветровой нагрузки, инерционных сил торможения копра (для самоходных копров) или тяговых усилий перемещения копров, усилий, возникающих при вращении копров (буровых установок).

Инерционные нагрузки должны приниматься в соответствии с указаниями раздела 7, нагрузки от вращения платформы — в соответствии с пунктом 7.13.5.

Подмости должны обладать жесткостью, гарантирующей от раскачивания копра (буровой установки) при работе. Для повышения горизонтальной жесткости следует предусматривать установку связей между балками ростверка и сваями подмостей при глубине воды более 2 м.

При опирании подмостей (подкранового моста) на шпунтовое ограждение необходимо повысить его горизонтальную жесткость путем приварки элементов верхнего яруса распорного крепления к шпунтинам и создания таким образом жесткого диска.

24 Вспомогательные устройства для укладки подводного бетона

24.1 В проекте вспомогательных устройств для укладки подводного бетона методом ВПТ должны быть приведены:

а) толщина слоя подводного бетона, определяемая расчетом, но не менее 1 м;

б) схема расположения бетонолитных труб;

в) конструкция бетонолитной трубы с загрузочным бункером на трубе и скользящими пробками;

г) конструкция подмостей и приспособлений для навешивания, подъема и опускания труб и размещения оборудования, а также подмости для размещения персонала;

д) конструкция устройства для подачи бетонной смеси к бункеру трубы.

Кроме того, должны быть приведены чертежи:

- при бетонировании оболочек — оборудования для промывки забоя от шлама;

- при посекционной укладке подводного бетона в сооружении большой площади — конструкции опалубки.

24.2 Количество бетонолитных труб должно назначаться из условий:

а) зоны действия соседних труб должны перекрывать друг друга на 10÷20 % радиуса действия труб;

б) расчетный радиус действия трубы r (м) должен удовлетворять условию:

$$r \leq 6kJ \qquad (24.1)$$

где k — показатель сохранения подвижности бетонной смеси в часах, не менее 0,7 ÷ 0,8 часа;

J — интенсивность бетонирования, $м^3/м^2 \cdot$ час. (Для водозащитных подушек в котлованах и опускных колодцев принимать $J \geq 0,3$ $м^3/м^2 \cdot$ час).

Места установки труб должны определяться с учетом препятствий в виде забитых свай или оболочек и указаний в проекте производства работ.

24.3 Для подачи бетонной смеси в полость оболочек и скважин должна применяться бетонолитная труба диаметром 300 мм.

Для укладки бетонной смеси в котлованы и опускные колодцы должны применяться бетонолитные трубы диаметром 200 - 300 мм в зависимости от требуемой интенсивности бетонирования: при 11 $м^3/ч$ — 200 мм; при 17 $м^3/ч$ — 250 мм; при 25 $м^3/ч$ — 300 мм.

24.4 Толщина стенок труб должна быть 4 ÷ 5 мм.

Верхняя часть трубы на высоту, равную толщине слоя бетона плюс 1 м, должна состоять из звеньев длиной 1 м. Нижний конец трубы должен быть усилен ободком толщиной 6 мм и высотой 100 мм.

Звенья труб следует соединять с помощью замковых или фланцево-болтовых соединений с уплотнительными прокладками из листовой резины или паранита толщиной 6 мм.

На верхнем конце бетонолитной трубы должен устанавливаться бункер объемом не менее 1.5 объема трубы и не менее 2 м^3 (рисунок 24.1).

Для стенок бункера должна применяться листовая сталь толщиной не менее 4 мм. Угол наклона листов нижней части бункера к горизонтали должен быть не менее 45°.

В случае если размеры и вес бетонолитной трубы ограничивают объем бункера, а также для улучшения условий подачи бетона, следует устраивать вертикально над бункером дополнительный бункер емкостью 2 ÷ 5м^3 с затвором. Бункер можно предусматривать один на 1 ÷ 3 бетонолитные трубы.

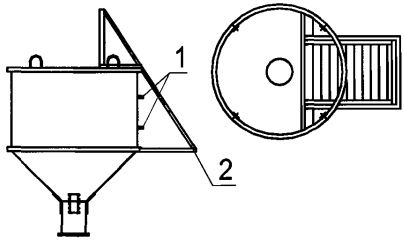


Рисунок 24.1 — Конструкция приемного бункера

1 – скобы; 2 – площадка и лестница

24.5 Бетонолитная труба с бункером должна быть подвешена на тросе, закрепленном к лебедке. При этом:

— общая высота подъема трубы должна быть не менее длины звена бетонолитной трубы плюс 1 м;

— грузоподъемность лебедки должна соответствовать сумме усилий от веса труб с приемным бункером, заполненными бетоном, и сил трения, возникающих при извлечении трубы из уложенного бетона.

24.6 Бетонолитные трубы, устанавливаемые в оболочках, должны снабжаться направляющими устройствами («фонарями»), расположенными друг от друга на расстоянии не менее 3 м и обеспечивающими центрирование трубы.

В верхней части каждого звена должны быть приварены скобы диаметром 25 мм для фиксации положения трубы в процессе заполнения приемного бункера.

24.7 Для предохранения бетонной смеси от воды в начальный период должны применяться скользящие пробки из мешковины, пакли, мешков с опилками, подвешиваемые к горловине бункера перед началом заполнения его бетонной смесью (рисунок 24.2).

24.8 У приемных бункеров должны устраиваться площадки с перилами для размещения рабочих, принимающих бетон. При разности уровней затвора бадьи с бетоном и бункера более 1.5 м должны устанавливаться звеньевые хоботы.

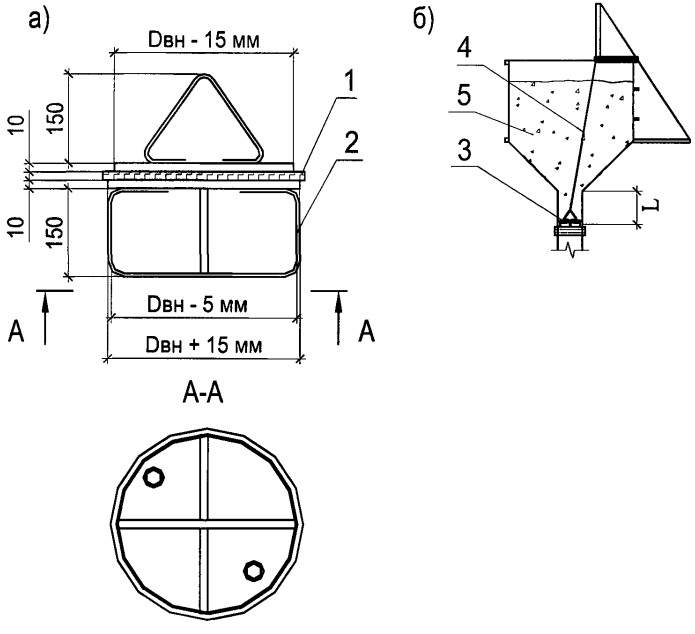


Рисунок 24.2 — Стальная пробка, устанавливаемая в основании бункера при подводной укладке бетона

а — стальная пробка; б — схема установки пробки;

1 – листовая резина; 2 – направляющие дужки; 3 – пробка; 4 – подвес пробки; 5 – бетон; L – глубина установки пробки (не менее диаметра трубы)

24.9 Конструкции вышки для подвески труб и размещения механизмов, оборудования и персонала должна обеспечивать:

— заполнение бункера трубы бетонной смесью при различном их положении;

— подъем и опускание труб;

— сохранение положения труб при смене и снятии верхних звеньев;

— предохранение труб от горизонтальных смещений и перекосов во время бетонирования.

24.10 Конструкция вышки должна быть рассчитана на прочность в нагруженном состоянии, а в незагруженном — на устойчивость при действии ветровой нагрузки. При этом:

— нагрузка от веса труб и бункера с бетоном должна приниматься с динамическим коэффициентом 1.2 при весе меньше 3 т и 1.1 — при большем весе;

— усилия выдергивания бетонолитных труб из свежеуложенной бетонной смеси принимаются равными 3 F, Н (0.3 F, тс),

где F — площадь соприкасающихся поверхностей трубы и бетона, $м^2$.

Сечение бетонолитной трубы и конструкция стыков звеньев должны быть проверены расчетом на усилия, возникающие при подъеме из горизонтального положения в вертикальное, и на нагрузки от веса бетона и усилий выдергивания в рабочем положении.

25 Сборочные подмости и промежуточные опоры для полунавесной сборки пролетных строений

25.1 Полунавесная сборка балочных пролетных строений осуществляется с опиранием собираемой конструкции на систему опорных устройств, состоящую из участков сплошных подмостей, временных промежуточных опор и капитальных опор моста.

25.2 Выбор схемы и конструкции подмостей и типа их оснований следует производить с учетом конструкции пролетного строения, принятого в проекте способа монтажа и местных условий мостового перехода (гидрогеологических, судоходных и др.).

25.3 Количество, расположение в пролетах моста и размеры промежуточных опор для полунавесной сборки назначаются из условий:

– обеспечения устойчивости положения и прочности элементов собранной части пролетного строения в момент перед опиранием его переднего конца на последующую опору (приемную консоль);

– прочности и устойчивости положения промежуточной опоры при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок в их невыгодном сочетании.

25.4 Длину устройств для сборки базовой части пролетного строения, собираемого уравновешенно-навесным способом (рисунок 25.1), назначают из условий обеспечения его устойчивости против опрокидывания относительно крайних граней опорных устройств в процессе двусторонней навесной сборки и прочности его элементов перед опиранием собираемых консолей на постоянные или временные опоры.

25.5 Опоры подмостей для сборки пролетных строений со сквозными фермами следует располагать под основными узлами ферм. Опоры подмостей для сборки пролетных строений со сплошными главными балками следует располагать в местах, согласованных с разработчиками пролетного строения.

25.6 Отметка настила подмостей должна назначаться с учетом установки под нижними поясами пролетного строения домкратов и сборочных (страховочных) клеток высотой, обеспечивающей удобство работ по установке соединений (от 70 до 100см).

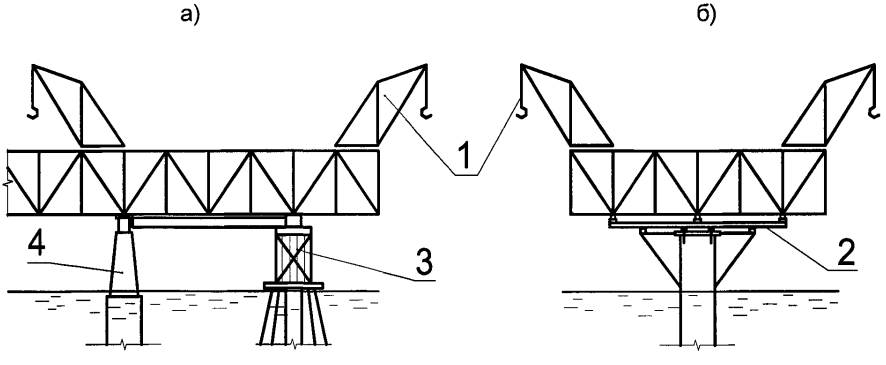


Рисунок 25.1 – Опорные устройства для уравновешенной сборки
а — с опиранием на временную опору; б — закрепляемые за постоянную опору;
1 – сборочные краны; 2 – опорное устройство;
3 – временная опора; 4 – постоянная опора.

25.7 Сборочные (страховочные) клетки и домкраты для выверки строительного подъема, а также регулирования напряжений должны устанавливаться в местах, где исключена опасность потерь местной устойчивости или повреждения монтируемой и поддерживающей конструкции. В необходимых, определяемых расчетом случаях, конструкции должны быть усилены, рабочие чертежи усиления должны быть согласованы с организацией-разработчиком основной конструкции пролетного строения.

25.8 Опирание домкратов и конструкций на домкраты следует производить в соответствии с указаниями раздела 31.

25.9 На оголовках промежуточных опор и опорных устройствах при полунавесной сборке должны быть предусмотрены распределительные ростверки с домкратными батареями и опорными (страховочными) клетками для регулирования положения монтируемого пролетного строения.

25.10 Отметка верха распределительных ростверков промежуточных опор при полунавесной сборке должна назначаться из условия обеспечения проектного положения опорных узлов пролетного строения с учетом возможных деформаций опоры и прогиба монтируемой консоли, а также связанного с ним допустимого уклона пути сборочного крана.

В случаях, когда прогиб монтируемой консоли велик, следует принимать специальные меры по опиранию конца пролетного строения на опору (монтаж в повышенном уровне, устройство столиков, аванбеков, подъемных приспособлений на конце консоли и т.п.).

Монтажные агрегаты должны быть снабжены устройствами перемещения и торможения, исключающими самопроизвольное движение по уклонам монтируемого пролетного строения (гидроцилиндры, тросовые закрепления на лебедках и др.).

25.11 При замыкании пролетных строений в пролете, собираемых уравновешенно-навесным или навесным способом, на временных и капитальных опорах следует предусматривать специальные обустройства, обеспечивающие возможность горизонтального перемещения пролетного строения в пределах, необходимых для установки элементов замыкающей панели (с учетом колебаний температуры и солнечной радиации).

25.12 В течение всего времени монтажа пролетных строений необходимо обеспечивать свободу их температурных деформаций и упругих перемещений, а при невозможности обеспечения перемещений должны быть учтены возникающие при этом усилия.

25.13 Оголовки опор и опорные устройства должны иметь рабочие площадки и ограждения, отвечающие требованиям раздела 14.

25.14 На реках с карчеходом и в судовых ходах надстройка опор и нижний ростверк должны быть объединены для обеспечения опор от сдвига.

Для защиты одиночных стоек от повреждения при навале бревен рекомендуется устраивать защитные стенки треугольного очертания в плане.

25.15 Стойки опор должны быть связаны в неизменяемую пространственную конструкцию поперечными, продольными, а в необходимых случаях диагональными и горизонтальными связями. Отдельные опоры из плоских рам должны быть связаны с прогонами и ростверками.

25.16 Продольная устойчивость системы пролетного строения и опор должна быть обеспечена закреплением пролетного строения за капитальную опору.

Размеры опоры поперек моста назначаются из условия обеспечения поперечной устойчивости системы под действием вертикальных и горизонтальных нагрузок, с учетом ширины и конструкции поперечного сечения пролетного строения.

25.17 Конструкции опор должны быть рассчитаны на прочность и устойчивость положения при воздействии нагрузок в наиболее невыгодных их сочетаниях, согласно таблице 25.1, могущих иметь место до момента вступления в работу монтируемого пролетного строения. При этом учитываются коэффициенты сочетаний нагрузок η, коэффициент надежности по назначению γ_n и коэффициент условий работы m, которые принимаются по СНиП 2.05.03-84*.

25.18 Элементы оголовков промежуточных опор и подмостей рассчитываются на нагрузку:

а) передаваемую от сборочных опорных клеток (при сборке) и домкратов (при поддомкрачивании);

б) от собственного веса, а также веса людей, инструмента и мелкого оборудования на рабочих площадках оголовков.

25.19 Прогоны сборочных подмостей рассчитываются как однопролетные балки на равномерно распределенную по длине прогона нагрузку и сосредоточенные нагрузки, передающиеся через сборочные клетки (при сборке) и домкраты (при поддомкрачивании).

Равномерно распределенная нагрузка слагается: из собственного веса настила, поперечин и прогонов; веса людей, инструмента и мелкого оборудования (на тротуарах) и веса подкрановых и транспортных путей, если они располагаются на настиле подмостей.

Сосредоточенная нагрузка слагается: из веса монтируемого пролетного строения и веса рештований на нем; веса подкрановых и транспортных путей, сборочного крана и транспортных средств (с грузами), если они расположены на пролетном строении; давления поперечно направленного ветра на пролетное строение.

25.20 Величины сосредоточенных нагрузок под узлами пролетного строения определяются для двух случаев монтажа:

а) при опирании пролетного строения на сборочные клетки в предположении его разрезности в узлах (строка вторая ÷ пятая и восьмая таблицы 25.1)

б) при опирании пролетного строения на домкраты в предположении его неразрезности в узлах (строка вторая, третья и восьмая таблицы 25.1).

25.21 Промежуточные опоры и опорные обустройства при полунавесной сборке рассчитываются по первому предельному состоянию на прочность и устойчивость положения в соответствии с расчетными схемами, изображенными на рисунке 25.2 а), б).

Нагрузки определяются при предельной длине консоли монтируемого пролетного строения и наиболее невыгодных положениях сборочного крана, транспортных средств и подвесных подмостей.

В случае подачи монтажных элементов сбоку от крана при определении нагрузок от крана $P_{кр}$ следует учитывать эксцентричный характер нагрузки.

Таблица 25.1

№№ Нагруз-ки по табл.7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетание нагрузок			
		на прочность			на устойчи-вость положения
		1	2	3	
1	Собственный вес опоры или опорных устройств	+	+	+	+
5	Вес монтируемого пролетного строения	+	+	–	+
1	Вес рештований, передвижных подмостей, подкрановых и транспортных	+	+	–	+
8	Вес сборочного крана: с грузом без груза	+ -	– +	— +	— +
10	Вес транспортных средств с грузом	+	–	–	—
7	Вес людей, инструмента и мелкого оборудования	+	+	—	–
17	Давление поперечно направленного ветра на пролетное строение, кран и опору	–	+	+	+
12	Давление от домкратов при регулировании нагрузок между опорами	–	–	+	—

Примечания.

1 Вес передвижных подмостей и транспортных средств с грузом учитывается в зависимости от их наличия и не выгоднейшего положения на пролетном строении.

2 Ветер на кран, перемещающийся по проезжей части пролетного строения, учитывается на ветровую поверхность крана, не закрытую пролетным строением.

3 При расчетах устойчивости положения ветровая нагрузка принимается расчетной интенсивности: при расчетах на прочность в третьем сочетании соответствующей V=15м/с, а во втором сочетании — расчетной интенсивности, но не выше принятой в проекте пролетного строения (для стадии монтажа).

4 При необходимости учитывают температурные воздействия во всех сочетаниях.

5 В зависимости от местных условий опоры рассчитывают также на гидродинамическое воздействие воды и ледоход. Эти нагрузки в сочетании с крановой принимаются с η=0.8, а в сочетании с ветровой η= 0.7.

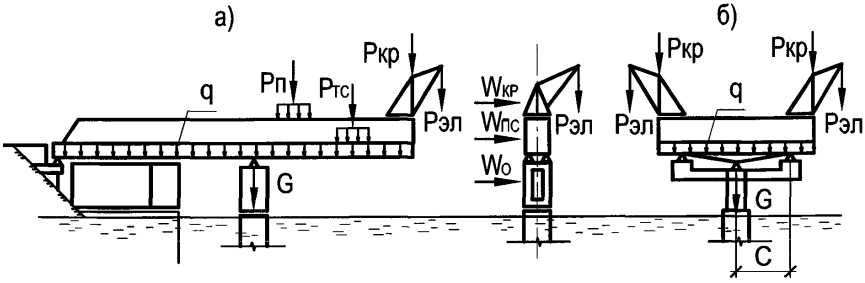


Рисунок 25.2 — Расчетные схемы нагрузок на промежуточные опоры и опорные устройства

а – при полунавесной сборке; б – при уравновешенно-навесной сборке

На рисунке 25.2. обозначено:

q — равномерно распределенная нагрузка от веса пролетного строения, решетований, подкрановых и транспортных путей, трубопроводов, людей, инструмента и мелкого оборудования;

$Р_{кр}$ — равнодействующая собственного веса крана;

$Р_{эл}$ — вес наиболее тяжелого монтажного элемента (с динамическим коэффициентом) при наибольшем вылете стрелы;

$Р_{тс}$ — равнодействующая веса транспортных средств с грузом (при наличии);

$Р_{п}$ — равнодействующая веса передвижных подмостей с людьми инструментом (при наличии);

G — собственный вес промежуточной опоры (опорных устройств);

$W_{кр}$, $W_{пс}$, $W_{о}$ — давление ветра соответственно на кран, пролетное строение и опору.

25.22 Вертикальные нагрузки для каждой из промежуточных опор в пролете при полунавесной сборке определяются в предположении полной разгрузки всех предыдущих промежуточных временных опор. Разрешается, в отдельных случаях, вести полунавесную сборку пролетного строения опершись консолью на временную опору, не выбирая упругого прогиба консоли, не загружая при этом предыдущих временных опор, определяя приращение давления на них от нагрузок при последующем монтаже.

25.23 Вертикальные нагрузки на опорные устройства для уравновешенно-навесного монтажа пролетного строения, не закрепленного за опору (или обстройку опоры), определяют по схеме двух консольной балки на двух опорах,

при этом за опорную базу балки принимают расстоянии между постоянной опорной частью и опорной клеткой (расстояние " С " на рисунке 25.2, б) со стороны перегруженной консоли слева и справа от оси опоры.

25.24 Давление поперечно направленного ветра на пролетное строение и кран передаются на опоры подмостей в виде горизонтальных сил W_1 ($W_{пс}$), и W_2 ($W_{кр}$), а также в виде пары вертикальных сил P_w (см. рисунок 25.3.).

Горизонтальные нагрузки от ветра на пролетное строение и краны передаются на опорные устройства через клетки или домкраты пропорционально приходящейся на них доле вертикальной нагрузки.

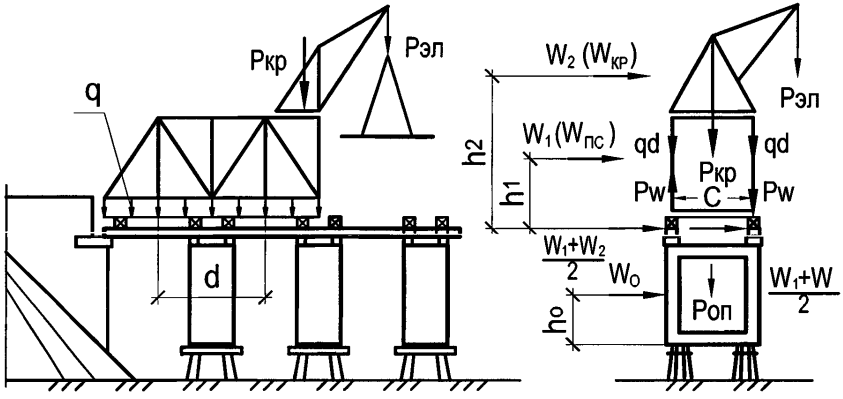


Рисунок 25.3 — Расчетная схема сборочных подмостей

25.25 Промежуточные опоры должны проверяться на устойчивость до загрузки пролетным строением и после. Устойчивость ненагруженных опор должна проверяться при действии ветровой нагрузки вдоль и поперек моста, а после загрузки только поперек (см. пункт 25.16).

При размещении промежуточных опор в реке или на акватории они должны проверяться также на устойчивость от действия ветра или ледохода или гидродинамического воздействия воды в незагруженном состоянии. При этом горизонтальные нагрузки принимаются с коэффициентом сочетаний $\eta = 1$.

25.26 Усилия в стойках опор должны определяться без учета работы стоек на растяжение (если конструкция сопряжений стоек с ростверками и нижнего ростверка с основанием не обеспечивает передачу растягивающих усилий).

Если по расчету в стойках оказываются растягивающие усилия, расчет повторяется с исключением растянутых стоек.

25.27 При проектировании анкеров, удерживающих пролетное строение от опрокидывания при навесной сборке, необходимо предусматривать свободу горизонтальных перемещений анкеруемого конца пролетного строения от изменения температуры и изменения знака напряжений в поясах монтируемого пролетного строения.

26 Опоры для продольной надвижки пролетных строений

26.1 Монтаж пролетных строений методом продольной надвижки предусматривает сборку пролетного строения на стапеле и последующее его перемещение в проектное положение с помощью устройств скольжения (качения) по накаточным путям (разделы 28 б, в), уложенным на опоры стапеля и временные промежуточные опоры в пролете (пролетах) и капитальные опоры.

Стапелем именуется площадка на насыпи подхода или в одном из пролетов, оборудованная устройствами для сборки и надвижки пролетного строения.

26.2 Количество, размеры и взаимное расположение в пролетах моста и на стапеле опор для надвижки, размеры стапеля назначаются из условий:

прочности и устойчивости против опрокидывания надвигаемого пролетного строения в момент перед опиранием его переднего конца (аванбека) на очередную промежуточную временную или капитальную опору (обстройку опоры);

прочности и устойчивости против опрокидывания опоры под действием расчетных нагрузок в их невыгодном сочетании;

возможности размещения устройств скольжения, накаточных путей и опорных площадок для установки домкратов на оголовке опоры.

26.3 При расположении сборочного стапеля на насыпи подхода следует обеспечивать достаточную жесткость основания за счет заблаговременной отсыпки насыпи с тщательным послойным уплотнением или за счет устройства жесткого лежневого или свайного основания.

Сборочный стапель должен иметь опоры с регулируемыми отметками опорных площадок для учета просадок свежеотсыпанной насыпи, изменения продольного профиля монтируемой части пролетного строения и изменения упругой линии торца смонтированной и надвигаемой части конструкции.

26.4 При продольной надвижке пролетных строений с прерывистыми верхними накаточными путями размер опоры определяется длиной нижних накаточных путей на опоре, которая должна обеспечивать размещение на них двух смежных участков верхних накаточных путей.

26.5 На оголовках опор должны быть предусмотрены распределительные ростверки, обеспечивающие восприятие и передачу возникающих при надвижке горизонтальных и вертикальных сил. Конструкция распределительных ростверков должна предусматривать возможность размещения на них необходимого количества регулируемых по высоте устройств скольжения (накаточных путей), устройств для поддомкрачивания пролетного строения, устройств для ограничения его боковых смещений и выправки в плане (при необходимости).

26.6 При расположении накаточных путей (устройств скольжения) под продольными балками проезжей части, на распределительных ростверках под поясами главных ферм должны быть предусмотрены страховочные клетки с зазором не более 3см.

26.7 Устройства скольжения (накаточные пути) в целях снижения изгибающего момента в опорах разрешается располагать эксцентрично относительно центра опор, сдвигая их вдоль моста против направления движения.

Величина эксцентриситета должна определяться расчетом прочности опоры как в момент надвижки, так и при неподвижных конструкциях, при этом следует учитывать возможность появления горизонтальных усилий, направленных против направления движения (температурных, ветровых, от расположения надвигаемой конструкции на уклоне и т.п.).

26.8 При надвижке пролетных строений полупролетами с замыканием их в пролете на оголовках опор должны предусматриваться устройства, обеспечивающие возможность перемещения (горизонтального и вертикального) полупролетов при замыкании.

26.9 Оголовки опор должны быть снабжены приспособлениями для возможности замены деталей устройств скольжения.

26.10 Отметки распределительных ростверков перекаточных опор назначаются с учетом уровня надвижки пролетного строения (проектного или повышенного), прогиба его консоли в момент перед накаткой ее на промежуточную временную или капитальную опору и упругих и остаточных деформаций опор под нагрузкой.

26.11 В конструкции оголовков капитальных опор должна быть предусмотрена возможность установки опорных частей после надвижки пролетного строения без демонтажа конструкций уширения.

В тех случаях, когда ширина оголовков капитальных опор недостаточна для размещения устройств скольжения (накаточных путей), а также при необходимости сокращения вылета консоли надвигаемого пролетного строения, устройства скольжения размещают на вспомогательных конструкциях уширения оголовков этих опор.

26.12 Опоры для надвижки, обстройка капитальных опор, устройства скольжения, накаточные пути должны быть рассчитаны на воздействие нагрузок, в соответствии с таблицей 26.1.

Таблица 26.1

№ нагрузки по табл.7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок		
		1	2	3
1	Собственный вес перекаточной опоры	+	+	+
5	Вертикальная нагрузка от надвигаемого пролетного строения	+	+	+
14	Тяговое усилие при надвижке от сил	+	+	—
15	Поперечное усилие при надвижке	—	+	+
17	Давление ветра на опору вдоль надвижки	+	—	—
17	Давление ветра поперек надвижки	—	+	+

Примечания

1 В третьем сочетании принимается расчетная интенсивность ветровой нагрузки; в первом и втором — соответствующая 14 кгс/м^2 (V = 15 м/с).

2 При сборке конструкций, надвигаемых полупролетами с замыканием в пролете, опоры должны рассчитываться на надвижку вдоль и поперек моста.

3 Величина горизонтального усилия от ветра на пролетное строение распределяется между опорами пропорционально вертикальным давлениям на опоры.

26.13 Опоры рассчитываются на прочность и устойчивость положения в продольном и поперечном направлениях в соответствии со схемами приложения нагрузок на опору, изображенными на рисунке 26.1.

Удельные давления Р1 и Р2 определяются с учетом жесткости передвигаемой конструкции и накаточных устройств.

При определении усилий во втором сочетании учитывается коэффициент сочетаний η = 0.9 (к нагрузкам от поперечного ветра)

Расчеты по второму предельному состоянию при надвижке металлических пролетных строений проводятся при вычислении строительного подъема опор, а также в тех случаях, когда возможно появление осадок опор, опасных для надвигаемого пролетного строения.

26.14 Дополнительно к расчетам на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 26.1, опоры должны быть проверены на следующие нагрузки:

а) давление продольного и поперечного ветра расчетной интенсивностью на ненагруженную пролетным строением опору;

б) поперечное гидродинамическое воздействие воды и давление льда на незагруженную опору;

в) от домкратов, если в процессе надвижки предусмотрено поддомкрачивание конца консоли надвигаемого пролетного строения;

г) от пролетного строения и монтажного крана, если после надвижки пролетного строения (например, металлической балки сталежелезобетонного пролетного строения), его сборка будет продолжена в пролете с использованием перекаточных опор;

д) усилия, возникающие при выправке пролетного строения в плане, перекосе катков и непараллельности путей.

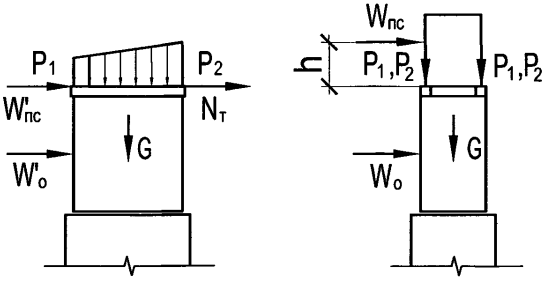


Рисунок 26.1 – Схема приложения нагрузок к перекаточной опоре.
а) — в продольном направлении; б) — в поперечном направлении;

P_1 и P_2 — удельные давления на накаточные устройства кН/м, (тс/м);

$W_{пс}$ и W_o — давление ветра соответственно на пролетные строения и опору, направленное поперек оси моста; $W`_{пс}$ и $W`_o$ — то же вдоль оси моста; Мт — тяговое усилие; G — собственный вес опоры.

26.15 Давление от металлического пролетного строения на опоры (при числе их не более двух) допускается определять исходя из предположения об абсолютной жесткости пролетного строения:

а) при опирании пролетного строения на одном участке накаточных путей (рисунок 26.2 а) по формулам:

случай 1, $c < 3a$ — $P_1 = \frac{Q}{c}(1-\frac{6e}{c})$, $P_2 = \frac{Q}{c}(1+\frac{6e}{c})$, (26.1)

случай 2, $c \geq 3a$ — $P_1 = \frac{2Q}{3a}$, $P_2 = 0$, (26.2)

б) при опирании пролетного строения на двух участках накаточного пути (рисунок 26.2 б) по формулам:

давление в любой точке накаточного пути:

$$P_x = \frac{Q}{c_1 + c_2} \pm \frac{Q \cdot e \cdot x}{J}, \quad (26.3)$$

наибольшая величина давления:

$$P_{max} = \frac{Q}{c_1 + c_2} + \frac{Q \cdot e \cdot x_{max}}{J} = \frac{Q}{c_1 + c_2} + \frac{Q \cdot e(a_2 + 0.5C_2)}{J}, \quad (26.4)$$

В приведенных формулах и на рисунке 26.2 обозначено:

Q — вес пролетного строения и верхних накаточных путей (в центре тяжести массы), кН (тс);

Px — удельное давление на накаточный путь, кН/м (тс/м);

C, C_1, C_2 — длина участков опирания пролетного строения на накаточный путь, м;

ℓ_o — положение общего центра всех площадок опирания, определяемое из выражения:

$$\ell_o = \frac{C_1\ell_1 + C_2\ell_2}{C_1 + C_2}, \quad (26.5)$$

e — расстояние от центра площадок опирания до точки приложения силы Q, м;

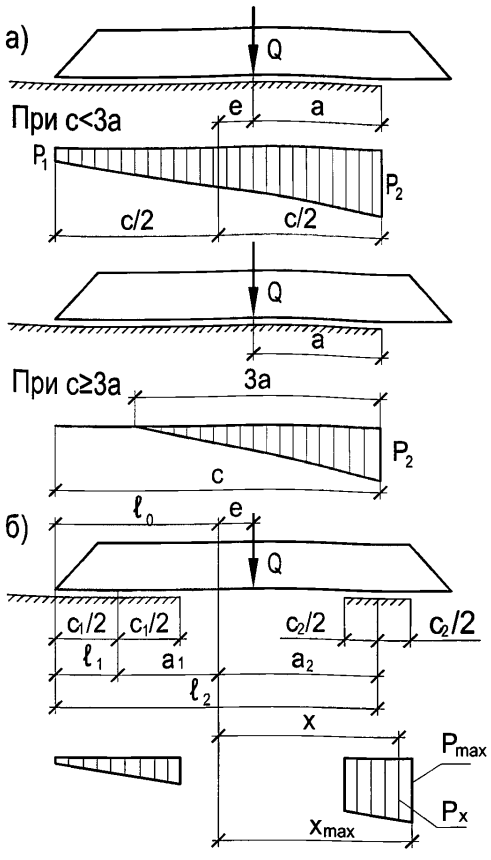


Рисунок 26.2 – Расчетные схемы нижнего накаточного пути при продольной перекатке.

а — при опирании пролетного строения на одном участке накаточного пути ;

б — при опирании пролетного строения на двух участках накаточного пути

J — момент инерции площадок опирания, м;

$$J = c_1 a_1^2 + c_2 a_2^2 + \frac{c_1^3 + c_2^3}{12} \qquad (26.6)$$

где a_n — расстояние от центра тяжести площадок опирания до середины каждой площадки;

x— координаты точки для определения давления P_x ;

x_{max} — координаты точки для определения максимального давления P_{max} ;

ℓ_1, ℓ_2 — координаты центров площадок опирания;

При количестве опор более двух давление на каждую опору от пролетного строения определяется с учетом его жесткости, податливости опор и взаимного смещения линии отметок накаточных путей и упругой линии сборки пролетного строения.

При продольной надвижке неразрезных пролетных строений расчет усилий следует производить на ЭВМ. При этом шаг надвижки необходимо принимать не более длины блока или шага изменения расчетных сечений. Проверка стенки на местную устойчивость обязательна.

26.16 Тяговое усилие и давление продольного и поперечного направленного на пролетное строение ветра распределяются между опорами (участками опирания) пропорционально вертикальным нагрузкам, приходящимся на опоры от надвигаемого пролетного строения:

$$N_{Тn} = \frac{N_Т Q_n}{Q}; \qquad W_{Дn} = \frac{W_Д Q_n}{Q}; \qquad W_{Пn} = \frac{W_n Q_n}{Q} \tag{26.7}$$

где $N_Т$ — полное тяговое усилие, определяемое по указанию пункта 29.5;

$N_{Тn}$ — усилие, приходящееся на n-ую опору;

$W_Д$ и $W_П$ — давление продольного и поперечного ветра на пролетное строения;

$W_{Дn}$ и $W_{Пn}$ — соответственно давление ветра, приходящееся на n-ую опору;

Q — полная вертикальная нагрузка от пролетного строения;

Qn — вертикальная нагрузка, приходящаяся на n-ую опору. Тяговое усилие и давление ветра следует считать приложенными в уровне верха нижних накаточных путей.

26.17 Вертикальные нагрузки на опоры от веса пролетного строения и верхних накаточных путей определяется как площадь соответствующих эпюр давления, вычисленных по выше приведенным формулам.

27 Пирсы

27.1 Под пирсами понимаются опорные сооружения для размещения на них, поперечной передвижки по ним и перестановки пролетных строений с них на плавучие или капитальные опоры.

27.2 Пирсы, предназначенные для перестановки (перегрузки) пролетных строений на плавучие опоры именуются (условно) «береговые», а предназначенные для перестановки (передвижки) на капитальные опоры — «речные» (условно).

27.3 «Береговые» пирсы и подмости для сборки пролетных строений, устанавливаемых на плаву, должны быть расположены, как правило, с низовой стороны моста и на расстоянии, обеспечивающем свободный вывод, перемещение плавучей системы вдоль моста, разворот и введение ее в пролет.

Пирсы для выкатки пролетных строений на плавучие опоры следует располагать под опорными узлами перпендикулярно продольной оси сборочных подмостей.

27.4 Длина «береговых» пирсов должна обеспечивать возможность заводки между ними плавучих опор для снятия с пирсов пролетных строений при рабочем горизонте воды с учетом его колебания и запасом глубины под днищем плавучих опор не менее установленного в пункт 32.2.

В целях сокращения длины пирсов и для защиты их от воздействия льда следует устраивать углубление русла («ковш»). Уклон подводной части откосов ковша следует принимать в зависимости от грунта в пределах 1:3÷1:5.

27.5 При значительной высоте моста или длине перекатки (на мелководье) береговые пирсы следует сооружать в низком уровне. Перекатку пролетных строений в этом случае производят:

а) в проектном уровне на специальных перекаточных опорах, являющихся концевыми частями сборочных подмостей;

б) в низком уровне на тележках (катках) или специальными передвижными подъемниками. Подъемка пролетных строений с тележек в уровень перевозки на плаву осуществляется подъемниками, сооружаемыми в конце пирсов.

27.6 «Речные» пирсы для перекатки на опоры пролетных строений, смонтированных в пролете параллельно оси моста, следует располагать под опорными узлами пролетных строений, как правило, с низовой стороны от капитальных опор. Сопряжение пирсов с капитальными опорами должно обеспечивать плавный переход катков или тележек с пирса на опору, для чего пирсам должен быть придан строительный подъем, компенсирующий их деформации под нагрузкой.

На суходоле «речные» пирсы могут располагаться под промежуточными узлами пролетных строений. В этом случае передвинутое по пирсам на проектную ось пролетное строение, переставляется на капитальные опоры с помощью домкратов.

27.7 Конструкция пирса может предусматривать размещение накаточного пути под один конец пролетного строения — одиночный пирс, или под концы пролетных строений двух смежных пролетов — совмещенный пирс.

27.8 Поперечные размеры пирсов определяются количеством накаточных путей (одиночный или совмещенный пирс) и условиями обеспечения их поперечной устойчивости под действием вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Отметка верха пирсов назначается с учетом конструкции накаточного пути, перекаточных и подъемных устройств, упругих деформаций конструкций пирсов и накаточных путей и должна быть увязана с отметкой сборочных подмостей и отметками установки пролетных строений на плавучих или капитальных опорах.

27.9 Конструкция пирсов должна предусматривать возможность установки на них домкратов для поддомкрачивания пролетного строения при установке его на накаточном пути и снятия с него.

Пирсы в уровне накаточных путей должны иметь рабочий настил и тротуары, отвечающие требованиям раздела 14.

27.10 Пирсы, накаточные пути и устройства должны быть рассчитаны на прочность и устойчивость положения в продольном и поперечном направлениях в соответствии со схемами приложения нагрузок, изображенными на рисунке 27.1 в сочетаниях, приведенных в таблице 27.1.

Дополнительно к сочетаниям нагрузок, приведенным в таблице 27.1 пирсы должны быть проверены на:

а) давление поперечно направленного ветра расчетной интенсивности при отсутствии на них пролетного строения;

б) нагрузки от домкратов в местах поддомкрачивания пролетного строения при установке его на накаточные устройства и снятии их.

27.11 Давление Q от веса пролетного строения на нижний накаточный путь разрешается принимать равномерно распределенным по длине верхних накаточных путей при симметричном относительно середины пролетного строения их расположении.

В поперечном направлении давление Р прикладывается на одиночные пирсы центрально, а на совмещенные с эксцентриситетом e (рисунок 27.1).

Таблица 27.1

№№ нагрузки по табл.7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок			
		1	2	3	4
1	Собственный вес рассчитываемых элементов пирсов	+	+	+	+
5	Вертикальные нагрузки от перекатываемого пролетного строения	+	+	+	+
14	Тяговое усилие от сил трения при перемещении пролетного строения	+	–	+	–
15	Поперечная сила при перемещении пролетного строения	–	–	+	–
17	Ветер на пролетное строение и пирс вдоль перекатки	+	+	–	–
17	Ветер на пролетное строение и пирсы поперек перекатки	–	–	+	+

Примечание

Величина ветровой нагрузки в сочетаниях 1 и 3 принимается соответствующей давлению 140Па (14кгс/м^2) при скорости ветра V = 15 м/с, в остальных сочетаниях — расчетной интенсивности.

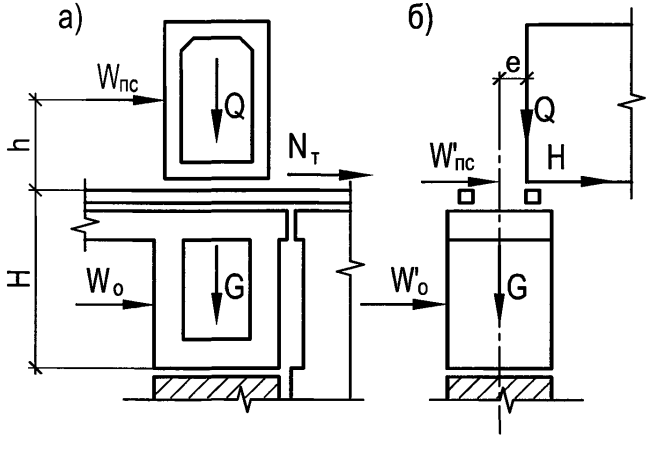


Рисунок 27.1 – Схемы приложения нагрузок к пирсам.

а — вдоль пирсов; б — поперек пирсов;

где Q — нагрузка от перекатываемого пролетного строения;

Nт — тяговое усилие;

G — собственный вес рассчитываемых элементов пирса;

Wпс, Wo — давление ветра соответственно на пролетное строение и опору вдоль перекатки;

W'пс, W'o — то же поперек перекатки.

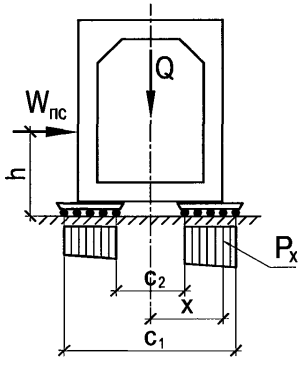


Рисунок 27.2 – Расчетная схема давления на накаточный путь.

27.12 Давление на накаточный путь Px, Н/м (тс/м) от воздействия на пролетное строение ветра (см. рисунок 27.2) вдоль перекатки допускается определять по методу внецентренного сжатия по формуле:

$$P_x = m\left(\frac{Q}{c_1 - c_2} \pm \frac{12W_{пс}}{c_1^3 - c_2^3} h_x\right) \qquad (27.1)$$

где Q, Wпс — приходящиеся на пирс нагрузки от пролетного строения и давления ветра;

h — возвышение центра ветрового давления над верхом нижних накаточных путей;

m — коэффициент условий работы, принимаемый m = 1,1 при c_2=0; m = 1,0 при $c_2 \neq 0$.

27.13 Тяговое усилие N, давление ветра на пролетное строение вдоль перекатки Wпс и воздействие от перекоса катков H прикладываются в уровне верха нижних накаточных путей.

Распределение между опорами пирса тягового усилия и нагрузки от ветра на пролетное строение вдоль перекатки принимаются:

— при длине пирса 50м и менее (при любой величине пролета в пирсах) - равномерно между всеми опорами;

— при большей длине пирса - равномерно между опорами на длине 50 м.

27.14 При расчете элементов опор и прогонов (ферм) пирсов расчетные сопротивления материалов делятся на коэффициент надежности по назначению γ_n = 1.05. Прогибы прогонов (ферм) пирсов от временной нагрузки не должны превышать 1/300 пролета прогона.

28 Накаточные пути и устройства скольжения (качения)

А Общие требования.

28.1 Устройства скольжения, накаточные пути, перекаточные устройства, тяговые и тормозные средства, применяемые при надвижке (перекатке) пролетных строений, должны обеспечивать плавное, без рывков и перекосов движение перемещаемых конструкций, надежность их закрепления и безопасность работы.

28.2 Конструкция устройств скольжения и накаточных путей должна обеспечивать:

— возможность поворота опорных сечений пролетных строений;

— исключение смещения надвигаемой конструкции поперек направления надвижки;

— при необходимости контроль горизонтальных и вертикальных усилий на опоры и контроль заданных значений деформаций оголовков опор.

Конструкция устройств должна исключать появление в пролетном строении недопустимых напряжений и должна обеспечивать местную устойчивость элементов пролетного строения.

28.3 Во всех случаях верхний накаточный путь (прерывистый и непрерывный) должен быть прямолинейным в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Прямолинейность накаточного пути в вертикальной плоскости следует обеспечивать применением поперечин переменной высоты и их прирубкой к поясам ферм (продольных балок) или применением металлических распределительных прокладок переменной высоты.

28.4 Конструкция накаточных путей (устройств скольжения) должна обеспечивать возможность размещения домкратов для установки пролетного строения на накаточные пути и опорные части и возможной замены деталей устройств скольжения.

28.5 Нижние накаточные пути на насыпи подходов должны быть уложены на щебеночный или крупнозернистый песчаный балласт, толщина которого под подошвой шпалы должна быть не менее 25 см.

Шаг шпал в зависимости от погонной нагрузки на накаточный путь принимается равным: при давлении до 600 кН/м (60 тс/м) — 0.7 м;

от 600 кН/м (60 тс/м) до 1000 кН/м (100 тс/м) — 0.5 м;

более 1000 кН/м (100 тс/м) — сплошная выкладка из шпал или железобетонная плита.

28.6 Профиль накаточного пути, включая сборочный стапель, следует, как правило, устраивать в соответствии с проектным профилем пролетного строения. Изменение указанного профиля на стапеле должно быть обосновано расчетом пролетного строения на всех стадиях надвижки.

Уклон накаточных путей в сторону надвижки не должен превышать половину минимального значения коэффициента трения элементов скольжения в перекаточных устройствах.

28.7 Нижние накаточные пути (устройства скольжения) на оголовках опор должны обеспечивать восприятие ими горизонтальных сил, возникающих при надвижке (перекатке) пролетных строений.

28.8 Опирание на накаточные пути берегового конца пролетного строения, надвигаемого с плавучей опорой, должно осуществляться с помощью специальной балансирной каретки, обеспечивающей равномерную передачу нагрузок независимо от вертикальных перемещений плавучей опоры.

28.9 В расчетах реакций и удельных давлений на накаточные устройства следует учитывать возможную перегрузку балок пролетного строения в поперечном направлении, поэтому накаточные пути, устройства скольжения и пролетные строения должны быть рассчитаны на наибольшие величины давления. В необходимых случаях предусматривать поперечную балансировку накаточных устройств, а также накаточные устройства устанавливать на датчики для контроля фактических величин давления.

Накаточные пути и устройства скольжения должны быть рассчитаны на наибольшие величины расчетных удельных давлений.

При продольной надвижке пролетных строений по насыпи подходов или перекаточным опорам величины удельных давлений на перекаточные устройства принимаются по огибающим эпюрам давлений, определяемым в соответствии с указаниями пунктов 26.12 ÷ 26.15, для различных участков накаточного пути и стадий надвижки.

При поперечной передвижке пролетных строений величины удельных давлений определяются по указаниям пунктов 27.11 и 27.12.

Б Устройства скольжения

28.10 Для надвижки следует применять специальные устройства скольжения.

В зависимости от конкретных условий применяют различные схемы устройств скольжения для надвижки пролетных строений с применением антифрикционных полимерных прокладок.

Устройства скольжения могут быть непрерывного (рисунок 28.1) и циклического (рисунок 28.2) действия. В первом случае пролетное строение (балку) надвигают на значительную часть длины без остановок и поддомкрачивания, во втором случае пролетное строение периодически приподнимают с помощью домкратов для изменения положения кареток и контртел.

28.11 Антифрикционные прокладки для устройств скольжения изготавливают из фторопласта - 4 марки А или Б незакаленного по ГОСТ 10007 или полиэтилена ВП (высокой плотности, например, полиэтилена марок 20206-002, 20306-005, 20406-007, 203-03, 203-18) по ГОСТ 16338, высокомолекулярного полиэтилена, нафтленовой ткани или применяют готовые карточки скольжения с покрытием тефлоном.

Размер прокладок в плане назначается исходя из расчетного сопротивления смятию прокладок скольжения, но не менее 20х20 см.

28.12 Контртела (элементы, по которым перемещается антифрикционная прокладка) изготавливают из: полированных листов нержавеющей стали с шероховатостью $R_{a\ 0,10}$ по ГОСТ 2789 в состоянии поставки.

28.13 Полированный лист (контртело) на длине пути скольжения (накаточной балки) должен быть непрерывен, стыкование листа не допускается. По концам полированного листа следует устраивать уклоны спереди и сзади по ходу надвижки.

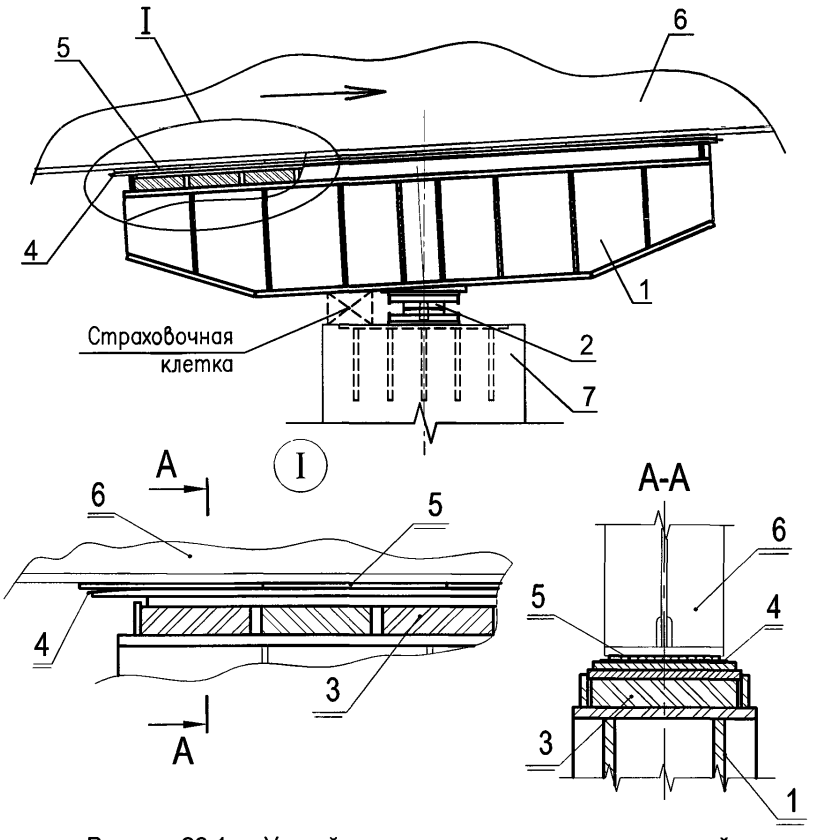


Рисунок 28.1 — Устройства скольжения непрерывного действия.

1 – накаточная (балансирная) балка;

2 – опорная часть (шарнир);

3 – резиновая прокладка;

4 — контртело (стальной полированный лист);

5 – полимерные прокладки (карточки скольжения);

6 – надвигаемое пролетное строение;

7 – подферменник опоры

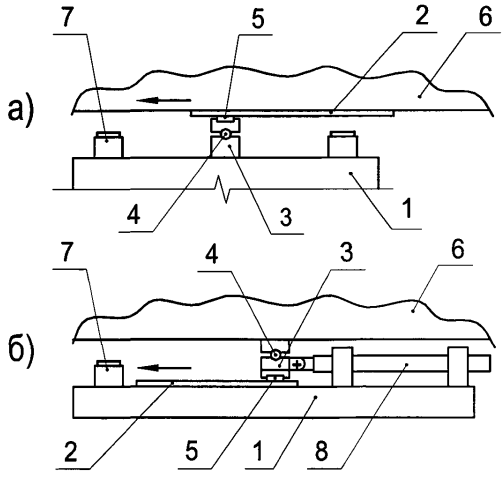


Рисунок 28.2 — Устройства скольжения циклического действия.

а — с переставным контртелом; б — с переставной кареткой;

1 – опорная поверхность пути скольжения; 2 – контртело;

3 – каретка; 4 – шарнир; 5 – полимерная прокладка;

6 – надвигаемая конструкция; 7 – домкрат для подъемки;

8 – домкрат для надвижки.

28.14 Прокладки в устройствах скольжения располагают свободно на стальном листе, поверхность которого должна иметь шероховатость $R_{z40} \div R_{z80}$ (рисунок 28.3 а), или закрепляют в обойму (рисунок 28.3 б) с шероховатостью дна $R_{z40} \div R_{z80}$ по ГОСТ 2789, или закрепляют на фанерных карточках (при применении нафтленовой ткани).

28.15 При свободном расположении прокладок рекомендуется принимать толщину прокладки 2÷5 мм, при расположении в обойме 4÷20 мм. Листы фторопласта следует укладывать в обойме на резиновую и стальную прокладки. При этом из обоймы может выступать до половины толщины прокладки, но не менее 2 ÷ 3 мм.

28.16 В схемах, изображенных на рисунках 28.1 и 28.2, рекомендуются при положительных температурах номинальные осевые давления для фторопласта-4 до 15 МПа (150 кгс/см^2), для полиэтилена ВП – до 15 Мпа (150 кгс/см^2), а при отрицательных температурах соответственно до 20 и 30 МПа (200 и 300 кгс/см^2). На

нафтленовую ткань давление не должно превышать 30 МПа (300 кгс/см^2), на карточки скольжения с тефлоном — по данным поставщика.

28.17 При надвижке пролетных строений уклон плоскости скольжения устройств скольжения на каждой опоре должен быть равен уклону пролетного строения на этой опоре.

28.18 Для уменьшения коэффициента трения при надвижке пролетных строений на контакте скольжения следует применять силиконовую смазку.

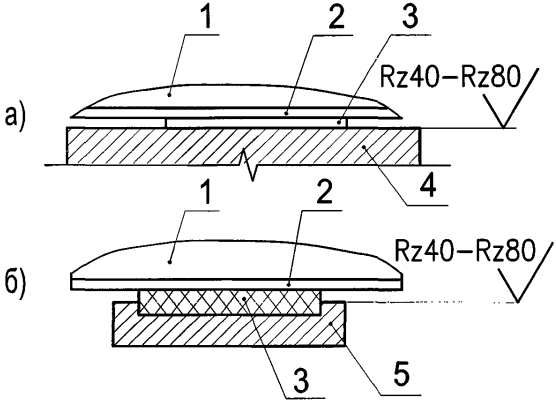


Рисунок 28.3 — Расположение в устройствах антифрикционных прокладок.

а — свободно опирающихся на шероховатую поверхность;

б — заключенных в обойму;

1 – надвигаемая конструкция; 2 – контртело; 3 – полимерная прокладка; 4 – опорная поверхность; 5 – обойма.

28.19 Для обеспечения проектного положения пролетных строений в плане при надвижке их по полимерным устройствам скольжения следует предусматривать специальные направляющие устройства (рисунок 28.4), рассчитанные на восприятие бокового усилия при надвижке.

Величина последнего принимается равной сумме нагрузок от давления ветра рабочего состояния (V=15м/с) в сочетании с усилиями от бокового смещения надвигаемой конструкции (по пункту 7.18) или на полное расчетное ветровое усилие для зоны строительства.

Боковые устройства должны быть также рассчитаны на разность усилия от давления ветра расчетной интенсивности поперек надвижки и горизонтального усилия в устройствах скольжения (третье сочетание нагрузок, см. таблицу 27.1).

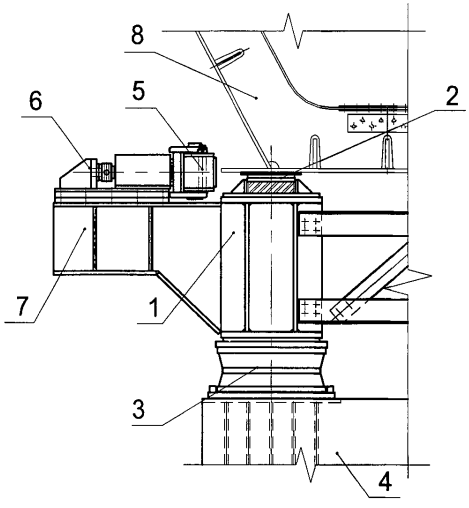


Рисунок 28.4 — Направляющее устройство

1 —балансирная балка накаточного устройства;

2 — устройство скольжения;

3 —опорная часть балансирной балки;

4 — ж.б. подферменник опоры;

5 — направляющие ролики;

6 — винтовой домкрат;

7 — опорная конструкция направляющего устройства;

8 — надвигаемое пролетное строение

Механизм изменения зазора в направляющем устройстве рассчитывается на усилие бокового смещения надвигаемой конструкции.

Направляющие устройства, обеспечивающие правильное положение надвигаемой конструкции в плане, должны устанавливаться на каждой капитальной опоре и на всех временных опорах.

Направляющие устройства на каждой из опор устанавливаются попарно. Расстояние между роликами (упорами) направляющих устройств при их максимальной раздвижке должно быть не более чем на 30 мм больше габарита надвигаемой конструкции с учетом допусков на изготовление и монтаж.

При применении полимерных устройств скольжения надвигаемую конструкцию необходимо заземлять на всех стадиях сборки и надвижки.

В Накаточные пути, тележки, каретки, катки

28.20 При перекатке на катках накаточные пути рекомендуется выполнять преимущественно из старогодных железнодорожных рельсов на деревянных поперечинах. Количество и тип рельсов (или балок) в накаточных путях, а также шаг поперечин определяется расчетом с учетом конструкции перекаточных устройств. Нижний накаточный путь, как правило, должен иметь на 1 рельс (балку) больше, чем верхний. Стыки рельсов следует располагать в разбежку, а рельсы соединять без зазоров и перекрывать накладками. Концы рельсов накаточных путей должны быть плавно отогнуты по радиусу не менее 50 см в сторону подошвы с уклоном до 15%: *нижние – на длине не менее* 1.0 м, *верхние – на длине не менее* 0.20 м.

Рабочие поверхности накаточных путей должны быть ровными, сварные стыки и прочие выступы – зачищены. Старогодные рельсы должны иметь одинаковую высоту.

Конструкция крепления рельсового пути к шпалам должна обеспечивать передачу продольных усилий.

28.21 Верхний накаточный путь может быть как непрерывным, так и прерывистым. Прерывистый путь устраивают под узлами ферм в случаях недостаточной прочности и жесткости поясов пролетных строений, а также при надвижке их по непрерывному нижнему накаточному пути на насыпи подходов или сплошных подмостях. Допускается использование нижнего пояса балок со сплошной стенкой без накаточного пути.

28.22 Распределительные устройства, каретки и роликовые тележки должны обеспечивать равномерное распределение нагрузки на катки или ролики (рисунок 28.5).

Каретки для поперечной перекатки на катках должны быть скреплены с перекатываемой конструкцией и рассчитаны с учетом возможного бокового усилия (распора).

Расчетная схема каретки

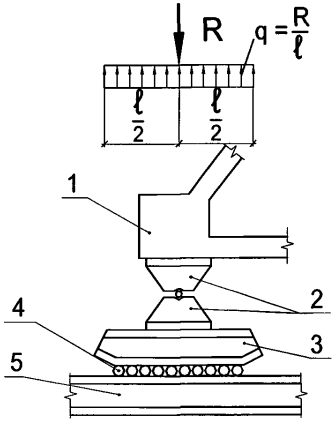


Рисунок 28.5 — Балансирное опирание узла пролетного строения на накаточные пути при продольной надвижке на плаву

1 — опорный узел пролетного строения; 2 — опорные части;

3 — каретка; 4 — катки; 5 — нижний накаточный путь

28.23 Роликовые опоры должны состоять из отдельных двух роликовых элементов, последовательно объединяемых шарнирно в группы из двух, четырех, восьми элементов.

28.24 Конструкция тележек для поперечной перекатки (рисунок 28.6) должна обеспечивать:

— равномерную нагрузку на все ролики тележки;

— возможность продольного перемещения одного из концов перекатываемого пролетного строения по тележке для уменьшения влияния распора, возникающего от не параллельности накаточных путей, забега тележек и от изменения длины пролетного строения при прогибах и температурных перепадах.

Тележки должны быть устойчивыми в свободном состоянии. Высота реборд колес менее 20 мм не допускается.

Тип рельса для перекаточного пути должен выбираться применительно к рекомендациям для подкрановых путей (раздел 12).

28.25 Катки для перекатки рекомендуется применять диаметром 80÷120 мм из твердых сталей не ниже марки Ст.5 с шероховатостью поверхности катания R_z 20 (ГОСТ 2789).

Длина катков должна быть на 20 ÷ 30 см больше ширины накаточного пути. Расстояние между катками в свету не должно быть менее 5 см.

28.26 Количество рельсов накаточного пути, длина накаточных кареток, диаметр катков и их количество на погонный метр пути назначаются, исходя из величин предельных нагрузок на пересечение катка с рельсом или балкой накаточного пути, принимаемых по таблице 28.2, и наибольших величин удельных давлений на накаточный путь, с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,25$.

Таблица 28.2

Диаметр стального катка	Предельная нагрузка на одно пересечение, кН (тс)	
	с рельсом типа Р50 и тяжелее	с балкой № 55 и тяжелее
80	30 (3)	75 (7.5)
100	50 (5)	100 (10)
120	60 (6)	110 (11)

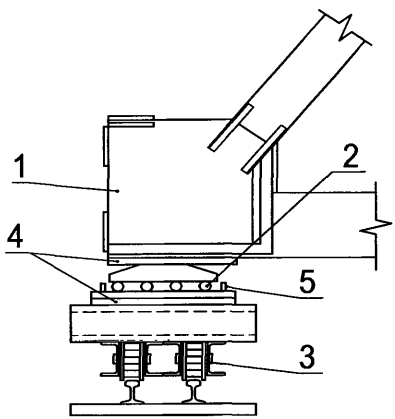


Рисунок 28.6 — Опирание узла пролетного строения при поперечной перекатке на тележках

1 — опорный узел пролетного строения;

2 — катки;

3 — перекаточная тележка;

4 — опорные плиты тележки;

5 — ограничители положения катков.

29 Тяговые (толкающие) и тормозные устройства

29.1 Надвигаемые конструкции должны оснащаться тяговыми, тормозными и стопорными устройствами.

29.2 Тормозные устройства должны обязательно устраиваться в случаях:

а) надвижка по уклону, тангенс угла которого превышает половину минимального коэффициента трения в накаточных устройствах;

б) надвижка с помощью тяговых лебедок;

в) когда ветровая нагрузка вдоль надвижки больше половины усилия от трения в устройствах скольжения.

В других случаях допускается устраивать стопорные устройства, мощность которых должна исключать произвольное перемещение надвигаемого пролетного строения от наибольшей расчетной продольной ветровой нагрузки или от уклона.

29.3 Тяговые (толкающие) устройства должны обеспечивать плавную (без рывков) надвижку конструкции со скоростью 0,15÷0,25 м/мин. Допускающую своевременную установку прокладок из антифрикционного материала в устройствах скольжения или 0,5 м/мин при перекатке на катках и на роликовых каретках (тележках).

Проектом должна быть обеспечена синхронность работы тяговых и тормозных устройств и контроль усилий, которые возникают при их работе.

Для перемещения пролетных строений применяют гидравлические домкраты или полиспасты. Возможно применение специальных тихоходных редукторных лебедок большой грузоподъемности, обеспечивающих без полиспастов необходимое тяговое усилие и допустимые скорости перемещения.

29.4 Относительно продольной оси перекатки полиспасты располагаются строго симметрично, а угол между направлением перекатки и осью полиспаста был не более 10°.

Расстояние между блоками при максимальном сближении должно быть не менее 5 диаметров роликов.

Расположение отводных роликов и лебедки должно удовлетворять условию, чтобы трос к барабану подходил снизу под углом не более 5° выше и 90° ниже горизонта.

При длине перекатки, превышающей максимальную длину полиспастов (определяемую канатоемкостью лебедки), необходимо предусматривать возможность быстрого перекрепления блоков и перепасовки полиспаста.

Таблица 29.1

Число рабочих нитей в полиспасте	Число рабочих роликов в блоках полиспастов	Значения К при отводных роликах (уточняются в зависимости от типа подшипников роликов)					
		0	1	2	3	4	5
1	0	1.00	0.96	0.92	0.88	0.85	0.82
2	1	1.96	1.88	1.81	1.73	1.65	1.60
3	2	2.88	2.76	2.65	2.55	2.44	2.35
4	3	3.77	3.62	3.47	3.33	3.20	3.07
5	4	4.62	4.44	4.26	4.09	3.92	3.77
6	5	5.43	5.21	5.00	4.80	4.61	4.43
7	6	6.21	5.96	5.72	5.49	5.27	5.06
8	1	6.97	6.69	6.42	6.17	5.92	5.68
9	8	7.69	7.38	7.09	6.80	6.53	6.27
10	9	8.38	8.04	7.72	7.41	7.12	6.83
11	10	9.04	8.68	8.33	8.00	7.68	7.37

Примечания

1 Ролик неподвижного блока, с которого сбегает конец троса, считается отводным.

2 Данные относятся к полиспастам с блоками на подшипниках трения.

29.5 Тяговые и тормозные средства должны быть подобраны на суммарную нагрузку от силы трения, определяемой по указанию раздела 7, давления продольного ветра на пролетное строение в процессе его надвижки (при скорости V = 15 м/с), составляющей веса, направленной вдоль плоскости надвижки (по уклону), а также гидродинамического усилия (при надвижке с помощью плавучей опоры).

Коэффициент надежности по назначению для тяговых канатов следует принимать $\gamma_n = 4.5$.

В процессе надвижки конструкций тормозные средства должны находиться в слабо напряженном состоянии.

29.6 Выбор грузоподъемности лебедок производится по соотношению величин расчетного тягового усилия N_p к усилию S в сбегающем конце троса у лебедки $S = \frac{N}{K}$, где К - характеристика полиспаста по данным таблицы 29.1.

Паспортная грузоподъемность полиспастов или домкратов должна не менее чем на 30 % превышать величину расчетного тягового усилия.

Диаметр роликов (отводных, полиспаста) должна приниматься равным не менее 15 диаметров троса.

29.7 При применении тянущих устройств с помощью домкратов должны применяться тяги с вытяжкой при расчетном тяговом усилии не более 10 см (предпочтительно в виде пластинчатых цепей). Рекомендуется тянущие домкраты располагать на устоях мостов, передавая нагрузку на тягу через рамку или траверсы. Рекомендуется предусматривать специальные домкраты для возврата поршней рабочих (тянущих) домкратов в исходное положение.

29.8 При надвижке пролетных строений с помощью домкратов, упираемых в хвостовую часть пролетного строения, рекомендуется устраивать передвижные упоры и съемные вставки, устанавливаемые между домкратами и торцом пролетного строения.

При сплошных нижних накаточных путях, закрепленных от смещения, рекомендуется применять перемещающиеся домкраты с зажимами (типа гидропередвижчика).

Для повышения трения между упорными плитами гидродомкрата и накаточным путем следует укладывать стальные прокладки с насеченной и закаленной поверхностью.

29.9 Домкраты должны располагаться строго симметрично относительно оси надвижки и объединяться в общую батарею.

Не рекомендуется толкание пролетного строения одним домкратом.

29.10 При надвижке в период, когда температура наружного воздуха ниже минус 40°С, должны применяться механизмы (лебедки, домкраты), отвечающие общим техническим требованиям ГОСТ 15150.

30 Аванбеки, арьербеки, шпренгели, приемные консоли

30.1 При надвижке пролетного строения с применением аванбека длина последнего должна назначаться из условия обеспечения прочности и устойчивости против опрокидывания надвигаемой системы (аванбека с пролетным строением) в момент перед опиранием аванбека на следующую капитальную или временную опору.

30.2 При надвижке неразрезных пролетных строений длина аванбека и его жесткость должны назначаться из условия обеспечения прочности, устойчивости элементов пролетного строения с минимально возможными усилиями в надвигаемом пролетном строении.

30.3 Конец аванбека для облегчения его накатывания на опору следует выполнять с плавным подъемом кверху на величину прогиба от собственного веса консольной части.

30.4 При больших прогибах пролетных строений на переднем конце аванбека закрепляются устройства для выборки прогиба. Ход этих устройств назначается на 15% больше максимального прогиба при надвижке, определяемого по расчету на нормативные нагрузки.

30.5 Оптимальная длина аванбека составляет 0.6÷0,7 пролета моста (расстояния между опорами).

30.6 Конструкция аванбека и его крепление к пролетному строению должны быть рассчитаны для следующих трех положений:

а) нахождение аванбека на весу, когда он работает как консоль;

б) поддомкрачивание переднего конца аванбека;

в) опирание аванбека в любом из его промежуточных сечений.

30.7 Приемные консоли на капитальных опорах проектируются с учетом их демонтажа после окончания работ и обеспечения при этом нормальных условий эксплуатации моста.

Приемные консоли должны быть рассчитаны на воздействие нагрузок, приведенных в таблице 31.1 в наиболее невыгодном их сочетании и положении.

30.8 Для выполнения условий обеспечения прочности и устойчивости против опрокидывания надвигаемой системы в момент схода ее заднего конца с опоры в случае необходимости система может быть оснащена арьербеком – конструкцией, аналогичной аванбеку.

30.9 Конструкция шпренгеля должна обеспечивать возможность регулирования прогиба консоли пролетного строения при надвижке его на капитальные опоры (обычно поддомкрачиванием стойки шпренгеля). В проекте шпренгеля должны быть указаны способы непосредственного измерения усилий в шпренгеле и стойке на всех стадиях надвижки пролетного строения.

30.10 При надвижке пролетного строения со шпренгелем рекомендуется устраивать короткий аванбек для приема конца пролетного строения на очередной опоре.

31 Устройства для подъемки и опускания пролетных строений

31.1 Конструкция неподвижных средств подъемки и опускания (домкратных установок, подъемников, мачт и др.) должна обеспечивать:

а) устойчивость от сдвига и опрокидывания пролетного строения при подъемке и опускании на всех этапах работ;

б) необходимые горизонтальные перемещения узлов опирания пролетного строения (в том числе от температурных воздействий);

в) необходимые закрепления пролетного строения на всех этапах подъемники (опускания);

г) удобство и безопасность обслуживания.

31.2 Подвешивание пролетных строений к полиспастам должно осуществляться по статически определимой схеме, исключающей перегрузку полиспастов, полиспастных групп, узлов их прикрепления и элементов пролетных строений.

31.3 При подъемке одного конца пролетного строения конструкция опирания второго конца должна представлять собой неподвижный шарнир, воспринимающий при повороте пролетного строения возникающие при этом горизонтальные усилия. Конструкция узла опирания поднимаемого конца должна обеспечивать вертикальную передачу нагрузки на домкраты, возможность поворота и беспрепятственного горизонтального перемещения поднимаемого конца конструкции в пределах величин, определенных геометрическими расчетами. Порядок работ при подъемке (опускании) регламентируются главой СНиП 3.06.04-91, Мосты и трубы. Перекос пролетного строения при подъемке на домкратах

(взаимное превышение узлов) допускается равным не более 0,005 расстояния между узлами опирания при подъеме на домкратах и 0,01 – на полиспастах.

31.4 При подъемке и опускании пролетных строений на домкратах и металлических песочницах должны быть приняты конструктивные решения, обеспечивающие устойчивость домкратов (песочниц), домкратных и страховочных клеток, восприятие устройствами горизонтальных нагрузок от ветра и свободу деформаций от температурных воздействий.

31.5 Песочницы должны быть цилиндрической формы. Конструкция песочниц должна допускать их демонтаж в процессе опускания пролетного строения. Соединения элементов корпуса песочниц должны быть плотными и не допускать высыпания песка под нагрузкой.

Применяемый в песочницах песок должен быть чистым, сухим и просеянным на сите с ячейками 1 ÷ 1,2 мм.

Давление на песок в песочницах не должно превышать 50 кгс/см^2.

Песочницы должны быть защищены от попадания в них воды и снега.

31.6 При проектировании песочниц должны быть выполнены расчеты:

а) поршня — на прочность при действии сосредоточенной нагрузки сверху и равномерно распределенного давления по плоскости опирания на песок;

б) основания песочницы — на равномерно распределенную нагрузку по площади песчаного заполнения;

в) боковых стенок песочниц — на вертикальное и боковое давление. Величина вертикальной нагрузки принимается равной весу опускаемого груза.

Величина бокового давления σ_n принимается равной

$$\sigma_n = \xi\sigma_v, \qquad (31.1)$$

где σ_v — вертикальные напряжения в песке (от внешней нагрузки и веса столба песка);

ξ — коэффициент бокового давления, равный 0.4 для песочниц с выборкой песка сверху и 1.0 — для песочниц с выпуском песка через нижние отверстия.

Сечение цилиндрических песочниц допускается проверять на прочность в предположении равномерного давления изнутри по периметру окружности. Усилие N, Н/см (кгс/см) радиального сечения принимается равным:

$$N = \frac{\sigma_n d}{2}, \qquad (31.2)$$

где d — диаметр песочницы, см.

31.7 Подъемка пролетных строений на клетках домкратами принимается, как правило, при высоте клеток не свыше 2 м. Материал, размеры поддомкратных и страховочных клеток и взаимное соединение элементов клеток должны обеспечивать прочность клеток, устойчивость от сдвига и опрокидывания и необходимое расчетное распределение нагрузки на основание.

Опускание пролетных строений на высоту более 600 м производить на металлических клетках.

Деревянные брусья клеток должны быть соединены скобами, а металлические – болтами или сваркой. Подъемка (опускание) пролетных строений без установки надежных страховочных клеток не допускается.

31.8 Опирание домкратов на основание (деревянное, металлическое, бетонное, железобетонное) следует производить через металлический пакет, обеспечивающий распределение нагрузки, надежность работы основания и его соединений. При этом над домкратом, а также под металлическими пакетами на основании (кроме деревянного) следует укладывать фанерные прокладки.

Опирание пролетных строений на домкраты допускается только через распределительную плиту или наддомкратные распределительные пакеты. На домкраты во всех случаях должны быть уложены фанерные прокладки. Применение прокладок из досок не допускается. Фанерные прокладки должны укладываться также между металлическими листам, устанавливаемыми в дополнение металлическим распределительным пакетам.

Указанные требования распространяются и на устройство страховочных клеток.

31.9 Домкратные установки для подъемки (опускания) пролетных строений должны иметь, как правило, приводные гидронасосы для питания и централизованное управление, позволяющее регулировать режим работы каждого или группы домкратов.

Домкратные установки, а также отдельно стоящие домкраты должны быть снабжены опломбированными манометрами и страховочными приспособлениями в виде стопорных гаек или набора полуколец (помимо клеток), что должно быть оговорено в проекте.

В процессе подъема или опускания разрезное пролетное строение должно всегда опираться не менее чем в четырех точках. Домкраты (батареи домкратов), установленные под каждым концом пролетного строения, должны иметь централизованное управление.

31.10 В рабочих чертежах устройств для подъемки (опускания) пролетного строения должны быть указаны средства и способы контроля его положения по отметкам и в плане, а в необходимых случаях — приборы по определению напряжений и прогибов.

31.11 Нагрузки и их сочетания для расчета подъемных устройств принимаются по таблице 31.1.

Таблица 31.1

№№ нагрузки по табл. 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок	
		1	2
1	Собственный вес устройств	+	+
5	Вес пролетного строения	+	+
12	Усилия в домкратах	–	+
17	Давление продольного или поперечного ветра	+	+

Примечание —

В первом сочетании пролетное строение установлено на страховочных клетках (или на шарнирах подъемников), учитывается ветер не рабочего состояния, поршни домкратов спущены. Второе сочетание – рабочий случай подъемки (опускания) и ветер рабочего состояния не более 14 кгс/м² (менее 15 м/сек).

31.12 Грузоподъемность домкратов и лебедок должна превышать не менее чем на 30 % приходящуюся, на них нормативную нагрузку с учетом перегруза от ветра скоростью 15 м/с (при $\eta = 0.8$).

Коэффициент надежности по назначению в стальных канатах подъемных устройств следует принимать $\gamma_n = 4,5$.

Испытания грузоподъемных устройств проводить нагрузкой, на 25 % превышающей нормативную нагрузку на устройство. В проекте приводится программа испытаний.

31.13 Элементы обстройки и распределительных конструкций, непосредственно воспринимающие нагрузку от подъемных средств, и узлы подвеса или опирания поднимаемого пролетного строения должны быть рассчитаны на восприятие сосредоточенной опорной реакции, увеличенной на 30 %.

Установка домкратов может производиться только в местах, предусмотренных проектом конструкции и содержащих опорные ребра или опорные столики с учетом указаний пункта 25.7.

31.14 При опирании пролетного строения на три и более опоры (неразрезная схема с несколькими пролетами) устройства для опирания и подъемки на опорах должны содержать домкратные и страховочные клетки, воспринимающие усилия и деформации, возникающие в процессе подготовки к опусканию на капитальные опорные части и в процессе опускания и установки в проектное положение. При этом на опорных клетках необходимо предусматривать подвижные и неподвижные опорные части, шарнирные опирания для поворота пролетного строения, клиновые прокладки для компенсации уклонов на клетках и другие устройства, обеспечивающие надежность и безопасность выполнения работ.

В проекте должен быть строго определен порядок работ в зависимости от усилий, деформаций, возникающих при опускании с учетом требований, изложенных в соответствующих разделах настоящего СТО.

32 Плавучие опоры и устройства для их перемещения

32.1 Проектирование плавучих опор для перевозки пролетных строений надлежит производить с учетом данных о режиме реки в районе перевозки (глубина воды на путях перемещения плавучей системы, скорость и направление течения, высота волн при различных скоростях и направлениях ветра, отметка уровня воды в период перевозки вероятностью повышения и понижения 10 %, сроки ледостава, образование размывов и отмелей), режиме судоходства и лесосплава, преимущественном направлении и скорости ветра (роза ветров) и температурном режиме.

32.2 Размеры и водоизмещение плашкоутов (барж) плавучих опор и их взаимное расположение должны приниматься, исходя из условия обеспечения необходимой грузоподъемности и остойчивости в продольном и поперечном направлениях, как отдельных плавучих опор, так и плавучей системы в целом, определяемых по указанию пунктов 32.20. и 32.22. При этом должны быть соблюдены зазоры между бортами плавучих опор и пирсами, а

также постоянными опорами не менее 0.5 м при выводе плавучей системы из ковша и 1 м при установке ее в пролете.

Запас глубины воды под днищем плавучих опор должен быть не менее 0,2м с учетом возможного колебания горизонта воды в районе перевозки, определяемого в соответствии с указаниями пункта 32.1 с учетом (при необходимости) габаритных размеров железобетонных якорей – присосов, если плашкоут (баржа) проходит над ними.

32.3 Плашкоуты плавучих опор следует, как правило, комплектовать из инвентарных металлических понтонов закрытого типа, допускающих балластировку через донные отверстия, а сброс водного балласта – подачей воздуха в балластируемые понтоны.

Разрешается использование металлических палубных барж при достаточной прочности и жесткости их корпуса на действие возникающих в процессе перевозки сил. В необходимых (определяемых расчетом) случаях корпус барж следует усилять.

При устройстве плавучей опоры из нескольких барж (плашкоутов) последние должны быть жестко соединены между собой в плане.

32.4 Плашкоуты плавучих опор из понтонов следует принимать преимущественно прямоугольного очертания в плане, располагая понтоны симметрично относительно оси опорного давления. Понтоны типа КС (см. приложение 7) при соединении их в плашкоуты следует располагать продольной стороной в направлении действия наибольшего изгибающего момента.

Объединение понтонов типа КС в плашкоуты допускается при высоте борта как 1.80 м, так и 3.60 м. Последнее рекомендуется при наличии (обеспечении) достаточных глубин воды на путях перемещения плавучей системы и обеспечении остойчивости плавучей опоры (системы).

32.5 При использовании в плавучих опорах барж следует руководствоваться их паспортными данными и исполнительными чертежами, с учетом результатов натурного обследования их состояния. Баржи для плавучих опор могут быть использованы как сухогрузные, так и наливные с продольной и поперечными переборками.

При выборе барж, кроме указанного выше, следует руководствоваться следующим:

— максимальную длину барж рекомендуется принимать не более 75 м;

— грузоподъемность барж принимать не менее чем на 25% больше расчетной нагрузки на них;

— при образовании плавучей опоры из нескольких барж последние должны быть, как правило, однотипные и одинаковой грузоподъемности.

32.6 Плавучие опоры прямоугольного в плане очертания имеющие значительную ширину и осадку, перемещаемые при скорости течения более 1 м/с, следует оборудовать обтекателями преимущественно закрытого типа.

Плавучие опоры прямоугольного в плане очертания должны в необходимых случаях иметь в носовой и кормовой части фальшборта, продолженные на 3 ÷ 4 м вдоль бортов плашкоута.

Высота фальшборта $h_ф$ должна быть не менее:

$$h_ф = 1{,}5h_в - h_б \qquad (32.1)$$

где $h_в$ — расчетная высота волны, возможная во время перевозки пролетных строений, вероятностью превышения 10 %;

$h_б$ — высота надводного борта при наклонении плавучей системы на нос или корму от действия расчетной ветровой нагрузки.

Волновую нагрузку на фальшборта можно определять по указаниям главы СНиП 2.06.04-82*.

32.7 При значительных сосредоточенных нагрузках на плавучую опору от веса перевозимого пролетного строения или его блока для распределения усилий в плашкоуте плавучей опоры рекомендуется:

а) применение металлических ферм усиления, включаемых в совместную с корпусом плашкоута работу. В этом случае усилия между плашкоутом и фермами обстройки при расчете плавучих опор должны распределяться из условия совместности деформаций.

б) создание предварительного напряжения в плавучей опоре путем придания плашкоуту обратного выгиба посредством балластировки его концевых частей, объединения обстройки с плашкоутом в единую конструкцию и последующего сбрасывания балласта.

32.8 Для восприятия горизонтальных поперечных составляющих усилий, передаваемых на плашкоуты (баржи) при буксировке, пролетное строение должно быть раскреплено тросовыми расчалками за носовую и кормовую части плашкоутов (барж). В состав этих расчалок должны быть включены натяжные устройства.

32.9 При вынужденной передаче нагрузки от веса перевозимого пролетного строения эксцентрично относительно продольной оси отдельно установленного в плавучей системе плашкоута (баржи) обстройка смежных плашкоутов (барж) должна быть объединена соединительными фермами, установленными в средней части плавучих опор.

32.10 Обстройка плавучих опор должна распределять вес перевозимого пролетного строения в соответствии с расчетом плашкоута (баржи) на прочность корпуса как эквивалентного бруса, а также местную прочность и устойчивость набора. Обстройку плавучих опор следует, как правило, выполнять из инвентарных конструкций.

32.11 Высоту обстройки плавучих опор необходимо назначать, исходя из возможного максимального уровня воды в период перевозки, с учетом длительных и суточных колебаний его. При колебаниях воды более ± 0.2 м высоту обстройки следует регулировать съемными оголовками и балочными клетками.

32.12 Плавучие опоры должны быть оборудованы средствами для регулирования и контроля находящегося в них водного балласта, положения пролетного строения по высоте перемещения плавучей системы, раскрепления пролетного строения к постоянным опорам при заводке в пролет моста, раскрепления плавучих опор между собой и с пролетным строением и раскрепления на якорях при сильном ветре, включая при необходимости аварийные якоря и приспособления для непосредственного закрепления якорных тросов на палубах плашкоутов (барж). Конструкция указанных приспособлений должна обеспечивать быстрое и плавное торможение плавучей системы после сброса якорей.

32.13 Балластировочные средства и устройства должны обеспечивать:

а) балластировку плавучих опор в течение 1.5÷2.0 и разбалластировку течение 2.0÷2.5 часов;

б) подачу водного балласта во все балластируемые понтоны и отсеки плавучей опоры;

в) сброс водного балласта из всех без исключения понтонов и отсеков плавучей опоры. При балластировке понтонов через донные отверстия на каждом плашкоуте должен находиться резервный самовсасывающий насос для откачки воды из глухих понтонов, если они протекают;

г) безотказную подачу сжатого воздуха в понтоны для отжатия балласта в течение всего периода эксплуатации плавучей системы;

д) минимальную высоту не откачиваемого «мертвого» (остаточного) балласта, указанную в пункте 32.26.

32.14 При балластировке понтонов через донные отверстия часть понтонов, распределенных равномерно по площади плашкоута, должна быть закрыта от поступления воды через донные отверстия. Количество этих понтонов должно определяться по указаниям пункта 32.20. Остальные понтоны должны быть объединены в четыре симметрично расположенные секции, каждая из которых должна иметь обособленную воздушную разводящую сеть к пульту управления.

Конструкция пульта управления должна допускать подачу сжатого воздуха как от компрессоров, установленных на плавучей опоре, так и от береговых компрессорных станций (при наличии). В последнем случае на плавучей опоре допускается установка только рабочего и запасного компрессоров, используемых в особых случаях (при утечке воздуха из балластируемых понтонов, в случае пробоины в обшивке небалластируемых понтонов). Мощность рабочего и запасного компрессоров должна составлять не менее 15% мощности компрессоров, определенной по указаниям пункта 32.13.

Конструкция пульта управления и воздушной разводящей сети должна допускать подачу (выпуск) сжатого воздуха:

а) одновременно во все секции;

б) только в любую секцию;

в) только в любой понтон.

Каждый понтон должен иметь отдельный кран на воздушной разводящей сети.

32.15 Порядок балластировки и разбалластировки плавучих опор устанавливается проектом и должен обеспечивать равномерное их загружение, не вызывать перенапряжения в конструкциях плавучей опоры или ее обстройки, а также обеспечивать остойчивость отдельных плавучих опор и всей плавучей системы в целом. При этом до момента приобретения плавучей системой плавучести, подача сжатого воздуха может производиться одновременно во все секции плашкоута. После приобретения плавучей системой плавучести, подача сжатого воздуха может производиться только поочередно в секции, симметрично расположенные относительно осей плашкоута. Категорически

запрещается соединять секции плашкоута между собой воздухопроводной сетью после приобретения системой плавучести.

32.16 Порядок погрузки, перевозки и установки пролетных строений на опорные части определяется проектом производства работ с учетом требований главы СНиП 3.06.04-91 «Мосты и трубы». Средства для перемещения и закрепления плавучих опор должны отвечать требованиям пунктов 32.29÷32.39.

32.17 При расчете плавучих опор должны быть проверены:

а) по первому предельному состоянию (на расчетные нагрузки):

— прочность плашкоутов (барж), обстройки и соединительные фермы;

б) по второму предельному состоянию (на нормативные нагрузки):

— плавучесть;

— остойчивость плавучих опор и плавучей системы в целом;

— плавучесть отдельной опоры, балластируемой через донные отверстия в понтонах;

— объем водного балласта и емкость балластных резервуаров (отсеков), с учетом допустимых осадок, деформации плавучих опор и погрузочных обустройств.

32.18 Плавучие опоры должны рассчитываться на действие следующих нагрузок:

вес перевозимого пролетного строения с обустройствами;

вес плавучей опоры с обустройствами и оборудованием;

вес водного балласта;

ветровая нагрузка;

гидростатическое давление воды;

волновая нагрузка.

32.19 Сочетания нагрузок, рассматриваемые при расчете плавучих опор в продольном и поперечном направлениях, принимается по таблице 32.1. При расчете плавучих опор на прочность при втором сочетании нагрузок коэффициенты сочетаний к временным нагрузкам принимаются равными $\eta = 0.95$.

Таблица 32.1

№ нагрузок по табл. 7.1	Нагрузки и воздействия	При расчете на прочность		При расчете на плавучесть		При расчете на остойчивость	
		сочетание нагрузок		плавсистемы в целом	отдельной опоры	плавсистемы в целом	отдельной опоры
		1	2				
5	Вес перевозимого пролетного строения с обустройствами, Р	+	+	+	—	+	—
1	Вес плавучих опор с обустройствами и оборудованием, G	+	+	+	+	+	+
6	Вес остаточного балласта, Gост.	+	+	+	+	+	+
6	Вес регулировочного балласта, Gрег	+	+	+	+	+	—
6	Вес рабочего балласта, Gраб	+	—	—	+	—	—
17	Давление ветра на пролетное строение, $W_{пр}$	—	+	—	—	+	—
17	Давление ветра на пролетное строение, Wоп	—	+	—	—	+	+
3	Гидростатическое давление воды	+	+	+	+	+	+
4	Волновая нагрузка	—	+	—	—	—	—

Примечания

1 Гидростатическое давление воды определяется по указанию пункта 32.29.

2 При условии обеспечения местными организациями гидрометеорологической службы надежного прогноза о скоростях ветра на период перевозки расчет остойчивости плавучей системы в целом допускается производить на давление ветра, вычисленное по расчетной ветровой нагрузке, равной 50 кгс/м^2 независимо от высоты. Остойчивость отдельной опоры при отстое ее рассчитывается на давление ветра, исчисленное по указанию раздела 7, а при выводе ее из пролета — на нормативное ветровое давление, соответствующее скорости 10 м/с.

32.20 Плавучесть плавучих опор должна определяться по формуле:

$$\gamma \Sigma V_{П} \geq \Sigma Q \gamma_{n} \qquad (32.2)$$

где γ — удельный вес воды, равный для пресной воды 10 кН/м^3 (1 тс/м^3);

$\Sigma V_{п}$ — предельное водоизмещение опор плавучей системы, равное суммарному водоизмещению их при осадке равной высоте борта по миделю. Для плашкоутов собранных из понтонов, прогиб плашкоута допускается не учитывать;

ΣQ — вес плавучей системы кН (т.с.), равный сумме весов:

перевозимого пролетного строения с обустройствами — P;

плавучих опор с обустройствами и оборудованием — G;

регулировочного и остаточного балласта — $G_{рег} + G_{ост}$;

γ_{n} — коэффициент надежности по назначению, принимаемый 1,2 независимо от системы балластировки.

Для плавучих опор, собранных из понтонов, балластируемых через донные отверстия, плавучесть от воздействия постоянных нагрузок должна обеспечиваться только глухими небалластируемыми понтонами.

32.21 Остойчивость должна определяться следующими условиями (рисунок 32.1):

а) метацентрическая высота ρ должна быть положительной во всех расчетных случаях, т.е. $\rho - a > 0$ (32.3)

где ρ — метацентрический радиус, равный расстоянию между центром тяжести вытесненного объема воды (центром водоизмещения Z_v) и метацентром Z_m, расположенным в точке пересечения вертикали, проходящей через смещенный центр водоизмещения Z'_v, с осью Z плавучей системы или опоры;

а — расстояние от центра тяжести плавучей системы до центра водоизмещения Z_v, принимаемое равным тому же расстоянию при начальном положении плавучей опоры (системы);

б) при крене и дифференте плавучих опор и плавучей системы в целом от действия расчетной ветровой нагрузки кромка палубы в любой точке не должна уходить под воду; расчет осадок должен производиться согласно указаниям пунктов 32.23 и 32.24;

в) запас надводного борта плавучих опор, образованных из закрытых понтонов и металлических палубных барж, при максимальном крене или дифференте с учетом действия нормативных нагрузок должен быть не менее 20 см.

Примечания

1 При проверке остойчивости по подпунктам «а» и «б» все нагрузки должны приниматься нормативные.

2 В расчетах остойчивости плавучей системы, а также отдельных плавучих опор, в случае применения плашкоутов из понтонов, балластируемых через донные отверстия, принимается, что все балластируемые понтоны изолированы от воздухопроводящей сети, т.е. краны у каждого понтона перекрыты, что должно быть особо оговорено в проекте.

32.22 Величина метацентрического радиуса ρ(м) должна определяться по формуле:

$$\rho = \frac{J - \sum i_n}{\sum V_p}, \qquad (32.4)$$

где J — момент инерции площади плашкоутов (барж) в уровне ватерлинии плавучей опоры относительно оси ее наклонения, принимаемый при кренах, относительно оси с меньшим моментом инерции, а при дифферентах относительно оси с большим моментом инерции площади, м^4;

$\sum i_n$ — сумма собственных моментов инерции поверхности балласта в понтонах (отсеках барж) относительно осей, проходящих через центры тяжести этих поверхностей, параллельно осям наклонения плавучей опоры (системы), м^4;

$\sum V_p$ — объем (водоизмещение) погруженной части опор плавучей системы или отдельной опоры, м^3.

В плашкоутах, образованных из понтонов, балластируемых в соответствии с пунктом 32.14 через донные отверстия, собственные моменты инерции поверхности балласта в понтонах должны учитываться как для балластируемых так и для небалластируемых понтонов. Примеры определения моментов инерции для различных случаев расположения понтонов в опорах и способов их балластировки приведены в приложении 22.

Последовательность балластировки в пролете плашкоутов, образованных из понтонов, балластируемых через донные отверстия, должна быть указана в рабочих чертежах.

32.23 Осадка плавучих опор $t_в$ (м) от вертикальных нагрузок должна определяться по формуле:

$$t_в = \frac{\sum Q}{k_в \sum \Omega}, \qquad (32.5)$$

где $\sum Q$ — расчетная или нормативная (см. пункт 32.17) нагрузка, приходящаяся на данную плавучую опору, кН(тс);

Ω — площадь плавучей опоры по ватерлинии, м^2;

$k_в$ — коэффициент полноты водоизмещения, принимаемый для понтонов типа КС равным 0.97.

В случае балластировки понтонов через донные отверстия (по пункту 32.14) осадка отдельной опоры $t'_в$ (м) определяется при отсутствии избыточного давления воздуха в балластируемых понтонах по формуле:

$$t'_в = \frac{\sum Q}{k_в \sum \omega}, \qquad (32.6)$$

где $\sum \omega$— суммарная площадь небалластируемых понтонов.

Осадка барж плавучей опоры определяется по паспортным данным в зависимости от расчетной нагрузки на баржу.

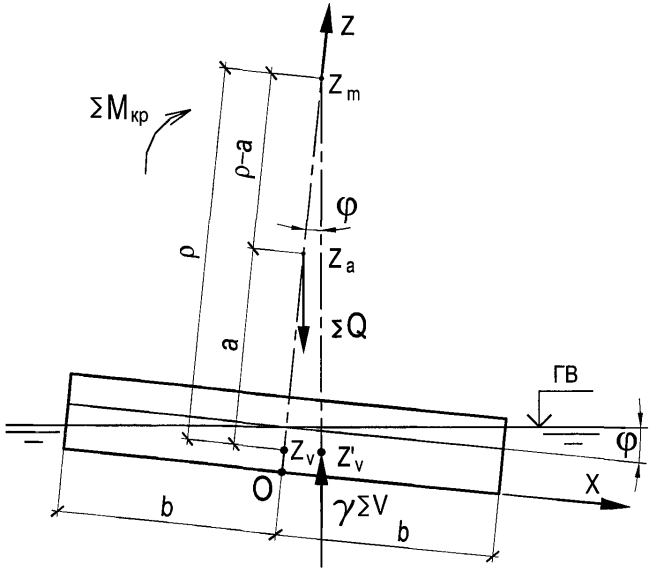


Рисунок 32.1 — Схема определения остойчивости плавучей опоры.

32.24 Изменение осадки плавучих опор ± Δt (м) от расчетных ветровых нагрузок, вызывающих крен или дифферент отдельной опоры (плавучей системы), определяется по формуле:

$$\Delta t = \pm b \, tg\varphi \qquad (32.7)$$

где φ — угол крена (дифферента) плавучей опоры (системы);

b — половина размера плавучей опоры в плоскости кренящего (дифферентующего) момента (см. рисунок 32.1).

Значения tg φ находятся из выражения:

$$tg\varphi = \frac{\Sigma M(1+\mu)}{\Sigma Q(\rho - a)} \qquad (32.8)$$

где ∑M — суммарный момент относительно центра водоизмещения от расчетных ветровых нагрузок, приходящийся на плавучую опору, кН·м (тс·м);

1+μ — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие ветра при порывах его и инерцию плавучей опоры (системы) и принимаемый равным 1,2.

Угол φ должен удовлетворять условиям:

$$\varphi \le \varphi_1, \qquad \varphi \le \varphi_2 \qquad (32.9)$$

где φ_1 — угол крена (дифферента), соответствующий началу входа кромки палубы в воду;

φ_2 — угол крена (дифферента), соответствующий началу выхода из воды днища (середины скулы).

32.25 Объем водного балласта V ($м^3$) для балластировки плавучих опор должен определяться по формуле:

$$V = V_{раб} + V_{рег} + V_{ост} \qquad (32.10)$$

где $V_{раб}$, $V_{рег}$, $V_{ост}$ — объемы соответственно рабочего, регулировочного и остаточного балласта, $м^3$.

Величину $V_{раб}$ необходимую для погружения (всплытия) плавучих опор при погрузке пролетного строения при установке его на опорные части, следует определять по формуле: $V_{раб} = P + \Delta k_в \Omega$ (32.11)

где P — нормативный вес пролетного строения, кН (тс)

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 \qquad (32.12)$$

Δ — погружение (всплытие) опоры, м ;

Δ_1 — упругие деформации пролетного строения при погрузке или установке его на опорные части;

Δ_2 и Δ_3 — деформации погрузочных обустройств плавучей опоры;

Δ_4 — зазор между низом пролетного строения и верхом погрузочных обустройств или опорных частей, принимаемый 0.05 ÷ 0.10 м.

Для предварительных расчетов допускается принимать:

$$\Delta \approx 0.15 - 0.20 \text{ м}$$

Объем определяется по формуле: $V_{per} = k_в \Omega h_{per}$ (32.13)

где h_{per} — величина регулирования осадки плавучих опор на случай возможных колебаний уровня воды за время одного цикла перевозки, но не менее чем за сутки.

Величина h_{per} должна приниматься не менее максимального суточного изменения уровня воды, зафиксированного за последние 10 лет наблюдений на период перевозки. В необходимых случаях должен быть учтен балласт, применяемый для устранения крена или дифферента несимметричной плавучей опоры или системы. Объем остаточного балласта следует определять по формуле:

$$V_{ост} = k_в \Omega \delta \quad (32.14)$$

где δ — *толщина слоя остаточного балласта* (м), принимаемая для понтонов КС, балластируемых наливом воды насосами, равной 0.10 м, а для барж — в зависимости от конструкции набора днища.

Для понтонов КС, балластируемых через донные отверстия, толщина слоя остаточного балласта принимается равной 0.08 м.

32.26 Объем балластных резервуаров плавучей опоры должен быть достаточен для размещения расчетного объема балласта, что должно быть проверено расчетом. При балластировке понтонов через донные отверстия следует учитывать, что уровень воды в балластных понтонах не может быть выше уровня воды за бортом.

32.27 Командный пункт плавучей системы должен быть оборудован радиотелефонной связью с буксирами и береговыми обустройствами и громкоговорящей связью с плавучими опорами.

32.28 При расчете плашкоутов и барж на прогиб и поперечную силу от гидростатического давления в уровне днища плашкоутов (барж) форма эпюры гидростатического давления должна соответствовать форме эпюры объема вытесненной плашкоутом (баржей) воды.

Определенные изгибающие моменты и поперечные силы алгебраически суммируются с моментами и поперечными силами от волновой нагрузки, вычисляемыми согласно приложению 23.

32.29 Устройства для перемещения плавучей системы (буксиры, лебедки, полиспасты) должны обеспечивать перемещение в заданном направлении при скорости ветра до 10 м/с. Якорные и раскрепляющие обустройства, включая аварийные якоря, должны обеспечивать удержание одной плавучей системы при расчетном давлении ветра.

32.30 Вывод плавучей системы с акватории пирса (ковша) и заводка в пролет моста допускаются только с помощью лебедок. Перемещение плавучей системы следует проводить с помощью буксиров, а при небольших расстояниях – электролебедками.

Точная наводка при установке пролетного строения на опорные части должна производиться с помощью талей, установленных на оголовках опор, и лебедок с короткими тросами, установленных на плашкоутах (баржах).

32.31 Лебедки для перемещения плавучих систем следует размещать:

при перевозке на плаву пролетных строений с помощью буксиров - на плашкоутах плавучей системы;

при перевозке на плаву пролетных строений с помощью лебедок - на плашкоутах плавучей системы и на одном или обоих берегах;

при продольной надвижке пролетных строений — с опиранием одного конца на плавучую опору;

тяговые лебедки — на пролетном строении;

тормозные лебедки — на берегу;

пеленажные лебедки — на плашкоуте плавучей опоры.

Количество лебедок и мощность полиспастов следует выбирать такими, чтобы номинальная грузоподъемность каждой лебедки была на 30 % больше нормативного усилия в выходной ветви полиспаста.

32.32 Тросы тяговых лебедок должны проходить через закрепленные к палубе устройства (например: киповую планку), обеспечивающие:

а) изменение направления тросов как в плане, так и в вертикальной плоскости;

б) относительно быстрое (до 5 мин.) закрепление тросов и восприятие полностью нагрузок на случай раскрепления плавучей системы на якорях при усилении ветра;

в) закрепление троса без скольжения.

Конструкция соединений тяговых и буксирных тросов должна быть простой и обеспечивать быстрое выполнение работ по их соединению и разъединению при наводке.

32.33 Переносные донные якоря должны удовлетворять следующим требованиям:

а) обеспечивать расчетную грузоподъемность при изменении направления троса в секторе до 120° с начальным перемещением якоря по дну не более 15 м от места его установки;

б) иметь поплавки для определения местоположения якоря и размещения на них тросовых соединений. На судоходных реках поплавки должны быть оборудованы сигналами речного флота;

в) донные якоря — присосы должны быть испытаны на нагрузку, равную 1,4 от расчетной. Схема якорного закрепления плашкоута и характеристики якорей приведены в приложении 24.

Таблица 32.2

№№ нагрузки по табл. 7.1	Расчетные нагрузки	Сочетания нагрузок					
		Расчет лебедок			Расчет якорей		
		верховой ветер	низовой ветер	поперечный ветер	верховой ветер	низовой ветер	поперечный ветер
17	Ветровая нагрузка на плавучую систему расчетной интенсивности W_p	—	—	—	+	+	+
17	Ветровая нагрузка при скорости ветра V = 10м/с	+	+	+	—	—	—
4	Гидродинамическое давление на подводную часть плавучей системы максимально N_{max}	+	—	+	+	—	+
4	Гидродинамическое давление на подводную часть плавучей системы минимальное N_{min}	—	+	+	—	+	+

Примечания

1 Поперечный ветер — ветер поперек течения.

2 Усилия, передаваемые на якоря и лебедки, должны определяться с учетом принятого расположения якорей (мест закрепления тросов за постоянные опоры) и не выгоднейших углов подхода к ним (в плане) тросов.

32.34 Расположение якорей не должно нарушать условий судоходства и должно обеспечивать удобное перемещение плавучей системы. Переносные донные якоря, как правило, следует размещать в створе с капитальными опорами.

32.35 Лебедки и якоря для перемещения и раскрепления плавучих систем (опор) должны рассчитываться на сочетания нагрузок, приведенных в таблице 32.2.

32.36 Якоря и якорные канаты должны рассчитываться на горизонтальные усилия 8 Н (кгс) (рисунок 32.2), определяемые по формулам:

для верховых закреплений — $S_B=W_p+N_{max}$ (32.15)

и для низовых закреплений — $S_H=W_p-N_{min}$ (32.16)

где W_p, N_{min} и N_{max} принимаются по таблице 32.2 с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке.

Минимальная длина якорного каната ℓ_{min} (м) определяется из условия, чтобы канат подходил к якорю горизонтально, по формуле:

$$\ell_{min}=\sqrt{\frac{2HS}{q}} \qquad (32.17)$$

где q — погонный вес якорного каната, Н/ пог.м (кгс/пог.м);

Н — по рисунку 32.2.

Горизонтальное усилие на якорь адмиралтейского типа допускается принимать в пределах 5÷6 весов якоря при песчаных и 8÷12 весов якоря при глинистых грунтах.

Горизонтальное усилие на железобетонный якорь — присос допускается принимать в пределах 1.3÷1.6 весов якоря, но не более 70 % предельного усилия, определенного при испытании якоря.

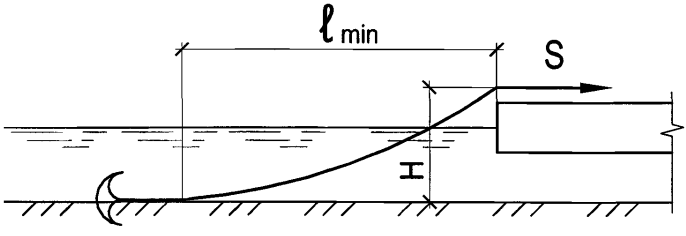


Рисунок 32.2 — Схема определения длины якорного каната.

32.37 Подбор лебедок и тросов для пеленажных раскреплений должен производиться на максимальные усилия, возникающие в них от действия расчетных нагрузок при указанных в таблице 32.2 сочетаниях, для различных положений перемещаемой системы.

32.38 Коэффициент надежности по назначению для тросов должен приниматься $\gamma_n = 3.5$ по отношению к разрывному усилию троса в целом.

32.39 При перемещении плавучих систем буксиром мощность его кВт (в л.с.) допускается определять по формуле:

$$N_{букс} = \frac{W_{10} + N_{max}}{P} \qquad (32.18)$$

где W_{10} — расчетное давление ветра при с его корости на надводную часть плавучей системы V = 10 м/с;

N — расчетная гидродинамическая нагрузка на подводную часть плавучей системы, Н (кгс);

P — удельная сила тяги буксира, принимаемая 1.4÷2 Н/кВт (10÷15 кгс/л.с).

33 Плашкоуты для установки сухопутных кранов и копров, а также для перевозки строительных конструкций и материалов

33.1 Проектирование плашкоутов для установки сухопутных кранов и копров, а также для перевозки строительных конструкций и материалов должно производиться по указаниям предыдущего подраздела с учетом изложенных ниже дополнительных указаний.

33.2 Установка копров и кранов на плашкоуты рекомендуется при глубине воды свыше 1.0 м. Размеры и конструкция плашкоутов в плане при установке на них копра назначаются в зависимости от принятой технологии сооружения фундамента, порядка забивки свай и размеров опоры.

На плашкоуты допускается как бортовая (на одном плашкоуте), так и центральная установка копров (на мостике или портале, опирающихся на два плашкоута, располагающихся с разрывом). В последнем случае плашкоуты должны иметь в носу и корме съемное жесткое раскрепление по палубе.

Бортовая установка копра или другой сваебойной машины рекомендуется для дизельных пневматических молотов, а также для вибропогружателей или других сваебойных средств, которые в рабочем состоянии закрепляются на голове сваи. Бортовая установка позволяет свободное передвижение плашкоута вокруг забиваемой группы свай (при отсутствии шпунтового ограждения).

Для копров со свободно падающим молотом следует применять центральную установку на мостиках или порталах, располагая молот над центром расчетной площади ватерлинии обоих плашкоутов.

Высота обстройки плашкоута должна быть увязана с возможной отметкой верха свай после их забивки.

33.3. Козловые краны должны устанавливаться на два плашкоута, располагающиеся с разрывом. Установка козлового крана на плашкоуты и раскрепление их друг с другом производятся аналогично случаю установки копра на мостике или портале.

33.4. При установке на плашкоуте крана с неповоротной стрелой размеры плашкоута в плане определяются плавучестью и остойчивостью плавучей системы.

33.5 При установке на плашкоуте кранов с поворотной стрелой масса противовеса определяется при стреле крана развернутой на борт с максимальным грузом, при этом кран не должен иметь дифферент (должен плавать на ровный киль).

Углы крена и дифферента при работе крана не должны превышать 1.5 ÷ 2° и значений паспортных требований крана, устанавливаемого на плашкоут.

К крану, установленному на плашкоут, обязательно должна прилагаться кривая грузоподъемности в зависимости от вылета и длины стрелы.

33.6 При проектировании плавучих средств для размещения на них стреловых кранов, копров и другого аналогичного оборудования, а также перевозки грузов необходимо выполнить следующие расчеты:

а) по первому предельному состоянию (на расчетные нагрузки):

– прочности плашкоута, распределительных ростверков и других элементов;

– мощности тяговых средств и якорных закреплений;

б) по второму предельному состоянию (на нормативные нагрузки):

– плавучесть системы;

– остойчивость системы;

– объем и размещение противовесов из условия допустимого для данного крана или копра крена (дифферента) плашкоута.

Нагрузки и их сочетания для расчета плавучих средств под краны, копры и другое оборудование принимаются по указанию таблицы 33.1.

33.7. Плавучесть плашкоутов допускается определять по формуле 32.2 при следующих коэффициентах надежности по назначению:

а) при установке на плашкоутах копров и стреловых кранов коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 2$;

б) при установке на плашкоутах козловых кранов, а также при перевозке строительных конструкций и материалов $\gamma_n = 1.25$.

33.8 Остойчивость плашкоутов следует проверять согласно указаниям пункта 32.21 с дополнительным требованием о недопущении выхода из воды днища.

33.9 При установке на плашкоутах копров или стреловых кранов должно учитываться наклонение плашкоута (крен и дифферент) от действия кренящего (дифферентующего) момента. Дополнительная осадка определяется по пункту 32.24, а угол крена или дифферента плашкоута вычисляется по формуле:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{\sum M_{П} + \sum M_{ВР}(1+\mu)}{\sum Q(\rho - a)} \qquad (33.1)$$

где $\sum M_{П}$ — расчетный момент от постоянных нагрузок;

$\sum M_{вр}$ — расчетный момент от временных нагрузок;

$1+\mu$ — принимается равным 1,2.

33.10 Плашкоут должен иметь в плане минимум три понтона, установленных вдоль плашкоута и поперек его.

Не допускается применение одиночных инвентарных понтонов.

33.11 Понтоны, образующие плашкоут, рекомендуется устанавливать плашмя (для понтонов типа КС с высотой борта 1,80 м).

33.12 Плашкоут с копром (краном) во время работы должен быть расчален не менее чем в четырех направлениях к якорям, заложенным на берегу, к якорям, уложенным на дно, или к ранее забитым сваям.

Таблица 33.1

№№ нагрузок по табл. 7.1	Нагрузки и воздействия	Сочетания нагрузок			
		при расчете прочности плашкоутов		при расчете плавучести и остойчивости	
		1	2	3	4
1	Собственный вес плашкоута с обстройкой	+	+	+	+
8	Вес крана, копра и другого оборудования	+	+	+	+
6	Вес подвешенного к крану груза (молота, свай к копру): без динамики	—	—	+	—
	с динамикой	+	—	—	—
6	Вес противовесов и балласта	+	+	+	+
17	Давление ветра: на плашкоут	+	+	+	+
	на кран (копер)	+	+	+	+
	на груз (сваю)	+	—	+	—
3	Гидростатическое давление воды	+	+	+	+
4	Волновая нагрузка	+	—	+	—

Примечания

1 В сочетаниях 2 и 4 интенсивность ветровой нагрузки принимается равной расчетной для данного района; в сочетаниях 1 и 3 при V = 10 м/с.

2 В сочетаниях 1 и 3 центр тяжести груза должен приниматься в точке подвеса его к крану (копру) в сочетании с наиболее невыгодным положением копра (крана) на плашкоуте.

3 В сочетаниях 1 и 3 рассматривается также случай обрыва груза с копра (крана). В этом случае вес груза условно прилагается к стреле снизу вверх.

4 При расчете плашкоутов для кранов необходимо в сочетаниях 1 и 3 рассмотреть случаи:

а) наибольшей высоты подъема груза;

б) наибольшего вылета поднимаемого груза.

5 Волновая нагрузка определяется по приложению 23.

33.13 При установке копров на двух раздельных плашкоутах связи между ними должны быть рассчитаны на усилие от расчалок при транспортировке и разворотах плавучей установки с помощью лебедок. При этом в расчете должно учитываться наличие связей между плашкоутами.

33.14 На углах плашкоута должны быть нанесены несмываемой краской водомерные рейки. Ноль рейки должен соответствовать уровню днища.

33.15 Плашкоуты, запроектированные для перевозки строительных конструкций и материалов, должны иметь нанесенную несмываемой краской ватерлинию, располагаемую при высоте борта 1.8 м на высоте 1.40 м от днища.

33.16 Спуск на воду плашкоутов, а также ряжей, колодцев и т.п. рекомендуется производить по наклонным стапелям, имеющим надводную и подводную части.

Длину надводной части стапеля определяют условиями монтажа (сборки) плашкоута и подготовки её к спуску на воду. Длину подводной части – условием перемещения плашкоута по стапелю до момента полного его всплытия.

Схема спуска плашкоута высотой 1.8 м и 3,6 м из понтонов КС приведена в приложении 25.

При проектировании спуска плашкоутов на воду по наклонным стапелям для каждого конкретного случая должна быть построена диаграмма спуска плашкоута, представляющая зависимость сил действующих на плашкоут (собственного веса и гидростатического давления), в функции пути S, а также моментов этих сил относительно заднего конца плашкоута.

34 Временные причалы

34.1 Причалы предназначаются для перегрузки грузов и конструкций и перевозки людей во время строительства моста.

Причалы могут устраиваться ряжевыми, на свайном основании или плавучими.

Выбор типа конструкции причала должен производиться в зависимости от геологических и гидрогеологических условий, грузоподъемности и типа применяемых кранов, от конструкции и назначения обслуживаемых плавсредств.

34.2 Расчетный судоходный уровень должен назначаться с учетом планируемого характера движения судов и как правило, соответствовать межпаводковому уровню межени.

При сезонных завозах грузов со стороны (в паводковый период) за расчетный судоходный уровень принимается отметка паводкового горизонта вероятностью превышения расхода 50 %.

34.3 Глубина акватории у причала должна определяться исходя из наибольшей осадки судна, навигационного запаса глубины, равного 0.2 м, запаса 0.3 м на засорение акватории, а также запаса на сгон воды. При необходимости предусматриваются дноуглубительные работы.

На реках с регулируемым стоком должны учитываться суточные и сезонные колебания уровня.

34.4 Расположение причалов рекомендуется назначать из условия обеспечения длины свободного пространства акватории с каждой стороны причала не менее двойной длины наибольшего судна. Местоположение причала должно выбираться с учетом естественных условий, обеспечивающих удобный подъезд к причалу и защиту сооружения от ледохода и волны. Рекомендуется располагать причалы с низовой стороны строящегося моста.

34.5 Отметка верха причала должна назначаться с учетом высоты швартующихся судов (катеров, плашкоутов).

Разность между отметкой палубы пассажирского судна и отметкой площадки, как правило, не должна превышать ± 0.75 м.

В случае швартовки судов с разной высотой следует устраивать причал с площадками в разных уровнях или оборудовать причал лестничными сходами.

34.6 На причалах следует предусматривать швартовые и отбойные устройства.

Необходимо также иметь колесоотбои высотой 20 см, леерные и перильные ограждения высотой 1,1 м.

Отбойные устройства рекомендуется выполнять навесными из отдельных секций, без жестких креплений к причалу.

34.7 Причальный плашкоут должен устанавливаться не менее чем на четырех якорях или швартоваться за тумбы на берегу.

34.8 При навесных отбойных устройствах верхняя часть свайной причальной стенки должна быть обшита деревянными пластинами толщиной не менее 12 см. Сваи следует защищать от истирающего действия льда.

34.9 Съезды от причала к береговой территории должны иметь крутизну не свыше 10 %. Лестничные сходы с причалов на берег должны иметь уклон не свыше 1:2 и иметь двустороннее боковое ограждение.

Переходные мостики с причальных плашкоутов должны шарнирно крепиться к плашкоуту и свободно опираться на береговую опору.

34.10 Конструкция причала в целом и отдельных узлов должны рассчитываться на действие следующих нагрузок:

— собственного веса;

— от навала судна при причаливании;

— швартовых (от гидродинамического и ветрового воздействия на ошвартованные суда);

— от веса людей, инструмента и мелкого оборудования интенсивностью 4 кПа (400 кгс/м2);

— от веса складируемых грузов (для грузовых причалов); от подъемных и транспортных механизмов на причале (вертикальные и горизонтальные нагрузки);

— от давления грунта (для причалов — набережных).

34.11 Нагрузки от навала судов при причаливании прикладываются в уровне отбойных устройств; швартовые - по фактическому расположению устройств.

34.12 Конструкция узлов ростверков свайных причалов должна обеспечивать передачу горизонтальных нагрузок через насадки и балки ростверка на сваи.

34.13 Расчет свайных фундаментов причальных сооружений должен производиться с учетом рекомендаций раздела 8; нагрузки от горизонтального давления грунта на причалы – набережные должны определяться с учетом рекомендаций раздела 8.

Плавучие причалы должны рассчитываться на остойчивость и плавучесть в соответствии с указаниями раздела 32.

34.14 Причалы должны оборудоваться противопожарным и спасательным инвентарем.

35 Грунтовые якоря

35.1 Для закрепления вант, оттяжек, блоков полиспастов, отводных роликов, тяговых и анкерных тросов на суше следует применять:

а) полузакопанные и закопанные якоря (в том числе свайные и закладные);

б) наземные якоря.

35.2 Свайные якоря устраивают из одиночных бревен (брусьев), пакетов бревен (брусьев), железобетонных свай (стоек), забитых или закопанных в грунт.

Для повышения несущей способности якорь усиливают плитами (щитами) в верхней части, расположенными со стороны внешнего усилия.

Стойки (сваи) якоря рекомендуется закапывать (забивать) в грунт под углом около 90° к направлению внешнего усилия.

Отдельные бревна свайных якорей должны объединяться между собой и со щитом болтами диаметром не менее 20 мм,

Опирание тяжей (тросов) на деревянные элементы должно производиться перпендикулярно направлению усилия через металлические прокладки. Тросы (тяжи) должны закрепляться скобами для предотвращения соскальзывания.

35.3 При проектировании свайных якорей должны быть выполнены следующие расчеты:

- на прочность сечения столбов, плиты (щита);
- глубина заделки столбов.

35.4 Расчет прочности свайного якоря должен производиться на уровне на 0.75 м ниже поверхности грунта и без учета отпора верхней части грунта. Момент сопротивления якоря из пакета бревен принимается равным сумме моментов сопротивлений отдельных бревен (брусьев), т.е. без учета их совместной работы. При устройстве врубки в месте опирания троса (тяжа) дополнительно проверяется опорное сечение.

35.5 Глубина закопки столба якоря h (м) и размеры опорной плиты a, b, d (рисунок 35.1) должны назначаться из условия $h > 1.15\ t_o$

$$P(H+t_o)=\gamma\ tg^2(45+\frac{\varphi}{2})\left\{\frac{(2a+0.4)}{2}d^2(t_o-\frac{2}{3}d)+\frac{(b+0.5t_o tg\varphi)t_o^3}{6}\right\} \qquad (35.1)$$

Значения φ и γ для закопанных якорей должны приниматься по приложению 11 как для насыпного грунта.

Свайные якоря должны проверяться на выдергивание от действия составляющей, направленной вдоль свай (как висячая свая, работающая на трение).

35.6 Сечение элементов плиты должно рассчитываться в предположении равномерного реактивного давления по всей площади плиты.

35.7 При расчете закопанных закладных якорей в виде закрытой в землю плиты или горизонтального бревна (пакета бревен) со щитом или без (рисунок 35.1) расчет по несущей способности производится по формуле:

$$N^{p}_{в} = \frac{1}{\gamma_{п}}\left[N_{п} + 0{,}9 g_{ф} \cos\beta \right] \qquad (35.2)$$

где $N^{p}_{в}$ — расчетная выдергивающая сила, передаваемая на плиту якоря;

$\gamma_{п}$ — коэффициент надежности по назначению:

$\gamma_{п}$ = 1,0 — для устройств горизонтальной перекатки;

$\gamma_{п}$ = 1,2 — для сухопутных анкеров плавучих систем и анкеров лебедок, работающих на подъем;

$g_{ф}$ — вес плиты якоря;

β — угол наклона силы $N^{p}_{в}$ к вертикали;

$N_{П}$ — несущая способность основания плиты якоря

$$N_{П} = \gamma_{з} V \cos\beta + \sum \omega_{i} c_{o} \sin(\beta + \alpha_{i}) \qquad (35.3)$$

где $\gamma_{з}$ — удельный вес насыпного грунта засыпки;

V — объем обелиска выпирания, определяемый по рисунку 35.2;

ω_{i} — площадь боковой поверхности грани обелиска выпирания;

c_{o} = 0.5 c , где c — удельное сцепление грунта;

α_{i} — углы наклона к вертикали граней обелиска выпирания (см. рисунку 35.2);

φ — угол внутреннего трения насыпного грунта засыпки.

35.8 Расчет прочности сечений самой плиты (пакет бревен) производится на равномерно распределенную по площади нагрузку интенсивностью $1.1\frac{N^{p}_{в}}{F}$, где F — площадь плиты (пакета).

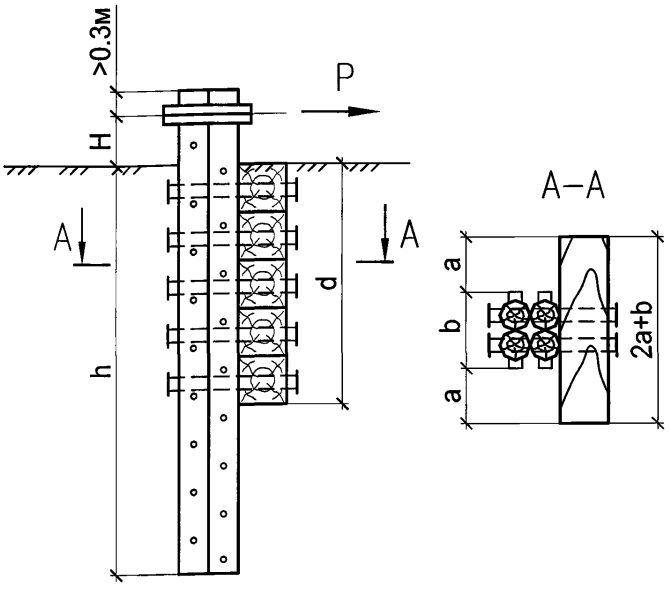


Рисунок 35.1 — Свайный якорь

35.9 Наземные якоря проверяют на подъем и сдвиг.

На подъем якоря проверяют по формуле: $Q \geq 1.5 P \sin\alpha$ (35.4)

где Q — вес якоря;

P — расчетное усилие на якорь;

α — угол наклона усилия P к горизонту.

Проверку якоря на сдвиг производят по формуле:

$$(Q - P \sin\alpha) f \geq 1.8 \ P \cos\alpha \qquad (35.5)$$

где f — коэффициент трения нижней поверхности якоря о грунт.

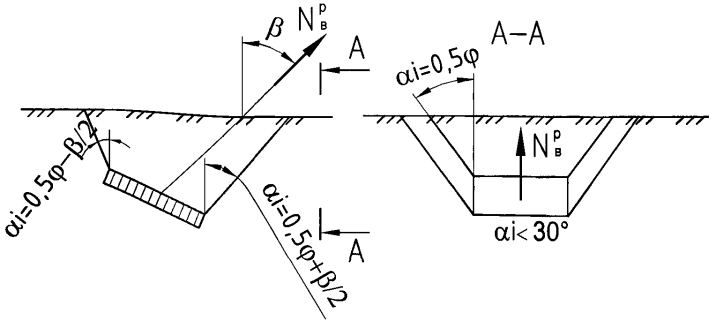


Рисунок 35.2 — Расчетная схема закопанного закладного якоря

36 Устройства для производства работ со льда

36.1 В зимних условиях допускается устраивать ледовые дороги и размещать на льду грузоподъемное (краны, копры) и технологическое оборудование.

36.2 При определении грузоподъемности ледяного покрова для автодорог следует использовать данные таблицы 36.1, составленной для зимнего льда. Грузоподъемность льда весной уменьшается вдвое. При появлении на льду воды нагрузка на лед должна быть снижена на 80%. При измерениях учитывается только толщина прочных слоев льда. Слой снежного и пористого, пропитанного водой, льда из общей толщины исключается.

36.3 При забивке шпунта, свай и в других случаях, когда нагрузка длительное время находится на льду, требуемая толщина льда должна приниматься на 30 % больше значений, приведенных в таблице 36.1.

Допускаемое время 1(ч) нахождения фактической нормативной нагрузки $Q_{нф}$ определяется с учетом зависимости:

$$t = 200\left[\frac{(Q_n - Q_{нф})^2}{Q_n Q_{нф}}\right]^3 \qquad (36.1)$$

где Q_n — наибольшая нормативная нагрузка по таблице 36.1.

Таблица 36.1

Наименование груза	Наибольшая нормативная нагрузка Qn *, кН(тс)	Толщина ледяного покрова, см	Минимальное расстояние от кромки майны, м
Человек со снаряжением	1 (0,1)	10	5
Автомашина (трактор)	35 (3,5)	25	19
То же	65 (6,5)	35	25
»	85 (8,5)	39	25
»	100 (10,0)	40	26
»	200 (20,0)	55	30
»	400 (40,0)	95	38
* — данные приведены при стабильной отрицательной температуре			

36.4 Для увеличения грузоподъемности льда допускается послойное замораживание его поверх ледяного покрова на толщину не более 30 % его начальной толщины. В расчетах грузоподъемности учитывают приведенную толщину льда $h=h_1+0,7h_2$,

где h_1 — толщина естественного и h_2 — искусственно полученного льда.

Для повышения грузоподъемности ледяного покрова толщиной менее 30 см допускается также укладывать верхнее строение из деревянных поперечин и прогонов с заливкой их водой и замораживанием. При этом длина поперечин должна быть на 2 м больше ширины груза. Поперечины должны укладываться с шагом 0.4 ÷ 0.5 м с укладкой поверх их со стыками в разбежку колей из бревен или брусьев.

Доля нагрузки $Q_л$, кН (тс), приходящейся на ледяной покров, определяется формулой:

$$Q_л = \frac{P}{1+k} \qquad (36.2)$$

где

$$k = \frac{J_п E_п}{b_п h_л^3 E_л} \qquad (36.3)$$

где $J_п$ $E_п$ — жесткость поперечины, Н.см^2, (кгс.см^2)

$b_п$ — шаг укладки поперечин, см;

$h_л$ — толщина льда, см;

$E_л$ — модуль упругости льда, равный 10^7 Н/см^2 (10^6 кгс/см^2);

P — общая нагрузка, кН (тс).

36.5 При установке копров на льду под передние, наиболее нагруженные, части копров должны укладываться щиты из бревен диаметром 20 см длиной на 3 м больше ширины копра.

Майна для опускания свай должна иметь минимально необходимые размеры и раскрываться по мере забивки свай.

36.6 Устройство ледовых дорог допускается на расстоянии не менее 100 м от полыней. Дороги должны проектироваться с односторонним движением и расположением дороги противоположного направления на расстоянии 150 м. Сопряжения дорог с берегом (рисунок 36.1) должны обеспечивать надежность переходного участка.

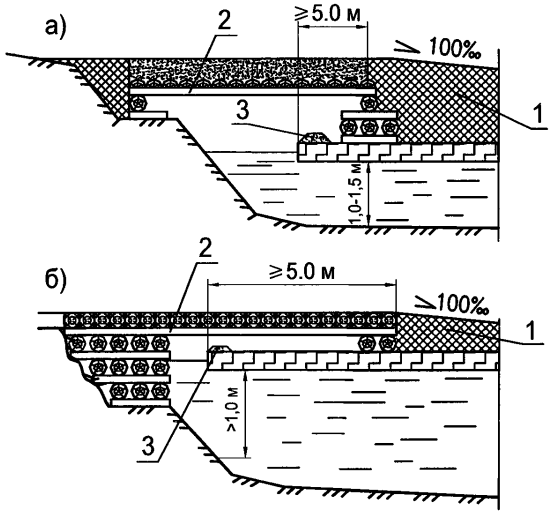


Рисунок 36.1 — Сопряжение ледовой дороги с берегом

а — шпальная клетка на льду; б — шпальная клетка на берегу;

1 — снежно-хворостяная гать; 2 — прогоны; 3 — снежный валик

37 Самоподъемные плавучие платформы

37.1 Самоподъемная плавучая платформа (СПП) представляет собой понтон, оснащенный опорными колоннами, которые могут опускаться и подниматься внутри шахт в корпусе понтона. С помощью электромеханических подъемников понтон может быть поднят на опорных колоннах, опертых на дно водоема, и закреплен на них над уровнем плавания.

37.2 Таким образом, самоподъемная плавучая платформа может быть использована при строительстве мостов на акватории и как плавучая система и как опора с высоким свайным ростверком.

Функционально СПП могут применяться в качестве:

— плавучих опор для перевозки пролетных строений при сооружении новых и разборки старых мостов;

— плавучих систем для размещения копрового, кранового и другого необходимого оборудования при сооружении причальных стенок из металлического или железобетонного шпунта;

— плашкоутов для размещения на них плавучих бетонных заводов, деррик-кранов и другого оборудования;

— рабочих островков для размещения технологического оборудования при сооружении опор мостов на акваториях;

— временных опор при сооружении способами продольной надвижки, а также при демонтаже, ремонте и восстановлении пролетных строений мостов;

— рабочего мостика для пропуска и работы транспортных средств и механизмов;

— временного причала с размещением на нем тяжелого кранового оборудования.

37.3 При проектировании СПП расчетные схемы конструкции должны учитывать и отражать виды функционального назначения проектируемой платформы.

37.4 Расчет самоподъемных платформ должен производиться по первому и второму предельным состояниям на нагрузки и воздействия в их невыгодном сочетании.

Сочетание нагрузок необходимо принимать в зависимости от того, в каком качестве применяется СПП — рабочий островок, временная опора, плавучая опора, рабочий мостик, временный причал, плашкоут и т.д. в соответствии с указаниями соответствующих разделов настоящего стандарта.

37.5 При разработке ППР с применением СПП в каждом конкретном случае необходимо комплексно учитывать конструктивные особенности сооружаемой конструкции, гидрологические характеристики водоема, применяемый набор технологического оборудования.

37.6 При сооружении опор на акваториях с небольшим перепадом уровней в строительный период и небольшими скоростями течения воды допускается выполнять работы с платформ жестко не закрепленных на колоннах. В этом случае, необходимо с помощью пригруза или балластировкой ограничить крен и дифферент платформ в допускаемых техническими нормами применяемого оборудования пределах.

37.7 При сооружении фундаментов опор с применением одной СПП (рабочий мостик по консольной схеме) рекомендуется после сооружения ближнего к СПП ряда буровых свай укладывать на него распределительный пакет и, увеличив консоль рабочего мостика, сооружать буровые сваи второго ряда. Таким образом, можно уйти от необходимости переставлять СПП на новую стоянку.

37.8 При применении СПП в качестве временных опор для надвижки или перекатки пролетных строений, при монтаже в навес рекомендуется закреплять СПП на колоннах на уровне плавания. В этом случае при подъеме уровня воды в водоеме необходимо обеспечить балластировку всех отсеков понтонов. При понижении уровня воды, балласт необходимо своевременно сбрасывать.

37.9 При разработке ППР необходимо предусмотреть мероприятия, исключающие воздействие ледовых нагрузок, превышающих расчетные. В период ледостава вокруг СПП следует поддерживать майну.

37.10 В случае прогнозируемого мощного ледохода следует на этот период либо снимать СПП с рабочих стоянок, либо обстраивать их соответствующими ледорезами.

37.11 Глубину погружения колонн СПП в грунт дна следует назначать, исходя из расчетных нагрузок и с учетом возможного размыва дна.

37.12 В зависимости от вида работ СПП необходимо оснащать различными дополнительными обустройствами: рабочими мостиками, бортовыми опорными пакетами, устройствами подвески на колоннах, опорами, соединительными элементами.

37.13 Рабочие мостики под буровые станки и копровые установки устраиваются, как правило, из элементов МИК-П либо из индивидуального металла с железобетонными плитами проезжей части. По статической схеме рабочие мостики могут быть как балочными на двух опорах (при использовании двух СПП), так и консольными (при использовании одной СПП).

37.14 Рабочие мостики передают нагрузку на СПП через специально устраиваемые по борту СПП опорные пакеты. По этим пакетам рабочие мостики перемещаются с помощью домкратов вдоль борта СПП вместе с установленными на них механизмами.

37.15 При консольной схеме рабочего мостика задний конец его необходимо либо пригружать противовесом, либо заводить под специально устраиваемую анкерную балку.

37.16 Для закрепления понтона на колоннах, погруженных в грунт дна, можно использовать штатные электромеханические подъемники, либо специальные обустройства. Конструкции этих специальных обустройств могут быть как одноразовыми, так и инвентарными. В качестве одноразового крепления могут служить проушины, привариваемые к колонне, выступающей

над палубой понтона. Подвеска последнего к проушинам осуществляется серьгами, нижние концы которых заводят в специальные карманы понтона и закрепляют пальцами. В качестве инвентарных обустройств могут служить закладные пальцы, закрепленные в проушинах, вваренных в понтон. Закрепление понтона к колоннам в этом случае осуществляется заведением концов закладных пальцев в "окна" стальных реек, имеющихся на колоннах.

37.17 Опоры, размещаемые на палубе СПП, могут сооружаться из элементов МИК-С либо из индивидуалыюго металла. Опоры могут устанавливаться на железобетонные плиты, уложенные на песчаную подушку на палубе понтона. В этом случае для предотвращения выдувания песка из-под плит необходимо устраивать прибетонку по контуру плитного основания. Значительные нагрузки с помощью обстройки следует передавать в места расположения шахт, которые усилены системой переборок понтона.

В справочном приложении 26 приведены характеристики самоподъемной плавучей опоры.

38 Опалубка монолитных конструкций [1)]

А Общие требования

38.1 Указания настоящего раздела распространяются на проектирование опалубки монолитных конструкций, а также опалубки швов и стыков сборных и сборно-монолитных конструкций.

38.2 Опалубка и опалубочные работы должны выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ Р 52085-2003 и ГОСТ Р 52086-2003.

38.3 Конструкция опалубки должна обеспечивать:

а) прочность, жесткость, неизменяемость форм;

б) проектную точность размеров конструкции;

в) герметичность формообразующих поверхностей;

[1)] Опалубка в общем случае не относится к СВСиУ. Разработка чертежей опалубки производится по отдельному договору с Подрядчиком или Заказчиком

г) химическую нейтральность формообразующих поверхностей к бетонной смеси;

д) минимальную адгезию к схватившемуся бетону (кроме несъемной);

е) температурно-влажностный режим, необходимый для твердения и набора бетоном проектных требований;

ж) другие требования (см. ГОСТ Р 52085-2003).

38.4 Для изготовления опалубки разрешается применять:

– пиломатериалы хвойных и лиственных пород по ГОСТ 8486 и ГОСТ 2695;

– фанеру бакелизированную марок ФБС и ФБСВ толщиной 10 мм и более по ГОСТ 11539;

– фанеру клееную марок ФСВ, ФК, ФБА толщиной 8 мм и более по ГОСТ 3916;

– древесноволокнистые плиты твердые и сверхтвердые по ГОСТ 4598.

Лиственницу не разрешается, а пихту не рекомендуется применять в гвоздевых конструкциях; древесноволокнистые плиты следует защищать от длительного увлажнения.

Для металлических деталей опалубок должны применяться стали марок, указанных в разделе 11.

Толщина досок должна назначаться по расчёту, но не менее 19 мм, а для многократно оборачиваемых щитов — 25 мм. Толщина металлических элементов (косынок, уголков, шайб) должна быть не менее 4 мм.

Ширина досок опалубки должна быть не более 15 см; на закруглениях ширина реек должна быть не более 5 см.

Ширина досок опалубок стыков и швов при изготовлении их из одной доски не ограничивается.

Доски должны сплачиваться в четверть.

Поддерживающие элементы опалубки должны выполняться главным образом из стали. В качестве палубы может применяться металл, фанера, древесина, древесно-волокнистые плиты, синтетические материалы. Одним из наиболее эффективных материалов для палубы является фанера с водостойким синтетическим покрытием (типа финской).

38.5 Для обеспечения нормативной оборачиваемости фанерной и деревянной палубы её торцы должны быть защищены от увлажнения водостойким герметиком, а от механических повреждений пластмассовыми или металлическими обоймами.

38.6 Смазки для опалубки должны отвечать следующим основным требованиям:

– обладать хорошей адгезией к материалу опалубки и плохой к бетону;

– не растворяться в воде, не оставлять на бетоне тёмных и масляных пятен;

– не вызывать коррозии стальной опалубки;

– хорошо удерживаться на формующих поверхностях опалубки;

– быть безвредными для организма человека и пожаробезопасными.

Основным критерием эффективности смазок является степень снижения сцепления между бетоном и опалубкой по сравнению со сцеплением эталонных (несмазанных) образцов.

38.7 Сопряжения щитов между собой не должны создавать препятствий при распалубке.

38.8 Внутренние (входящие), прямые и острые углы опалубки в целях предохранения углов бетонных конструкций от повреждений должны скругляться. В деревянной опалубке рекомендуется нашивать рейки с размером сторон 25 мм (если проектом конструкции не предусмотрено иное скругление).

38.9 Для взаимного раскрепления элементов опалубки следует применять болты, накладки и тяжи. Проволочные стяжки допускаются только для подземных конструкций. Количество тяжей должно быть по возможности меньшим (за счёт более мощных ребер, кружал и стоек опалубки). Для видимых бетонных поверхностей должны устанавливаться тяжи со съёмными наконечниками (рисунок 38.1).

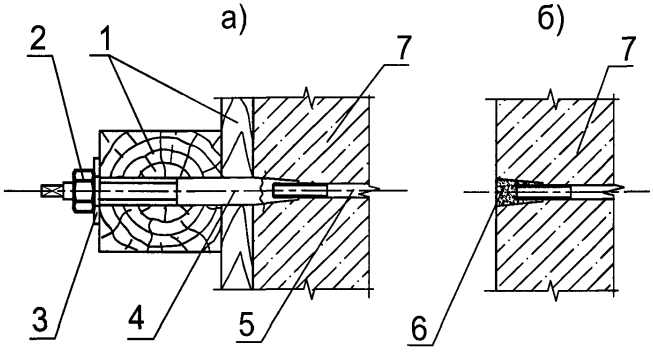


Рисунок 38.1— Тяжи со съемными наконечниками

а — при установленной опалубке; б — после снятия опалубки;

1 — элементы опалубки; 2 — гайка; 3 — шайба;

4 — съемный конический наконечник; 5 — стяжка, остающаяся в бетоне;

6 — заделка раствором; 7 — бетон конструкции.

38.10 Разборка опалубки должна производиться, как правило, поворотом щитов.

В конструкциях щитов должны предусматриваться строповочные приспособления и устройства для отрыва щита от бетона.

Б Расчет элементов опалубки

38.11 При проектировании опалубок должны быть проверены расчетом:

а) прочность отдельных щитов при перевозке и установке;

б) прочность и устойчивость положения собранной опалубки и отдельных щитов при действии собственного веса, напора и отсоса от ветровой нагрузки;

в) прочность и деформация отдельных элементов опалубки во время бетонирования (при сочетаниях нагрузок, приведенных в таблице 38.1);

г) усилия и прочность щитов опалубки при отрыве;

д) прочность узлов крепления наружных вибраторов.

Прогибы изгибаемых элементов опалубки при бетонировании не должны превышать 1/400 пролёта для лицевых поверхностей надземных конструкций и 1/200 для прочих конструкций.

38.12 В зависимости от материала элементы опалубки рассчитываются в соответствии с требованиями СНиП II-23-81, СП 53-102-2004 (стальные) и СНиП II-25-80 (деревянные). Нагрузки принимаются согласно пункту 7.21 настоящего СТО.

38.13 Деревянную опалубку разрешается рассчитывать путем последовательной проверки отдельных её элементов на действующие нагрузки в невыгодных сочетаниях (см. таблицу 38.1).

По расчёту должны определяться минимальные сечения обшивки, ребер, прогонов, поддерживающих конструкций, тяжей, анкеров, болтов.

38.14 Доски обшивки опалубки рассчитываются с учётом их неразрезности. Пролет досок принимается равным расстоянию между рёбрами.

Доски горизонтальных поверхностей опалубки рассчитываются на равномерно распределенную по их длине вертикальную нагрузку в сочетаниях, приведенных в таблице 38.1.

Палуба, настилы и непосредственно поддерживающие их элементы должны проверяться на сосредоточенную нагрузку от массы рабочего с грузом 1300 Н (130 кгс), либо от давления колёс двухколесной тележки 2500 Н (250 кгс) или иного сосредоточенного груза в зависимости от способа подачи бетонной смеси, но не менее 1300 Н (130 кгс).

Таблица 38.1

Наименование силового воздействия	Сочетания нагрузок на рассчитываемые элементы				
	опалубка плит	опалубка колонн и стен	боковая опалубка прогонов и ригелей	бнища прогонов и ригелей	боковая опалубка фундаментов и тела опор
Собственный вес опалубки	$\frac{+}{+}$	—	—	$\frac{+}{-}$	—
Вес свежеуложенной бетонной смеси	$\frac{+}{+}$	—	—	$\frac{+}{-}$	—
Вес арматуры	$\frac{+}{+}$	—	—	$\frac{+}{-}$	—
Нагрузка от людей, инструмента и мелкого оборудования	$\frac{+}{-}$	—	—	—	—
Вертикальная нагрузка от вибрирования бетонной смеси	—	—	—	$\frac{+}{-}$	—
Давление свежеуложенной бетонной смеси на боковые элементы опалубки	—	$\frac{+}{+}$	$\frac{+}{+}$	—	$\frac{+}{+}$
Горизонтальная нагрузка от сотрясений при выгрузке бетона	—	$\frac{+}{-}$	—	—	$\frac{+}{-}$
Горизонтальное давление от вибрирования бетонной смеси	—	$\frac{+}{-}$	$\frac{+}{-}$	—	—

Примечания

1 В числителе указаны нагрузки, учитываемые при расчете по первому, в знаменателе — по второму предельным состояниям.

2 Коэффициенты сочетаний для всех видов нагрузки $\eta_C = 1$.

3 При расчёте прогонов, тяжей, подкосов и др. нагрузка от сотрясений при выгрузке принимается действующей в пределах площади 3.0м^2 при наиболее невыгодном расположении нагрузки.

При ширине досок палубы или настила менее 150 мм указанный сосредоточенный груз распределяется на две смежные доски.

Доски вертикальных поверхностей опалубки рассчитывают:

а) горизонтально расположенные — на равномерно распределенную по их длине горизонтальную нагрузку в сочетаниях, приведенных в таблице 38.1;

б) вертикально расположенные — на нагрузку, соответствующую расчетной эпюре давления бетона (см. раздел 7), приложенную в первом нижнем пролете при определении максимального пролетного момента и прогиба, и во втором пролете — при определении максимального опорного момента.

38.15 Рёбра, несущие обшивку, рассчитываются как балки, расчетная схема которых устанавливается в соответствии с конструктивным решением опалубки (многопролетные, однопролетные, консольные).

Нагрузка на горизонтальные ребра имеет постоянную интенсивность, равную вертикальной или горизонтальной расчетной нагрузке на погонный метр ребра.

Нагрузка на вертикальные ребра соответствует расчетной эпюре бокового давления бетона, измененной пропорционально расстоянию между рёбрами по горизонтали.

38.16 Горизонтальные кружальные рёбра для опалубки опор с полукруглым очертанием носовой и кормовой частей, не имеющие опорных стоек, рассчитываются на растяжение усилием:

$$N = 0{,}5\, q\, d \quad , \qquad (38.1)$$

где d — диаметр окружности (ширина опоры);

q — интенсивность нагрузки на ребро.

На это же усилие рассчитывается количество гвоздей, соединяющих отдельные доски в кружальное ребро, и прикрепление кружального ребра к прямолинейным рёбрам в точках А и В (рисунок 38.2).

38.17 Прогоны, стойки и обвязка (для случая горизонтальных досок обшивки), служащие опорами рёбер, рассчитываются как разрезные или неразрезные балки, загруженные сосредоточенными грузами — опорными реакциями ребер.

Опорами прогонов служат насадки подмостей, опорами стоек — стяжки или подкосы, опорами обвязки — стяжки или анкерные тяжи.

Если тяжи поставлены в каждом пересечении рёбер со стойками или обвязками, последние на изгиб не рассчитываются, являясь, однако, необходимыми монтажными элементами каркаса опалубки.

При определении сечений рёбер, стоек и обвязки следует учитывать их ослабление болтами, тяжами и анкерами.

38.18 Тяжи и анкеры рассчитываются на опорные реакции от стоек или обвязок. Для случая, изображенного на рисунке 38.2, усилие в крайнем тяже АВ (от 1 пог.м по высоте опоры) равно:

$$S = q\frac{d+c}{2}, \qquad (38.2)$$

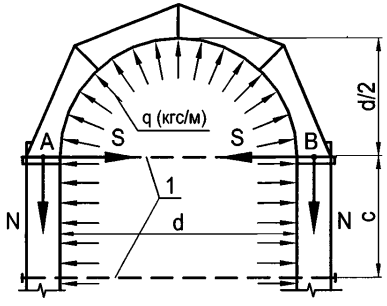


Рисунок 38.2 — Расчетная схема кружальных ребер опалубки опор

1 — тяжи

38.19 Изгибающие моменты и прогибы при расчетё элементов опалубки с учетом их неразрезности допускается определять по следующим приближенным формулам:

от равномерно распределенной нагрузки q:

максимальный момент: $M = \frac{q\ell^2}{10}$, (38.3)

максимальный прогиб: $f = \frac{q\ell^4}{128EJ}$, (38.4)

от сосредоточенной силы P:

максималъный момент: $M = \frac{P\ell^2}{5}$, (38.5)

максимальный прогиб: $f = \frac{P\ell^4}{77EJ}$, (38.6)

38.20 При расчете опалубки на стадиях перевозки и монтажа собственный вес конструкций должен приниматься с динамическим коэффициентом 1.1.

38.21 При расчёте усилий отрыва в момент распалубки прямолинейных участков инвентарной опалубки сила сцепления с бетоном учитывается в виде распределенной нагрузки нормальной к рабочей поверхности опалубки.

Если отделение формы от поверхности бетона происходит путем параллельного перемещения (например, извлечение коробов) , то нормативное усилие принимают равным произведению площади на величину удельного сцепления q_{max} = 15кН/м^2 (1,5тс/м^2) для деревянной, 10кН/м^2 (1тс/м^2) для пластиковой опалубки.

Если отделение опалубки от поверхности происходит путём поворота опалубки, то величина усилий отрыва определяется в предположении, что удельное сцепление q в любой точке формы определяется по формуле

$$q = \frac{q_{max} r}{R_{max}}, \qquad (38.7)$$

где R_{max} — максимальный радиус точки формы относительно оси поворота;

r — радиус точки, для которой определяется удельное сцепление (рисунок 38.3).

q_{max} — максимальная величина удельного сцепления.

Удельное сцепление опалубки с бетоном q_{max} принимается равным 5 кН/м^2 (0,05 кгс/см^2) — для покрытия из полимерной плёнки,

10кН/м^2 (0,1кгс/см^2) — для деревянной,

8 кН/ м^2 (0,08 кгс/см^2) — для фанерной опалубки

7,5 кН/м^2 (0,075 кгс/см^2) – для стальной опалубки

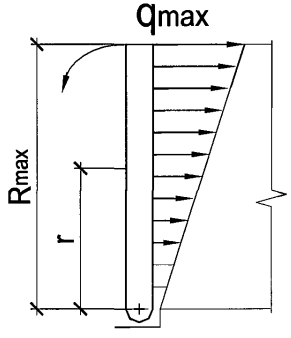


Рисунок 38.3 — Расчетная схема давления для определения сцепления с бетоном прямоугольного участка опалубки

38.22 Детали опалубки и крепления, воспринимающие нагрузку от наружных вибраторов, должны быть рассчитаны на прочность при действии возмущающей силы вибратора. Величина возмущающей силы принимается по паспорту вибратора с учетом динамического коэффициента равного 1,3.

В Расчет утепления опалубок

38.23 Выбор наиболее экономичного метода выдерживания бетона при зимнем бетонировании монолитных конструкций в зависимости от типа и массивности конструкций для различных значений температуры наружного воздуха делается согласно рекомендациям приложения 9 СНиП 3.03.01-87.

Теплотехнический расчет опалубки делается по общим правилам теплотехнических расчетов ограждающих конструкций при этом рекомендуется учитывать выделение тепла в массиве твердеющего бетона за счёт экзотермии цемента, величина которой принимается по данным строительной лаборатории для конкретного вида применяемого цемента.

38.24 При бетонировании зимой монолитных опор толщиной более 2 м методом термоса требуемое термическое сопротивление опалубки R рекомендуется применять по графику рисунка 38.4 в зависимости от ожидаемой температуры наружного воздуха в период выдержки бетона.

Для конструкций, в которых замораживание бетона допускается при 100% прочности (северное исполнение, зона ледохода), значения R по графику рисунка 38.4 должны увеличиваться на 30 %.

При известной величине термического сопротивления R толщина слоёв ограждения (утепления) δ_i определяется с использованием зависимости:

$$R = \beta \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \qquad (38.8)$$

где δ_i — толщина каждого слоя ограждения, м;

λ_i — расчетная величина коэффициента теплопроводности каждого слоя ограждения (таблица 38.2);

β — поправочный коэффициент, учитывающий влияние ветра;

$\beta = 0.6$ — для ожидаемых скоростей ветра менее 5 м/с и

$\beta = 0.4$ — для бóльших скоростей.

Примечания

1 Требования пункта 38.24 распространяются на опалубку, в которую укладывается бетонная смесь с температурой не ниже 15 °С.

2 При бетонировании сборно-монолитных опор термическое сопротивление определяется с учетом сборных контурных элементов.

Таблица 38.2

Наименование материала	Коэффициент теплопроводности λ_i, Вт/м°С
Бетон	2.03
Дерево	0.23
Вата минеральная	0.06
Опилки	0.24
Пенопласт	0.06
Толь	0.17
Асбест	0.06
Сталь	52.0
Фанера	0.17
Оргалит	0.06

38.25 Для утепления опалубки рекомендуется применение эффективных утеплителей с плотностью не выше 200 кг/м^3 .

38.26 При устройстве опалубки швов в боковой поверхности сборно-монолитных опор опалубка должна утепляться с наружной стороны (если не устраивается общее утепление контурных блоков).

Термическое сопротивление R утепления должно соответствовать термическому сопротивлению сборных блоков, равному 0.3δ м^2 °С/Вт,

где δ — толщина блоков в м.

38.27 Утепленная опалубка стыков (швов) должна заходить на сборный элемент не менее, чем на 50 см. При этом в пределах крайнего участка от начала сборного элемента до конца опалубки утепление должно уменьшаться от расчетной величины (кривая R_1 на рисунке 38.4) до нуля.

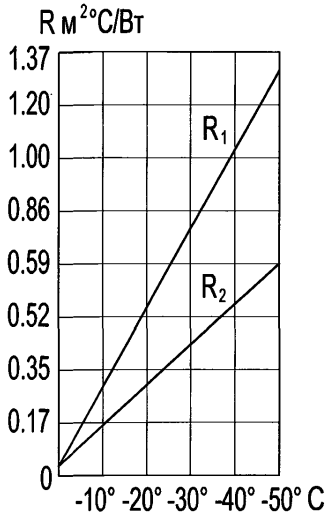


Рисунок 38.4 — Кривые зависимости оптимального термического сопротивления боковых поверхностей опоры R(в м^2 °С/Вт) от расчетной температуры наружного воздуха, °С (R_1 - для торцовых поверхностей и боковых частей поверхности, прилегающих на 2 м к углам опоры; R_2 - для остальных частей боковых поверхностей).

38.28 Опалубка с перифирийным искусственным прогревом допускается только для стыков (швов) замоноличивания сборных конструкций и монолитньгх бетонных конструкций сечением не свыше 60 х 60 см.

38.29 Массивные опоры должны выдерживаться в тепляках с температурой внутри помещения от +5 до + 10°С. Между поверхностью опалубки или неопалубленной поверхностью бетона и конструкцией тепляка должен быть зазор не менее 20 см.

В помещении тепляка должно быть не менее двух выходов для людей.

38.30 При проектировании опалубки с паровыми рубашками необходимо руководствоваться следующими указаниями:

а) паровые рубашки допустимо применять только для конструкций сечением бетона не свыше 60 х 60 см;

б) термическое сопротивление наружной обшивки рубашки должно приниматься в зависимости от температуры наружного воздуха по кривой R_1 (см. рисунок 38.4).

в) для равномерного прогрева вертикальных конструкций их паровые рубашки надлежит разделять на отсеки высотой не более 3 ÷ 4 м, причём необходимо предусматривать самостоятельную подачу пара снизу в каждый отсек;

г) ввод пара в паровые рубашки прогонов, балок, ригелей необходимо предусматривать не реже, чем через 2 ÷ 3 м по их длине, а в паровые рубашки плит - не менее, чем один ввод на каждые 5 ÷ 8 $м^2$ поверхности;

д) должны быть предусмотрены мероприятия для удаления конденсата и предотвращения образования сосулек льда.

Приложения

Приложение 1
(Справочное)

Перечень стандартов, на которые в тексте СТО даются ссылки

ГОСТ Р 1.4-2004	Стандарты отраслей, стандарты предприятий, стандарты научно-технических обществ и других общественных объединений. Общие положения.
ГОСТ Р 1.5-2004	Общие требования к построению, изложению, оформлению и содержанию стандартов.
ГОСТ 12.4.059-89	ССБТ. Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия.
ГОСТ Р 50849-96	Пояса предохранительные. Общие технические условия.
ГОСТ 12.4.107-82	ССБТ. Канаты страховочные. Общие технические требования.
ГОСТ 78-2004	Шпалы деревянные для железных дорог широкой колеи. Технические условия.
ГОСТ 380-2005	Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки.
ГОСТ 535-2005	Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества.
ГОСТ 1050-88*	Прокат сортовой калиброванный со спецотделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия. Нормы и метод определения.
ГОСТ 1451-77	Краны грузоподъёмные. Нагрузка ветровая.
ГОСТ 1497-84*	Металлы. Методы испытания на растяжение.
ГОСТ 2695-83*	Пиломатериалы лиственных пород. Технические условия.
ГОСТ 2789-73	Шероховатость поверхности. Параметры и характеристики.
ГОСТ 3916.1-96*	Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия.
ГОСТ 3916.2-96*	Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона хвойных пород. Технические условия.
ГОСТ 4543-71	Прокат из легированной конструкционной стали. Технические условия.
ГОСТ 4598-86*	Плиты древесноволокнистые. Технические условия.

ГОСТ 4781-85*	Профили стальные горячекатаные для шпунтовых свай. Технические условия.
4784-97*	Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки.
ГОСТ 6996-66*	Сварные соединения. Методы определения механических свойств.
ГОСТ 7268-82	Сталь. Методы определения склонности к механическому старению по испытанию на ударный изгиб.
ГОСТ 7564-97	Прокат. Общие правила отбора проб, заготовок и образцов для механических и технологических испытаний.
ГОСТ 7565-81	Чугун, сталь и сплавы. Методы отбора проб для химического состава.
ГОСТ 7566-94*	Металлоконструкция. Приёмка, маркировка, упаковка, транспортирование и хранение.
ГОСТ 8486-86*	Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия.
ГОСТ 8731-74*	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические условия.
ГОСТ 8732-78	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент.
ГОСТ 9238-83	Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колени 1520 мм.
ГОСТ 9454-78	Металлы. Методы испытания на ударный изгиб при пониженной, комнатной и повышенных температурах.
ГОСТ 9462-88*	Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия.
ГОСТ 9463-88*	Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия.
ГОСТ 9467-75*	Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы.
ГОСТ 10007-80*	Фторопласт-4. Технические условия.
ГОСТ 10704-91	Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент.
ГОСТ 11530-93	Болты для рельсовых стыков железнодорожного пути. Технические условия.

ГОСТ 11539-83*	Фанера бакелизированая. Технические условия.
ГОСТ 12135-75*	Прокладка костыльного скрепления к железнодорожным рельсам типа Р50.
ГОСТ 14637-89*	Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия.
ГОСТ 15150-69*	Машины, приборы и другие технические изделия. Исполнения для различных климатических районов.
ГОСТ 16277-93	Подкладки раздельного скрепления к железнодорожным рельсам типов Р50, Р65, Р75.
ГОСТ 16338-85*	Полиэтилен низкого давления. Технические условия.
ГОСТ 16350-80	Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей.
ГОСТ 19128-73*	Накладки двухголовые к рельсам типа Р50. Конструкция и размеры.
ГОСТ 19281-89*	Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия.
ГОСТ 21778-81	Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения
ГОСТ 23118-99	Конструкции металлические строительные. Общие технические условия.
ГОСТ 24258-88	Средства подмащивания. Общие технические условия.
ГОСТ 25100-95	Грунты. Классификация.
ГОСТ 25546-82*	Краны грузоподъемные. Режимы работы.
ГОСТ 26887-86	Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ. Общие технические условия.
ГОСТ 26775-97	Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях. Нормы и технические требования.
ГОСТ 27321-87	Леса стоечные приставные для строительно-монтажных работ. Технические условия.
ГОСТ 27751-88*	Надежность строительных конструкций и оснований.
ГОСТ 27772-88*	Прокат для стальных строительных конструкций. Общие ТУ.
ГОСТ 28012-89	Подмости передвижные сборно-разборные. Технические условия.

ГОСТ Р 51248-99	Пути наземные рельсовые крановые. Общие технические требования.
ГОСТ Р 51685-2000	Рельсы железнодорожные. Общие технические условия.
ГОСТ Р 52085-2003	Опалубка. Общие технические условия.
ГОСТ Р 52086-2003	Опалубка. Термины и определения.
ГОСТ Р 52748-2007	Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки. Расчетные схемы нагружения и габариты приближения.
ТУ 5512-001-43181163-02	Фанера облицованная пленками. Технические требования.
ТУ 14-1-5399	Прокат толстолистовой с повышенной огнестойкостью для стальных строительных конструкций.
ТУ 5264-006-01393674-2001	Панели шпунтовые сварные. Технические условия.

Приложение 2
(Справочное)

Перечень нормативных документов, использованных при разработке стандарта

СНиП 23- 01-99*	Строительная климатология
СНиП 2.01.07-85*	Нагрузки и воздействия
СНиП 2.01.09-91	Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах
СНиП 2.02.01-83	Основания зданий и сооружений
СНиП 2.02.03-85	Свайные фундаменты
СНиП 2.02.04-88	Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах
СНиП 52-01-2003	Бетонные и железобетонные конструкции
СНиП II-23-81*	Стальные конструкции
СНиП II-25-80	Деревянные конструкции
СНиП 2.03.06-85	Алюминиевые конструкции
СНиП 2.05.02-85*	Автомобильные дороги
СНиП 2.05.03-84*	Мосты и трубы
СНиП 2.05.07-91*	Промышленный транспорт
СНиП 2.06.04-82*	Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)
СНиП 2.06.07-87	Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения
СНиП 2.07.01-89*	Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений
СНиП 2.09.03-85	Сооружения промышленных предприятий
СНиП 12-01-2004	Организация строительства
СНиП 3.03.01-87	Несущие и ограждающие конструкции
СНиП 3.06.04-91	Мосты и трубы
СНиП 12.03-2001	Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования
СНиП 12.04-2002	Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство

РД-10-117-95	Требования к устройству и безопасной эксплуатации рельсовых путей козловых кранов
РД-10-138-97	Комплексное обследование крановых путей грузоподъемных машин
СП 53-101-98	Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций
СП 52-101-2003	Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения
СП 52-102-2004	Предварительно напряженные железобетонные конструкции
СП 53-102-2004	Общие правила проектирования стальных конструкций
СП 50-101-2004	Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений
СП 50-102-2003	Проектирование и устройство свайных фундаментов
ПВКМ-79	Инструкция по проектированию железобетонных и краткосрочных мостов и труб
ПБ 10-382-00	Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов
---	Указания по устройству и конструкции мостового полотна на железных дорогах

Приложение 3

(Обязательное)

Перечень[1] специальных вспомогательных сооружений и устройств

№№ п/п	Вспомогательные сооружения и устройства	Область применения
1	2	3
1	Вспомогательные опоры.	При продольной надвижке и полунавесной сборке пролетных строений.
2	Пирсы.	При поперечной перекатке пролетных строений.
3	Подмости, рештования, Ограждения.	Для размещения людей, инструмента, оборудования при выполнении технологических операций при сборке и надвижке пролетных строений, а также при сооружении фундаментов и опор.
4	Ограждающие устройства: шпунтовые стенки, перемычки, бездонные ящики.	При сооружении фундаментов постоянных и вспомогательных опор.
5	Самоподъёмные и переставные платформы.	То же.
6	Направляющие каркасы.	При погружении оболочек, устройстве свайных оснований и шпунтовых ограждений.
7	Сборочные подмости и стапели.	Для сборки пролетных строений.
8	Усиление пролетных строений, включая аванбеки и шпренгели.	При продольной надвижке пролетных строений.
9	Приёмные консоли.	При продольной надвижке, навесной и полунавесной сборке пролетных строений.
10	Анкерные устройства.	При навесной и полунавесной сборке пролетных строений.

[1] СНиП 3.06.04 -91

1	2	3
11	Устройство для выборки прогиба пролетных строений.	При продольной надвижке пролетных строений.
12	Ходовые части и накаточные пути.	То же.
13	Устройства для приведения в движение пролетных строений.	То же.
14	Устройства защиты вспомогательных опор от навала судов и ледохода.	При продольной надвижке и полунавесной сборке пролетных строений
15	Плавучие опоры с якорными системами.	Для перевозки на плаву и установки на опоры пролетных строений. В качестве поддерживающей конструкции при продольной надвижке пролетных строений.
16	Плашкоуты из понтонов.	Для установки монтажных кранов, копров и перевозки строительных конструкции и материалов.
17	Подкрановые эстакады.	Для пропуска и работы монтажных козловых кранов.
18	Рабочие мостики.	Для пропуска и работы транспортных средств, строительных и грузоподъёмных машин.
19	Временные причалы.	Для перегрузки массовых грузов и конструкций, а также перевозки людей.
20	Устройства для подводного бетонирования фундаментов.	При подводном бетонировании фундаментов.

Примечания

1 Перечень может быть дополнен (в конкретных случаях) данными из проекта.

2 Проектирование временных и краткосрочных железнодорожных мостов, а также пролетных строений, устанавливаемых временно на капитальные опоры и предназначенных для организованного движения поездов, должно выполняться согласно "Инструкции по проектированию железнодорожных временных и краткосрочных мостов и труб" (ПВКМ-79). .

Приложение 4

(Справочное)

Инвентарные конструкции для производства работ по строительству мостов

Наименование инвентаря	Наименование проектной организации, разработавшей проект, и год разработки	Условия применения при температуре ниже минус 40°С	Примечание
Мостовые инвентарные конструкции стоечные МИК-С2	СКБ Главмостостроя, 2002 г.	Без ограничений	
Мостовые инвентарные конструкции пакетные МИК-П	СКБ Главмостостроя, 1975 г.		
Понтоны типа КС и КС-У	ЦПКБ Главмостостроя, 1951 г.		Понтоны типов КС-У, КС-3, КС-63 и КС-63М взаимозаменяемы
Понтоны типа КС-3	ЦПКБ Главмостостроя, 1953 г.		
Понтоны типа КС-63	ЦПКБ Мостотреста 1963 г.		
Понтоны типа КС-63М	ОАО «Институт Гипростроймост» 2004г.		
Понтоны типа УП-78	ОАО «Институт Гипростроймост» 1978г.		

Приложение 5
(Справочное)

Мостовые инвентарные конструкции стоечные (МИК-С2)

Мостовые инвентарные конструкции стоечные МИК-С2 предназначаются для вспомогательных опор, монтажных подмостей, опор для надвижки пролетных строений, подкрановых эстакад, рабочих мостиков и других конструкций. МИК-С2 можно эксплуатировать в климатическом районе при расчетной температуре минус 60°С.

Основной комплект МИК-С2 состоит из 17 марок: 4 марки стоек (Л1, Л2. ЛУ1, ЛУ2) длиной 4 и 2 м, 5 марок раскосов и распорок (Л5, Л6, ЛУ7, ЛУ8, ЛУ9), одна соединительная планка (Л10), один цельносварной ростверк (Л11) и один тип болта (Л12) диаметром 24 мм (см. ведомость марок).

Стойки запроектированы из труб по ГОСТ 8731-74*. На концах стойки снабжены фланцами для примыкания друг к другу и к ростверкам и фасонками для присоединения раскосов, расположенными в вертикальных плоскостях, проходящих через ось трубы под углом 90° друг к другу. С одной стороны стоек фланцы развиты для присоединения распорок.

На концах распорки и раскосы имеют проушины с отверстием для одного болта диаметром 24 мм и вспомогательным отверстием для наводки на монтаже.

Соединения элементов осуществляются на высокопрочных болтах диаметром 24 мм, закручиваемых обычным ключом с моментом порядка 20-30 кгсм без специальной обработки контактных поверхностей и без контроля величины натяжения.

Марка ростверка Л11 состоит из сварных двутавров и швеллерных связей, объединенных на сварке.

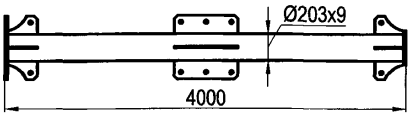
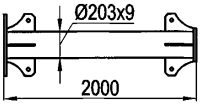
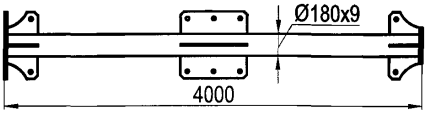
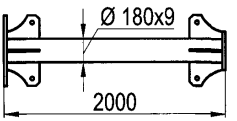
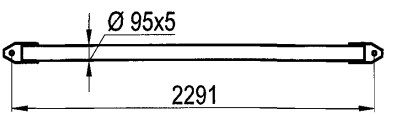
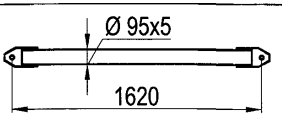
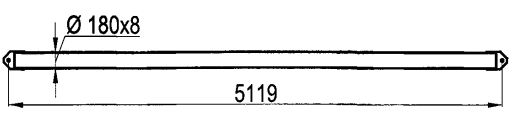
Из элементов стоек, распорок, раскосов и ростверков собирается основной элемент МИК-С2 — башня из 4(8) стоек размером в плане 2х2 м и высотой кратной 2 м (рисунок 5.1).

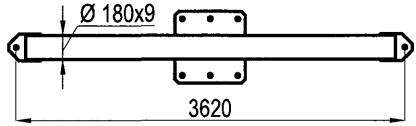
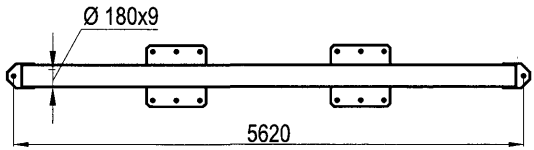
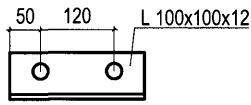
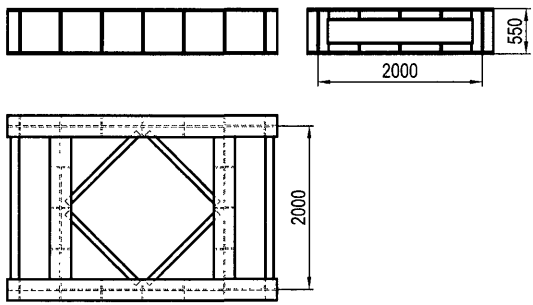
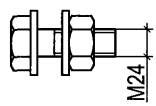
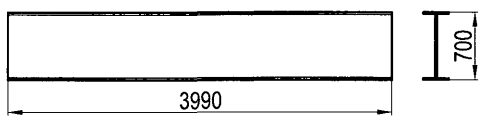
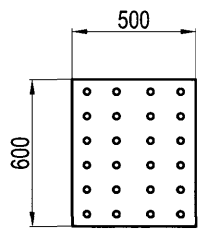
В состав МИК-С2 включен сборный ростверк широкополочного проката с соединением на болтах (марки Л26, Л27, Л28, Л5). Схема сборки ростверка из этих марок приведена на рисунке 5.2. Как правило, ростверк применяют без разборки.

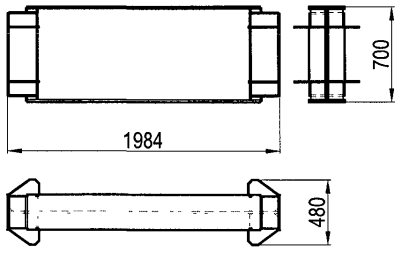
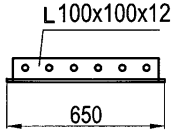
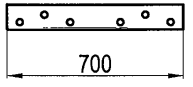
Отдельные башни можно объединить между собой в продольном и поперечном направлениях с помощью раскосов и распорок и в пространственные конструкции опор неограниченного размера. При этом расстояние между башнями может быть 2, 4 и 6 м.

Сборку башен следует производить плоскостными и пространственными секциями, а также из отдельных линейных элементов.

Ведомость марок

Марка	Эскиз марки	Расчетная нагрузка тс	Масса кг
1	2	3	4
Л1		+30; -100 +30; -92	251
Л2		+30; -100	140
ЛУ1		+30; -100 +30; -92	236
ЛУ2		+30; -100	132
Л5		±12	30
Л6		±12	22
ЛУ7		+12	200

1	2	3	4
ЛУ8		+12	273
ЛУ9		+12	273
Л10			3,8
Л11			1975
Л12			0,76
Л26			593
Л24			28

1	2	3	4
Л27			365
Л28			11
Л29			6,3

Примечания

1 Расчетные нагрузки для Л1 и ЛУ1 указаны в числителе для свободной длины ℓ = 200 см, в знаменателе для ℓ = 400 см.

2 Нагрузки для раскосов указаны по прикреплению.

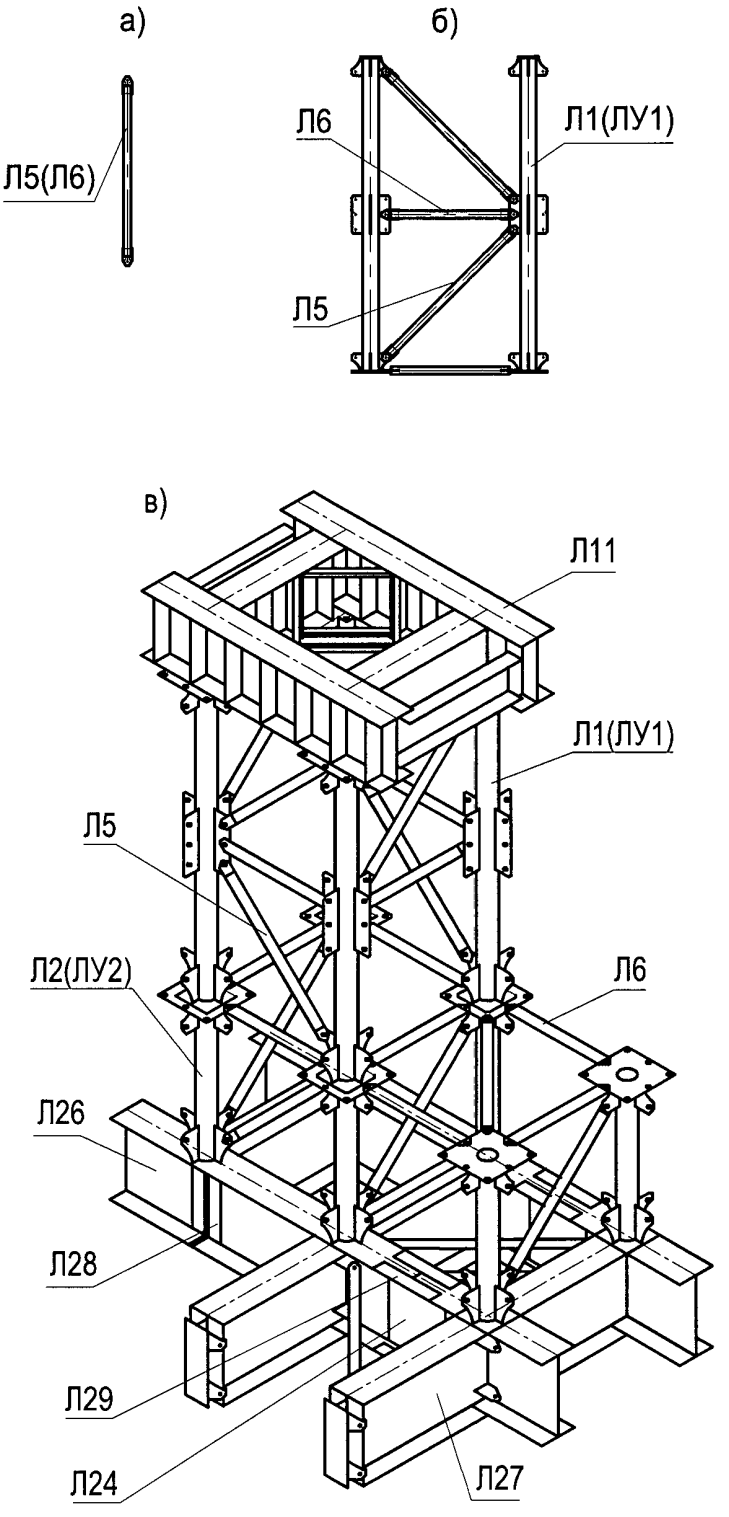


Рисунок 5.1 — Схема сборки опоры из элементов МИК-С2

а) линейный элемент;

б) плоскостная секция ;

в) башенная опора.

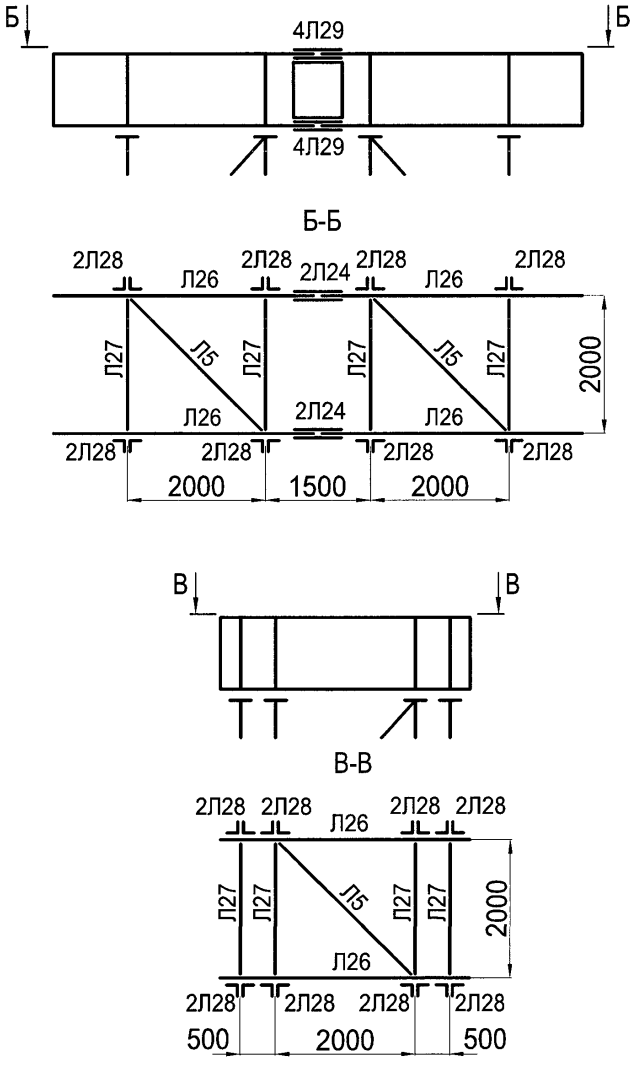


Рисунок 5.2 — Схемы компоновки сборных ростверков МИК-С2

Приложение 6
(Справочное)

МОСТОВЫЕ ИНВЕНТАРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПАКЕТНЫЕ (МИК-П)

Мостовые инвентарные конструкции пакетные МИК-П предназначаются для применения в различных вспомогательных сооружениях в комплекте со стоечными конструкциями МИК-С2, а также без них. Конструкции МИК-П могут быть применены в рабочих мостиках, подмостях, пирсах, подкрановых эстакадах, причалах, распределительных конструкциях на плавучих опорах и опорах для надвижки пролетных строений, а также для перекрытия прогалов в насыпи над водопропускными трубами до их постройки и засыпки; для перекрытия пролетов временных железнодорожных мостов при строительстве на обходах; при восстановлении и в разгрузочных конструкциях. Примеры монтажных схем пакетных пролетных строений приведены на рисунке 6.1.

Проверка несущей способности пролетных строений в составе конкретного сооружения является обязательной.

Конструкции МИК-П можно эксплуатировать при расчетной температуре минус 60° С.

Комплект конструкций МИК-П состоит из 19 марок: 4 марки несущих балок (П3; П3а; П4 и П4а); 4 марки распорок (П11; П12; П14; П34; П35); одна марка ребра жесткости (П32) и один тип болта (П31) диаметром 24 мм (см. ведомость марок).

МИК-П могут опираться как на конструкции башен из МИК-С2, так и на опоры любой другой конструкции.

Пакетные конструкции изготовляют из сварных двутавров высотой 1040 мм, длиной 8000 и 11920 мм. Из отдельных балок могут быть собраны пакеты длиной 8,0; 11,92; 16,0; 19,92 м (в отдельных случаях 23,84 м).

Несущие балки имеют следующие характеристики:

— момент инерции $J=404433$ см^4;

— момент сопротивления $W=7778$ см^3.

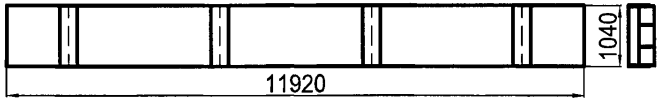
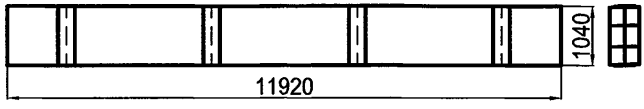
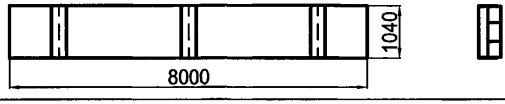
Соединения элементов осуществляется на высокопрочных болтах диаметром 24 мм, закручиваемых обычным ключом с моментом порядка 20÷30 кгс·м без специальной обработки контактных поверхностей и без контроля натяжения.

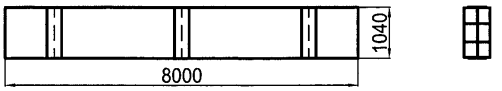
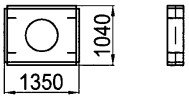
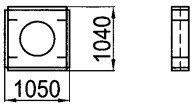
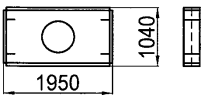
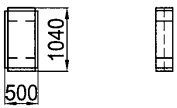
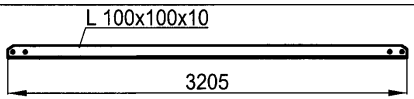
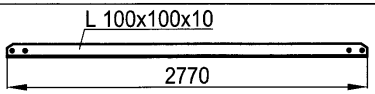
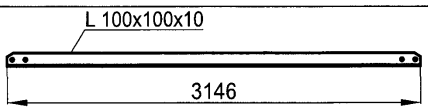
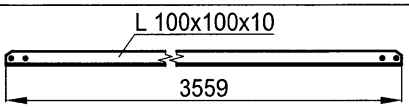
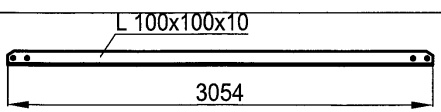
К стенкам балок приварены через определенные расстояния полудиафрагмы, состоящие из вертикальных и горизонтальных ребер, к которым приварен фланцевый лист.

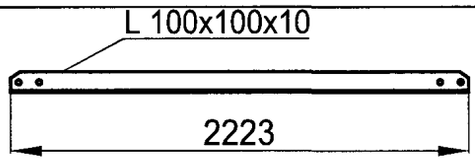
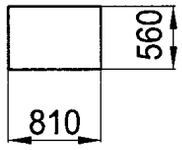
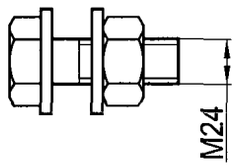
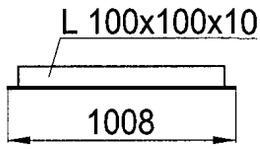
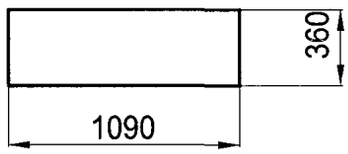
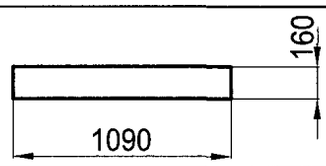
Полудиафрагмы приварены в марках П3а и П4а с двух сторон, в марках П3 и П4 с одной. С помощью полудиафрагм отдельные балки объединяются в пространственную конструкцию из любого числа балок, устанавливаемых с шагом 550 мм в поперечном направлении. Объединение диафрагм осуществляется также высокопрочными болтами диаметром 24мм.

При необходимости установки балок с бóльшим шагом в поперечном направлении между фланцевыми листами полудиафрагм устанавливают набор вставок требуемой ширины (марки П11; П12; П14; П16). Балки объединяются также уголковыми продольными связями, прикрепляемыми к горизонтальным фасонкам полудиафрагм. В фасонках устроены дугообразные прорези с краями, очерченными по дугам окружностей, центры которых совмещены с центром узла (точкой пересечения оси балок с осью полу диафрагм). Такое решение узла позволяет обеспечить центрировку диагональных связей при любом расстоянии между балками.

Ведомость марок

Марка	Эскиз марки	Масса кг
1	2	3
П3		2950
П3а		3270
П4		1970

1	2	3
П4а		2210
П11		267
П12		216
П14		372
П16		148
П18		47
П19		41
П20		46
П21		53
П22		45

1	2	3
П23		33
П30		40
П31		0,86
П32		15
П34		48
П35		21

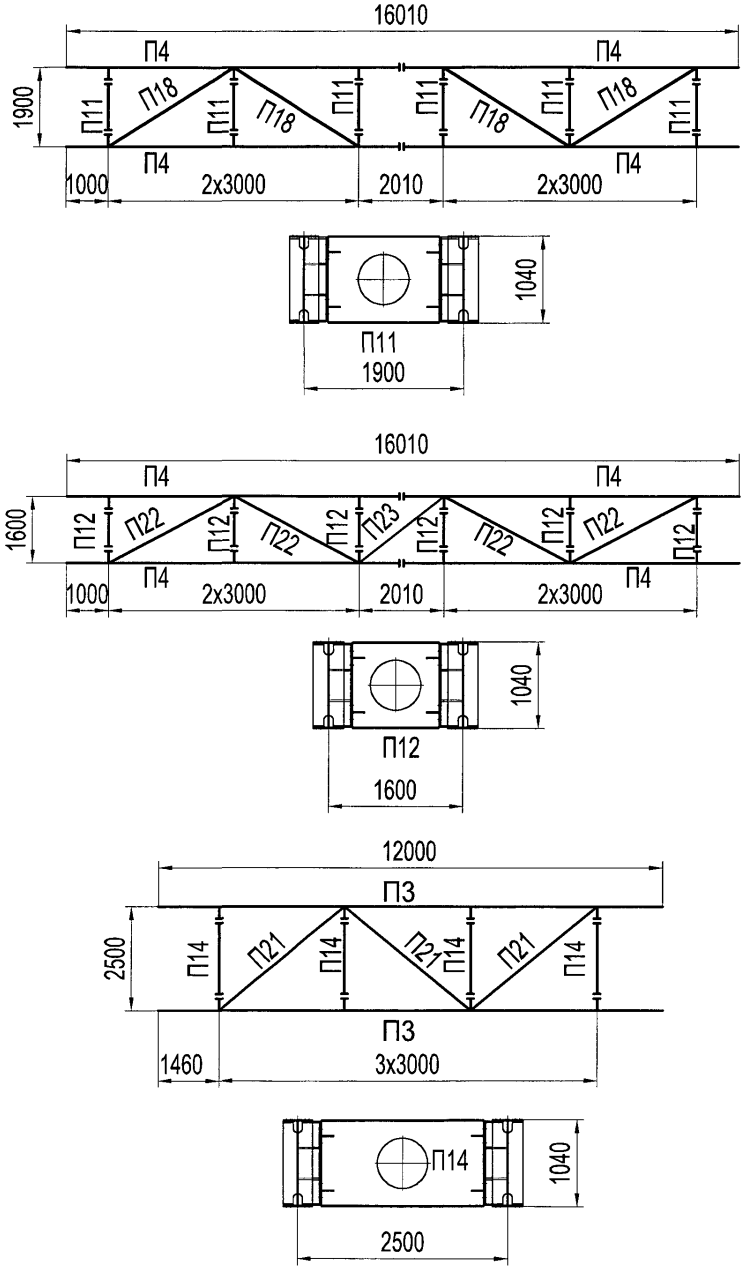


Рисунок 6.1 — Примеры монтажных схем пакетных пролетных строений МИК-П

Приложение 7

(Справочное)

Универсальные металлические понтоны

Показатель	КС-3	КС-63	КС-63М[1)]	УП-78
Габаритные размеры: Длина, м	7,2	7,2	7,2	6,0
Ширина, м	3.6	3.6	3.6	3.0
Высота, м	1.8	1.8	1.8	1.4
Масса, т	5.9	5.9	7.9	4.57
Полное водоизмещение, $м^3$	45	45	45	24.5
Осадка от собственной массы, м	0.25	0.25	0.30	0.26
Грузоподъемность нормативная при надводном борте 0.5 м кН(тс): («плашмя») («на ребро»)	 263(26.3) 331(33,1)	 263(26.3) 331(33.1)	 261(26.1) 311(31,1)	 1160 (16) 210 (21)
Предельные нагрузки (рисунок 7.1): в узлах усиленных шпангоутных рам Р, кН (тс)	460(46)	470(47)	443(44.3)	200 (20)
По всем бортовым узлам шпангоута P_1, кН(тс)	310(31)	320(32)	416(41.6)	240 (24)
в узлах понтона P_2, кН(тс)	260(26)	240(24)	478(47.8)	150 (15)
в узлах торцевой стенки P_3 кН(тс)	260(26)	280(28)	336(33.6)	185 (18.5)
в любой точке пролета шпангоута Р4, кН(тс)	25(2.5)	25(2.5)	61(6.1)	35 (3.5)
Материал понтона	Вст3пс5 ГОСТ 380-2005	Вст3пс5 ГОСТ 380-2005	РСД32 ГОСТ 5521-93; 09Г2С--св-10 ГОСТ 19281-89	Вст3пс5 ГОСТ 380-2005
Толщина обшивки, мм: бортов и торцов палубы и днища	 4 3	 4 3	 6 6	 4 4

[1)] Изготовлена одна партия для работы в морских условиях.

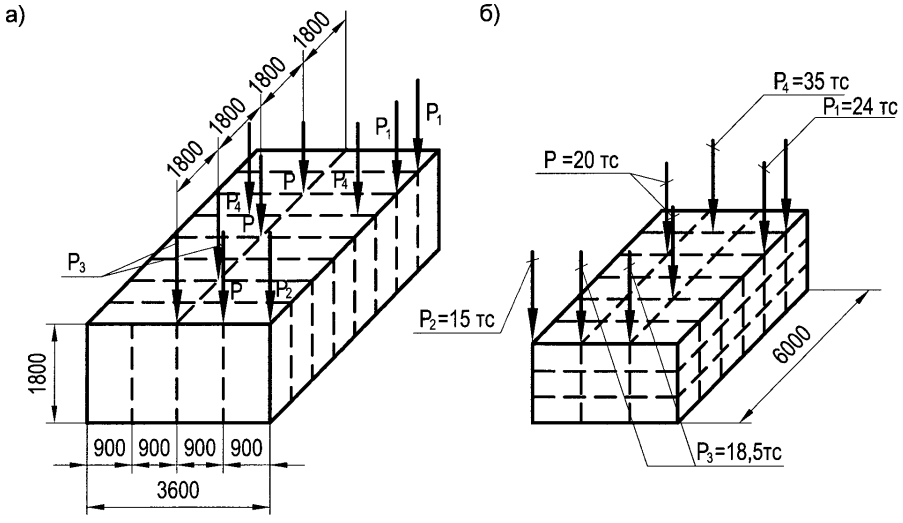


Рисунок 7.1 — Схема нагрузок на узлы понтонов
а) понтон КС; б) понтон УП-78

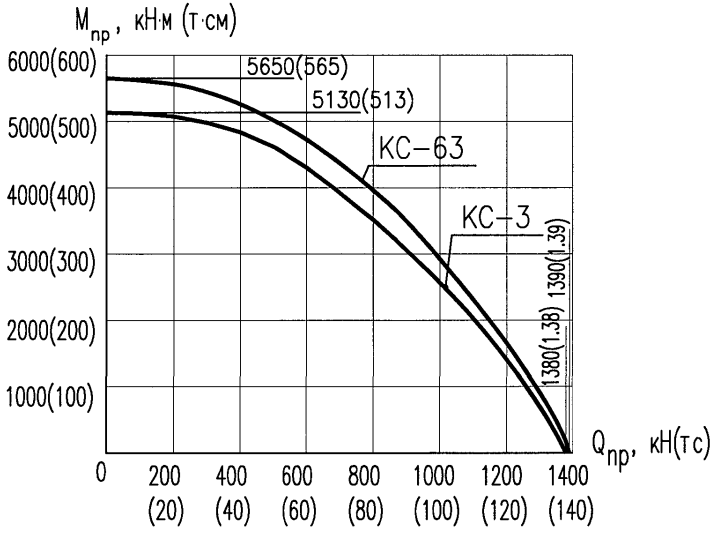


Рисунок 7.2 — График предельных усилий на понтон при изгибе в плоскости бортов и при наличии местной нагрузки (гидростатического давления) W=18 кПа (1,8 тс/м^2)

Усилия на понтоны и стык понтонов

Вид деформации	Элемент	КС-3		КС-63		УП-78	
		$M_{пр}$, кНм (тсм)	$Q_{пр}$, кН (тс)	$M_{пр}$, кНм (тсм)	$Q_{пр}$, кН (тс)	$M_{допуск}$, кНм (тсм)	$Q_{доп}$, кН (тс)
1						2	
Изгиб понтона в плоскости бортов h=1.8 м	Понтон	См. график (рисунок 7.2)				См. рисунок 7.4	
	Стык	5460 (546)	1380 (138)	5750 (575)	1380 (138)	3150 (315)	600 (60)
Изгиб понтона в плоскости палубы h=3.6 м	Понтон	См. график (рисунок 7.3)				См. рисунок 7.5	
	Стык	6080 (608)	2070 (207)	6080 (608)	2760 (260)	4050 (405)	1340 (134)
Изгиб понтона в плоскости торцов h=1.8 м	Понтон и стык а) при наличии местной нагрузки W=18 кПа (1,8 тс/м^2)	2290* (229*)	1190* (229*)	3480* (229*)	1240* (229*)	1280 (128)	5700 (570)
	б) при отсутствии местной нагрузки	3800* (380*)	1190* (119*)	4860* (486*)	1240* (124*)	1280 (128*)	5700 (570)
	Понтон и стык а) при наличии местной нагрузки W=36 кПа (3,6 тс/м^2)	1480* (148*)	2380* (238*)	4300* (430)	2480* (248*)	2830 (283)	1700 (170)
	б) при отсутствии местной нагрузки	7920* (792*)	2380* (238*)	9930* (993*)	2480* (248*)	2830 (283)	1700 (170)

Примечания

1 Расчет понтона произведен на случай работы понтона, как части плашкоута с осадкой 1,8 м и 3,6 м.

2 * Указаны значения $M_{пр}$ при Q=0 и $Q_{пр}$ при M=0.

Примечания

2 Значения $M_{доп}$ даны при Q=0. Значения $Q_{доп}$ даны при M=0.

1	2
3 При одновременном действии M и Q прочность понтона должна быть проверена расчетом в каждом конкретном случае. 4 При допущении замены понтонов КС-63 на КС-3 в расчете учитываются меньшее из двух значений грузоподъемности.	3 При одновременном действии M и Q прочность понтона проверяют расчетом.

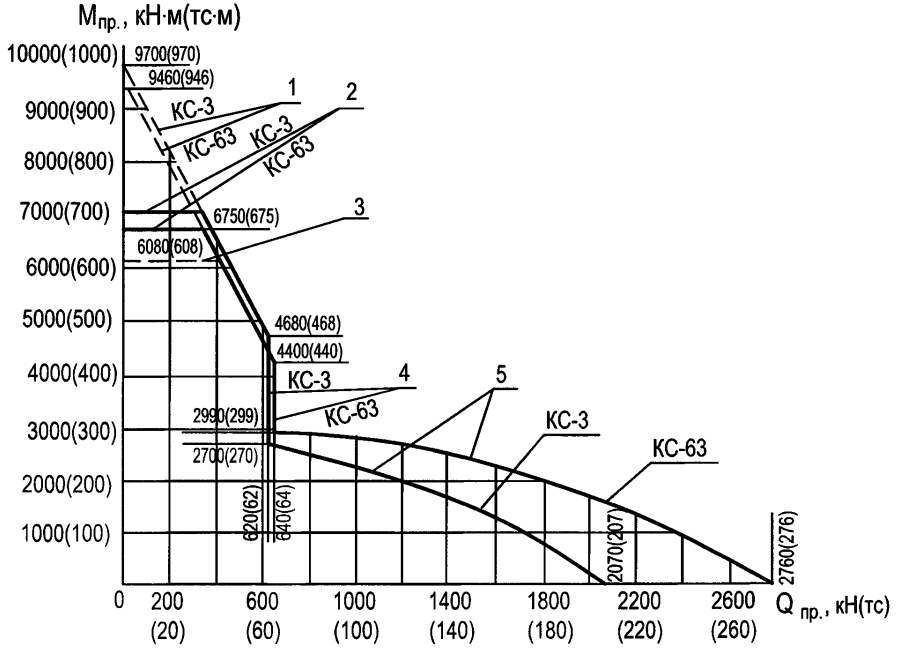


Рисунок 7.3 — График предельных усилий на понтоны КС-3 и КС-63 при изгибе в плоскости палубы.

1 – при отсутствии местной нагрузки;

2 – по изгибу кильсона при наличии местной нагрузки (гидростатического давления) W= 36 кПа (3,6 тс/м^2);

3 – по прочности стыка;

4 – по прочности шпангоута;

5 – по местной устойчивости обшивки палубы и днища при наличии гидростатического давления W = 36 кПа (3,6 тс/м^2)

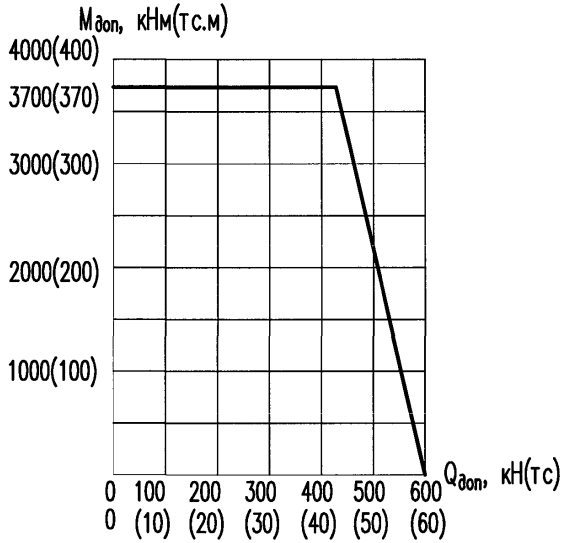


Рисунок 7.4 — График допустимых усилий на понтон УП-78

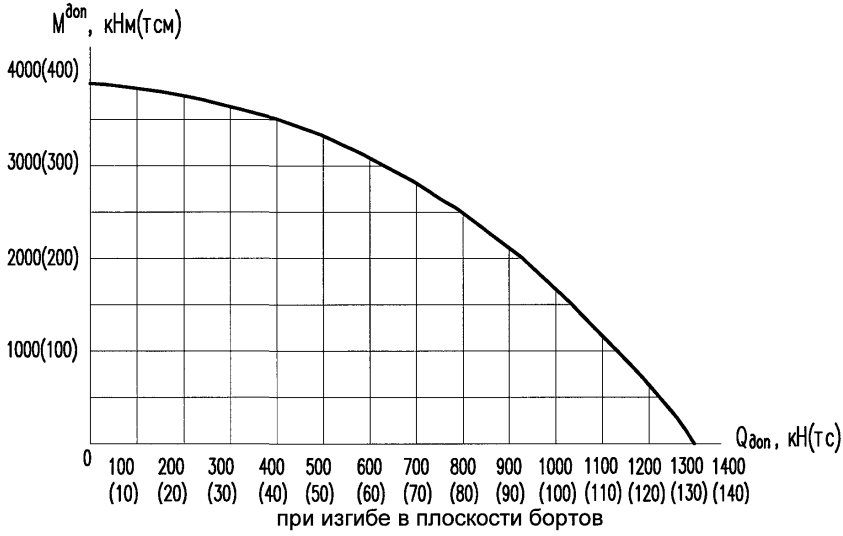
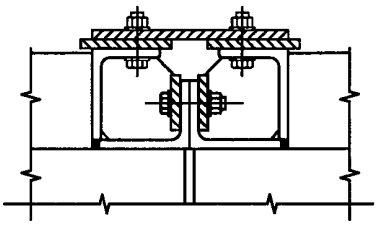


Рисунок 7.5 — График допустимых усилий на понтон УП-78 при изгибе в плоскости палубы

а)



б)

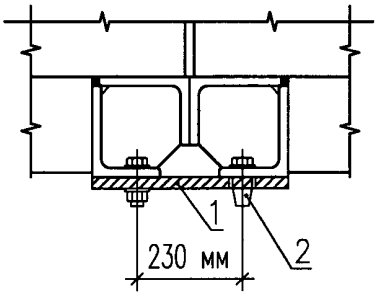


Рисунок 7.6 — Стык понтонов

а) болтовой стык; б) вариант нижнего стыка с самозахватным сцепом для сборки понтонов на плаву;

1 – стыковая планка;

2 – конический самозахватный штырь

Таблица допустимых усилий на понтоны КС-63М и стык понтонов

Вид деформации	Фактор, определяющий допустимое усилие	$M_{доп.}$ кНм (тсм)	$Q_{доп.}$ кН (тс)
Изгиб понтона в плоскости бортов h=1.8 м	Прочность понтона	График Рис. 7.7	График Рис. 7.7
	Прочность стыка	5900 (590)	3528 (3528)
Изгиб понтона в плоскости торцов h=1.8 м	Прочность понтона: – при наличии местной нагрузки q=1.8 т/м^2	10370* (1037)	1295* (129,5)
	– при отсутствии местной нагрузки	12740* (1274)	1295* (129,5)
	Прочность стыка	6290 (629)	4536 (453,6)
* указаны значения M при Q=0, Q при M=0			

При одновременном действии M и Q расчетные данные должны быть сопоставлены с графиком и табличными данными.

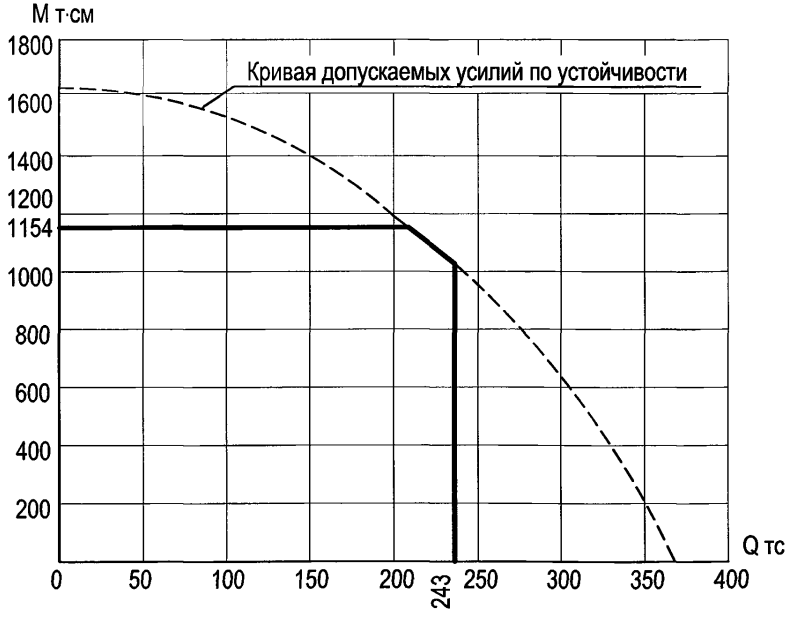


Рисунок 7.7 — График допускаемых усилий на понтон КС-63М при изгибе в плоскости бортов

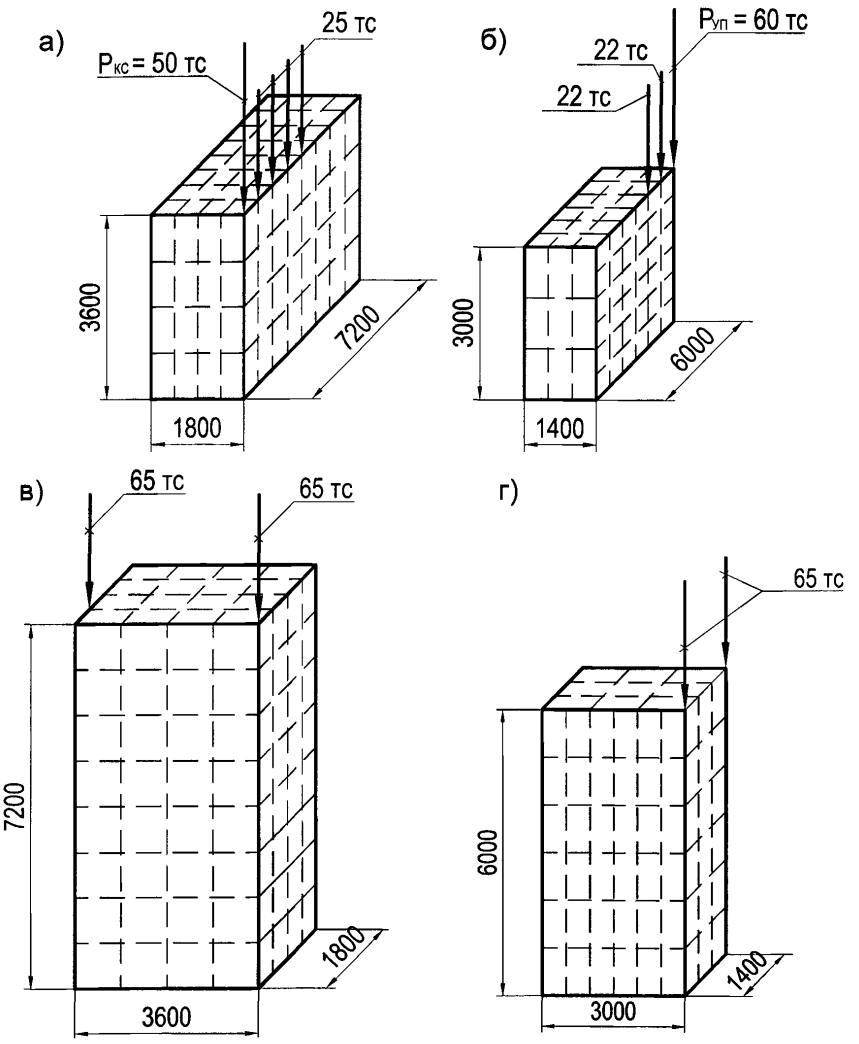


Рисунок 7.8 — Схема предельных нагрузок на понтон при использовании его в конструкциях подмостей

а) на узлы борта понтона КС; б) на узлы борта понтона УП-78;

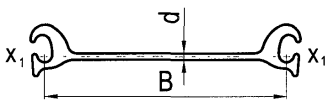
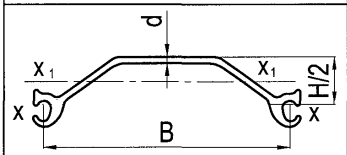
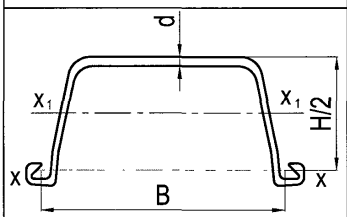
в) на узлы торца понтона КС; г) на узлы торца понтона УП-78.

$Р_{КС}$ =50,0тс и $Р_{УП}$ =60,0тс при условии постановки металлических вкладышей в горизонтальные коробки в месте опирания.

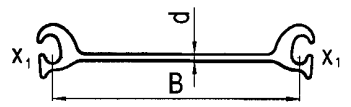
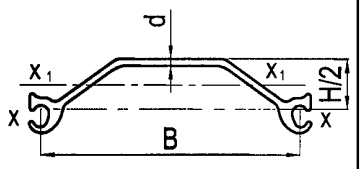
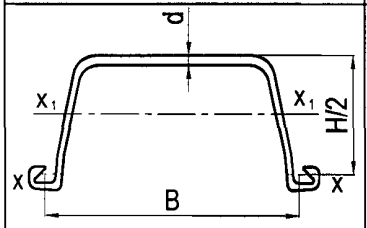
Приложение 8
(Справочное)

Шпунтовые сваи и панели

Типы шпунтовых свай

Профиль	ГОСТ	Наименование и тип	Ширина, мм	Толщина, мм	Длина, м	
					от	до
	4781-85*	Сталь прокатная для шпунтовых свай. Шпунтовая свая ШП-1	400	10	8	22
	4781-85*	Сталь прокатная для шпунтовых свай. Шпунтовая свая ШК-1	400	10	8	22
	ТУ-14-2--879-89	Сталь прокатная для шпунтовых свай. Шпунтовая корытная свая Ларсен: Л-IV ; Л-V	400 420	14,8 21	5	22

Характеристики шпунтовых свай

Поперечное сечение шпунтовых свай	Тип шпунтовых свай	Вес пог. м шпунтовой сваи, кг	Площадь сечения шпунтовой сваи, $см^2$	Момент инерции		Момент сопротивления		Расчетная ширина шпунтовой сваи B, мм	Толщина шпунтовой стенки H, мм	Толщина стенки сваи d, мм
				отдельной шпунтовой сваи J_{x1}, $см^2$	пог. м шпунтовой стенки J_x, $см^2$	отдельной шпунтовой сваи W_{x1}, $см^2$	пог. м шпунтовой стенки W_x, $см^2$			
	ШП-1	64	82	332	961	73	188,5	400	-	10
	ШК-1	50	64	730	3000	114	400	400	2x75	10
	Л-IV	74	94,3	4660	39600	405	2200	400	2x180	14,8
	Л-V	100	127,6	6243	50943	461	2962	420	2x172	21

Панели шпунтовые сварные

Технические условия

ТУ 5264-006-01393674-01

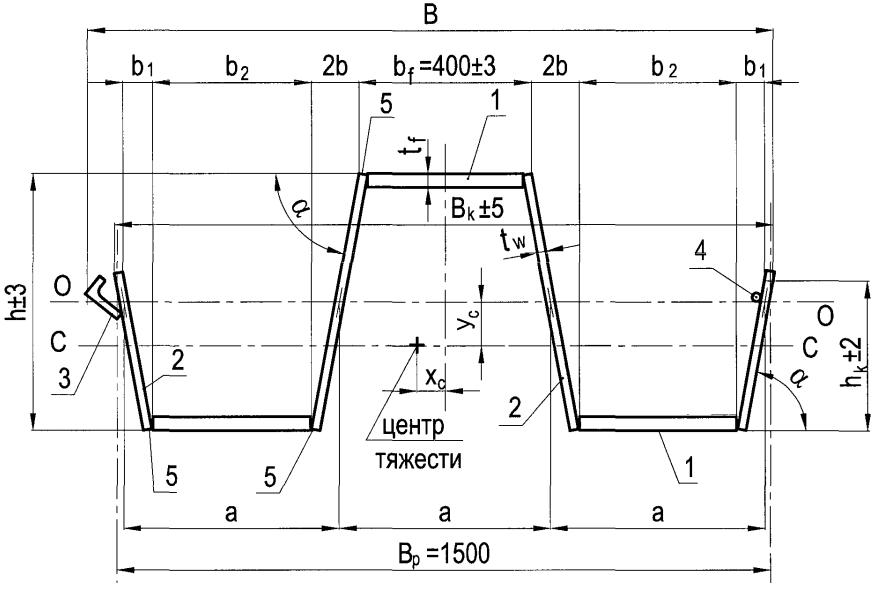


Рисунок 8.1 — Панель рядовая ПШС B_p = 1500 мм

1 — полка;

2 — стенка;

3 — замковый элемент - стенка обоймы;

4 — замковый элемент - кулачок;

5 — сварное соединение У2 или У5 по ГОСТ 11533-75 (см. рисунок 8.2);

"С - С" — центральная ось инерции панели шпунтовой стены;

"О - О" — ось шпунтовой стены

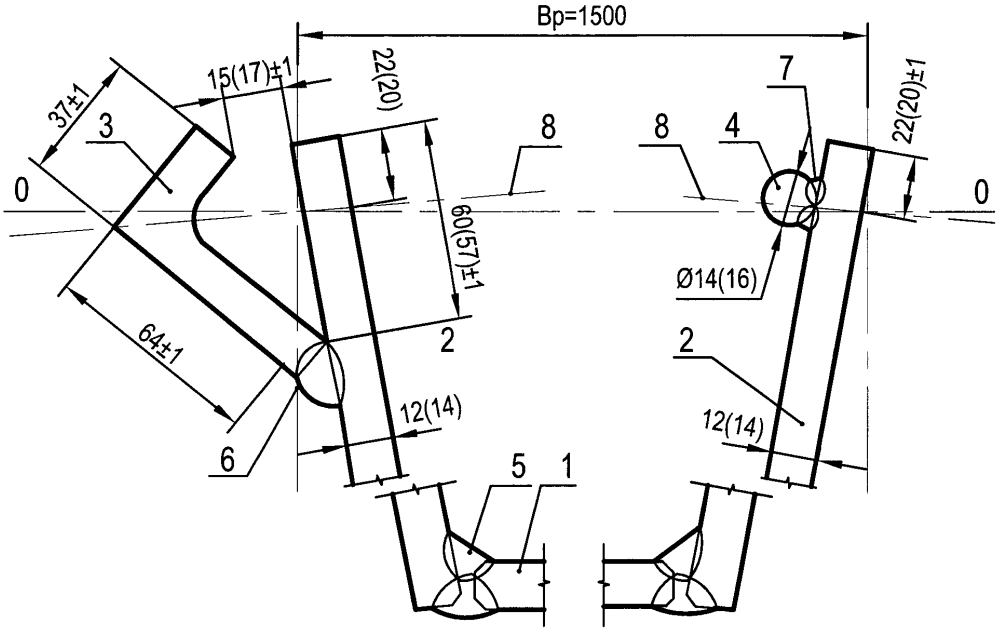


Рисунок 8.2 — Замковые элементы для панелей шириной

B_p = 1500 мм со стенками толщиной t_w = 12(14) мм

В скобках указаны размеры замка для панелей со стенками толщиной t_w = 14 мм.

1 — полка;

2 — стенка;

3 — замковый элемент - стенка обоймы;

4 — замковый элемент - кулачок;

5 — сварное соединение У2 или У5 по ГОСТ 11533-75 (см. рисунок 8.2);

6 — сварное соединение Т1-А по ГОСТ 11533-75;

7 — сварное соединение Н1-$Р_ш$ по ГОСТ 14098-91;

8 — ось замкового соединения;

"0 - 0" — ось шпунтовой стены

Характеристики панелей ПШС B_p = 1500 мм

Таблица типа панелей показана выборочно и с сокращением.

Подробнее см. ТУ 5264-006-01393674-01.

Таблица 1 (начало)

Панель		Размеры поперечного сечения									
№ в табл-це	Обозначение	высота		ширина панели		толщина полки t_f	толщина стенки t_w	Размеры для построения сечения			
		h	h_k	B	B_k			a	b	b_1	b_2
10	ПШС 40/150-3135	400	224	1554	1510	18	12	495,3	53,5	59,6	376,8
11	ПШС 40/150-3385					20					
14	ПШС 40/150-3220		223	1555		18	14	494,6	54,1	59,8	373,0
15	ПШС 40/150-3465					20					
20	ПШС 45/150-3535	450	251	1553	1510	18	10	496,1	52,9	58,7	380,5
21	ПШС 45/150-3825					20					
29	ПШС 45/150-3750		248	1554		18	14	494,7	54,1	59,3	372,8
30	ПШС 45/150-4035					20					
36	ПШС 50/150-4360	500	276	1552	1508	20	10	496,1	52,9	58,1	380,4
37	ПШС 50/150-4685					22					
46	ПШС 50/150-4305		273			18	14	494,7	54,2	58,8	372,6
48	ПШС 50/150-4940					22					
51	ПШС 60/150-4880	600	324	1553	1506	16	12	495,4	53,6	57,7	376,4
52	ПШС 60/150-5285					18					
56	ПШС 60/150-5090		322	1554		16	14	494,7	54,3	58,1	372,4
58	ПШС 60/150-5880					20					
62	ПШС70/150-6000	700	374	1552	1505	16	12	495,4	53,6	57,1	376,3
65	ПШС 70/150-7420					20					
69	ПШС 70/150-6760		372	1554		18	14	494,8	54,3	57,6	372,3
72	ПШС 70/150-8370					25					
75	ПШС 80/150-7200	800	423	1552	1504	16	12	495,5	53,7	56,7	376,2
78	ПШС 80/150-8840					22					
81	ПШС 80/150-7580		422	1553		16	14	494,8	54,3	57,2	372,3
85	ПШС 80/150-9995					25					

Характеристики панелей ПШС $B_р$ = 1500 мм

Таблица 1 (продолжение)

Панель		Угол наклона стенки	Координаты центра тяжести		Площадь сечения	Масса*	Справочные значения момента инерции для осей	
№ в таблице	Обозначение	α, град.	x c, мм	y c, мм	A, см^2	1 м, кг	J_c, см^4	J_0, см^4
10	ПШС 40/150-3135	74,92	21	49	373,4	296,0	85400	94240
11	ПШС 40/150-3385		20		396,5	314,4	92020	101670
14	ПШС 40/150-3220	74,74	20	48	396,5	314,4	87780	96740
15	ПШС 40/150-3465		19		419,4	332,6	94340	104100
20	ПШС 45/150-3535	76,70	22	56	364,3	288,9	108240	119490
21	ПШС 45/150-3825		21		387,6	307,4	116920	129230
29	ПШС 45/150-3750	76,37	19	53	416,6	330,3	115190	126820
30	ПШС 45/150-4035		18	54	439,5	348,5	123700	136360
36	ПШС 50/150-4360	78,00	20	62	402,0	318,8	148290	163750
37	ПШС 50/150-4685		19	63	425,3	337,2	159020	175790
46	ПШС 50/150-4305	77,7	17	59	459,7	364,5	157770	173760
48	ПШС 50/150-4940		16	60	482,5	382,6	169290	185540
51	ПШС 60/150-4880	79,83	19	68	420,0	333,0	200360	220060
52	ПШС 60/150-5285		18	70	442,9	351,2	216610	238200
56	ПШС 60/150-5090	79,71	18	67	455,2	360,9	209100	229430
58	ПШС 60/150-5880		16	69	500,5	396,9	241060	265100
62	ПШС70/150-6000	81,26	18	78	455,5	361,1	287690	315660
65	ПШС 70/150-7420		15	83	524,2	415,6	354420	390140
69	ПШС 70/150-6760	81,15	15	78	519,0	411,5	324070	355610
72	ПШС 70/150-8370		13	82	0	474,5	399960	440330
75	ПШС 80/150-7200	82,34	16	88	491,0	389,3	394840	432860
78	ПШС 80/150-8840		14	93	0	443,7	483320	531480
81	ПШС 80/150-7580	82,25	15	86	537,7	426,3	416070	455700
85	ПШС 80/150-9995		13	92	639,5	507,1	546460	600970

* с учетом металла усиления сварных швов в размере 1% от номинального значения показателя

Характеристики шпунтовой стены длиной 1м с панелями ПШС $B_р$ = 1500 мм

Таблица 1 (окончание)

Панель		Характеристики шпунтовой стены 1м			
№ в таблице	Обозначение	Площадь поперечного сечения*, см2	Удельный расход стали*, кг/см2	Справочные значения величин для оси "О-О"	
				J_0, см^4	W_0, см3
10	ПШС 40/150-3135	248,9	197,4	62700	3135
11	ПШС 40/150-3385	264,3	209,6	67700	3385
14	ПШС 40/150-3220	264,4	209,6	64400	3220
15	ПШС 40/150-3465	279,6	221,7	69300	3465
20	ПШС 45/150-3535	242,9	192,6	79600	3535
21	ПШС 45/150-3825	258,4	204,9	86100	3825
29	ПШС 45/150-3750	277,7	220,2	84400	3750
30	ПШС 45/150-4035	293,0	232,3	90700	4035
36	ПШС 50/150-4360	268,0	212,5	109000	4360
37	ПШС 50/150-4685	283,6	224,8	117100	4685
46	ПШС 50/150-4305	291,3	230,9	107700	4305
48	ПШС 50/150-4940	321,7	255,1	123500	4940
51	ПШС 60/150-4880	280,0	222,0	146400	4880
52	ПШС 60/150-5285	295,3	234,1	158500	5285
56	ПШС 60/150-5090	303,4	240,6	152500	5090
58	ПШС 60/150-5880	333,7	264,6	176400	5880
62	ПШС70/150-6000	303,6	240,8	210100	6000
65	ПШС 70/150-7420	349,4	277,1	259700	7420
69	ПШС 70/150-6760	346,0	274,3	236600	6760
72	ПШС 70/150-8370	399,0	316,3	293000	8370
75	ПШС 80/150-7200	327,4	259,6	288000	7200
78	ПШС 80/150-8840	373,1	295,8	353700	8840
81	ПШС 80/150-7580	358,4	284,2	303100	7580
85	ПШС 80/150-9995	426,4	338,0	399800	9995

*с учетом металла усиления сварных швов в размере 1% от номинального значения показателя

Приложение 9

(Справочное)

Значения плотностей различных материалов

Наименование материалов	Плотность, т/м^3
1	2
Сталь	7.85
Чугун	7.20
Свинец	11.40
Алюминий и его сплавы	2.70
Бетон вибрированный на гравии или щебне из природного камня	2.35
Железобетон (в зависимости от величины коэффициента армирования μ в процентах)	$2.35\frac{1+3.35\,\mu}{1+\mu}$
Кладка из тесаных или грубо околотых камней гранита то же песчаника	2.7 2.4
Кладка бутовая и бутобетонная на известковом камне, на песчаниках и кварцитах, на граните и базальте	2.0 2.2 2.4
Кладка кирпичная	1.8
Мастика асфальтовая	1.6
Асфальтобетон: песчаный среднезернистый	2.0 2.3
Балласт щебеночный	1.7
Сосна, ель, кедр: пропитанные непропитанные	0.7 0.6
Дуб и лиственница: пропитанные непропитанные	0.9 0.8
Шлакобетон	1.8
Керамзитобетон	1.6

1	2
Шлак	0.6÷0.8
Вата минеральная	0.1÷0.15
Плиты минераловатные	0.1÷0.2
Фанера клееная	0.6
Плиты древесноволокнистые и древесностружечные	1.0
Опилки	0.25
Пенопласт	0.08 ÷0.15
Рубероид, пергамин, толь	0.6
Снег	0.1÷0.3
Лёд	0.9

Примечание —

Масса металла и сварных швов принимается:

0,5 % — от массы основного металла для болтосварных;

1,0 % — для сварных конструкций.

Масса головок болтов, гаек, выступающих концов болтов принимается равной 4 % от массы основного металла.

Приложение 10
(Обязательное)

Определение нормативного бокового давления на ограждение котлована [1].

1 Давление воды на ограждение котлована принимают распределенным по закону гидростатики. Давление грунта (активное и пассивное) определяют по теории Кулона, учитывая сцепление в суглинках и глинах.

2 Нормативное активное давление и нормативное пассивное давление фунта определяют в зависимости от нормативных характеристик грунта (удельного веса γ, угла внутреннего трения φ, а для суглинков и глин также и от сцепления c), устанавливаемых на основании данных инженерно-геологических изысканий с учетом природного состояния грунта.

Для предварительных расчетов допускается нормативные характеристики грунтов принимать по таблице приложения 11.

3 При определении давлений на ограждение допускается разнородные грунты, различающиеся значениями каждой из характеристик (объемного веса γ, угла внутреннего трения φ и сцепления c) не более чем на 20 %, рассматривать как однородный грунт со средневзвешенными значениями характеристик

$$\gamma_{ср} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad \varphi_{ср} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}; \quad c_{ср} = \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i} \qquad (1)$$

где γ_i, φ_i и c_i — значения γ, φ и c для i-го слоя грунта толщиной h_i.

4 Если песок или супесь расположены ниже поверхности воды, то горизонтальное давление на ограждение следует определять, суммируя гидростатическое давление и активное или пассивное давление взвешенного в воде грунта.

Удельный вес грунта во взвешенном состоянии определяют по формуле:

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1+\varepsilon}(\gamma_0 - \gamma_в) \qquad (2)$$

где ε — коэффициент пористости грунта;

[1] в настоящем приложении речь идет только о нормативных величинах (давления, веса, нагрузки, характеристик грунта); в целях избежания повторений слово «нормативное» далее опускается.

γ_o — удельный вес грунта, принимаемый в среднем 27 кН/м^3 (2.7 тс/м^3);

$\gamma_в$ — удельный вес воды, 10 кН/ м^3 (1.0 тс/м^3);

Допускается принимать $\gamma_{взв}$ =10 кН/м^3 (1.0 тс/м^3).

5 В случаях, когда котлован разрабатывают на местности, не покрытой водой, и превышение уровня грунтовых вод над дном котлована составляет не более 2м и не более трети глубины котлована, допускается в расчете ограждений с одним или несколькими ярусами распорных креплений определять прямой отпор грунта (пассивное давление грунта со стороны котлована) с учетом трения грунта по стенке ограждения. Угол трения грунта по стенке принимают равным:

$\delta = \frac{\varphi}{3}$ при $h'_в > 0$;

$\delta = \frac{\varphi}{2}$ при $h'_в = 0$

где φ - угол внутреннего трения грунта в котловане.

В остальных случаях давление грунта (активное и пассивное) на ограждение следует определять, принимая δ = 0.

6 Вертикальную нагрузку на призме обрушения принимают:

а) от веса материалов и возможной отсыпки грунта — в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью, соответствутощей предполагаемым проектным размерам материалов и отсыпки, но не менее 10 кН/м^3 (1.0 тс/м^3).

б) от строительного оборудования, кранов, копров и транспортных средств, перемещающихся по рельсам, — по паспортным данным, каталогам и справочникам (с учетом загружения, наиболее неблагоприятного для рассчитываемой конструкции);

в) от автотранспорта, проходящего по дороге, расположенной вдоль котлована, в виде полосовой нагрузки р с шириной полосы 3,0 м для каждого ряда машин (рисунок 10.1).

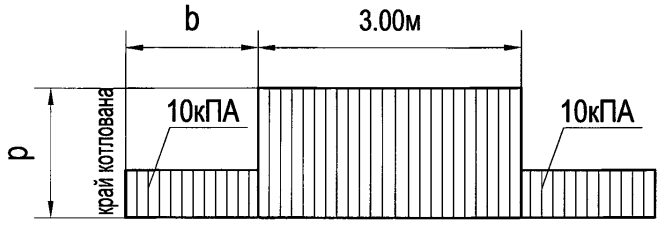


Рисунок 10.1 — Вертикальная нагрузка на призме обрушения от автотранспорта

При расстоянии b между краем котлована и бровкой дороги b=3,0÷2,0 м и весе машин до 250 кН (25тс) величина p принимается равной 20 кПа (2 т/м^2), при расстоянии 2,0÷1,0 м — p =30 кПа (3 т/м^2) и при меньшем расстоянии — 40 кПа (4 т/м^2). При расстоянии между дорогой и котлованом больше 3,0 м величина p =10 кПа (1 т/м^2). При весе машин до 300 кН (30тс) значения p увеличиваются в 1,2 раза; при весе до 450 кН (45тс) — в 1,9 раза и весе 600 кН (60тс) — в 2,5 раза;

г) от гусеничных и колесных кранов, работающих в непосредственной близости от котлована, в виде полосовой нагрузки p шириной 1,5 м (рисунок 10.2). Величина p принимается равной 3,0 тс/м^2 при рабочем весе (собственный вес крана и максимального груза) до 100 кН; 60 кПа при рабочем весе 300 кН; 90 кПа при рабочем весе 500 кН и 120 кПа (при рабочем весе 700 кН (промежуточные значения - по интерполяции);

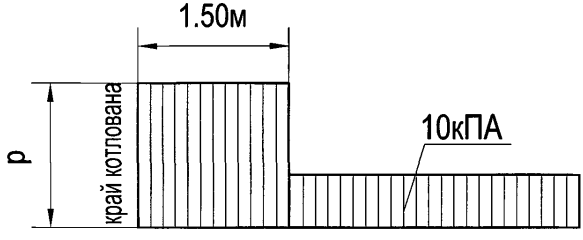


Рисунок 10.2 — Вертикальная нагрузка на призме обрушения от гусеничных и колесных кранов

д) от трамвая, проходящего параллельно стенке, принимается в виде полосовой нагрузки, равной 15 кПа (1,5 т/м^2) при распределении ее на ширине 3,0м;

е) от железнодорожного пути, проходящего параллельно стенке ограждения, принимается в виде полосовой нагрузки, распределенной на ширине 3,5 м с интенсивностью 280 кН/м (28 т/м) на линиях, где проходит нагрузка, близкая к расчетной С14 (тяжелые транспортеры, электровозы).

Допускается уменьшать интенсивность нагрузки с учетом реально обращающейся нагрузки и рекомендаций приложения 12.

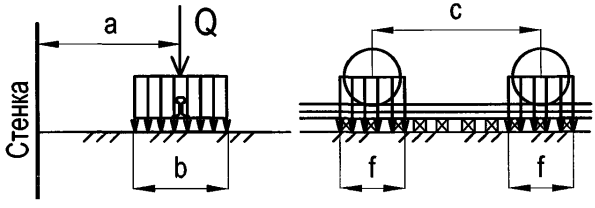


Рисунок 10.3 — К определению эквивалентной нагрузки от однорельсовой тележки на призме обрушения.

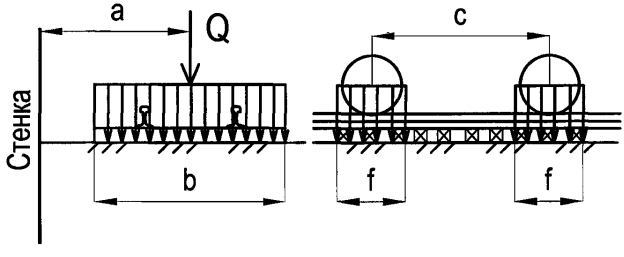


Рисунок 10.4 — К определению эквивалентной нагрузки от двухрельсовой тележки на призме обрушения.

7 При определении активного давления на ограждение вертикальную нагрузку на призме обрушения, распределенную в пределах двух площадок с общей осью, параллельной стенке (рисунки 10.3 и 10.4), приводят к эквивалентной нагрузке, распределенной по сплошной полосе, имеющей неограниченную протяженность вдоль стенки и ширину b. Под размером b (шириной полосы распределения эквивалентной нагрузки) понимают: для рельсовой нагрузки - длину полушпалы при однорельсовых тележках (см. рисунок 10.3) или длину шпалы при двухрельсовых тележках (см. рисунок 10.4).

8 Интенсивность эквивалентной нагрузки (см. пункт 7) определяют по формуле:

$$q = \frac{Q}{b \cdot \ell} \qquad (3)$$

где Q – равнодействующая вертикальной нагрузки, распределенной на поверхности призмы обрушения в пределах одной площадки или двух площадок b x f с общей осью, параллельной стенке (см. рисунки 10.3 и 10.4);

ℓ – длина участка стенки, в пределах которого на стенку действует боковое давление грунта от загружения призмы обрушения этой вертикальной нагрузкой.

В случаях, когда нагрузка на призме обрушения приложена по схемам (рисунки 10.3 и 10.4) и при этом удовлетворяется условие:

$$2\,a\,tg\,\varphi\,tg(45° + \frac{\varphi}{2}) > c - f \qquad (4)$$

принимают: $$\ell = c + f + 2\,a\,tg\varphi\,tg(45° + \frac{\varphi}{2}) \;; \qquad (5)$$

в остальных случаях следует принимать:

$$\ell = 2\left[f + 2atg\,\varphi tg(45° + \frac{\varphi}{2})\right] \qquad (6)$$

где c – для рельсовой нагрузки – база тележки крана, рабочего мостика или платформы (см. рисунки 10.3 и 10.4);

f – для рельсовой нагрузки - длина распределения нагрузки рельсом (см. рисунки 10.3 и 10.4), принимаемая равной 1 м;

a – расстояние от центра площадки передачи нагрузки до стенки ограждения;

φ – угол внутреннего трения грунта за стенкой.

Если в пределах высоты $\bar{h} = \alpha\,tg(45° + \frac{\varphi}{2})$ расположены слои грунта с углами внутреннего трения, отличающимися друг от друга не более чем на 20%, допускается принимать $\varphi = \varphi_{ср}$, где $\varphi_{ср}$,– средневзвешенное для глубины h значение угла внутреннего трения грунта. При бóльшем различии в значениях углов внутреннего трения грунта длину ℓ определяют на основе построения, показанного на рисунке 10.5.

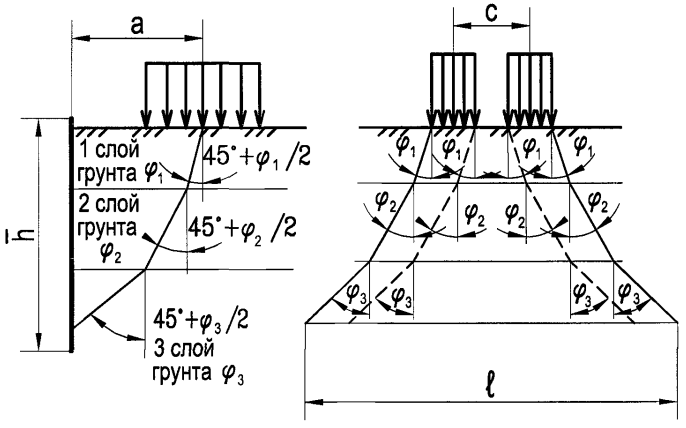


Рисунок 10.5 — К определению эквивалентной нагрузки при наличии за стенкой нескольких слоев грунта, отличающихся углами внутреннего трения

9 Если поверхность грунта ограничена плоскостью и на ней равномерно распределена нагрузка интенсивностью q, то активное давление песка или супеси на стенку ограждения принимают изменяющимся по прямолинейному закону от значения p_1 на уровне верха стенок до значения p_2 на глубину H (рисунок 10.6):

$$p_1 = q\,\lambda_a; \qquad p_2 = (q+\gamma H)\,\lambda_a \tag{7}$$

где γ – объемный вес грунта;

λ_a – коэффициент активного давления грунта, определяемый выражением:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2\varphi}{(1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\alpha)\sin\varphi}{\cos\alpha}})^2} \tag{8}$$

φ – угол внутреннего трения грунта;

α– угол между плоскостью, ограничивающей поверхность грунта, и горизонтальной поверхностью (α>0, рисунок 10.6).

При горизонтальной поверхности грунта (α= 0) и отсутствии на ней нагрузки:

$$p_1 = 0; \qquad p_2 = \gamma\, H\, tg^2(45° - \frac{\varphi}{2}) \tag{9}$$

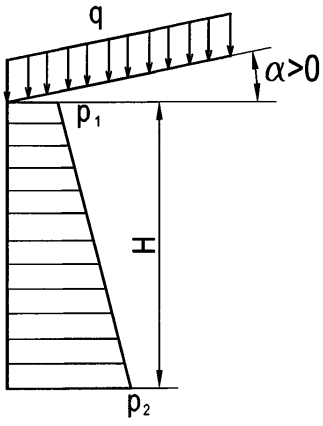


Рисунок 10.6 — К определению активного давления песка или супеси на стенку ограждения в случае, если поверхность грунта ограничена плоскостью и на ней равномерно распределена нагрузка

10 В случаях, не охваченных пунктом 9, активное давление песка или супеси на стенку ограждения может быть определено излагаемым ниже способом.

Находят равнодействующую активного давления грунта - силу E, как наибольшее из значений E_i, подсчитанных по формуле:

$$E_i = G_i tg(\Theta_i - \varphi) \ , \qquad (10)$$

где G_i — сумма веса $G_{гр}$, предполагаемой призмы обрушения ABC_i и равнодействующей, расположенной над ней нагрузки (рисунок 10.7 а);

Θ_i — угол между предполагаемой плоскостью обрушения и горизонтальной плоскостью.

Значение Θ_i, которому соответствует наибольшее значение E_i, определенное по формуле (10).

Силу E рассматривают как сумму силы $E_{гр}$ от веса призмы обрушения и сил E_q от каждой из нагрузок[1] на призме обрушения.

Силу $E_{гр}$ определяют по формуле:

$$E_{гр} = G_{гр} tg(\Theta - \varphi), \qquad (11)$$

[1] В целях упрощения рисунка 10.7 на нем показана лишь одна нагрузка интенсивностью q, распределенная на ширине b.

Принимают, что сила $E_{гр}$ является равнодействующей давлений, эпюра которых имеет вид треугольника (рисунок 10.7 б).

Силу E_q от нагрузки q , расположенной на призме обрушения и распределенной по ширине b, определяют по формуле:

$$E_q = q\,b\,tg(\Theta - \varphi), \qquad (12)$$

Принимают, что сила E_q является равнодействующей давления на стенку, равномерно распределенного между точками A_1 и A_2 на пересечении со стенкой прямых, проведенных параллельно следу плоскости обрушения из начала и конца участка, в пределах которого действует нагрузка q (рисунок 10.7 б). Если плоскость обрушения делит участок, на котором расположена нагрузка q, то за конец участка следует принимать след пересечения плоскости обрушения с поверхностью грунта.

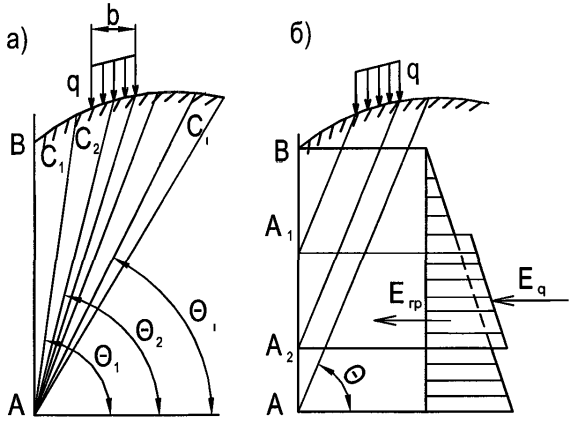


Рисунок 10.7 — К определению активного давления
песка или супеси на стенку ограждений
при произвольном очертании поверхности грунта
и расположении на ней нагрузки

11 Если поверхность грунта горизонтальна и на ней равномерно распределена нагрузка интенсивностью q, то активное давление грунта нескольких слоев песка или супеси а пределах каждого (i - го) слоя принимают изменяющимся прямолинейно от давления p, на уровне кровли этого слоя до давления p'_i на уровне его подошвы (рисунок 10.8):

$$p_i = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + ... + \gamma_{i-1} h_{i-1})\lambda_{ai}$$
$$p'_i = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + ... + \gamma_{i-1} h_{i-1} + \gamma_i h_i)\lambda_{ai} \quad (13)$$

где h_i — толщина i - го слоя грунта с объемным весом γ_i и углом внутреннего трения φ_i;

$\lambda_{ai} = tg^2(45° - \frac{\varphi_i}{2})$ — коэффициент активного давления грунта i - го слоя.

12 Активное давление суглинка или глины допускается определять, учитывая сцепление грунта *c* путем уменьшения ординат эпюры, построенной как для несвязного фунта (по объемному весу γ и углу φ внутреннего трения суглинка или глины) на величину, которая при плоской поверхности грунта, наклоненной к горизонту под углом α, определяется выражением:

$$p_c = \frac{c}{tg\varphi}(1 - \frac{\lambda_a}{\cos\alpha}); \quad (14)$$

λ_a - коэффициент активного давления грунта, определяемый по формуле (8).

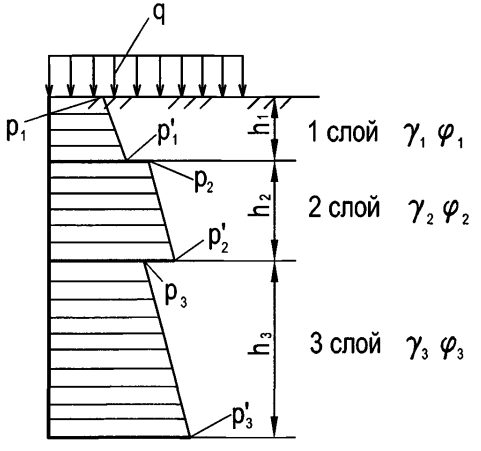


Рисунок 10.8 — К определению активного давления грунта из нескольких слоев песка или супеси на стенку ограждения

В пределах участка, на котором величина p_c превышает ординаты активного давления, вычисленные как для несвязного грунта, активное давление суглинка или глины не учитывают.

Построение эпюры активного давления однородного грунта в виде суглинка или глины показано на рисунке 10.9.

В случае разнородного грунта уменьшение активного давления за счет сцепления учитывают в пределах каждого слоя суглинка или глины, определяя величину p_c по формуле (14) по характеристикам φ и c соответствующего слоя.

При горизонтальной поверхности грунта ($\alpha = 0$) формула (14) может быть представлена в виде:

$$p_c = 2\,c\,\mathrm{tg}\,(45° - \frac{\varphi}{2}) = 2\,c\,\sqrt{\lambda_a}\,; \qquad (15)$$

13 Эпюру пассивного давления супеси или песка на стенку принимают в виде треугольника с наибольшей ординатой (рисунок 10.10):

$$p_п = \gamma\,H\,\lambda_п\,; \qquad (16)$$

где $\lambda_п$ — коэффициент пассивного давления грунта, определяемый выражением:

$$\lambda_п = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right)^2}; \qquad (17)$$

Угол δ трения грунта по стенке следует принимать по пункту 5. При δ=0 формула (17) упрощается и принимает вид:

$$\lambda_п = \mathrm{tg}^2(45° + \frac{\varphi}{2})\,; \qquad (18)$$

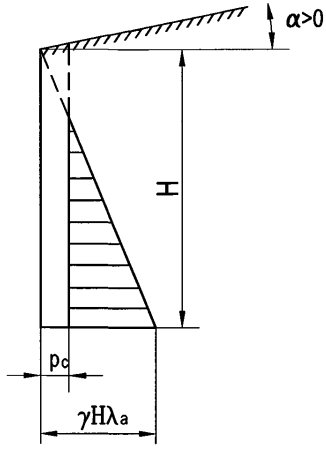


Рисунок 10.9 — К определению активного давления суглинка или глины

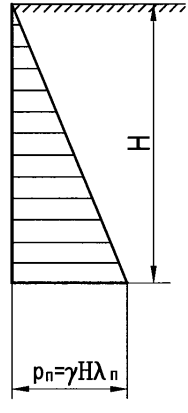


Рисунок 10.10 — Эпюра пассивного давления песка или супеси на стенку ограждения

14 Ординаты эпюры пассивного давления суглинка или глины на стенку (рисунок 11) получают суммированием соответствующих ординат двух эпюр: эпюры, построенной как для несвязного грунта (по значению угла φ внутреннего трения суглинка или глины) и эпюры с ординатами, равными:

$$2\,c\,tg\,(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = 2\,c\,\sqrt{\lambda_a}$$

Для поверхностного слоя, где возможно нарушение структуры суглинка или глины, расчетное сцепление c принимают уменьшающимся по линейному закону от полной величины (определяемой по пункту 2) на глубине 1,0 м до нуля у поверхности грунта.

15 При проектировании замкнутых в плане ограждений узких и глубоких котлованов, расположенных в сухих грунтах с углом внутреннего трения более 30°, допускается учитывать снижение активного давления грунта за счет пространственных условий работы.

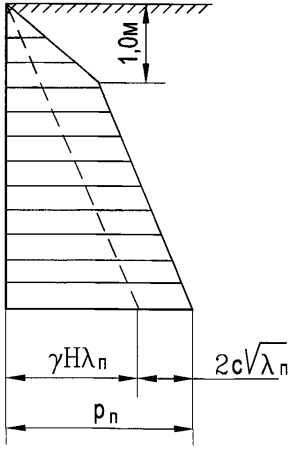


Рисунок 10.11 — Эпюра пассивного давления суглинка или глины на стенку ограждения

Снижение учитывается коэффициентом η, вводимым к величине давления E от собственного веса грунта. Коэффициент η следует принимать равным 0,7 при k = B : H = 0,5 и 1,0 при k ≥ 2 (где B – наибольший размер в плане и H – глубина котлована). При значениях 0,5 < k < 2 величина его принимается по интерполяции.

Приложение 11

(Справочное)

Нормативные значения объемных весов γ кН/м^3 (тс · м^3), удельных сцеплений c, Н/м^2 (кгс/м^2), углов внутреннего трения φ°

а) Песчаных грунтов.

Виды песков	Характеристика грунтов	Характеристика грунтов при коэффициенте пористости			
		0.45	0.55	0.65	0.75
Гравелистые и крупные	γ	20.5(2.05)	19.5(1.95)	19.0(1.90)	—
	c	2 (0.02)	1 (0.01)	—	—
	φ	43	40	38	—
Средней крупности	γ	20.5(2.05)	19.5(1.95)	19.0(1.90)	—
	c	3 (0.03)	2 (0.02)	1 (0.01)	—
	φ	40	38	35	—
Мелкие	γ	19.5(1.95)	19.5(1.95)	19.0(1.90)	19.0(1.90)
	c	6 (0.06)	4 (0.04)	2 (0.02)	—
	φ	38	36	32	28
Пылеватые	γ	19.5(1.95)	19.5(1.95) 6	19,0(1,90)	19.0(1.90)
	c	8 (0.08)	(0.06)	4 (0.04)	2 (0.02)
	φ	36	34	30	26

Примечание —

Для насыпного грунта φ принимается на 5° ниже, а γ - на 10 % меньше.

б) Глинистых грунтов четвертичных отложений.

Наименование грунтов и консистенция J_L	Характеристика грунтов	Характеристика грунтов при коэффициенте						
		0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05
Супеси $0 \le J_L \le 0,25$	γ	21.0	20.0	19.5	—	—	—	—
		(2.10)	(2.00)	(1.95)	—	—	—	—
	c	21	17	15	13	—	—	—
		(0.21)	(0.17)	(0.15)	(0.13)	—	—	—
	φ	30	29	27	—	—	—	—
Супеси $0,25 \le J_L \le 0,75$	γ	21.0	20.0	19.5	19.0	—	—	—
		(2.10)	(2.00)	(1.95)	(1.90)	—	—	—
	c	19	15	13	11	9	—	—
		(0.19)	(0.15)	(0.13)	(0.11)	(0.09)	—	—
	φ	28	26	24	21	—	—	—
Суглинки $0 \le J_L \le 0,25$	γ	21.0	20.0	19.5	19.0	18.5	18.0	17.5
		(2.10)	(2.00)	(1.95)	(1.90)	(1.85)	(1.80)	(1.75)
	c	47	37	31	25	22	19	15
		(0.47)	(0.37)	(0.31)	(0.25)	(0.22)	(0.19)	(0.15)
	φ	26	25	24	23	22	20	20
Суглинки $0,25 \le J_L \le 0,50$	γ	21.0	20.0	19.5	19.0	18.5	18.0	—
		(2.10)	(2.00)	(1.95)	(1.90)	(1.85)	(1.80)	—
	c	39	34	28	23	18	15	—
		(0.39)	(0.34)	(0.28)	(0.23)	(0.18)	(0.15)	—
	φ	24	23	22	21	19	17	—
Суглинки $0,50 \le J_L \le 0,75$	γ	—	—	19.5	19.0	18.5	18.0	17.5
		—	—	(1.95)	(1.90)	(1.85)	(1.80)	(1.75)
	c	—	—	25	20	16	14	12
		—	—	(0.25)	(0.20)	(0.16)	(0.14)	(0.12)
	φ	—	—	19	18	16	14	12
Глины $0 \le J_L \le 0,25$	γ	—	20.0	19.5	19.0	18.5	18.0	17.5
		—	(2.00)	(1.95)	(1.90)	(1.85)	(1.80)	(1.75)
	c	—	81	68	54	47	41	36
		—	(0.81)	(0.68)	(0.54)	(0.47)	(0.41)	(0.36)
	φ	—	21	20	19	18	16	14
Глины $0,25 \le J_L \le 0,50$	γ	—	—	19.5	19.0	18.5	18.0	17.5
		—	—	(1.95)	(1.90)	(1.85)	(1.80)	(1.75)
	c	—	—	57	50	43	37	32
		—	—	(0.57)	(0.50)	(0.43)	(0.37)	(0.32)
	φ	—	—	18	17	16	14	11
Глины $0,50 \le J_L \le 0,75$	γ	—	—	19.5	19.0	18.5	18.0	17.5
		—	—	(1.95)	(1.90)	(1.85)	(1.80)	(1.75)
	c	—	—	45	41	36	33	29
		—	—	(0.45)	(0.41)	(0.36)	(0.33)	(0.29)
	φ	—	—	15	14	12	10	7

Приложение 12
(Обязательное)

Таблица 1

Шкала балльности волнения на морях, озерах и крупных водохранилищах

Баллы	Высота волны, м	Характеристика волнения	Состояние водной поверхности
1	2	3	4
0	0	Волнение отсутствует	Зеркально-гладкая поверхность
1	до 0,25	Слабое	Рябь, появляются небольшие гребни волн
2	0,25–0,75	Умеренное	Небольшие гребни волн начинаются, но пена не белая, а стекловидная
3	0,75- 1,25	Умеренное	Хорошо заметные небольшие волны, гребни некоторых на них опрокидываются, образуя местами белую клубящуюся пену - «барашки»
4	1,25-2	Значительное	Волны принимают хорошо выраженную форму, повсюду образуются «барашки»
5	2-3,5	Сильное	Появляются гребни большой высоты, их вершины занимают большие площади, ветер начинает срывать пену
6	3,5 - 6	Сильное	Гребни очерчивают длинные валы ветровых волн, пена, срываемая с гребней ветром, начинает вытягиваться полосами по склонам волн
7	6 - 8,5	Очень сильное	Длинные полосы пены, срываемой ветром, покрывают склоны волн и местами, сливаясь, достигают их подошв

1	2	3	4
8	8,5 - 11	Очень сильное	Пена широкими плотными сливающимися полосами покрывает склоны волн, отчего поверхность становиться белой, только местами, во впадинах волн видны свободные от пены участки.
9	11 и более	Исключительное	Поверхность моря покрыта плотным слоем пены, воздух наполнен водяной пылью и брызгами; видимость уменьшена.
10	11 и более	Исключительное	Поверхность моря покрыта плотным слоем пены, воздух наполнен водяной пылью и брызгами; видимость значительно уменьшена.

Таблица 2

Шкала балльности и силы ветра

Баллы	Характеристика ветра	V_o м/сек	W_o Па(кгс/м^2)	Описание явлений, сопровождающих ветер
1	2	3	4	5
0	Штиль	0-0,5	0	Дым поднимается отвесно, листья деревьев неподвижны
1	Тихий	0,6-1,7	1 (0,1)	Движение флюгера незаметны; дым слегка отклоняется
2	Легкий	1,8-3,3	5 (0,5)	Дуновение ветра ощущается кожей лица; листья шелестят, флюгер начинает двигаться
3	Слабый	3,4-5,2	20 (2)	Листья и тонкие ветки деревьев все время колышутся; развиваются легкие флаги
4	Умеренный	5,3-7,4	40 (4)	Поднимается пыль; тонкие ветки деревьев качаются

1	2	3	4	5
5	Свежий	7,5-9,8	60 (6)	Качаются тонкие стволы деревьев; на воде появляются волны с гребешками
6	Сильный	9,9-12,4	110 (11)	Качаются толстые ветки деревьев; гудят телефонные провода
7	Крепкий	12,5-15,2	170 (17)	Качаются стволы деревьев; гнуться большие ветки; при ходьбе против ветра испытываются заметные затруднения
8	Очень крепкий	15,3-18,2	250 (25)	Ветер ломает тонкие ветки и сучья деревьев
9	Шторм	18,3-21,5	360 (36)	Небольшие разрушения; ветер срывает дымовые трубы и черепицу, волны на воде покрываются пеной
10	Сильный шторм	21,6-25,1	470 (47)	Значительные разрушения; деревья вырываются с корнем
11	Жесткий шторм	25,2-29	640 (64)	Большие разрушения
12	Ураган	более 29	740 (74)	Катастрофические разрушения

Примечания

1 Заполнение граф 1, 2, 3, 4 принято из Правил плавания по внутренним водным путям РФ.

2 В графе 4 приведены средние значения давления на 1м^2 поверхности, нормальной к ветру (W_o).

Таблица 3

Параметры волнения и ветра, при которых допускается производство СМР

(по СНиП 3.07.02-87 с изменениями)

№№ п/п	Виды работ	Волнение		Ветер	
		баллы	высота волны	баллы	скорость V_0 м/с
1	2	3	4	5	6
1	Берегоукрепительные работы (наброска массивов и отсыпка камня) с помощью плавкранов	II	0,75	6	12
2	Погрузка конструкций и материалов на плавсредства и разгрузка их	III	1,25	6	12
3	Свайные работы, выполняемые плавучими кранами и копрами	II	0,75	4	7,5
4	Установка оболочек большого диаметра (2,6-3м)	II	0,75	4	7,5
5	Бетонные работы - подача бетонной смеси в бадьях плавкранами	II	0,75	5	10
6	Работа на самоподъемных платформах морского типа сборка стальных пролетных строений на открытых местах и на высоте	IV	2	6	12
7	Сборка стальных пролетных строений на открытых местах и на высоте	—	—	6	12
8	Устройство и разборка временных подмостей (рештований) установка и снятие защитных ограждений и панелей с большой парусностью	—	—	5	10
9	Наводка пролетных строений наплаву	II	0,75	5	10

Примечание —

Для расчета мощности тяговых обустройств и буксиров при наводке пролетных строений наплаву среднюю скорость следует принимать V_0 =12м/с. При штормовом раскреплении плавсистемы на акватории якорные закрепления и канаты должны рассчитываться на нагрузки, действующие при ветре со средней скоростью V_0 =22 м/с.

Приложение 13
(Справочное)

Эквивалентные нормативные нагрузки *k*, кН/м (тс/м) от консольных кранов и обращающегося на сети подвижного состава

1 Изгибающие моменты в середине пролета разрезных балочных пролетных строений, возникающие при проходе по ним консольных кранов ГЭПК-130 и ГЭК-80 с блоками железобетонных пролетных строений, определяются по эквивалентным равномерно распределенным нагрузкам *k* в кН/м (тс/м) пути при α = 0.5 (для линий влияния треугольного очертания), приведенным в таблице 1.1. и 1.2.

Таблица 1.1

Расчетная длина загружаемого пролета λ, м	Эквивалентные нагрузки *k* в кН/м (тс/м) от консольного крана ГЭПК-130 с блоками пролетных строений весом, кН (тс) / длиной, м			
	500 (50) / 16.5	600 (60) / 18.7	850 (85) / 23.6	1080(108) / 27.6
15.8	197(19.7)	201 (20.1)	210(21.0)	218(21.8)
18.0	194(19.4)	198(19.8)	206 (20.6)	214(21.4)
22.9	188(18.8)	192(19.2)	202 (20.2)	—
26,9	185(18.5)	188(18.8)	196 (19.6)	204 (20.4)
Давление на ось крана, кН(тс)	344 (34.4)	351 (35.1)	367 (36.7)	381(38.1)

Таблица 1.2

Расчетная длина загружаемого пролета λ, м	Эквивалентные нагрузки *k* в кН/м (тс/м) от консольного крана ГЭК-80 с блоками пролетных строений весом, кН (тс) длиной, м		
	500/450 (50/45)* 16,5	600/600 (60/60) 18,7	850/750 (85/75) 23,6
15,8	160(16,0)	165 (16,5)	190(19,0)
18,0	151(15,1)	155(15,5)	179 (17,9)
22,9	131 (13,1)	135(13,5)	155(15,5)
Давление на ось крана, кН(тс)	280 (28,0)	290 (29,0)	336 (33,6)

* — вес блоков указан с учетом строповочных приспособлений, через дробь дан вес противовесов.

Здесь $\alpha = \frac{a}{\lambda}$ — положение вершины линии влияния,

где а — проекция наименьшего расстояния от вершины линии влияния, м;

λ — длина загружения линии влияния, м.

Опорные реакции допускается определять по упомянутым табличным значениям эквивалентных нагрузок, увеличенным на 15%.

Схема строповки блоков принята по действующим типовым проектам сборных пролетных строений (с нормальной высотой) из предварительно напряженного железобетона.

2 Схемы осевых нагрузок наиболее часто обращающегося на сети подвижного состава, а также схемы строящихся восьмиосных цистерн (в габарите для цистерн — Тц) и тепловозов шестиосных (в одной секции) приведены в конце приложения.

Характеристики каждой из единиц подвижного состава помещены в таблице 2.

Таблица 2

Подвижной состав		Характеристики единиц подвижного состава				
		число осей	грузо-подъ-емность, кН(тс)	нагрузка на ось, кН(тс)	Длина по осям сцепления автосцепок, м	Нагрузка на погонный метр пути, кН/м (тс/м)
Обра-щаю-щиеся	хоппер-дозатор	4	600 (60)	206.4 (20.64)	10.87	76.0 (7.60)
	Полувагон	6	940 (94)	209.0 (20.90)	16.40	76.5 (7.65)
	Полувагон	8	1250 (125)	210.0 (21.00)	20.24	83.0 (8.30)
	Тепловоз ТЭ-3	6 (в сек-ции)	—	210.0 (21.00)	16.97	74.2 (7.42)
Строя-щиеся	Цистерна	8	1250 (125)	220.0 (22.00)	18.90	94.2 (9.42)
	Тепловоз ТЭ-121	6 (в сек-ции)	—	250.0 (25.00)	22.00	68.2 (6.82)

3 Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от воздействия приведенных на рисунке схем для загружения линий влияния треугольного очертания (при λ=0,5 и λ=0) от однотипных вагонов приведены в таблице 3, а от ряда тепловозов ТЭ-3 и ТЭ-121 (без учета вагонной нагрузки) — в таблице 4.

Таблица 3

Длина загружения λ, м	Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от обращающихся полувагонов с количеством осей					
	4		6		8	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.5$
1	2	3	4	5	6	7
1	440.0 (44.00)	440.0 (44.00)	440.0 (44.00)	440.0 (44.00)	440.0 (44.00)	440.0 (44.00)
2	236.5 (23.65)	220.0 (22.00)	275.0 (27.50)	220.0 (22.00)	291.5 (29.15)	220.0 (22.00)
3	202.9 (20.29)	146.7 (14.67)	220.0 (22.00)	165.0 (16.50)	227.3 (22.73)	176.2 (17.62)
4	169.1 (16.91)	130.0 (13.00)	206.3 (20.63)	165.0 (16.50)	204.9 (20.49)	154.0 (15.40)
5	157.2 (15.72)	116.9 (11.69)	184.8 (18.48)	158.4 (15.84)	183.9 (18.39)	151.4 (15.14)
6	145.8 (14.58)	116.8 (11.68)	165.5 (16.55)	146.7 (14.67)	169.9 (16.99)	141.8 (14.18)
7	142.4 (14.24)	112.8 (11.28)	157.5 (15.75)	134.7 (13.47)	160.7 (16.07)	136.5 (13.65)
8	136.5 (13.65)	107.0 (10.70)	151.8 (15.18)	123.8 (12.38)	150.6 (15.06)	132.0 (13.20)
9	129.6 (12.96)	103.9 (10.39)	147.3 (14.73)	115.0 (11.50)	145.2 (14.52)	126.0 (12.60)
10	122.6 (12.26)	101.7 (10.17)	145.7 (14.57)	115.1 (11.51)	139.6 (13.96)	119.9 (11.99)
12	113.0 (11.30)	95.1 (9.51)	137.9 (13.79)	110.7 (11.07)	135.5 (13.55)	113.9 (11.39)
14	108.4 (10.84)	89.4 (8.94)	128.2 (12.82)	108.3 (10.83)	132.7 (13.27)	110.0 (11.00)
16	105.2 (10.52)	85.6 (8.56)	118.8 (11.88)	103.5 (10.35)	129.1 (12.91)	108.3 (10.83)
18	103.5 (10.35)	82.6 (8.26)	112.4 (11.24)	98.1 (9.81)	123.7 (12.37)	106.8 (10.68)
20	101.5 (10.15)	82.3 (8.23)	109.4 (10.94)	92.7 (9.27)	117.8 (11.78)	104.1 (10.41)

25	96.4 (9.64)	81.9 (8.19)	104.3 (10.43)	84.9 (8.49)	110.0 (11.00)	95.4 (9.54)
1	2	3	4	5	6	7
30	94.4 (9.44)	82.8 (8.28)	101.6 (10.16)	81.2 (8.12)	106.4 (10.64)	90.8 (9.08)
35	92.0 (9.20)	82.3 (8.23)	97.2 (9.72)	81.0 (8.10)	105.0 (10.50)	88.4 (8.84)
40	90.9 (9.09)	81.3 (8.13)	95.2 (9.52)	82.2 (8.22)	102.4 (10.24)	87.2 (8.72)
45	89.4 (8.94)	81.2 (8.12)	94.3 (9.43)	82.7 (8.27)	100.1 (10.01)	87.7 (8.77)
50	88.7 (8.87)	81.6 (8.16)	92.4 (9.24)	82.8 (8.28)	98.9 (9.89)	88.3 (8.83)
60	87.4 (8.74)	81.2 (8.12)	90.7 (9.07)	81.1 (8.11)	97.2 (9.72)	88.9 (8.89)
70	86.5 (8.65)	81.2 (8.12)	89.0 (8.90)	80.8 (8.08)	85.5 (8.55)	87.7 (8.77)
80	85.9 (8.58)	81.2 (8.12)	88.1 (8.81)	81.4 (8.14)	94.7 (9.47)	87.0 (8.70)
90	85.3 (8.53)	81.0 (8.10)	87.1 (8.71)	80.8 (8.08)	93.6 (9.36)	87.3 (8.73)
100	84.8 (8.48)	81.1 (8.11)	86.4 (8.64)	80.6 (8.06)	93.1 (9.31)	87.5 (8.75)

Примечание —

При учете распределения сосредоточенного давления элементами верхнего строения пути К принимаются не более:

— 220 кН/м (22 тс/м) пути при передаче давления мостовой поперечиной и при непосредственном прикреплении рельсов к пролетному строению;

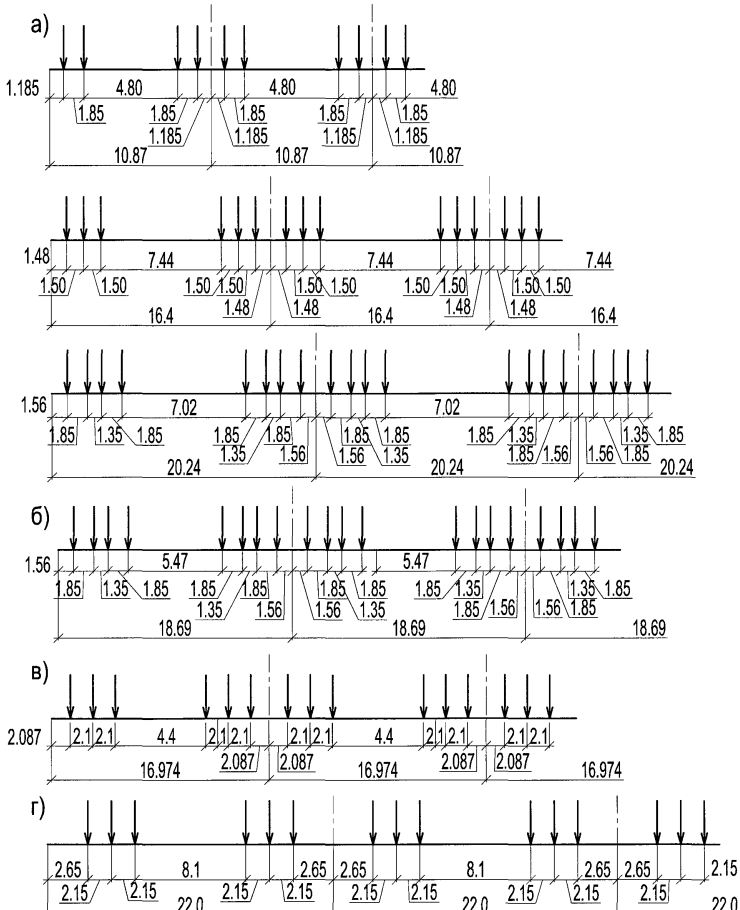
— 170 кН/м (17 тс/м) пути при передаче давления через балласт (и при расчете подпорных стен).

Таблица 4

Длина загружения λ, м	Эквивалентные нагрузки k в кН/м (тс/м) пути от тепловозов			
	ТЭ-3, давление на ось 210 кН (21тс)		ТЭ-121, давление на ось 250 кН (25 тс)	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,5$
1	420.0 (44.00)	420.0 (42.00)	500.0 (50.00)	500.0 (50.00)
2	210.0(21.00)	210.0(21.00)	250.0 (25.00)	250.0 (25.00)
3	182.0(18.20)	140.0(14.00)	213.9(21.39)	166.7(16.67)
4	154.9(15.49)	114.2(11.42)	182.8(18.28)	133.7(13.37)
5	146.2 (14.62)	110.9(11.09)	171.0(17.10)	128.0 (12.80)
6	136.5(13.65)	112.0(11.20)	160.4 (16.04)	130.6(13.06)
7	126.0 (12.60)	108.0(10.80)	148.5 (14.85)	126.5 (12.65)
8	116.2(11.62)	102.4(10.24)	137.1(13.71)	120.3 (12.03)
9	110.6(11.06)	96.4 (9.64)	126.9(12.69)	113.6(11.36)
10	106.4 (10.64)	90.7 (9.07)	119.8(11.98)	107.0(10.70)
12	101.7(10.17)	80.5 (8.05)	111.8(11.18)	95.1 (9.51)
14	99.2 (9.92)	77.3 (7.73)	107.9 (10.79)	85.2 (8.52)
16	95.6 (9.56)	75.6 (7.56)	106.1 (10.61)	81.3 (8.13)
18	92.4 (9.24)	75.3 (7.53)	102.3 (10.23)	79.6 (7.96)
20	90.5 (9.05)	75.7 (7.57)	97.9 (9.79)	78.0 (7.80)
25	87.4 (8.74)	77.1(7.71)	89.7 (8.97)	74.1 (7.41)
30	85.3 (8.53)	74.8 (7.48)	86.6 (8.66)	71.4(7.14)
35	83.6 (8.36)	74.5 (7.45)	83.9 (8.39)	71.2(7.12)
40	82.6 (8.26)	75.1(7.51)	82.7 (8.27)	68.8 (6.88)
45	81.5(8.15)	74.9 (7.49)	80.4 (8.04)	68.4 (6.84)
50	80.9 (8.09)	74.4 (7.44)	79.2 (7.92)	68.7 (6.87)
60	79.7 (7.97)	74.7 (7.47)	77.6 (7.76)	69.1(6.91)
70	78.9 (7.89)	74.3 (7.43)	76.0 (7.60)	68.6 (6.86)
80	78.3 (7.83)	74.4 (7.44)	75.1 (7.51)	68.7 (6.87)
90	77.9 (7.79)	74.4 (7.44)	74.3 (7.43)	68.3 (6.83)
100	75.5 (7.55)	74.3 (7.43)	73.7(7.37)	68.6 (6.86)

Примечание —

Ограничения величин эквивалентных нагрузок k, кН/м (тс/м), пути принимаются такие же, как и для вагонов с осевым давлением 220 кН (22 тс).



Схемы осевых нагрузок подвижного состава:

а — обращающиеся вагоны: четырехосный хоппер-дозатор, цельнометаллические шести- и восьмиосные полувагоны;

б — строящиеся восьмиосные цистерны;

в — обращающиеся тепловозы ТЭ-3;

г — строящиеся тепловозы ТЭ-121.

Приложение 14

(Справочное)

Значения коэффициентов трения скольжения различных материалов

Пара трущихся тел	Коэффициенты трения скольжения (при трогании с места)		
	Поверхности		
	сухие	смоченные водой	смазанные
Сталь по стали (без обработки)	0.20	0.45	0.15
Дерево по дереву: при параллельных волокнах	0.60 0.48 (для дуба)	0.70	0.15
при взаимно перпендикулярных волокнах	0.55	0.71	0.20
торцом	0.45		
Дерево по стали	0.50		
« « льду	0.04	0.65	0.20
« « грунту	0.50-0.60	-	-
« « бетону	0.40	0.1-0.25	-
Бетон по глине	0.25	0.10	-
« « суглинкам и супесям	0.30	0.25	-
« « песку	0.40	0.25	-
« « гравию и гальке	0.50	-	-
« « скале	0.60	0.25	-
« « бетону	0.60	-	-
« « тиксотропиой рубашке из глинистого раствора	-	0.01	-
Сталь по льду	0.02	-	-
Полимерные прокладки по стали	см.	таблица 7.4	
Сталь по асфальту	0.35	0.40	-
Сталь по не опалубленной поверхности бетона	0.45	-	0.25
Сталь по гладкой бетонной поверхности	0.35	-	0.20

Примечание –

Коэффициенты трения стали по стали указаны для давления до 2 Мпа (20 кгс/см^2). Для обработанных поверхностей в стыках на высокопрочных болтах см. СНиП II-23-81* изд. 1991 г.

Приложение 15

(Справочное)

Динамическое давление и скорости ветра для расчета грузоподъемных кранов, эксплуатируемых на открытом воздухе (на суше)*

Нерабочее состояние

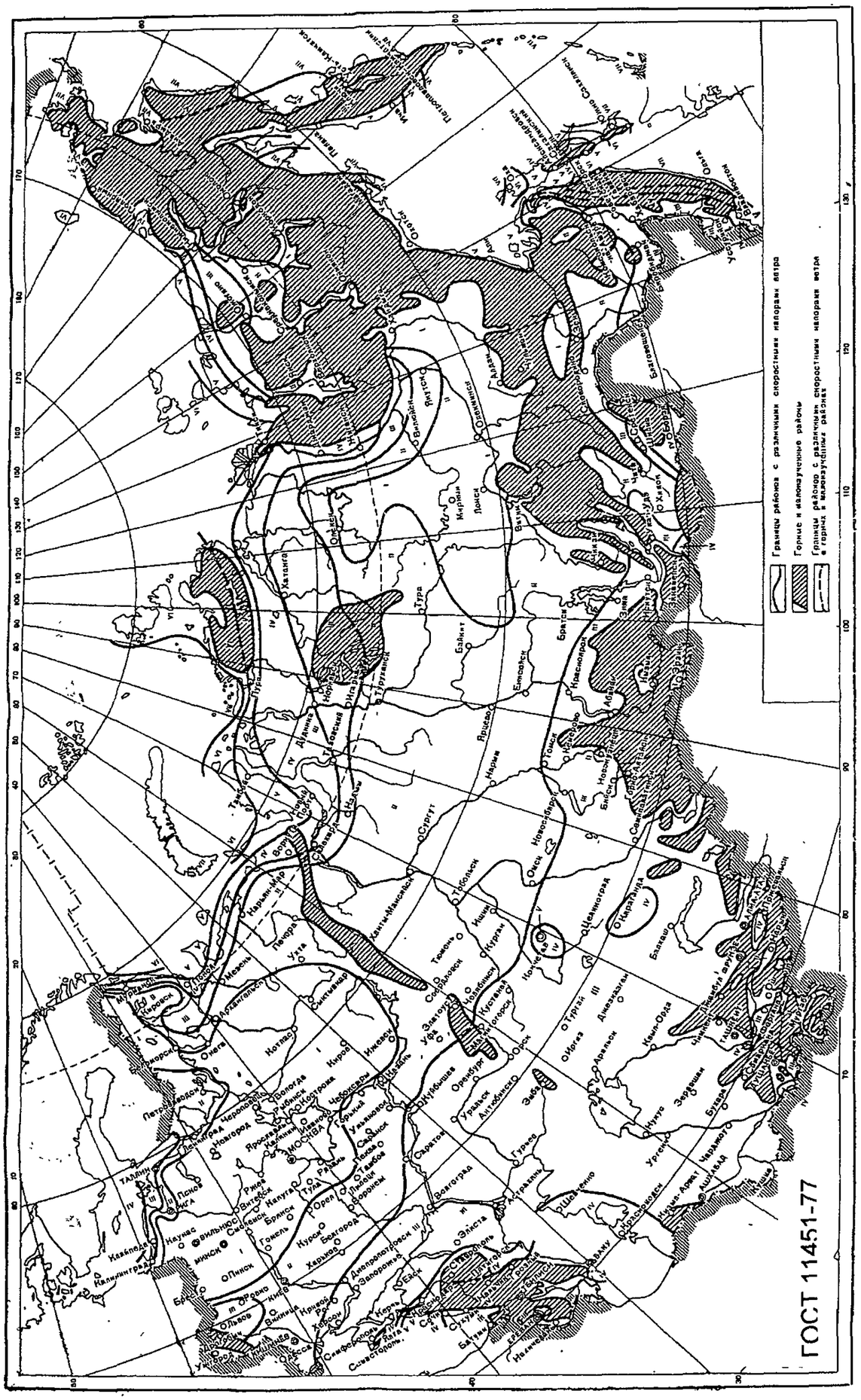
Наименование показателей ветровой нагрузки	Районы СССР						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Скорость ветра V, м/с	21	24	27	30	33	37	40
Динамическое давление q, Па	270	350	450	550	700	850	1000

Рабочее состояние

Назначение кранов	Скорость ветра V, м/с	Динамическое давление q, Па
Краны: строительные, монтажные, для полигонов железобетонных изделий, штучных грузов, а также стреловые самоходные общего назначения	14,0	125
Краны всех типов назначения, устанавливаемые в речных и морских портах	20,0	250
Краны, устанавливаемые на объектах, исключающих возможность перерыва в работе	28,5	500

* ГОСТ 1451-77 (извлечение)

Карта районирования СССР в зависимости от динамического ветра



Приложение 16
(Справочное)

Таблица 1

Аэродинамические коэффициенты для отдельных элементов из профилей

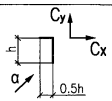
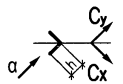
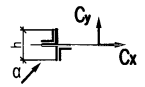
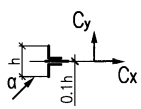
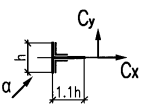
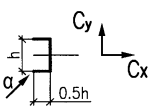
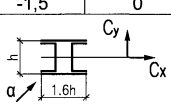
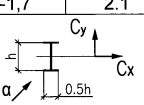
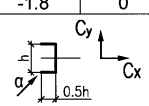
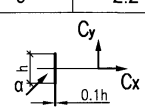
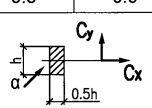
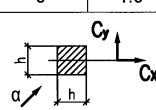
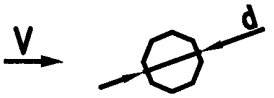
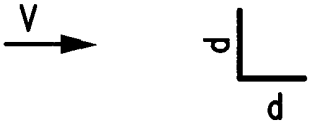
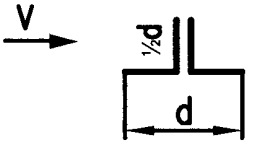
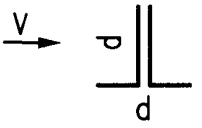
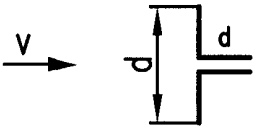
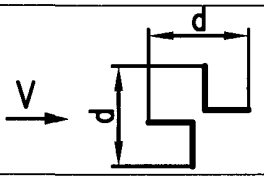
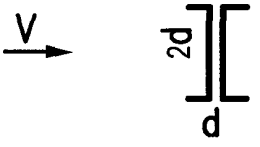
Тип профиля						
α, град	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0	1.9	0.95	1.8	1.8	1.75	0.1
45	1.8	0.8	2.1	1.8	0.85	0.85
90	2.0	1.7	-1.9	-1.0	0.1	1.75
135	-1.8	-0.1	-2.0	0.3	-0.75	0.75
180	-2.0	0.1	-1.4	-1.4	-1.75	-0.1
						
α, град	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0	1,6	0	2.0	0	2.05	0
45	1,5	-0,1	1,2	0.9	1.85	0.6
90	-0,95	0,7	-1,6	2.15	0	0.6
135	-0,5	1,05	-1,1	2.4	-1.6	0.4
180	-1,5	0	-1,7	2.1	-1.8	0
						
α, град	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0	1.4	0	2.05	0	1.6	0
45	1.2	1.6	1.95	0.6	1.5	1.5
90	0	2.2	0.5	0.9	0	1.9
						
α, град	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0	2.0	0	2.1	0	2.0	0
45	1.8	0.1	1.4	1.7	1.55	1.55
90	0	0.1	0	0.75	0	2.0

Таблица 2

Число Струхаля

№№ п/п		i	Sh
1		$\frac{d}{2\sqrt{2}}$	0,2
2		0,3	0,145
3		0,15	0,105
4		0,32	0,12
5		0,43	0,145
6		0,21	0,145
7		$\frac{d}{\sqrt{6}}$	0,15
8		0,24	0,12
9		0,45	0,137
10		0,1	0,13
11		0,8	0,15

Приложение 17
(Обязательное)

ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛЕЙ И МАТЕРИАЛОВ СОЕДИНЕНИЙ ДЛЯ СТАЛНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(извлечение из СП 53-102-2004, с незначительными изменениями и дополнениями)

Материалы для стальных конструкций

Группы стальных конструкций

Группа 1. Сварные конструкции[1] либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических[2], вибрационных и подвижных нагрузок (пролетные строения и опоры подкрановых, бункерных и разгрузочных эстакад и рабочих мостиков; подкопровые мосты; подмости для погружения свай и оболочек; элементы конструкций разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижного состава и т.п.).

Конструкции группы 1 следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений.

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке (монтажные подмости, ростверки, крепление котлованов, устройства для подъема (опускания) и надвижки, временные промежуточные опоры, понтоны и другие растянутые, изгибаемые и растянуто-изгибаемые элементы и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений.

Группа 3. Сварные конструкции, либо их элементы, работающие при статической нагрузке (стойки, колонны, опорные плиты и другие сжатые и сжато-изогнутые элементы и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4. Вспомогательные конструкции и их элементы (лестницы, площадки, бункера, оборудование для укладки бетона и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

---

[1] Конструкция или ее элемент считаются имеющими сварные соединения, если они расположены в местах действия значительных расчетных растягивающих напряжений ($\sigma > 0{,}3R_y$; $\sigma > 0{,}3R_{wf}$ или $\sigma > 0{,}3R_{wz}$) либо в местах, где возможно разрушение сварного соединения, например из-за значительных остаточных напряжений, что может привести к непригодности к эксплуатации конструкции в целом.

[2] Конструкции относятся к подвергающимся воздействию динамических нагрузок, если они рассчитываются с учетом коэффициентов динамичности.

Примечания —

1 При назначении стали в конструкциях зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкций уменьшается на единицу (для групп 2 - 4).

2 При толщине проката t > 40 мм номер группы конструкций уменьшается на единицу (для групп 2 — 4), при толщине проката t ≤ 8 мм — увеличивается на единицу (для групп 1—3). При этом прокат толщиной 25 мм и более для элементов сварных конструкций, работающих на растяжение в направлении толщины, и остальной прокат толщиной более 40 мм должны удовлетворять требованиям ГОСТ 28870: для конструкций группы 1 — уровня ответственности I (по ГОСТ 27751), требованиям группы качества Z35; для других конструкций группы 1, а также для фланцевых соединений и в случае, когда усилие нормально поверхности листа, — требованиям группы качества Z25; в остальных случаях — Z15.

Таблица В.1 — Назначение сталей в конструкциях и сооружениях

Стали по				Условия применения стали при расчетной температуре *, °С								
				до минус 40°С			ниже минус 40°С до минус 50°С			ниже минус 50°С		
				Для групп конструкций								
ГОСТ 27772	ГОСТ 535 ГОСТ 14637	ГОСТ 19281	ТУ 14-1-5399	1	2	3	1	2	3	1	2	3
С 235	Ст3кп2			–	–	+	–	–	–	–	–	–
С245	Ст3пс5			–	+	х	–	–	–	–	–	–
С255,С285	Ст8пс5			+	х	х	–	–	–	–	–	–
С345		09Г2С	06МБФ	3	1	1	3	3	1	4	4	2 или 3
				12	4	4	12	12	4	15	15	7или 12
				+	+	+	+	+	+	+	+	+

* — Расчетные температуры приняты по пункту 4.1 СНиП 2.05.03.84* таблица 46.

Обозначения, принятые в таблице В.1:

знак «+» — следует применять; «–» — не следует применять;

«х» — можно применять при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Примечания —

1 Расчетная температура устанавливается согласно пункту 11.3 СТО 136-2009.

2 При использовании сталей С345 и 09Г2С в числителе даны категории требований по ударной вязкости по ГОСТ 27772, в знаменателе - аналогичные категории по ГОСТ 19281.

3 В конструкциях группы 4 при температуре выше минус 40°С назначают сталь С235 по ГОСТ 27772 или Ст3кп2 и Ст3пс2 по ГОСТ 535 или ГОСТ 14637, при более низких расчётных температурах — стали С245, С255, С285 по ГОСТ 27772 или Ст3пс5 и СТ3сп5 по ГОСТ 535 или по ГОСТ 14637.

4 Прокат повышенной огнестойкости О6МБФ по ТУ 14-1-5399 имеет свойства стали С345-4 по ГОСТ 27772.

5 Прокат из стали с пределом текучести $R_{yn} \geq 390$ Н/мм2 назначается согласно требованиям таблиц В.3 и В.4.

6 Стали для конструкций, возводимых в районах с расчетной температурой ниже минус 40° С, но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях, принимают как для средней месячной температуры воздуха в январе согласно указаниям СНиП 2.01.07 (см. карту 5 приложения 5).

Таблица В.2 — Стали для труб

Марка стали (толщина, мм)	ГОСТ	Условие применения стали при расчетной температуре, °С								
		До минус 40°С			ниже минус 40°С до минус 50°С			ниже минус 50°С		
		Для групп конструкций								
		2	3	4	2	3	4	2	3	4
ВСтЗкп (до 4)	ГОСТ 10705*	+2***	+2***	+2***	+2***	+2***	+2***	—	—	+2***
ВСтЗкп (4,5-10)	ГОСТ 10705*	—	+2***	+2***	—	—	—	—	—	—
ВСтЗпс (до 5,5)	ГОСТ 10705*	+2***	+2***	+2***	—	+2***	+2***	—	—	+2***
ВСгЗпс (6-10)	ГОСТ 10705*	+6	+6	+6	—	—	+6	—	—	+6
ВСтЗсп (6-10)	ГОСТ 10705*	—	—	—	—	+5	—	—	—	—
ВСтЗпс (5-15)	ГОСТ 10706**	—	+4	+4	—	—	+4	—	—	—
ВСтЗсп (5-15)	ГОСТ 10706**	—	—	—	—	+4	—	—	—	—
20****	ГОСТ 8731	+	+	—	—	—	—	—	—	—
09Г2С**	ГОСТ 8731	+	+	—	+	+	—	—	—	—

Обозначения, принятые в таблице В.2:

«+» — следует применять; «—» — не следует применять;

цифра у знака «+» означает категорию стали.

* Группа В, таблица 1 ГОСТ 10705.

** Группа В с дополнительными требованиями по ГОСТ 10706 (в заказе стали указывается класс сплошности).

*** Кроме опор ВЛ, ОРУ и КС.

**** Бесшовные горячедеформированные трубы из указанных марок стали допускается применять для группы конструкций 1.

Примечание — Бесшовные горячедеформированные трубы из стали марки 20 по ГОСТ 8731 при расчетной температуре до минус 40° С с дополнительными требованиями по ударной вязкости, при температуре минус 20° С — не менее 30 Дж/см^2; из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731 при расчетной температуре ниже минус 40° С до минус 50° С с дополнительными требованиями по ударной вязкости: при температуре минус 40° С — не менее 40 Дж/см^2 при толщине стенки до 9 мм и 35 Дж/см^2 при толщине стенки 10 мм и более.

Таблица В.3 — Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчетные температуры, °С	Группа Конструкций	Нормируемые показатели ударной вязкости для проката с пределом текучести, Н/мм^2			
		$R_{YN} < 290$	$290 < R_{YN} < 390$	$390 < R_{YN} < 490$	$R_{yn} > 490$
До минус 40	1	KCA+KCV	KCV^{-20}	KCV^{-40}	KCV^{-60}
	2	То же	То же	То же	То же
	3	»	»	»	»
Ниже минус 40 до минус 50	1	$KCA+KCV^{-20}$	KCV^{-40}	KCV^{-40}	KCV^{-60}
	2	$KCA+KCV^{0}$	KCV^{-20}	То же	То же
	3	То же	То же	»	»
Ниже минус 50	1	$KCA+KCV^{-20}$	KCV^{-40}	KCV^{-60}	KCV^{-60}
	2	То же	То же	То же	То же
	3	»	»	»	»

Примечания

1 KCV — ударная вязкость на образцах с V-образным надрезом (тип 11 по ГОСТ 9454), индекс t (KCV^t) — регламентированная температура испытания на ударный изгиб, отсутствие индекса означает температуру +20 °С; КСА — ударная вязкость при температуре +20 °С при испытании образцов типа 1 по ГОСТ 9454 с V-образным надрезом после деформационного старения.

2 Нормы ударной вязкости:

а) для сталей $R_{yn} < 290$ Н/мм^2 — $KCV = KCV^{-20} = 34$ Дж/см^2 на продольных образцах и 25 Дж/см^2 на поперечных образцах; КСА = 29 Дж/см^2;

б) для сталей с $290 \le R_{yn} < 390$ Н/мм^2 - $KCV^0 = KCV^{-20} = KCV^{-40} = 34$ Дж/см^2 на продольных образцах и 25 Дж/см^3 на поперечных образцах;

в) для сталей с $390 < R_{yn} < 490$ Н/мм^2 - $KCV^{-40} = KCV^{-60} = 25$ Дж/см^2;

г) для сталей с $R_{yn} > 490$ Н/мм^2 - $KCV^{-60} = 25$ Дж/см^2.

Таблица В.4 — Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали R_{yn}, Н/мм^2	Содержание элементов[1], % (не более)			$C_э$, % (не более)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,050[2]	—
$290 \le R_{yn} < 390$	0,15	0,035	0,040[2]	0,45
$390 \le R_{yn} < 490$	0,15	0,020[3]	0,015[3]	0,46
$490 \le R_{yn} < 590$	0,15	0,015	0,010	0,47

[1] Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате по ГОСТ 27772.

[2] В случае термической обработки, направленной на измельчение зерна, S ≤ 0,025 %

[3] S + P ≤ 0,020

Примечание —

Углеродный эквивалент ($C_э$, %) определяется по формуле

$$C_э = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$$

где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P — массовые доли элементов, %.

Таблица В.5 — Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина[1] проката, мм	Нормативное сопротивление[2] проката, Н/мм^2		Расчетное сопротивление[3] проката, Н/мм^2	
		R_{YN}	R_{UN}	R_y	R_U
С235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
С245	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 30	235	370	230/225	360/350
С255	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 40	235	370	230/225	360/350
С285	От 2 до 10	275	390	270/260	380/370
	Св. 10 до 20	265	380	260/250	370/360
С345	От 2 до 20	325	470	315/310	460/450
	Св. 20 до 40	305	460	300/290	450/440
	Св. 40 до 80	285	450	280/270	440/430
	Св. 80 до 100	265	430	260/250	420/410
С345К	От 4 до 10	345	470	335/330	460/450
С375	От 2 до 20	355	490	345/340	480/465
	Св. 20 до 40	335	480	325/320	470/455
С390	От 4 до 50	390	540	380/370	525/515
С440	От 4 до 30	440	590	430/420	575/560
	Св. 30 до 50	410	570	400/390	555/540
С590 С590К	От 10 до 40	590	685	575/560	670/650

[1] За толщину фасонного проката принимают толщину полки.

[2] За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения приведены только в одной системе единиц (кгс/мм^2), нормативные сопротивления (Н/мм^2) вычисляют умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 Н/мм^2. Допускается применение значений нормативных сопротивлений, отличных от приведенных в таблице В.5.

[3] Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с таблицей 3, и округлением до 5 Н/мм^2. В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката, поставляемого по ГОСТ 27772 (кроме стали С590К) или другой нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката по ГОСТ 27772 (γ_m = 1,025), в знаменателе — расчетное сопротивление остального проката при γ_m = 1,050.

Таблица В.5а — Марки стали, заменяемые сталями по ГОСТ 27772-88*

Стали по ГОСТ 27772-88*	Заменяемая марка стали	ГОСТ или ТУ
С235	Ст3кп2	ГОСТ 380-2005
	Ст3кп2-1	ТУ14-1-3023-80
	18кп	ГОСТ 23570-79
С245	Ст3пс6 (листовой прокат толщиной до 20 мм, фасонный - до 30 мм)	ГОСТ 380-2005
	ВСт3пс6-1	ТУ14-1-3023-80
	18пс	ГОСТ 23570-79
С255	Ст3сп5, Ст3Гпс5, Ст3пс6 (листовой прокат толщиной свыше 20 мм до 40 мм, фасонный - свыше 30 мм)	ГОСТ 380-2005
	Ст3сп5-1, Ст3Гпс3-1	ТУ14-1-3023-80
	18сп, 18Гпс, 18Гсп	ГОСТ 23570-79
С275	Ст3пс6-2	ТУ14-1-3023-80
С285	Ст3сп5-2, Ст3Гпс5-2	ТУ 14-1-3023-80
С345, С345Т	09Г2	ГОСТ 19281-89
	09Г2С 14Г2 (листовой, фасонный прокат толщиной до 20 мм) 15ХСНД (листовой прокат толщиной до 10 мм, фасонный - до 20 мм)	ГОСТ 19281-89
	12Г2С гр. 1	ТУ 14-1-4323-88
	09Г2 гр. 1, 09Г2 гр. 2, 09Г2С гр. 1 14Г2 гр.1 (фасонный - до 20 мм)	ТУ 14-1-3023-80
	390	ТУ 14-15-146-85
	ВСтТпс	ГОСТ 14637-79*

Стали по ГОСТ 27772-88*	Заменяемая марка стали	ГОСТ или ТУ
С345К	10ХНДП	ГОСТ 19281-89 ТУ 14-1-1217-75
С375, С375Т	09Г2С гр. 2	ТУ14-1-3023-80
	12Г2С гр. 2	ТУ14-1-4323-88
	14Г2 гр. I (фасонный прокат толщиной свыше 20 мм); 14Г2 гр. 2 (фасонный прокат толщиной до 20 мм)	ТУ14-1-3023-80
	14Г2 (листовой и фасонный прокат толщиной свыше 20 мм), 10Г2С1 15ХСНД (листовой прокат толщиной свыше 10 мм, фасонный - свыше 20 мм), 10ХСНД (листовой прокат толщиной до 10 мм, фасонный - без ограничения толщины)	ГОСТ 19281-89
С390, С390Т	14Г2АФ, 10Г2С1 термоупрочненная 10ХСНД (листовой прокат толщиной свыше 10 мм)	ГОСТ 19281-89
С390К	15Г2АФДпс	ГОСТ 19281-89
С440	16Г2АФ, 18Г2АФпс, 15Г2СФ термоупрочненная	ГОСТ 19281-89
С590	12Г2СМФ	ТУ 14-1-1308-75
С590К	12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1772-76

Примечания —

1 Стали С345 и С375 категорий 1, 2, 3, 4 по ГОСТ 27772-88* заменяют стали категорий соответственно 6, 7 и 9, 12, 13 и 15 по ГОСТ 19281-89.

2 Стали С345К, С390, С390К, С440, С590, С590К по ГОСТ 27772-88* заменяют соответствующие марки стали категорий 1-15 по ГОСТ 19281-89, указанный в настоящей таблице.

3 Замена сталей по ГОСТ 27772-88* сталями, поставляемыми по другим государственным стандартам и техническим условиям, не предусмотрена.

Таблица В.6 — Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе труб

Марка стали	ГОСТ	Толщина стенки, мм	Нормативное сопротивление, Н/мм^2		Расчетное сопротивление, Н/мм^2	
			R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
ВСт3кп, ВСт3пс, ВС3сп	ГОСТ 10705	до 10	225	370	215	350
ВСт3пс4, ВСт3сп4	ГОСТ 10706	4-15	245	370	235	350
20	ГОСТ 8731	4-36	245	410	225	375
Примечание — Нормативные сопротивления для труб из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731 устанавливаются по соглашению сторон в соответствии с требованиями этого стандарта.						

Таблица В.7 — Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

Временное сопротивление Н/мм^2	Расчетное сопротивление, Н/мм^2		
	смятию		диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местному в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании R_{lp}	
1	2	3	4
360	351/343	116/171	9/9
370	361/352	180/176	9/9
380	371/362	185/181	9/9
390	380/371	190/185	10/10
400	390/381	195/190	10/10
430	420/409	210/204	10/10
440	429/419	215/209	11/11

1	2	3	4
450	439/428	220/214	11/11
460	449/438	224/219	11/11
470	459/448	229/224	11/11
480	468/457	234/228	12/12
490	478/467	239/233	12/12
510	498/486	249/243	12/12
540	527/514	263/257	13/13
570	556/543	278/271	14/14
590	576/562	288/281	14/14

Примечание —

В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 6 при γ_m = 1,025 (в числителе) и γ_m=1,050 (в знаменателе).

ТАБЛИЦА В.8 — Расчётные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали марок, Н/мм^2			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	R_u	150	180	210	250
Сдвиг	R_s	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	230	270	320	370
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плоском касании	R_{lp}	110	130	160	180
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	6	7	8	10

Материалы для соединений стальных конструкций

Таблица Г.1 — Материалы для сварки, соответствующие стали

Сталь	Материалы для сварки				
	в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157)	под флюсом (по ГОСТ 9087)		Порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)	Покрытыми электродами (по ГОСТ 9467)
	Марка				Тип электрода
	сварочной проволоки		флюса	Порошковой проволоки	
R_n<290 Н/мм^2	Св-08Г2С	Св-08А	АН-348-А АН-60*	ПП-АН-3	Э42*, Э42А
		Св-08ГА			Э46*, Э46А
290≤R_{yn}≤590 Н/мм^2		Св-10ГА**	АН-17-М АН-43	ПП-АН-8	Э50*, Э50А
		Св-10Г2** Св-10НМА	АН-47 АН-348-А***		—
R_{yn}≥ 590 Н/мм^2	Св-08Г2С Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М	ПП-АН-3	Э60
	Св-10ХГ2СМА	Св-08ХН2ГМЮ		ПП-АН-8	Э70

* Флюс АН-60 и электроды типов Э42, Э46, Э50 применяют для конструкций групп 2, 3 при расчетных температурах до минус 40° С.

** Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

*** Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчетных температурах ниже минус 40°С и толщин свыше 32 мм — при расчетных температурах до минус 40° С.

Примечание —

При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать сварочные материалы (проволоку, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.

Таблица Г.2 — Нормативные и расчетные сопротивления металла угловых швов

Сварочные материалы		R_{wun}, Н/мм^2	R_{wf}, Н/мм^3
Тип электрода (по ГОСТ 9467)	Марка проволоки		
Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А	Св-08, Св-08А Св-08ГА, Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	410 450 490	180 200 215
Э60	Св-08Г2С1[1)], Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	—	835	340

[1)] Только для швов с катетом $k_f \le 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм^2 и более.

Таблица Г.3 — Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчетная температура °С	Класс прочности болтов и требования к ним по ГОСТ Р 52627 в конструкциях			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
До минус 40°	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9
Ниже минус 40° До минус 50°	5,6 8,8 10,9 –	5,6 8,8 10,9 12,9	5,6 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9
Ниже минус 50°	5,6 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9	– 8,8* 10,9* –	5,6 8,8 10,9 12,9

* С требованием испытания на разрыв на косой шайбе по 8.6 ГОСТ Р 52627.

Примечание — Высокопрочные болты по ГОСТ Р 52643 из стали марки 40Х «селект» применяются в тех же конструкциях, что и болты класса прочности 10.9

Таблица Г.4 — Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Нормативный документ	Марка стали при расчетной температуре, t, °С		
		До минус 40° С	Ниже минус 40° С до минус 50° С	Ниже минус 50° С
Конструкции, кроме опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535	СтЗпс2	СтЗпс4,	–
		СтЗсп2	СтЗсп4	–
	ГОСТ 1050	20	–	–
	ГОСТ 19281	–	09Г2С-4*	09Г2С-4*
Для U-образных болтов, а также фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535	СтЗпс4	–	–
		СтЗсп4	–	–
	ГОСТ 19281	–	09Г2С-4*	09Г2С-6**

* Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 4.

** Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 6.

Таблица Г.5 — Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм2

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{BS}	R_{BT}
5.6	500	300	210	225
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	–
40Х «селект»	1100	990	405	550

Примечание —

Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 3 с округлением до 5 Н/мм^2.

Таблица Г.6 — Нормативные сопротивления стали и расчетные сопротивления смятию элементов в болтовых соединениях, Н/мм^2

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un}	R_{bp} для болтов	
	класса точности А	классов точности В и С
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Примечание —

Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 6 СП 53-102-2004 с округлением до 5 Н/мм^2.

Таблица Г.7 — Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Номинальный диаметр болтов, мм	R_{ba}, Н/мм^2, для болтов из стали марок	
	по ГОСТ 535 [1)]	по ГОСТ 19281 [1)]
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-6, 09Г2С-8
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210

[1)] Расчетные сопротивления для болтов из других сталей вычисляются по формулам раздела 7 СП 53-102-2004 .

Примечания —

1 Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.

2 В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 7 с округлением до 5 Н/мм^2.

Таблица Г.8 — Нормативные и расчетные сопротивления, Н/мм^2, растяжению высокопрочных болтов по ГОСТ Р 52643 из стали марки 40Х «селект»

Номинальный диаметр резьбы, мм	R_{bun}	R_{bh}
16, 20, (22), 24, (27)	1100	770
30	950	665
36	750	525
42	650	455
48	600	420

Примечание —

Размеры, заключенные в скобки, применять не рекомендуется

Таблица Г.9 — Площади сечения болтов, см^2, по ГОСТ Р 52627

d, мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примечания —

1 Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм принимают по ГОСТ 24379.0.

2 Размеры, заключенные в скобки, не рекомендуется применять в конструкциях, кроме опор ВЛ и ОРУ.

Физические характеристики материалов

Таблица Д.1 — Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристики	Значение
Плотность ρ, кг/м^3:	
проката и стальных отливок	7850
отливок из чугуна	7200
Коэффициент линейного расширения α, °С$^{-1}$	$0,12 \cdot 10^{-4}$
Модуль упругости Е, Н/мм^2 (кгс/см^2):	
прокатной стали, стальных отливок	$2,06 \cdot 10^5$ ($2,1 \cdot 10^6$)
пучков и прядей параллельных проволок	$1,96 \cdot 10^5$ ($2,0 \cdot 10^6$)
канатов стальных:	
спиральных и закрытых	$1,67 \cdot 10^5$ ($1,7 \cdot 10^6$)
несущих:	
двойной свивки	$1,47 \cdot 10^5$ ($1,5 \cdot 10^6$)
двойной свивки с неметаллическим сердечником	$1,27 \cdot 10^5$ ($1,3 \cdot 10^6$)
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок G, Н/мм^2 (кгс/см^2)	$0,79 \cdot 10^5$ ($0,81 \cdot 10^6$)
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) υ	0,3

Примечание —

Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием, равным не менее 60 % разрывного усилия для канатов в целом.

Таблица Д.2 — Физические характеристики проводов и проволоки

Наименование материалов	Марка и номинальное сечение, мм^2	Модуль упругости E, Н/мм^2 (кгс/см^2)	Коэффициент линейного расширения α, °C^{-1}
Алюминиевые провода по ГОСТ 839	А, АНП; 16-800	$0,630 \cdot 10^5$ $(0,642 \cdot 10^6)$	$0,23 \cdot 10^{-4}$
Медные провода по ГОСТ 839	М; 4-800	$1,300 \cdot 10^5$ $(1,326 \cdot 10^6)$	$0,17 \cdot 10^{-4}$
Сталеалюминиевые провода по ГОСТ 839 при отношении площадей алюминия к стали, равном:	АС, АСК; АСКП, АСКС		
6-6,25	10 и более	$0,825 \cdot 10^5$ $(0,841 \cdot 10^6)$	$0,192 \cdot 10^{-4}$
0,65	95	$1,460 \cdot 10^5$ $(1,489 \cdot 10^6)$	$0,139 \cdot 10^{-4}$
4,29-4,39	120 и более	$0,890 \cdot 10^5$ $(0,907 \cdot 10^6)$	$0,183 \cdot 10^{-4}$
7,71-8,04	150 и более	$0,770 \cdot 10^5$ $(0,785 \cdot 10^6)$	$0,198 \cdot 10^{-4}$
1,46	185 и более	$1.140 \cdot 10^5$ $(1,163 \cdot 10^6)$	$0,155 \cdot 10^{-4}$
12,22	330	$0,665 \cdot 10^5$ $(0,678 \cdot 10^6)$	$0,212 \cdot 10^{-4}$
18,2-18,5	400 и 500	$0,665 \cdot 10^5$ $(0,678 \cdot 10^6)$	$0,212 \cdot 10^{-4}$
Биметаллическая сталемедная проволока по ГОСТ 3822 диаметром, мм:	БСМ 1		
1,6-4	2,0-12,5	$1,870 \cdot 10^5$ $(1,906 \cdot 10^6)$	$0,127 \cdot 10^{-4}$
6	28,2	$1,900 \cdot 10^5$ $(1,937 \cdot 10^6)$	$0,124 \cdot 10^{-4}$
Примечание — Значения массы проводов и проволоки принимают по ГОСТ 839 и ГОСТ 3822.			

Приложение 18

(Справочное)

Характеристики кранов К-651

Обозначение		К-651	К-651 с электро-талью	К-651Б	К-651Б с электро-талью
Грузоподъем-ность крюка, кН (т)	главного	650 (65)			
	вспомога-тельного	—	50(5)	—	50(5)
Режим работы крана		4к-6к	4к-6к	4к-6к	4к-6к
Пролет крана		30	30	30	30
Высота подъема крюка, м	главного	24.52	23.50	12.15	11.13
	вспомога-тельного	—	23.54	—	11.17
База крана, м		12.100	12.100	7.368	7.368
Скорость передвижения, м/мин.	грузовой тележки	29.6	29.6	29.6	29.6
	крана (рабочая)	22.2	22.2	22.2	22.2
Рабочая зона крана, м	главного	26	26	26	26
	вспомога-тельного	—	31.5	—	31.5
Тип подкранового рельса по ГОСТ 7174-75		Р50	Р50	Р50	Р50
Нагрузка на колесо при работе кН (тс) не более		305 (30,5)	310 (31,0)	270 (27,0)	275 (27,5)
Установленная мощность, квт.		140	152	110	122
Общая масса, т		136.2	141.3	107.3	113.4

Примечание —

Нагрузки на колесо указаны с учетом воздействия на кран ветровой нагрузки согласно ГОСТ 1451.

Приложение 19

(Справочное)

СРЕДСТВА ПОДМАЩИВАНИЯ*

1 Типы и основные параметры

Типы и основные параметры средств подмащивания должны соответствовать приведенным в таблице.

Наименование средств подмащивания	Значение нормативной поверхностной нагрузки, Па (кгс/м^2)	Высота рабочей площадки средств подмащивания, м, не более
Леса стоечные приставные	1000(100) 2000 (200) 2500 (250) 3000 (300) 5000 (500)	100.0
Леса свободностоящие	1000(100) 2000 (200)	20.0
Леса передвижные	1000(100) 2000 (200)	20.0
Леса навесные	1000(100) 2000 (200)	20.0
Подмости сборно-разборные	2000 (200)	16.0
Подмости передвижные с перемещаемым рабочим местом	2000 (200) 3000 (300) 5000 (500)	120.0
Подмости навесные	2000 (200)	10.0
Вышки передвижные	1000(100) 2000 (200)	20.0
Люльки электрические подвесные	1000 (100) 2000 (200)	150.0
Площадки, навешиваемые на лестницы	2000 (200)	2.0
Площадки, навешиваемые на строительные конструкции	2000 (200)	8.0
Лестницы свободностоящие	2000 (200)	20.0
Лестницы навесные	2000 (200)	10.0
Лестницы приставные наклонные	2000 (200)	22.0
Лестницы приставные вертикальные	2000 (200)	22.0
Лестницы маршевые	1000 (100) 2000 (200)	30.0

* — ГОСТ 24258-88 (извлечение)

2 Технические требования

2.1 Средства подмащивания должны быть разработаны и изготовлены в соответствии с требованиями настоящего стандарта, стандартов на средства подмащивания конкретного типа, ГОСТ 15.001; по конструкторской документации, утвержденной в установленном порядке. Средства подмащивания с машинным приводом для перемещения рабочих мест по высоте должны также удовлетворять требованиям «Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов» Госгортехнадзора России ПБ 10-382-00 и «Правил устройства электроустановок (ПУЭ)» Минэнерго РФ (седьмое издание).

2.2 Характеристики.

2.2.1 Средства подмащивания должны быть разработаны и изготовлены в климатическом исполнении У или ХЛ по ГОСТ 15150.

2.2.2 При разработке конструкции средства подмащивания следует руководствоваться СНиП 2.01.07-85*, СНиП II-23-81*, СНиП 2.03.06-85, СНиП II-25-80.

2.2.3 Средства подмащивания должны выдерживать нагрузку от собственной массы и временные нагрузки от людей, материалов и ветра.

2.2.4 При разработке конструкторской документации следует принимать:

— коэффициент надежности по нагрузке:

1.2 - от людей и материалов,

1.1 - от собственной массы,

1.3 - от ветра;

— коэффициент надежности по назначению:

7 - при расчете подвесок из стального каната,

9 - при расчете канатов лебедок, предназначенных для подъема людей,

4 - при расчете стержневых подвесок,

1.5 - при расчете креплений средств подмащивания к строительным конструкциям,

3.0 - при расчете удельного давления опор на грунт,

1.0 - при расчете прочих элементов;

— коэффициент условий работы элементов конструкции:

0.9 - при расчете стоек на устойчивость,

1.5 - при расчете перил ограждения;

— коэффициент запаса на опрокидывание:

1.4 - при расчете устойчггоости свободностоящих и передвижных средств подмащивания.

2.2.5 Марки материалов несущих элементов средств подмащивания должны быть указаны в стандартах или технических условиях на средства подмащивания конкретного типа.

2.2.6 Предельные отклонения размеров деталей средств подмащи-вания должны быть приведены в конструкторской документации.

2.2.7 Масса сборочных элементов, приходящаяся на одного рабочего при ручной сборке средств подмащивания на строительном объекте, должна быть, кг, не более:

25 - при монтаже средств подмащивания на высоте,

50 - при монтаже средств подмащивания на земле или перекрытии (с последующей установкой их в рабочее положение монтажными кранами, лебедками и т.п.).

2.2.8 Значение и направление нормативной нагрузки иа перильное ограждение должны быть указаны в стандартах или технических условиях на средства подмащивания конкретных типов.

2.2.9 Усилие на рукоятках при вращении ручных приводов средств подмащивания должно быть не более 160 Н (16 кгс).

2.2.10 Превышение массы средств подмащивания от проектной должно быть не более 3 %.

2.2.11 Для подъема кранами средства подмащивания должны иметь строповочные устройства.

2.2.12 В коробчатых и трубчатых конструкциях должны быть предусмотрены меры против скопления в них влаги.

2.2.13 Стальные конструкции средств подмащивания должны быть огрунтованы и окрашены на предприятии-изготовителе лакокрасочными материалами, соответствующими слабоагрессивной среде по СНиП 2.03.11-85.

2.2.14 Поверхность стальных элементов средств подмащивания должна быть перед окраской очищена до 4-ой степени по ГОСТ 9.402.

2.2.15 Стальные детали, имеющие контакт с элементами конструкций из алюминиевых сплавов, должны иметь покрытие, исключающее возможность образования электропары между ними.

2.2.16 Средства подмащивания, рабочий настил которых расположен на высоте 1.3 м и более от поверхности земли или перекрытия, должны иметь перильное и бортовое ограждение.

2.2.17 Высоту ограждения указывают в стандартах на средства подмащивания конкретного типа. Расстояние между горизонтальными элементами ограждения должно быть не более 0.45м или ограждение должно иметь сетчатое, решетчатое и т.п. заполнение.

2.2.18 Средства подмащивания с машинным приводом для перемещения рабочего места по высоте должны иметь: аппарат управления перемещением, расположенный непосредственно на рабочем месте; ограничители высоты подъема; предохранительные устройства (ловители), препятствующие самопроизвольному опусканию (падению) рабочего места.

2.2.19 Конструкции разъемных соединений должны иметь фиксирующие устройства, предохраняющие их от самопроизвольного разъединения.

2.2.20 На металлических деталях и элементах не допускается наличие острых кромок, заусенцев, трещин, раковин, расслоений.

2.2.21 Сигнальная окраска средств подмащивания должна соответствовать ГОСТ 12.4.026.

Приложение 20

(Справочное)

ПЛОЩАДКИ И ЛЕСТНИЦЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНО - МОНТАЖНЫХ РАБОТ*

1 Типы

1.1 Типы площадок и лестниц должны соответствовать указанным в таблице 1.

Таблица 1

Обозначение типа	Наименование типа	Основной материал
ПЛС	Площадки, навешиваемые на лестницы	Сталь
ПЛА		Алюминиевый сплав
ПКС	Площадки, навешиваемые на строительные конструкции	Сталь
ПКА		Алюминиевый сплав
ЛПНС	Лестницы приставные наклонные	Сталь
ЛПНА		Алюминиевый сплав
ЛПВС	Лестницы приставные вертикальные	Сталь
ЛПВА		Алюминиевый сплав
ЛНС	Лестницы навесные	Сталь
ЛНА		Алюминиевый сплав
ЛСС	Лестницы свободностоящие	Сталь
ЛСА		Алюминиевый сплав

2 Технические требования

2.1 Площадки и лестницы должны изготавливаться в соответствии с требованиями настоящего стандарта, ГОСТ 24253-88 по рабочим чертежам, утвержденным в установленном порядке.

2.2 Площадки и лестницы должны изготавливаться в климатических исполнениях У и ХЛ по ГОСТ 15150-69.

* — ГОСТ 26887-86 (извлечение)

2.3 Несущие элементы перильного ограждения площадок и лестниц должны выдерживать нагрузку 400 Н (40 кгс), приложенную к ограждающему поручню в направлении, перпендикулярном его оси, поочередно в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Максимальная величина прогиба поручня при этом не должна превышать 0.05 м.

Кроме того, поручень перильного ограждения должен выдержать сосредоточенную нагрузку 700 Н (70 кгс) по пункту 14.21 настоящего СТО.

2.4 Элементы площадок и лестниц должны изготавливаться из материалов, указанных в таблице 2.

Таблица 2

Элементы конструкций	Материалы для изготовления элементов конструкций в соответствии с климатическим исполнением по ГОСТ 15150-69			
	У		ХЛ	
	сталь марок	алюминиевые сплавы марок	сталь марок	алюминиевые сплавы марок
Несущие элементы	Ст3пс6 и Ст3сп5 по ГОСТ 380-2005 и ТУ 14-1-3023-80	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*	09Г2С12 и 15ХСНД12 по ГОСТ 19281-89	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*
Элементы ограждения	Ст3кп2 по ГОСТ 380-2005	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*	Ст3пс6 и Ст3сп5 по ГОСТ 380-2005	Амг6 и 1915 по ГОСТ 4784-97*

Примечание —

По согласованию с разработчиком технической документации допускается применение других марок сталей и алюминиевых сплавов, механические свойства которых должны быть не ниже указанных в таблице 2.

2.5 Опорные концы приставных вертикальных и наклонных лестниц должны иметь при установке на асфальтовые, бетонные и другие твердые поверхности башмаки из нескользящего материала (резины и т.п.).

2.6 Окраска ограждений площадок и лестниц — по ГОСТ 12.4.026-76.

2.7 Расстояние между тетивами лестниц должно быть от 0.45 до 0.80 м.

2.8 Расстояние между ступенями лестниц должно быть от 0.30 до 0.34 м, а расстояние от первой ступени до уровня установки (пола, перекрытия и т.п.) — не более 0.40 м.

2.9 Приставные и свободностоящие лестницы высотой более 5 м, устанавливаемые под углом более 75° к горизонту, должны иметь, начиная с высоты 2 м от ее нижнего конца, дуговое ограждение или должны быть оборудованы канатом с ловителем для закрепления карабина предохранительного пояса, а устанавливаемые под углом от 70° до 75° к горизонту — перилъное ограждение с обеих сторон с высотой по вертикали от 0.9 м до 1.4 м, начиная с высоты 5 м.

2.10 Навесные лестницы длиной более 5 м вертикальные и устанавливаемые с углом наклона к горизонту более 75° должны иметь дуговое ограждение или канаты с ловителями для закрепления карабина предохранительного пояса.

2.11 Дуги ограждения должны быть расположены на расстоянии не более 0.80 м друг от друга и соединены не менее чем тремя продольными полосами. Расстояние от лестницы до дуги должно быть не менее 0.70 и не более 0.80 м при ширине ограждения от 0.70 до 0.80 м.

2.12 Высота перильного ограждения площадок должна быть не менее 1.0 м.

2.13 Высота бортового ограждения площадок должна быть не менее 0.1 м.

Приложение 21

(Справочное)

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДЕБИТА ГРУНТОВОЙ ВОДЫ, ФИЛЬТРУЮЩЕЙСЯ ЧЕРЕЗ ДНО КОТЛОВАНА В ШПУНТОВОМ ОГРАЖДЕНИИ

Дебит Q $м^3/с$ приближенно определяется по формуле: $Q = k \cdot H \cdot \sum P \cdot q_r$

где: k — коэффициент водопроницаемости грунта (таблица 1), м/с;

H — разность уровней воды в водоеме и котловане, м;

$\sum P$ — периметр ограждения, м;

q_r — поправочный коэффициент.

Грунт	Коэффициент водопроницаемости грунтов
Глинистые мелкие и пылеватые пески	$2 \cdot 10^{-5} \div 5 \cdot 10^{-5}$
Мелкий песок	$5 \cdot 10^{-5} \div 10^{-4}$
Песок средней крупности	$10^{-4} \div 10^{-3}$
Крупный гравелистый песок	$10^{-3} \div 5 \cdot 10^{-3}$
Гравий	$5 \cdot 10^{-3} \div 10^{-2}$
Примечание — Меньшие значения коэффициента соответствуют грунтам с малой пористостью.	

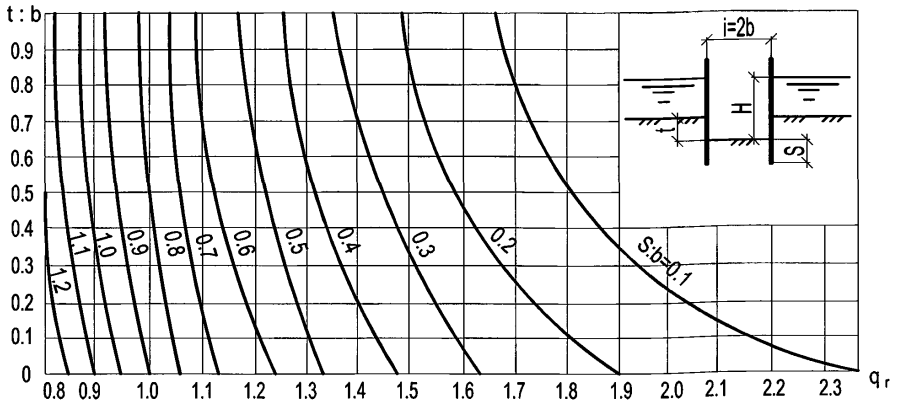


Рисунок 1 — График для определения $q_r = f$ (S : b; t : b) в водопроницаемых грунтах

Для случая, когда под подошвой шпунтового ограждения нет поблизости водоупорного слоя, величина q_r определяется по графику рисунка 1 в зависимости от отношений S : b и t : b,

где: t - глубина котлована от дна водоема;

S - заглубление шпунта ниже дна котлована;

b - половина ширины котлована (ширина котлована принимается равной большей стороне для прямоугольных котлованов и диаметру для круглых).

В случае, если поблюости от подошвы шпунта залегает слой водоупорного грунта, величина q_r определяется по графику рисунка 2 в зависимости от отношений $S_1 : T_1$; $S_2 : T_2$,

где: S_1 - заглубление шпунта ниже дна водоема;

S_2 - заглубление шпунта ниже дна котлована;

T_1 - расстояше от дна водоема до водоупора;

T_2 - расстояние от дна котлована до водоупора.

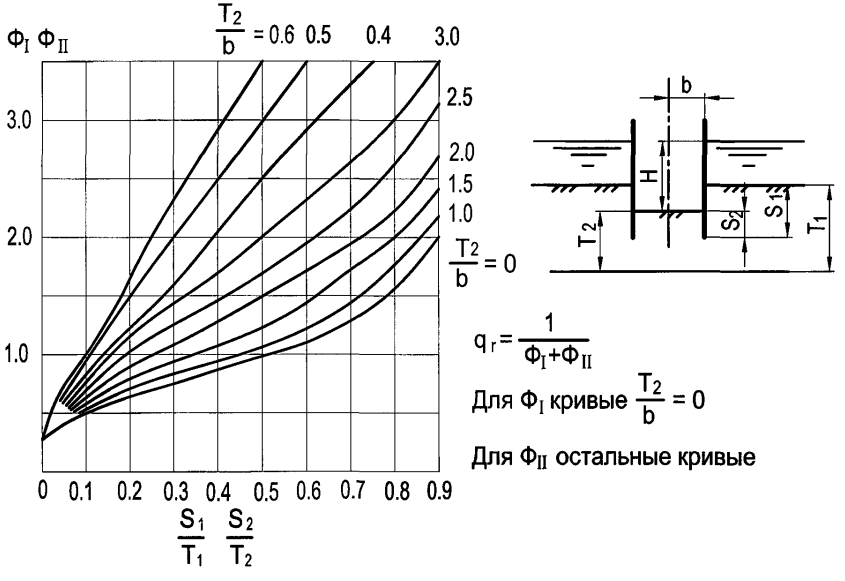


Рисунок 2 — График для определения $q_r = f (S_1 : T_1 ; S_2 : T_2)$ в случае близкого расположения водоупорного слоя (Φ_I определяетсяв функции $S_1 : T_1$; Φ_{II} — в функции $S_2 : T_2$)

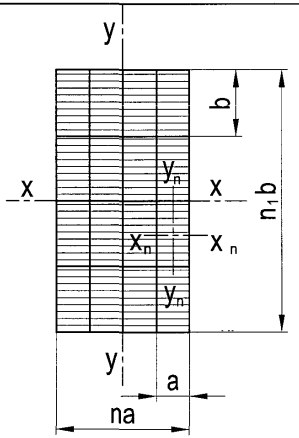
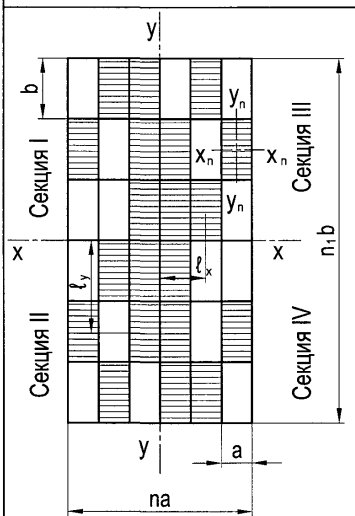
При определении мощности водоотливных средств следует учитывать дополнительный приток воды через неплотности в боковых стенках ограждения.

Величину дополнительного притока следует принимать в размере 20 % от дебита, определенного по приведенной выше методике.

Приложение 22

(Справочное)

МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАВУЧЕЙ ОПОРЫ ИЗ ПОНТОНОВ КС

Схема плашкоута опоры	Моменты инерции площади плашкоута
	1 При балластировке понтонов наливом воды насосами (балластируемые понтоны заштрихованы). Момент инерции при определении крена: $J_{yy} = \frac{n_1 b (na)^3}{12} - m i_{y_n}$. Момент инерции при определении дифферента: $J_{xx} = \frac{n a (n_1 b)^3}{12} - m i_{x_n}$
	2 При балластировке понтонов через донные отверстия (балластируемые понтоны заштрихованы). Момент инерции при определении крена: $J_{yy} = \frac{n_1 b (na)^3}{12} - m i_{y_n} - 2\sum_{1}^{0,5m} \frac{\omega \ell_x^2}{k}$. Момент инерции при определении дифферента: $J_{xx} = \frac{n a (n_1 b)^3}{12} - m i_{x_n} - 2\sum_{1}^{0,5m} \frac{\omega \ell_y^2}{k}$. где $k = 1 + \frac{10+\lambda}{t+\lambda}$ При условии разобщения воздухопроводов, идущих к понтонам

Принятые обозначения:

a и b — размеры понтона, соответственно вдоль оси X - X и У - У;

n и n_i — число понтонов, соответственно вдоль оси X - X и У - У;

m — общее количество балластируемых понтонов в опоре;

w — площадь поверхности водного балласта в одном понтоне;

i_{x_n} и i_{y_n} — моменты инерции площади w относительно собственных осей x_n и y_n, параллельных соответствующим осям плашкоута опоры;

ℓ_x и ℓ_y — расстояние от центра тяжести площади w каждого балластируемого понтона соответственно до оси наклонения У - У и X - X;

k — коэффициент, учитывающий влияние разобщения балластируемых понтонов от воздухопроводной сети, при сообщении внутреннего пространства понтонов с наружным воздухом k = 1;

λ — разность уровней воды внутри понтона и снаружи для рассматриваемого положения плавучей опоры, м;

t — высота надводного борта для рассматриваемого положения плавучей опоры, м.

Примечания —

1 При отстое плавучей опоры воздуховодную сеть рекомендуется держать разобщенной.

2 Значения коэффициентов k в зависимости от λ и t представлены в графике рисунка 1.

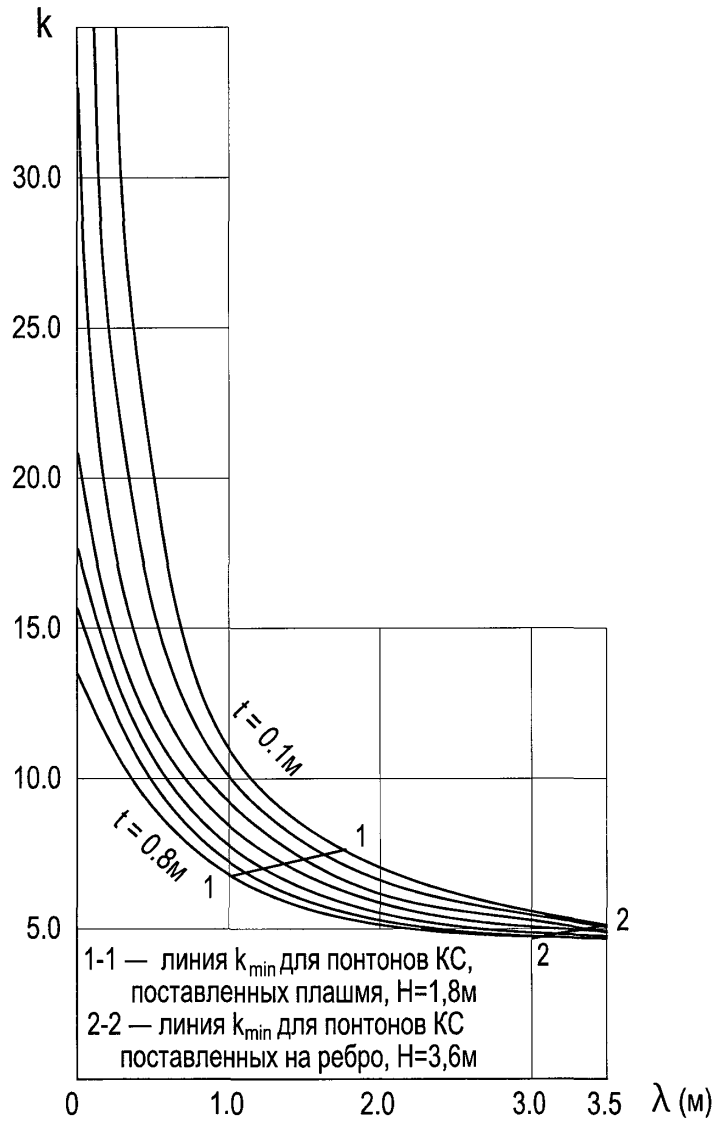


Рисунок 1 — График коэффициента влияния разобщения воздухопровода для понтонов Н =1,8 м и Н = 3,6 м

Приложение 23
(Обязательное)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ В ПЛАВУЧИХ ОПОРАХ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ ΔМ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ ΔQ ОТ ВОЛНОВОЙ НАГРУЗКИ

Дополнительный волновой изгибающий момент ΔМ (в тс·м) вычисляется по формуле:

$$\Delta M = \pm k_0 \; k_1 \; k_2 \; k_6 \; B \; L^2 \; h \;,$$

где k_6 — коэффициент полноты водоизмещения;

B — ширина плашкоута в уровне ватерлинии по миделю, м;

L — длина плашкоута в уровне ватерлинии, м;

h — расчетная высота волны во время перевозки пролетных строений, м.

Расчетная высота волны должна назначаться на основании данных местного пароходства, относящихся к району перемещения плавучих опор при строительстве данного моста, и приниматься не менее 0,6 м.

Коэффициент k_0 вычисляется по формуле: $k_0 = 1.24 - 2.0 \frac{B}{L}$

Коэффициент k_1 в зависимости от длины судна L, принимается равным:

при длине судна 20 м — 0.0123;

при длине судна 40 м — 0.0101;

при длине судна 60 м — 0.0085;

при длине судна 100м — 0.0061.

При промежуточных значениях L коэффициент k_1 определяется по интерполяции.

Коэффициент k_2 вычисляется по формуле:

$$k_2 = 2 - \frac{T_н}{0.05\,L}$$

где: $T_н$ - осадка судна носом, м.

Эпюра дополнительного волнового изгибающего момента ΔМ принимается по рисунку 1.

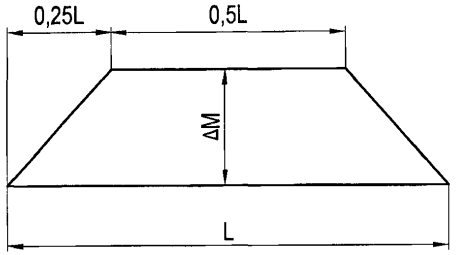


Рисунок 1 — Эпюра момента ΔМ от волновой нагрузки

Дополнительная волновая перерезывающая сила ΔQ (в тс) определяется по формуле:

$$\Delta Q = \frac{4\Delta M}{L}$$

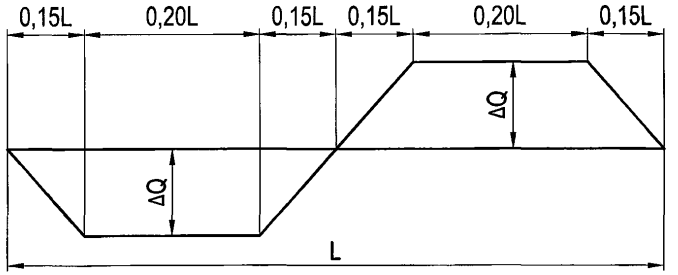


Рисунок 2 — Эпюра поперечной силы ΔQ от волновой нагрузки

Эпюра дополнительной волновой перерезывающей силы ΔQ принимается по рисунку 2.

Приложение 24

(Справочное)

Схема якорного закрепления плашкоута. Якоря

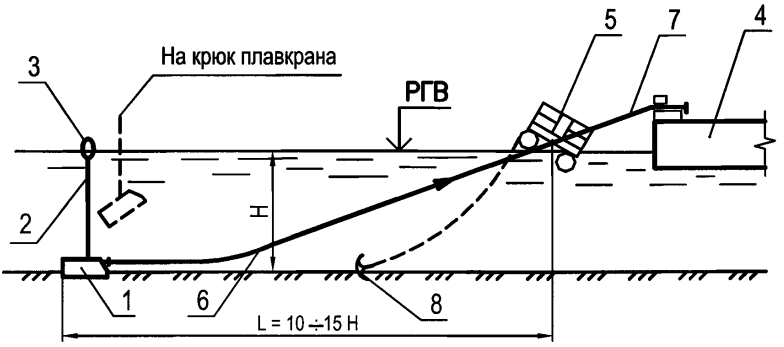


Рисунок 1

1 - железобетонный якорь-присос; 2 - строповочный канат;

3 - бакен; 4 - плашкоут; 5 - плавучий рым; 6 - якорный канат;

7 - папильонажный канат; 8 - весовой якорь

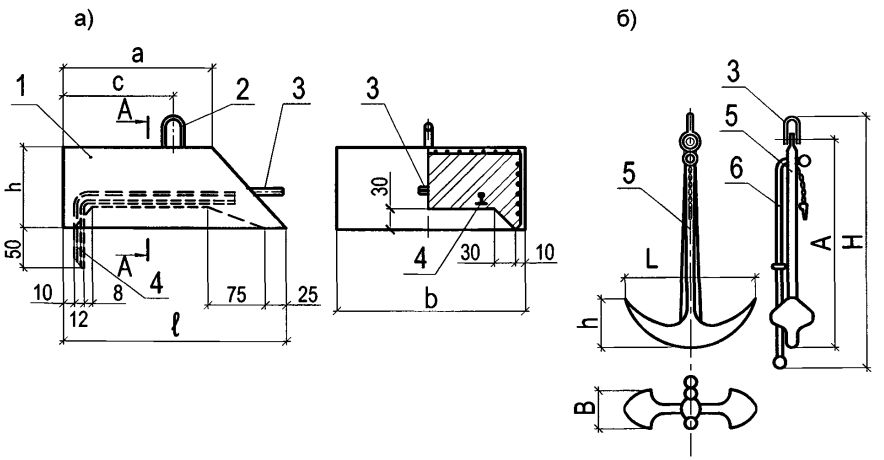


Рисунок 2 — Якоря

а — железобетонный якорь-присос; б — адмиралтейский;

1 — тело якоря; 2 — подъемная скоба; 3 — рым;

4 — шпора; 5 — веретено с лапами; 6 — шток

Таблица 1

Железобетонные якоря-присосы

Масса, т	Размеры, см				
	a	b	c	h	ℓ
5	120	160	100	90	240
10	180	240	117	100	280
15	220	270	138	110	330

Таблица 2

Размеры и масса адмиралтейских якорей

Масса, кг	Размеры, см				
	A	B	L	H	h
500	208	133,5	39	252,8	50
600	221	144	41,5	266	53,5
700	233	150	44	267,8	56
800	243,5	157	46	281,7	58,7
1000	262	168,5	49,5	314,5	63,3
1250	282,5	181	53,5	338,8	68
1500	300	195,5	56,5	353,5	72,5
2000	330	214	62,5	386	79,7
3000	378	241,5	71,5	436,9	91,2

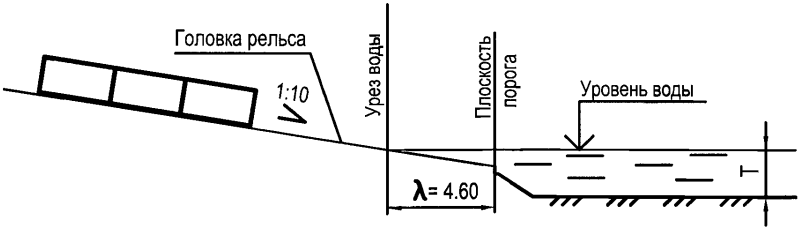
Приложение 25

(Справочное)

Схемы спуска плашкоутов на воду

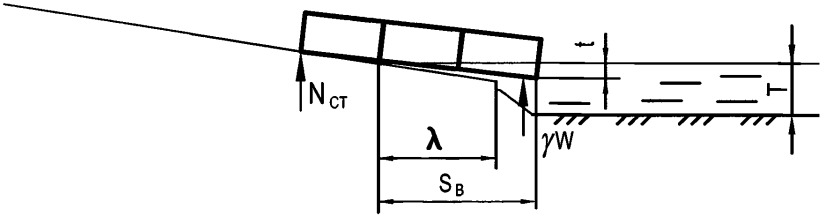
1 Схема спуска плашкоута Н=1,8 м

а) Начало движения плашкоута.



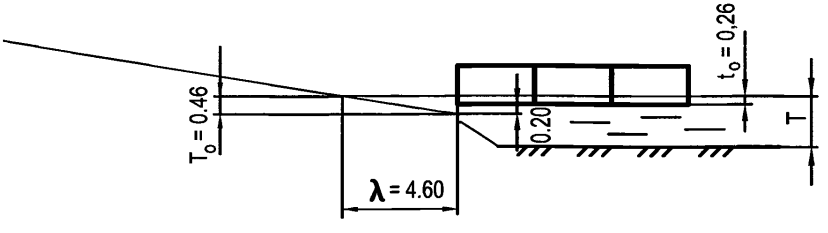
б) Всплытие плашкоута S = S_B.

Давление заднего конца плашкоута на стапель $N_{СТ}$ достигает максимального значения.



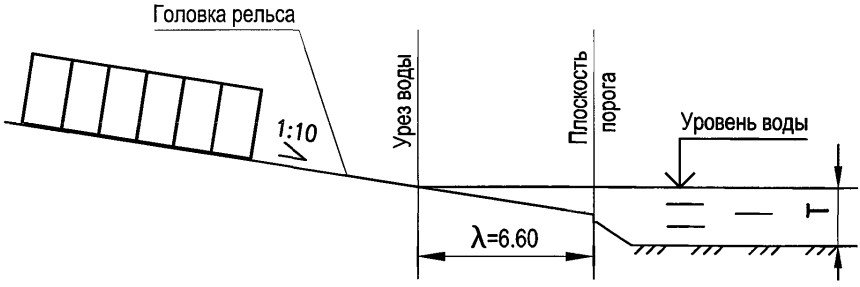
в) Задний конец плашкоута проходит над порогом.

Плашкоут отделился от спускового устройства и свободно плавает.



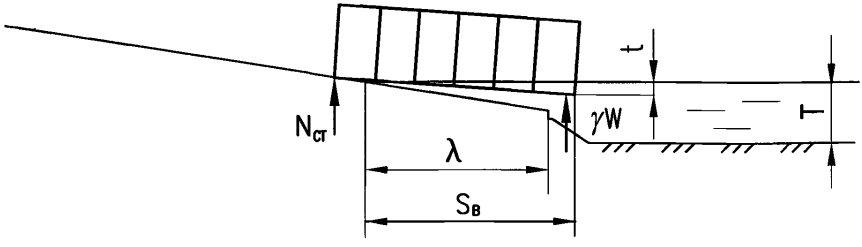
2 Схема спуска плашкоута H=3,6 м

а) Начало движения плашкоута.



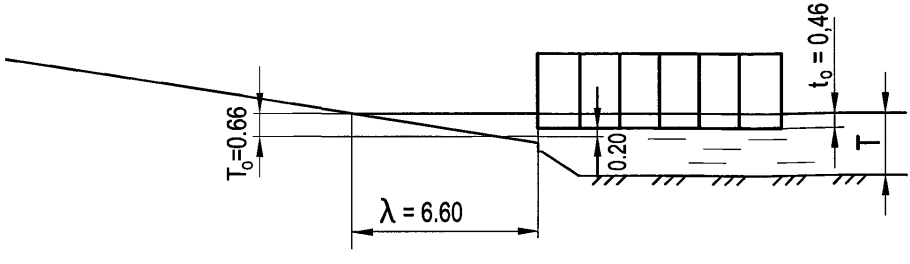
б) Всплытие плашкоута $S=S_в$.

Давление заднего конца плашкоута на стапель $N_{ст}$ достигает максимального значения.



в) Задний конец плашкоута проходит над порогом.

Плашкоут отделился от спускового устройства и свободно плавает.



Обозначения к схемам спуска плашкоута:

λ – длина подводной части спусковых дорожек, м;

T_o – глубина воды на пороге при расчетном горизонте воды в период спуска плашкоута, м;

t_o – осадка свободно плавающего плашкоута, м;

T – глубина воды в реке в месте спуска плашкоута на воду, T= t +0.20, м;

t – осадка переднего конца плашкоута в момент всплытия (при $S=S_o$);

S – путь, пройденный передним концом плашкоута от момента, когда передний конец плашкоута пересекает плоскость уреза воды, до момента всплытия;

$\gamma \cdot W$ – сила плавучести (гидростатическая сила, действующая на подводную часть плашкоута), т.

Технические требования:

1 Спусковые дорожки должны быть параллельны.

Рельсы спусковых дорожек не должны иметь неровностей, мешающих движению.

2 Рельсы спускового устройства и скользуны перед спуском покрываются смазкой.

3 Сдвиг с места производится при помощи реечных домкратов.

Приложение 26
(Справочное)

Характеристика самоподъемной плавучей платформы ПМК-67

(использовалась на строительстве моста через р. Волгу в г. Астрахани)

1 Минимальный комплект СПП включает следующие модифицированные элементы "причала морского колонного":

понтон прямоугольный с размерами в плане 42х13.1х2.7м с восемью шахтами в корпусе для установки в них опорных колонн;

опорные колонны d=1.42 м в комплекте в зависимости от глубины акватории;

четыре подъемника с электрическим приводом, служащие для подъема понтона на колоннах над уровнем плавания.

2 Корпус понтона системой продольных и поперечных переборок разбит на 11 водонепроницаемых отсеков. Во все отсеки через водонепроницаемые двери или люки обеспечен доступ.

Система набора палубы — поперечная; бортов и днища – продольная.

По длине понтон разбит на 28 шпаций.

Размер шпации – 1.5 м.

Обшивка днища и бортов толщиной – 6 мм.

Обшивка палубы, транца и подзора – 8 мм.

Водоизмещение понтона в порожнем состоянии – 215 т.

Водоизмещение по походному – до 650 т.

Площадь ватерлинии – 550 $м^2$.

3 Допустимые эксплуатационные нагрузки на понтон:

равномерно распределенная нагрузка по всей палубе – 20 кПа(2т/$м^2$);

гусеничная – 1350 кН (135 тс);

колесная (давление на ось) – 400 кН (40тс);

от выносных опор кранов при передаче давления через штатные распределительные балки длиной 1м – 500 кН (50тс); длиной 3 м — 800 кН (80тс);

удельное давление от штампа колеса – 500 кПа (50кг/$см^2$);

разрывное усилие на палубный рым – 300 кН (ЗОтс);

допускаемая швартовая нагрузка на кнехт – 500 кН (50тс).

Непотопляемость понтона при нагрузке по походному обеспечивается при затоплении двух любых отсеков.

4 Комплект колонн может состоять из секций следующих размеров:

секции нормальной колонны – 24 ÷ 30 м,

секции усиленной колонны – 27 ÷ 30 м,

надставка – 6 м.

Колонна представляет собой трубу наружным диаметром 1.42м и толщиной стенки 14 мм.

Снаружи колонна имеет две стальные литые рейки сечением 100х350мм, в которых с шагом 500мм выполнены прямоугольные "окна" размером 260х270 мм.

Внутри колонна имеет продольный набор из 8 стрингеров полособульбового профиля № 16а.

В качестве поперечного набора с шагом 3м приварены кольцевые диафрагмы.

Внутри колонны имеется трап.

Надставка по своей конструкции аналогична колонне.

На концах надставки приварены фланцы.

Верхний фланец колонн и надставок имеет 16 отверстий d = 45 мм для крепления наголовника вибропогружателя ВУ 1.6

Общая длина колонн от дна (с учетом размыва) до днища понтона не должна превышать 20 м.

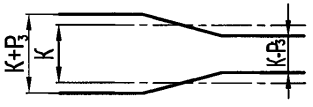
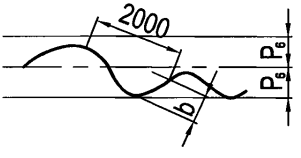
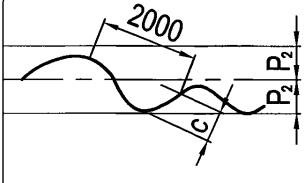
5 Шахта-узел сопряжения колонн с понтоном оснащена обустройствами для закрепления штатных электромеханических подъемников. Допускамая нагрузка на обустройства – 2500 кН (250тс).

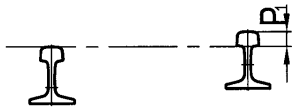
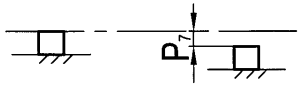
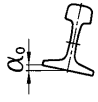
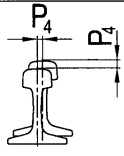
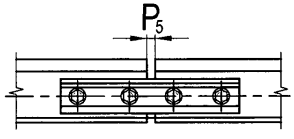
6 Подъемка понтона на колоннах осуществляется с помощью четырех электромеханических домкратов с системой питания и управления.

Приложение 27

(Справочное)

Предельно допустимые величины отклонений рельсовых путей от проектного положения в плане и профиле при устройстве и эксплуатации (извлечение из РД-10-117-95)

№№ п/п	Отклонения	Обозначение и размерность	Эскиз	Величина допустимого отклонения	
				при устройстве пути	при эксплуатации
1	2	3	4	5	6
1	Сужение и уширение колеи рельсового пути (К – проектная величина колеи рельсового пути)	P_3, мм		6	12
2	Наибольшее отклонение рельса от прямой линии в горизонтальной плоскости от оси рельсовой нити. Отклонение от прямой линии на базе 2000 мм в горизональной плоскости в любой точке	P_6, мм b, мм		5 2	7 3
3	Наибольшее отклонение рельса от центра рельсовой нити в вертикальной плоскости в любой точке. Отклонение от прямой линии на базе 2000 мм в вертикальной плоскости в любой точке	P_2, мм c, мм		5 2	15 3

1	2	3	4	5	6
4	Разность отметок головок рельсов в дном поперечном сечении	P_1, мм		15	20
5	Непараллельность установки тупиковых упоров в плоскости, перпендикулярной оси рельсового пути	P_7, мм		10	20
6	Угол наклона рельса в любой точке рельсового пути относительно поперечного сечения рельсовой нити, градусы	$\alpha°$		5	6
7	Взаимное смещение торцов стыкуемых рельсов в плане и по высоте	P_4, мм		1	1
8	Наибольший зазор в стыке рельсов	P_5, мм		2	9

gost.e-ecolog.ru