Министерство нефтяной промышленности СССР

Всесоюзный научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт по проблемам освоения нефтяных и газовых ресурсов континентального шельфа.
(ВНИИморнефтегаз)

ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ
(ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛЕДОСТОЙКИХ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАТФОРМ

ВСН 41.88
Миннефтепром

Москва - 1988

gost.e-ecolog.ru

ВСН 41.88 "Проектирование ледостойких стационарных платформ" Миннефтепром СССР, М., 1988, 136 с.

Разработаны: ВНИИморнефтегаз Миннефтепрома СССР (к.т.н.Мирзоев Д.А.-руководитель разработки;д.ф.н.Вершинин С.А.,к.ф.м.н. Нагрелли В.Э.-руководители темы;к.т.н.Абаджян К.А.,к.т.н.Левенко А.Н., Серебрякова А.А.,к.т.н.Суровцев В.П.,к.т.н.Упоров А.В.) при участии:МИСИ им.В.В.Куйбышева Госкомобразования СССР (к.т.н. Алмазов В.О., к.т.н. Колесников Ю.М.,к.т.н.Курилло С.В.,к.т.н. Куликов Г.С., к.т.н. Левачев С.Н., к.т.н.Плешаков А.В., к.т.н. Халфин И.Ш.); ЦНИИпроектстальконструкция им.Мельникова Госстроя СССР (к.т.н.Гладштейн Л.И.,к.т.н.Кравченко В.Г.,д.т.н.Голубев А.Г., Дерепковский В.И.,к.т.н.Евдокимов В.В.,к.т.н.Беско Е.М., Купалов К.К.,д.т.н.Котляревский В.А.,д.т.н.Ларионов В.В.,к.т.н. Морозов Е.П., к.т.н.Петров А.А.,д.т.н.Соколов А.Г.); ВНИИОСП им.Герсеванова Госстроя СССР (д.т.н.Ильичев В.А.,к.т.н.Зиновьев Б.М.,к.т.н.Лиховцев В.М.,к.т.н.Мариупольский Л.Г.,к.ф.м.н.Федоровский В.Г.); НИИЖБ Госстроя СССР (к.т.н.Булгакова М.Г.,д.т.н. Гудзеев Е.А.,к.т.н.Кравченко Т.Г.); ИГМ АН УССР (д.ф.м.н.Селезов И.Т.,к.ф.м.н.Яковлев В.В.); Фундаментпроект Минмонтажспецстроя СССР (Кисин Б.Ф., Ханин Р.Е.); ИЭС им.Патона АН УССР (к.т.н. Гарф Э.Ф.,к.т.н.Гиренко В.С.,к.т.н.Новиков В.И.); НИПИ "Гипроморнефтегаз" Миннефтепрома СССР (Таврли З.М.).

Внесены ВНИИморнефтегаз Миннефтепрома СССР.

Согласованы:
- Госстроем СССР - АЧ-2054-8 от 26.05.88;
- Госгортехнадзором СССР - 04-I-40/86 от 27.02.87;
- Министерством рыбного хозяйства СССР - 02-44/4294 от 02.06.87;
- Министерством мелиорации и водного хозяйства СССР -I3-5-0I/470 от I5.06.87.

Подготовлены к утверждению отделом по строительству морских стационарных платформ Главморнефтестроя Миннефтепрома СССР (Мзареулян А.Д.)

Введены в действие приказом Министерства нефтяной промышленности СССР от 03.0I.1989 г. № I.

Министерство нефтяной промышленности СССР (Миннефтепром СССР)	Ведомственные строительные нормы Проектирование морских ледостойких стационарных платформ	ВСН 41.88

Настоящие Ведомственные строительные нормы и правила распространяются на вновь возводимые и реконструируемые морские стационарные платформы, сооружаемые на акваториях замерзающих морей с целью добычи нефти и газа.

	Утверждены I-ым зам. Министра Миннефтепрома от " I5" 09 1988г.	Срок введения в действие 0I 0I. 1989 г.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Основные требования к конструкции сооружения

I.I.I. Морские ледостойкие стационарные платформы (ЛСП) являются объектами обустройства морских нефтегазопромысловых месторождений. Класс сооружения определяется в соответствии со СНиП 2.06.0I-86 "Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования".

I.I.2. При проектировании ЛСП следует учитывать опыт строительства, эксплуатации и результатов исследований морских и речных гидротехнических сооружений.

I.I.3. При проектировании ЛСП кроме требований настоящих норм должны учитываться требования действующих государственных стандартов, норм и правил общесоюзных нормативных документов по проектированию, а также требования по обеспечению безопасности работ, охране окружающей среды в период разведки, строительства, эксплуатации.

I.I.4. Проектирование должно осуществляться с учетом требований безопасной, бесперебойной и экологически безвредной эксплуатации в течение всего срока службы сооружения, а также обеспечения удобства ведения работ по осмотру и текущему ремонту сооружения.

I.I.5. Морские ледостойкие платформы должны проектироваться исходя из общей схемы обустройства месторождения, на основе комплексного подхода к освоению нефтегазоносного района и смежных отраслей народного хозяйства.

I.I.6. Тип ЛСП и ее конструкцию следует выбирать на основании технико-экономического сравнения вариантов согласно

СНиП 2.06.01-86 и задания на проектирование по СНиП I.02.01-85 с учетом:

проекта разработки месторождения;

правил охраны прибрежных вод, морей и законодательства по охране экологической зоны СССР;

природных условий района строительства (климатических, инженерно-геологических, геокриологических, сейсмических, гидрологических и других условий природной среды) и прогноза их изменения;

наличия транспортно-монтажных средств;

условий и методов производства работ;

требований технологических правил по экономному расходованию основных строительных материалов;

размещения индустриальных баз и их технологических возможностей.

I.I.7. При проектировании ЛСП следует обеспечить:

прочность и устойчивость сооружения и его элементов на стадиях изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации;

наиболее полное использование местных строительных материалов;

наименьшую продолжительность строительно-монтажных работ, выполняемых непосредственно на акватории;

индустриализацию процессов изготовления, транспортировки, установки и крепления на месте строительства;

эстетическое и архитектурное оформление;

унификацию компоновки оборудования, конструкции и методов производства работ;

необходимую автономность работы технологических модулей;

соблюдение требований действующих законодательств по охране окружающей среды, а также международных договоров СССР, правил охраны от загрязнения прибрежных вод морей и законодательства по охране экономической зоны СССР;

пожарную безопасность и оснащение средствами пожаротушения в период строительства и эксплуатации;

I.I.8. Для обоснования исходных данных, необходимых для проектирования ЛСП, следует проводить инженерные изыскания в соответствии с требованиями СНиП II-19-79, СНиП 2.02.02-85, ВСН 5I.2.-84.

I.I.9. При проектировании ЛСП необходимо предусмотреть установку соответствующего стационарного оборудования, КИП и КИА для выполнения режимных и контрольных наблюдений и исследований при эксплуатации сооружений.

I.I.I0. Материалы по выбору площадки для установки ЛСП должны быть согласованы с контролирующими органами в установленном порядке.

I.I.II. Технологическая площадка ЛСП должна иметь минимальные необходимые размеры в соответствии с требованиями технологического процесса.

I.I.I2. Настил палубы ЛСП должен проектироваться из материала, обеспечивающего прочность и непроницаемость с высотой обортовки не менее 200 мм с целью предотвращения загрязнения морской среды отходами производства в процессе бурения, опробования и эксплуатации скважин.

Конструкция настила должна соответствовать ГОСТ I7.I.3.02-77.

I.I.I3. В соответствии со СТ СЭВ 384-76 и СНиП П-7-0I для головных образцов опорных частей ЛСП обязательно проведение натурных экспериментальных исследований на стадиях транспортировки, монтажа и последующего периода эксплуатации,а также модельных последо-

ваний в процессе проектирования. При повторном применении ЛСП экспериментальные работы производят по сокращенным программам.

I.I.I4. При проектировании ЛСП необходимо применять методы математического моделирования.

I.I.I5. Все надводные элементы ЛСП должны быть доступны для безопасного осмотра и обслуживания. С этой целью необходимо предусматривать люки, ходы, лестницы, перильные ограждения, специальные смотровые площадки, позволяющие вести работы в период эксплуатации.

I.I.I6. При выборе конструктивной схемы и технического решения ЛСП необходимо предусматривать разбивку на сборочные единицы, размеры и масса которых допускает транспортировку, установку и крепление существующими техническими средствами, установленными заданием на проектирование.

I.I.I7. При проектировании ЛСП ориентацию по частям света следует принимать такой, чтобы в направлении с наибольшими ветро-волновыми параметрами сооружение воспринимало возможно меньшее воздействие. Жилой блок следует располагать со стороны господствующих ветров, а вышку и факел - с противоположной стороны. Мероприятия по охране природной среды должны проектироваться комплексно на основе прогноза ее изменения в связи со строительством ЛСП.

I.I.I8. При проектировании ЛСП должна быть предусмотрена разработка технологических мероприятий по предупреждению аварийных разливов на поверхности морской акватории.

I.I.I9. При проектировании ЛСП следует предусмотреть мероприятия по тампонажу скважин после окончания их эксплуатации.

I.I.20. Выбор типа фундаментов должен производиться на основании вариантных проработок, учитывающих требования технологического характера, требования по эксплуатации, монтажу и де-

монтажу всего комплекса оборудования, результатов инженерно-геологических изысканий и экологических требований, а также требований по снижению сроков строительства.

I.I.2I. Тип фундамента ЛСП должен выбираться в зависимости от технико-экономических показателей сравнения вариантов и инженерно-геологических условий.

I.I.22. Морские стационарные платформы должны оборудоваться причально-посадочными устройствами для подхода судов и посадки-высадки людей, которые располагаются с двух сторон сооружения и должны возвышаться над высшим годовым уровнем моря не менее, чем на I,5 м.

Высота причальной площадки должна учитывать условия швартовки и высадки людей.

I.I.23. ЛСП должны оборудоваться вертолетными площадками. Проектирование осуществляется в соответствии с требованиями ОАТ ГА-80 "Общие авиационные требования к средствам обеспечения вертолетов на судах и приподнятых над водой платформах".

Вертолетные площадки следует располагать в противоположной от бурящихся скважин стороне.

I.I.24. Ледорезную зону опорной части ЛСП следует проектировать с учетом абразивного износа поверхности.

I.I.25. Отметку верха ЛСП следует назначать так, чтобы зазор между вершиной расчетной волны с учетом ветрового нагона и прилива и нижней гранью надводных строений был не менее I0% от высоты волны.

$$H_{кл} = H_{у\,max} + \eta_{o\,max} + \Delta h_{бн} + H_{пр} + 1$$

$H_{кл}$ – отметка нижней грани надводных строений морской стационарной платформы, м, отсчитываемая от нуля Кронштадского футштока;

$H_{у\,max}$ – наивысший годовой уровень моря обеспеченностью I%, м, отсчитываемый от нуля Кронштадского футштока;

$\eta_{o\,max}$ – определяется по п.2.3.9.

$\Delta h_{в}$ - наибольший ветровой нагон, м;

$H_{пр}$ - наибольшая высота прилива, м;

Возвышение низа палубной части платформы должно быть не менее $8 \cdot h_{л}$, где $h_{л}$ - расчетная толщина льда 1% обеспеченности.

1.2. Основные расчетные положения.

1.2.1. Расположение ЛСП в плане следует производить в соответствии со схемой обустройства месторождения так, чтобы внешние нагрузки и воздействия были минимальными.

1.2.2. Конструкции ЛСП и основания следует рассчитывать по методу предельных состояний в соответствии со СНиП 2.06.01-86.

1.2.3. Расчетную схему ЛСП следует принимать в виде пространственной конструкции.

1.2.4. Усилия в отдельных элементах сооружений должны определяться в наиболее невыгодных положениях и сочетаниях, возможных в период строительства и эксплуатации сооружения.

1.2.5. При определении усилий в элементах сооружения нагрузку от волн и течения допускается принимать в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах расчетной схемы конструкции.

1.2.6. Расчетное значение нагрузки определяется умножением нормативного значения нагрузки на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке γ_f. Нагрузки и значения коэффициента γ_f при расчетах по первой группе предельных состояний определяют по таблице 1 и СНиП 2.06.01-86. Перечень нагрузок и воздействий приведен в таблице 1.

1.2.7. Значения коэффициентов надежности по материалам γ_m и грунтам γ_g, применяемых для определения расчетных сопротивлений материалов и характеристик грунтов, а также коэффициент условия работы γ_c приводятся в соответствующих разделах ВСН.

I.2.8. При расчетах ЛСП по 2-ой группе предельных состояний значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f, по материалам γ_m и грунтам γ_g принимают равными I.

I.2.9. Расчет фундаментов ЛСП должен производиться по предельным состояниям двух групп:

а) по первой группе:

по прочности конструкции;

по несущей способности грунта основания;

б) по второй группе:

по осадкам фундаментов от вертикальных нагрузок;

по перемещениям (вертикальным, горизонтальным и углам поворота) совместно с грунтом основания от действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов;

по образованию и величине раскрытия трещин в элементах железобетонных конструкций.

Таблица I.

Виды нагрузок и воздействий	Коэффициент надежности по нагрузке
I	2
I. Постоянные нагрузки:	
а. собственный вес сооружения (конструкции опорных блоков, верхних строений платформы);	I,05 (0,95)
б. давление воды непосредственно на поверхность сооружения, основания, поровое давление	I,0
в. модули (порожние)	I,05 (0,95)
г. вес настила, выравнивающего слоя и изоляционного слоя	I,3 (0,9)
2. Временные нагрузки	
а. собственный вес буровой вышки и стационарного оборудования	I,05 (0,95)

продолжение таблицы I

I	2
б. вес заполнения оборудования, трубопроводов, резервуаров жидкостями	I,00
в. нагрузки от веса бурильных труб, хим.реагентов и других материалов, располагаемых россыпью	I,2 (0,8)
г. вес заполнения оборудования, трубопроводов шламами, сыпучими материалами	I,I (0,9)
3. Кратковременные нагрузки	
а. ветровая нагрузка	I,0
б. нагрузка от волн и течения	I,0
в. нагрузка от льда:	
ровного	I,0
торосистого	I,3-I,5[X]
г. нагрузка от навала судов	I,I
д. нагрузка от вертолетов	в соответствии с ОА ТГА-80
е. нагрузка и воздействия от обледенения надводных конструкций;	I,3
ж. монтажные нагрузки (строительные):	
от механизмов	I,I (0,9)
от поднимающихся сборочных частей	I,2 (0,9)
4. Специальные воздействия	
а. биологическое обрастание	I,2
б. химическое воздействие	I,0
5. Особые нагрузки (При особом сочетании нагрузок они заменяют соответствующие им временные длительные и кратковременные нагрузки)	
а. сейсмические воздействия	I,0
б. давление волны (при максимальной	

продолжение таблицы I

I	2
расчетной скорости ветра)	I,0
г. ледовые нагрузки при максимальной многолетней толщине льда	I,I
д. температурные воздействия строительного и эксплуатационного периодов, определяемые для года с наибольшей амплитудой колебаний среднемесячных температур	I,I

Примечания:

I. Значения коэффициента надежности по нагрузке, указанные в скобках, относятся к случаю, когда применение минимальных значений коэффициентов приводит к невыгодному случаю загружения сооружения, а также при расчете на устойчивость положения.

2. При определении собственного веса подводной части необходимо учитывать вес элементов в воде.

3. Коэффициент торосистости K_T принимается: для Балтийского, Черного, Азовского, Северного Каспия - I,3; для Охотского моря и арктического бассейна - I,5.

I.2.I0. Внешние нагрузки на фундаменты ЛСП: осевые, сжимающие, выдергивающие, горизонтальные силы и моменты должны задаваться в уровне подошвы гравитационного сооружения или в уровне центров опорных узлов свайных конструкций.

Примечание: На первоначальной стадии проектирования нагрузки на фундамент допускается определять в уровне опорных закреплений расчетной схемы сооружения, жесткостные параметры которых определяются на основе предварительного расчета фундамента.

I.2.II. При проектировании фундаментов ЛСП необходимо учитывать циклический характер воздействия основных видов нагрузки (волновой, ветровой, сейсмической). При этом повторяющиеся нагрузки принимаются как кратковременно постоянно действующие ква-

зистатические с учетом многократности их приложения за расчетный период.

I.2.I2. Расчет фундаментов ЛСП производится на нагрузки эксплуатационного и строительного периодов; строительный период не должен быть определяющим при назначении основных размеров фундаментов.

I.2.I3. Нагрузки от технологического оборудования следует принимать в зависимости от технологической схемы нагрузок и запаса материалов, определенных исходя из условий автономности сооружения.

I.2.I4. ЛСП следует рассчитывать на основные и особые сочетания нагрузок и воздействий. Указания о сочетаниях нагрузок и воздействий приведены в СНиП 2.06.0I-86.

I.2.I5. Нагрузки и воздействия на ЛСП необходимо уточнять на основе данных натурных наблюдений и лабораторных исследований.

I.2.I6. Расчетные характеристики температуры следует определять для наиболее неблагоприятных сочетаний температур окружающей среды и технологических температур ЛСП.

I.2.I7. Для конструкций, в которых предусмотрены системы тепловой защиты от смерзания с ледяным полем и обледенения, распределение температуры определяется специальным расчетом.

2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

2.1. Нагрузки и воздействия льда.

2.1.1. Настоящие нормы рассматривают максимальные нагрузки и воздействия от льда на опоры сооружений, возводимых на шельфе замерзающих морей, при скоростях подвижек ледяных полей до 0,5 м/с . Нагрузки от ледяных полей конечных размеров в открытом море, имеющих скорость дрейфа свыше 0,5 м/с , следует определять в соответствии с рекомендациями СНиП 2.06.04-82*.

Нормативное значение ледовой нагрузки определяется на основании:

статистических данных о гидрологическом и ледовом режимах района расположения сооружения (среднесуточной температуре воздуха, солености воды и льда, характере колебаний уровня воды, толщине льда, его торосистости, характере подвижек (дрейфа) ледяных полей);

физико-механических свойств льда;

данных о геометрических параметрах опоры и условий ее контакта со льдом.

2.1.2. К основным прочностным характеристикам, определяющим величину ледовой нагрузки на сооружение, относятся:

а) нормативное сопротивление льда сжатию R_c , МПа;

б) нормативное сопротивление льда изгибу R_f , МПа.

2.2.3. За нормативные значения R_c , R_f принимаются средние значения опытных данных испытаний образцов льда на прочность.

При отсутствии таких данных допускается нормативные сопротивления льда сжатию и изгибу принимать по таблицам 2 и 3 соответственно.

Основные положения проведения испытания образцов при определении опытных значений R_c и R_f приведены в обязательном

приложении I.

Таблица 2.

Соленость льда S ‰	Нормативное сопротивление льда сжатию R_c, МПа, при среднесуточной температуре воздуха t_a, °С			
	-2°	-10°	-20°	-30°
I и менее	I,00	I,40	I,50	I,55
2	0,75	I,25	I,35	I,45
3	0,60	I,I5	I,30	I,40
4	0,40	I,I0	I,25	I,30
5	0,30	I,00	I,20	I,25
6	0,20	0,95	I,I5	I,20

Таблица 3.

Соленость льда S, ‰	Нормативное сопротивление льда изгибу R_f, МПа, при среднесуточной температуре воздуха t_a, °С			
	-2°	-10°	-20°	-30°
I и менее	0,50	0,60	0,65	0,70
2	0,40	0,55	0,60	0,65
3	0,30	0,50	0,55	0,60
4	0,25	0,45	0,50	0,55
5	0,20	0,40	0,45	0,50
6	0,I5	0,35	0,40	0,45

где t_a - средняя температура воздуха за самую холодную шестидневку в году по 5-летнему ряду наблюдений;

S - соленость льда принимают равной I5% солености воды для льда возрастом 2 месяца и более.

Примечание. В табл.3 приведены осредненные, не зависящие от направления прогиба, значения R_f.

2.1.4. Морские опоры, имеющие частоты собственных колебаний более 2 Гц, следует рассчитывать как абсолютно жесткие конструкции на следующие виды воздействий:

а) воздействие ровных и торосистых ледяных полей при их горизонтальных подвижках;

б) воздействие примерзшего к сооружению ледяного покрова при колебаниях уровня воды;

2.1.5. Точку приложения равнодействующей ледовой нагрузки необходимо принимать ниже расчетного уровня воды на $0{,}3\,h_d$.

2.1.6. Горизонтальную нагрузку на отдельно стоящую опору с вертикальной поверхностью при подвижке ледяного поля следует определять как для случая прорезания его опорой по формуле:

$$F_{b,p} = m_1 \cdot \kappa_b \cdot R_c \cdot b \cdot h_d \qquad (I)$$

где m_1 - коэффициент, учитывающий форму опоры в плане и принимаемый равным: для круглых и многогранных опор - I,0,

для прямоугольных опор - I,I;

b - поперечный размер опоры на уровне действия льда, м;

h_d - расчетная толщина ровного ледяного поля, м;

κ_b - коэффициент, учитывающий пространственно-напряженную работу ледяного поля при его прорезании и принимаемый по табл.4 в зависимости от b/h_d и условий контакта опоры с ледяным полем.

Таблица 4

Значение	b/h_d	I	2	4	6	7	I0	I2	I6	20	30 и более
Коэффициент	без смерзания опоры с ледяным полем	6,0	4,5	2,9	2,2	I,8	I,6	I,4	I,2	I,I	I,0
κ_b	при смерзании опоры с ледяным полем	6,0	5,0	3,7	3,I	2,8	2,7	2,6	2,5	2,3	2,2

2.1.7. Суммарную горизонтальную нагрузку на сооружение, состоящее из систем вертикальных цилиндрических опорных колонн, при подвижке ледяного поля следует определять по формуле:

$$F_n = n \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot F_{b.p} \qquad (2)$$

где n - общее количество опорных колонн в сооружении;

$F_{b.p}$ - горизонтальная нагрузка на отдельно стоящую опорную колонну, определяемая по формуле (I);

K_1 - коэффициент "неоднородности" льда, определяемый по формуле:

$$K_1 = \frac{1 + \xi \cdot n}{1 + \xi}^{-1/2} \qquad (3)$$

где ξ - коэффициент вариации прочности образцов льда на одноосное сжатие (R_c); при отсутствии натурных данных принимать $\xi = 0,2$;

K_2 - коэффициент "взаимовлияния" равный:

при $b/\ell \geq I$: $K_2 = K_\ell(n)/K_\ell$;

при $0,I < b/\ell < I$ K_2 определяется линейной интерполяцией между значениями $\frac{K_\ell(n)}{K_\ell}$ и I;

при $b/\ell \leq 0,I$ $K_2 = I$,

где $K_\ell(n)$ и K_ℓ - коэффициенты сжатия для системы опоры соответственно, значения которых следует определять из табл.4, при этом:

$K_\ell(n)$ определяется при соотношениях $b_f/h_d = n_f \cdot b/h_d$;

K_ℓ определяется при соотношениях b/h_d,

где b, h_d - обозначения те же, что и в п.2.I.6;

ℓ - расстояние между осями опор, м;

b_f - общая ширина опорных колонн по фронту сооружения,

$$b_f = n_f \cdot b$$

где n_f - число колонн по фронту сооружения.

2.1.8. Вертикальную $F_{v,p}$ и горизонтальную $F_{n,s}$ составляющие нагрузки от подвижки ледяного поля на отдельно стоящую опору конической формы при отсутствии смерзания со льдом следует определять соответственно по формулам:

$$F_{v,p} = K_\beta \cdot R_f \cdot h_d^2, \quad \text{мН}$$
$$F_{n,p} = F_{v,r} \cdot tg(\beta + \arctg f), \quad \text{мН} \qquad (4)$$

где K_β - коэффициент, определяемый из зависимости:

$$K_\beta = \begin{cases} 3{,}00; & \text{при } b/h_d < 5; \\ 2{,}75 + 0{,}05\, b/h_d & \text{при } 5 \le b/h_d \le 15; \\ 2{,}00 + 0{,}10\, b/h_d & \text{при } b/h_d > 15; \end{cases} \qquad (5)$$

b - ширина конической опоры на уровне действия льда, м,

β - угол наклона образующей конуса (поверхности опоры) к вертикали;

f - коэффициент трения льда по конической поверхности опоры;

в случае выполнения ледорезной ее части из металла принимать $f = 0{,}2$;

Примечание. В случае смерзания поверхности ледорезной части конических опор с ледяным полем нагрузка определяется как на цилиндрическую опору (см.п.2.1.6) с диаметром, равным диаметру конуса на уровне льда.

2.1.9. Для учета торосистости льда необходимо значения нагрузок на опоры сооружений от действий ровных ледяных полей, определяемых согласно требованиям пп.2.1.6-2.1.8 при отсутствии смерзания льда с опорами, умножить на коэффициент K_T, принимаемый согласно табл.1.

2.1.10. Вертикальную нагрузку $F_{d,c}$ на отдельно стоящую опору (или свайный куст) от примерзшего к сооружению ледяного поля

при изменении уровня воды следует определять по формуле:

$$F_{d,t} = K_c \cdot R_f \cdot h_d^t \ , \ \text{мн} \qquad (6)$$

где K_c – безразмерный коэффициент, принимаемый в виде

$$K_c = 0,6 + 0,15\, b/h_d$$

Примечание. В случае прямоугольной формы опоры в плане со сторонами "c" и "d" или сооружения, состоящего из ряда колонн или куста свай с габаритами опорной части на уровне действия льда "c" и "d", следует поперечный размер (или "диаметр") сооружения принимать равным $b = \sqrt{cd}$.

2.1.11. Величина локальной ледовой нагрузки, используемая для расчета местной прочности и устойчивости конструкции опоры, принимается в соответствии с табл.5.

Таблица 5.

Площадь контакта льда и опоры, м2	$h_d \cdot 0,5 h_d$	$h_d \cdot h_d$	$h_d \cdot 2h_d$	$h_d \cdot 3h_d$	$h_d \cdot 4h_d$	$h_d \cdot 5h_d$
Ледовая нагрузка	$6,5R_c$	$6,0R_c$	$4,5R_c$	$4,0R_c$	$3,0R_c$	$2,5R_c$

Примечание: Площадь приложения локальной ледовой нагрузки определяется зоной действия ровного ледяного поля при заданных поперечных размерах опоры с учетом колебаний уровня воды.

2.2. Нагрузки и воздействия ветра

2.2.1. Нагрузки от ветра на конструкции и их элементы следует определять в соответствии со СНиП 2.01.07-85 и ВСН 51.3-85.

2.2.2. При наличии ледового покрова, коэффициент изменения скоростного напора по высоте должен соответствовать коэффициенту изменения скоростного напора открытой местности по СНиП2.01.07-85

2.2.3. Расчетные площади элементов следует определять с уче-

том их возможного обледенения, определяемого по "Рекомендациям по расчету масс льда при морском обледенении надводных объектов" ААНИИ, Ленинград, 1984 г.

2.3. Нагрузки и воздействия от волн.

Нагрузки и воздействия от волн на вертикальные цилиндрические преграды.

2.3.1. Нагрузки и воздействия от волн на вертикальные цилиндрические преграды при относительном диаметре преграды $D/\lambda \leq 0,4$ и относительной глубине $d/\lambda > 0,175$ следует определять по СНиП 2.06.04-82*. При $D/\lambda = 0,2 \div 1,0$ и $d/\lambda \leq 0,175$, а также $D/\lambda > 0,4$ и $d/\lambda > 0,175$ расчеты следует выполнять по рекомендациям настоящего раздела.

2.3.2. Максимальную линейную нагрузку от волн q_{max}, кН/м, на вертикальную цилиндрическую преграду на глубине $z \geq 0$, м от расчетного уровня воды (черт.1а) следует определять по формуле:

$$q_{max} = \frac{1}{8} \rho g \pi h k c_1 D^2 \frac{ch\, k(d-z)}{ch\, kd} \qquad (7)$$

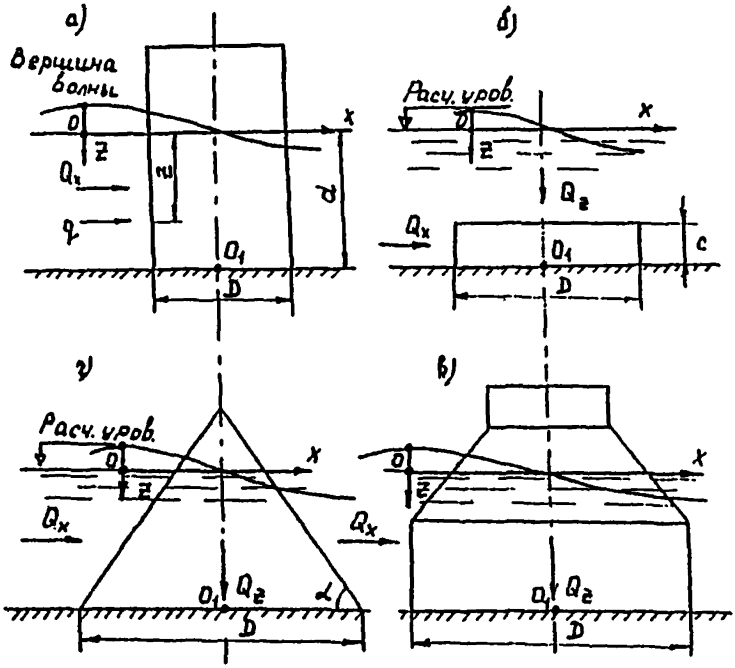
где: D – диаметр преграды, м; ρ – плотность воды, т/м^3; g – ускорение силы тяжести; h – высота волны, м; c_1 – инерционный коэффициент, зависящий от параметра $\frac{\pi D}{\lambda}$ и принимаемый по графику на черт.2; $k = 2\pi/\lambda$ – волновое число, рад/м; λ – длина волны, м; d – глубина воды, м.

2.3.3. Максимальную силу от воздействия волн Q_{max}, кН, на вертикальную цилиндрическую преграду следует определять по формуле

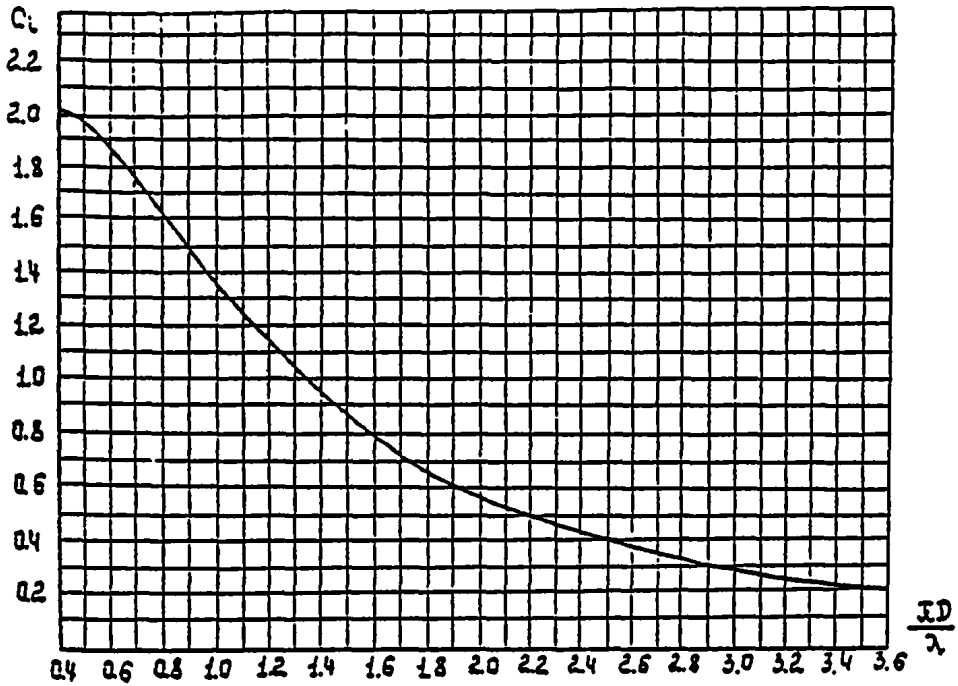
$$Q_{max} = \frac{\pi}{8} K_{1,cor} \rho g h c_1 D^2 \cdot th\, kd \qquad (8)$$

где $K_{1,cor}$ – поправочный коэффициент, учитывающий влияние возвышения свободной поверхности по контуру преграды при $d/\lambda \leq 0,175$ и определяемый по формуле:

$$K_{1,cor} = 1 + \frac{h/D}{3 c_1 \cdot th\, kd} \psi_q \qquad (9)$$



Черт.I Формы преград в виде тел вращения:
а – вертикальный круговой цилиндр;
б – затопленный цилиндр;
г – коническая преграда;
в – цилиндрическая преграда с конической вставкой.



Черт.2. График значений инерционного коэффициента C_i

где коэффициент силы ψ_Q определяется по графику на черт.3 кривая I. При $d/\lambda > 0{,}175$ следует принимать $K_{1.cor} = 1$.

2.3.4. При расчете опоры на сдвиг по сечению, расположенному на глубине $\geq$ от расчетного уровня воды, максимальная сдвигающая сила $Q_{z.max}$, кН, определяется по формуле

$$Q_{z.max} = Q_{max} \cdot \frac{1}{8} \rho g \lambda h c_i D^2 \frac{ch\, k(d-z)}{ch\, kd} \qquad (10)$$

2.3.5. Максимальный опрокидывающий момент от воздействия волн M_{max}, кНм, на вертикальную цилиндрическую преграду относительно точки O_I (см.черт.Ia) следует определять по формуле

$$M_{max} = \frac{1}{16} K_{2.cor} \cdot \rho g h \lambda \cdot c_i \cdot D^2 \mu \qquad (11)$$

где $K_{2.cor}$ - поправочный коэффициент, учитывающий влияние возвышения свободной поверхности по контуру преграды при $d/\lambda \leq 0{,}175$ и определяемый по формуле

$$K_{2.cor} = 1 + \frac{h}{\lambda} \cdot \frac{1}{c_i \mu} \left[2 \frac{d}{D} \psi_Q + 0{,}688 \frac{h}{D} \psi_M \right] \qquad (12)$$

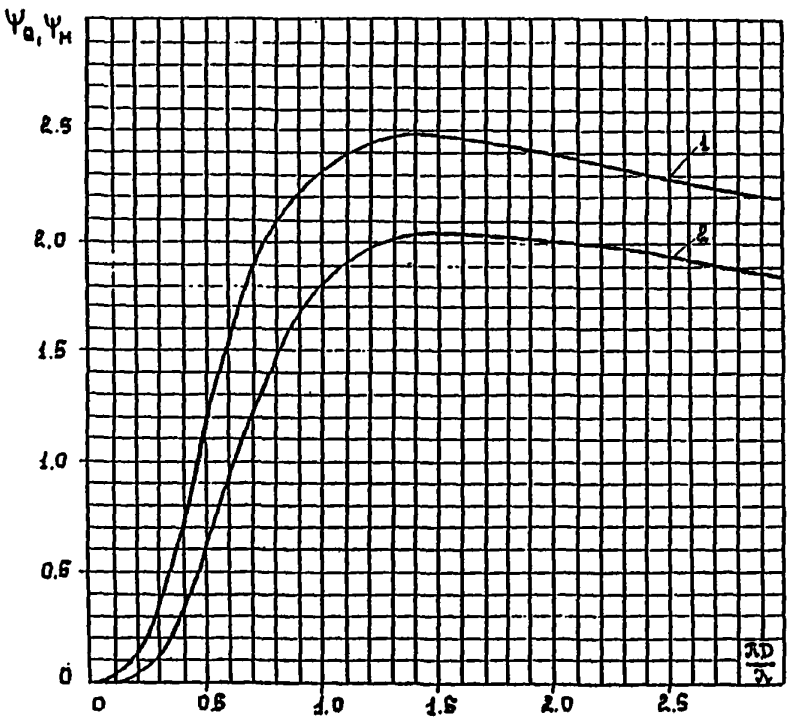
μ - коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\mu = k \cdot d \cdot th\, k \cdot d + \frac{1}{ch\, kd} - 1 \qquad (13)$$

ψ_M - коэффициент момента определяется по графику на черт.3 кривая 2. При $d/\lambda > 0{,}175$ следует принимать $K_{2.cor} = 1$.

2.3.6. Максимальная вертикальная сила от воздействия волн $Q_{z.max}$, кН, на сплошное дно вертикальной цилиндрической преграды, расположенной на каменной или крупногалечниковой постели, определяется по формуле

$$Q_{z.max} = \frac{1}{8} \rho g D^2 \cdot h \cdot \gamma_z \qquad (14)$$



Черт.3 Графики значений коэффициентов ψ_Q и ψ_H

1 – для ψ_Q ; 2 – для ψ_H .

где γ_z - коэффициент максимальной вертикальной силы от воздействия волн на дно преграды с учетом проницаемости основания, определяемый по черт.4. При прохождении вершины волны через вертикальную ось преграды сила $Q_{z,max}$ направлена вверх, при прохождении подошвы волны - вниз.

2.3.7. Максимальный общий опрокидывающий момент относительно точки O_I (см.черт.Iа) от воздействия волн $M_{por,max}$, кНм, на вертикальную цилиндрическую преграду со сплошным дном, расположенную на каменной или крупногалечниковой постели, следует определять по формуле

$$M_{por,max} = M_{max} + M_{z,por} \qquad (15)$$

где M_{max} - определяется по формуле (11), а $M_{z,por}$ - дополнительный опрокидывающий момент, действующий на дно преграды от вертикальных волновых давлений, определяется по формуле

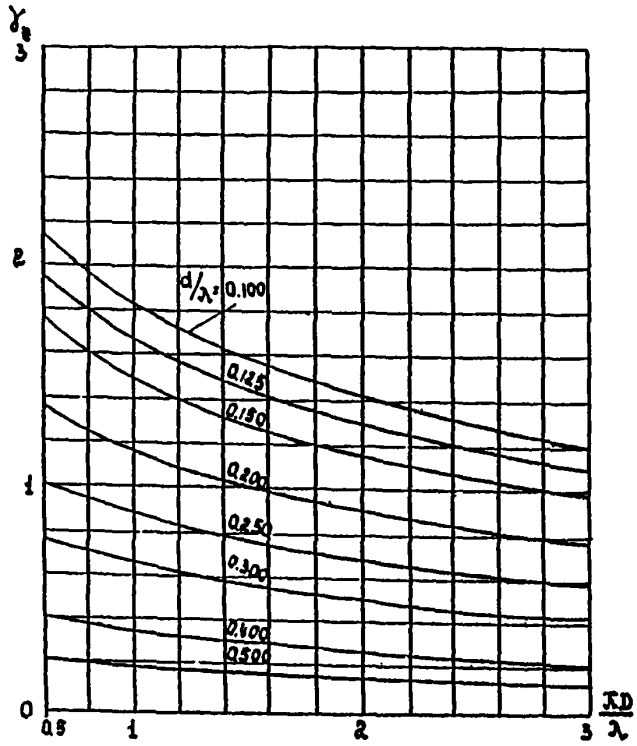
$$M_{z,por} = \frac{1}{16}\rho g h \cdot D^3 \cdot \beta_{por} \qquad (16)$$

где β_{por} - коэффициент дополнительного опрокидывающего момента от воздействия волн на дно преграды с учетом проницаемости основания, определяемый по черт.5.

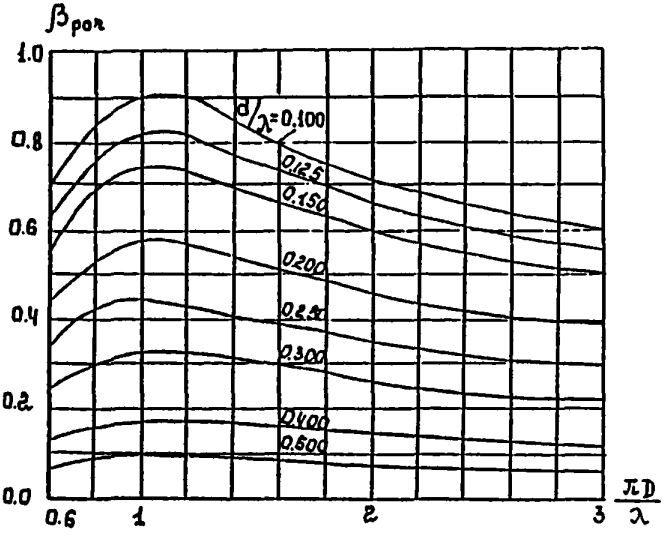
2.3.8. Избыточное над гидростатическим волновое давление P, кПа, в произвольной точке смоченной поверхности вертикальной цилиндрической преграды в момент времени, соответствующий наступлению максимумов нагрузок q_{max} и Q_{max}, следует определять по формуле

$$P = \rho g h \cdot \frac{ch\, k(d-z)}{ch\, kd} \chi \qquad (17)$$

где $z \geq 0$ - расстояние по вертикали от расчетного уровня воды до рассматриваемой точки (см.черт.Iа); χ - коэффициент



Черт.4 Графики значений коэффициента γ_2 максимальной вертикальной силы от воздействия волн на дно цилиндра с учетом проницаемости основания.



Черт.5 Графики значений коэффициента $\beta_{рас}$ дополнительного опрокидывающего момента от воздействия волн на дно цилиндра с учетом проницаемости основания.

распределения давления по периметру цилиндрической преграды, определяемый по графику на черт.6.)

2.3.9. Максимальное возвышение гребня волны у контура вертикальной круглоцилиндрической преграды, $\eta_{c.max}$, м, над расчетным уровнем воды следует определять по формуле

$$\eta_{c.max} = \xi_{max} \cdot \eta_{c.1} \qquad (18)$$

где $\eta_{c.1}$ - превышение вершины волны, с высотой обеспеченностью 0,1% над расчетным уровнем воды, определяемое по СНиП 2.06.04-82*;

ξ_{max} - коэффициент максимального возвышения волны у опоры, определяемый по табл 6.

Таблица 6.

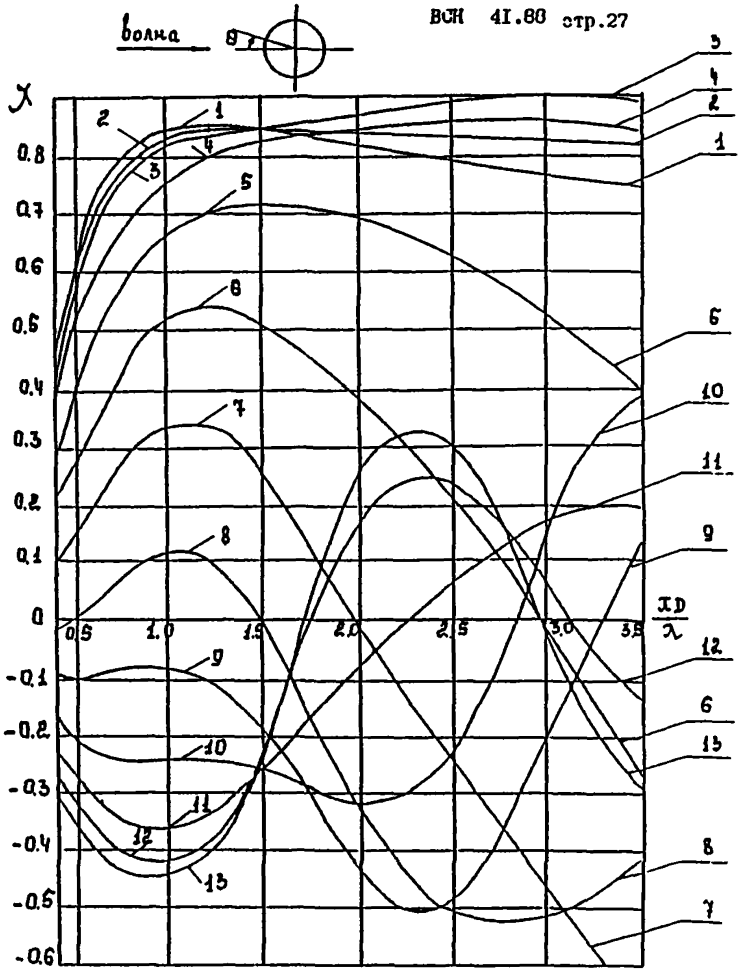
D/λ	0,08	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,5	0,6	0,8	1,0
ξ_{max}	1,00	1,10	1,40	1,55	1,72	1,78	1,82	1,85	1,91	1,96

2.3.10. Максимальную донную скорость $U_{b.max}$, м/с, у контура и в окрестности вертикальной цилиндрической преграды следует определять по формуле

$$U_{b.max} = 2\varphi_U \frac{\pi h}{T} \cdot \frac{1}{sh\, kd} \qquad (19)$$

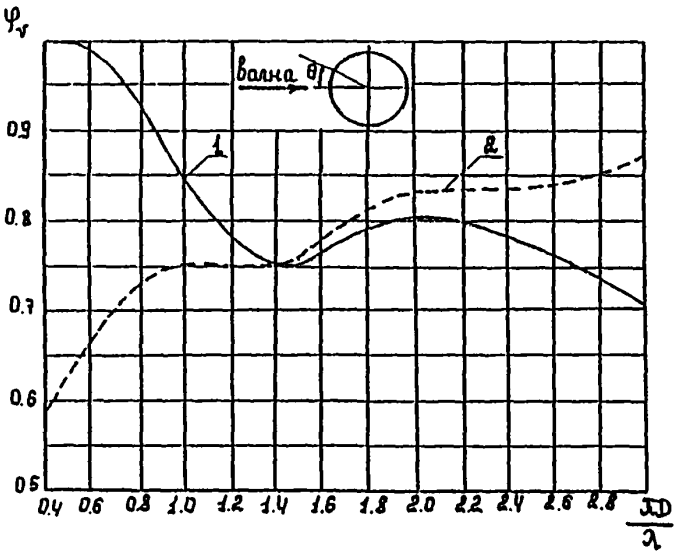
где φ_U - коэффициент максимальной донной скорости, определяемый по графикам на черт.7

Максимальная донная скорость, определяемая через коэффициент φ_U по черт.7, кривая 1, возникает у точек контура цилиндрической преграды, расположенных под углами θ =90° и 270° к лучу волны. Максимальная донная скорость в окрестности цилиндрической преграды, определяемая по черт.7, кривая 2, возникает в точке, расположенной впереди преграды (θ =0) на расстоянии ℓ



Черт.6 Графики значений коэффициента распределения давления по периметру цилиндрической преграды $\chi(ka, \theta)$;

1 - $\theta = 0^0$; 2 - $\theta = 15^0$; 3 - $\theta = 30^0$; 4 - $\theta = 45^0$ 5 - $\theta = 60^0$ 6 - $\theta = 75^0$; 7 - $\theta = 90^0$; 8 - $\theta = 105^0$ 9 - $\theta = 125^0$; 10 - $\theta = 135^0$; 11 - $\theta = 150^0$; 12 - $\theta = 165^0$; 13 - $\theta = 180^0$



Черт.7 Графики значений коэффициента максимальной донной скорости φ_v:

1 – у контура цилиндрической преграды;

2 – в окрестности преграды.

рт контура преграды, определяемом следующим образом при $0,6 < \frac{\pi D}{\lambda} <$ $< 1,0$; $l = 0,25\lambda + 0,167\lambda \left(1 - \frac{\pi D}{\lambda}\right)$ при $\frac{\pi D}{\lambda} > 1,0$; $l = 0,25\lambda$

Нагрузки от волн на затопленный цилиндр.

2.3.11. Расчет нагрузок от волны на затопленный цилиндр диаметром D (черт.16) при $d - c \geq 2h$ (исходные данные не разрушаются над кровлей затопленного цилиндра) следует выполнять по п.п. 2.3.12-2.3.14, где c - возвышение кровли цилиндра над дном. При $d - c < 2h$ допускается выполнять расчеты по п.п.2.3.12-2.3.14 с обязательным уточнением результатами проведенных экспериментальных исследований.

2.3.12. Максимальную горизонтальную силу $Q_{x,max}$, кН на затопленный цилиндр следует определять по формуле

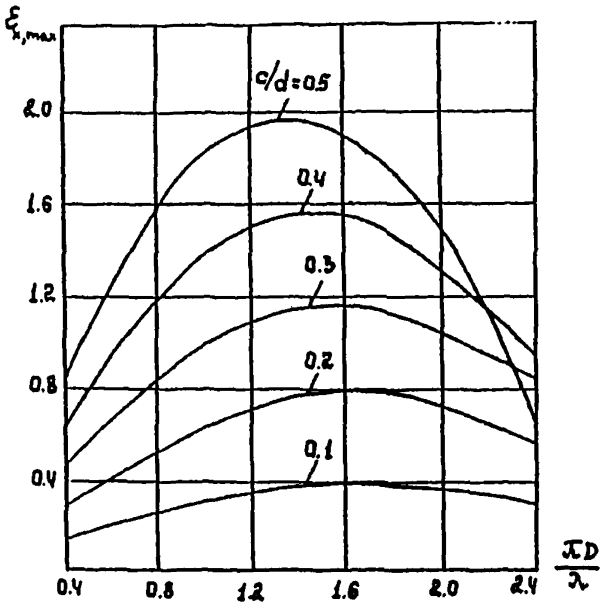
$$Q_{x,max} = \frac{1}{8}\rho g h D^2 \frac{d}{R} \frac{sh\,kc}{kc\,ch\,kd} \mathcal{E}_{x\,max} \qquad (20)$$

где $\mathcal{E}_{x,max}$ - коэффициент максимальной горизонтальной силы от воздействия волн на затопленный цилиндр, определяемый по графикам на черт.8; $R = \frac{D}{2}$ - радиус цилиндра.

2.3.13. Максимальную вертикальную силу от воздействия волн $Q_{z,max}$, кН на затопленный цилиндр при условии, что взвешивающее давление по подошве сооружения равно гидростатическому, следует определять по формуле

$$Q_{z,max} = \frac{1}{8}\rho g h D^2 \frac{ch\,kc}{ch\,kd} \mathcal{E}_{z,max} \qquad (21)$$

где $\mathcal{E}_{z,max}$ - коэффициент максимальной вертикальной силы от воздействия волн на затопленный цилиндр, определяемый по графи-



Черт.8 Графики значений коэффициента $\xi_{x,max}$ максимальной горизонтальной силы от воздействия волн на затопленный цилиндр.

кам на черт.9. При прохождении вершины волны через вертикальную ось затопленного цилиндра сила $Q_{x,max}$ направлена вниз;

при прохождении подошвы волны – вверх.

2.3.14. Максимальный общий опрокидывающий момент от воздействия волн M_{max}, кНм, действующий на затопленный цилиндр относительно точки O_I (черт.16) при условии распределения взвешивающего давления согласно п.2.3.13, следует определять по формуле

$$M_{max} = \frac{\rho g h D^3}{\operatorname{ch} kd}\left[\left(\frac{d}{D}\right)^2 \frac{\operatorname{sh} kc}{kc}\mu_1 - (\operatorname{ch} kc)\mu_2\right] \quad (22)$$

где μ_1 и μ_2 – коэффициенты опрокидывающего момента соответственно горизонтальной и вертикальной сил от воздействия волн на затопленный цилиндр определяются по графикам на черт.10,11.

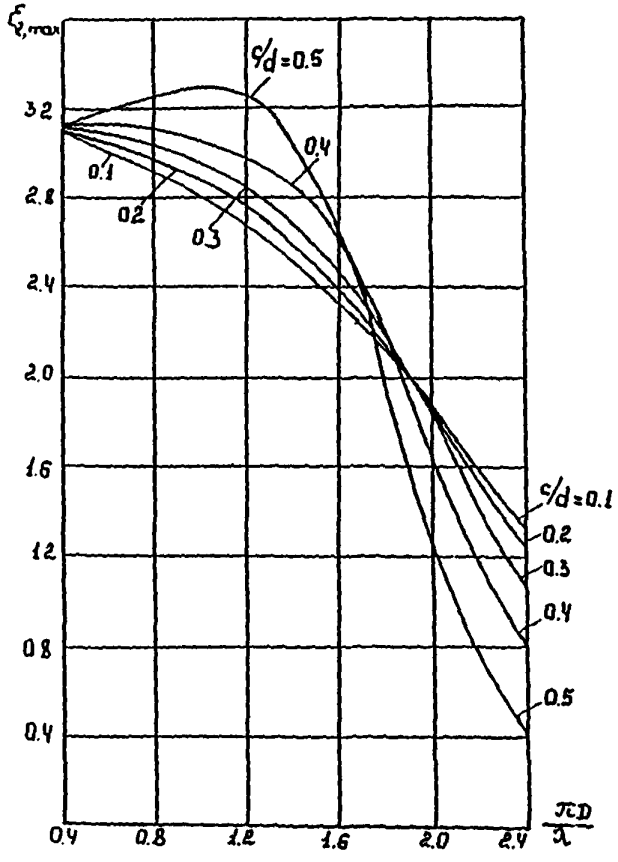
Направление действия максимального общего опрокидывающего момента M_{max} совпадает с направлением действия момента от $Q_{x\,max}$ при $M_{max} > 0$ и противоположно этому направлению при $M_{max} < 0$.

2.3.15. Нагрузки от волн на цилиндрическую преграду с конической вставкой

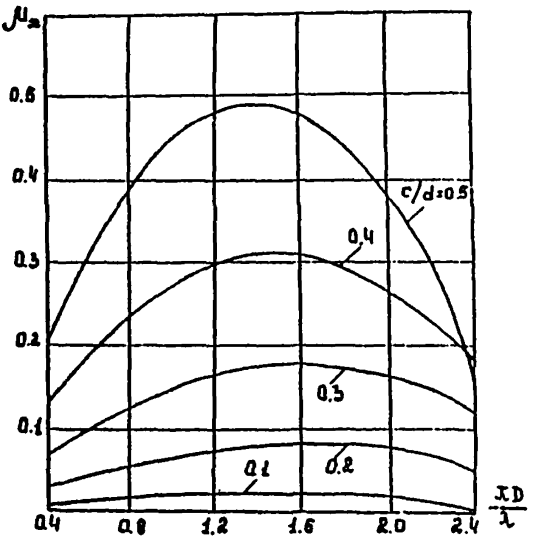
Максимальную горизонтальную силу от воздействия волн $Q_{x,max}$, кН, на цилиндрическую преграду с конической вставкой (см.черт.1в) допускается определять по формуле

$$Q_{x,max} = \frac{\rho g \lambda h k \Delta z}{\operatorname{ch} kd}\sum_{i=1}^{N} \epsilon_i(z_i)\, D^2(z_i) \operatorname{ch} k(d - z_i) \quad (23)$$

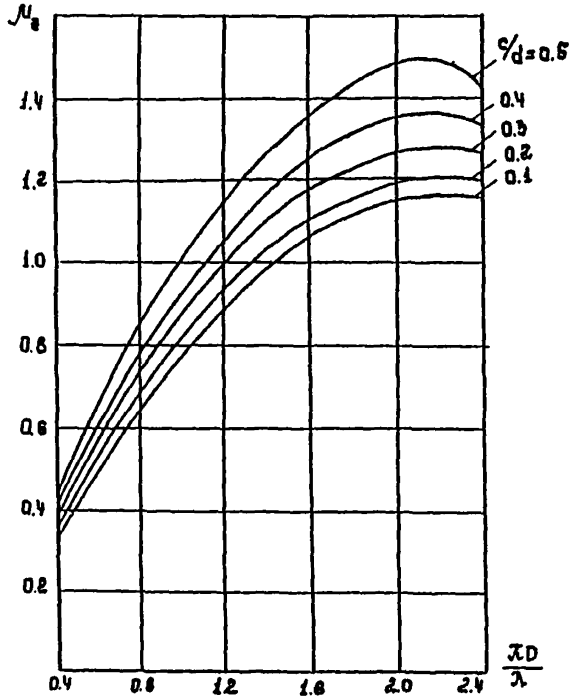
где N – произвольное число (10÷20) равновеликих интервалов Δz, м, по высоте преграды от расчетного уровня воды ($z = 0$)



Черт.9 Графики значений коэффициента $\xi_{z,max}$ максимальной вертикальной силы от воздействия волн на затопленный цилиндр.



Черт.10 Графики значений коэффициента μ_x опрокидывающего момента от горизонтальной волновой нагрузки на затопленный цилиндр.



Черт.II Графики значений коэффициента μ_a опрокидывающего момента от вертикальной волновой нагрузки на затопленный цилиндр.

до дна ($z = d$); z_j - глубина центра j-го интервала от расчетного уровня воды, м; $D(z_j)$ - диаметр сечения преграды на глубине z_j, м; $C_l(z_j)$ - инерционный коэффициент, соответствующий параметру $\frac{\pi D(z_j)}{\lambda}$ и определяемый по графику на черт.

2. На стадии рабочей документации расчеты горизонтальной и вертикальной сил, а также общего опрокидывающего момента от воздействия волн на цилиндрическую преграду с конической вставкой следует производить на основе результатов лабораторных исследований и теоретического решения задачи дифракции волн у преграды.

Нагрузки от волн на коническую преграду.

2.3.16. Расчет нагрузок от волн на конические преграды по п.п.2.3.17÷2.3.19 производится при следующих условиях:

$30^0 \leq \alpha \leq 60^0$; $0,6 \leq \frac{\pi D}{\lambda} \leq 3,0$; $0,075 \leq \frac{d}{\lambda} \leq 0,50$,

где α - угол между образующей конуса и горизонтальным дном;

D - диаметр конической преграды на дне, м (см.черт.1,г).

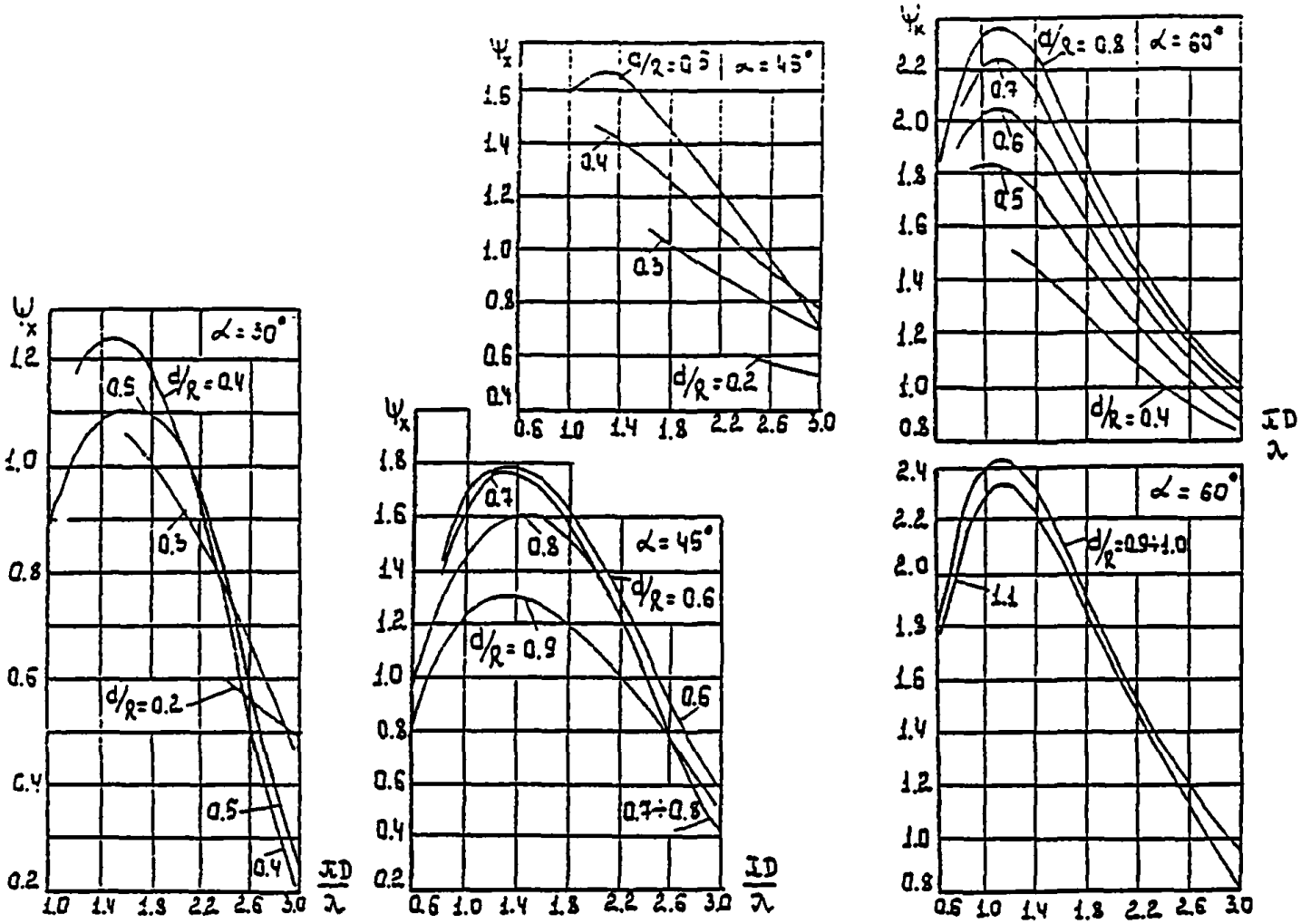
2.3.17. Максимальную горизонтальную силу от воздействия волн $Q_{x\,max}$, кН на коническую преграду следует определять по формуле

$$Q_{x.max} = \frac{1}{8}\rho g h D^2 \psi_x \qquad (24)$$

где ψ_x - коэффициент горизонтальной силы, определяемый по графикам на черт.12.

2.3.18. Максимальную вертикальную силу от воздействия волн на коническую преграду при условии, что взвешивающее давление по подошве сооружения равно гидростатическому, следует определять по формуле

$$Q_{z.max} = \frac{1}{8}\rho g h D^2 \psi_z \qquad (25)$$



Черт.12. Графики значений коэффициента ψ_x горизонтальной силы от воздействия волн на конические преграды

где ψ_z - коэффициент вертикальной силы, определяемый по графикам на черт.13. При прохождении вершины волны через вертикальную ось преграды $Q_{z,max}$ направлена вниз, при прохождении подошвы волны-вверх

2.3.19. Максимальный общий опрокидывающий момент от воздействия волн M_{max}, кНм, относительно точки O_I при условии распределения взвешивающего давления согласно п.2.3.18 следует определять по формуле

$$M_{max} = \frac{1}{16}\rho g h \cdot \mathcal{D}^3 \cdot \psi_M \qquad (26)$$

где ψ_M - коэффициент общего опрокидывающего момента, определяемый по графикам на черт.14.

Направление действия максимального опрокидывающего момента M_{max} совпадает с направлением действия момента от $Q_{z,max}$ для пунктирных кривых на черт.14 и противоположно этому направлению для сплошных кривых.

Примечание.

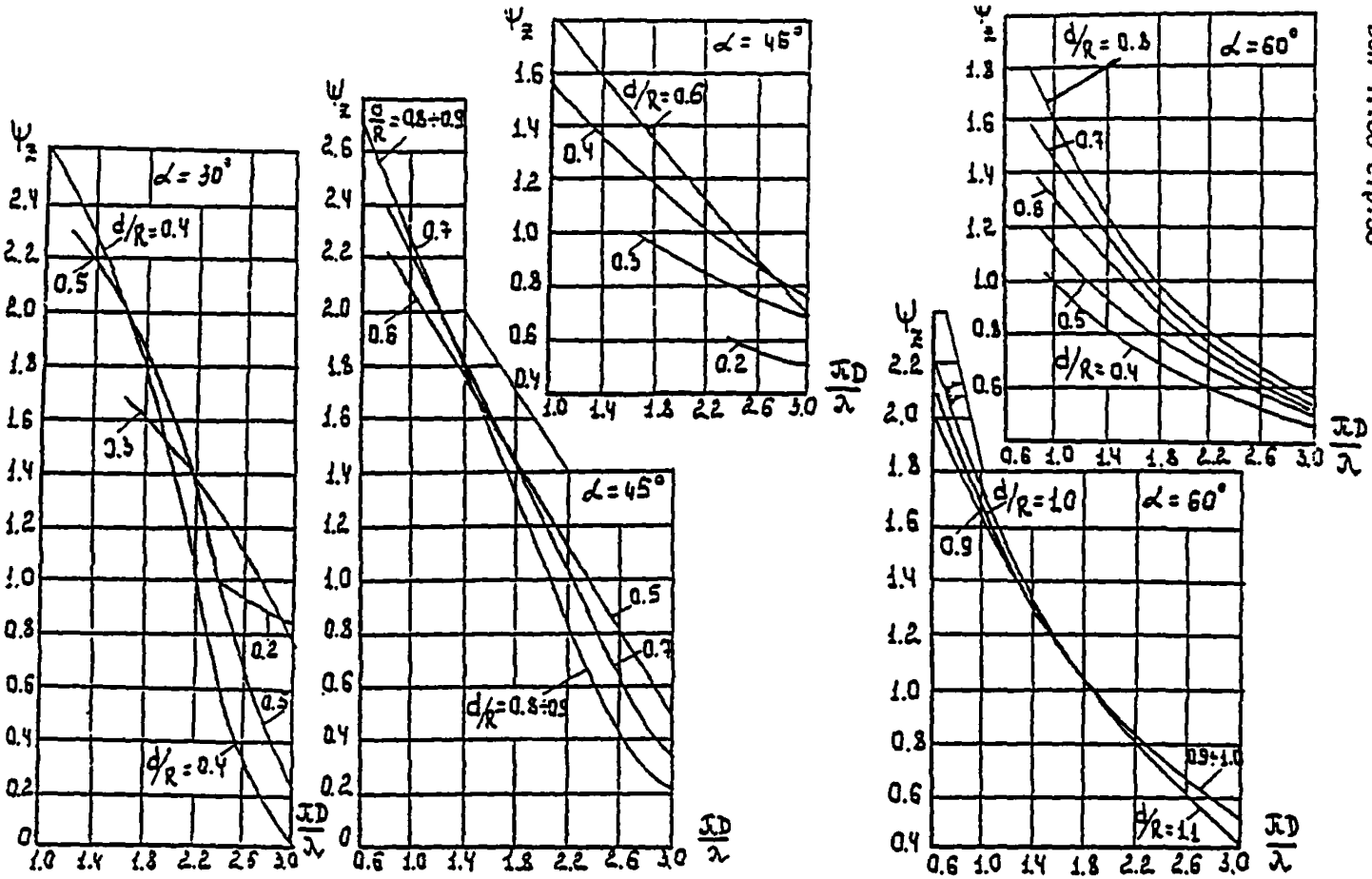
При расчете сооружений, указанных в п.п.2.3.1-2.3.19 на сдвиг и вычислении напряжений в их основании изменение относительных сил от воздействия волн $Q_{rel} = \frac{Q}{Q_{max}}$ и соответствующих опрокидывающих моментов $M_{rel} = \frac{M}{M_{max}}$ в зависимости от положения вертикальной оси преграды относительно вершины волны $\alpha = x/\lambda$ допускается определять по графикам на черт.15, при этом система координат принята та же, что в СНиП 2.06.04-82*.

2.4. Нагрузки и воздействия от судов.

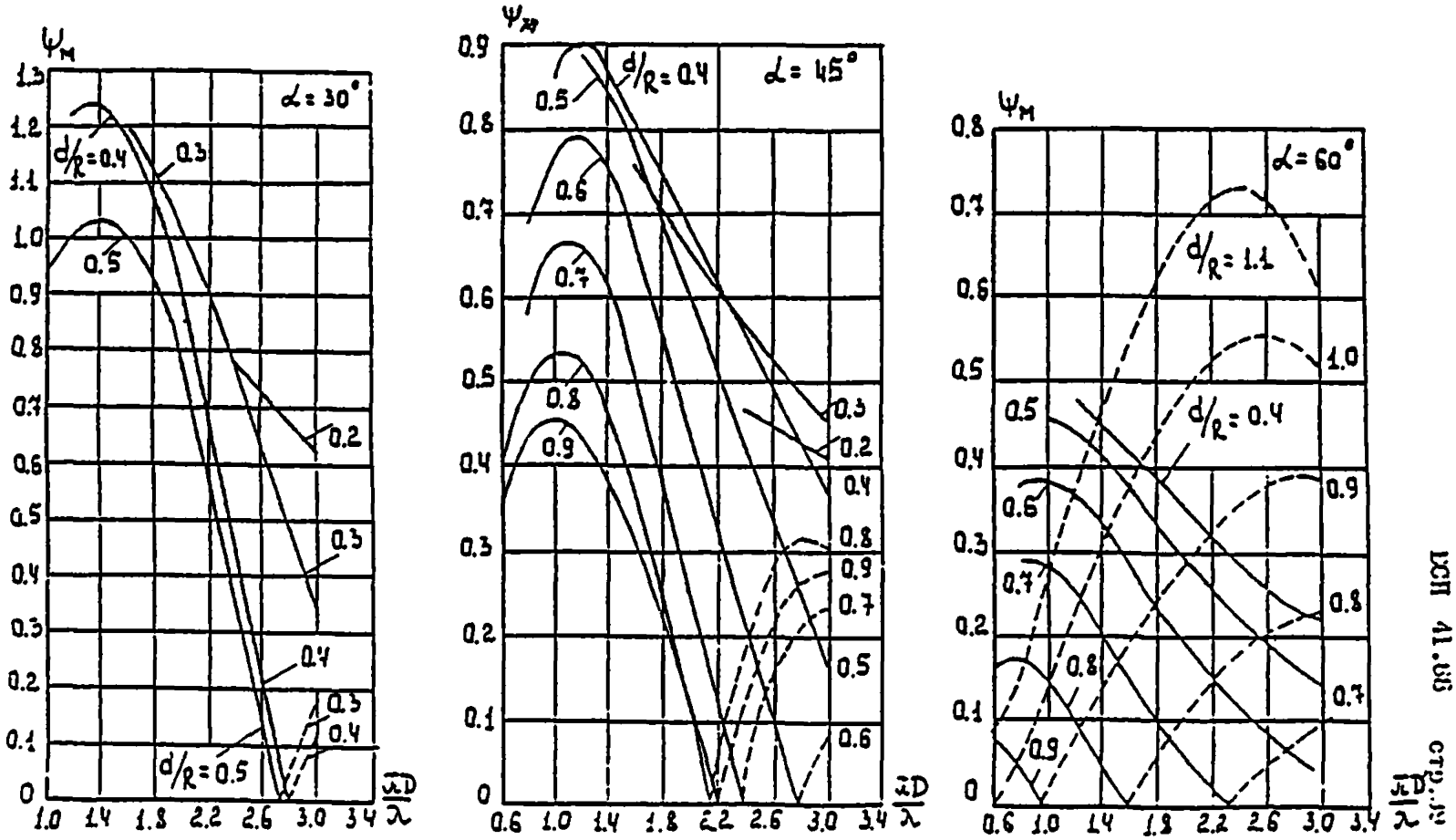
2.4.1. При расчете недостойких гравитационных сооружений на нагрузки от судов необходимо определять:

нагрузки от волн на суда при одноточечной швартовке, согласно п.2.4.2 настоящего раздела;

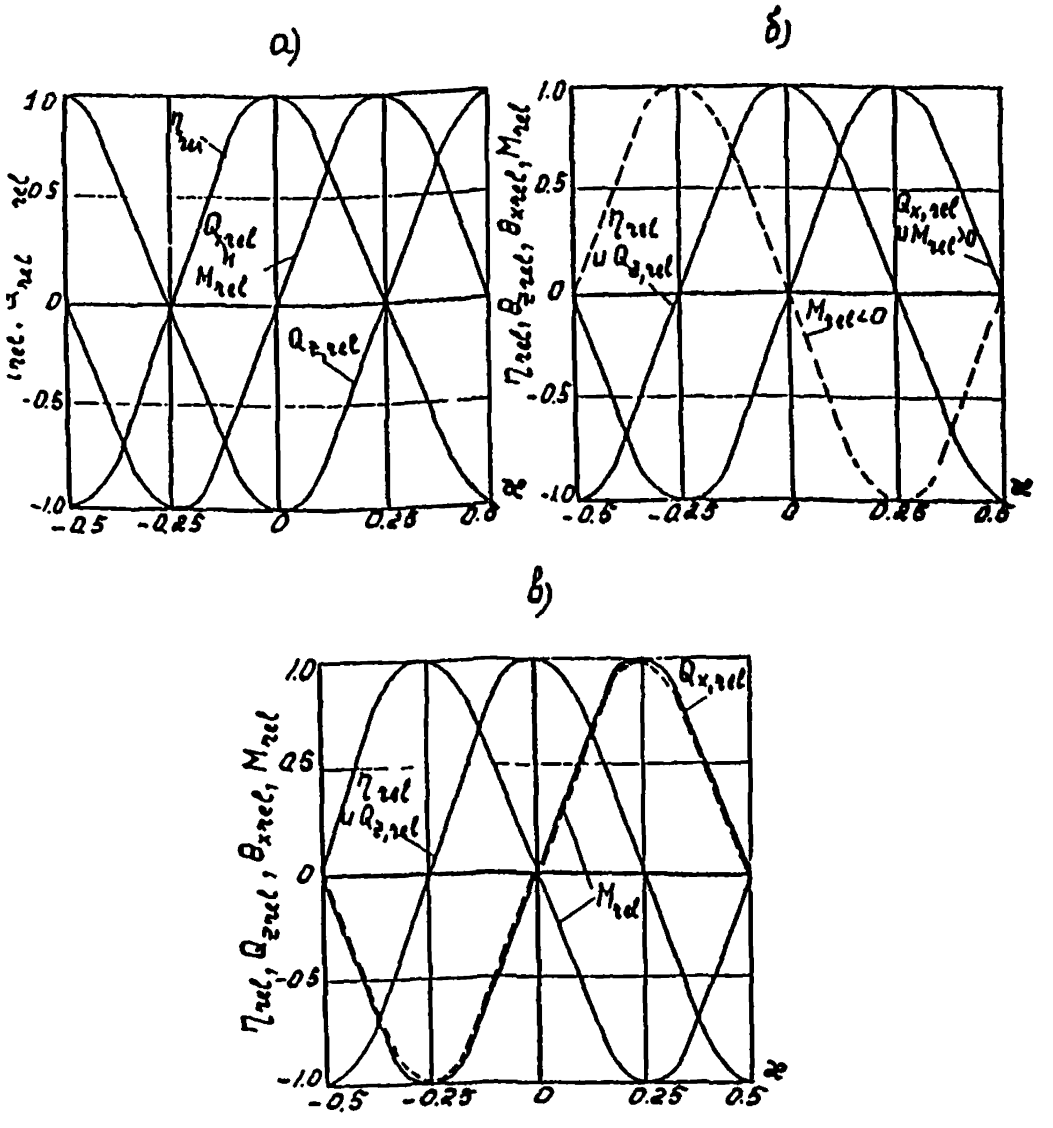
нагрузки от навала судна при его подходе к сооружению в



Черт.13 Графики значений коэффициента ψ_z вертикальной силы от воздействия волн на конические преграды



Черт.14 Графики значений коэффициента $\psi_м$ общего опрокидывающего момента от воздействия волн на конические преграды



Черт.15. Графики изменения относительных волновых нагрузок и опрокидывающих моментов за период волны. $\eta_{rel}=\eta/\eta_c$ – относительное превышение взволнованной поверхности над расчетным уровнем; а – вертикальный круговой цилиндр; б – затопленный цилиндр; в – коническая преграда.

условиях ветра, течения и волн, согласно требования п.2.4.3. настоящего раздела;

нагрузки от натяжения швартовов в условиях ветра, течения и волн при одноточечной схеме причаливания с кормовым (носовым) закреплением судов, согласно требованиям п.п.2.4.5 и 2.4.6;

нагрузки от ветра, течения и волн на суда, согласно СНиП 2.06.04-82^{x}.

2.4.2. Амплитуда продольной N, кН горизонтальной нагрузки от действия волн на судно пришвартованное по одноточечной схеме следует определять по СНиП 2.06.04-82^{x};

α - коэффициент, принимаемый по СНиП 2.06.04-82^{x} и табл.7.

T - осадка судна в т; При $T_v/\lambda_{mt} > 0,2$ χ определяют по СНиП 2.06.04-82, при $T_v/\lambda_{mt} < 0,2$ - по табл.7

Таблица 7

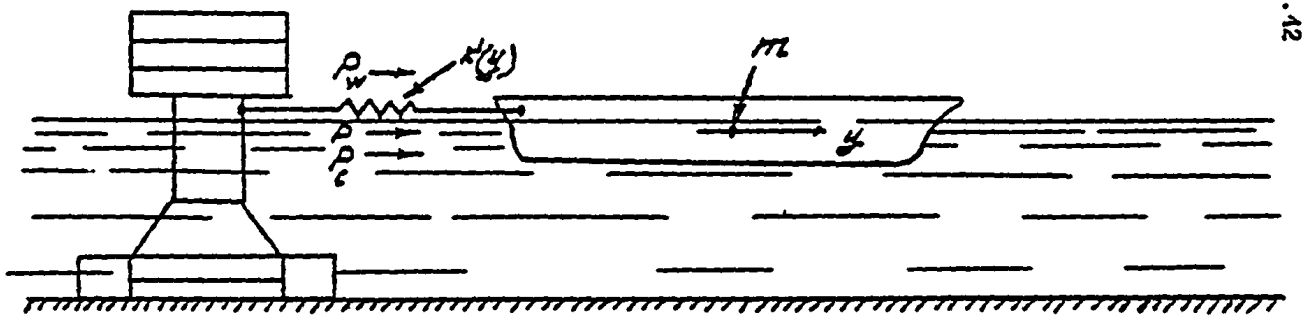
α	0,82	0,79	0,76	0,73	0,7	0,6	0,5
T_v/λ_{mt}	0,05	0,07	0,08	0,09	0,I	0,I5	0,2

2.4.3. Кинетическую энергию навала судна E_{q_y}, кДж, при подходе его к нефтегазопромысловому сооружению при отсутствии волнения, ветра и течения следует определять по СНиП 2.06.04-82^{x}, где нормальная составляющая скорости подхода судов малого водоизмещения принимается по табл.8.

Таблица 8.

Водоизмещение судна, т в тыс.т	I-2	3	4	5
Нормальная составляющая скорости подхода судна V, м/с	0,22	0,I8	0,I6	0,I5

При наличии волнения с высотой до I,5 м, прижимного ветра со скоростью до I5 м/с или течения в том же направлении со скоростью до 0,5 м/с нормальная составляющая скорости подхода суд-



Черт.16 Схема расчета для одноточечной квартовки.

на должна быть увеличена в 1,41 раза, при одновременном учете двух факторов - в 1,73 раза, при учете трех факторов - в 2 раза.

2.4.4. Поперечную горизонтальную силу F_q, кН, от навала судна при подходе к сооружению в условиях волнения, ветра и течения необходимо определять для значения энергии E_q, кДж, вычисленного с учетом п.2.4.3 и в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82*.

2.4.5. Динамические нагрузки от судна, закрепленного к причалу в одной точке (одноточечная схема швартовки, черт.16) с носовым(или кормовым) якорем, при одновременном воздействии ветра, течения и волнения, совпадающих по направлению с его диаметральной плоскостью, определяются по максимальным суммарным перемещениям y_{tot} клюзовой точки, м, по формуле:

$$y_{tot} = y_w + y_c + y_v \qquad (27)$$

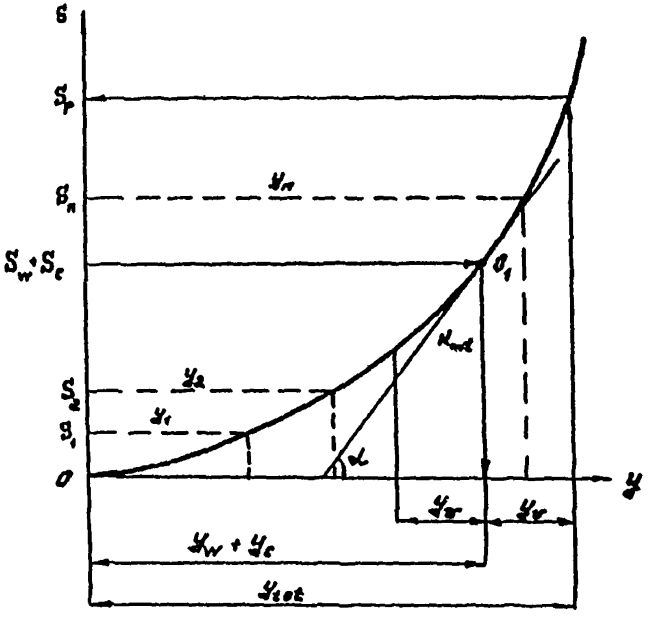
где y_w, y_c - перемещения судна от воздействия ветра и течения в направлении действующих сил; усилия определяются в соответствии с требованиями СНиП 2.06.04-82*, перемещения определяются по жесткостной характеристике швартовной системы $S(y)$, которая представляет собой связь между усилиями и деформациями каната (см.черт.17);

y_v - амплитуда, м, вынужденных колебаний судна определяется по формуле

$$y_v = \frac{N}{K_{mt} \cdot \left|1 - T_y^2/T^2\right|} \qquad (28)$$

где K_{mt} - среднее значение коэффициента жесткости;

T - средний период волнения, T_y - собственный период продольных колебаний судна, N - амплитуда продольной, кН,



Черт.I7 Хвосткостная характеристика связи.

горизонтальной нагрузки определяется по СНиП 2.06.04-82*. Собственный период продольных колебаний T_ψ определяется по формуле

$$T_\psi = \frac{2\pi}{\sqrt{K_{mt}/m}} \qquad (29)$$

где K_{mt} – среднее значение коэффициента жесткости в $\frac{кН}{м}$ для смещенного положения статического равновесия судна в т. O_I (черт.17) численное значение K_{mt} может быть получено при замене нелинейного участка жесткостной характеристики $S(\psi)$ касательной в точке O_1, тогда $K_{mt} = tg\alpha$

2.4.6. Расчетные нагрузки в связи определяются по суммарным перемещениям судна ψ_{tot} и жесткостной характеристике связей $S(\psi)$ (черт.17).

Примечание. При схемах швартовки, отличных от рассмотренных в п.2.4.5, динамические усилия в связи определяются экспериментальным путем.

2.5. Учет сейсмических нагрузок и воздействий.

2.5.1. Сейсмические воздействия следует учитывать при проектировании стационарных платформ, возводимых на площадках сейсмичностью 7,8 и 9 баллов.

Проектирование морских стационарных платформ на площадках с сейсмичностью более 9 баллов допускается только по согласованию с Госстроем СССР.

2.5.2. Определение характеристик сейсмического воздействия производится в районах сейсмичностью 6 баллов и выше. Материалы изысканий должны содержать характеристику сейсмического режима района строительства, данные о сейсмологических параметрах сейсмогенных зон (магнитуды, глубины очагов, эпицентральные расстояния, повторяемость землетрясений, сейсмичность площадки, спектральные характеристики сейсмических воздействий в зависимости от инженерно-геологических условий площадки), расчетные записи акселеграмм, велосиграмм, сейсмограмм.

Для акваторий, по которым отсутствуют данные сейсмического микрорайонирования шельфовых зон, допускается ориентировочно назначать сейсмичность площадки строительства согласно СНиП П-7-81. Расчетную сейсмичность для морских стационарных платформ следует принимать равной сейсмичности площадки.

2.5.3. Расчет конструкций стационарных платформ, проектируемых в сейсмических районах должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

Рекомендуется учитывать в расчетной схеме возможность вращения сооружения вокруг вертикальной оси и податливость основания. В расчетах должны учитываться масса сооружения и присоединенная масса воды, которую допускается определять как массу вытесненной воды.

2.5.4. Расчеты ледостойких стационарных платформ на особые

сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять согласно СНиП П-7-81 и п.п.2.5.7-2.5.11.

2.5.5. При расчете ЛСП влияние ледового поля должно быть учтено введением в расчетную схему дополнительных связей, имитирующих условия контакта сооружения с ледяным полем.

2.5.6. В расчетах прочности морских стационарных платформ по одномерной (консольной) и двухмерной (плоской)схемам следует учитывать горизонтальные сейсмические воздействия, причем выбирается наиболее опасное для данной конструкции или ее элементов направление воздействия.

В расчетах прочности по пространственной расчетной схеме следует учитывать одновременное воздействие двух горизонтальных компонент сейсмического ускорения, которые могут считаться некоррелированными, причем их максимумы принимаются соответственно равными $Ag\cos\varphi$ и $Ag\sin\varphi$, ($\varphi \approx 56^0$ по статистическим данным).

В расчетах устойчивости морских стационарных платформ следует учитывать наиболее опасное горизонтальное или наклонное под углом 30^0 к горизонтальной плоскости сейсмическое воздействие.

2.5.7. В общем случае при расчете на воздействие сейсмических ускорений в направлении горизонтальных ортогональных осей x, y, величины сейсмических сил ($S_{ik}^{(x)}$ и $S_{ik}^{(y)}$), действующих вдоль каждой из этих осей на элемент с массой m_k, отнесенной к точке k сооружения, при его колебаниях по i-й форме собственных колебаний следует определять по следующим формулам:

$$S_{ik}^{(x)} = K_0 K_1 K_2 A m_k g \cdot K_{\psi_i} \beta_i \eta_{ik}^{(x)} \qquad (30)$$

$$S_{iy}^{(y)} = K_0 K_1 K_2 A m_k g K_{\psi_i} \beta_i \eta_{ik}^{(y)} \qquad (31)$$

$$K_{\psi_i} = \sqrt{\frac{\delta_0}{\delta_i}\left(1 - \exp -2\frac{\delta_i t_3}{T_i}\right)} \qquad (32)$$

K_0 - коэффициент надежности, принимаемый равным 2,5;

K_1 - коэффициент, учитывающий дополнительные повреждения, определяется по СНиП П-7-81;

K_2 - коэффициент, учитывающий конструктивные решения, принимаемый равным I или по СНиП П-7-81.

A - коэффициент, определяемый по СНиП П-7-81

g - ускорение силы тяжести

β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i-й форме собственных колебаний сооружения, определяемый на основании спектральных характеристик сейсмического воздействия для выбранной строительной площадки; при отсутствии таких данных определяется по СНиП П-7-81;

δ_i - логарифмический декремент колебаний сооружения по i-й форме, принимается по СНиП П-7-81.

$\delta = 0{,}314$.

t_3 - условная продолжительность сейсмического воздействия, которую допускается принимать равной ~15 с;

$\eta_{ik}^{(x)}, \eta_{ik}^{(y)}$ - коэффициенты, зависящие от формы i деформации сооружения направлений x, y соответственно, определяемые по п.2.5.8.

2.5.8. Для сооружений, рассчитываемых по пространственной расчетной схеме на одновременное воздействие двух горизонтальных компонент сейсмических ускорений следует проводить расчет на два варианта загружения. Значения $\eta_{ik}^{(x)}$, $\eta_{ik}^{(y)}$ определяют по формулам:

$$\eta_{ik}^{(x)} = x_{ik} Q_i^{\circ} / M_i^{\circ}; \quad \eta_{ik}^{(y)} = y_{ik} \cdot Q_i^{\circ} / M_i^{\circ} \qquad (33)$$

$$Q_i^{\circ} = \sqrt{\left(\sum_{j=1}^{n} m_j x_{ij}\right)^2 B + \sum_{j=1}^{n} \left(m_j y_{ij}\right)^2 C} \qquad (34)$$

$$M_i^{\circ} = \sum_{j=1}^{n} m_j (x_{ij}^2 + y_{ij}^2) \qquad (35)$$

$B = \cos^2\varphi \qquad C = \sin^2\varphi$ – для I-го варианта

$B = \sin^2\varphi \qquad C = \cos^2\varphi$ – для 2-го варианта

где m_j – масса, сосредоточенная в точке j ;

$x_{ij}; y_{ij}$ – смещения в точке j сооружения при связанных колебаниях по i-й главной форме в направлении осей X, Y соответственно.

Для сооружений гравитационного типа и сооружений, рассчитываемых по консольной схеме на действие горизонтальных сейсмических ускорений:

$$\eta_{ik}^{(x)} = x_{ij} \sum_{j=1}^{n} m_j x_{ij} / D \qquad (36)$$

$$\eta_{ik}^{(y)} = y_{ik} \sum_{j=1}^{n} m_j y_{ij} / E \qquad (37)$$

$$\left.\begin{aligned} D &= \sum_{j=1}^{n} m_j x_{ij}^2, \\ E &= \sum_{j=1}^{n} m_j y_{ij}^2 \end{aligned}\right\}$$ – для сооружений, рассчитываемых по консольной схеме.

$$\left.\begin{aligned} D &= \sum_{j=1}^{n} m_j x_{ij}^2 + \sum_{j=1}^{n} \theta_j \varphi_{ij}^2 \\ E &= \sum_{j=1}^{n} m_j y_{ij}^2 + \sum_{j=1}^{n} \theta_j \varphi_{ij}^2 \end{aligned}\right.$$ – для сооружений гравитационного типа

где θ_j – момент инерции j-й массы сооружения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести основания перпендикулярно плоскости колебаний; φ_{ij} – угол поворота j-й массы при свободных колебаниях по i-й форме. При этом должны выполняться следующие условия:

$$\sum_{i=1}^{n} \eta_{ik} = 1 \; ; \; \sum_{i=1}^{n} \eta_{ik} x_{ik} / x_{ik} = 0 \; ; \; \sum_{i=1}^{n} \eta_{ik} \varphi_{ik} / y_{ik} = 0$$

2.5.2. Расчетные значения поперечной и продольной сил, изгибающего и крутящего моментов, нормальных и касательных напряжений в конструкциях от сейсмической нагрузки, приложенной к сооружению в виде квазистатических сил $S_{ik}^{(x)}$ или $S_{ik}^{(y)}$, в общем случае следует определять по формуле:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} N_i^2 + 2\sum_{i=1}^{n-1} A_{i,i+1} N_i \cdot N_{i+1}} \qquad (38)$$

где: $N_i; N_{i+1}$ – значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении, вызываемых сейсмическими нагрузками, соответствующими i-й и $i+1$-й формам собственных колебаний сооружения;

n – число учитываемых в расчете форм собственных колебаний сооружения;

$A_{i,i+1}$ – коэффициент, учитывающий взаимную корреляцию i-й и $i+1$-й обобщенных координат, определяемый по 2.5.10.

При расчете по пространственной расчетной схеме усилия N_p, соответствующие воздействиям в направлении каждой из осей, рассматриваются как взаимно некоррелированные. При расчете по консольной расчетной схеме указанные усилия рассматриваются раздельно.

Если центры масс сооружения не совпадают с центрами жесткостей, то в консольной схеме должны учитываться крутящие моменты относительно вертикальной оси, равные произведению сейсмических сил на соответствующие эксцентриситеты между центрами масс и жесткостей.

2.5.10. Значения коэффициентов $A_{i,i+1}$ могут определяться по формулам:

$$A_{i,i+1} = \frac{2\sqrt{\delta_i \delta_{i+1}}}{\delta_i + \delta_{i+1}} \quad \text{при} \quad \frac{2}{\sqrt{\delta_i \delta_{i+1}}} \left| \frac{T_i}{T_{i+1}} - 1 \right| \leq 0.5$$

$$A_{i,i+1} = 0 \quad \text{при} \quad \frac{2}{\sqrt{\delta_i \delta_{i+1}}} \left| \frac{T_i}{T_{i+1}} - 1 \right| > 0.5 \qquad (39)$$

В случае $\delta_i = \delta_{i-1} \approx 0{,}3$ практически можно принимать $A_{i,i-1} = 0$ если периоды T_i и T_{i-1} отличаются более, чем на 10 %.

2.5.11. Для сооружений, расчет которых производится по консольной схеме, следует учитывать не менее трех форм собственных колебаний; для сооружений, расчет которых производится по пространственной схеме, - не менее 10 основных форм колебаний.

2.5.12. При расчете на прочность и устойчивость должен вводиться дополнительный коэффициент условия работы, определяемый по СНиП II-7-81.

3. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ.

3.1. Свайные фундаменты. Проектирование свайных фундаментов.

3.1.1. Исходными данными для проектирования фундаментов ЛЭП являются результаты инженерных изысканий, выполненные в соответствии с ВСН 51.2-84, действующие нагрузки и воздействия, конструктивные особенности проектируемого сооружения.

3.1.2. Техническое задание на изыскания должно составляться генеральным проектировщиком при участии организации, разрабатывающей проект фундаментов, включать разработку программы работ.

Программа должна быть согласована с организацией, выдавшей техническое задание на производство изысканий.

3.1.3. Основными параметрами, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов,
позволяющие выполнять расчеты как с использованием моделей, базирующихся на теориях упругости и предельного равновесия, так и моделей, обеспечивающих прогноз поведения оснований при возникновении в нем пластических зон.

3.1.4. Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов следует принимать в соответствии с ГОСТ 20522-75 "Грунты. Метод статической обработки результатов определений характеристик"

3.1.5. Доверительная вероятность расчетных значений характеристик грунтов принимается равной при расчетах оснований по несущей способности $\alpha = 0,95$; при расчетах оснований по деформациям $\alpha = 0,85$.

При соответствующем основании на основе согласованного решения проектной и изыскательской организации допускается принимать большую доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов, но не выше 0,99.

3.1.6. Расчетная схема системы сооружение–фундамент–основание должна выбираться с учетом расчетной схемы сооружения, характера напластований и свойств грунтов, особенностей возведения и т.д. Рекомендуется учитывать также упруго–пластические и реологические свойства, влияние повторности и скорости нагружения, изменение порового давления грунта.

3.1.7. Расчет свайных фундаментов и оснований должен выполняться согласно СНиП 2.02.03–85 по 2–м группам предельных состояний:

по первой группе, по прочности конструкции сваи и несущей способности грунтов;

по второй группе, по осадке основания свайного фундамента от вертикальных нагрузок, по перемещениям свай в грунте.

3.1.8. Расчет свайных фундаментов по прочности конструкции производится в зависимости от их материала с учетом требований СНиП 2.02.03–85.

3.1.9. Свайные фундаменты по несущей способности грунтов основания при действии осевых нагрузок следует рассчитывать по СНиП 2.02.03–85, ВСН 51.3–85.

Величина коэффициента надежности γ_k принимается в соответствии со СНиП 2,02.03–85 и таблицей 9.

Допускается уточнять метод расчета по рекомендуемому Приложению 2.

Табл. 9.

Тип свайного фундамента	Значение коэффициента надежности $\gamma_к$ при	
	основном сочетании	особом сочетании
Одиночные сваи	I.4	I.3
Группы свай	I.3	I.2
Свайные ленты и поля	I.3	I.2

Несущую способность свай следует определять как наименьшее из значений несущей способности, получаемых по расчету:

несущей способности грунтов;

прочности конструкции сваи.

3.I.IO.Свайные фундаменты по второй группе предельных состояний (по деформациям) рассчитывают по формуле:

$$S \leq S_{пр} \qquad (40)$$

где:

S – расчетная величина деформации сваи или свайного фундамента в целом,

$S_{пр}$ – предельно допустимая величина деформации , устанавливаемая:

по горизонтальному смещению верха конструкции ЛЭП;

по деформациям (горизонтальным перемещениям, осадкам и углам поворота) свай в уровне опорных закреплений в соответствии с заданием на проектирование, исходя из эксплуатационных и технологических требований.

Примечания. I. Расчеты одиночных свай постоянной по длине жесткости на действие горизонтальной нагрузки в однородных грунтах основания допускается проводить по СНиП 2.02.03-85.

2. Расчет свайных фундаментов на совместное действие вертикальной горизонтальной нагрузок и момента рекомендуется вести по прил.

3.I.II. Свайные фундаменты и конструкции опорного блока ЛСП должны проектироваться совместно.

Проектирование осуществляется в несколько этапов, включающих предварительную оценку габаритов и конструктивной схемы опорного блока, нагрузок на основание, анализа инженерно-геологических условий, назначения конструкции и параметров свай (диаметра, длины, величин расчетных осевых и горизонтальных нагрузок), способов их погружения, деформативности опорного блока, жесткостных характеристик системы "свал-грунт" для совместного расчета.

3.I.I2. Необходимость проектирования дополнительных (рабочих) свай устанавливается расчетом .

3.I.I3. Расчет свай, расположенных на расстоянии свыше 7D (D – диаметр сваи), следует проводить как одиночных при расстоянии менее 7D – с учетом взаимного влияния свай (приложение 3)

3.I.I4. При назначении количества свай и их размещении в конструкции опорного блока необходимо учитывать габаритные размеры стапельных устройств на заводе металлоконструкций и опорных устройств специальных транспортных средств, применяемых для транспортировки опорного блока к месту его установки на акватории (барже специального назначения).

3.I.I5. Направляющие дополнительных (рабочих) свай должны проектироваться в составе опорного блока, обеспечивать жесткое сопряжение с ним для передачи усилий на сваи, а также проектное положение свай. Высоту направляющих следует определять, исходя из принятой конструкции сопряжения, рассчитанной на восприятие

осевых и горизонтальных нагрузок, передаваемых на сваи.

3.I.I6. Внутри основных стоек опорного блока и направляющих дополнительных (рабочих) свай должны предусматриваться фиксаторы, ограничивающие смещение свай внутри них в соответствии с заданными допусками в период выполнения строительно-монтажных работ.

Диаметры и глубины погружения основных и дополнительных (рабочих) свай могут быть различными.

3.I.I7. Передачу усилий от опорного блока на сваи следует осуществлять через узлы сопряжения, которые должны быть рассчитаны на расчетные усилия, воспринимаемые сваей в месте сопряжения с опорным блоком.

3.I.I8. При проектировании фундаментов ЛСП следует учитывать возможность образования и развития местного размыва.

Расчет глубины местного размыва у опор ЛСП рекомендуется производить по методике ЦНИИС (предварительных расчетов).

3.I.I9. Противоразмывная защита вокруг ЛСП выполняется в сроки, обеспечивающие надежную работу сооружения с учетом динамики изменения гидрологических параметров в месте строительства платформы.

3.2. Основания и фундаменты платформ гравитационного типа.

3.2.I. Основания гравитационных платформ рассчитываются по двум группам предельных состояний.

Расчеты по первой группе включают:

а) определение несущей способности основания в целом при действии наиболее опасных сочетаний нагрузок;

б) расчет сопротивления основания задавливанию выступающих частей конструкции при установке платформы;

в) определение реактивного сопротивления грунта по контакту с фундаментом при основном и особом сочетаниях нагрузок;

г) оценку местной устойчивость грунта от размывов и других локальных воздействий при установке платформы и ее эксплуатации.

3.2.2. Расчет несущей способности должен обеспечить прочность и общую устойчивость сооружения.

Для гравитационных платформ с заглубленными конструктивными элементами расчет производится по схеме заглубленных фундаментов с плоской подошвой на уровне низа этих элементов. Для прочих гравитационных платформ расчет производится как для незаглубленных фундаментов с плоской подошвой.

3.2.3. Расчет несущей способности производится для полностью дренируемых или полностью недренируемых грунтов. В последнем случае расчет проводится в полных напряжениях при условии

$$|\tau| \leq C_u \qquad (41)$$

где τ – касательные напряжения, МПа

C_u – сопротивление недренируемому сдвигу, МПа

или в эффективных напряжениях при условии

$$|\tau| \leq \sigma_n' \operatorname{tg}\varphi + C \qquad \sigma_n = \sigma_{nu} - u \qquad (42)$$

σ_n' – эффективное нормальное напряжение

σ_n – полное нормальное напряжение

u – поровое давление, определяемое методами фильтрационной теории консолидации грунтов согласно СНиП 2.02.01-83.

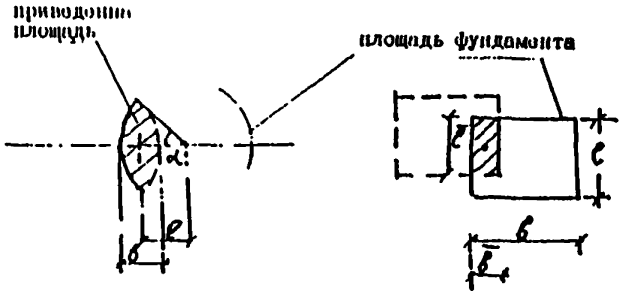
Равенство в формулах 41 и 42 достигается на площадках скольжения.

Из результатов различного типа расчетов следует выбирать тот, который соответствует минимальной несущей способности.

3.2.4. Расчет оснований по несущей способности производится, исходя из условия

$$\gamma_c F_p \leq \frac{\gamma_m \cdot F_u}{\gamma_n} \qquad (43)$$

F_p, F_u – расчетные значения обобщенной нагрузки и предельного сопротивления основания соответственно.



Для круглой подошвы:

$$\bar{b} = d - 2e \quad ; \quad \bar{A} = \frac{d^2}{4}(2\alpha - \sin 2\alpha)$$
$$\bar{l} = \bar{A} / \bar{b} \quad ; \quad \alpha = \arccos 2e/d$$

Для прямоугольной подошвы:

$$\bar{b} = b - 2e_b ; \quad \bar{l} = l - 2e_l ; \quad \bar{A} = \bar{b} \cdot \bar{l}$$

$\bar{b}$ – приведенная ширина фундамента;

Черт. 18

γ_c – коэффициент сочетания нагрузок (СНиП 2.06.01.-85)

γ_m – коэффициент условия работы, определяется по таблице 9

γ_k – коэффициент надежности по назначению принимается в соответствии со СНиП 2.06.01–85.

Несущая способность связана со средней предельной нагрузкой (давлением) q_u на основание соотношением

$$F_u = q_u \cdot \bar{A} \qquad (44)$$

где $\bar{A}$ – приведенная площадь фундамента, зависящая от формы фундамента и эксцентриситета нагрузки в расчетной плоскости подошвы, определяется по черт.18.

3.2.5. Несущая способность нескальных оснований определяется методами теории предельного равновесия грунтовой среды. При этом допускается использование:

а) трехчленной формулы Терцаги (см. п.3.2.6)

б) методов, основанных на нахождении наиболее опасной поверхности скольжения (см. п.3.2.7).

Таблица 10.

Вид грунта / Метод расчета	а	б
Песчаные грунты	0,85	0,8
Пылево–глинистые грунты	0,8	0,75

3.2.6. Несущую способность для вертикальной составляющей нагрузки допускается определять по трехчленной формуле, если основание сложено однородными грунтами. В этом случае

$$q_u = b_c N_c + \zeta_q N_q \cdot q' + \frac{1}{2} N_\gamma \zeta_\gamma \bar{b} \gamma' \qquad (45)$$

где: N_c , N_q , N_γ – безразмерные коэффициенты, зависящие от расчетного угла внутреннего трения грунта φ_r ;

i_c , i_q , i_γ – коэффициенты влияния угла нагрузки, зависящие от угла наклона к вертикали δ равнодействующей всей нагрузок на уровне подошвы фундамента и угла φ ;

n_γ , n_q, n_c – коэффициенты влияния формы опорной части фундамента;

c – расчетное значение сцепления грунта;

$q' = \gamma' h$ – расчетное значение пригрузки;

h – заглубление, равное глубине погружения ковша в основание;

γ' – удельный вес скелета грунта с учетом взвешивания в воде.

Вышеназванные коэффициенты допускается определять по формулам: $N_q = tg^2\left(\frac{\lambda}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)\exp\left(\lambda tg\varphi\right)$ $\quad i_c = i_q = \left(1 - 2\delta/\lambda\right)^2$

$$N_c = \begin{cases} (N_q - 1)\,ctg\varphi, & \varphi > 1 \\ \lambda + 2, & \varphi = 1 \end{cases} \qquad i_\gamma = \begin{cases} \left(1 - \delta/\varphi\right), & \delta < \varphi \\ 0, & \delta \geq \varphi \end{cases} \quad (46)$$

$$N_\gamma = 1.5\left(N_q - 1\right)tg\varphi$$

$$n_c = 1 + 0.3/n$$
$$n_q = 1 + 1.5/n$$
$$n_\gamma = 1 - 0.25/n$$

Здесь $n = \bar{\ell}/\bar{b}$ – соотношение сторон условного прямоугольного фундамента;

$\bar{\ell} = \lambda/b$ – условная приведенная длина.

В вычисляемую по формулам (47), (46) несущую способность входит вес грунта (с учетом взвешивания в воде) в пределах площади платформы выше плоскости заглубления.

3.2.7. Если основание сложено неоднородными грунтами или рассматриваются полностью недренируемые условия (нестабилизи-

рованное состояние), расчет несущей способности допускается производить путем отыскания наиболее опасной поверхности скольжения, отделяющей сдвигаемый массив грунта от неподвижного. В частности, допускается использование графоаналитического метода с построением круглоцилиндрических поверхностей скольжения и введением поправочных коэффициентов, учитывающих пространственный характер сдвига.

3.2.8. Оценку запаса устойчивости платформы на сдвиг следует производить по формуле (15). При наличии юбки нужно учитывать ее сопротивление горизонтальному смещению по формулам для расчета пассивного давления на подпорную стенку.

3.2.9. При расчете несущей способности учитывается влияние цикличности нагружения при помощи снижения прочностных характеристик грунта или повышения порового давления. Снижение прочности глинистых грунтов и нарастание порового давления в песчаных грунтах при многократном приложении нагрузки следует оценивать на основании лабораторных испытаний и наблюдений за поведением и свойствами аналогичных натурных грунтов, работающих в сходных условиях.

3.2.10. При расчете задавливания юбки и других выступающих частей фундамента на требуемую глубину используют формулы удельного лобового и бокового сопротивления согласно СНиП 2.02.03-85 с повышающим коэффициентом 2.

Расчет нагрузок на юбки, днища и другие выступающие части конструкции следует производить методами теории предельного равновесия с учетом неоднородности контакта.

3.2.11. Во время установки и работы платформы должна быть обеспечена гидравлическая устойчивость грунта основания. Для

этого следует изучить и оценить возникающие фильтрационные потоки и силы и вызванные ими разупрочнение и эрозию грунта.

3.2.12. Расчеты по 2-ой группе предельных состояний включают:

а) краткосрочные и длительные осадки и крены;

б) смещения под действием длительнодействующих и многократных нагрузок;

в) динамические реакции системы сооружение-основание при заданной частоте волнового воздействия.

3.2.13. Расчет деформаций основания следует производить с учетом многократно-повторного характера приложения нагрузки и вероятности возникновения нагрузок (волновых, ледовых, сейсмических и т.д.).

3.2.14. Расчетная схема основания в расчетах по второй группе предельных состояний должна выбираться в виде линейно или нелинейно-деформируемого полупространства или слоя конечной толщины. Последняя схема принимается, когда в пределах сжимаемой толщи основания расположен скальный грунт.

3.2.15. Предпроектные расчеты деформаций допускается производить по схеме линейно-деформируемого пространства с условием ограничения глубины сжимаемой толщи исходя из соотношения величин дополнительного давления от фундамента σ_{0z}^{I} (по вертикали, проходящей через ее центр) и природного бытового эффективного давления на той же глубине σ_{bz}^{I}. Это соотношение для фундаментов с шириной в плане, превышающей 20 м, берется равным 0,5; при ширине меньше 10 м – равным 0,2; при промежуточных ширинах – по линейной интерполяции.

3.2.16. Если в условиях линейного расчета глубина зон, в которых нарушается условие предельного сопротивления сдвигу

превосходит I/I0 ширины опорной части, следует вести расчет с использованием модели нелинейно-деформируемого полупространства.

3.2.I7. Для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами, следует проводить расчеты изменения деформаций во времени с использованием теорий фильтрационной консолидации, нелинейного деформирования скелета грунта и ползучести. При этом необходимо определять поровое давление и фильтрационные силы для использования в расчетах по I-ой группе предельных состояний.

Как линейный, так и нелинейный расчеты должны производиться с применением деформационных характеристик, соответствующих условиям полного водонасыщения и взвешивания основания.

3.2.I8. Для уменьшения избыточного порового давления в днище фундамента, по его краям и площади следует устраивать дренажные скважины или выполнять гравийную или песчаную подушку.

4. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ. Сталь для конструкций и их соединений. Требования, предъявляемые к сварке.

4.1. Марки стали и их расчетные сопротивления для конструкций ЛСП следует принимать по таблице I обязательного приложения 4, СНиП II-23-81 и СНиП 2.03.II-85.

4.2. Сталь, предназначенная для изготовления сварных соединений опорных блоков, должна подвергаться ультразвуковому контролю сплошности и удовлетворять требованиям приложения1.

Расчетные сопротивления металла швов стыковых соединений сталей с разными значениями предела текучести следует принимать как для стали с меньшим значением нормативного сопротивления.

4.3. При проектировании стальных конструкций платформ следует обеспечивать технологичность изготовления и монтажа конструкций и свободный доступ к местам выполнения сварных соединений.

4.4. Все сварочные работы на заводе-изготовителе и на монтаже должны производиться по специально разработанной документации на производство сварочных работ конкретного типа металлоконструкций платформ в полном соответствии с чертежами КМД, СНиП III-18-75, СНиП III-4-79, настоящими нормами и дополнительными требованиями, согласованными с проектной организацией.

4.5. Размеры сварных угловых швов следует принимать в соответствии со СНиП II-23-81.

4.6. Для расчетных и конструктивных сварных соединений в проекте должны быть указаны виды сварки, электроды или сварочная проволока, положение шва при сварке.

4.7. Конструктивные формы сварных соединений должны соответствовать ГОСТ 5264-80, ГОСТ 8713-79, ГОСТ 14771-76, ГОСТ 16037-80

ГОСТ 11533-75, ГОСТ 11534-75 и проекту производства сварочных работ.

4.8. Все сварные швы должны иметь плавный переход к основному металлу и иметь гладкую поверхность, расположение и размеры зон обработки должны быть указаны в КМД.

4.9. В сварных стыковых соединениях листов разного сечения в целях обеспечения плавного перехода сечения от меньшей толщины к большей следует предусматривать скосы у более толстого листа с одной или двух сторон с уклоном не более 1:5.

4.10. При проектировании ЛСП следует предусматривать стыковые сварные соединения с двух сторонней сваркой и полным проваром.

4.11. При использовании для металлоконструкций платформы отдел марок 14Г2АФ (Д), 16Г2АФ (Д), ВСт3сп5, 09Г2С (Д) и 12ХГДАФ следует применять материалы для сварки, указанные в табл.2 обязательного приложения 4.

4.12. Качество швов сварных соединений для крепления сборочных и монтажных приспособлений должно быть не ниже качества основных швов.

4.13. Контроль качества швов сварных соединений должен осуществляться следующими методами:

систематическая проверка выполнения заданного технологического процесса сборки и сварки;

наружный осмотр 100% швов с проверкой размеров;

механические испытания контрольных образцов по ГОСТ 6996-66 и СНиП II-18-75;

металлографическое исследование макрошлифов на торцах швов контрольных образцов или на торцах стыковых швов сварных соединений;

послойная цветная дефектоскопия сварных швов соединений по ГОСТ 18442-80;

контроль швов ультразвуковой или радиационной дефектоскопией 100% всех расчетных швов по ГОСТ 7512-69;

испытание сварных швов на плотность, 100% соединений элементов, используемых для плавучести.

4.14. Трещины всех видов и размеров в швах сварных соединений не допускаются.

Несплавления по кромкам, непровары на участках, где проектом предусмотрено сквозное проплавление, не допускаются.

Подрезы сварных швов не допускаются.

4.15. В стыковых и угловых швах сварных соединений конструкций допускаются единичные поры или шлаковые включения диаметром не более 1 мм для стали толщиной до 25 мм и не более 4% толщины, но не более 3 мм для стали толщиной более 25 мм, в количестве не более четырех дефектов на участке шва длиной 400 мм. Расстояние между дефектами должно быть не менее 50 мм.

4.16. Цветная дефектоскопия выполняется по ГОСТ 18442-80, а также с учетом рекомендаций "Методическое руководство по цветной дефектоскопии деталей и сварных швов"; ОСТ 36-76-83 "Контроль неразрушающий. Сварные соединения трубопроводов и конструкций. Цветной метод", разработанным ВНИИМонтажспецстрой, Москва, И26-7-74 Отраслевая инструкция "Контроль методом цветной дефектоскопии, Москва, ВНИПТИхимнефтемаш, 1975; "Инструкция по цветной дефектоскопии сварных соединений", Киев, Укрмонтажспецстрой, 1974.

4.17. Выбор и проектирование систем защиты от коррозии следует производить в зависимости от степени агрессивного воздействия среды на конструкции опорной части платформы согласно

ГОСТ 51.64-80.

4.18. Способы защиты металлоконструкций в зоне атмосферной коррозии выбирают согласно СНиП 2.03.11-85 и табл. II.

Таблица II

Зона влажности	Характеристика солей, аэрозолей и пыли	Степень агрессивного воздействия среды на металлоконструкции в морской атмосфере	Способ защиты металлоконструкций от коррозии
1	2	3	4
Сухая	Хорошо растворимые малогигроскопические	Слабоагрессивная	1. Газотермическое напыление алюминия (δ =120 мкм) с последующей пропиткой лакокрасочными материалами II, III групп 2. Газотермическое напыление алюминия (δ =250 мкм). 3. Окрашивание лакокрасочными материалами II, III, IУ групп.
Нормальная	Хорошо растворимые гигроскопичные	Среднеагрессивная	1. Газотермическое напыление алюминия (120-180 мкм) с последующей пропиткой лакокрасочными материалами III и IУ групп. 2. Газотермическое напыление алюминия (δ =250 мкм). 3. Окраска лакокрасочными материалами III и IУ групп.
Влажная	Хорошо растворимые гигроскопичные	Сильноагрессивная	1. Газотермическое напыление алюминия (δ =250 мкм) с последующей пропиткой лакокрасочными материалами IУ группы. 2. Окраска лакокрасочными материалами IУ группы.

Защита металлоконструкций в зоне периодического смачивания выполняется с применением металлических, лакокрасочных и смазочных защитных покрытий согласно СНиП 2.03.11-85, ГОСТ 9.032-74.

В подводной зоне должна применяться электрохимическая защита неокрашенных металлоконструкций, осуществляемая с помощью протекторов или от внешнего источника тока.

Критерием выбора схемы электрохимической защиты (протекторная, от внешнего источника тока, окрашенных или неокрашенных конструкций) является экономическое обоснование.

Проектирование систем электрохимической защиты производится специализированными организациями и включает выбор типа защиты, расчет системы, размещение элементов и разработку электрической схемы соединений.

Металлоконструкции в зоне донного грунта следует защищать электрохимическим способом без дополнительного окрашивания.

4.19. Для улучшения коррозионной стойкости ЛСП следует выполнять следующие конструктивные требования:

новые конструктивные материалы (стали и сплавы, а также их сварные соединения) должны быть использованы только после их испытаний на коррозию;

избегать образования зазоров и щелей, притуплять углы фасонок и других элементов снятием фаски шириной 3÷5 мм;

избегать наличия вогнутостей, задерживающих скопление влаги на поверхности металлоконструкций, в сплошных поверхностях следует предусматривать дренажные отверстия, предусматривать сварку встык или замкнутых угловых швов; при необходимости соединения внахлестку зазоры должны закрываться непрерывной сваркой. При сварке следует обеспечивать полный провар и исклю-

чить пористость и зазоры;

избегать конструктивных форм, вызывающих турбулентность;

необходимо использовать конструктивные решения, облегчающие доступ к поверхности металлоконструкций для ее очистки и нанесения защитных покрытий;

необходимо уменьшать количество связевых элементов, а также уменьшать количество сварных стыков в зоне развития максимальной коррозии - нижняя треть зоны периодического смачивания;

Основные положения расчета

4.20. Расчет стальных конструкций ЛСП должен производиться в соответствии со СНиП II-23-81, ВСН 51.3-85 и настоящих ВСН.

Расчет следует вести на стадиях: транспортировки, монтажа и эксплуатации с учетом соответствующей расчетной схемы.

4.21. Усилия в элементах платформы должны определяться с учетом совместной работы опорного блока и основания.

4.22. Расчет трубчатых стержней длиной $l < 0.11\sqrt{\frac{E}{R_y}}\,r$ следует проверять на общую (при центральном и внецентренном сжатии) и местную устойчивость в соответствии со СНиП II-23-81.

4.23. При $l > 0.11\sqrt{\frac{E}{R_y}}\,r$ проверку на общую и местную устойчивость следует вести в зависимости от $t_r = \frac{t}{r}$ - относительной толщины стенки трубы.

t - толщина стенки трубы, r - радиус трубы.

если $t_r = (0{,}32 \div 0{,}64) \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ - следует производить расчет на общую (при центральном и внецентренном сжатии) и местную устойчивость в соответствии со СНиП II-23-81.

если $t_r > 0{,}64 \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ - проверка устойчивости не требуется.

Если $t_r < 0{,}32\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $t_r \geq \frac{\psi}{c}\cdot\frac{R_y}{E}$ следует вести проверки на потерю общей и местной устойчивости совместно.

$\frac{N}{A} \leq \varphi\psi R_y\gamma_c$ – при центральном сжатии

$\frac{N}{A} \leq \varphi_e\psi R_y\gamma_c$ – при внецентренном сжатии.

Коэффициенты ψ, φ, φ_e, c – следует принимать по СНиП II-23-81.

Величину λ, необходимую для нахождения значений φ и φ_e, определяют по формуле

$$\lambda = 1{,}45\frac{\mu\ell}{r}\sqrt{\psi}$$

где: μ – коэффициент измерения длины трубы в зависимости от условий закрепления ее концов.

При $t_r < 0{,}11\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $t_r \leq \frac{\psi}{c}\cdot\frac{R_y}{E}$:

расчет на общую устойчивость следует производить при центральном и внецентренном сжатии в соответствии со СНиП II-23-81;

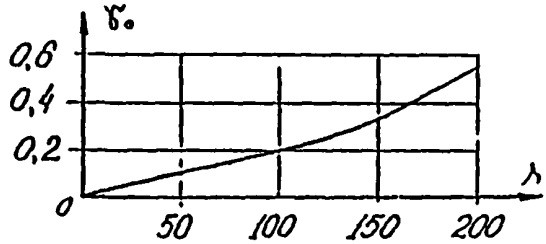
расчет на местную устойчивость следует производить в соответствии со СНиП II-23-81.

При этом в случае центрального сжатия расчетное напряжение следует определять с учетом случайных эксцентриситетов:

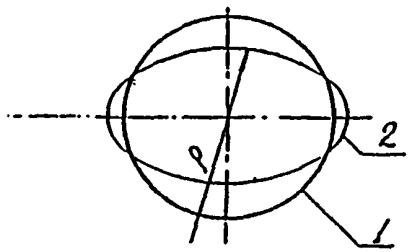
$$\sigma_1 = \frac{N}{2\pi r t}\left(1 + \frac{\gamma_*}{1 - \frac{\mu^2\ell^2 N}{\pi^2 r^2 t E}}\right)$$

где γ_* принимается по графику черт.19.

В случае тонкостенных стержней $\left(t_r < \frac{1}{100}\right)$ критические напряжения местной потери устойчивости рекомендуется определять по деформированной схеме путем учета деформации контура поперечного сечения по формуле



Черт.19. График значений коэффициента начальных эксцентриситетов



Черт.20. Деформация контура поперечного сечения трубчатого элемента при изгибе

$$\sigma_{cr_1} = cE\frac{t}{\rho}$$

где ρ – радиус кривизны деформированного контура для точки, где радиус оказывается наибольшим (черт.20).

Деформация контура поперечного сечения может не учитываться при подкреплении диафрагмами с шагом 0,44 $\sqrt{\frac{E}{R_y}r}$ или менее.

4.24. Опора в виде сплошной оболочки (цилиндрической, конической или комбинированной), подкрепленной продольными и кольцевыми ребрами с жесткой диафрагмой, рассчитывают по безмоментной теории с учетом краевых эффектов в местах присоединения диафрагм и мест перехода от конической оболочки к цилиндрической.

Такие оболочки могут быть рассчитаны также по программам "СПРИНГ", "РАМОК".

При расчете опорного блока, состоящего из нескольких оболочек, необходимо предварительно распределить нагрузку на каждую из оболочек.

4.25. Прочность оболочек с ярко выраженной ортотропией, в предположении, что коэффициент Пуассона равен нулю, проверяется по формулам

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq R_y\gamma_c \qquad (47)$$

$$\sqrt{\sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq R_y\gamma_c \qquad (48)$$

где γ_c – коэффициент условия работы, определяется по СНиП II-23-80, ВСН 51.3-85;

σ_x – нормальные напряжения от продольной, поперечной сил и изгибающего момента;

σ_y – напряжения в кольцевом направлении;

τ_{xy} – касательные напряжения от поперечной силы.

4.26. Проверка устойчивости при совместном действии нормальных и касательных напряжений производится по формуле:

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq \gamma_c^2 \qquad (49)$$

σ_{cr}, τ_{cr} – критические напряжения, равные меньшему из полученных по 2-м расчетным схемам σ_{cr_1}, τ_{cr_1} или σ_{cr_2}, τ_{cr_2} для оболочек с относительно сильными продольными ребрами.

Методика расчета каркасированной оболочки приведена в обязательном приложении 5.

4.27. Расчет статической прочности бесфасоночных узлов трубчатых элементов следует производить согласно ВСН 51.4-85 Мингазпрома.

4.28. Расчет прочности узловых соединений с учетом сопротивления хрупкому разрушению следует выполнять согласно обязательному приложению 6.

5. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

5.1. При проектировании железобетонных ЛСП необходимо соблюдать требования СНиП 2.03.01-84, СНиП 2.06.08-86 и настоящих ВСН.

5.2. Для предварительно напряженных конструкций сжимающие напряжения в стадии предварительного сжатия не должны превышать значений, указанных в СНиП 2.03.01-84 таблицы 12.

Таблица 12.

Напряженное состояние сечения	Отношение предварительного обжатия бетона к передаточной прочности. при расчете температуры воздуха, °С			
	-40°С и выше		ниже -40°С	
	при обжатии			
	центральном	внецентренном	центральном	внецентренном
1	2	3	4	5
1. Напряжение в бетоне уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	0,65 / 0,55	0,75 / 0,65	0,55 / 0,45	0,65 / 0,55
2. Напряжение в бетоне увеличивается при действии внешних нагрузок	0,50 / 0,45	0,55 / 0,50	0,40 / 0,35	0,45 / 0,40

Примечания: 1/ Для бетона в водонасыщенном состоянии при температуре ниже -40°С отношение уменьшают на 0,05;

2/ Над чертой – при натяжении на упоры, под чертой – при натяжении на бетон;

3/ При наличии косвенной арматуры или стальных опорных деталей отношение равно 0,8.

5.3. Суммарные напряжения сжатия в стадии эксплуатации от преднапряжения, силовых и температурно-влажностных воздействий для конструкций ЛСП не должны превышать 0,6 расчетного сопротивления бетона сжатия при нормальных условиях.

5.4. Суммарные напряжения растяжения в бетоне в стадии эксплуатации от преднапряжения, силовых и температурно-влажностных воздействий для конструкций ЛСП при наличии требования трещиностойкости, не должны превышать 0,3 расчетного сопротивления бетона растяжению при нормальных условиях.

5.5. При отсутствии специальных оболочек из стали или других материалов, предотвращающих истечение нефти или масел, в элементах, ограждающих емкости в эксплуатационной стадии, должны сохраняться сжимающие напряжения ($\sigma = N/A$), не меньше чем 0,5 МПа.

5.6. Материалы конструкций (бетон, его компоненты, арматура), находящиеся при эксплуатации в пределах воздействия морской воды, ее брызг и в контакте с ледяными полями и с грунтом морского дна, должны удовлетворять требованиям СНиП 2.06.08-86.

5.7. Призменная прочность бетона зоны переменного уровня воды не должна быть менее 40 МПа. Для остальных случаев минимальная марка бетона по прочности устанавливается в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.06.08-86.

5.8. Минимальные марки бетона по водонепроницаемости и морозостойкости устанавливаются на основании таблицы 10.

5.9. Для омоноличивания стыков и узлов следует применять бетоны проектной марки (по прочности, морозостойкости и водонепроницаемости) не ниже класса бетона основных конструкций, если она равна В 35 и более. Для конструкций, с меньшей маркой бетона, чем М 400, омоноличивание должно осуществляться бетоном с классом на одну ступень выше класса бетона основной конструкции.

5.10. При расчетах элементов конструкций ДСП, расчетные сопротивления бетона R_{bt} и $R_{bt,ser}$ следует дополнительно умножать на коэффициент условий работы бетона при сжатии γ_{bt} (при расчете на первое замораживание) или на коэффициент γ_{bc} (при расчете на длительное попеременное замораживание и оттаивание), а расчетные сопротивления бетона на растяжение R_{bt} и $R_{bt,ser}$ - на коэффициент надежности при растяжении, равный $\gamma_{bt,t}=1,1\gamma_{bt,c}$ (при расчете на первое замораживание) и $\gamma_{bt,c}=0,9\gamma_{bc}$ (при расчете на длительное попеременное замораживание и оттаивание).

5.11. Коэффициенты условий работы бетона γ_{bt} и γ_{bc} определяются по формулам:

$$\gamma_{bt} = 1 - (a_t - 1)t_c/11$$
$$\gamma_{bc} = 1 - (1 - a_c)t_c/11 \qquad (50)$$

где a_t и a_c - коэффициенты, принимаемые по табл.12 в зависимости от эксплуатационной зоны бетона и проектной марки бетона по морозостойкости,

t_c - абсолютное значение расчетной зимней температуры бетона конструкции, ^{o}C.

5.12. При воздействии низких температур начальный модуль упругости бетона рекомендуется умножать на коэффициент β_{bt} учитывающий повышение модуля упругости бетона при первом замораживании, или на коэффициент β_{bc}, учитывающий снижение модуля упругости бетона при длительном попеременном замораживании и оттаивании.

5.13. Коэффициенты β_{bt} и β_{bc} определяются по формулам:

$$\beta_{bt} = 1 + (b_t - 1)t_t/60$$
$$\beta_{bc} = 1 - (1 - b_c)t_t/60$$

где b_t и b_c определяются по табл. 13 в зависимости от эксплуатационной зоны бетона и проектной марки бетона по морозостойкости.

5.14. Коэффициенты линейного температурного расширения бетона естественного твердения α_t в зависимости от условий работы, температуры, и проектной марки бетона по морозостойкости принимаются по табл.14.

Таблица 13

Зона ЛСП (По табл. 17)	Обозначения коэффициентов	Коэффициенты условий работы при проектной марке по морозостойкости					
		100	150	200	300	400	500
I,II	a_t	-	2	2,0	I,9	I,8	I,7
	b_t	-	I,8	I,8	I,7	I,6	I,65
	a_c	0,3	0,4	0,55	0,7	0,8	0,9
	b_c	0,I	0,25	0,3	0,5	0,65	0,8
III,IУ У,УI	a_t	2,0	I,9	I,9	I,8	I,7	I,6
	b_t	I,8	I,7	I,7	I,6	I,5	I,4
	a_c	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	I
	b_c	0,4	0,5	0,65	0,8	0,9	I

Таблица I4

Зона ЛСП по табл. I7	Коэффициент линейной температурной деформации бетона при расчетной температуре бетона, °С ($\alpha_t \times 10^6$)							
	Выше -I0°С	от -I0°С до -45°С						Ниже -45°С
	при проектной марке по морозостойкости							
	от I00 до 500 включит.	I00	I50	200	300	400	600	от I00 до 500 включит
I,II	II	-I4	-I3	-I2	-I0	-8	-5	7
III,IУ У,УI	I0	I0	I0	I0	I0	I0	I0	I0

5.I5. Арматуру железобетонных конструкций ЛСП следует назначать согласно главам СНиП 2.03.0I-84, СНиП 2.06.08-86 и табл. I6.

Основные положения расчета по несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации.

5.I6. Железобетонная конструкция в целом и все ее элементы должны быть рассчитаны по несущей способности на:

а) прочность железобетонных конструкций в соответствии с указаниями СНиП 2.03.0I-84, СНиП 2.06.08-86 и настоящих норм;

б) сопротивление температурным и влажностным воздействиям в соответствии с указаниями СНиП 2.03.0I-84, СНиП 2.06.08-86

в) устойчивость формы в соответствии с указаниями СНиП 2.03.0I-84, СНиП 2.06.08-86;

г) выносливость при многократных нагружениях в соответствии с указаниями СНиП 2.03.0I-84 и СНиП 2.06.08-86;

д) сопротивление температурным и влажностным воздействиям совместно с силовыми воздействиями статически неопределимых железобетонных конструкций в соответствии с указаниями настоящих норм.

5.17. Прочность на продавливание плитных конструкций и стен оболочек (без поперечной арматуры) следует рассчитывать по формуле:

$$\gamma_{lc} P \leq \alpha R_{bt} U_m h_0 \qquad (52)$$

где P - продавливающая сила (равнодействующая давления льда)

α - коэффициент, принимаемый равным I для конструкции из тяжелого бетона и 0,8 для конструкций из легкого бетона;

U_m - средний периметр пирамиды продавливания;

h_0 - полезная высота сечения.

При наличии поперечной арматуры прочность на продавливание следует определять по формуле:

$$\gamma_{lc} P \leq \alpha R_{bt} U_m h_0 + 1.1 F_{s,w} \qquad (53)$$

где сопротивление поперечной арматуры $F_{s,w}$ определяется по формуле:

$$F_{s,w} = \sum_{1}^{i} R_{s,w} A_{wi}$$

5.18. Расчет прочности стены железобетонной оболочки на местное действие ледовой нагрузки следует производить

а) при действии на оболочку сосредоточенной силы P:

$$\gamma_{lc} P \leq 4 R_s Z_s \left(A_{sm1} + A_{sm2} + A_{w1} + A_{w2}\right) \qquad (54)$$

z_s – плечо внутренней пары сил в сечении;

$A_{s,me}, A_{s,mi}$ – площадь продольной арматуры, расположенной соответственно у наружной и внутренней поверхности стенки;

$A_{s,re}$ $A_{s,ri}$ – то же кольцевой арматуры;

б) при действии нагрузки q, расположенной на части периметра оболочки длиной l:

$$\gamma_f \gamma_{lc} q l \le R_s z_s \left[0\left(A_{s,m,l} + A_{s,m,l}\right) + 4\left(A_{s,r,l} + A_{s,r,l}\right)\right] \qquad (55)$$

где q – расчетное давление льда на 1 м периметра на уровне контакта со льдом.

Рекомендуется назначать отношение площадей арматуры в пределах:

$$A_{s,m,l} / A_{s,m,l} = 0{,}2 \div 1$$

$$A_{s,r,l} / A_{s,r,l} = 0{,}2 \div 1$$

Полученная из расчета по формулам (54) и (55) арматура должна устанавливаться по всему периметру сооружения и на расстоянии не меньшее, чем 6 толщин стены вверх и вниз от уровня моря.

5.19. По пригодности к нормальной эксплуатации рассчитывают:

а) прогибы, углы поворота, амплитуды и частоты колебаний по формулам строительной механики с учетом требований СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.06.08-86;

б) трещиностойкость предварительно напряженных железобетонных конструкций в соответствии с СНиП 2.03.01-84, СНиП 2.06.08-86;

г) трещиностойкость, ширину раскрытия трещин и прогибы от совместного действия нагрузок, температуры, влажности и усадки в соответствии с указаниями настоящих норм.

5.20. Моменты вдоль образующей M_x и направляющей M_y при расчете трещиностойкости оболочки следует определять по асимптотическим формулам.

При действии ледовой нагрузки, равномерно распределенной вдоль направляющей (по дуге кольца с углом $\alpha = 135^0 \div 180^0$), моменты M_x и M_y, отнесенные к 1 м, равны:

$$M_x = M_y \approx \frac{1+\nu}{2\lambda} Rq \qquad (56)$$

где q – погонная нагрузка, равномерно распределенная по дуге и по вертикали;

R – радиус кольца оболочки в месте приложения ледовой нагрузки;

ν – коэффициент Пуассона.

Для ледовой нагрузки, приложенной по произвольному закону вдоль образующей, и заменяемой системой сосредоточенных сил, соответствующие моменты равны:

$$M_x = M_y \approx \frac{1+\nu}{4\lambda} \sum_{i=1}^{i=n} P_i \ell_n \frac{R}{R_i} \qquad (57)$$

где P_i – сосредоточенная нагрузка, приложенная по нормали к поверхности оболочки в точке с координатой R_i относительно точки приложения равнодействующей.

Расчет на температурно-влажностные воздействия.

5.21. При расчете температурных напряжений в качестве расчетной температуры при первом замораживании следует использовать абсолютную минимальную температуру, при циклическом замораживании и оттаивании температуру наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92. Методика определения расчетных температур приведена в рекомендуемом приложении 7.

5.22. Одновременное действие расчетного нагружения и температурного воздействия с учетом изменений жесткости сечений из-за пластических деформаций в бетоне, образования и развития трещин учитываются по формуле:

$$P = P_q + \varphi_{for} \cdot P_t \qquad (58)$$

где P_q – действие внешней нагрузки;

P_t – действие температуры, вычисленное для упругой стадии работы конструкции;

φ_{for} – коэффициент, учитывающий изменение жесткости сечения вследствие пластических деформаций, в частности, образования и развития трещин.

Для растянутых элементов график, отражающий коэффициент $\varphi_{for} = \varphi_N$ имеет две ветви:

– до образования трещин:

$$\varphi_N = 1 \qquad (59)$$

– после образования трещин:

$$\varphi_{\text{н}} = \frac{1}{\left(1-0{,}35\cdot\frac{[illegible]}{\mu\cdot\sigma_s}\right)\left(\frac{[illegible]}{2\mu}+1\right)} \qquad (60)$$

Для изгибаемых элементов коэффициент $\varphi_{fct} = \varphi_{\text{н}}$ также имеет две ветви:

- до образования трещин:

$$\varphi_{\text{н}} = 1{,}1$$

- после образования трещин:

$$\varphi_{\text{н}} = \frac{1}{\left(1{,}25-0{,}314\,\frac{R_{ss\,ser}\,bh_0^2}{M}\right)\,[illegible]\left(\frac{1}{3d\mu}+1\right)} \qquad (61)$$

Осевая жесткость B_{ax} внецентренно сжатых элементов и внецентренно растянутых элементов с большими эксцентриситетами (по линии интерполяции):

$$B_{ax} = \varphi_{\text{н}} A_s E_s (1-\xi) + A_b E_b \xi \qquad (62)$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны бетона.

Изгибная жесткость этих элементов при $0 \leq \xi \leq \xi_r$

$$B_{bex} = \varphi_{\text{н}} \cdot J_s E_s (1-\xi) + \varphi_{\text{н}} J_{red} E_b \xi \qquad (63)$$

при $1 \geq \xi \geq \xi_r$

$$B_{bex} = \varphi_{\text{н}} \cdot J_{red} E_b (1-\xi) + J_b E_b \xi \qquad (64)$$

Здесь ξ_{Rt} - граничная высота сжатой зоны бетона, определяемая по СНиП 2.03.01.-84 и СНиП 2.06.08-86.

При необходимости учесть усилия, возникающие при одновременном действии нагрузок и влажностном воздействии в формулу (.58) вместо P_t следует подставить P_w - действие влажностных деформаций, вычисленное на упругой стадии работы конструкции.

5.23. Совместное действие нагрузок и температурно-влажностных деформаций при расчетах прочности следует учитывать по формулам табл. I5.

Таблица I5.

№№ п/п	Вид напряженного состояния	Расчетные формулы
I	2	3
I	Центральное растяжение от силового и температурного воздействия	$\gamma\gamma_{ec}[N+\psi_N N_t] \le \gamma_s R_s A_s$
2	Центральное сжатие от силового и центральное растяжение от температурного воздействия	$\gamma\gamma_{ec}[N_{tot}+N_g+\psi_N N_t] \le \gamma_s R_s A_s$ [1]
3	Изгиб одного знака от действия силовой и температурной нагрузок	$\gamma\gamma_{ec}[M+\psi_M M_t] \le \gamma_c\gamma_{ct} R_c S_c + \gamma_s R_{sc} S_s$ $\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A'_s = \gamma_c\gamma_{ct} R_c A_c$
4	Изгиб противоположных знаков от действия силовой и температурной нагрузок	$\gamma\gamma_{ec}[M_g+M_{tot}+\psi_M M_t] \le \gamma_c\gamma_{ct} R_c S_c + \gamma_s R_{sc} S_s$ [2]
5	Внецентренное сжатие и растяжение [3] от силы при изгибе, внецентренном сжатии и растяжении от температуры	$\gamma_s R_s A_s - \gamma_s R_{sc} A'_s = \gamma_c\gamma_{ct} R_c A_c$ $\gamma\gamma_{ec}[Ne+\psi_M N_t e_t] \le \gamma_c\gamma_{ct} R_c S_c + \gamma_s R_{sc} S_s$ $\gamma\gamma_{ec}[N+\psi_M N_t] + \gamma_c\gamma_{ct} R_c A_c = \gamma_s \sigma_s A_s + \gamma_s R_{sc} A'_s$ [4]

Продолжение табл. 15

1	2	3
6	Внецентренное растяжение с малыми эксцентриситетами от силы и температуры	$\gamma\gamma_{lc}\left[Ne+\varphi_{н}N_{t}e_{t}\right]\leq\gamma_{s}R_{s}S_{s}$ $\gamma\gamma_{lc}\left[Ne'+\varphi_{н}N_{t}e'_{t}\right]\leq\gamma_{s}R_{s}S_{s}$

Примечания:

1/ при $|N_{lon}+N_{g}|>\varphi_{н}N_{t}$ расчет не производится;

2/ при $|M_{lon}+M_{g}|\geq\varphi_{м}M_{t}$ расчет не производится;

3/ кроме внецентренного растяжения с малыми эксцентриситетами;

4/ при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами $\sigma_{s}=R_{s}$

При расчетах по стадии работы в условиях циклического замораживания и оттаивания в расчетные формулы вместо γ_{bt} следует вводить γ_{lc}

5.24. Совместное действие нагрузок и температурно-влажностных деформаций при расчетах трещиностойкости можно учитывать по формулам табл. 16.

Таблица 16

№№ п/п	Вид напряженного состояния	Расчетная формула
1	2	3
1.	Центральное сжатие от силового и центральное растяжение от температурного воздействия	$\gamma\gamma_{lc}\left[\frac{N_{lon}+N_{g}}{A_{c}(1+2\alpha\mu)}+\varphi_{н}\sigma_{t}\right]\leq\gamma_{lt,t}\cdot R_{lt,ser}$
2.	Изгиб одного знака от действия силовой и температурной нагрузок	$\gamma_{lc}\left[\frac{M}{W_{red}}+\varphi_{м}\sigma_{t}\right]\leq\gamma_{lt,t}\gamma_{n}\gamma_{r}R_{lt,ser}$
3.	Изгиб противоположных знаков от действия силовой и температурных нагрузок	$\gamma_{lc}\left[\frac{Me_{o}+M_{g}}{W_{red}}+\varphi_{м}\sigma_{t}\right]\leq\gamma_{lt,t}\gamma_{n}\gamma_{r}R_{lt,ser}$

Продолжение табл. 16

1	2	3
4.	Внецентренное сжатие от силы при изгибе, внецентренном сжатии и растяжении от температуры	$\gamma_{lc}\left[\frac{Ne_0}{\gamma_b\gamma_p W_{red}} - \frac{N}{A_{red}} + \frac{\rho_u\sigma_t}{\gamma_b\gamma_p}\right] \le \gamma_{lt,t} \cdot R_{lt,ser}$
5.	Внецентренное сжатие от силы при центральном растяжении от температуры	$\gamma_{lc}\left[\frac{Ne_0}{\gamma_b\gamma_p W_{red}} - \frac{N}{\gamma_b\gamma_p A_{red}} + \rho_u\sigma_t\right] \le \gamma_{lt,t} \cdot R_{lt,ser}$
6.	Внецентренное растяжение от силы и центральное растяжение от температуры	$\gamma_{lc}\left[\frac{Ne_0}{\gamma_n\gamma_p W_{red}} + \frac{N}{A_{red}} + \rho_u\sigma_t\right] \gamma_{lt,t} \cdot R_{lt,ser}$

Примечание: При расчетах по стадии работы в условиях циклического замораживания и оттаивания в расчетные формулы вместо $\gamma_{lt,t}$ следует вводить $\gamma_{lt,c}$

В таблицах 15 и 16 N_{lcr} и M_{lcr} – сила и момент от длительной временной нагрузки, N_g и M_g – сила и момент от постоянной нагрузки, e, e' – эксцентриситеты приложения внешней нагрузки соответственно относительно центров тяжести растянутой и сжатой арматур;

e_t, e'_t – то же равнодействующей температурного воздействия.

Расчетные температуры и температурные поля можно определять по Приложению 7.

Конструктивные требования мероприятия по защите от коррозии

5.25. Железобетонные конструкции ЛСП должны удовлетворять конструктивным требованиям, содержащимся в СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.06.08-86 и требованиям настоящих норм.

5.26. Толщина железобетонных конструкций в зоне переменного уровня воды, непосредственного воздействия льда и в подводной зоне должна быть не менее величин, указанных в табл. 17.

Таблица 17

Элементы	Минимальная толщина,м
Стена цилиндрической, конической оболочки сборно-монолитной, монолитной	0,8
Стена сборной конструкции ячеистого типа	0,5

Примечание: 1. Под чертой указанной толщина элемента для ледовых условий.

2. Значения толщины стен даны для бетона марок 40 ÷ 60 МПа. При внедрении в практику бетонов более высоких марок и в ходе дальнейшего совершенствования практики проектирования необходимо уточнение указанных значений.

5.27. Сжатая зона бетона в элементах, подвергаемых гидростатическому давлению, при действии любой комбинации нагрузок должна составлять не менее 1/4 высоты сечения и не менее 0,10 м при разнице давлений, не превышающей 0.15 МПа, и не менее 0,20 м при большей разнице давлений.

5.28. Защитный слой при обычном армировании следует назначать по таблице 18 настоящих норм. Кроме того защитный слой

не должен быть меньше I,5 максимального размера крупного заполнителя.

5.29. Минимальная площадь арматуры у растянутой поверхности сечения для обеспечения благоприятного распределения трещин не должна быть меньше, определяемой по формуле:

$$A_s = \frac{\sigma_{ct} \cdot W}{R_{as}} b h_c$$

где σ_{ct} – растягивающее напряжение в бетоне;

R_{as} – расчетное сопротивление арматуры;

W – давление воды в трещине;

h_c – эффективная зона растяжения;

$$h_c = 1{,}5a + 10 d_s$$

принимаемая не мене $0{,}2h$ и не более $0{,}5\ (h - x)$.

Здесь a – защитный слой бетона,

d_s – диаметр арматуры.

5.30. Поперечное армирование в местах сопряжений конструктивных элементов при значительной концентрации напряжений и там, где поперечные силы способствуют обеспечению целостности конструкции, должно быть нем менее вычисляемого по формуле:

$$A_{sw} = 0{,}02 \cdot \frac{R_c}{R_{sw}} bh$$

где b и h – размеры сечения элемента.

Таблица I8

Месторасположение элементов	Зоны	Температурно-влажностные воздействия	Степени агрессивного воздействия	Марка бетона не ниже по морозостойкости	Марка бетона не ниже по водопроницаемости	Арматура класса	Конструктивные требования категория требований к трещиностойкости	Конструктивные требования предельно допускаемая ширина непродолжительного и продолжительного (скобках) раскрытия трещин в мм	Минимальная толщина защитного слоя бетона мм
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0
Наружные конструкции надводной части	I	Переменное замораживание и оттаивание в условиях а) эпизодического водонасыщения в результате воздействия брызг	средняя	F 400	W6	A-I, A-II A-IIIв, A-IУ	3 3	0,2 (0,I5) 0,I5(0,I0)	30
	II	б) постоянного водонасыщения в результате воздействия волн и капиллярного насоса	средняя	F 500	W8	A-I, A-II A-IIIв, A-IУ	3 2	0,I(0,05) 0,05	50
Наружные конструкции подводной части	III	Эпизодическое замораживание в условиях полного водонасыщения (верхней части подводной зоны)	средняя	F 300	W6	A-I, A-II A-III	3	0,I0(0,05)	50
	IУ	Полное водонасыщение при положительной температуре	средняя	-	W8 в зависимости от давления жидкости	то же	3	0,2(0,I5)	50

Продолжение табл.18.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Внутренние конструкции	У	Эпизодическое замораживание в воздушно-влажном состоянии	слабоагрессивная	F100	4	то же	3	0,25 (0,2)	30
		Нормальный температурно-влажностный режим	не агрессивная	-	2	то же		по СНиП 2.03.01-84	
Помещение хранения сырой нефти	УI		среднеагрессивная	-	8	то же	3	0,15(0,1)	30

*) При возведении и монтаже элементов ДСП в зимний период времени марку бетона по морозостойкости следует принимать по таблице но не ниже F75.

**) Для конструкций, подвергающихся воздействию давления жидкости, предельно допустимую ширину раскрытия трещин следует принимать с учетом фильтрации, но не более величин, указанных в таблице.

***) В помещения для хранения сырой нефти защиту поверхностей, контактирующих с нефтью, следует принимать по СНиП 2.03.11-85.

****) Конструкции отсеков, заполняемых балластом, следует рассматривать как наружные конструкции подводной части

Примечания:

Таблица 18 составлена для расчетных зимних температур наружного воздуха минус 40°С и ниже.

При расчетных зимних температурах наружного воздуха ниже минус 20°С до минус 40°С, ниже минус 5°С до минус 20°С и минус 5°С и выше марку бетона по морозостойкости следует снижать против требований таблицы составленно на одну, две и три марки.

5.31. Каналы с расположенной в ней преднапрягаемой арматурой должны быть заполнены цементным раствором, обеспечивающим сцепление арматуры с бетоном и защиту от коррозии.

5.32. В железобетонных конструкциях ЛСП рекомендуется предусматривать температурные швы. При отсутствии возможности устройства сквозных температурных швов, например, в наружной стене, для снижения температурных напряжений следует предусматривать штрабы, шарнирные соединения элементов, подбирать оптимальную температуру замыкания конструкции в статически неопределимую.

5.33. В зоне возможного льдообразования не должно быть замкнутых полостей или должны быть предусмотрены компенсаторные устройства и меры, предотвращающие замерзание воды в полости.

5.34. Для предотвращения разрушения бетона от непосредственного воздействия ледяных полей рассматривать целесообразность использования в соответствующей зоне полимербетона, пластбетона и фибробетона, а также специальных сменных защитных поясов из различных материалов, покрытий эпоксидной смолой и т.п.

5.35. Для предотвращения биологической коррозии бетона необходимо предусматривать возможность применения как химических средств, так и механических приспособлений для очистки поверхности бетона.

5.36. Для предотвращения возможности коррозии арматуры подводной зоны и зоны переменного уровня воды в проектах ЛСП следует предусматривать систему электрохимической защиты арматуры, включая ее в единую систему защиты от коррозии всех металлических элементов.

ПРИЛОЖЕНИЕ I.
Обязательное

МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ ОБРАЗЦОВ ЛЬДА.

I. Испытания образцов льда при определении опытных значений R_c по результатам одноосного сжатия образцов льда следует, проводить с соблюдением следующих основных положений;

а) форма образцов принимается в виде куба или цилиндра с высотой равной диаметру;

б) линейный размер образца должен не менее, чем в I0 раз превышать средний поперечный размер кристалла; в случае отсутствия данных о размерах кристаллов образец брать с размерами I5xI5 см;

в) образцы для испытаний отбираются из трех слоев всей толщины ледяного поля (верхнего, среднего, нижнего); при этом толщина испытываемого ледяного поля должна быть не менее $0,6\,h_д$ ($h_д$ - расчетная толщина ледяного поля, м, принимаемая равной максимальной толщине льда за зимний период I% обеспеченности по данным Госкомгидромета или на основе натурных наблюдений, а число образцов составляет не менее 6 из каждого слоя);

г) температура испытываемых образцов льда верхнего слоя должна соответствовать $t_д$, а среднего - $0,5\,t_д$, нижнего слоя - (-3°С);

д) испытания проводятся при обеспечении постоянной скорости деформации $\dot{\varepsilon} = 2\text{x}10^{-3}$ I/сек, как постоянной скорости загружения $\dot{\sigma} = $ I МПа/с с допускаемыми отклонениями до 50% от указанных величин.

е) направление действия нагрузки, приложенной к образцу, должно быть параллельным поверхности замерзания ледяного поля;

ж) нормативное значение R_c принимается как среднее из результатов испытаний по слоям ледяного поля;

2. Испытание образцов льда для определения значений R_{fc} по результатам испытаний на изгиб плавающих ледяных консольных балок следует проводить с соблюдением следующих основных положений:

а) количество испытаний балок не менее 6;

б) консольные балки вырезаются на всю толщу испытываемого ледяного поля h_i, которая должна быть также не менее $0,6\,h_d$, размеры балок при этом следующие:

длина $l_i = 5 \div 6\,h_i$;

ширина $b_i = 1 \div 2\,h_i$.

в) продолжительность времени до разрушения балок в процессе испытаний не должно превышать 10 с;

г) характеристика прочности R_f по результатам испытаний консольных балок вычисляется по формуле:

$$R_f = F_i l_i / b_i h_i^2 \qquad (1)$$

где F_i – вертикальное усилие при разрушении балки за счет изгиба.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.
Рекомендуемое

РАСЧЕТ ОДИНОЧНЫХ СВАЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НА ОСЕВЫЕ И ЦИКЛИЧЕСКИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ.

I. Несущая способность одиночных забивных свай Ф на основе нагрузки может быть определена одним из методов, перечисленным в табл.I. Возможность использования любого из этих методов устанавливается авторами проекта в зависимости от степени наличия и надежности исходных данных по физико-механическим свойствам грунтов основания и наличия опыта применения каждого из методов.

2. При наличии установок статического зондирования следует отдавать предпочтение методу по п.5 табл.I по сравнению с расчетно-теоретическими методами п.п. I–4 табл.I.

3. Методы, указанные в п.7,6 табл.I служат для уточнения длины свай, определенной по п.п. I–4 данной табл., для начального периода погружения свай. Проведение испытаний эталонных или натурных свай осуществляется по разработанному специальному проекту испытаний.

4. Определение несущей способности одиночных забивных трубчатых свай о глубиной погружения до 35 м на осевые вдавливающие нагрузки (п.I, табл.I) выполняется в соответствии о СНиП 2.02.03–85.

5. Несущая способность одиночных забивных стальных трубчатых свай, погружаемых на глубину более 35 м, определяется методами, указанными в п.п. 2–4 табл.I.

6. При определении несущей способности свай методом эффективных напряжений (п.2 табл.I) величина расчетного сопротивления грунта R под нижним концом сваи, погруженной в связные грунты, принимается равной $9C_u$, где C_u – сопротивление грунта при недренированном сдвиге, а погруженной в несвязных грунты – по формуле (I).

Таблица I.

№№	Наименование метода расчета	Область применения
I.	Расчет по СНиП 2.02.03-85	Сваи с глубиной забивки до 35 м
2.	Метод эффективных напряжений	Сваи с глубиной забивки более 35 м
3.	Полуимперический метод с использованием СНиП 2.02.03-85 (ГПИ "Фундаментпроект", НИИОСП)	Сваи с глубиной забивки более 35 м
4.	Полуимперический метод с использованием СНиП 2.02.03-85 (НИПИ"Гипроморнефтегаз", НИИОСП)	Сваи с глубиной забивки более 35 м
5.	Метод расчета по результатам статического зондирования	Сваи любой длины
6.	Метод расчета по результатам испытаний эталонных свай статическими нагрузками	Сваи с глубиной забивки более 35 м, уточнение необходимой длины сваи
7.	Метод расчета по результатам испытаний натурных свай статическими нагрузками	Сваи с глубиной забивки более 35 м, уточнение необходимой длины более 35 м
8.	Динамический метод, основанный на волновой теории	Забивные сваи длиной более 35 м

$$R = P'_o \cdot N_q \qquad (1)$$

P'_o – эффективное бытовое давление в уровне нижнего конца сваи, определяемое с учетом объемной массы грунта во взвешенном состоянии;

N_q – фактор несущей способности, принимаемый по табл.2 в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ

Таблица 2

Угол внутреннего трения φ град	N_q
35	40
30	20
25	I2
20	8

7. Величина удельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи при использовании метода эффективных напряжений определяется по формуле

$$f_i = k \operatorname{tg}\delta \cdot P'_o \qquad (2)$$

где k – средний коэффициент бокового давления грунта на ствол сваи, принимаемый равным (I÷0,7);

$\operatorname{tg}\delta$ – средний коэффициент трения грунта о сваи, где δ принимается равным ($\delta = \varphi - 5^o$);

P'_o – см. п.6.

8. При использовании полуэмпирического метода (п.3, табл.I) несущая способность свай определяется по формуле

$$\Phi = m\left(m_R R F + f_u U L_s\right) \qquad (3)$$

где

m_1 – коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемом равным I;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа.(то/м2), принимаемое при глубине погружения свая до 35м по СНиП 2.02.03-85. При глубине погружения сваи более 35 м величина определяется по формуле:

$$R = k_1 R_{35} \qquad (4)$$

где

k_1 – коэффициент, принимаемый равным I;

R_{35} – расчетное сопротивление грунта на глубине 35 м, КПа(то/м2): той же характеристики, что и характеристика грунта на рассматриваемой глубине;

F – площадь поперечного сечения сваи, $м^2$, определяемая по указаниям п.II;

m_R – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемой по СНиП 2.02.03-85;

f_{cf} – среднее расчетное сопротивление на боковой поверхности сваи, кПа (то/м2), определяемое по указаниям п.9;

U – наружный периметр сваи, м;

L_3 – глубина погружения сваи в грунт, м.

9. Величина среднего расчетного сопротивления по боковой поверхности сваи $f_{ср.}$ определяется по формуле

$$f_{ср.} = m_п \cdot f_{инт.} \qquad (5)$$

где

$m_п$ – переходный коэффициент, определенный по результатам систематизации испытаний производственных свай, принимаемый равным I,5;

$f_{ист.}$ - интегральное значение расчетного сопротивления на боково. поверхности сваи, КПа (тс/м2), определяемое по формуле

$$f_{ист.} = \frac{\Phi_б}{m_f U \cdot L_з} \qquad (6)$$

U, L_i - те же обозначения, что и в формуле (3);

m_f - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый по СНиП 2.02.03-85;

$\Phi_б$ - значение несущей способности сваи по боковой поверхности, КН (тс), определяемой по формуле

$$\Phi_б = (1 - K_{пр.}) \Phi_*^c \qquad (7)$$

где

$K_{пр}$ - коэффициент перераспределения, определяемый по черт.I в зависимости от отношения $L_з/d$ (d - диаметр сваи);

Φ_*^c - значение несущей способности сваи с заданной глубиной погружения $L_з$, определенной согласно СНиП 2.02.03-85. При этом $L_з \leq 35$ м величина расчетных сопротивлений грунта под нижним концом сваи R и на боковой поверхности сваи f_i принимаются по табл.I.2, а для $L_з > 35$ м - по тем же таблицам как для $L_з = 35$ м для соответствующих характеристик грунтов.

I0. При определении среднего расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи $f_{сг.}$ должно соблюдаться условие

$$f_{сг.} \geq 100 \text{ кПа } (10 \text{ тс/м2})$$

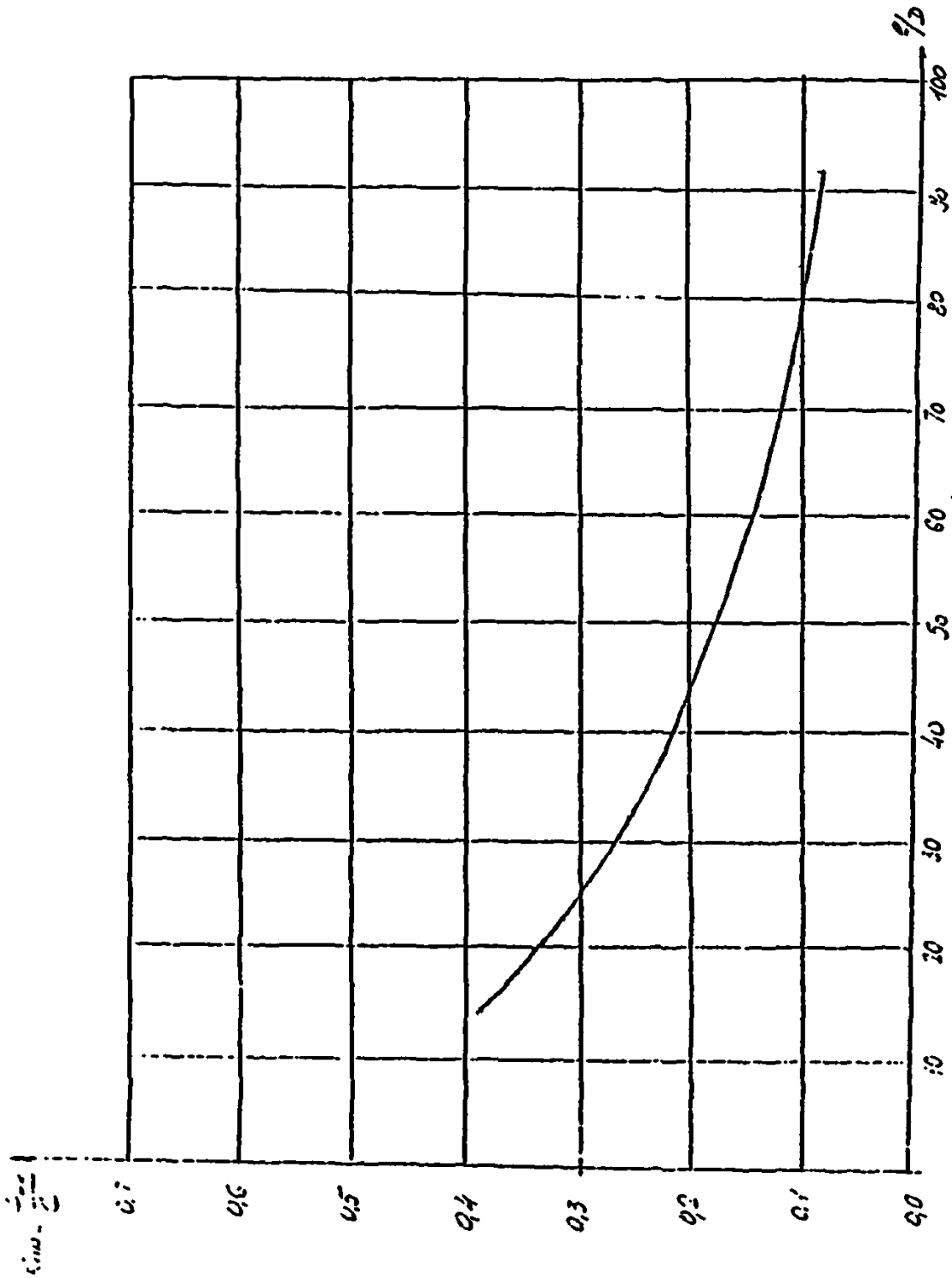
II. Расчет несущей способности сваи по полуэмпирическому методу, указанному в п.4 табл.I приведен в ВСН 51.3-85 г.

I2. При определении несущей способности свай методами, указанными в п.п. 2-4 табл.I, площадь ее поперечного сечения принимается равной:

а) при учете только наружного трения сваи площади брутто;

б) при учете наружного и внутреннего трения по боковым поверхностям сваи - площади нетто; при этом высота внутренней грунтовой пробки принимают равной половине глубины погружения сваи.

13. Метод, указанный в п.9 табл.1 позволяет осуществлять текущий контроль за процессом погружения свай по величинам отказов и количеству ударов на 25 или 100 см погружения сваи.



Черт.1. График зависимости отношения $\frac{\phi_{нк}}{\phi}$ от приведенной длины свая.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8
рекомендуемое

РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗОК.

I. Расчет свайных фундаментов на совместное действие вертикальных, горизонтальных нагрузок и момента следует вести по методике нелинейного расчета. Расчету подлежат одиночные сваи вертикальные или крутонаклонные и свайные группы с произвольным числом и расположением свай в плане.

2. Расчет дает возможность получить все необходимые для проектирования параметры напряженно-деформированного состояния свайного фундамента, включающие: вертикальные осадки и горизонтальные перемещения, углы поворота, изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в различных сечениях свай. Расчет позволяет определить также несущую способность сваи по грунту в осевом направлении (на вдавливание и на выдергивание). При этом за несущую способность сваи принимается такая осевая сила, при которой вертикальные смещения головы сваи или ростверка в целом на единицу приращения нагрузки становятся на порядок больше первоначальных.

3. При расчете свай грунтовое основание (в общем случае неоднородное по глубине) рассматривается как нелинейно-деформируемая среда, характеризуемая коэффициентами горизонтального и вертикального отпора, которые кроме свойств грунта зависят от глубины расположения рассматриваемого сечения и величины его горизонтальных и вертикальных перемещений, то есть:

$$K_r = f_1(U, Z)$$
$$K_B^{БП} = f_2(W, Z) \qquad (1)$$
$$K_B^{НК} = f_3(W, Z)$$

4. Расчетная схема сваи принята в виде сжато-изогнутого стержня, на который действуют нагрузки, горизонтальный P и вертикальный q отпор (МПа х м) определяемые соотношениями:

$$p(z) = K_r(U, Z) \cdot U$$
$$q^{БП}(z) = K_B^{БП}(W, z) W \qquad (2)$$
$$q^{НК}(z = \ell) = K_B^{НК}(W, z = \ell) \cdot W$$

где K_r – коэффициент горизонтального отпора грунта (МПа);

$K_B^{БП}$ – коэффициент вертикального отпора грунта по боковой поверхности сваи (МПа);

$K_B^{НК}$ – коэффициент вертикального отпора грунта под нижним концом сваи (МПа);

Z – координата глубины (м);

U, W – соответственно, горизонтальное и вертикальное перемещения сечения сваи на глубине Z (м);

$p(z)$ – горизонтальный отпор грунта на глубине z на сваи диаметром (поперечным размером) $d_{ср}$ (МПА . м);

$q^{БП} = \tau_{ср} \times d_{ср}$ – вертикальный отпор грунта по боковой поверхности сваи диаметром $d_{ср}$ (МПа . м);

$q^{НК}(z = \ell)$ – вертикальный отпор грунта под острием сваи (МПа).

5. Количественное описание горизонтальной и вертикальной сопротивляемости грунта реализуется равномерным нелинейного деформирования грунта $p - U$ (в горизонтальном направлении) и $q - W$ (в вертикальном) для каждого расчетного сечения сваи в виде:

$$A = \frac{B \cdot C}{\left[1 + \left|\frac{BC}{D}\right|^{M}\right]} \qquad (3)$$

где индексами А, В, С, Д обозначены следующие параметры:

а) при расчете горизонтального отпора грунта

$$A=p(z);\ B=K_0(z);\ C=u(z);\ D=\bar{p}_{пред}(z)$$

здесь, $K_0(z)$ – начальный коэффициент горизонтальной сопротивляемости $K_0(z)=K_r(u,z)$ при $u\to 0$ определяется по рекомендациям п.7.

$\bar{p}_{пред}(z)$ предельная величина горизонтального отпора грунта $\bar{p}_{пред}(z)=p(z)$ при $u\to\infty$ определяется по рекомендациям п.9.

б) при расчете вертикального отпора грунта по боковой поверхности

$$A=q^{бп}(z);\ B=K_v(z);\ C=W(z);\ D=q^{бп}_{пред}(z)$$

здесь $K_v(z)=K_z^{бп}(W,z)$ при $W\to 0$ определяется по п.8.

$q^{бп}_{пред}(z)=q^{бп}(z)$ при $W\to\infty$ определяется по п.9

в) при расчете вертикального отпора грунта под острием сваи

$$A=q^{нк}(z=\ell);\ B=K_\ell(z);\ C=W(z=\ell);\ D=q^{нк}_{пред}(z=\ell)$$

здесь $K_\ell(z)=K_z^{нб}(W,z=\ell)$ при $W\to 0$ определяется по п.8

$q^{нк}_{пред}(z=\ell)=q^{нк}(z=\ell)$ при $W\to\infty$ определяется по п.9

m – показатель степени, принимающий значение:

в случае несвязных грунтов $m=1$; в случае связных грунтов $m=2.5$.

6. При расчете свайных фундаментов, состоящих из близкорасположенных свай, необходимо учитывать их взаимовлияние через грунтовую среду при расстояниях между опорами в свету $\leqslant 7d_{ср}$ в соответствии со следующими указаниями:

а) Взаимодействие горизонтально нагруженных свай учитывается

изменением расчетных параметров нелинейной контактной модели грунта для каждой сваи группы. При этом значения начальных коэффициентов горизонтального отпора K_0 и предельных величин отпора грунта $P_{пред.}$ полученных для одиночной изолированной сваи согласно п. 5 множат на коэффициент горизонтального взаимовлияния α_r величина которого вычисляется по формуле:

$$(\alpha_r)_i = \prod_{j \neq i} \left\{ 1 - \left(\frac{d_c}{r_{ij}}\right)\left[1{,}17 + 0{,}30\frac{x_j - x_i}{r_{ij}} - 0{,}15\left(\frac{x_j - x_i}{r_{ij}}\right)^2\right]\right\} \qquad (4)$$

где $(\alpha_r)_i$ – коэффициент горизонтального взаимовлияния для каждой i -й сваи группы;

r_{ij} – расстояние между взаимодействующими сваями

$$r_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2}$$

x_i, y_i, x_j, y_j – координаты расположения центров свай соответственно по оси x и оси y. Причем, ось x совпадает с направлением действия горизонтальной силы;

$\prod$ – обозначение перемножения "элементарных" коэффициентов взаимовлияния, определенных для каждой возможной комбинации пар свай. Причем произведение $\prod$ берется только по тем сваям j для которых $r_{ij} \leq 1{,}6(r_{ij})_{min}$

где $(r_{ij})_{min}$ – минимальное расстояние от оси i -ой свай до ближайшей j -й сваи в группе.

б) Взаимодействие вертикально нагруженных свай учитывается за счет определения дополнительной осадки рассматриваемой i -ой сваи от действия на соседнюю j -ю силы N_j, которая вычисляется по формуле:

$$W_i = \delta \frac{N_j}{G_1 l} \qquad (5)$$

где $\delta = 0{,}17 \ln \frac{K_\mu \cdot G_1 \cdot \ell}{2 G_2 r}$,

$K_\mu = 2{,}82 - 3{,}78\mu + 2{,}18\mu^2$, здесь $\mu = (\mu_1 + \mu_2)/2$ $\mu = \nu$

G_1, μ_1 – деформативные характеристики грунта, осредненные по слоям до глубины $Z_1 = \ell$, равной длине погруженной части сваи;

$G_2; \mu_2$ – деформативные характеристики грунта, осредненные на глубину Z_2 ниже острия сваи; $Z = max(0{,}5b - 1{,}5\ A)$

где A – поперечный размер группы.

Осреднение проводится по формуле:

$$X = \frac{X_1 \cdot h_1 + X_2 h_2 + \ldots + X_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n} \qquad (6)$$

где X – рассматриваемая характеристика;

h_i – толщина i-ого слоя грунта, в пределах которого изменением характеристики X можно пренебречь.

7. Расчетные величины начального коэффициента горизонтального отпора грунта – K_0 следует определять по формуле:

$$K_0(Z) = K_0(Z=0) + K_{0i} \cdot Z \qquad (7)$$

где $K_0(Z=0)$ – значение коэффициента K_0 на поверхности грунта;

K_{0i} – градиент нарастания начального коэффициента K_0 с глубиной.

В зависимости от вида грунта и его свойств рекомендуется следующая методика назначения коэффициентов K_0.

а) <u>Для несвязных грунтов</u>

При отсутствии каких-либо дополнительных данных величина $K_0(Z=0)$ в выражении (7) для песков и супесей принимается равная нулю. Градиент нарастания коэффициента K_{0i} с глубиной следует назначать в зависимости от вида грунта и способа погружения свай в соответствии с табл. 9.

Таблица 8

Вид грунта, окружающего сваю	Градиент нарастания начального коэффициента горизонтального отпора МПа/м для свай	
	забивных	буронабивных
Пылеватые пески ($0,6 \leq \ell \leq 0,8$)	8,5-7,0	2,8-5,6
Пески мелкие ($0,6 \leq \ell \leq 0,75$) и средней крупности ($0,55 \leq \ell \leq 0,7$)	7,0-II,0	5,6-8,8
Крупные пески ($0,55 \leq \ell \leq 0,7$)	II,0-20,0	8,8-I5,0
Гравелистые пески ($0,56 \leq \ell \leq 0,7$)		I5,0-80,0

Примечания.

I. Значения коэффициента K_{o1} в таблице охватывают диапазон грунтов средней плотности (I_d = I/3-2/3), находящихся под водой.

2. Меньшие значения коэффициента K_{o1} соответствуют более высоким значениям коэффициента пористости ℓ песчаных грунтов.

3. Коэффициент K_{o1} для плотных песков должен приниматься на 30% выше, чем наибольшие значения указанных в таблице коэффициентов K_{o1} для данного грунта.

4. Для получения коэффициента K_{o1} песчаных грунтов естественной влажности необходимо табличные значения умножить на коэффициент 2,0.

б) Для связных грунтов

Расчетная величина коэффициента $K_o(z=0)$ в формуле (7) рассчитывается по выражению:

$$K_o(z=0) = \frac{0,6C_u}{\varepsilon_{50}} \qquad (8)$$

где $C_н$ - сопротивление связного грунта сдвигу по результатам лабораторных испытаний образцов ненарушенной структуры на трехосное сжатие консолидированно-недренированным методом или с помощью метода вращательного среза в полевых условиях;

ε_{50} - относительная деформация образцов грунта, получаемая из опытов на трехосное сжатие, соответствующая половине разрушающего напряжения. При отсутствии лабораторных данных параметр ε_{50} можно принимать в зависимости от сопротивления связного грунта сдвигу $C_н$ по табл.4.

Таблица 4

	Среднее сопротивление сдвигу верхнего слоя грунта $C_н$ (МПа)			
	0-0,05	0,05-0,I	0,I-0,2	0,I-0,4
ε_{50}	2-I	0,7	0,5	0,4

Значения коэффициента K_{oi} принимается в зависимости от вида связного грунта и способа погружения сваи по таблице 5.

Таблица 5

Вид грунта, окружающего сваю	Градиент нарастания начального коэффициента горизонтального отпора K_{oi}, МПа/м для свай	
	забивных	буровых
Глины и суглинки текучепластичные ($0,75 \leq I_L \leq I$)	I,6-6,8	I,25-5,0
Глины и суглинки мягкопластичные ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$)	6,8-I3,0	5,0-I0,0
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 0,5$)	I3,0-20,0	I0,0-I5,0
Глины и суглинки твердые ($I_L < 0$)	20,0-36,0	I5,0-27,0

Примечание: Меньшие значения коэффициента K_{oi} соответствуют более высоким значениям консистенции I_L глинистых грунтов, указанных в скобках, а большие значения K_{oi} – соответственно более низким значениям I_L.

8. Расчетные величины начального коэффициента вертикального отпора грунта для несвязных и связных грунтов следует определять по следующим зависимостям:

Начальный коэффициент вертикального отпора грунта по боковой поверхности сваи K_v

$$K_v = \frac{2\pi C_1}{\ell_n \frac{E(1-\mu_1)G_1 \cdot \ell}{G_2 d}} \qquad \mu_1 = \nu_1 \qquad (9)$$

начальный коэффициент вертикального отпора грунта по нижнему концу сваи (коэффициент лобового отпора грунта) K_ℓ:

$$K_\ell = \frac{2G_2 \cdot d_c}{1-\nu_2} \qquad (10)$$

Следует учесть, что формула (10) дает значения начального лобового отпора K_ℓ при положительных значениях вертикальной силы (вдавливающая нагрузка), при действии растягивающей (выдергивающей) силы коэффициент K_ℓ принимается равным 0.

Примечание. Принятые в формулах (7) (10) обозначения аналогичны использованным в п.4.

9. Расчетные величины предельного горизонтального отпора $P_{пред}(z)$ на глубине z в зависимости от вида грунта и его свойств следует назначать в соответствии со следующими рекомендациями:

а) Для несвязных грунтов

Ординаты предельного горизонтального давления на грунт в поверхностной зоне (область поверхностно-пространственного выпора) необходимо вычислять по формуле:

$$P^{b}_{пред}(z) = 1{,}6 \cdot z\left(\frac{\gamma \cdot z \cdot tg\varphi}{2} + C\right)\eta_1 + d\left(\gamma \cdot z + \frac{C}{tg\varphi}\right)\eta_2 + C\left(\frac{d}{tg\varphi} + z \cdot tg\theta\right) \qquad (11)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта;

C – сцепление;

η_1, η_2 – безразмерные коэффициенты, зависящие от φ и θ которые принимаются по графикам черт.I.;

θ – угол выпирания, определяемый по графику черт.I.;

γ – удельный вес грунта с учетом взвешивания.

Ординаты предельного горизонтального давления на грунт в глубинной зоне (область прорезания грунта сваей) вычисляются по формуле:

$$P_{пред}(z) = d\left[A_0 \gamma d + B_0 \gamma z\, tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) + C_0 C\right] \qquad (12)$$

где A_0, B_0, C_0 – коэффициенты несущей способности, являющиеся функциями угла внутреннего трения φ, которые принимаются по графикам черт.2.

Из условия $\bar{P}^{b}_{пред}(z) = \bar{P}^{n}_{пред}(z)$ находится критическая глубина $z_{крит.}$. При $z < z_{крит.}$ предельное горизонтальное давление на грунт рассчитывается по выражению (I1), а при $z > z_{крит.}$ – по (I2).

б) Для связных грунтов

Ординаты предельного горизонтального давления определяются следующим образом:

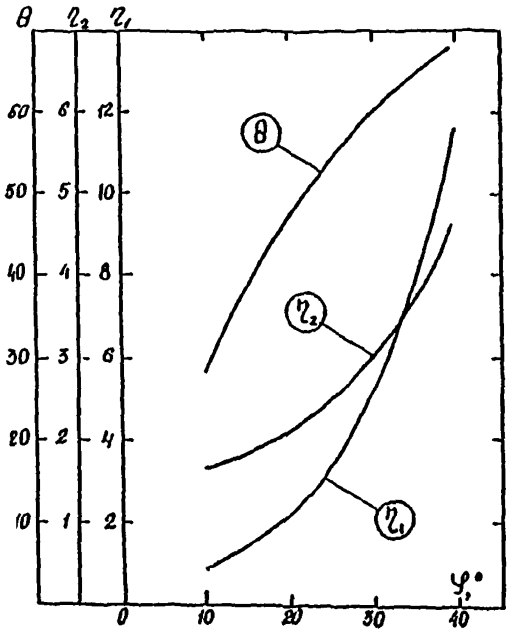
если $z \le z_{крит.}$

$$P^{b}_{пред}(z) = \left(3 + \frac{\gamma \cdot z}{C_н} + 0{,}5\frac{z}{d}\right) \cdot C_н \cdot d_c \qquad (13)$$

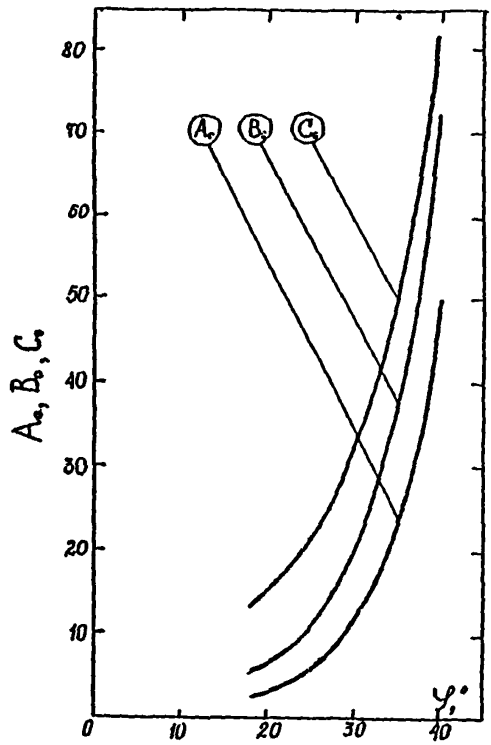
если $z \ge z_{крит.}$

$$P^{b}_{пред}(z) = 9\, C_н \cdot d_c \qquad (14)$$

где $C_н$ – сопротивление сдвигу.



Черт.I. Графики для определения коэффициентов η_1 и η_2 и угла выпирания θ в зависимости от угла внутреннего трения φ.



Черт.2 Графики для определения коэффициентов несущей способности A_0, B_0, C_0 в зависимости от угла внутреннего трения φ

Критическая глубина $Z_{крит.}$ находится следующим образом: если можно условно считать, что грунты обладают постоянным сопротивлением одвигу $C_н$, т.е. наблюдается незначительное изменение его значений в пределах глубины порядка (6-8) d_c то в этом случае $Z_{крит.}$ находится из выражения:

$$Z_{крит.} = \frac{6 d_c}{\frac{\gamma \cdot d_c}{C_н} + 0{,}5} \qquad (15)$$

если изменение $C_н$ с глубиной описывается зависимостью $C_н(z) = C_н(z_0) + d_c \gamma \cdot z$ то в этом случае критическая глубина $Z_{крит.}$ определяется решением уравнения

$$Z^2_{кр} \cdot d_c \cdot \gamma \cdot \frac{0{,}5}{d} + Z_{кр}\left(\gamma + \frac{0{,}5 \cdot C_н(z_0)}{d_c} - 6 d_c \gamma\right) - 6 C_н(z_0) = 0 \qquad (16)$$

10. Расчетные величины предельного вертикального отпора грунта по боковой поверхности $q^{бп}_{пред}$ и под острием сваи $q^{ок}_{пред}$ следует определять по формулам $q^{бп}_{пред} = \pi \cdot d_c \cdot f_i$; $q^{ок}_{пред} = 0{,}8 R d_c^2$, где f и R принимаются по СНИП 2.02.03-85.

11. Учет влияния многократно-повторных горизонтальных нагрузок при расчете допускается осуществлять приближенно путем умножения значений коэффициента начального отпора K_{oi} (табл.3!5) и предельного горизонтального давления $P_{пред.}(z)$ (11),(12) на коэффициент условия работы 0,5.

Примечание. Влияние многократности действия вертикальных нагрузок в расчете не учитывается.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4
Обязательное

СТАЛЬ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ЛСП И ИХ СОЕДИНЕНИЙ.

I. Применение марок стали согласно таблице I требует согласования с ЦНИИпроектстальконструкция им.Мельникова.

2. Сплошность листов для сварных пространственных узлов опорных блоков в зоне бесфасоночных соединений должна удовлетворять следующим требованиям;

- условная площадь минимального учитываемого нарушения сплошности S_1=0,5 см2;

- условная площадь максимального допускаемого нарушения сплошности $S_i \leq$ I,0 см2;

- относительная условная площадь всех учитываемых при контроле нарушений сплошности на всей площади листа $S \leq 0,15\%$.

3. Расчетные сопротивления металла сварных швов для различных видов соединений и напряженных состояний следует принимать по СНиП II-23-8I.

4. Сварные сочетания из разнородных материалов следует производить с применением сварочных материалов, предназначенных для стали с более низкими прочностными свойствами.

5. Из условия обеспечения повышенной коррозионной стойкости металла шва сварку соединений сталей I2ХГДАФ-09Г2СД(Ш) рекомендуется производить сварочными материалами, предназначенными для сварки стали I2ХГДАФ, сварку соединений стали 09Г2СД(Ш) с углеродистой сталью - проволокой СВ-08ХМ, СВ-08Г2С и электродами УОНИ I3-55.

Таблица I

№ п/п	Марка стали	ГОСТ и ТУ на поставку	Вид проката, толщина, мм	Механические свойства, не менее					Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см2) по пределу текучести	Назначение стали
				$\sigma_в$ кгс/мм2	$\sigma_т$ кгс/мм2	δ_5 %	ψ_z %	KCU кгсм/см2(°С)		
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
I.	I4Г2АФ(Д)	ТУ I4-I-II75-74	Лист 4-50	55	40	20	-	4,0(-40)	354(36I0)	Несущие стойки (стволы) опорных блоков
		С изменением № I	Лист I6-I00	52	40	20	20	3,0(-70)	354(36I0)	Сварные пространственные узлы опорных блоков в зоне бесфасоночных соединений
2.	I6Г2АФ(Д)	ТУ I4-I-II75-74	Лист 5-50	58	42	20	-	4,0(-40) 5,0(-70)	370(3775)	Несущие стойки (стволы) опорных блоков
		С изменением № 3	Лист I6-80	58	42	20	20	3,0(-70)	370(3775)	Сварные пространственные узлы опорных блоков в зоне бесфасоночных соединений
3.	I2ХГНАФ	ТУ I4-I-2881-80	Лист I2-30	50	35	20	-	3,0(-70)	330(3365)	Несущие стойки (стволы) опорных блоков
			3I-50	48	33	20	-	3,0(-70)	3I0(3I60)	

Продолжение таблицы I

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
		С изменением № 2	Лист I6-I00	48	3I	20	20	3,0(-70)	290(2960)	Сварные пространственные узлы опорных блоков в зоне бесфасоночных соединений
4.	09Г2С(Д)	ГОСТ I928I--73 ГОСТ I9282--73	Листовой и фасонный прокат							Несущие стойки (стволы) опорных блоков и различные элементы опор и платформ
			5-9	50	35	2I	-	3,0(-40)	330(3365)	
			I0-20	48	33	2I	-	3,0(-40)	3I0(3I60)	
			2I-32	47	3I	2I	-	3,0(-40)	290(2960)	
			33-60	46	29	2I	-	3,0(-40)	270(2755)	
5.	08Х4Н2М	ТУ I4-I-3097--8I	Лист I2-50 после горячей прокатки	II0-I20	I00-II0	I4	-	$KCV^{-20} \geq 4,0$	850(8670)	Несущие стойки (стволы) опорных блоков и различные элементы опор и платформ при достаточном обосновании
			после высокого отпуска	80-I00	70-90	I6	-	$KCV^{-20} \geq I0,0$	595(6070)	

Продолжение таблицы I

I	2	3	4	5	6	7	8	9	IO	II
6.	I2ХН2МДФ-Ш	ТУ I4-I-3II6-8I	Лист 30-70	58-72	50	2I	35	$KCV^{-50} \geqslant 8,0$	445(4540)	Для различных элементов опор и платформ при достаточном обосновании
7.	ВСт3сп5	ГОСТ 380-7I[X]	Листовой и фасонный прокат толщиной до 20 мм	38-49	25	26	-	3,0(-20)		Для различных элементов опор в надводной части
			лист 4-20						225(2300)	
			фасон 4-20						235(2400)	
8.	09Г2С-Ш	ТУ I4-I-2072-77	Лист IO-80	45-48	28-33	2I	-	3,5(-40) 3,0(-70)		Сварные пространственные узлы опорных блоков в зоне бесфасоночных соединений

Примечание к табл.I — Допускается применение других марок стали, поставляемых по специальным техническим условиям для морских стационарных платформ (МНТС)

Таблица 2

Марка стали	Материалы для сварки			
	покрытыми электродами	под флюсом		в углекислом газе (по ГОСТ 6050-76 х)
	тип электродов (по ГОСТ 9467-75); марка	марки		
		флюсов	сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70 х)	
I472АФ(Д)	350А, марки УОНИ-I3/55	АН-47 АН-I7М	Св-08ХМ[*] Св-I0ГНМА	СВ-08Г2С Св-08Г2СЦ
I6Г2АФ(Д)	350А, марки УОНИ-I3/55	АН-43 АН-47 АН-I7М	Св-I0ГНМА Св-08ХМ[*]	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ
09Г20(Д)	350А, марки УОНИ-I3/55	АН-43 АН-47	Св-I0ГНМА Св-08ХМ[*]	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ
ВСт3сп5	342А, марки УОНИ-I3/55	АН-348-А	Св-08А Св-08ГА	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ
I2ХГДАФ	350А, марки ОЗС-I8	АН-348-А	Св-08ХГДЮ по ТУ I4-I-II48-75	08ХГ2СДЮ по ТУ I4-I-3665-83
I2ХГДАФ+ 09Г2СД	350А, марки ОЗС-I6	АН-348-А	Св-08ХГДЮ по ТУ I4-I-II48-75	08ХГ2СДЮ по ТУ I4-I-3665-83
09Г2СД+ ВСт3сп5, Сталь 20	350А, марки УОНИ-I3/55	АН-47	Св-08ХМ	Св-08Г2С
I4Г2АФ, I6Г2АФ, 09Г2С+ ВСт3сп5, Сталь 20	342А, марки УОНИ-I3/55	АН-348-А	Св-08А Св-08ГА	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ

[*] Применять только в сочетании с флюсом АН-47

Примечание:

I. Флюс марки АН-47, поставляется по ТУ I4-I-I353-75, марки АН-43 - по ТУ I4-I-753-73, марки АН-348-А - по ГОСТ 9087-8I, марки АН-I7М - по ЧМТУ I-I0I7-70.

2. Сварочные материалы при сварке сталей 08Х4II2М и I2Х[illegible] согласовывать с ЦНИИпроектстальконструкция (см.таблицу I).

ПРИЛОЖЕНИЕ 5
Обязательное

МЕТОДИКА РАСЧЕТА КАРКАСИРОВАННОЙ ОБОЛОЧКИ.

I. Осевая нагрузка N, передаваемая на конструкцию через жесткий диск (черт.I,а) распределяется между несущими оболочками I и 2 пропорционально площадям нагруженных сечений:

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{A_{o1}}{A_{o2}} \qquad (I)$$

где: $N = N_1 + N_2$

A_{o1}; A_{o2} – площадь несущих элементов оболочек I и 2, состоящих из продольных ребер и обшивка или части ее.

В конструкции, состоящей из стержневого каркаса и обшивки (черт.I,б), обшивка считается несущей, если выполняются условия СНиП II-23-81 п. 8.7, в частности

$$\frac{b}{t} \le 37 \Big/ \sqrt{1 \cdot 5\,10\, R_y / E} \qquad (2)$$

где: b – ширина панели между несущими ребрами;

t – толщина обшивки.

Если условие (2) не выполняется, то в площадь опорного расчетного сечения A_{ot} вводятся участки оболочки шириной $b/2 = 0{,}85 t \times \sqrt{E/R_y}$ в каждую из сторон от несущего ребра.

При наличии укрепляющих обшивку ребер величина t заменяется на $t_1 = A/b$, где A – площадь обшивки и укрепляющих ребер.

2. Поперечная нагрузка Q в виде сосредоточенной силы, приложенной к жесткому диску, который объединяет несущие оболочки (черт.I,в), распределяется между ними из условия равенства перемещений

$$V_1 = V_2$$

где индексы I и 2 соответствуют внешней и внутренней оболочкам.

Учитывая составляющие перемещений от изгиба конструкции (как балки) и сдвиговых деформаций, имеем равенство

$$Q_1\left(\frac{l^3}{3EJ_{o1}} + \frac{l}{G\lambda R_1 t_1}\right) = Q_2\left(\frac{l^3}{3EJ_{o2}} + \frac{l}{G\lambda R_2 t_2}\right) \qquad (3)$$

где: l – расстояние от основания конструкции до плоскости приложения силы $Q = Q_1 + Q_2$;

J_{o1} ; J_{o2} – моменты инерции сечения оболочек в целом

$$J_{oi} = \lambda R_i^3 t_{oi} \qquad \text{где } i = 1,2,3 \qquad (4)$$

t_{oi} – толщина эквивалентной оболочки

$$t_{oi} = A_i / b \qquad (5)$$

A_i – площадь несущих элементов на участке панели шириной "в";

R_i; t_i – радиусы оболочек и толщины обшивок;

в случае конической оболочки

$$R_i = R_{осн} \frac{\cos\beta}{1 - l t_g \beta / 2R_{осн}} \qquad (6)$$

где: β – угол конусности,

$R_{осн.}$ – радиус нижнего основания.

3. Изгибающий момент М, приложенный к жесткому диску, объединяющему несущие оболочки, распределяется между ними из условия равенства углов поворота

$$\frac{M_1 l}{E J_{o1}} = \frac{M_2 l}{E J_{o2}}$$

где $M = M_1 + M_2$

С учетом формулы (4) расчетное соотношение имеет вид:

$$\frac{M_1}{M_2} = \left(\frac{R_1}{R_2}\right)^3 \cdot \frac{t_{o1}}{t_{o2}}$$

В случае конической оболочки R_i – средний радиус (точная формула для определения радиуса эквивалентной цилиндрической оболочки

$$R_t = \sqrt[3]{2\frac{r_1^2 + r_2^2}{r_1 + r_2}}$$

где r_1 и r_2 – радиусы оснований конуса).

4. Конструкция оболочковой формы с сильными продольными ребрами рассчитывается по стержневой схеме,

если выполняются условия

для цилиндрической оболочки

$$1.285\sqrt{\frac{l}{r t_1}} > 2 \qquad (7)$$

для конической оболочки

$$\sqrt{S_2} - \sqrt{S_1} > 1.2\sqrt{t_1 t_2 \beta} \qquad (8)$$

где: t_1 – толщина эквивалентной оболочки по жесткости на изгиб продольного силового элемента (черт.I,2)

$$t_1 = \sqrt[3]{\frac{12 J_1}{b}}$$

l, r – длина и радиус цилиндрической оболочки,

S_1, S_2 – расстояние от вершины конуса до верхнего и нижнего основания соответственно (черт.2,а).

5. Нормальные напряжения от продольной и поперечной силы изгибающего момента, передающихся на опорный блок через жесткую плиту (черт.2а), следует определять по формуле:

$$\sigma_x = \frac{M + Q_x}{\pi r^2 t} + \frac{N}{2\pi r t} \qquad (9)$$

где x – координата расчетного сечения,

$$t = A_1 / b$$

A_1 – площадь силового продольного элемента.

Коническая оболочка с углом конусности $\beta \leq 30^\circ$ приближенно заменяется цилиндрической с текущим радиусом

$$r_{mx} = \frac{1.9 r_k + 0.1 r}{\cos\beta} \qquad (10)$$

где r_x – радиус сечения конической оболочки на расстоянии X от верхнего основания радиуса r_1

6. Нормальные напряжения в конструкции, нагруженной гидростатическим давлением(черт. 2,б) определяются с учетом краевого эффекта по формулам

$$\sigma_x = M_0 \sqrt[3]{\frac{3b^2}{2J_1}} \qquad (11)$$

M_0 – изгибающий момент в стенке оболочки у днища конструкции

$$M_0 = \frac{\gamma h_1}{2k^3}\left(1 - \frac{1}{kh}\right) \qquad (12)$$

γ – удельный вес морской воды,

h_1 – перепад уровней воды,

a, b – высота и ширина ячейки ортотропной оболочки (черт.2,в),

J_1 – момент инерции продольного ребра (черт.I,в),

$A_ш$ – площадь сечения шангоута (черт.2,в),

r – радиус цилиндрической оболочки или эквивалентный для конической, вычисляемой по формуле СНиП П-23-81

$$r_m = \frac{1.1 r_2 + 0.1 r_1}{\cos\beta} \qquad k = \sqrt[4]{\frac{A_ш}{4r^2 J_1} \cdot \frac{b}{a}} \qquad (13)$$

Если давление постоянно по высоте оболочки, как в случае на черт.2,б, то величина напряжений, полученная по формуле (11) увеличивается в I,3 раза.

7. Напряжения в кольцевом направлении вычисляются по формуле

$$\sigma_y = \gamma h \frac{r}{t_{экв.}}$$

8. Касательные напряжения от поперечной силы определяются по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{\pi r t_{ост}}$$

где $t_{ост}$ – толщина обшивки.

В случае конической оболочки напряжение τ_{xy} вычисляется для двух сечений $r = r_1/\cos\beta$ и $r = r_2$

9. Устойчивость конструкции оболочковой формы при действии осевой нагрузки и изгибающего момента обеспечивается выполнением условия

$$\sigma_x \le \gamma_c \sigma_{cr} \qquad (14)$$

где: σ_x – расчетное напряжение в оболочке от продольной силы и изгибающего момента;

σ_{cr} – критическое напряжение, равное меньшему из полученных по двум расчетным схемам σ_{cr_1} или σ_{cr_2} для оболочек с относительно сильными продольными ребрами.

$$\sigma_{cr} = \min\left(\sigma_{cr_1}, \sigma_{cr_2}\right);$$

Схема I гладкой оболочки вращения, эквивалентной по жесткости заданной каркасной конструкции

$$\sigma_{cr_1} = \min\left(\psi R_y, cEt/r\right) \qquad (15)$$

где: r – радиус срединной поверхности оболочки, в случае конической оболочки (черт.3,а) с углом конусности $\beta \le 30^0$ радиус r заменяется $r_m = \frac{1,9r_2 + 1,1r_1}{\cos\beta}$

t – толщина эквивалентной оболочки, принимаемая наименьшей из двух значений

$$t = \min\left(\sqrt[3]{\frac{12J_1}{b}}, \sqrt[3]{\frac{12J_2}{a}}\right) \qquad (16)$$

a, b – расстояние между ребрами в продольном и поперечном направлениях соответственно (черт.2,в, 3,б)

J_1 – момент инерции сечения продольного силового ребра относительно центральной оси.

J_2 – момент инерции сечения шангоута относительно линии контакта его с обшивкой.

Значения коэффициентов "с" приведены в таблице I.

Таблица I

r/t	100	200	300	400	600	800	1000	1600	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Значения коэффициентов ψ при $1<r/t<300$ определяются по формуле:

$$\psi = 1,17 - \left(1,00025 + 1,15\, R_y/E\right)\frac{r}{t} \qquad (17)$$

Схема 2 – стержень, связанный с упругим основанием, образованным поперечными ребрами (шангоутами).

Критическое напряжение определяется через коэффициент продольного изгиба φ

$$\sigma_{cr_1} = \varphi R_y \qquad (18)$$

φ – определяется по СНиП II-23-81 в зависимости от расчетной гибкости стержня, для определения которой коэффициент расчетной длины вычисляется по формуле

$$\mu = \frac{n}{\sqrt{n^4 + \bar{c}}} \qquad (19)$$

где $\bar{c}$ – относительная жесткость упругого основания

$$\bar{c} = \frac{c}{EJ_1}\left(\frac{l}{\pi}\right)^4 \qquad (20)$$

n – целое число, определяемое из условия

$$n^2(n-1)^2 \le \bar{c} \le n^2(n+1)^2 \qquad (21)$$

C – жесткость упругого основания

$$C = \frac{E A_ш b}{r^2 a}, \tag{22}$$

$A_ш$ – площадь сечения шпангоута (без обшивки).

10. Устойчивость конструкции оболочковой формы при действии на нее сосредоточенной поперечной силы, приложенной к жесткому диску на одном конце, и при условии жестко заделанного другого края определяется по условию.

$$\tau_{xy} \leq \gamma_c \tau_{cr} \tag{23}$$

где τ_{xy} – расчетное касательное напряжение от поперечной силы,

τ_{cr} – критическое касательное напряжение, равное меньшему из полученных по двум расчетным схемам τ_{cr_1} или τ_{cr_2} для оболочек с продольно-поперечным силовым набором,

$$\tau_{cr} = \min\left(\tau_{cr_1}, \tau_{cr_2}\right)$$

По схеме I – при проверке местной устойчивости панели сдвиговая нагрузка на обшивку каркаса может быть уточнена из сравнения сдвиговой жесткости элемента каркаса (рамы) и собственно обшивки (черт.3,в)

$$\frac{S_{общ.}}{S_{мин}} = \frac{a^2 b t_{ок}}{b l}\left(\frac{1}{J_c} + \frac{b}{a J_p}\right) \tag{24}$$

где J_c, J_p – моменты инерции сечений стойки и ригеля рамы в плоскости обшивки;

$t_{общ.}$ – толщина обшивки.

Критическое напряжение сдвига для панели определяется по формуле

$$\tau_{cr_1} = S^* \frac{E t_{общ.}^2}{a b} \tag{25}$$

где значения S^* представлены в табл 2.

Таблица 2.

a/b	Значения S^* при $b^2/rt_{ост}$						
	0	10	20	30	40	50	60
0,5	7,2	8,0	9,2	10,5	11,8	13,1	14,4
1,0	8,3	9,2	10,6	11,9	13,3	14,7	16,1
1,5	9,8	11,0	12,5	14,4	16,3	18,53	20,3
2	11,9	13,5	15,7	18,0	20,3	23,0	25,7
3	15,0	17,0	20,6	24,3	28,0	32,0	36,0

Формула (25) справедлива, если $\tau_{cr} \leq 0,8\ R_s$.

В случае конической оболочки критическое напряжение вычисляется для двух сечений с соответствующими величинами r, a, b

Схема 2 – устойчивость оболочки на сдвиг в целом.

Критическое напряжение сдвига для гладкой оболочки со стенкой эквивалентной жесткости заданной каркасной конструкции определяется по формуле

$$\tau_{cr} = 1,11 E \cdot \frac{t}{r} \cdot \sqrt[4]{\frac{tr}{l^2}} \qquad (26)$$

где l – длина оболочки

t – толщина эквивалентной оболочки, определяемая по условию (5).

Формула (26) справедлива, если $\tau_{cr} \leq 0,8 R_s$.

II. Устойчивость оболочки на внешнее давление обеспечивается при выполнении условия

$$\sigma \leq \gamma_c \sigma_{cr} \qquad (27)$$

σ_{cr} – критические напряжения в оболочке от критического равномерного внешнего давления (p_{cr})

$$P_{cr} = 0{,}85 E \frac{t_1}{l} \left(\frac{t_2}{r}\right)^{1/2} \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^{3/4}$$

$t_1 = A_1/a$ – эквивалентная толщина оболочки вдоль образующей (A_1 – площадь силового продольного ребра)

$t_2 = \sqrt[3]{\frac{12 J_2}{a}}$ – эквивалентная толщина оболочки вдоль направляющей (J_2 – момент инерции шангоута относительно линии примыкания к обшивке).

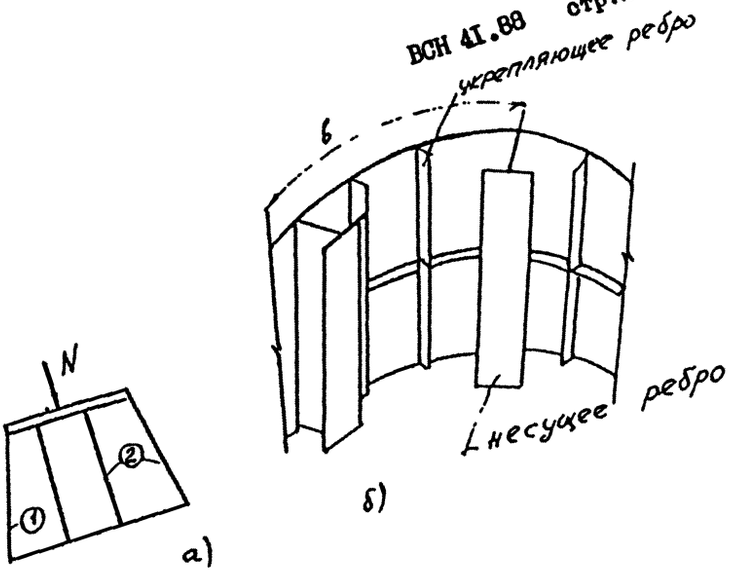
Для гладкой оболочки с учетом, что $t_1 = t_2 = t$ и $\mu = 0{,}3$ критические напряжения равны $\sigma_{cr} = 0{,}55 \cdot E \cdot t/l \left(t/r\right)^{3/2}$

$$\sigma_{cr} = 0{,}51 \cdot E \cdot \frac{r}{l} \cdot \frac{t_1}{t_2} \left(\frac{t_2}{r}\right)^{3/4} \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^{3/4}$$

σ_{cr} - Критические напряжения в ортотропной оболочке;

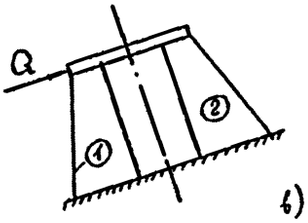
$t_2' = \frac{A_ш}{a} + t_{обш}$ – эквивалентная толщина оболочки по площади шангоута.

В случае конической оболочки радиус r заменяется на r_m

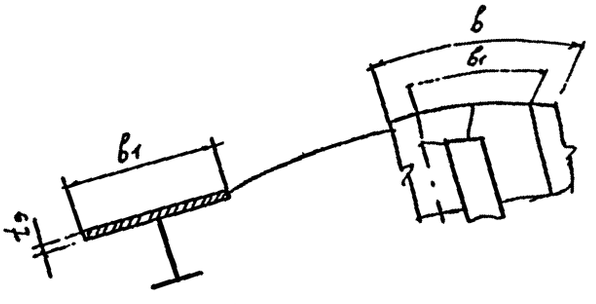


а)

б)

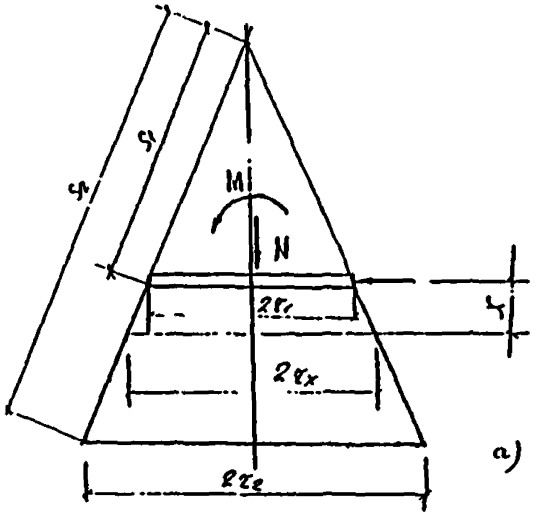


в)

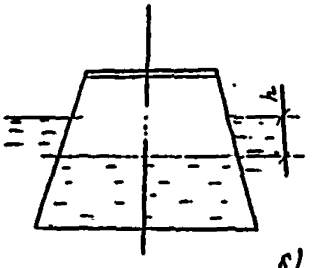


г)

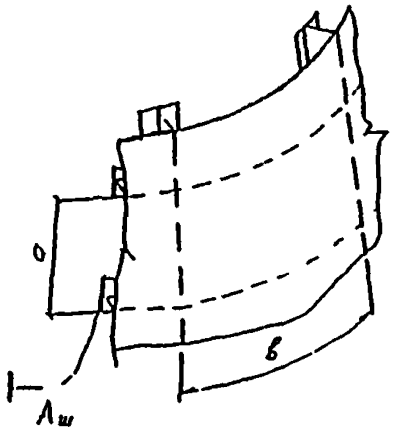
черт. 1



а)

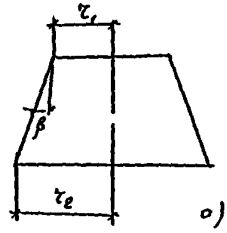


б)

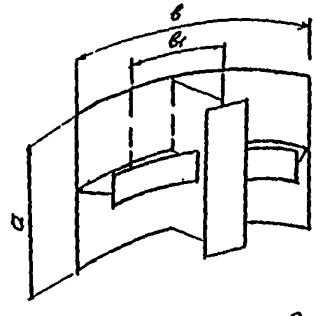


в)

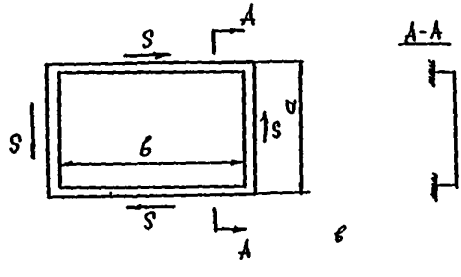
Черт 2



а)



б



в

Черт. 3

ПРИЛОЖЕНИЕ 6
Обязательное

РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ С УЧЕТОМ СОПРОТИВЛЕНИЯ ХРУПКОМУ РАЗРУШЕНИЮ

1. Расчет выполняется для конструкций, возводимых в климатических районах I_1, I_2, II_2, II_8 и II_{10} по классификации ГОСТ 16350-80.

2. Расчет производится для наиболее нагруженных узлов конструкций с целью обеспечения их сопротивления хрупким и квазихрупким разрушениям. В результате расчета устанавливается соответствие между:

- принятыми конструктивными решениями, характеризуемыми коэффициентами концентрации напряжений и упругопластических деформаций;
- требованиями к характеристикам сопротивления конструкционных материалов хрупкому разрушению;
- требованиями неразрушающего контроля качества, которые нормируют размеры допускаемых дефектов (несплошностей) в сварных швах и основном металле узлов.

3. Оценка предельной деформационной способности рассчитываемых зон узлового соединения производится для наиболее опасного случая, при котором трещиноподобный дефект сварного шва А по черт.1 или основного металла Б,В,Г по черт.1 расположен перпендикулярно упругопластическим деформациям, развивающимся в зонах концентрации напряжений и деформаций, обусловленных конструкционными особенностями узла.

4. Сопротивление хрупкому разрушению обеспечивается при выполнении одного из следующих условий:

$$t_к \leq t_э - 10^\circ C \qquad (1)$$

$$\delta_1 \leq \delta_c \qquad (2)$$

где δ_c – критическое раскрытие в вершине трещины, м;

δ_1 – расчетное раскрытие в вершине трещины, м;

$t_к$ – критическая температура, определяемая по доле вязкой составляющей в изломах образцов, в ^{0}С;

$t_э$ – расчетная температура эксплуатации устанавливается: минус 20^{0}С для климатических районов I_1, I_2, II_2, II_3, II_4, II_5 и 0^{0}С для районов II_6, II_8, II_{10} по ГОСТ I6350-80.

5. Для расчетного сечения с дефектом значения δ_1 рассчитываются по формуле:

$$\delta_1 = \frac{\pi \bar{a}\, R_y \cdot \psi^2}{E}\left(\sigma^*_{(p,\mu)}/R_y\right)^{2\bar{n}}\left[\frac{1+\sigma^*_{(p,\mu)}/\bar{n}E}{1-\sigma^*_{(p,\mu)}/\bar{n}E}\right]^{1+\bar{n}} \qquad (3)$$

Значения $\sigma^*_{(p,\mu)}$ определяются:

для случаев А и Г

$$\sigma^*_a = \sigma_{r(p,\mu)} \cdot K'_{s(p,\mu)} \qquad (4)$$

для случая В

$$\sigma^*_b = \sigma_n + \sigma_{r(p,\mu)} \cdot K_{s(p,\mu)} \qquad (5)$$

где $\sigma_{r(p,\mu)}$ – максимальные номинальные напряжения в раскосе, определяемые отдельно от растягивающих усилий и изгибающих моментов;

σ_n – максимальные растягивающие номинальные напряжения в поясе (при $\sigma_n < 0$ в расчете принимается $\sigma_n = 0$);

$K_{s(p,\mu)}$ – коэффициент концентрации напряжений в поясе от растягивающих усилий и изгибающих моментов;

$K'_{s(p,\mu)}$ – коэффициент концентрации напряжений в раскосе, вычисляемый по формуле:

$$K'_{s(p,\mu)} = 1 + 1.63 K_{s(p,\mu)} \qquad (6)$$

Для ТУ и КТ - соединений величина $K_{s(p)}$ в случае действия осевой нагрузки вычисляется по формулам:

- для седловидной части соединения со стороны пояса:

$$K_{s(p)} = \left[\gamma \cdot \tau \cdot \beta \left(6{,}78 - 6{,}42\,\beta^{0{,}5}\right) \sin^{1{,}7+1{,}7\beta^{3}} \theta_A\right]\left[1 \mp \left(0{,}012\,\gamma\right)^{2\rho/3D^{0{,}4}}\right] \qquad (7)$$

- для вершинной части соединения со стороны пояса

$$K_{s(p)} = 1{,}1\,\gamma^{0{,}55} \cdot \tau \cdot \frac{\sin\theta_A}{\sin^{2{,}5}\theta_B}\left(2\rho/D\right)^{0{,}25/\beta}\left(1{,}5\,\beta^{0{,}25} - \beta^{2}\right) \qquad (8)$$

Формулы для определения $K_{s(M)}$ в случае изгибающих моментов:

$$K_{s(M_0)} = \gamma \cdot \tau \cdot \beta \left(1{,}6 - 1{,}15\,\beta^{3}\right) \prod \sin^{1{,}35+\beta^{2}} \theta_A \pm \left(0{,}018\,\gamma\beta\right)^{\rho/D+0{,}45} \cdot \left(\frac{\theta_A}{\theta_B}\right)^{1{,}3} \sin^{1{,}35+\beta^{2}} \theta_B \qquad (9)$$

$K_{s(M_c)}$ изгибающий момент в плоскости узла

$$K_{s(M_c)} = 0{,}75\,\gamma \cdot \tau^{0{,}5} \cdot \left(1{,}6\,\beta^{0{,}25} - 0{,}7\,\beta^{2}\right) \sin^{(1{,}3-1{,}6\beta)} \theta_A \qquad (10)$$

В формулах (7-11) приняты следующие условные обозначения

$$\gamma = D/2T \;;\; \tau = t/T \;;\; \beta = d/D$$

D - диаметр пояса;

T - толщина стенки пояса;

d - диаметр раскоса;

t - толщина стенки раскоса;

θ_A - острый угол между поясом и раскосом А, на осевое усилией, в котором (P_A) ведется расчет узла;

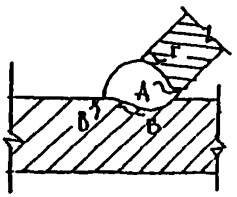
θ_B - угол между поясом и раскосом В (смежным с раскосом А), в котором действует усилие P_B ;

β - расстояние между подножьями двух смежных раскосов;

K_m - катет углового сварного шва;

$$\psi^2 = 0{,}8\left\{2 \cdot 1{,}23\left(\bar{a}/T\right) + 0{,}38\left(\bar{a}/T\right)^2\right\} \times$$
$$\times\left[1{,}12 + 2{,}43\left(\bar{a}/T\right)^2 - 0{,}21\left(\bar{a}/T\right)^4\right]$$

$$\bar{n} = \begin{cases} n & \text{при } \sigma^*_{(a,l)} > R_y \\ 1 & \text{при } \sigma^*_{(a,l)} \le R_y \end{cases}$$
$$\bar{a} = ma$$



Черт. I

где m – коэффициент запаса по размеру дефекта, принимаемый равным 2;

a – максимальная глубина дефекта, принимаемая в соответствии со СНиП III-18-75 10% толщины свариваемого пояса T, но не свыше 3 мм;

$\bar{a}$ – расчетный размер дефекта, в качестве которого принимается глубина поверхностной полуэллиптической трещины с соотношением полуосей, равным 0,2;

ψ – функция относительной глубины расчетного дефекта;

n – показатель степени деформационного упрочнения при степенной аппроксимации диаграммы деформирования $\sigma = A\varepsilon^n$. Для сталей с $R_y < 400$ МПа n принимается равным 0,3.

6. Для дефектов типа расслоений (случай Б черт. I) значение $\delta_1(2)$ рассчитывается по формуле

$$\delta_1(2) = \frac{\sigma^*_a}{E} \cdot \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{S}{\pi}} \qquad (11)$$

S – площадь несплошности листового проката, допускаемая техническими условиями на стали для узловых соединений;

σ_p – напряжения, вычисляемые по (4).

7. На основании выполненного расчета устанавливаются требования к качеству основного металла и сварных соединений.

8. Требуемые расчетные значения $t_к$ обеспечиваются величиной вязкой составляющей в изломе ($F_в \geq 75\%$) образцов тип II ГОСТ 9454-78 и тип 9 ГОСТ 6996-66, испытываемых на ударный изгиб при температуре $t_э$.

9. Требуемые значения δ_c и $\delta_c(z)$ обеспечиваются гарантированными значениями ударной вязкости $a_н$ основного металла и сварных соединений, определяемой экспериментально на образцах указанных в п.8. При этом значения ударной вязкости

$$a_н \geq 20\,\delta_c \cdot R_y \qquad a_н(t) \geq 20\,\delta_c(z) \cdot R_y$$

10. Если по технико-экономическим показателям требования к качеству материала, определяемые по п.8,9 не могут быть приняты, следует уточнять значения $t_к$, δ_c и $\delta_{c(z)}$ для реальных толщин конструктивных элементов по результатам прямого определения данных характеристик в соответствии с ГОСТ 25506-85 при температурах на 10°С ниже $t_э$.

11. Если требования п.п. 8-10 соблюдаются, сопротивление хрупкому разрушению узлов обеспечивается. В противном случае повышение сопротивления хрупкому разрушению достигается изменением конструктивно-технологических решений.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Рекомендуемое

РАСЧЕТНЫЕ ТЕМПЕРАТУРЫ И ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ПОЛЯ

I. При расчете конструкций ЛСП на действие климатических и технологических температур необходим учет неблагоприятного сочетания температур наружной и внутренней поверхности конструкций и ограждений как над водой так и ниже поверхности воды. Для железобетонных конструкций ЛСП, наиболее опасным является зимнее распределение температур, которые в общем виде может быть представлено температурами наружной поверхности стен выше уровня воды τ_e' и ниже уровня воды τ_e'', температурами внутренней поверхности стен выше уровня воды τ_i' и ниже уровня воды τ_i'', а также амплитудой запаздывания суточного цикла в стене.

2. Для возможности устанавливать наиболее неблагоприятное сочетание температур на различных стадиях эксплуатации сооружений суммарное температурное поле можно расчленять на элементарные составляющие:

- температурный скачек по высоте стены (T_I, T_2);
- температурный перепад по толщине по всей высоте стены (T_3);
- перепад температуры по толщине на части высоты стены (T_4);

$$\left.\begin{aligned} T_I &= 0{,}5\left(\tau_e' + \tau_i'\right) & T_2 &= 0{,}5\left(\tau_e'' + \tau_i''\right) \\ T_3 &= 0{,}5\left(\tau_e' + \tau_i''\right) & T_4 &= 0{,}5\left(\tau_e'' - \tau_i'' - \tau_e' + \tau_i'\right) \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

3. Температура внутренней поверхности нес ей конструкции (оболочки, складки и т.п.) определяется по форму ле:

$$\tau_i = t_i - \frac{t_i - t_e}{R_o \alpha_i} - t_o^w \qquad (2)$$

Здесь t_i – расчетная температура воздуха или жидкости внутри сооружения в ^0C, которую следует принимать по ГОСТ 12.1.005-75 или по нормам проектирования зданий и сооружений;

t_e – расчетная зимняя температура наружного воздуха или воды, которую следует принимать по тем же документам и данным гидрометеослужбы для данно. района;

α_i – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности для зимних условий; для стен $\alpha_i = 8,7$ Вт/м^2 ^0C;

R_o – сопротивление теплоотдачи, м^2 ^0C/Вт;

$$R_o = \frac{1}{\alpha_i} + R_к + \frac{1}{\alpha_e}$$

α_e – коэффициент теплоотдачи для зимних условий наружной поверхности ограждающих конструкций: $\alpha_e = 23$ Вт/м^2 ^0C;

α_i коэффициент теплоотдачи бетона в жидкость для наружной поверхности бетона и в случае заполнения внутреннего пространства сооружения водой или нефтепродуктом. $\alpha_e = \alpha_i = 290$ Вт/м^2 ^0C;

$R_к$ – термическое сопротивление:

$$R_к = \frac{\delta}{\lambda}$$

где δ – толщина конструкции в м;

λ – расчетный коэффициент теплопроводности материала конструкции: железобетона $\lambda = 1,92$ Вт/м^2 0^0C; для бетона на гравии или щебне из природного камня $\lambda = 1,74$ Вт/м ^0C;

t_o^w – температура замыкания конструкции в теплое время года .

4. Температура наружной поверхности определяется по формуле:

$$\tau_e = t_o + \frac{\alpha_i}{\alpha_e}(t_i - \tau_i) - t_o^w$$

5. Расчетную температуру внутреннего воздуха и жидкости внутри сооружения следует принимать по нормам или по заданию на проектирование.

6. Расчетное значение температуры наружного воздуха в холодное время года следует определять по СНиП 2.01.01-82.

7. Начальную температуру, соответствующую замыканию конструкции или ее части в законченную систему в теплое (t_o^w) и в холодное (t_o^c) время года, можно принимать согласно СНиП 2.01.01-82.

$$t_o^w = 0{,}8 \cdot t_{VII} + 0{,}2 \cdot t_1$$

$$t_o^c = 0{,}2 \cdot t_{VII} + 0{,}2 \cdot t_1$$

где t_{VII} - средняя июльская температура воздуха.

"/ 8. Амплитуду запаздывания суточного цикла изменения температуры в стене, толщиной 0,5 м и более, $\Delta\tau$ можно принимать на основании суточной амплитуды колебаний температуры наружного воздуха и солнечной радиации для железобетонной конструкции, которая на территории СССР равна $\sim$ I5°С, т.е. $\Delta\tau = 7{,}5$°С.

СОДЕРЖАНИЕ

	отр.
I. Общие положения	2
I.I.Основные требования к конструкции сооружения	2
I.2.Основные расчетные положения	7
2. Нагрузки и воздействия	I2
2.I.Нагрузки и воздействия льда	I2
2.2.Нагрузки и воздействия ветра	I7
2.3.Нагрузки и воздействия от волн	I8
2.4.Нагрузки и воздействия от судов	37
2.5.Учет сейсмических нагрузок и воздействий	46
3. Основания и фундаменты ЛСП	52
3.I.Свайные фундаменты.Проектирование свайных фундаментов	52
3.2.Основания и фундаменты платформ гравитационного типа	56
4. Металлические конструкции	64
5. Железобетонные конструкции	74
Приложение I,обязательное.Методика испытания образцов льда	93
Приложение 2,рекомендуемое.Расчет одиночных свай по несущей способности на осевые и циклические горизонтальные нагрузки	95
Приложение 3,рекомендуемое.Расчет фундаментов на совместное действие нагрузок	I02
Приложение 4,обязательное.Сталь для конструкций ЛСП и их соединений	II4
Приложение 5,обязательное. Методика расчета каркасированной оболочки	II9
Приложение 6, обязательное.Расчет на прочность с учетом сопротивления хрупкому разрушению	I3I
Приложение 7,рекомендуемое.Расчет температуры.	I36

ОПЕЧАТКИ

стр.	строка	напечатано	следует читать
I	2	3	4
6	9,10 снизу	зазор между	зазор Δh , м, между
	6 снизу формула	.....+I	.....+ Δh
I0	I снизу	постоянно действующие	действующие
I2	7 снизу	2.2.3.	2.I.3.
I4	I9 сверху	размер опоры	размер по фронту опоры
I4	20 сверху	поля, м;	поля, м, принимаемая равной максимальной толщине льда I% - ной обеспеченности
I4	2I сверху	- коэффициент,	коэффициент снятия,
I4	табл.4,столбец I	коэффициент	коэффициент снятия
I4	формула (I)		размерность-МН
I5	2 сверху	систем вертикальных цилиндрических	системы вертикальных
I5	Формула (2)		размерность - МН
I5	II сверху	принимать	допускается принимать

I	2	3	4
I5	I0 снизу	системы опоры	системы опор и для единичной опоры
I5	3 снизу	между	по фронту между
I6	I сверху	$F_{n,s}$	$F_{h,p}$
I6	II сверху	ширина	ширина (диаметр)
I6	I3 сверху	вертикали;	горизонтали;
I6	I3 снизу	принимать	следует принимать
I7	7 сверху	свай с габаритами	свай с внешними габаритами
I7	8 сверху	слудет	следует
29	6 сверху	данные	волны
29	I снизу	определяемы	определяемый
3I	8 снизу	2.3.I5. Нагрузки	Нагрузки
3I	6 снизу	Максимальную	2.3.I5.Максимальную
35	Формула (24)	Непонятно	$Q_{x,max}=\frac{1}{8}\rho g h D^2 \psi_x$
35	6 снизу	на черт. I2	на черт. I2; $R=D/2$
43	3 снизу	жесткости;	жесткости, кН/м;
4I	I2 сверху	– осадка судна в т;	– осадка судна. в м;
48	2 сверху	дополнительные повреждения	допускаемые повреждения
48	I4 сверху	форме, принимается по	форме; допускается принимать по
48	I5 сверху	$\delta = 0,3I4$.	$\delta = \delta_0 = 0,3I4$;

I	2	3	4
48	9 снизу	- направлений x,y	в направлении x,y
49	9, I0 сверху	ускорений:	ускорений, расчет допускается выполнять по формулам
50	I сверху	2.5.2.	2.5.9
52	5 снизу	статической	статистической
53	I сверху	основании	обосновании
58	6 снизу	$\bar{b} = d - 2\ell$	$\bar{b} = d - 2e$
58	3 снизу	$\bar{b} = b - 2\ell_b$; $\bar{\ell} = \ell - 2\ell_\ell$;	$\bar{b} = b - 2e$; $\bar{\ell} = \ell - 2e_\ell$;
58	2 снизу	... фундамента;	... фундамента; $\bar{\ell}$ - приведенная длина фундамента; $e_в$ - эксцентриситет по стороне $в$; e_ℓ - эксцентриситет по стороне ℓ.
59	2 сверху	таблице 9	таблице I0
60	5 снизу	(47)	(45)
6I	9 сверху	формуле (45)	формулам (4I),(42)
66	I0 снизу	детатей	деталей
74	7 сверху	таблицы I2	и таблице I2
75	4 снизу	марка	класс
76	4 сверху	с меньшей маркой	меньшего класса
76	5 снизу	табл.I2	табл.I3

1	2	3	4
76	5 сверху	М 400	В 35
77,78	табл. I7, I8, I столб.	табл. I7	табл. I8
79	формула (53)	$+ \ldots F_{s,w}$	$+ 0{,}8 F_{s,w}$
83	5 сверху	$\varphi_M = \ldots$	$\varphi_M = 0{,}8$
87	I3,I4 снизу	Примечание: п.I	п.I примечания исключить
87	II,I2 снизу	марок 40÷60 МПа.	классов В30-В40
88	3 снизу	нем	не
90	I0 снизу	предлельно	предельно
90	I снизу	составлено	соответственно
9I	I4 снизу	рассматривать	следует рассматривать
94	5 сверху	на основе	на осевые
95	7,II сверху, левый столбец	полуимперический	полуэмпирический
I08	9 сверху	K_v :	$K_v(z)$:
I08	формула (9)	$K_v =$	$K_v(z) =$
	формула (9)	$2\pi G_1$	$2\pi G(z)$
I08	строчный промежуток после формулы (9)		где $G(z)$-текущее значение модуля сдвига на данной глубине z ;
I08	I7 снизу	начальный	Начальный
I20	9 снизу	силы	сил и
I20	I сверху, формула	$\sqrt[3]{2\frac{\gamma_1^2+\gamma_2^2}{\gamma_1+\gamma_2}}$	$\sqrt[3]{2\frac{\gamma_1^2\cdot\gamma_2^2}{\gamma_1+\gamma_2}}$

I	2	3	4
I35	9 сверху	которые	которое
Содержание	I3 снизу	93	92
-"-	I0 снизу	95	94
-"-	9 снизу	Расчет фунда-ментов	Расчет свайных фундаментов
-"-	8 снизу	I02	I0I
-"-	6 снизу	II4	II3
-"-	4 снизу	II9	II8
-"-	2 снизу	I3I	I30
-"-	I снизу	I36	I35
74,75,76,78, 80,84,87		СНиП 2.06.08.-86	СНиП 2.06.08-87