НИИЖБ Госстроя СССР

Рекомендации

по расчету железобетонных свайных фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, с учетом температурных и влажностных воздействий

Москва 1981

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА
И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (НИИЖБ) ГОССТРОЯ СССР

Рекомендации

по расчету железобетонных свайных фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, с учетом температурных и влажностных воздействий

Москва Стройиздат 1981

624.139:624.154.3

Рекомендовано к изданию решением секции теории железобетона и секции по коррозии, спецбетонам и физико-химическим исследованиям НТС НИИЖБ Госстроя СССР.

Рекомендации по расчету железобетонных свайных фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, с учетом температурных и влажностных воздействий / НИИ бетона и железобетона.— М.: Стройиздат, 1981. — 47 с.

Содержат новые положения по расчету деформаций и усилий в железобетонных конструкциях нулевого цикла: сваях, фундаментных (обвязочных) балках и т. д. с учетом воздействия температуры и влажности воздуха. Приведены данные о влиянии низкой температуры на прочность и деформативность бетона и примеры расчета свайных фундаментов на воздействие температуры и влажности воздуха.

Для инженерно-технических работников проектных организаций.

Табл. 8, ил. 11.

Р $\frac{30213—463}{047(01)—81}$ Инструкт-нормат., I вып. — 72 — 80. 3202000000

© Стройиздат, 1981

ПРЕДИСЛОВИЕ

Рекомендации по расчету железобетонных свайных фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах, с учетом температурных и влажностных воздействий разработаны в дополнение главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», главы СНиП II-18-76 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах», «Руководства по проектированию свайных фундаментов» и «Рекомендаций по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий».

Рекомендации содержат основные положения по определению деформаций и усилий в железобетонных свайных фундаментах при воздействии температуры и влажности воздуха, электропрогрева с учетом влияния температуры на прочность и деформативность железобетонных конструкций.

Рекомендации разработаны НИИЖБ Госстроя СССР (д-р техн. наук, проф. А. Ф. Милованов, кандидаты техн. наук В. Н. Самойленко, М. М. Капкин, инж. Т. Н. Малкина) при участии ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР (инж. И. А. Белышев), ЦНИИПромзданий Госстроя СССР (инж. В. С. Балюков), НИИОСП Госстроя СССР (д-р техн. наук, проф. С. С. Вялов, канд. техн. наук Г. Н. Максимов).

При составлении Рекомендаций использованы материалы ЛенЗНИИЭП Госстроя РСФСР (канд. техн. наук К. Ф. Маркин) и Якутского Государственного университета (канд. техн. наук В. Н. Муха и др.).

Общее редактирование Рекомендаций осуществлено д-ром техн. наук, проф. А. Ф. Миловановым и канд. техн. наук В. Н. Самойленко.

Замечания и предложения по содержанию Рекомендаций просим направлять в НИИЖБ по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6.

Дирекция НИИЖБ

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Общие указания

1.1. Настоящие Рекомендации предназначены для расчета железобетонных конструкций нулевого цикла: свай, фундаментных (обвязочных) балок и ростверков, прогонов и плит перекрытия над холодным подпольем с неутепленными нижними поверхностями зданий и сооружений, возводимых в районах вечной мерзлоты, с учетом воздействия температуры и влажности воздуха при расчетной зимней температуре наружного воздуха ниже минус 20°С с использованием в качестве основания грунтов в мерзлом состоянии при строительстве и в течение эксплуатации здания.

1.2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха для расчета конструкций фундаментов * принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике.

Влажность наружного воздуха для расчета деформаций усадки бетона в конструкции фундамента определяется как средняя относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца в зависимости от района строительства согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике.

1.3. Расчетная зимняя температура бетона конструкций фундамента с холодным вентилируемым подпольем, сооружаемых на вечномерзлых грунтах, определяется из теплотехнического расчета температур, согласно главе СНиП II-3-79 «Строительная теплотехника», или методами расчета температурных полей, или по теории теплопроводности, или по соответствующим нормативным документам.

Допускается расчетную зимнюю температуру бетона принимать одинаковой по всему поперечному сечению конструкции.

В фундаментных (обвязочных) балках, ростверках, прогонах и верхней части свай, находящихся над поверхностью грунта, расчетная зимняя температура бетона принимается равной:

расчетной зимней температуре наружного воздуха в районе строительства — для открытых сооружений зданий, а также неотапливаемых и отапливаемых зданий при расчете на период строительства;

расчетной зимней температуре наружного воздуха, умноженной на коэффициент 0,8 — для отапливаемых зданий.

В нижней части свай, находящейся в мерзлом грунте, расчетная зимняя температура бетона принимается равной расчетной зимней температуре грунта на глубине 0,5 м от поверхности.

Основные расчетные требования

1.4. Железобетонные конструкции фундаментов, сооружаемые на вечномерзлых грунтах, рассчитываются на основе требований

---

* В дальнейшем в тексте настоящих Рекомендаций для краткости под термином «фундаменты» понимаются железобетонные конструкции нулевого цикла: сваи, фундаментные (обвязочные) балки, ростверки, прогоны и плиты перекрытия над холодным подпольем.

главы СНиП II-21-75 с учетом дополнительных положений, изложенных в настоящих Рекомендациях.

При расчете железобетонных конструкций фундаментов учитываются изменения физико-механических и упругопластических свойств бетона в зависимости от воздействия низкой температуры воздуха.

1.5. Расчет конструкций фундаментов, с учетом воздействия температуры и влажности воздуха, производится на все возможные неблагоприятные сочетания нагрузок согласно главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» для следующих двух основных расчетных стадий работы:

первая — первое замораживание до расчетной зимней температуры бетона конструкции;

вторая — длительное попеременное замораживание и оттаивание.

Расчет статически неопределимых конструкций фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп рекомендуется производить:

а) на первое замораживание (первая расчетная стадия работы), когда возникают наибольшие усилия от воздействия температуры и влажности воздуха. Усилия в элементах от совместного воздействия температуры, влажности, внешней нагрузки и собственного веса определяются с учетом повышения прочностных и упругопластических свойств бетона от воздействия низкой температуры. Расчет выполняется в предположении, что замыкание конструкций фундамента будет произведено в наиболее неблагоприятное время года — летом (в самые жаркие дни);

б) на длительное попеременное замораживание и оттаивание (вторая расчетная стадия работы), когда происходит снижение прочности и жесткости элементов и уменьшение усилий от воздействия низкой температуры. Усилия и деформации в элементах от кратковременной нагрузки и от длительного действия постоянных и длительных нагрузок определяются с учетом снижения прочностных и упругопластических свойств бетона от попеременного замораживания и оттаивания.

Расчет статически определимых конструкций фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп рекомендуется производить только на длительное попеременное замораживание и оттаивание (вторая расчетная стадия работы).

1.6. Расчет усилий в фундаменте от воздействия температуры и влажности воздуха рекомендуется производить из условия совместной работы сваи и грунта. Грунт в мерзлом и талом состоянии принимается линейно-деформируемым. Учитываются также увеличение коэффициента деформаций (коэффициента постели) грунта на глубине и заделка сваи в нижележащей толще мерзлого грунта.

Усилия в статически неопределимых конструкциях фундаментов от внешней нагрузки, собственного веса и от воздействия температуры и влажности воздуха допускается определять по правилам строительной механики методом последовательных приближений, рассматривая сваю как стойку, защемленную в грунте. При этом жесткость элементов определяется с учетом неупругих деформаций и наличия трещин в бетоне от совместного действия внешней нагрузки, собственного веса, усилий от воздействия температуры и влажности воздуха.

1.7. Величины нагрузок и воздействий, значения коэффициен-

тов перегрузок, коэффициентов сочетаний, а также деление нагрузок на постоянные и временно-длительные, кратковременные, особые принимаются в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74, а также указаниями п. 1.13 главы СНиП II-21-75.

Расчетные усилия от воздействия температуры и влажности воздуха при расчете по деформациям, образованию трещин и кратковременному их раскрытию определяются с учетом коэффициента охлаждения $n_x = 0{,}9$.

1.8. При учете пространственной работы свайного фундамента расчет свай производится на косое внецентренное сжатие. Усилия от воздействия температуры и влажности воздуха в одном направлении определяются с учетом дополнительного снижения жесткости сечения от усилия, действующего в другом направлении.

Расчет свайного фундамента на воздействие температуры и влажности воздуха допускается производить без учета его пространственной работы.

1.9. При применении электропрогрева бетона фундаментных (обвязочных) балок, прогонов и плит перекрытия над холодным подпольем возникают усилия от температурных деформаций, которые рекомендуется определять согласно п. 4.6 настоящих Рекомендаций.

Для снижения величины усилий, вызванных электропрогревом бетона, рекомендуется посередине температурного блока устраивать шов бетонирования, который замоноличивается после охлаждения конструкций до температуры наружного воздуха. В этом случае увеличение усилий от электропрогрева бетона можно не учитывать.

1.10. В железобетонных конструкциях фундаментов, подвергаемых воздействию температуры и влаги грунта (I группа конструкций, см. табл. 2 настоящих Рекомендаций), возможно появление внутренних усилий, возникающих в результате различия величины коэффициентов температурных деформаций бетона $\alpha_{бt}$ и арматуры α_{at}. Указанные усилия могут вызывать появление трещин в сваях. В этом случае допускается величину напряжения в бетоне конструкции определять по формуле (31) Инструкции СН 482-76, принимая значения $\alpha_{бt}$ и α_{at} согласно пп. 2.5 и 2.9 настоящих Рекомендаций. При одинаковой температуре бетона по поперечному сечению свай напряжения растяжения в бетоне допускается определять по формуле

$$\sigma_р = 0{,}6\,[\alpha_{at}\,(t_б - t_0^т) - \varepsilon_t]\,E_б\,\beta_{б.м}, \qquad (1)$$

где $t_б$ — расчетная зимняя температура бетона в поперечном сечении сван, принимаемая согласно п. 1.3 настоящих Рекомендаций, °С;

$t_0^т$ — начальная температура воздуха, принимаемая согласно п. 3.2 настоящих Рекомендаций, °С;

ε_t — температурная деформация бетона, определяемая по формуле (20) или (21), в которых t^x принимается равной $t_б$;

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, кгс/см^2;

$\beta_{б.м}$ — определяется по формуле (4).

1.11. Предельно допустимая ширина кратковременного $a_{т.кр}$ и длительного $a_{т.дл}$ раскрытия трещин в железобетонных кон-

струкциях фундаментов 3-й категории трещиностойкости, эксплуатируемых в неагрессивной среде, устанавливается по табл. 1 настоящих Рекомендаций.

Таблица 1

Арматура	Предельно допустимая ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин, мм, при группе конструкций фундамента (по табл. 2 настоящих Рекомендаций)					
	I		II		III	
	$a_{т.кр}$	$a_{т.дл}$	$a_{т.кр}$	$a_{т.дл}$	$a_{т.кр}$	$a_{т.дл}$
Стержневая классов А-I, А-II и А-III	0,3	0,2	0,3	0,2	0,4	0,3
Стержневая классов А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V; проволочная классов В-I и Вр-I	—	—	0,3	0,2	0,4	0,3

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Бетон

2.1. Для железобетонных конструкций фундаментов, сооружаемых на вечномерзлых грунтах, следует предусматривать бетон, который в зависимости от условий работы фундамента отвечает требованиям по прочности на сжатие, морозостойкости и водонепроницаемости, изложенным в табл. 2 настоящих Рекомендаций.

2.2. Бетон для фундаментов применяется с расходом цемента не более 450 кг/м^3 и водоцементным отношением не более: 0,4 для бетона марки М 400; 0,45 — М 300; 0,5 — М 200.

Расчетные характеристики бетона

2.3. Расчетные сопротивления бетона соответственно для предельных состояний первой и второй групп в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие принимаются по табл. 11 и 13 главы СНиП II-21-75.

Расчетные сопротивления бетона в соответствующих случаях умножаются на коэффициенты условий работы (см. п. 2.13 главы СНиП II-21-75).

При расчете элементов конструкций фундаментов, сооружаемых на вечномерзлых грунтах, расчетные сопротивления бетона $R_{пр}$ и $R_{прII}$ рекомендуется дополнительно умножать, кроме того, на коэффициент условий работы бетона при сжатии $m_{б.м}$ (при расчете на первое замораживание) или на $m_{б.з}$ (при расчете на длительное попеременное замораживание и оттаивание), а расчетные сопротивления бетона $R_р$ и $R_{рII}$ — на коэффициент условий работы бетона при растяжении $m_{р.м}$ (при расчете на первое

Таблица 2

Группа конструкций фундамента	Условия работы фундамента		Минимальные проектные марки бетона						
			по прочности на сжатие	по морозостойкости			по водонепроницаемости		
	характеристика режима	расчетная зимняя температура наружного воздуха	для фундаментов зданий и сооружений класса						
			I—III	I	II	III	I	II	III
I	Железобетонные сваи и другие конструкции, расположенные в сезонно-оттаивающем слое грунта и подвергающиеся попеременному замораживанию и оттаиванию в водонасыщенном состоянии	Ниже минус 40 °С	М300	Мрз 300	Мрз 200	Мрз 150	В-6	В-4	В-2
		Ниже минус 20 °С до минус 40 °С включительно	М 300	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В-4	В-2	Не нормируется
II	Фундаментные (обвязочные) балки, ростверки, оголовники свай, прогоны и плиты перекрытий холодного подполья, подвергающиеся воздействию атмосферных осадков и попеременному замораживанию и оттаиванию. Сваи, расположенные в грунте, но защищенные от воздействия влаги	Ниже минус 40 °С	М 250	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В-4	В-2	То же
		Ниже минус 20 °С до минус 40 °С включительно	М 250	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	В-2	Не нормируется	»
III	Фундаментные (обвязочные) балки, ростверки, оголовники свай, прогоны и плиты перекрытия холодного подполья, защищенные от воздействия атмосферных осадков	Ниже минус 40 °С	М 200	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	В-4	В-2	»
		Ниже минус 20 °С до минус 40 °С включительно	М 200	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется			»

Примечание. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно п. 1.2 настоящих Рекомендаций.

замораживание) или на $m_{р.з}$ (при расчете на длительное попеременное замораживание и оттаивание).

Коэффициент условий работы бетона при сжатии $m_{б.м}$ при расчете на первое замораживание определяется по формуле

$$m_{б.м} = 1 + (a_м - 1)\frac{t_б}{60}, \qquad (2)$$

где $a_м$ — коэффициент, принимаемый по табл. 3 настоящих Рекомендаций в зависимости от группы конструкции фундамента и проектной марки бетона по морозостойкости;

$t_б$ — абсолютное значение расчетной зимней температуры бетона конструкции фундамента, °С.

Таблица 3

Группа конструкций фундамента по табл. 2 настоящих Рекомендаций	Обозначения коэффициентов	Коэффициенты $a_м$ и $b_м$ при проектной марке бетона по морозостойкости					
		Мрз 50	Мрз 75, Мрз 100	Мрз 150, Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 500
I	$a_м$	—	—	2	1,9	1,8	1,7
	$b_м$	—	—	1,8	1,7	1,6	1,65
II	$a_м$	2,1	2	1,9	1,8	1,7	1,6
	$b_м$	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4
III	$a_м$	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
	$b_м$	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2

Коэффициент условий работы бетона при сжатии при расчете на длительное попеременное замораживание и оттаивание определяется по формуле

$$m_{б.з} = 1 - (1 - a_з)\frac{t_б}{60}, \qquad (3)$$

где $a_з$ — коэффициент, принимаемый по табл. 4 настоящих Рекомендаций в зависимости от группы конструкции фундамента и проектной марки бетона по морозостойкости;

$t_б$ — см. формулу (2).

Коэффициент условий работы бетона при растяжении $m_{р.м}$ при расчете на первое замораживание принимается равным $1{,}1 \times m_{б.м}$.

Коэффициент условий работы бетона при растяжении $m_{р.з}$ при расчете на длительное попеременное замораживание и оттаивание принимается равным $0{,}9\ m_{б.з}$.

2.4. Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$ принимается по табл. 18 главы СНиП II-21-75.

Таблица 4

Группа конструкций фундамента по табл. 2 настоящих Рекомендаций	Обозначения коэффициентов	Коэффициенты a_3 и b_3 при проектной марке бетона по морозостойкости для конструкций I класса							
		Мрз 50	Мрз 75	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 500
I	a_3	—	—	0,3	0,4	0,55	0,7	0,8	0,9
	b_3	—	—	0,1	0,25	0,3	0,5	0,65	0,8
II	a_3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
	b_3	0,2	0,3	0,4	0,5	0,65	0,8	0,9	1
III	a_3	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1
	b_3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1

Примечание. Величины коэффициентов a_3 и b_3 для конструкций II класса умножаются на 1,25 и для конструкций III класса — на 1,5, при этом величины коэффициентов не должны превышать единицы.

При воздействии низких температур начальный модуль упругости бетона рекомендуется умножать на коэффициент $\beta_{б.м}$, учитывающий повышение модуля упругости бетона при первом замораживании, или на коэффициент $\beta_{б.з}$, учитывающий снижение модуля упругости бетона при длительном попеременном замораживании и оттаивании.

Коэффициент $\beta_{б.м}$ определяется по формуле

$$\beta_{б.м} = 1 + (b_м - 1)\frac{t_б}{60}, \qquad (4)$$

где $b_м$ — коэффициент, принимаемый по табл. 3 настоящих Рекомендаций в зависимости от группы конструкций фундамента и марки бетона по морозостойкости;

$t_б$ — см. формулу (2).

Коэффициент $\beta_{б.з}$ определяется по формуле

$$\beta_{б.з} = 1 - (1 - b_з)\frac{t_б}{60}, \qquad (5)$$

где $b_з$ — коэффициент, принимаемый по табл. 4 настоящих Рекомендаций в зависимости от группы конструкций фундамента и проектной марки бетона по морозостойкости;

$t_б$ — см. формулу (2).

2.5. Коэффициент линейной температурной деформации бетона нормального твердения $\alpha_{бt}$ в зависимости от условий работы, температуры и проектной марки бетона по морозостойкости принимается по табл. 5 настоящих Рекомендаций.

Таблица 5

Группа конструкций фундамента по табл. 2 настоящих Рекомендаций	Коэффициент линейной температурной деформации бетона $\alpha_{бt} \cdot 10^{-6}$ град$^{-1}$, при расчетной зимней температуре бетона, °С										
	выше минус 10	от минус 10 до минус 45 включительно									ниже минус 45
	и при проектной марке бетона по морозостойкости										
	от Мрз 50 до Мрз 500 включительно	Мрз 50	Мрз 75	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 500	от Мрз 50 до Мрз 500 включительно
I	11	—16	—15	—14	—13	—12	—10	—8	—5	7
II и III	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Арматура

2.6. Арматура железобетонных конструкций фундаментов, работающих при воздействии низких температур, принимается согласно главе СНиП II-21-75.

При выборе вида и марки стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей учитываются температурные условия эксплуатации конструкций фундамента и характер их нагружения согласно приложениям 3 и 4 главы СНиП II-21-75.

Расчетные характеристики арматуры

2.7. Расчетные сопротивления основных видов стержневой и проволочной арматуры для предельных состояний первой и второй групп в зависимости от вида и класса арматуры принимаются по табл. 19, 20, 21 и 22 главы СНиП II-21-75.

Расчетное сопротивление арматуры в соответствующих случаях умножается на коэффициент условий работы арматуры согласно п. 2.28 главы СНиП II-21-75.

При расчете элементов железобетонных конструкций фундаментов, сооружаемых на вечномерзлых грунтах, влияние низких температур на изменение расчетных характеристик арматуры не учитывается.

2.8. Модуль упругости арматуры E_a для основных видов стержневой и проволочной арматуры принимается по табл. 29 главы СНиП II-21-75.

2.9. Коэффициент линейной температурной деформации арматуры α_{at} принимается равным $11{,}5 \cdot 10^{-6}$ град$^{-1}$.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ИЗМЕНЕНИЙ ТЕМПЕРАТУРЫ

3.1. В соответствии с главой СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия», расчетные изменения температуры воздуха Δt для наиболее неблагоприятной стадии возведения фундамента определяются как разность между экстремальной температурой $t^{\text{х}}$ в зимнее время и начальной температурой $t_0^{\text{т}}$ в летнее время, при которой происходит закрепление (замыкание) конструкции фундамента в рассчитываемую систему:

$$\Delta t^{\text{х}} = t^{\text{х}} - t_0^{\text{т}}. \tag{6}$$

3.2. При расчете свайного фундамента на температурные климатические воздействия рассматриваются два этапа работы фундамента (см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций), поэтому расчетное изменение температуры $\Delta t^{\text{х}}$ равно

$$\Delta t^{\text{х}} = \Delta t_1^{\text{х}} + \Delta t_2^{\text{х}}; \tag{7}$$

а) с момента замыкания (лето — осень) до полного замораживания грунта (1-й этап работы фундамента)

$$\Delta t_1^{\text{х}} = t_{\text{м.г}} - t_0^{\text{т}}; \tag{8}$$

б) с момента полного замораживания грунта (зима) до момента с минимальной среднесуточной температурой (2-й этап работы)

$$\Delta t_2^{\text{х}} = t^{\text{х}} - t_{\text{м.г}}. \tag{9}$$

В формулах (8) и (9):

$t_{\text{м.г}}$ — среднемесячная температура воздуха, при которой происходит полное замораживание грунта (мерзлый грунт), принимаемая равной минус 10°С;

$t_0^{\text{т}}$ — начальная средняя температура за три наиболее теплых месяца года, которую допускается определять по формуле

$$t_0^{\text{т}} = 0{,}95t_{\text{VII}} + 0{,}05t_{\text{I}} \tag{10}$$

(t_{VII}, t_{I} — многолетние среднемесячные июльская и январская температуры);

$t^{\text{х}}$ — расчетное значение среднесуточной температуры воздуха в холодное время года согласно СНиП II-6-74.

3.3. Расчетные изменения температуры допускается определять по формулам:

$$\Delta t_1^{\text{х}} = 0{,}35\Delta t; \tag{11}$$

$$\Delta t_2^{\text{х}} = 0{,}65\Delta t, \tag{12}$$

где Δt — абсолютная величина расчетного изменения температуры, принимаемая по табл. 6 настоящих Рекомендаций.

3.4. Для фундаментных (обвязочных) балок отапливаемых зданий в стадии эксплуатации расчетные изменения температуры принимаются согласно пп. 3.2 и 3.3 настоящих Рекомендаций и умножаются на коэффициент 0,8.

Таблица 6

№ п. п.	Район СССР с вечномерзлым грунтом	Абсолютная величина расчетного изменения температуры Δt, °С	Примечание
1	Кольский полуостров	50	Исключая центральную часть
	Камчатка полуостров		Исключая долину р. Камчатки
	Новая Земля, Земля Франца Иосифа		—
2	Центральная часть Кольского полуострова, долина р. Камчатки, Северная Земля, Ненецкий автономный округ	55	—
3	Новосибирские острова	60	—
	Ямало-Ненецкий автономный округ		Территория за Полярным кругом
	Чукотский полуостров		—
	Корякский автономный округ		Исключая полуостров Камчатка
4	Ямало-Ненецкий автономный округ	65	Исключая территорию за Полярным кругом
	Чукотский автономный округ		Исключая Чукотский полуостров
	Ханты-Мансийский автономный округ Красноярский край, Хабаровский край, Тувинская АССР, Бурятская АССР, Иркутская, Читинская, Амурская области		—
5	Магаданская обл., Эвенкийский автономный округ, Якутская АССР	75	—

3.5. Расчетная зимняя температура мерзлого грунта на глубине 0,5 м от поверхности почвы (глубина, на которой принимается заделка свай) в зимне-весенний период в естественных условиях под снегом равна

$$t_{0,5} = 0{,}8\,(t_{\text{н.х.п}} - T) - 5°\text{C} + \delta, \qquad (13)$$

где $t_{\text{н.х.п}}$ — температура наиболее холодной пятидневки, принимаемая согласно СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика»;

T — постоянная температура, °С, принимаемая по табл. А СНиП II-А.6-72;

δ — абсолютная разность температур, °С, между воздухом и грунтом на глубине 0,5 м, принимаемая по данным, приведенным ниже:

каменистый (гравилистый)	10
песчаный, супесчаный	15
суглинистый, глинистый	20
заторфованный	25

3.6. Расчетная зимняя температура на глубине 0,5 м от поверхности грунта под отапливаемым зданием с вентилируемым подпольем в условиях эксплуатации приближенно может быть принята равной температуре, определяемой по формуле (13) настоящих Рекомендаций.

3.7. При применении электропрогрева для твердения монолитного бетона фундаментных (обвязочных) балок расчетное изменение температуры бетона Δt допускается определять:

а) при электропрогреве летом — осенью — до полного замораживания грунта (1-й этап работы фундамента, см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций) $\Delta t_{1э} = 60°\text{C}$;

б) при электропрогреве зимой — весной (2-й этап работы фундамента, см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций) или когда время применения электропрогрева бетона неизвестно:

$$\Delta t_{2э} = 60 + t_{\text{р}}, \qquad (14)$$

где $t_{\text{р}}$ — абсолютная величина зимней температуры наружного воздуха, °С, принимаемая согласно п. 1.2 настоящих Рекомендаций.

4. РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ И ВЛАЖНОСТИ ВОЗДУХА

4.1. Расчет деформаций укорочения железобетонных элементов от усадки бетона, вызванной изменением влажности бетона, а также расчет температурных деформаций железобетонных конструкций, вызванных изменением температуры бетона, производится как для бетонного элемента, имеющего одинаковую влажность и температуру бетона по поперечному сечению.

4.2. Деформации укорочения $\varepsilon_{\text{у}}$ оси монолитной конструкции фундамента от усадки бетона определяются по формуле

$$\varepsilon_{\text{у}} = K_{\text{п}}\beta\Delta u\left(1 - e^{-\frac{0{,}2\tau}{h_{\text{п}}}}\right), \qquad (15)$$

где $K_{\text{п}}$ — коэффициент, учитывающий удобоукладываемость бетонной смеси, который принимается при жесткости бетонной

смеси: менее 15 с — 1,2; 15 — 35 с — 1; более 35 с — 0,8;

β — коэффициент усадки бетона, учитывающий способ твердения бетона, который принимается для бетона: естественного твердения — 0,03; подвергнутого тепловой обработке — 0,025;

Δu — расчетное изменение относительной влажности бетона элемента, принимается равным

$$\Delta u = u_{кр} - u_{с}, \tag{16}$$

здесь $u_{кр}$ — относительная критическая влажность бетона, равная

$$u_{кр} = \left(180 + \frac{160}{h_{п}}\right) 10^{-4}, \tag{17}$$

$h_{п}$ — приведенная высота сечения, равная площади сечения, деленной на половину его периметра, соприкасающегося с атмосферой, см; для элементов прямоугольного сечения, соприкасающихся с атмосферой со всех сторон

$$h_{п} = \frac{bh}{b+h}; \tag{18}$$

$u_{с}$ — средняя относительная равновесная влажность бетона конструкции, равная

$$u_{с} = (1{,}5 + 0{,}0025h_{п})\,\varphi \cdot 10^{-4}; \tag{19}$$

φ — средняя относительная влажность воздуха, принимаемая, согласно СНиП по строительной климатологии и геофизике, для наиболее холодного месяца в районе строительства;

τ — время, сут, от изготовления до наступления расчетного этапа работы конструкции (см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций), на который ведется расчет. Если это время неизвестно, то величина в скобках в формуле (15) принимается равной единице.

4.3. Деформация укорочения ε_{y} оси элемента сборной конструкции фундамента от усадки бетона принимается равной 0,3 величины укорочения, вычисленной по формуле (15) настоящих Рекомендаций при величине значения в скобках, равной 1.

4.4. Температурные деформации ε_{t} оси железобетонной конструкции фундамента, относящейся к 1-й группе, согласно табл. 2 настоящих Рекомендаций, от изменения температуры бетона определяются в зависимости от расчетной зимней температуры бетона по формулам:

до минус 45°С включительно

$$\varepsilon_{t} = (t^{x} + 10)\,\alpha_{бt_{2}} - (t_{0}^{т} + 10)\,\alpha_{бt_{1}}; \tag{20}$$

ниже минус 45°С

$$\varepsilon_{t} = (t^{x} + 45)\,\alpha_{бt_{3}} - 35\alpha_{бt_{2}} - (t_{0}^{т} + 10)\,\alpha_{бt_{1}}, \tag{21}$$

где $t_{0}^{т}$ и t^{x} — определяются по п. 3.2 настоящих Рекомендаций;

$\alpha_{бt_1}$, $\alpha_{бt_2}$, $\alpha_{бt_3}$ — коэффициенты линейной температурной деформации бетона соответственно для температур выше минус 10°С, от минус 10°С до минус 45°С включительно и ниже минус 45°С, принимаемые по табл. 5 настоящих Рекомендаций.

4.5. Величины перемещения верха крайней сваи y_1 и y_2, вызванные деформацией железобетонной фундаментной (обвязочной) балки от воздействия температуры и влажности воздуха, определяются по формулам:

для 1-го этапа работы фундамента (см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций)

$$y_1 = (\Delta t_1^x \alpha_{бt} + 0{,}35\varepsilon_y)\, y_ц k_c; \qquad (22)$$

для 2-го этапа работы

$$y_2 = (\Delta t_2^x\, \alpha_{бt} + 0{,}65\varepsilon_y)\, y_ц k_c. \qquad (23)$$

В формулах (22) и (23):

Δt_1^x и Δt_2^x — расчетные изменения температуры бетона конструкций соответственно для 1-го и 2-го этапов работы фундамента (см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций);

$\alpha_{бt}$ — коэффициент линейной температурной деформации бетона фундаментной (обвязочной) балки, определяемый по п. 5.1 настоящих Рекомендаций;

ε_y — деформация укорочения оси железобетонной фундаментной (обвязочной) балки, определяемая согласно п.п. 4.2 и 4.3 настоящих Рекомендаций;

$y_ц$ — расстояние от центра блока свайного фундамента до рассматриваемой сваи, см;

k_c — коэффициент, учитывающий податливость сопряжений в узлах свайного фундамента, принимаемый равным 1 для монолитных и 0,9 для сварных стыков. Для других типов стыков принимается согласно экспериментальным данным или соответствующему обоснованию.

4.6. Величины перемещения верха крайней сваи y_1 и y_2, вызванные деформациями фундаментной (обвязочной) балки от воздействия температуры при электропрогреве определяются:

а) при электропрогреве бетона летом и весной (1-й этап работы фундамента, см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций) по формуле

$$y_1 = \Delta t_{1э} \alpha_{бt} y_ц. \qquad (24)$$

Величина y_2 определяется по формуле (23);

б) при электропрогреве бетона зимой и осенью (2-й этап работы фундамента, см. п. 5.1 настоящих Рекомендаций) по формуле:

$$y_2 = \Delta t_{2э} \alpha_{бt} y_ц; \qquad (25)$$

$$y_1 = 0.$$

В формулах (24) и (25):

$\Delta t_{1э}$ и $\Delta t_{2э}$ — расчетные изменения температуры бетона при электропрогреве соответственно для 1-го и 2-го этапов

работы фундамента, определяемые согласно п. 3.7 настоящих Рекомендаций;

$\alpha_{бt}$ и $y_ц$ — см. формулу (23).

5. РАСЧЕТ УСИЛИЙ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ И ВЛАЖНОСТИ ВОЗДУХА

5.1. Расчет усилий в свайном железобетонном фундаменте от воздействия температуры и влажности воздуха допускается производить приближенным методом.

Железобетонная свая рассматривается как стойка, заделанная в грунт.

Учитываются два этапа работы свайного фундамента.

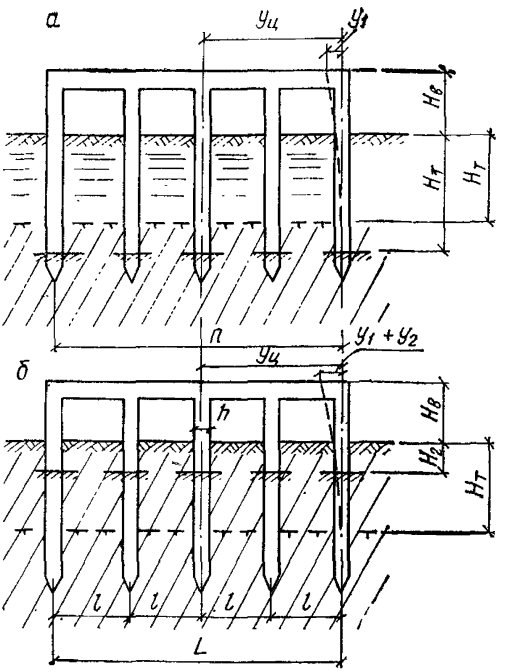


Рис. 1. Расчетные схемы работы свайного фундамента

а — первый этап работы фундаментов, когда сезонно-оттаивающий грунт оттаял на глубину $H_т$; *б* — 2-й этап работы, когда весь грунт замерз

1-й этап. Сезонно-оттаивающий слой грунта глубиной $H_т$ находится в талом состоянии (лето — осень). Свая считается защемленной в грунт на расстоянии H_1 от поверхности грунта (рис. 1, *а*):

$$H_1 = H_т z + (1{,}5 + z)\, h, \qquad (26)$$

но не более $H_1 = \dfrac{75}{\alpha_д}$;

2-й этап. Грунт находится в мерзлом состоянии (зима). Сваи считаются защемленными в грунте около его поверхности (рис. 1, *б*) на расстоянии, равном

$$H_2 = (1{,}5 + z)\, h. \qquad (27)$$

В формулах (26) и (27):

$H_т$ — глубина оттаивания грунта, см, принимаемая по результатам геологических изысканий. Допускается определять в зависимости от вида грунта и района строительства по картам прил. 1—4 настоящих Рекомендаций;

z — коэффициент, учитывающий влияние окружающего грунта на работу свай от горизонтального усилия, вызванного воздействием температуры и влажности воздуха:

$$z = e^{-\alpha_д^3}, \tag{28}$$

где $\alpha_д$ — коэффициент деформации, равный

$$\alpha_д = \sqrt[5]{\frac{10^5 K b_у}{B_п}}, \tag{29}$$

здесь K — коэффициент пропорциональности, кгс/см^2;

$b_у$ — условная ширина сваи, см:

$$b_у = 1{,}5b + 50 \tag{30}$$

(где b — размер стороны сваи в плоскости, перпендикулярной к действию расчетного усилия, см);

$B_п$ — приведенная жесткость железобетонной сваи, определяемая согласно п. 6.14 настоящих Рекомендаций;

h — размер стороны сваи в плоскости действия расчетного усилия, см.

При определении H_1 (1-й этап работы фундамента) значение K принимается по табл. 1 прил. 1 СНиП II-17-77 «Свайные фундаменты».

Значение коэффициента K допускается принимать в зависимости от условного расчетного давления на талый грунт R_0, кгс/см^2:

при $R_0 \leqslant 2$

$$K = 75R_0; \tag{31}$$

при $R_0 > 2$

$$K = 150 + 350\,(R_0 - 2). \tag{32}$$

Условное расчетное давление R_0 на грунт основания, принимается согласно табл. 1, 2 и 4 прил. 4 СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений». Условное расчетное давление на талый грунт допускается принимать по табл. 7 настоящих Рекомендаций.

При определении H_2 (2-й этап работы фундамента) R_0 в формулах (31) и (32) заменяется расчетным давлением на мерзлый грунт R, кгс/см^2, определяемым по табл. 2 и 8 прил. 6 СНиП II-18-76 в зависимости от температуры грунта на расстоянии H_2 от поверхности грунта методом последовательных приближений. Допускается R определять в зависимости от температуры грунта на расстоянии 0,5 м от его поверхности. Условное расчетное давление на мерзлый грунт рекомендуется принимать по табл. 7 настоящих Рекомендаций.

Таблица 7

Грунт	Условное расчетное давление на талый грунт R_0, кгс/см²	Расчетное давление на мерзлый грунт R, кгс/см², при минус 10 °С и льдистости менее 0,2
Галечниковый (щебенистый) с песчаным заполнителем	4	33
Пески:		
крупные	3	33
средней крупности	2,5	33
мелкие влажные	2	28,5
пылеватые влажные	1,5	28,5
Супеси:		
легкие	1,5	20
пылеватые	1	20
Суглинки:		
тяжелые	1,2	15
пылеватые	0,8	15
Торф:		
пушицевый	0,3	6,7
моховой	0,1	6,7

При температуре грунта ниже минус 10°С условное расчетное давление на мерзлый грунт R принимается равным такому же значению, как и при температуре минус 10°С. При расчетном давлении мерзлого грунта более 15 кгс/см² допускается принимать $z=0$.

Коэффициент $\alpha_д$ можно определять по графику рис. 2 в зависимости от величины $\Upsilon = \frac{Kb_y}{B_п} 10^{10}$.

5.2. Изгибающий момент M_c в месте заделки сваи в грунт на расстоянии H_2 от его поверхности от совместного воздействия внешней нагрузки, собственного веса, температуры и влажности воздуха при расчете на первое замораживание грунта определяется по формуле

$$M_c = (M_1 + M_2)\, n_x + M, \qquad (33)$$

где M_1 и M_2 — изгибающие моменты от воздействия температуры и влажности воздуха соответственно для 1-го и 2-го этапов работы свайного фундамента, определяемые пп. 5.3 и 5.4 настоящих Рекомендаций, тс·м;

n_x — коэффициент охлаждения, принимаемый по п. 1.7 настоящих Рекомендаций;

M — момент от внешней нагрузки и собственного веса, тс·м.

5.3. При шарнирном сопряжении свай с фундаментной (обвязочной) балкой (рис. 3) от воздействия температуры и влажности воздуха:

а) величина изгибающего момента в заделке сваи на расчетной глубине H_2 от поверхности грунта определяется по формулам:

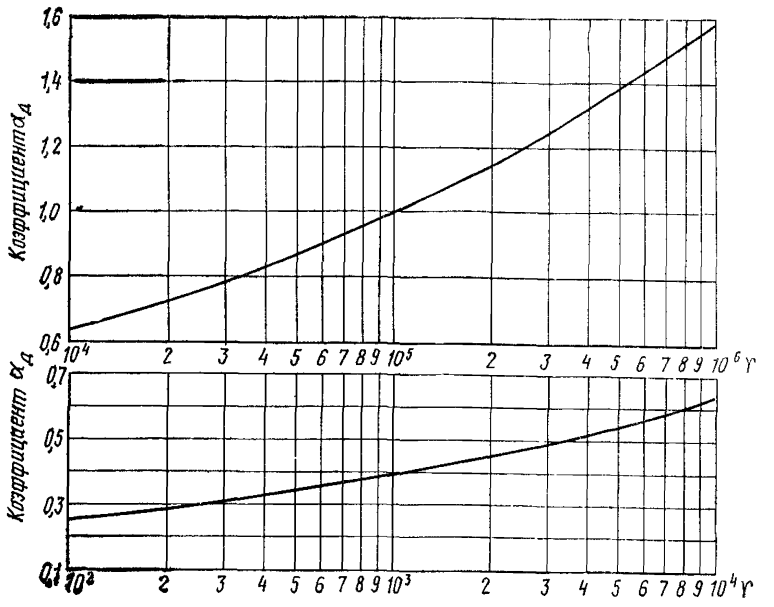


Рис. 2. Зависимость коэффициента $\alpha_д$ от величины $\Upsilon = \frac{Kb_y}{B_п} 10^{10}$

для 1-го этапа работы фундамента

$$M_1 = \frac{3y_1 B_п (H_2 + H_в)}{(H_1 + H_в)^3}; \qquad (34)$$

для 2-го этапа работы фундамента

$$M_2 = \frac{3y_2 B_п}{(H_2 + H_в)^2}; \qquad (35)$$

б) величина горизонтального усилия в фундаментной (обвязочной) балке определяется

$$N_г = 0{,}5n \frac{M_1 + M_2}{H_2 + H_в}. \qquad (36)$$

В формулах (34) — (36):

y_1 и y_2 — горизонтальные перемещения верха свай, определяются по п. 4.5 настоящих Рекомендаций;

$B_п$ — приведенная жесткость сечения свай, определяется по п. 6.14 настоящих Рекомендаций;

H_1, H_2 и $H_в$ — см. рис. 3;

n — количество пролетов в свайном фундаменте между температурными швами.

5.4. При жесткой заделке свай в фундаментную (обвязочную) балку определение усилий в рамной конструкции свайного фундамента от воздействия температуры и влажности воздуха следует

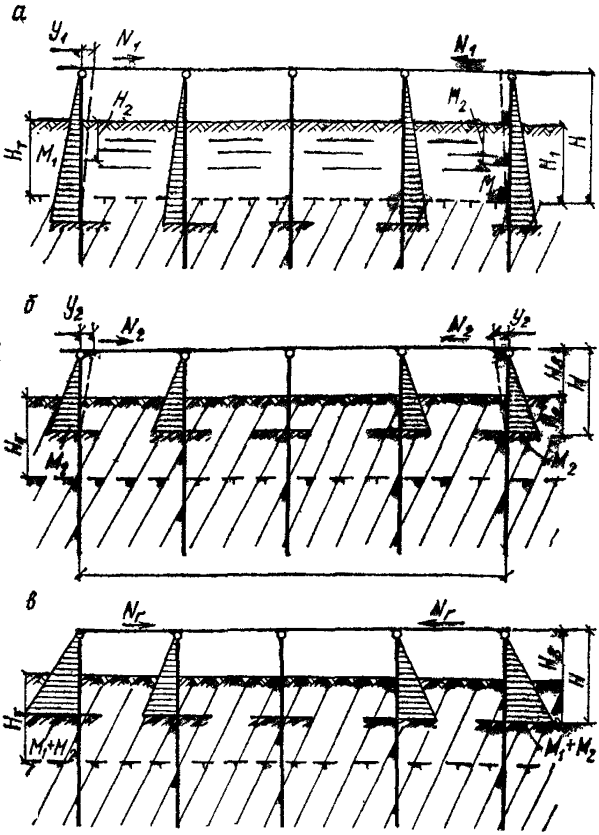


Рис. 3. Эпюры моментов в свайном фундаменте с шарнирной заделкой свай в фундаментную (обвязочную) балку от воздействия температуры и влажности

а — 1-й этап работы фундамента, когда оттаял сезонно-оттаивающий грунт на глубину $H_т$; *б* — 2-й этап работы, когда весь грунт замерз; *в* — суммарная эпюра моментов

производить методами строительной механики, принимая жесткости сечений согласно п. 6.14 настоящих Рекомендаций, а расчетную высоту сваи H принимать равной: для 1-го этапа работы фундамента $H_в+H_1$ и для 2-го этапа работы фундамента $H_в+H_2$.

Величина усилия определяется суммированием усилий, полученных для 1-го и 2-го этапов работы. Максимальный изгибающий момент, как правило, возникает в заделке крайней сваи на расстоянии H_2 от поверхности грунта (рис. 4) или в местах заделки верха свай в фундаментную балку.

Эпюры изгибающих моментов M, продольных сил N и поперечных сил Q для некоторых свайных фундаментов с жесткой заделкой свай в фундаментную (обвязочную) балку приведены в прил. 5 настоящих Рекомендаций. В этом приложении даны расчетные формулы для определения усилий в зависимости от коэффициентов K и θ, которые вычисляются по формулам:

$$K = \frac{B_{п.б}H}{B_п l}; \qquad (37)$$

$$\theta = \frac{6yB_{п.б}}{HL}, \qquad (38)$$

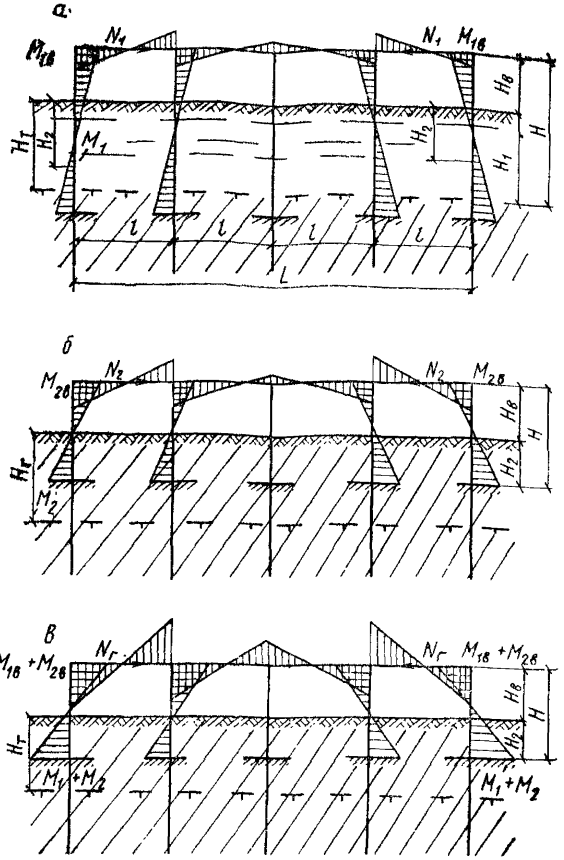


Рис. 4. Эпюры моментов в свайном фундаменте с жесткой заделкой свай в фундаментную (обвязочную) балку от воздействия низкой температуры и влажности

а, б и *в* — то же, что и на рис. 3

где $B_{п.б}$ и $B_п$ — приведенная жесткость фундаментной (обвязочной) балки и сваи, определяется по п. 6.14 настоящих Рекомендаций;

H — расчетная высота сваи, см, для 1-го или 2-го этапа работы фундамента (см. рис. 4);

l — расстояние между сваями, см;

y — горизонтальное перемещение верха сваи для 1-го или 2-го этапа работы фундамента (см. рис. 2), определяется по п. 4.5 настоящих Рекомендаций;

L — длина температурного блока (расстояние между температурными швами), см.

От воздействия температуры и влажности воздуха в местах заделки сваи в фундаментную (обвязочную) балку изгибающий момент допускается определять по формуле

$$M_в = (M_{1в} + M_{2в})\, n_x + M. \qquad (39)$$

Величина изгибающего момента $M_{1в}$ в крайних сваях и в фундаментной (обвязочной) балке в местах жесткой заделки свай в балку определяется по формулам:

для 1-го этапа работы фундамента

$$M_{1в} = \frac{a_1 y_1 B_п}{(H_в + H_1)^2}, \tag{40}$$

где

$$a_1 = 3 + 0{,}545k_1, \quad \text{но не более 6;} \tag{41}$$

$$k_1 = \frac{B_{п.б}(H_в + H_1)}{B_п l}; \tag{42}$$

для 2-го этапа работы фундамента

$$M_{2в} = \frac{a_2 y_2 B_п}{(H_в + H_2)^2}, \tag{43}$$

где

$$a_2 = 3 + 0{,}545k_2, \quad \text{но не более 6;} \tag{44}$$

$$k_2 = \frac{B_{п.б}(H_в + H_2)}{B_п l} \tag{45}$$

Допускается величину изгибающего момента M_c в свае на глубине H_2 от поверхности грунта определять по формуле (33), в которой значения M_1 и M_2 вычисляются по формулам:

для 1-го этапа работы фундамента

$$M_1 = \frac{M_н + M_{1в}}{H_в + H_1}(H_в + H_2) - M_{1в}; \tag{46}$$

где

$$M_н = \frac{b_1 y_1 B_п}{(H_в + H_1)^2}; \tag{47}$$

$$b_1 = 4 + 0{,}57k_1, \quad \text{но не более 6;} \tag{48}$$

для 2-го этапа работы фундамента

$$M_2 = \frac{b_2 y_2 B_п}{(H_2 + H_в)^2}, \tag{49}$$

где

$$b_2 = 4 + 0{,}57k_2, \quad \text{но не более 6;} \tag{50}$$

Горизонтальная продольная сила в фундаментной (обвязочной) балке определяется по формуле

$$N_г = N_1 + N_2, \tag{51}$$

где N_1 и N_2 — горизонтальные продольные силы в фундаментной балке соответственно для 1-го и 2-го этапов работы фундамента, которые определяются по формулам:

$$N_1 = 0{,}5n \frac{c_1 y_1 B_п}{(H_в + H_1)^3}; \tag{52}$$

$$N_2 = 0{,}5n \frac{c_2 y_2 B_п}{(H_в + H_2)^3}; \tag{53}$$

$$c_1 = 5 + 0{,}834k_1; \quad (54)$$

$$c_2 = 5 + 0{,}834k_2, \quad (55)$$

но не более 7,5;

n — количество пролетов в блоке фундамента между температурными швами;

k_1 и k_2 — коэффициенты, определяемые по формулам (42) и (45).

5.5. Длина температурного блока фундамента L (расстояние между температурными швами) устанавливается расчетом по первой расчетной стадии работы (см. п. 1.5 настоящих Рекомендаций) и определяется из условия

$$M \geqslant M_c, \quad (56)$$

где M — изгибающий момент, который могут воспринять крайние сваи фундамента по формуле (57) при заданной вертикальной нагрузке и расчетной зимней температуре мерзлого грунта на глубине 0,5 м от его поверхности (см. п. 3.5 настоящих Рекомендаций);

M_c — наибольший изгибающий момент, возникающий в крайних сваях от воздействия внешней нагрузки, собственного веса, температуры и влажности воздуха, определяемый по формуле (33) настоящих Рекомендаций.

Если для заданных размеров свайного фундамента $M > M_c$, то длина блока фундамента может быть увеличена; если $M < M_c$, то длину блока уменьшают на один пролет между сваями.

6. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет по прочности

6.1. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при воздействии температуры и влажности воздуха, производится по пп. 3.10—3.21 и 3.24—3.28 главы СНиП II-21-75.

Расчетное сопротивление бетона $R_{пр}$ дополнительно умножается на коэффициенты условий работы бетона $m_{б.м}$ или $m_{б.з}$, определяемые соответственно по формулам (2) и (3) настоящих Рекомендаций.

6.2. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, при воздействии температуры и влажности воздуха производится по пп. 3.30—3.37, 3.39 и 3.40 главы СНиП II-21-75.

Расчетное сопротивление бетона $R_р$ дополнительно умножается на коэффициенты условий работы $m_{р.м}$ и $m_{р.з}$, определяемые по п. 2.3 настоящих Рекомендаций.

6.3. Прочность внецентренно-сжатой железобетонной сваи прямоугольного сечения с симметричной арматурой проверяется из условия:

$$M = R_{пр}bx\,(h_0 - 0{,}5x) + (R_a F_a - 0{,}5N)\,(h_0 - a'). \quad (57)$$

При $x \leqslant \xi_R h_0$ — высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = \frac{N}{R_{пр}b}; \quad (58)$$

при $x < \xi_R h_0$ — по формуле

$$x = \frac{N + (\sigma_a - R_{a.c})\, F_c}{R_{пр t} b}, \qquad (59)$$

В формулах (57) — (59):

M — изгибающий момент, воспринимаемый сваей, кгс·см;

N — продольная сила на сваю, кгс;

$R_{пр}$, ξ_R, R_a, $R_{a.c}$ и σ_a — определяются по главе СНиП II-21-75.

$$R_{пр t} = R_{пр} m_{б.м}, \text{ или } R_{пр t} = R_{пр} m_{бз}.$$

Коэффициенты условий работы $m_{б.м}$ или $m_{б.з}$ определяются по формулам (2) и (3) настоящих Рекомендаций в зависимости от расчетной зимней температуры бетона сваи в сечении, в котором определяется прочность. Расчетная зимняя температура бетона сваи принимается согласно п. 1.3 настоящих Рекомендаций.

6.4. Расчет прочности железобетонных ростверков под колонны свайных фундаментов, сооружаемых на вечномерзлых грунтах, производится согласно «Рекомендациям по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий», причем расчетное сопротивление бетона сжатию $R_{пр}$ дополнительно умножается на коэффициент условий работы $m_{б.з}$, определяемый по формуле (3) настоящих Рекомендаций, а расчетное сопротивление бетона растяжению R_p дополнительно умножается на коэффициент условий работы бетона $m_{р.з}$, принимаемый согласно п. 2.3 настоящих Рекомендаций.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

6.5. Для изгибаемых, внецентренно-растянутых и внецентренно-сжатых железобетонных элементов, подвергающихся воздействию температуры и влажности воздуха, усилия, воспринимаемые сечениями, нормальными к продольной оси, при образовании трещин определяются исходя из п. 4.2 главы СНиП II-21-75. При этом расчетное сопротивление бетона R_{pII} дополнительно умножается на коэффициент условий работы бетона $m_{р.м}$ или $m_{р.з}$ а модуль упругости бетона $E_б$ — на коэффициент $\beta_{б.м}$ или $\beta_{б.з}$, принимаемые согласно пп. 2.3 и 2.4 настоящих Рекомендаций.

6.6. Расчет изгибаемых внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых элементов по образованию трещин производится из условия, что момент внешних сил от совместного воздействия внешней нагрузки, собственного веса, температуры и влажности воздуха, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой определяется, меньше или равен моменту, воспринимаемому сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин, который определяется по формуле

$$M_т = R_{pII t} W_т \pm N r_y, \qquad (60)$$

где

$$R_{pII t} = R_{pII} m_{р.м}, \text{ или } R_{pII t} = R_{pII} m_{р.з};$$

r_y — определяется исходя из п. 4.5 главы СНиП II-21-75, величина n определяется по формуле (66) настоящих Рекомендаций;

$m_{р.м}$ и $m_{р.з}$ — коэффициенты условий работы бетона, принимаемые по п. 2.3 настоящих Рекомендаций;

N — см. формулу (59);

$W_т$ — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций бетона, определяется по формуле

$$W_т = [0{,}292 + 0{,}75\,(\gamma_1 + 2\mu_1 n) + 0{,}075\,(\gamma_1' + 2\mu_1' n)]\,bh^2, \quad (61)$$

где

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh}; \quad (62)$$

$$\gamma_1' = \frac{2\,(b_п - b)\,h_п'}{bh}; \quad (63)$$

$$\mu_1 = \frac{F_a}{bh}; \quad (64)$$

$$\mu_1' = \frac{F_a'}{bh}; \quad (65)$$

$$n = \frac{E_a}{E_{бt}}. \quad (66)$$

В формуле (66) $E_{бt} = E_б \beta_{б.м}$, или $E_{бt} = E_б \beta_{б.з}$. Модуль упругости бетона $E_б$ принимается по главе СНиП II-21-75. Коэффициенты $\beta_{б.м}$ и $\beta_{б.з}$ определяются по формулам (4) и (5) настоящих Рекомендаций.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

6.7 Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, $a_т$, мм, определяется по формуле (138) главы СНиП II-21-75.

При расчете ширины кратковременного раскрытия трещин напряжения в арматуре определяются от совместного действия внешней нагрузки, собственного веса, температуры и влажности воздуха, при этом коэффициент $c_д$ принимается равным 1,25.

При расчете ширины длительного раскрытия трещин напряжение в арматуре определяется только от действия постоянных и длительных нагрузок при $c_д = 1{,}5$.

Расчет жесткости элементов

6.8. Жесткость элементов железобетонной конструкции фундамента, необходимая для определения усилий от воздействия температуры и влажности воздуха, вычисляется в соответствии с указаниями пп. 6.9—6.14 настоящих Рекомендаций.

6.9. Величина жесткости изгибаемых, внецентренно-растянутых и внецентренно-сжатых элементов для участков элемента, где не образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, определяется по формуле

$$B_1 = \frac{0{,}85E_{бt}I_п}{c}, \qquad (67)$$

где $E_{бt}$ — см. формулу (66);

$I_п$ — момент инерции приведенного прямоугольного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяется по формуле

$$I_п = \frac{bh^3}{12} + 2F_a n\,(0{,}5h - a)^2 \qquad (68)$$

n — коэффициент приведения арматуры к бетону, принимается по формуле (66) настоящих Рекомендаций);

c — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на жесткость элемента без трещин, принимается равным 1,5.

6.10. Величина жесткости для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси элемента, определяется по формулам:

для изгибаемых элементов

$$B = \frac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_a}{E_a F_a} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_{бt} \nu}}; \qquad (69)$$

для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых при $e_0 \geqslant 0{,}8h_0$ и продольной силе, приложенной в центре тяжести сечения элемента

$$B = \frac{h_0 e_0 z_1}{\dfrac{\psi_a}{E_a F_a}(e \mp z_1) + \dfrac{e\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_{бt} \nu}}. \qquad (70)$$

Примечание. В формуле (70) знак «минус» перед z_1 принимается при внецентренном сжатии, а знак «плюс — при внецентренном растяжении.

Эксцентрицитет силы N относительно центра тяжести площади сечения арматуры A определяется по формуле

$$e_0 = \left| \frac{M}{N} \right|. \qquad (71)$$

Величины $\xi = \dfrac{x}{h_0}$ и γ' определяются соответственно по формулам (159) и (162) главы СНиП II-21-75. При вычислении величин ξ и γ' коэффициент n принимается по формуле (66) настоящих Рекомендаций;

$\psi_б$ — коэффициент, принимаемый равным 0,9;

ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, принимаемый равным 0,3;

$$E_{бt} = E_б \beta_{б.м}$$

коэффициент $\beta_{б.м}$ определяется по формуле (4) настоящих Рекомендаций.

При вычислении L по формуле (160) СНиП II-21-75, необходимой для определения ξ, расчетное сопротивление бетона для второй группы предельных состояний $R_{пр II}$ дополнительно умножается на коэффициент условий работы $m_{б.м}$, который определяется по формуле (2) настоящих Рекомендаций.

6.11. Значение коэффициента ψ_a определяется по формуле (165) главы СНиП II-21-75. При вычислении коэффициента m, необходимого для определения ψ_a, расчетное сопротивление бетона $R_{р II}$ дополнительно умножается на коэффициент условий работы $m_{р.м}$, который принимается согласно п. 2.3 настоящих Рекомендаций.

Допускается коэффициент ψ_a определять по приближенной формуле

$$\psi_a = 1{,}25 - s\frac{M_т}{M}, \qquad (72)$$

где s — коэффициент, учитывающий вид арматуры: для стержневой арматуры периодического профиля — 0,95;
для стержневой гладкой и проволочной арматуры — 0,9;
$M_т$ — вычисляется по формуле (60) настоящих Рекомендаций.

6.12. Жесткость изгибаемых элементов постоянного сечения на участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины в растянутой зоне, допускается определять приближенным методом по формуле

$$B = \frac{k_1 M E_a h_0^2 F_a}{M - k_2 b h^2 R_{р II t}}. \qquad (73)$$

6.13. Жесткость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения на участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины в растянутой зоне, с процентом армирования $\mu \geqslant 0{,}7$ и $e_0 \geqslant 0{,}5h$ допускается определять приближенным методом по формуле

$$B = \frac{k_1 M E_a h_0^2 F_a}{M - k_2 b h^2 R_{р II t} - k_3 N r_y}. \qquad (74)$$

В формулах (73) и (74):

k_1, k_2 и k_3 — коэффициенты, определяемые по табл. 8 настоящих Рекомендаций в зависимости от величины μn;

$R_{р II t}$ — см. формулу (60);

M — расчетный изгибающий момент в наиболее напряженном сечении при достижении арматурой и бетоном расчетных сопротивлений, определяемый по п. 6.3 настоящих Рекомендаций.

6.14. В железобетонных элементах с трещинами в растянутой зоне допускается принимать постоянную приведенную жесткость по всей его длине, равной

$$B_п = B + (B_1 - B)\, k_м, \qquad (75)$$

где $k_м$ — коэффициент приведения, равный:

$$k_м = e^{\frac{M_т - M}{1{,}25 M_т}}; \qquad (76)$$

Таблица 8

$\mu n = \frac{F_a E_a}{b h_0 E_{6t}}$	Значения коэффициентов		
	k_1	k_2	k_3
0,02	0,63	0,133	1,72
0,03	0,6	0,127	1,68
0,05	0,53	0,115	1,6
0,07	0,5	0,105	1,45
0,1	0,45	0,09	1,38
0,15	0,43	0,08	1,34
0,2	0,42	0,07	1,29
0,25	0,41	0,06	1,24

Примечание. Для промежуточных значений μn коэффициенты k_1, k_2 и k_3 определяются по интерполяции.

при $M > 2{,}5\ M_т$ допускается принимать $k_м = 0$;

$M_т$ — определяется по п. 6.6 настоящих Рекомендаций;

B — жесткость сечения элемента с трещинами в растянутой зоне в месте действия наибольшего изгибающего момента M, определяемая по пп. 6.10, 6.12 и 6.13 настоящих Рекомендаций;

B_1 — жесткость сечения элемента без трещин, определяемая по п. 6.9 настоящих Рекомендаций.

7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1. Требуется определить усилия в наиболее напряженных сечениях в железобетонных крайних сваях температурного блока от воздействия температуры и влажности воздуха в процессе строительства здания.

Длина температурного блока здания $L = 24$ м (рис. 5). Сваи сечением 30×30 см из бетона марки М 300, Мрз 300, В-6. Армирование свай — из стали класса А-III, $F_a = F_a' = 9{,}42$ см² (3Ø Ø20AIII); защитные слои рабочей арматуры свай $a = a' = 4$ см.

Вертикальная расчетная нагрузка на сваю $N = 60$ тс. Ростверк монолитный в виде фундаментной (обвязочной) балки сечением 50×50 см. Сопряжение свай с ростверком шарнирное.

Расстояние от поверхности грунта до нижней грани ростверка $H_в = 1{,}2$ м.

Место строительства — г. Якутск.

Грунт в месте строительства — суглинок тяжелый. Согласно табл. 7 условное расчетное давление на талый грунт $R_0 = 1{,}2$ кгс/см², на мерзлый грунт при $t_{гр} < -10°C$ $R = 15$ кгс/см². Глубина сезонного протаивания глинистых грунтов для г. Якутска принимается равной $H_т = 2{,}1$ м (см. рис. 3).

Согласно табл. 1 СНиП по строительной климатологии и геофизике, средняя температура наиболее холодной пятидневки в г. Якутске равняется минус 55°С. Средняя относительная влажность воздуха в наиболее холодный месяц (январь), по табл. 4

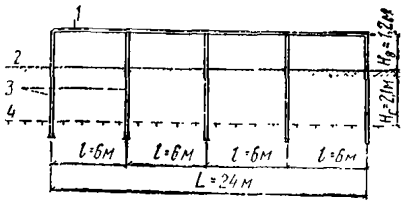


Рис. 5. Схема свайного фундамента

1 — фундаментная (обвязочная) балка; *2* — уровень земли; *3* — сваи; *4* — уровень сезонно-оттаивающего грунта

СНиП по строительной климатологии и геофизике, равна $\varphi = 73\%$.

Расчетное изменение температуры для г. Якутска, согласно табл. 6 настоящих Рекомендаций, принимается равным $\Delta t = 75°C$.

Определяем температуру сваи в плоскости действия наибольшего изгибающего момента (на глубине H_2 от поверхности земли, см. рис. 1) по формуле (13).

Предварительно по табл. А п. 2.5 СНиП по строительной климатологии и геофизике определяем величину $T = -5{,}6°C$ и по табл. 7 настоящих Рекомендаций находим величину $\delta = 20°C$:

$$t_{0,5} = 0{,}8\,(t_{\text{н.х.п}} - T) - 5°\,C + \delta = 0{,}8\,[-55 - (-5{,}6)] - $$

$$- 5 + 20 = -24{,}5\,°C.$$

Расчетные сопротивления бетона марки М 300 сваи определяем по табл. 11 и 13 СНиП II-21-75:

$$R_{\text{пр}} = 135\ \text{кгс/см}^2;\quad R_{\text{пр II}} = 170\ \text{кгс/см}^2;\quad R_{\text{р II}} = 15\ \text{кгс/см}^2.$$

Начальный модуль упругости бетона сваи, подвергнутой тепловой обработке, по табл. 18 СНиП II-21-75, $E_б = 260\,000\ \text{кгс/см}^2$.

Определяем расчетное сопротивление бетона при сжатии в сечении сваи наибольшего изгибающего момента (на глубине H_2 от поверхности земли) для первоначального воздействия расчетной температуры $t_б = -24{,}5°C$.

Коэффициент условий работы бетона при сжатии $m_{б.м}$ при расчете на первое замораживание определяется по формуле (2):

$$m_{б.м} = 1 + (a_м - 1)\,\frac{t_б}{60} = 1 + (1{,}9 - 1)\,\frac{24{,}5}{60} = 1{,}37.$$

Расчетные сопротивления бетона при сжатии будут равны:

$$R_{\text{пр}t} = m_{б.м} R_{\text{пр}} = 1{,}37 \cdot 135 = 185\ \text{кгс/см}^2;$$

$$R_{\text{пр}t\,\text{II}} = m_{б.м} R_{\text{пр II}} = 1{,}37 \cdot 170 = 233\ \text{кгс/см}^2.$$

Нормативное сопротивление бетона растяжению и модуль упругости бетона сваи над поверхностью грунта для первоначального воздействия температуры (при действии расчетной зимней температуры, равной $t_б = -55°C$) определяется по формулам:

$$m_{р.м} = 1{,}1 m_{б.м} = 1{,}1\left[1 + (a_м - 1)\,\frac{t_б}{60}\right] =$$

$$= 1{,}1\left[1 + (1{,}9 - 1)\,\frac{55}{60}\right] = 2;$$

$$R_{\text{р}t\,\text{II}} = m_{р.м} R_{\text{р II}} = 2 \cdot 15 = 30\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\beta_{б.м} = 1 + (b_м - 1)\frac{t_б}{60} = 1 + (1{,}7 - 1)\frac{55}{60} = 1{,}64;$$

$$E_{бt} = E_б\beta_{б.м} = 260\,000 \cdot 1{,}64 = 426\,000 \text{ кгс/см}^2.$$

Значения коэффициентов $a_м$ и $b_м$ определялись по табл. 3 в зависимости от марки бетона по морозостойкости Мрз 300 и условий работы сваи по I группе конструкций.

Коэффициент линейной температурной деформации бетона принимаем $\alpha_{бt} = 10^{-5}$ град$^{-1}$.

Определяем величину относительной деформации бетона от усадки в фундаментной (обвязочной) балке согласно пп. 4.2 и 4.5. Для этого по формуле (18) определяем приведенную высоту элемента:

$$h_п = \frac{bh}{b+h} = \frac{50 \cdot 50}{50 + 50} = 25 \text{ см},$$

а по формуле (17) — относительную критическую влажность бетона:

$$u_{кр} = \left(180 + \frac{160 \text{ см}}{h_п}\right)10^{-4} = \left(180 + \frac{160}{25}\right)10^{-4} = 186{,}4 \cdot 10^{-4}.$$

Среднюю относительную равновесную влажность определяем по формуле (19):

$$u_с = \left(1{,}5 + 0{,}0025h_п \frac{1}{\text{см}}\right)\varphi \cdot 10^{-4} = (1{,}5 + 0{,}0025 \cdot 25)\,73 \times$$

$$\times 10^{-4} = 114 \cdot 10^{-4}.$$

Расчетное изменение относительной влажности бетона находим по формуле (16):

$$\Delta u = u_{кр} - u_с = (186{,}4 - 114)\,10^{-4} = 72{,}4 \cdot 10^{-4}.$$

Фундаментная (обвязочная) балка выполнена из тяжелого бетона естественного твердения, поэтому коэффициент усадки принимаем равным $\beta = 0{,}03$. Жесткость бетонной смеси 15—35 с, поэтому $k_п = 1$.

Величину укорочения оси элемента от усадки бетона балки определяем по формуле

$$\varepsilon_y = k_п\beta\Delta u = 1 \cdot 0{,}03 \cdot 72{,}4 \cdot 10^{-4} \cong 217 \cdot 10^{-6}.$$

Определяем перемещения верха крайних свай от воздействия температуры и влажности воздуха:

для 1-го этапа работы фундамента (лето — осень) перемещения определяются по формуле (22):

$$y_1 = (\Delta t_1^x\alpha_{бt} + 0{,}35\varepsilon_y)\frac{L}{2} = (0{,}35 \cdot 75 \cdot 10 +$$

$$+ 0{,}35 \cdot 217)\,10^{-6}\frac{2400}{2} = 0{,}4 \text{ см};$$

для 2-го этапа работы фундамента (зима — весна) перемещения определяются по формуле (23):

$$y_2 = (\Delta t_2^x \alpha_{бt} + 0{,}65\varepsilon_y)\frac{L}{2} = (0{,}65 \cdot 75 \cdot 10 +$$

$$+ 0{,}65 \cdot 217)\ 10^{-6}\frac{2400}{2} = 0{,}75 \text{ см}.$$

Величины Δt_1^x и Δt_2^x определялись по формулам (11) и (12).

Определяем величину изгибающего момента в сечении свай на глубине H_2 от поверхности грунта, который может воспринять свая при первом замораживании до $t_{0,5}$=—24,5°С и воздействия вертикальной нагрузки N=60 тс.

Высота сжатой зоны сечения по формуле (58) равна

$$x = \frac{N}{R_{пр}tb} = \frac{60\,000}{185 \cdot 30} = 10{,}8 \text{ см}.$$

В нашем случае величина изгибающего момента определяется по формуле (57):

$$M = R_{пр}tbx\ (h_0 - 0{,}5x) + (R_a F_a - 0{,}5N)(h_0 - a') =$$

$$= 185 \cdot 30 \cdot 10{,}8\ (26 - 0{,}5 \cdot 10{,}8) + (3600 \cdot 9{,}42 - 0{,}5 \cdot 60\,000)(26 - 4) =$$

$$= 1\,320\,800 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 13{,}208 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Определяем жесткости сечений свай, для чего вычисляем величины:

$$n = \frac{F_a}{E_{бt}} = \frac{2\,000\,000}{426\,000} = 4{,}7;$$

$$\mu = \frac{F_a \cdot 100}{bh_0} = \frac{9{,}42 \cdot 100}{30 \cdot 26} = 1{,}2\%;$$

$$\mu n = 0{,}012 \cdot 4{,}7 = 0{,}0564;$$

$$F_n = hb + 2F_a n = 30 \cdot 30 + 2 \cdot 9{,}42 \cdot 4{,}7 = 988 \text{ см}^2;$$

$$I_n = \frac{bh^3}{12} + 2F_a n\ (0{,}5h - a)^2 = \frac{30 \cdot 30^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 9{,}42 \cdot 4{,}7\ (0{,}5 \cdot 30 - 4)^2 = 78\,210 \text{ см}^4;$$

$$r_y = 0{,}8\frac{2I_п}{F_п n} = 0{,}8\frac{2 \cdot 78\,210}{988 \cdot 30} = 4{,}2 \text{ см};$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1\,320\,800}{60\,000} = 22 > 0{,}5h = 15 \text{ см}.$$

Определяем жесткость сечений свай с трещинами в растянутой зоне.

Поскольку в нашем случае $\mu > 0{,}7\%$ и $e_0 > 0{,}5h$, согласно п. 6.13, жесткость сечений свай с трещинами определяем по формуле (74):

$$B = \frac{k_1 M E_a h_0^2 F_a}{M - k_2 bh^2 R_{пlt} - k_3 N r_y} =$$

$$= \frac{0{,}51 \cdot 1\,320\,800 \cdot 2\,000\,000 \cdot 26^2 \cdot 9{,}42}{1\,320\,800 - 0{,}11 \cdot 30 \cdot 30^2 \cdot 30 - 0{,}55 \cdot 60000 \cdot 4{,}2} \cong$$

$$\cong 8{,}09 \cdot 10^9 \text{ см}^2 \cdot \text{кгс}.$$

Коэффициенты k_1, k_2, k_3, входящие в формулу (74), определены в зависимости от $\mu n = 0{,}0564$ по табл. 8:

$$k_1 = 0{,}51; \quad k_2 = 0{,}11; \quad k_3 = 0{,}55.$$

Жесткость сечений свай без трещин вычисляем по формуле (67):

$$B_1 = \frac{0{,}85 I_{\text{п}} E_{\text{б}t}}{c} = \frac{0{,}85 \cdot 78\,210 \cdot 426\,000}{1{,}5} = 18{,}88 \cdot 10^9 \text{ см}^2 \cdot \text{кгс}.$$

Для определения приведенной жесткости сваи $B_{\text{п}}$ вычисляем момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани $W_{\text{т}}$ и момент появления трещин $M_{\text{т}}$:

$$W_{\text{т}} = (0{,}292 + 1{,}65\mu_1 n)\, bh^2 = \left(0{,}292 + 1{,}65 \frac{9{,}42}{30 \cdot 30} 4{,}7\right) \times$$

$$\times 30 \cdot 30^2 = 10\,074 \text{ см}^3;$$

$$M_{\text{т}} = R_{\text{р }IIt} W_{\text{т}} + N r_{\text{у}} = 30 \cdot 10\,074 + 60\,000 \cdot 4{,}2 = 554\,200 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Коэффициент приведения $k_{\text{м}}$ определяется по формуле (76):

$$k_{\text{м}} = e^{\frac{M_{\text{т}} - M}{1{,}25 M_{\text{т}}}} = e^{\frac{5{,}542 - 13{,}208}{1{,}25 \cdot 5{,}542}} = e^{-1{,}106} \cong 0{,}33.$$

Приведенная жесткость сечений сваи определяется по формуле (75):

$$B_{\text{п}} = B + (B_1 - B)\, k_{\text{м}} = 8{,}09 \cdot 10^9 + (18{,}88 \cdot 10^9 - 8{,}08 \cdot 10^9) 0{,}33 =$$

$$= 11{,}65 \cdot 10^9 \text{ см}^2 \cdot \text{кгс}.$$

Определяем коэффициенты z, учитывающие влияние окружающего грунта на деформацию свай от горизонтального усилия, вызванного воздействием температуры и влажности воздуха согласно п. 5.1.

Для этого определяем коэффициенты пропорциональности k и деформации $\alpha_{\text{д}}$.

Для 1-го этапа работы фундамента

$$K = 75 R_0 = 75 \cdot 1{,}2 = 90.$$

Величина R_0 (условное расчетное давление на талый грунт) принята по табл. 7:

$$\alpha_{\text{д}} = \sqrt[5]{\frac{10^5 K b_{\text{у}}}{B_{\text{п}}}} = \sqrt[5]{\frac{10^5 \cdot 90 \cdot 95}{11{,}65 \cdot 10^9}} = \sqrt[5]{0{,}074} = 0{,}594.$$

Величина $b_{\text{у}}$ — условная ширина сваи принималась, согласно п. 5.1, по формуле (30) равной

$$b_{\text{у}} = 1{,}5h + 50 = 1{,}5 \cdot 30 + 50 = 95 \text{ см}.$$

Величина коэффициента z_1 будет равна

$$z_1 = e^{-\alpha_д^3} = e^{-0,594^3} = e^{-0,21} = 0,81.$$

Определяем глубину H_1 (см. рис. 1, *а*) от поверхности грунта до заделки сваи на 1-м этапе работы свай [см. формулу (26)]:

$$H_1 = H_т z_1 + (1,5 + z_1)\, h = 210 \cdot 0,81 + (1,5 + 0,81)\, 30 = 239 \text{ см},$$

но не более $H_1 = \dfrac{75}{\alpha_д} = \dfrac{75}{0,594} = 126$ см.

Принимаем $H_1 = 126$ см.

Для 2-го этапа работы фундамента.

Величину K определяем по формуле (32):

$$K_2 = 150 + 350\,(R_0 - 2) = 150 + 350\,(15 - 2) = 4700;$$

$$\alpha_д = \sqrt[5]{\frac{10^5 K_2 b_y}{B_п}} = \sqrt[5]{\frac{10^5 \cdot 4700 \cdot 95}{11,65 \cdot 10^9}} = \sqrt[5]{3,83} = 1,31;$$

$$z_2 = e^{-1,31^3} = e^{-2,24} = 0,106;$$

$$H_2 = (1,5 + z_2)\, h = (1,5 + 0,106)\, 30 = 48 \text{ см}.$$

Определяем величины горизонтальных сил N, возникающих в оголовках свай от перемещения верха свай от воздействия температуры и влажности и величин изгибающих моментов M в месте заделки сваи при замерзании сезонно-оттаивающего грунта на расстоянии H_2 от поверхности грунта (рис. 6):

1-й этап работы фундамента:

$$N_1 = \frac{3 B_п y_1}{(H_в + H_1)^3} = \frac{3 \cdot 11,65 \cdot 10^2 \cdot 0,004}{(1,2 + 1,26)^3} = 0,94 \text{ тс};$$

$$M_1 = N_1\,(H_в + H_2) = 0,94\,(1,2 + 0,48) = 1,58 \text{ тс·м}.$$

2-й этап работы фундамента:

$$N_2 = \frac{3 B_п y_2}{(H_в + H_2)^3} = \frac{3 \cdot 11,65 \cdot 10^2 \cdot 0,0075}{(1,2 + 0,48)^3} = 5,53 \text{ тс};$$

$$M_2 = N_2\,(H_в + H_2) = 5,53 \cdot 1,68 = 9,29 \text{ тс·м}.$$

Расчетный изгибающий момент в наиболее напряженном сечении сваи на глубине H_2 от поверхности грунта, возникающий в результате воздействия низкой температуры, влажности воздуха и вертикальной нагрузки на сваю, равной $N = 60$ тс, будет равен

$$M_р = (M_1 + M_2)\, n_х = (1,58 + 9,29)\, 1 = 10,87 \text{ тс·м} < M = 13,208 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения сваи обеспечена.

Пример 2. Проверить прочность сечений в крайних сваях температурного блока здания, $L = 36$ м (схему свайного фундамента см. на рис. 5) от воздействия температуры и влажности воздуха в процессе строительства при вертикальной нагрузке на сваю $N = 60$ тс.

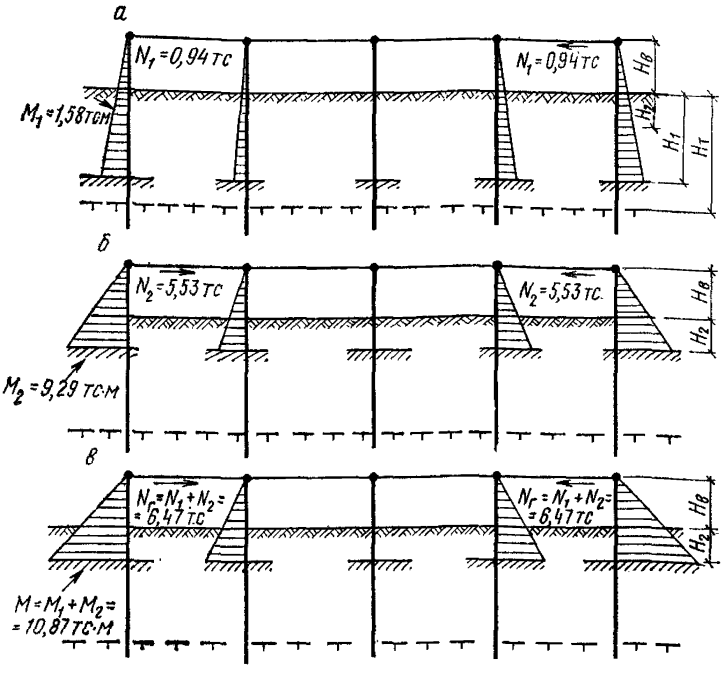


Рис. 6. Эпюры изгибающих моментов в сваях свайного фундамента от воздействия температуры и влажности воздуха (к примеру 1)

а, б и в — то же, что и на рис. 3

Сван сечением 30×30 см из бетона марки М 300, Мрз 300, В-6. Армирование сван из стали класса А-III, $F_a = F'_a = 9{,}42$ см² (3∅ ∅20AIII), защитные слои рабочей арматуры $a = a' = 3$ см.

Ростверк из сборных железобетонных балок сечением 50× ×50 см. Сопряжение свай с ростверком шарнирное.

Расстояние от поверхности грунта до нижней грани ростверка $H_в = 1{,}2$ м.

Место строительства — г. Якутск.

Глубина сезонного протаивания $H_т = 2{,}1$ м.

Условное расчетное давление на талый R_0 и мерзлый R'_0 грунты, расчетное изменение температуры Δt, средняя относительная влажность φ в наиболее холодный месяц (январь), геометрические характеристики и жесткости сваи приняты соответственно такими же, как и в примере 1.

Предельная величина изгибающего момента, который может воспринять свая при вертикальной расчетной нагрузке на сваю $N = 60$ тс, равна $M = 13{,}208$ тс·м (см. пример 1).

Расчетное изменение относительной влажности бетона балок ростверка $\Delta u = 69{,}8 \cdot 10^{-4}$ (см. пример 1).

Железобетонные балки ростверка выполнены из тяжелого бетона, подвергнутого при изготовлении балок тепловой обработке, поэтому, согласно п. 4.2, коэффициент усадки $\beta = 0{,}025$. Жесткость

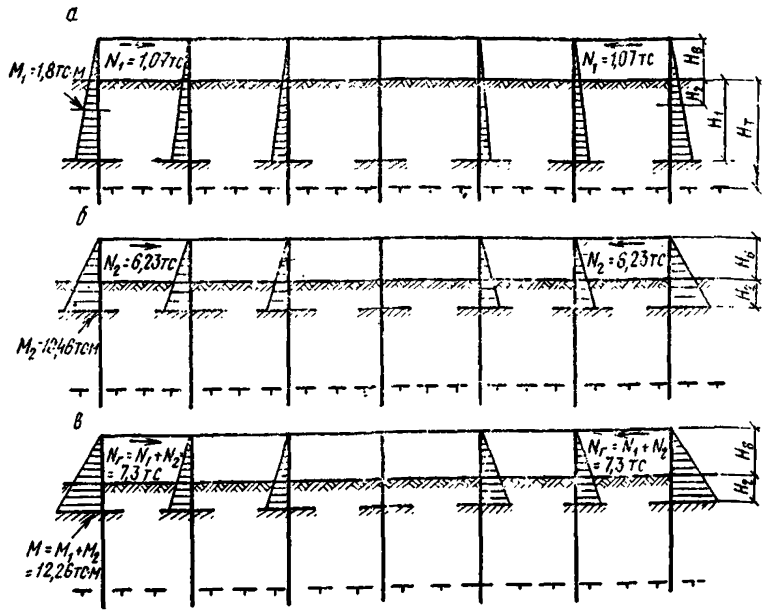


Рис. 7. Эпюры моментов в сваях свайного фундамента от воздействия температуры и влажности воздуха (к примеру 2)

а, б и в — то же, что и на рис. 3

бетонной смеси 15—35 с, поэтому коэффициент, учитывающий удобоукладываемость бетонной смеси, $K_п = 1$.

Определяем величину укорочения оси элементов ростверка по формуле

$$\varepsilon_y = 0{,}3 k_п \beta \Delta u = 0{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}025 \cdot 69{,}8 \cdot 10^{-4} = 52{,}3 \cdot 10^{-6}.$$

Определяем перемещения верха крайних свай от воздействия температуры и влажности воздуха по формулам (22) и (23), с учетом коэффициента податливости сопряжений в узлах свай с ростверком, $k_с = 0{,}9$:

для 1-го этапа работы фундамента (лето — осень)

$$y_1 = k_с \left(\Delta t_1^x \alpha_{бt} + 0{,}35 \varepsilon_{y_1}\right) \frac{L}{2} = 0{,}9 \left(0{,}35 \cdot 75 \cdot 10 + \right.$$

$$\left. + 0{,}35 \cdot 52{,}3\right) 10^{-6} \frac{3600}{2} = 0{,}455 \text{ см};$$

для 2-го этапа работы фундамента (зима — весна)

$$y_2 = k_с \left(\Delta t_2^x \alpha_{бt} + 0{,}65 \varepsilon_{y_2}\right) \frac{L}{2} = 0{,}9 \left(0{,}65 \cdot 75 \right.$$

$$\left. \times 10 + 0{,}65 \cdot 52{,}3\right) 10^{-6} \frac{3600}{2} = 0{,}845 \text{ см}.$$

Определяем величины горизонтальных сил N, возникающих в оголовках крайних свай от перемещения верха свай от воздействия температуры и влажности воздуха и величины изгибающих моментов M в месте заделки сваи при замерзании сезонно-оттаивающего грунта (на расстоянии H_2 от поверхности грунта) (рис. 7):

1-й этап работы фундамента:

$$N_1 = \frac{3B_{\text{п}}y_1}{(H_{\text{в}} + H_1)^3} = \frac{3 \cdot 11{,}65 \cdot 10^2 \cdot 0{,}00455}{(1{,}2 + 1{,}26)^3} = 1{,}07 \text{ тс};$$

$$M_1 = N_1 (H_{\text{в}} + H_2) = 1{,}07 (1{,}2 + 0{,}48) = 1{,}8 \text{ тс·м};$$

2-й этап работы фундамента:

$$N_2 = \frac{3B_{\text{п}}y_2}{(H_{\text{в}} + H_2)^3} = \frac{3 \cdot 11{,}65 \cdot 10^2 \cdot 0{,}00845}{(1{,}2 + 1{,}26)^3} = 6{,}23 \text{ тс};$$

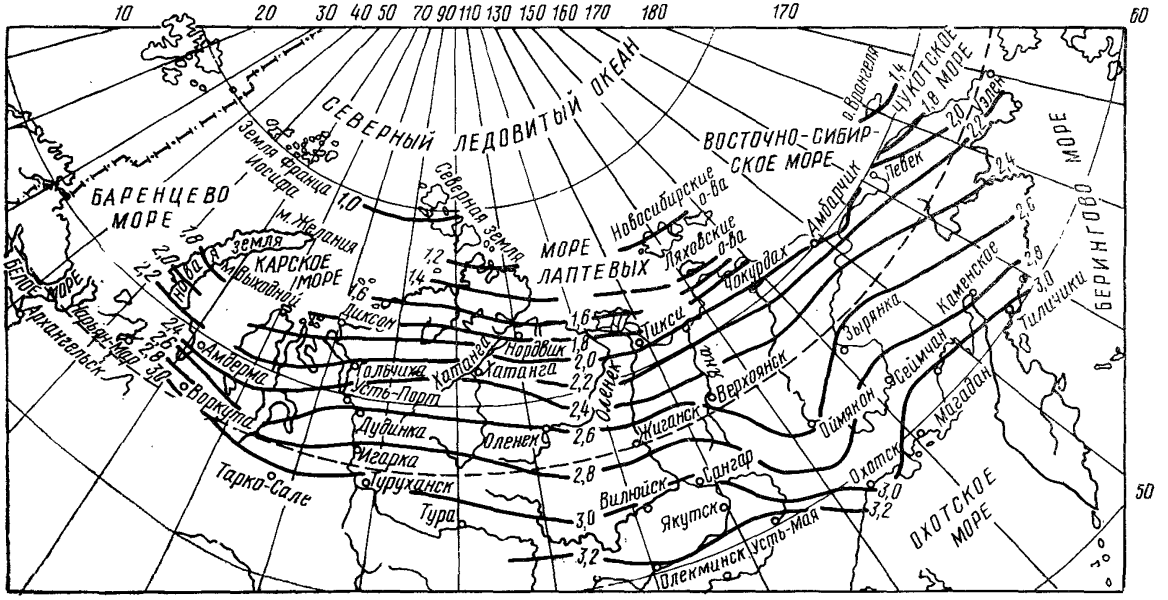
$$M_2 = N_2 (H_{\text{в}} + H_2) = 6{,}23 (1{,}2 + 0{,}48) = 10{,}46 \text{ тс·м}.$$

Расчетный изгибающий момент в наиболее напряженном сечении сваи на глубине H_2 от поверхности грунта, возникающий в результате воздействия низкой температуры, влажности окружающей среды на сваю, равной $N = 60$ тс, будет равен (см. рис. 7):

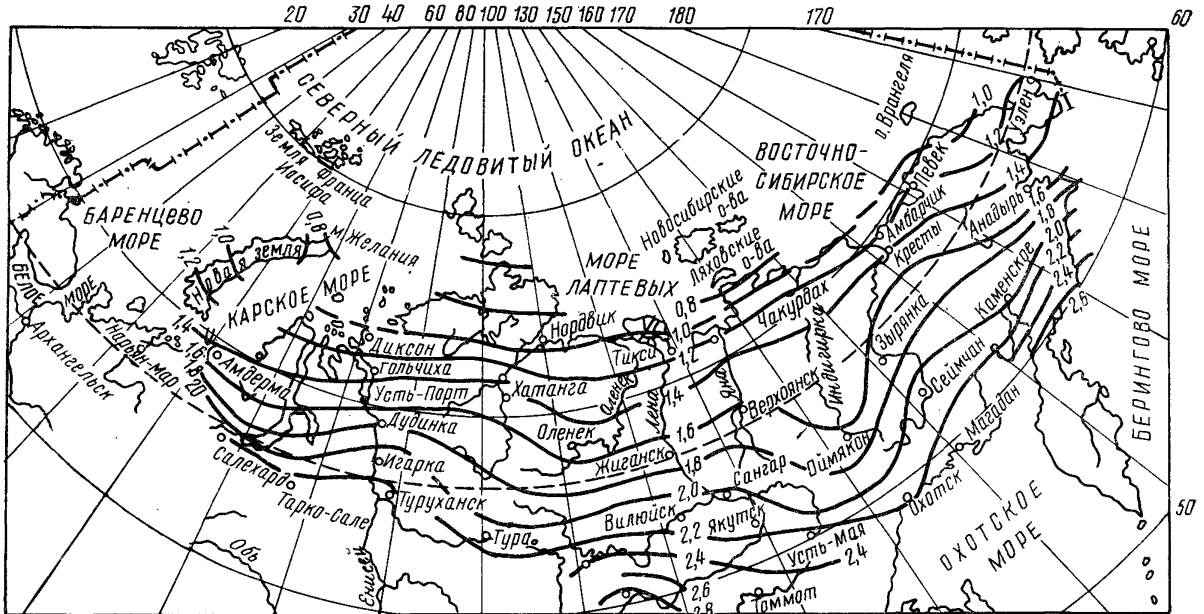
$$M_{\text{р}} = M_1 + M_2 = 1{,}8 + 10{,}46 = 12{,}26 \text{ тс·м} < M = 13{,}208 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность сечения сваи будет обеспечена.

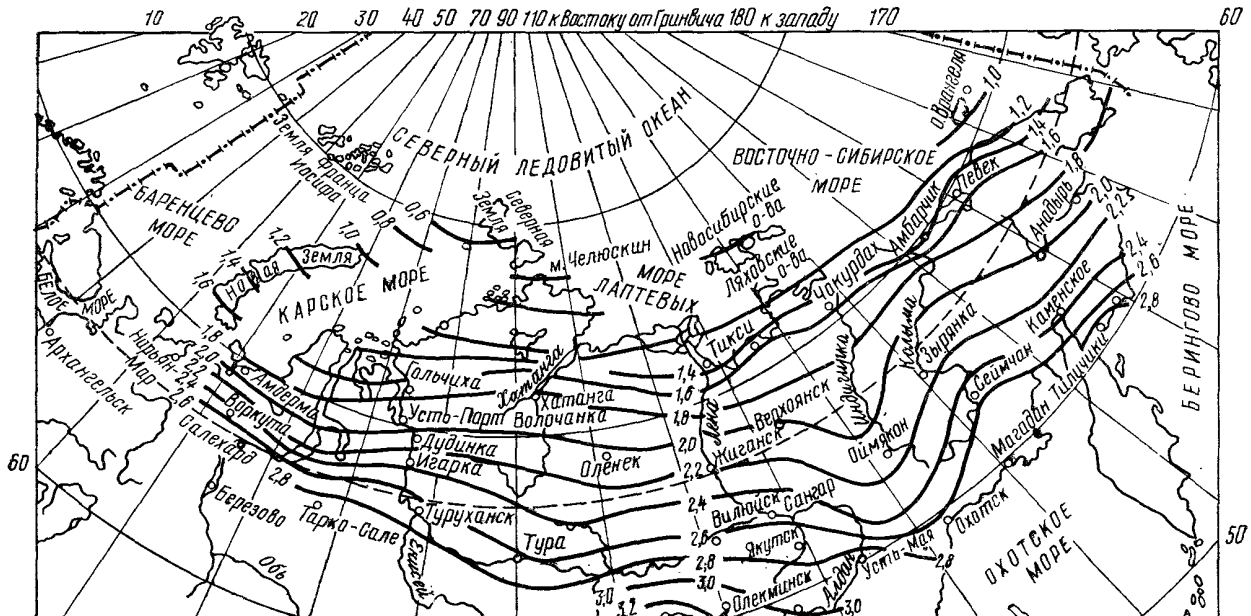
ИЗОЛИНИИ ГЛУБИН СЕЗОННОГО ОТТАИВАНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ



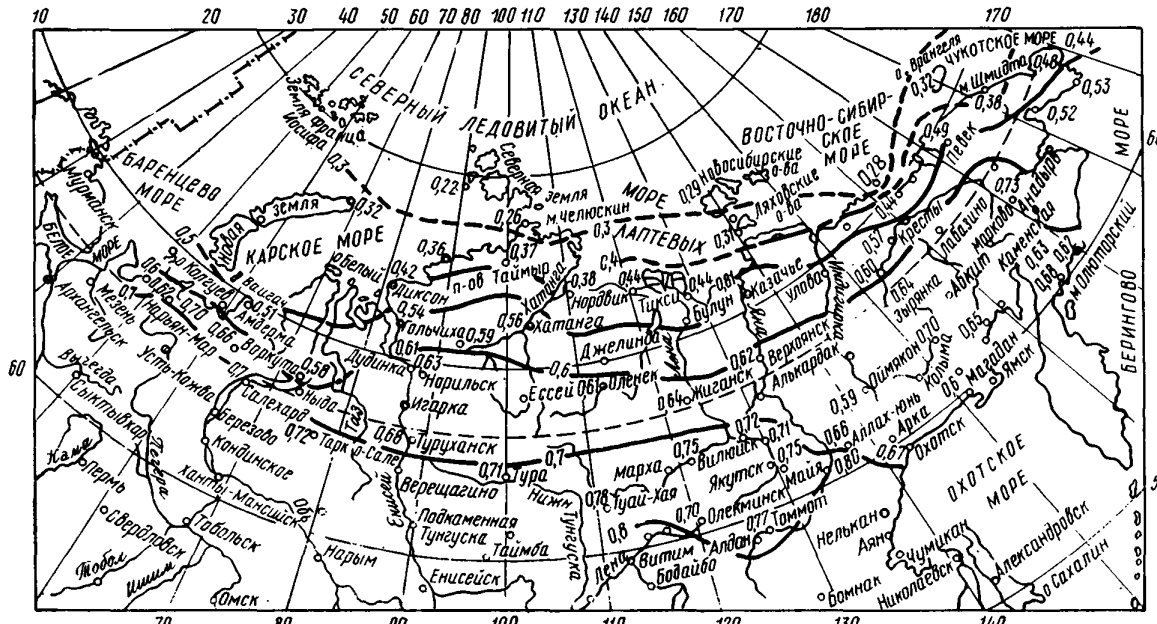
ИЗОЛИНИИ ГЛУБИН СЕЗОННОГО ОТТАИВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ


20 30 40 60 80 100 130 150 160 170 180 170 60
СЕВЕРНЫЙ ЛЕДОВИТЫЙ ОКЕАН
ВОСТОЧНО-СИБИРСКОЕ МОРЕ
БЕРИНГОВО МОРЕ
ОХОТСКОЕ МОРЕ
БАРЕНЦЕВО МОРЕ
КАРСКОЕ МОРЕ
МОРЕ ЛАПТЕВЫХ
Земля Франца Иосифа
Новая земля
о-в Желания
Новосибирские о-ва
Ляховские о-ва
Белое море
Архангельск
Нарьян-Мар
Амдерма
Салехард
Тарко-сале
Обь
Енисей
Дудинка
Усть-Порт
Диксон
Гольчиха
Норильск
Хатанга
Тикси
Оленек
Ленск
Жиганск
Игарка
Туруханск
Тура
Вилюйск
Якутск
Чакурдах
Верхоянск
Индигирка
Сангар
Оймякон
Усть-Мая
Томмот
Среднеколымск
Зырянка
Колымск
Нижнеколымск
Алазейск
Сеймчан
Магадан
Охотск
Камчатск
Анадырь
Каменское
Кресты
Марково
Нижнеколымск
Верхнеколымск
Среднеколымск
Зырянка
Колым

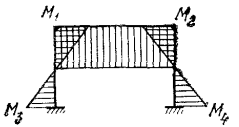
ИЗОЛИНИИ ГЛУБИН СЕЗОННОГО ОТТАИВАНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ, ПОДСТИЛАЕМЫХ ГЛИНИСТЫМИ



ИЗОЛИНИИ ГЛУБИН СЕЗОННОГО ОТТАИВАНИЯ ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТОВ

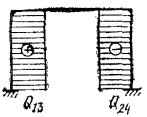

СЕВЕРНЫЙ ЛЕДОВИТЫЙ ОКЕАН
БАРЕНЦЕВО МОРЕ
КАРСКОЕ МОРЕ
ВОСТОЧНО-СИБИРСКОЕ МОРЕ
ЧУКОТСКОЕ МОРЕ
БЕРИНГОВО МОРЕ
ОХОТСКОЕ МОРЕ
Земля Франца Иосифа
Северная Земля
Новосибирские о-ва
Ляховские о-ва
м. Челюскин
п-ов Таймыр
п-ов Канин
Мурманск
Архангельск
Нарьян-Мар
Воркута
Усть-Кожва
Салехард
Игарка
Дудинка
Норильск
Туруханск
Енисейск
Подкаменная Тунгуска
Таймба
Нижняя Тунгуска
Лена
Витим
Бодайбо
Якутск
Вилюйск
Мирный
Олекминск
Томмот
Алдан
Туймаада
Тура
Верхоянск
Оймякон
Верхоянский хр.
Колыма
Среднеколымск
Зырянка
Чокурдах
Нижнеколымск
Амбарчик
Крестовая
Певек
Шмидта
Врангеля
Тикси
Булун
Хатанга
Нордвик
Мыс Челюскин
Диксон
Белый
Мезень
Печора
Вашка
Индига
Нарьян-Мар
Усть-Цильма
Ухта
Воркута
Сыктывкар
Пермь
Кама
Вятка
Свердловск
Тобольск
Тобол
Ишим
Омск
Ханты-Мансийск
Обь
Березово
Конда
Нарым
Енисей
Лена
Амга
Якутск
Нелькан
Аян
Чумикан
Николаевск
Охотск
Александровск
Сахалин
Ямск
Магадан
Аллах-Юнь
Арка
Омолон
Каменское
Индигирка
Яна
Хрома
Адыча
Момский хр.
Верхоянский хр.
Черский хр.
Колымский хр.
Становой хр.
Джугджур
Сунтар-Хаята
Кулар
Кондер
Эльгинский хр.
Тас-Хаяхтах
Бырранга
Путорана
Енисейский кряж
Ангарский кряж
Ленское плоскогорье
Среднесибирское плоскогорье
Алданское нагорье
Становое нагорье
Яблоновый хр.
Станового хр.
Верхоянского хр.
Черского хр.
Колымского хр.
Момского хр.
Индигирки
Яны
Хромы
Адычи
Колымы
Анадырь
Анадырского
Пенжинская губа
Гижигинская губа
Тауйская губа
Шелихова
Удская губа
Сахалинский
Сахалин
Александровск
Николаевск
Чумикан
Охотск
Аян
Нелькан
Томмот
Олекминск
Якутск
Вилюйск
Мирный
Алдан
Туймаада
Тура
Верхоянск
Оймякон

ЭПЮРЫ *M*, *N* И *Q* ДЛЯ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

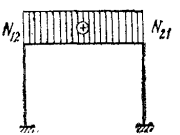


$$M_1 = M_2 = \theta \frac{1}{2+k};$$

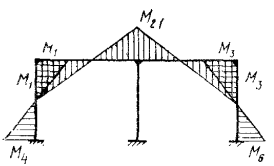
$$M_3 = M_4 = \theta \frac{1+k}{k(2+k)}$$



$$Q_{24} = Q_{13} = \frac{\theta}{h} \frac{1+2k}{k(2+k)}$$



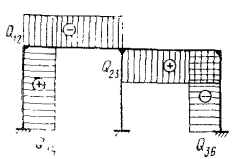
$$N_{12} = \frac{\theta}{h} \frac{1+2k}{k(2+k)}$$



$$M_1 = M_3 = 2\theta \frac{1}{1+k};$$

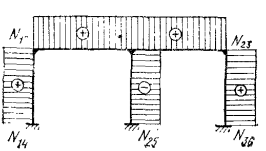
$$M_{21} = M_{23} = \theta \frac{1}{1+k};$$

$$M_4 = M_6 = \theta \frac{1+2k}{k(1+k)}$$



$$Q_{12} = Q_{23} = \frac{3\theta}{l} \frac{1}{1+k};$$

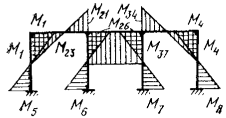
$$Q_{14} = Q_{36} = \frac{\theta}{h} \frac{1+4k}{k(1+k)}$$



$$N_{12} = N_{23} = \frac{\theta}{h} \frac{1+4k}{k(1+k)};$$

$$N_{14} = N_{36} = \frac{3\theta}{l} \frac{1}{1+k};$$

$$N_{25} = \frac{6\theta}{l} \frac{1}{1+k}$$

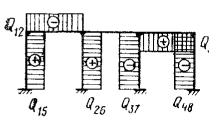


$$M_1 = M_4 = \theta\,\frac{14 + 15k}{4 + 10k + 5k^2};$$

$$M_{23} = M_{32} = \theta\,\frac{2 - k}{4 + 10k + 5k^2};$$

$$M_{21} = M_{34} = 2\theta\,\frac{5 + 3k}{4 + 10k + 5k^2};\quad M_6 = M_7 = \theta\,\frac{2 + 11k + 5k^2}{k\,(4 + 10k + 5k^2)};$$

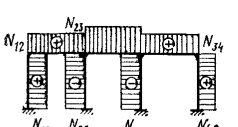
$$M_5 = M_8 = \theta\,\frac{6 + 22k + 15k^2}{k\,(4 + 10k + 5k^2)};\quad M_{26} = M_{37} = \theta\,\frac{12 + 5k}{4 + 10k + 5k^2}$$



$$Q_{34} = Q_{12} = \frac{3\theta}{l}\,\frac{8 + 7k}{4 + 10k + 5k^2};$$

$$Q_{15} = Q_{48} = \frac{6\theta}{h}\,\frac{1 + 6k + 5k^2}{k\,(4 + 10k + 5k^2)};$$

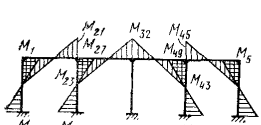
$$Q_{26} = Q_{37} = \frac{\theta}{h}\,\frac{2 + 23k + 10k^2}{k\,(4 + 10k + 5k^2)}$$



$$N_{12} = N_{34} = \frac{6\theta}{h}\,\frac{1 + 6k + 5k^2}{k\,(4 + 10k + 5k^2)};$$

$$N_{23} = \frac{\theta}{h}\,\frac{8 + 59k + 40k^2}{k\,(4 + 10k + 5k^2)};$$

$$N_{15} = N_{26} = N_{37} = N_{48} = \frac{3\theta}{l}\,\frac{8 + 7k}{4 + 10k + 5k^2}$$



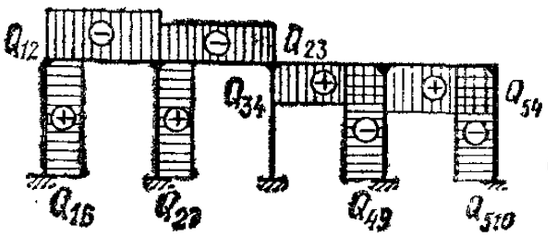
$$M_1 = M_5 = 4\theta\,\frac{5 + 7k}{4 + 12k + 7k^2};$$

$$M_{32} = M_{34} = 4\theta\,\frac{1}{4 + 12k + 7k^2};$$

$$M_{21} = M_{45} = 2\theta\,\frac{8 + 7k}{4 + 12k + 7k^2};$$

$$M_6 = M_{10} = 2\theta\,\frac{4 + 17k + 14k^2}{4 + 12k + 7k^2};\quad M_{23} = M_{45} = 8\theta\,\frac{1}{4 + 12k + 7k^2};$$

$$M_7 = M_9 = 2\theta\,\frac{2 + 12k + 7k^2}{k(4 + 12k + 7k^2)};\quad M_{27} = M_{49} = 2\theta\,\frac{12 + 7k}{4 + 12k + 7k^2}$$

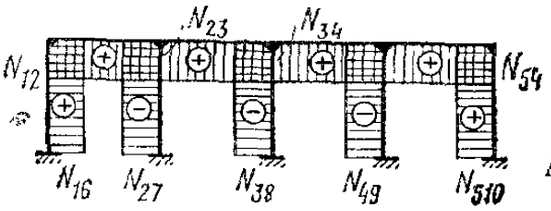


$$Q_{54} = Q_{12} = \frac{6\theta}{l}\,\frac{6+7k}{4+12k+7k^2};$$

$$Q_{34} = Q_{23} = \frac{12\theta}{l}\,\frac{1}{4+12k+7k^2};$$

$$Q_{16} = Q_{510} = \frac{2\theta}{h}\,\frac{4+27k+28k^2}{k\,(4+12k+7k^2)};$$

$$Q_{27} = Q_{49} = \frac{4\theta}{h}\,\frac{1+12k+7k^2}{k\,(4+12k+7k^2)}$$

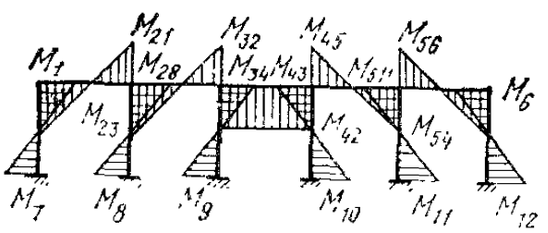


$$N_{12} = N_{54} = \frac{2\theta}{h}\,\frac{4+27k+28k^2}{k\,(4+12k+7k^2)};$$

$$N_{23} = N_{31} = \frac{6\theta}{h}\,\frac{2+17k+14k^2}{k\,(4+12k+7k^2)};$$

$$N_{16} = N_{510} = \frac{6\theta}{h}\,\frac{6+7k}{4+12k+7k^2};$$

$$N_{27} = N_{46} = \frac{6\theta}{l}\,\frac{4+7k}{4+12k+7k^2};\qquad N_{38} = \frac{24\theta}{l}\,\frac{1}{4+12k+7k^2}$$



$$M_1 = M_6 = \theta\,\frac{52+146k+95k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$M_7 = M_{12} = \theta\,\frac{20+116k+193k^2+95k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$M_{21} = M_{56} = \theta\,\frac{44+100k+49k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$M_8 = M_{11} = \frac{(12+90k+143k^2+57k^3)\,\theta}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$M_{23} = M_{54} = 2\theta\,\frac{14+21k+4k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

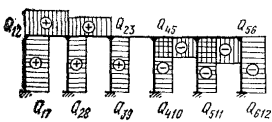
$$M_9 = M_{10} = \theta\,\frac{4+30k+42k^2+19k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$M_{32} = M_{45} = \theta\,\frac{20+30k+13k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$M_{511} = M_{28} = \theta\,\frac{72+142k+57k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$M_{34} = M_{43} = 2\theta\,\frac{2+3k+3k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$M_{39} = M_{410} = \theta\,\frac{24+36k+19k^2}{8+36k+48k^2+19k^3}$$



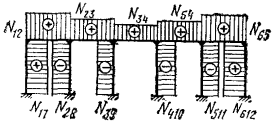
$$Q_{12} = \frac{6\theta}{l}\,\frac{16+41k+24k^2}{8+36k+48k^2+19k^3} = Q_{56};$$

$$Q_{23} = Q_{54} = \frac{3\theta}{l}\,\frac{16+24k+7k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$Q_{17} = Q_{612} = \frac{\theta}{h}\,\frac{20+168k+339k^2+190k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$Q_{28} = Q_{511} = \frac{3\theta}{h}\,\frac{4+54k+95k^2+38k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$Q_{39} = Q_{410} = \frac{2\theta}{h}\,\frac{2+27k+39k^2+19k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)}$$



$$N_{12} = N_{65} = \frac{\theta}{h}\,\frac{20+168k+339k^2+190k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

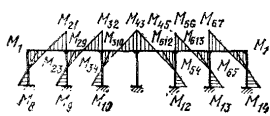
$$N_{23} = N_{54} = \frac{2\theta}{h}\,\frac{16+165k+312k^2+152k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$N_{39} = N_{410} = \frac{3\theta}{l}\,\frac{16+24k+7k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$N_{34} = \frac{6\theta}{h}\,\frac{6+64k+117k^2+57k^3}{k\,(8+36k+48k^2+19k^3)};$$

$$N_{17} = N_{612} = \frac{6\theta}{l}\,\frac{16+41k+24k^2}{8+36k+48k^2+19k^3};$$

$$N_{28} = N_{511} = \frac{3\theta}{l}\,\frac{16+58k+41k^2}{8+36k+48k^2+19k^3}$$



$$M_1 = M_7 = 2\theta\,\frac{16+52k+39k^2}{4+20k+30k^2+13k^3};$$

$$M_{21} = M_{67} = 2\theta\,\frac{14+38k+21k^2}{4+20k+30k^2+13k^3};$$

$$M_{23} = M_{65} = 10\theta\,\frac{2+4k+k^2}{4+20k+30k^2+13k^3};$$

$$M_{32} = M_{56} = 2\theta\,\frac{8+16k+7k^2}{4+20k+30k^2+13k^3};$$

$$M_{34} = M_{54} = 4\theta\,\frac{2+4k+3k^2}{4+20k+30k^2+13k^3};$$

$$M_{43} = M_{45} = 2\theta \frac{2 + 4k + 3k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

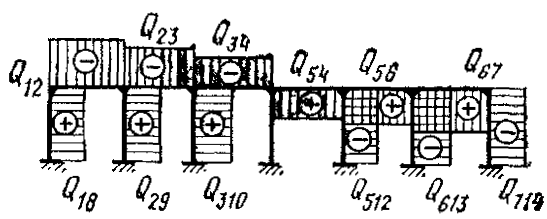
$$M_8 = M_{14} = 2\theta \frac{3 + 38k + 71k^2 + 39k^3}{k\,(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$M_9 = M_{13} = 2\theta \frac{4 + 32k + 59k^2 + 26k^3}{k\,(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$M_{10} = M_{12} = 2\theta \frac{2 + 16k + 27k^2 + 13k^3}{k\,(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$M_{29} = M_{613} = 4\theta \frac{12 + 29k + 13k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

$$M_{310} = M_{512} = 2\theta \frac{12 + 24k + 13k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3}$$



$$Q_{12} = Q_{67} = \frac{60\theta}{l} \times \times \frac{1 + 3k + 2k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

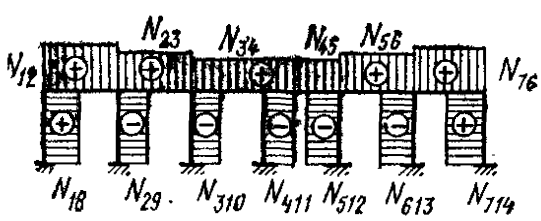
$$Q_{23} = Q_{56} = \frac{12\theta}{l} \times \times \frac{3 + 6k + 2k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

$$Q_{34} = Q_{54} = \frac{6\theta}{l} \frac{2 + 4k + 3k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

$$Q_{18} = Q_{714} = \frac{6\theta}{h} \frac{2 + 18k + 41k^2 + 26k^3}{k(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$Q_{29} = Q_{613} = \frac{2\theta}{h} \frac{4 + 56k + 117k^2 + 52k^3}{k\,(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$Q_{310} = Q_{512} = \frac{2\theta}{h} \frac{2 + 28k + 51k^2 + 26k^3}{k(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)}$$



$$N_{12} = N_{76} = \frac{6\theta}{h} \times \times \frac{2 + 18k + 41k^2 + 26k^3}{k\,(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$N_{23} = N_{56} = \frac{20\theta}{h} \frac{1 + 11k + 24k^2 + 13k^3}{k\,(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$N_{34} = N_{45} = \frac{6\theta}{h} \frac{4 + 46k + 97k^2 + 52k^3}{k(4 + 20k + 30k^2 + 13k^3)};$$

$$N_{18} = N_{714} = \frac{60\theta}{l} \frac{1 + 3k + 2k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

$$N_{29} = N_{613} = \frac{12\theta}{l} \frac{2 + 9k + 8k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

$$N_{310} = N_{512} = \frac{6\theta}{l} \frac{4 + 8k + k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3};$$

$$N_{411} = \frac{12\theta}{l} \frac{2 + 4k + 3k^2}{4 + 20k + 30k^2 + 13k^3}$$

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3
1. Основные положения 4
Общие указания 4
Основные расчетные требования 4
2. Материалы для железобетонных конструкций фундаментов 7
Бетон 7
Расчетные характеристики бетона 7
Арматура 11
Расчетные характеристики арматуры 11
3. Определение расчетных изменений температуры . . . 12
4. Расчет деформаций от воздействия температуры и влажности воздуха 14
5. Расчет усилий от воздействия температуры и влажности воздуха 17
6. Расчет железобетонных конструкций фундаментов . . 24
Расчет по прочности 24
Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента 25
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента 26
Расчет жесткости элементов 26
7. Примеры расчета 29
Пример 1 29
Пример 2 34
Приложение 1. Изолинии глубин сезонного оттаивания песчаных грунтов 38
Приложение 2. Изолинии глубин сезонного оттаивания глинистых грунтов 39
Приложение 3. Изолинии глубин сезонного оттаивания песчаных грунтов, подстилаемых глинистыми . . 40
Приложение 4. Изолинии глубин сезонного оттаивания заторфованных грунтов 41
Приложение 5. Эпюры *M*, *N* и *Q* для рамных конструкций . 42

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

Рекомендации
по расчету железобетонных
свайных фундаментов,
возводимых на вечномерзлых грунтах,
с учетом температурных и влажностных воздействий

Редакция инструктивно-нормативной литературы

Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор Л. Н. Кузьмина
Мл. редактор Л. М. Климова
Технический редактор М. В. Павлова
Корректор О. В. Стигнеева

Сдано в набор 25.11.80. Подписано в печать 09.04 81. Т-06444. Формат 84×108$^{1}/_{32}$. Бумага тип. № 2. Гарнитура Литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 2,52. Уч.-изд. л. 2,98. Тираж 12000 экз. Изд. № XII—9006. Зак. № 17. Цена 15 коп.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Московская типография № 32 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР *по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.*
Москва, 103051, Цветной бульвар, 26.

gost.e-ecolog.ru