ГАЛУЗЕВІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

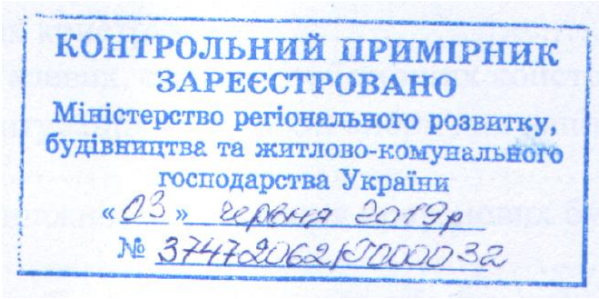
Автодорожні мости

СПЕЦІАЛЬНІ ДОПОМІЖНІ СПОРУДИ

Проектування

ГБН В.2.3-37641918-560:2019

Видання офіційне



Київ
Міністерство інфраструктури України
2019

ПЕРЕДМОВА

1	РОЗРОБЛЕНО:	Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М. П. Шульгіна» (ДП «ДерждорНДІ»)
	РОЗРОБНИКИ:	І. Бабяк, канд. техн. наук (науковий керівник); А. Безуглий, канд. екон. наук; М. Борисевич; Т. Одегова; Є. Оксень, д-р техн. наук
2	ВНЕСЕНО:	Державне агентство автомобільних доріг України
3	ПОГОДЖЕНО:	Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України лист від 20.12.2018 № 7/16.3/15094-18 Державне агентство автомобільних доріг України лист від 04.12.2018 № 9083/3/13-5-4799/09
4	ЗАТВЕРДЖЕНО:	Міністерство інфраструктури України наказ від 15.05.2019 № 351
	НАБРАННЯ ЧИННОСТІ:	з «01» вересня 2019 року
5	НА ЗАМІНУ	ВБН В.2.3-218-546:2009

ЗМІСТ С.

1 Сфера застосування……... 1
2 Нормативні посилання…….. 1
3 Терміни та визначення понять…… 2
4 Познаки та скорочення…….. 5
4.1 Познаки…….. 5
4.2 Скорочення…… 11
5 Загальні положення……...…… 11
6 Класифікація…….. 12
7 Габарити……. 14
8 Вимоги до розрахунків конструкцій і основ……... 16
9 Навантаження і впливи……. 19
10 Спеціальні допоміжні споруди загального призначення…… 42
10.1 Підкранові естакади……... 42
10.2 Робочі містки…….. 43
10.3 Засоби підмощування, запобіжні огородження……... 44
10.4 Льодорізи і корчовідбійники……. 46
11 Спеціальні допоміжні споруди для зведення фундаментів……. 46
11.1 Ґрунтові перемички…… 46
11.2 Штучні острівці…….. 47
11.3 Закладні кріплення……. 51
11.4 Бездонні ящики і перемички…… 53
11.5 Напрямні каркаси……... 55
11.6 Допоміжні пристрої для занурення паль, оболонок, стовпів і буріння свердловин…….. 57
11.7 Допоміжні пристрої і пристосування для укладання підводного бетону…….. 58
11.8 Шпунтові огородження ……. 61
12 Опалубка монолітних конструкцій…… 63
13 СДС для монтажу сталевих, сталезалізобетонних конструкцій …… 66
13.1 Складальні риштування і проміжні опори для напівнавісного збирання…….. 66
13.2 Опори для поздовжнього насування прогонових будов……. 68
13.3 Пірси…… 70
13.4 Накочувальні колії і пристрої ковзання (кочення)…….. 71
13.5 Тягові (штовхаючі) і гальмівні пристрої…….. 74
13.6 Аванбеки, ар'єрбеки, шпренгелі, приймальні консолі ……... 76
13.7 Тимчасові причали……. 77
14 Основи і фундаменти СДС……. 79
15 Конструювання СДС……..……. 80
15.1 Дерев’яні конструкції…..……... 80
15.2 Бетонні і залізобетонні конструкції…….. 81

15.3 Металеві конструкції…….. 82
Додаток А (довідковий) Перелік спеціальних допоміжних споруд, пристосувань і пристроїв (СДС)…….. 85
Додаток Б (довідковий) Шпунтові палі (прокатна сталь)…… 86
Додаток В (обов'язковий) Визначення бічного тиску ґрунту на огородження котлованів…….. 88
Додаток Г (обов'язковий) Розрахунки шпунтових огороджень…….. 101
Додаток Д (довідковий) Характеристичні значення питомої ваги,питомих зчеплень, кутів внутрішнього тертя ґрунтів…… 118
Додаток Е (довідковий) Коефіцієнти тертя ковзання матеріалів…… 120
Додаток Ж (довідковий) Бібліографія……..…….. 121

ГАЛУЗЕВІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

Автодорожні мости.
Спеціальні допоміжні споруди.
Проектування

Highway bridges.
Special auxiliary facilities.
Designing

Чинні від 2019-09-01

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Ці норми встановлюють вимоги до проектування спеціальних допоміжних споруд (далі – СДС) для будівництва автодорожніх мостів.

1.2 Ці норми поширюються на СДС згідно з переліком, що наведений у додатку А, для будівництва мостів у всіх будівельно-кліматичних зонах України.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цих нормах є посилання на такі документи:

ДБН 360-92** Містобудування. Планування та забудова міських і сільських поселень

ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво

ДБН А.3.2-2:2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення

ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд

ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи.

ДБН В.2.3-4:2015 Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво

ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування

ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування

ДБН В.2.3-26:2010 Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування

ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення

ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу

ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.

ГБН В.2.3-37641918-553:2013 Мости та труби. Сталезалізобетонні конструкції

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

Нижче подано терміни, вжиті в цих будівельних нормах, та визначення позначених ними понять:

3.1 аванбек

Допоміжна металева конструкція (пристрій), яка використовується при насуванні прогонових будов, прикріплюється до їхньої головної частини і служить для зменшення зусиль при монтажі

3.2 ар'єрбек

Допоміжна металева конструкція (пристрій), яка використовується при насуванні прогонових будов, прикріплюється до їхньої задньої частини і служить для зменшення зусиль при монтажі

3.3 габарит наближення конструкцій

Контур, всередині якого не припускається розміщення будь-яких елементів споруди (допоміжної споруди) або пристроїв, розташованих на ній

3.4 допоміжна опора

Тимчасова металева або дерев’яна споруда, яка призначена для сприйняття і передачі ґрунтовій основі навантажень від прогонової будови при її насуванні або при навісному монтажі

3.5 котлован з закладним кріпленням

Котлован, стійкість стінок якого забезпечується конструкцією, яка складається з вертикальних стійок (паль) і закладених між ними і ґрунтом елементів (дерев’яних, металевих)

3.6 котлован з шпунтовим кріпленням

Котлован, стійкість стінок якого забезпечується конструкцією, яка складається з металевих, залізобетонних або дерев’яних шпунтових паль

3.7 опалубка

Знімна дерев’яна або металева форма для укладання і тверднення бетонної суміші при зведенні конструкцій і споруд

3.8 опора зрубова

Заповнена каменем і піском прямокутна, зроблена з колод, будова, яку використовують при зведенні тимчасових опор

3.9 опора плавуча

Допоміжний плавучий засіб на понтонах або баржах з надбудовою, який складається з тимчасових металевих конструкцій, призначених для обпирання на них прогонових будов при їх монтажі на плаву

3.10 підпірна стінка

Споруда, яка утримує від обвалювання масив породи з укосом, крутизна якого більше ніж передбачено умовами стійкості

3.11 пірс

Парні опорні допоміжні споруди для розміщення на них, поперечного пересування по них, перестановки з них прогонових будов на плавучі опори або на постійні опори мосту

3.12 плавуча система

Комплекс плавучих опор, пристроїв, обладнання і установок для переміщення, монтажу (демонтажу) прогонових будов на плаву

3.13 плашкоут

Плавучий засіб, зібраний з понтонів і призначений для улаштування на ньому монтажних кранів, копрів для будівництва мостів, а також для переміщення вантажів на плаву

3.14 причал

Допоміжна споруда, призначена для перевантаження вантажів і конструкцій, для перевезення людей під час будівництва мосту

3.15 спеціальна допоміжна споруда

Тимчасова споруда (конструкція, пристосування, пристрій), яка призначена для виконання будівельних робіт при новому будівництві, реконструкції і капітальному ремонті мосту

3.16 стапель

Допоміжна конструкція, на якій монтують прогонову будову з подальшим переміщенням її в проектне положення

3.17 риштування будівельні

Тимчасове пристосування (обладнання) для підтримування на висоті (підвищенні) дерев’яного настилу (помосту), конструкцій

3.18 робочий рівень води

Рівень води в момент його вимірювання

3.19 фальшборт

Бортове огородження на понтонах вище відкритої палуби або легка обшивка борту вище верхньої палуби для відгородження від хвиль

3.20 шпунтове огородження

Шпунтова суцільна стінка, утворена забитими в ґрунт сталевими або дерев'яними шпунтовими палями. Служить водонепроникною перешкодою і утримує від обвалення ґрунту при улаштуванні котловану для фундаменту опор мосту

3.21 шпунт

З’єднання елементів, коли виступ одного елемента входить у відповідний йому паз другого елементу

3.22 шпренгель

Допоміжний пристрій (конструкція), який приєднують до основної конструкції (балки, ферми) з метою підвищення її несної здатності і жорсткості, і який складається із стержневих елементів, які після монтажу зазнають зусиль розтягу і стиску, сприймають частину навантаження від основної конструкції

3.23 штовхаючий домкрат

Механічне устаткування, яке служить для пересування прогонових будов на невелику відстань.

4 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

У цих будівельних нормах використано такі познаки та скорочення:

4.1 Познаки

A – відстань від дна котловану до нижнього краю шпунта;

A_i – площа проекції і-го елементу на площину конструкції;

A_k – площа, обмежена контуром конструкції;

$A_ф$ – сумарна висота стовпа річкової і ґрунтової води усередині котловану;

$A_т$ – відстань від центру тяжіння до центру водотоннажності плавучої системи;

B – ширина плашкоута, баржі, бездонного ящика;

b – ширина споруди; елемента;

c – характеристичне питоме зчеплення ґрунту;

C – коефіцієнт, який враховує зміну вітрового тиску по висоті;

C_h – коефіцієнт висоти споруди;

C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;

d – діаметр пісочниці;

D – діаметр контуру огорожі острівця;

D_c – розрахункова водотоннажність судна;

e_{max} – інтенсивність горизонтального тиску засипки на рівні дна річки;

E_q – кінетична енергія навалу судна на причальний пристрій;

E_i – енергія деформації причальної споруди;

F – площа;

f – коефіцієнт тертя води по поверхні зануреної конструкції;

f_1 – коефіцієнт тертя ковзання в парі матеріалів;

f_2 – коефіцієнт тертя кочення котка (колеса) по рейці;

f_3 – коефіцієнт тертя ковзання в підшипниках;

f_4 – коефіцієнт тертя в підшипниках кочення;

f_5 – коефіцієнт тертя ковзання в парі полімер - контртіло;

$F_{в.р}$ – льодове навантаження;

F_h – горизонтальна складова тиску льоду на похилу грань льодоріза;

F_n – поздовжня сила від навалу судна на причал;

F_q – поперечна горизонтальна сила навалу судна на причал;

F_v – вертикальна складова тиску льоду на похилу грань льодоріза;

g – прискорення сили тяжіння;

H – глибина води в місці занурення бездонного ящика, кесона;

H – товщина шару ґрунту, води або глибина забивання шпунта;

h' – глибина занурення шпунта у водонепроникний ґрунт;

$h_в$ – глибина проникнення води між шпунтом і водонепроникним ґрунтом;

h_d – товщина льоду;

h_o – глибина забивання шпунта циліндричного огородження нижче рівня розмиву;

$h_в$ – висота шару води над ґрунтом усередині котловану;

$h_д$ – висота "діючого стовпа" підводного бетону;

i_n – момент інерції поверхні баласту в i-тому понтоні;

J – момент інерції площі плашкоута;

J_t – швидкість бетонування;

K – показник збереження рухливості бетонної суміші;

k_1 – коефіцієнт, який враховує вплив консистенції бетону;

k_2 – коефіцієнт, який враховує вплив температури бетону;

k_3 – коефіцієнт неоднорідної роботи вібраторів;

k_i – коефіцієнт жорсткості причальної споруди;

$k_в$ – коефіцієнт повноти водотоннажності;

l – довжина елементу;

L – довжина плашкоута, баржі, бездонного ящика;

$l_л l_п$ – прогони обв'язки зліва і справа від розпірки;

m – коефіцієнт умов роботи;

M_u – розрахунковий момент перекидних сил;

M_z – розрахунковий момент утримуючих сил;

M – реактивний момент, який виникає під час пуску (зупинки) двигуна повороту;

M_w – момент відносно водозміщення від вітрового навантаження;

N – енергія удару; зусилля;

N_c, N_g, N_γ – дослідні коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту;

N_T – сила тертя води на поверхні обтічного тіла;

$N_T^н$ – характеристична сила тертя при переміщенні вантажу (конструкції);

$N_{вп}$ – гідродинамічний тиск текучої води на підводну частину конструкції;

$N_к$ – реакція на колесо від повороту;

$N_л$ – лобовий тиск води;

$N_п$ – зусилля в радіальному перерізі пісочниці;

$N_{пов.}$ – потужність двигуна повороту;

$П$ – число обертів в хвилину поворотної частини механізму;

P – розрахункове горизонтальне навантаження (тиск);

$P_З$ – опір погонного метра замка на розрив;

P_h – тиск стовпа відкритої води і ґрунтової маси ззовні котловану;

P_v – вертикальний тиск від ваги ґрунту;

$P_в$ – граничний опір ґрунту на дні котловану силам випинання;

$P_п$ – горизонтальний тиск ґрунту;

$p'_п$ – інтенсивність пасивного тиску ґрунту на глибині t_0;

$P_в$ – граничний опір ґрунту;

Q – вертикальне навантаження на плавучу опору;

q – рівномірно розподілене навантаження;

Q_r – розрахункова зсувна сила;

Q_z – розрахункова утримуюча сила;

$q_з$ – розрахунковий тиск від ваги засипки в рівні дна річки;

r – радіус осі колеса (у підшипнику); радіус дії бетонолітної труби;

R – радіус дії внутрішнього вібратора;

R_1 – радіус котка;

R_2 – радіус колеса;

R_3 – радіус дії зовнішнього вібратора;

$R_з$ – розривне зусилля замка;

R_c – характеристичний опір льоду стисненню;

S – площа змоченої поверхні;

t – осадка плашкоута;

t_0 – відстань від дна котловану до розрахункової точки;

t_B – осідання плавучої опори від вертикального навантаження;

$t_г$ – осідання плавучої опори від вітрових навантажень;

v – нормальна до поверхні споруди швидкість підходу судна;

V – швидкість течії;

V_n – об’єм (водотоннажність) плавучої опори;

V_p – водотоннажність зануреної частини;

W_p – пульсуюча складова тиску вітру;

W_m – середня складова характеристичного тиску вітру;

W_o – характеристичний тиск вітру;

β – кут нахилу ріжучого ребра льодоріза до горизонту;

γ, $\gamma_в$, $\gamma_б$ – питома вага ґрунту, води, бетонної суміші;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням;

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням;

Δ – занурення (спливання) плавучої опори;

Δt – відстань від точки повороту шпунта до його нижнього краю;

ξ – коефіцієнт бічного тиску;

η – коефіцієнт сполучення навантажень;

λ – довжина завантаження;

λ_a – коефіцієнт активного тиску;

μ – коефіцієнт тертя судна з причалом;

$1+\mu$ – динамічний коефіцієнт;

ρ – метацентричний радіус плашкоута;

σ_n – величина бічного тиску на стінки пісочниці;

σ_v – вертикальне напруження в піску;

φ – характеристичний кут внутрішнього тертя; коефіцієнт заповнення контуру конструкції; кут крену (диференту) плавучої опори;

φ_d – кут внутрішнього тертя ґрунту на рівні дна річки;

φ_o – коефіцієнт, що враховує ступінь обтічності зануреної конструкції;

ψ – коефіцієнт, що враховує поглинання кінетичної енергії судно причальною спорудою;

Ω – площа плавучої опори по ватерлінії;

E_n, E_a, $E_в$ – рівнодіючі пасивного, активного і гідростатичного тиску на стінку вище глибини t_0;

E'_n – рівнодіюча пасивного тиску ґрунту із зовнішнього боку котловану.

4.2 Скорочення

ВПТ – вертикальне переміщення труби;

ВМБ – високоміцні болти;

СПП – самопідйомна плавуча платформа;

СДС – спеціальні допоміжні споруди (пристосування, пристрої);

ПОБ – проект організації будівництва;

ПВР – проект виконання робіт.

5 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

5.1 Проектування СДС потрібно виконувати на всіх стадіях проекту і робочих креслень моста, передбачених ДБН А.2.2-3. У розділах і додатках наведені СДС, при проектуванні яких потрібно враховувати вимоги цих норм.

5.2 На стадії проекту в розділі «Організація будівництва» визначається склад СДС, матеріалів і конструкцій, які в них будуть використані, розробляються варіанти конструкцій допоміжних споруд і їх обґрунтування, враховуючи проект моста і технологію його будівництва.

5.3 Основні конструкції моста потрібно перевіряти розрахунками згідно з ДБН В.2.3-14 на всіх етапах монтажу на будівельні навантаження, що виникають при сумісній роботі основних конструкцій моста і СДС. Вплив СДС повинен бути мінімальним на розрахункові зусилля основних конструкцій моста.

5.4 Робоча документація СДС має містити:

а) робочі креслення конструкцій з зазначенням вимог до якості матеріалів і виробів, що використовуються;

б) технічні вимоги до виготовлення конструкцій;

в) вказівки про порядок завантаження, випробування і експлуатацію з урахуванням кліматичних умов місця будівництва;

г) розрахунки (розрахункові листи), якщо вони не включені до складу документації, що видається замовнику, основні розрахункові характеристики конструкцій (навантаження, схеми, несна здатність, величина впливу на основні конструкції, що працюють разом з СДС);

д) технічні рішення по забезпеченню безпеки працюючих відповідно до вимог ДБН А.3.2-2, [1];

е) вказівки і заходи щодо забезпечення вимог охорони навколишнього середовища на період зведення, експлуатації і демонтажу даного виду СДС.

5.5 СДС, що знаходяться в межах судноплавних ділянок мостового переходу, потрібно обладнати судновою сигналізацією, забезпечувати від навалу суден, льодоходу.

У проекті ПОБ передбачають улаштування спеціальних захисних огороджень або допоміжної споруди, що розрахована на навал суден.

5.6 Заглиблення шпунтових огороджень, основ перемичок, інших підводних споруд потрібно призначати з урахуванням розмиву ґрунту при прийнятому робочому рівні води.

5.7 СДС рекомендується виконувати з інвентарних конструкцій (додатки Б, Е). Допускається застосовувати індивідуальні конструкції, зокрема, дерев'яні.

6 КЛАСИФІКАЦІЯ

Спеціальні допоміжні споруди класифікують:

а) за матеріалом:

1) залізобетонні;
2) бетонні;
3) металеві;
4) дерев’яні;

б) за призначенням:

1) загального призначення:
   - основні;
   - захисні.
2) для будівництва фундаментів:
   - засоби улаштування котлованів фундаментів;
   - допоміжні пристрої .
3) для монтажу сталевих та сталезалізобетонних конструкцій:

— конструкції для напівнавісного збирання;

— конструкції та засоби для поздовжнього насування прогонових будов;

— системи конструкцій для монтажу прогонових будов споруди з плавучих опор;

— конструкції нерухомих підйомних засобів для піднімання (опускання) прогонових будов;

— тимчасові конструкції.

До основних спеціальних допоміжних споруд загального призначення відносять:

— підкранові естакади;

— робочі містки;

— засоби підмощування;

— запобіжні огородження.

До захисних спеціальних допоміжних споруд загального призначення відносять:

— льодорізи;

— корчовідбійники.

До засобів улаштування котлованів фундаментів відносять:

— шпунтові огородження;

— ґрунтові перемички;

— штучні острівці;

— закладні кріплення;

— бездонні ящики;

— напрямні каркаси.

Допоміжні пристрої застосовуються для занурення паль, оболонок, стовпів, буріння свердловин та для укладання підводного бетону.

Конструкції для напівнавісного збирання використовуються для балочних прогонових будов;

До конструкцій та засобів для поздовжнього насування прогонових будов відносять аванбеки, ар’єрбеки, шпренгелі, приймальні консолі; тимчасові опори, тягові (штовхаючі) та гальмівні пристрої; накочувальні колії, візки, каретки, котки.

Системи конструкцій для монтажу прогонових будов споруди з плавучих опор включають в себе:

— самопідйомні плавучі платформи;

— стапелі;

— плашкоути;

— понтони;

— баржі.

До тимчасових конструкцій відносять тимчасові причали, ґрунтові якорі. Причали бувають зрубовими, пальовими або плавучими.

7 ГАБАРИТИ

7.1 Габарити наближення конструкцій мостів (шляхопроводів), що проектуються, повинні відповідати вимогам:

— на залізницях – [12];

— на автомобільних дорогах загального користування, внутрішньогосподарських автомобільних дорогах, в сільськогосподарських підприємствах і організаціях, на дорогах промислових підприємств, а також на вулицях і дорогах в містах, селищах і сільських населених пунктах – у відповідності з ДБН В.2.3-14, ДБН В.2.3-4.

7.2 Підмостові габарити в просвітах риштувань в межах суднового і сплавного фарватерів встановлюють залежно від характеру судноплавства в період будівництва і класу водного шляху з урахуванням вимог [1].

7.3 На водотоках висоту СДС і просвіт між опорами встановлюють проектом залежно від місцевих умов з урахуванням вимог:

— за робочий рівень води (льодоставу) приймають найвищий, який можливий в період виконання даного виду робіт сезонний рівень води

(льодоставу), що відповідає розрахунковій витраті (рівню льодоставу) ймовірністю перевищення 10 %. При цьому враховують можливі перевищення рівня від нагону вітру або стиснення русла. На річках з регульованим стоком робочий рівень призначають на підставі даних за результатами регулювання стоку.

Допускається приймати робочий рівень води ймовірністю перевищення до 50 % (коли матеріальні втрати від можливого затоплення менше отриманого ефекту або передбачається посилення споруди в період паводку); при цьому в ПВР потрібно розробляти заходи по забезпеченню пропуску льоду і високої води.

При проектуванні причалів і плавучих опор, призначених для перевезення прогонових будов, належить враховувати найнижчий можливий рівень в період перевезень, рівень води імовірності пониження 10 %.

— верх шпунтових огороджень, бездонних ящиків, ґрунтових перемичок має бути вище робочого рівня не менше ніж на 0,7 м та на 0,3 м при льодоставі і над рівнем ґрунтових вод; острівці для опускання колодязів і кесонів мають бути вище робочого рівня не менше ніж на 0,5 м;

— низ прогонових будов робочих містків, підкранових естакад, риштувань на несудохідних і несплавних річках, а також в несудохідних прогонах судноплавних річок повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище від робочого рівня.

Дозволяється зменшувати висоту при нетривалому стоянні високих рівнів, допустимості тимчасового затоплення конструкцій, можливості їх короткочасного зняття;

— на переходах з корчоходом, селями не рекомендується зводити допоміжні опори в прогонах між постійними опорами. При необхідності їх зведення відстань між опорами риштувань у просвіт має бути не менше ніж 10 м і зведення їх треба починати в період найменш ймовірної появи небезпечних впливів. Допоміжна опора зводиться, як правило, біля постійних опор мосту.

На водотоках з корчоходом і селевими потоками низ конструкцій прогонових будов підкранових естакад і робочих містків повинен бути не менше ніж 1,0 м над робочим рівнем.

На переходах з намерзлим льодом потрібно уникати спорудження проміжних опор. Низ конструкцій прогонових будов повинен підніматися на 0,5 м над робочим рівнем, що відповідає висоті розрахункової товщини намерзлого льоду ΔH_p.

8 ВИМОГИ ДО РОЗРАХУНКІВ КОНСТРУКЦІЙ І ОСНОВ

8.1 Конструкції СДС та їх основи розраховують на силові навантаження за методом граничних станів на силові та інші впливи. Основні положення з розрахунку приймають згідно з ДБН В.1.2-14.

8.2 Крім розрахунків на силові навантаження потрібно виконувати розрахунки:

— тягових зусиль для переміщення конструкцій, які збираються;

— теплотехнічні – опалубки при зимовому бетонуванні;

— фільтраційні – огородження котлованів;

— розмивів основ допоміжних опор і шпунтових огороджень;

— електротехнічні – заземлення конструкцій, що монтуються і СДС.

8.3 Розрахункова схема СДС повинна відповідати проектній геометричній схемі з урахуванням конструктивних рішень для кожного етапу виконання робіт і порядку завантаження конструкцій. Будівельний підйом і деформації під навантаженням не враховують.

При визначенні зусилля в елементах конструкції допускається пружна робота матеріалу. Просторову конструкцію допускається розбивати на окремі плоскі системи.

8.4 Розрахунок конструкцій СДС і їх основ за першою групою граничних станів виконують на розрахункові навантаження, другою групою граничних станів – на характеристичні навантаження.

Розрахунок СДС на витривалість не виконується.

Вказівки з призначення коефіцієнтів і їх величин наведені в розділі 8.

8.5 Навантаження при розрахунках приймають в найбільш несприятливих положеннях і сполученнях, можливих під час виконання робіт як окремих елементів і конструкцій допоміжних споруд, так і їх основи.

Положення і сполучення навантажень встановлюють з урахуванням вимог, наведених у розділах 9 - 12.

8.6 Величини напружень (деформацій), що визначаються в елементах конструкцій при розрахунках СДС на різних стадіях їх експлуатації, не повинні перевищувати розрахункових опорів матеріалів (граничних деформацій), встановлених в нормах на проектування відповідних конструкцій з урахуванням цих норм.

8.7 Розрахунковий опір матеріалів (ґрунту) в розрахунках на міцність і стійкість приймають відповідно до розділів 12 – 14.

8.8 Проектування допоміжних елементів, що працюють разом з основною конструкцією на стадії монтажу (з'єднувальні елементи між прогоновими будовами, аванбеки, шпренгелі, приймальні консолі, обудову постійних опор, анкерування прогонових будов на постійних опорах) потрібно виконувати відповідно до вимог ДБН В.2.3-14.

8.9 Стійкість конструкцій проти перекидання розраховують за формулою:

$$Mu \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z, \tag{8.1}$$

де Mu – момент сил, що діють на перекидання відносно осі можливого повороту (перекидання) конструкцій, що проходить по крайніх точках обпирання;

m – коефіцієнт умов роботи, для конструкцій, що спираються на окремі опори – 0,95; для масивних опор, зрубів і кліток – 0,9; для шпунтових стінок – згідно з додатком В;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, приймається рівним 1,1;

M_z – момент утримуючих сил відносно тієї ж осі.

Всі перекидні сили приймаються з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$. Всі утримуючі сили – з коефіцієнтом $\gamma_f < 1$. Потрібно враховувати зменшення ваги конструкцій внаслідок дії води.

Під час розрахунку стійкості анкерних конструкцій утримуючий момент визначають з урахуванням розрахункової несної здатності анкера.

8.10 Стійкість конструкції проти зсуву (ковзання) потрібно розраховувати за формулою:

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \tag{8.2}$$

де Q_r – розрахункова зсувна сила, що дорівнює сумі проекцій сил, що зсувають на напрям можливого зсуву (ковзання);

$m = 0{,}9$ – коефіцієнт умов роботи конструкцій;

$\gamma_n = 1{,}1$ – коефіцієнт надійності за призначенням;

Q_z – розрахункова утримуюча сила, що дорівнює сумі проекцій утримуючих сил на площину зсуву.

Усі зсувні сили приймаються з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$. Всі утримуючі сили – з коефіцієнтом $\gamma_f < 1$.

Примітка 1. За утримуючу горизонтальну силу, створювану ґрунтом, допускається приймати силу, створювану активним тиском в напрямку, протилежному напрямку зсуву.

Примітка 2.Сили тертя в основі необхідно визначати за мінімальним значенням коефіцієнта тертя підошви фундаменту об ґрунт.

Примітка 3. При розрахунку на зсув конструкцій, закріплених ґрунтовими якорями або упорами, утримуючу силу треба визначати з урахуванням розрахункової несної здатності ґрунтового якоря або упора.

8.11 У спорудах з монтажними з'єднаннями на звичайних болтах грубої та нормальної точності деформації обчислюють шляхом збільшення розрахункових величин на 30 %.

У конструкціях з розтягнутими фланцевими стиками додатково враховуються деформації стику.

Залишкові деформації потрібно приймати (на один контакт) в місцях примикання, мм:

— дерева до дерева – 2;

— дерева до металу і бетону – 1;

— металу до бетону – 0,5;

— металу до металу (у стиснутих фланцевих стиках) – 0,2.

Осадку щільно підбитих лежнів потрібно приймати 10 мм, пісочниць, заповнених піском – 5 мм.

9 НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ

9.1 Розрахунок конструкцій СДС потрібно виконувати на дію навантажень і впливів, наведених в таблиці 9.1.

9.2 Характеристичні навантаження визначають згідно з 9.5 – 9.27. Розрахункові навантаження визначають як добуток характеристичного навантаження на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f, наведених в таблиці 9.1.

Коефіцієнт γ_f відповідно до таблиці 9.1 в кожному рядку приймають однаковим для певної частини споруди (прогонової будови, риштувань, пірсів, проміжних опор, призми обвалення), крім розрахунку на стійкість положення конструкції, де γ_f приймають відповідно до таблиці 9.1 з урахуванням вимог 8.9, 8.10.

9.3 У всіх випадках значення γ_n при розрахунках СДС потрібно приймати не нижче ніж 0,9, а для СДС, що працюють на стадії монтажу разом з основною конструкцією приймати не нижче значень для цієї конструкції.

9.4 Ймовірність сполучення різних навантажень враховуються коефіцієнтами сполучень η. Якщо окремо не обумовлено, η приймають рівним одиниці.

Вплив динамічних навантажень при розрахунку конструкцій потрібно враховувати динамічним коефіцієнтом $1+\mu$.

Величини коефіцієнтів потрібно приймати відповідно до вимог розділів 10-13.

Таблиця 9.1 - Навантаження і впливи, дії яких зазнають конструкції СДС

Номер наван-таження	Характеристичні навантаження і впливи	γ_f	Пункти цих норм
1	2	3	4
	Постійні		
1	Власна вага конструкції СДС: - сталевих, змонтованих з інвентарних і неінвентарних конструкцій; - дерев'яних; - утеплюючих шарів опалубки	1,1 (0,9) 1,2 (0,9) 1,3 (0,8)	9.5
2	Тиск від ваги ґрунту: - вертикальний; - горизонтальний	1,2 (0,9) 1,2 (0,8)	9.6
3	Гідростатичний тиск води	1,0	9.7
4	Гідродинамічний тиск води (включаючи хвильовий)	1,2 (0,75)	9.8
Змінні, тривалі, технологічні			
5	Вага конструкцій, що зводяться	1,1 (0,9)	9.9
6	Вага будівельних матеріалів і вантажів, що складуються	1,3 (0,8)	9.10
7	Вага працюючих людей, інструмента і дрібного устаткування	1,3 (0,7)	9.11
8	Вага монтажного (кранового, копрового і технологічного) устаткування	1,1 (0,9)	9.12
9	Горизонтальні інерційні навантаження від монтажного устаткування	1,1 (1,0)	9.13
10	Вага транспортних засобів	1,2 (0,9)	8.14
11	Горизонтальні навантаження від транспортних засобів	1,1 (1,0)	9.15
12	Вплив домкратів під час регулювання зусиль в конструкціях, що зводяться: - гвинтових; - гідравлічних, в тому числі, об’єднаних у батарею	1,2 1,3	9.16
13	Вплив штучного регулювання в конструкціях СДС	1,3 (0,8)	9.17

Кінець таблиці 9.1

1	2	3	4
14	Сила тертя при переміщенні конструкцій, що зводяться та інших вантажів: - на котках; - на полозах; - на візках; - на полімерних пристроях ковзання	 1,1 1,3 1,2 1,3	9.18
15	Поперечні горизонтальні сили при переміщенні конструкцій, що зводяться та інших вантажів	1,1	9.19
16	Навантаження від бетонної суміші при укладанні і вібруванні	1,3	9.20
	Змінні короткочасні, інші		
17	Вітрове навантаження	1,0	9.21
18	Льодове навантаження	1,0	9.22
19	Навантаження навалу суден і плавучих засобів	1,0	9.23
20	Температурно-кліматичний вплив	1,0	9.24
21	Вплив просідання ґрунту	1,0	9.25
22	Навантаження від наїзду автомобілів	1,0	9.26
23	Навантаження від корчоходу	1,0	9.27

Примітка 1. Значення γ_f, зазначені в дужках, приймають у випадках, коли при невигідному сполученні навантажень збільшується їх сумарний вплив на СДС.

Примітка 2. Розрахунок підтримуючих конструкцій на дію навантаження крана, а також навантаження від транспортних засобів в необхідних випадках потрібно проводити з урахуванням ваги допоміжних і мостових конструкцій, що монтуються, а також будівельних матеріалів і устаткування, підвішених до крана, або завантажених на транспортні засоби. Вагу цих конструкцій, матеріалів і устаткування потрібно приймати з відповідними коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f, наведеними в таблиці.

9.5 Вертикальне навантаження від власної ваги СДС (навантаження 1 відповідно до таблиці 9.1) потрібно визначати за проектними об'ємами і характеристичного значення питомої ваги матеріалів.

Потрібно враховувати горизонтальний вплив (розпір, натяг) від вертикального навантаження.

Розподіл навантаження від власної ваги в конструкціях, що розраховуються, потрібно приймати:

а) у настилах, поперечинах, прогонах, насадках, балочних і кружальних фермах, коробах опалубки – рівномірно вздовж конструкції, якщо фактична нерівномірність не перевищує 10 % середньої величини;

б) у стійках риштувань, пірсів, опор підкранових естакад та інших подібних підтримуючих конструкціях – рівномірно між усіма стійками рами або опори;

в) в інших конструкціях – за фактичною вагою окремих її частин.

9.6 Тиск від ваги ґрунту, кПа (тс/м²) (навантаження 2 відповідно до таблиці 9.1) потрібно визначати:

а) вертикальний тиск за формулою:

$$P_V = \gamma \cdot h\ , \tag{9.1}$$

де γ – питома вага ґрунту, кН/м³ (тс/м³);

h – розрахункова товщина шару ґрунту, м.

б) горизонтальний (бічний) тиск ґрунту на огородження котлованів і тимчасові підпірні стінки – згідно з [3], [4] (розділ 2, підпірні стінки). Допускається використовувати рекомендації додатка В.

Характеристичні значення ґрунтів γ, c, φ потрібно приймати за даними безпосереднього випробування ґрунтів, для попередніх розрахунків допускається приймати згідно з додатком Д.

9.7 Гідростатичний тиск води (навантаження 3 відповідно до таблиці 9.1) враховується для частин споруд і ґрунтів, розташованих нижче рівня поверхневих або ґрунтових вод шляхом зменшення маси частин споруди і введення в розрахунок бічного тиску води, а також тиску води на днища.

Гідростатичний тиск води P, кПа (тс/м²), у будь-якому напрямі приймають:

$$P = \gamma \cdot h, \tag{9.2}$$

де γ – питома вага води, 10 кН/м³ (1 тс/м³);

h – розрахункова висота шару води, м.

9.8 Гідродинамічний тиск води (навантаження 4 відповідно до таблиці 9.1) на підводну частину конструкції (плавучих засобів) визначають:

а) від впливу текучої води $N_{вп}$, Н (кгс):

$$N_{\text{вп}} = N_{\text{л}} + N_T, \tag{9.3}$$

де $N_л$ – лобовий тиск води, Н:

$$N_{\text{л}} = 500 \cdot \varphi_0 \cdot F \cdot V^2, \tag{9.4}$$

де φ_0 – коефіцієнт, враховуючий міру обтічності зануреного у воду тіла, приймати для загострених або закруглених в плані контурів – 0,75, для прямокутних – 1,00;

F – підводна площа поперечного перерізу, м^2, по міделю (найбільш широкому);

V – середня швидкість течії води для нерухомих конструкцій приймається за даними поплавкових спостережень і вимірювань гідрометричною вертушкою в межах горизонту занурення; для конструкцій, що переміщуються, V – відносна швидкість переміщення води і плаваючого тіла, м/с. У випадку, якщо підводна частина конструкції (плавуча системи) стискає живий переріз більше ніж на 10 %, потрібно враховувати зростання швидкості водного потоку;

де $N_{\text{т}}$ – сила тертя води по поверхні плаваючого тіла, Н (кгс).

$$N_{\text{т}} = f \cdot S \cdot V^2, \tag{9.5}$$

f – коефіцієнт, що характеризує тертя води по поверхні зануреного тіла, Н·с^2/м^4 (кгс·с^2/м^4) приймати:

- для металевих поверхонь – 1,70 (0,17);
- для дерев'яних – 2,50 (0,25);
- для бетонних – 2,00 (0,20).

S – площа змоченої поверхні (поверхня тертя води), м^2.

F і S потрібно приймати:

— для плашкоутів і барж:

$$F = t \cdot B, \tag{9.6}$$

$$S = L(2 \cdot t + B), \tag{9.7}$$

— для бездонних ящиків, кесонів:

$$F = (H + 0{,}5 \dots 1)B, \tag{9.8}$$

$$S = L[2(H + 0{,}5 \dots 1) + B], \tag{9.9}$$

де t – осадка плашкоута або баржі, м;

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

L – довжина плашкоута, баржі, бездонного ящика, кесона, м;

H – глибина води в місці опускання бездонного ящика або кесона, м.

При $V \geq 2$м/с потрібно враховувати зростання рівня води біля споруди:

$$\Delta H = \frac{V^2}{2 \cdot g}, \tag{9.10}$$

де g – прискорення сили тяжіння, м/с^2.

За наявності косини течії, лобовий тиск води $N_л$ обчислюють як проекцію зануреної у воду частини плаваючого тіла на площину, нормальну до напрямку течії;

б) від хвиль:

1) для акваторій із значною висотою хвиль (озера, водосховища, широкі річки) хвильовий тиск треба розраховувати відповідно до [2];

2) в інших випадках тиск води на метр ширини проекції, перпендикулярної напрямку води, можна приймати приблизно в розмірі:

— 0,3 кН/м (0,03 тс/м) – для річок завширшки від 300 м до 500 м;

— 1,2 кН/м (0,12 тс/м) – для річок завширшки понад 500 м.

9.9 Вертикальне навантаження від ваги мостових конструкцій, що зводяться, (навантаження 5 відповідно до таблиці 9.1) потрібно визначати за проектними специфікаціями або об'ємами і характеристичної питомої ваги матеріалів, наведених у проекті реконструкції.

Під час реконструкції мостів вагу конструкцій потрібно визначати з урахуванням їх фактичного стану.

Повинна бути врахована горизонтальна дія вертикального навантаження (розпір, натяг) з урахуванням напружено-деформованого стану конструкцій, а також фізичних та механічних характеристик матеріалів.

Вага споруджуваних конструкцій моста, що передається на допоміжні споруди (складальні клітки, прогони), приймається рівномірно розподіленою по довжині, якщо її фактичні відхилення по довжині не перевищують 10 %.

При улаштуванні декількох (більше двох) прогонів, рядів складальних кліток в площині, поперечній до осі моста, навантаження від споруджуваних конструкцій приймати рівномірно розподіленим в поперечному напрямку, якщо крутильна жорсткість споруджуваної конструкції дорівнює або більше крутильної жорсткості допоміжних споруд.

Вагу елементів і вантажів, що встановлюються або укладаються кранами на СДС (риштування), враховувати з динамічним коефіцієнтом 1,1.

9.10 Вагу будівельних матеріалів і вантажів, що складуються, (навантаження 6 відповідно до таблиці 9.1) потрібно визначати за кількістю і характеристикою матеріалів і вантажів, які складуються на конструкцію, що розглядається, згідно з проектом.

9.11 Характеристичне навантаження від працюючих людей, інструменту і дрібного устаткування (навантаження 7 відповідно до таблиці 9.1) потрібно враховувати згідно з [18] і 9.2.

9.12 Вагу монтажного (кранового копрового і технологічного устаткування (навантаження 8 відповідно до таблиці 9.1) потрібно приймати за

паспортними даними і каталогами. У випадку відсутності паспортних даних або даних у каталогах – згідно з документацією на виготовлення цього устаткування.

Монтажне устаткування в розрахунковій схемі приймають в положенні, що викликає найбільші силові впливи на конструкцію СДС, що розраховується.

Навантаження від ваги будівельно-монтажного устаткування в розрахунку конструкції потрібно приймати з динамічним коефіцієнтом (1 + μ):

а) для ваги нахиленої стріли крана і підвішеного до неї вантажу вагою до 200 кН (20 тс) – 1,2;

б) те саме, якщо вантаж понад 200 кН (20 тс) – 1,1;

в) від ваги нахиленої стріли копра – 1,2;

г) від ваги палі, яку піднімають лебідкою копра – 1,4;

д) для ваги молота при підніманні – 1,3.

Якщо відсутність вантажу на крані (копрі) впливає більш несприятливо, ніж його наявність – вплив крана (копра) в розрахунку потрібно приймати без вантажу.

Таблиця 9.2 - Характеристичне навантаження від людей, інструменту і дрібного устаткування

Ч.ч.	Конструкція	Навантаження
1	2	3
1	Неінвентарні засоби підмощування (риштування збірно-розбірні, риштування навісні, майданчики навішені на конструкції) згідно з [18]	Поверхневе рівномірно-розподілене статичне навантаження 2000 Па (200 кг/м²)
2	Всі горизонтальні несні елементи засобів підмощування (незалежно від розрахунку згідно з п.1)	Вертикальне зосереджене статичне навантаження 1300 Н (130 кгс), прикладене у середині елемента (незалежно від загального поверхневого навантаження)
3	Прогонові будови автодорожніх мостів, які збираються	Поверхневе рівномірно-розподілене статичне вертикальне навантаження – 100 Па (10 кгс/м^2)

9.13 Горизонтальне інерційне навантаження від монтажного устаткування (навантаження 9 відповідно до таблиці 9.1) може викликатися різними причинами та класифікуються навантаженнями і впливами згідно з 9.13.1 – 9.13.5.

9.13.1 Навантаження від гальмування електричного крана (баштового) спрямованого уздовж кранової колії.

Характеристичне навантаження – приймають за паспортом крана або у розмірі 0,1 від повного характеристичного вертикального навантаження на гальмівні колеса крана з тієї сторони, що розглядається, кН (тс) згідно з ДБН В.1.2-2.

Аналогічно приймають поздовжнє навантаження від гальмування копрів з електричним приводом ходової частини.

9.13.2 Навантаження від удару крана в тупиковий упор, направлене вздовж осі колії, визначають згідно з ДБН В.1.2-2. Навантаження враховується при розрахунку упорів і їх закріплення до підкранових конструкцій.

9.13.3 Навантаження від гальмування візка електричного крана (козлового крана), спрямованого поперек кранової колії.

Характеристичне навантаження приймають за паспортом крана або 5% від підіймальної сили крана і ваги візка, кН (тс). Навантаження передається на одну рейку кранової колії і порівну розподіляється між усіма колесами, що обпираються на неї і може бути спрямоване як всередину колії так і назовні колії.

9.13.4 Навантаження від перекосу ніг козлового крана або непаралельності кранової колії, спрямоване поперек кранової колії. Характеристичне навантаження приймають рівним 0,12 від характеристичного вертикального навантаження на ведучі колеса, кН, (тс).

Горизонтальні навантаження від гальмування крана, гальмування візка крана і перекосу ніг прикладають в місця контакту ходових коліс крана з рейкою і розподіляти між колесами пропорційно вертикальному тиску на них.

9.13.5 Реактивний момент, що виникає при пуску і зупинці двигуна повороту механізму (крана, копра, бурової машини), потрібно враховувати за формулами:

$$M = \frac{7000 \cdot N_{пов}}{n} \left[Н \cdot м \right], \quad (9.11)$$

$$M = \frac{700 \cdot N_{пов}}{n} \left[кгс \cdot м \right], \quad (9.12)$$

де $N_{пов}$ – потужність електродвигуна повороту в кс, або:

$$M = \frac{9500 \cdot N_{пов}}{n} \left[Н \cdot м \right], \quad (9.13)$$

$$M = \frac{950 \cdot N_{пов}}{n} \left[кгс \cdot м \right], \quad (9.14)$$

де $N_{пов}$ – потужність електродвигуна повороту, кВт;

n – число обертів поворотної частини механізму, хв.

Крутильні моменти бурових машин, що передаються на робочий орган або обсадну трубу, потрібно приймати за паспортом бурової машини.

Реактивний момент повороту і реактивний крутильний момент передаються на підтримуючі конструкції СДС у точках обпирання (закріплення) механізму у вигляді пари (пар) сил, величину яких визначають залежно від характеру обпирання (гусениці, колеса, аутригери) і координат точок обпирання відносно центру обертання.

9.14 Вагу транспортних засобів (навантаження 10 відповідно до таблиці 9.1) потрібно приймати за паспортами і каталогами. Характеристичне вертикальне навантаження від автотранспортних засобів приймати згідно з ДБН В.2.3-14.

9.15 Горизонтальні навантаження від гальмування транспортних засобів (навантаження 11 відповідно до таблиці 9.1) спрямованих вздовж руху приймаються:

— для автомобілів і автокранів при швидкостях не більше ніж 30 км/год – 0,25 P_a, де P_a – вага автомобіля (автокрану);

— для тракторів і бульдозерів – 0,30 $P_г$, де $P_г$ – вага гусеничного крана (трактора, бульдозера);

— для навантаження А – відповідно до ДБН В.2.3-14.

При швидкостях менше ніж 5 км/год навантаження від гальмування не враховується.

9.16 Вплив домкратів на конструкції СДС при регулюванні напруження або виправленні положення і будівельного підйому конструкцій (навантаження 12 відповідно до таблиці 9.1), потрібно визначати як опорний тиск на домкрати від характеристичних навантажень плюс додаткове зусилля, яке встановлюється у робочій документації СДС, необхідне для регулювання в ній напружень (положення).

Опорний тиск на домкрати (реакції на домкрати) від конструкції, що монтується, потрібно визначати за розрахунковою схемою до початку регулювання напруження або виправлення положення і будівельного підйому, незалежно від порядку монтажу і розподілу зусиль (крім розрахунку самої конструкції).

9.17 Вплив штучного регулювання зусиль в конструкціях СДС (навантаження 13 відповідно до таблиці 9.1) потрібно враховувати у випадках, передбачених проектом (зокрема, надання плашкоутам початкового зворотного вигину відповідним порядком їх баластування). Зусилля встановлюють проектом.

9.18 Силу тертя N_T^H (навантаження 14 відповідно до таблиці 9.1) при переміщеннях прогонових будов, бездонних ящиків, підкранових і підкопрових містків в горизонтальній площині потрібно визначати за формулами:

а) при переміщенні по рейках на підкладках (полозах) або бетонній, ґрунтовій і дерев'яній основі:

$$N_T^H = f_1 \cdot P, \tag{9.15}$$

б) при переміщенні по рейках на котках:

$$N_T^H = k \cdot \frac{f_2 \cdot P}{R_1}, \quad (9.16)$$

в) при переміщенні по рейках на візках з підшипниками ковзання:

$$N_T^H = \frac{P}{R_2} \cdot (k \cdot f_2 + f_3 \cdot r), \quad (9.17)$$

те саме з підшипниками кочення:

$$N_T^H = \frac{P}{R_2} \cdot (k \cdot f_2 + f_4 \cdot r), \quad (9.18)$$

г) при переміщенні по полімерних пристроях ковзання:

$$N_T^H = f_5 \cdot P, \quad (9.19)$$

де P – характеристичне навантаження від ваги конструкції, (механізму), що переміщується, кН (тс);

f_1 – коефіцієнт тертя ковзання приймають згідно з додатком Ж;

f_2 – коефіцієнт тертя кочення котка (колеса) по рейках приймають згідно з 9.3;

f_3 – коефіцієнт тертя ковзання в підшипниках приймають від 0,05 см до 0,10 см;

f_4 – коефіцієнт тертя кочення в підшипниках, 0,02 см;

f_5 – коефіцієнт тертя ковзання для полімерних матеріалів приймають згідно з 9.4;

R_1 – радіус котка, см;

R_2 – радіус колеса, см;

$k = 2$ – коефіцієнт, що враховує вплив місцевої нерівності рейок, котків, перекіс котків, непаралельність накочувальних колій та інших чинників, що викликають збільшення опору рухові;

r – радіус осі колеса (в підшипнику), см.

Таблиця 9.3 - Коефіцієнт тертя кочення котка (колеса) по рейках

Діаметр котка (колеса), мм	Коефіцієнт тертя кочення f_2
200–300 і менше	0,04
400–500	0,06
600–700	0,08
800	0,10
900–1000	0,12

Таблиця 9.4 - Коефіцієнт тертя ковзання для полімерних матеріалів

Матеріал пари тертя	Тиск, МПа, (кгс/см²)	Коефіцієнт тертя полімерних пристроїв ковзання при температурі	
		мінусовій	позитивній
Полірований лист + фторопласт	< 10 (100) > 10 (100)	0,12 0,09	0,07 0,06
Полірований лист + нафтлен	< 10 (100) > 10 (100)	0,12 0,10	0,07 0,06
Полірований лист + метало фторопласт	< 10 (100) > 10 (100)	 0,12	0,08
Полірований лист + поліетилен ВП	< 10 (100) > 10 (100)	0,18 0,12	0,10 0,06

Примітка 1. У таблиці вказані коефіцієнти тертя при зрушенні з місця. При ковзанні значення коефіцієнта тертя знижуються в середньому на 20 % порівняно із значеннями наведеними в таблиці.

Примітка 2. При заміні полірованого листа листом, пофарбованим емаллю, значення коефіцієнта тертя збільшуються на 10 %.

9.19 Бічне зусилля від перекосу котків, від тиску на бічні огорожі і непаралельності накочувальних колій (навантаження 15 відповідно до таблиці 9.1), Н(кгс), потрібно визначати за формулами:

а) при переміщенні по пірсах на візках з рухомим обпиранням одного кінця прогонової будови:

$$H = 0{,}015 \cdot R, \tag{9.20}$$

б) те саме при нерухомому обпиранні обох кінців прогонової будови:

$$H = 0{,}15 \cdot R, \tag{9.21}$$

в) при поздовжньому переміщенні на котках:

$$H = 0{,}03 \cdot R, \tag{9.22}$$

г) при переміщенні на полімерних пристроях ковзання:

$$H = f_5 \cdot R, \tag{9.23}$$

де R – характеристична опорна реакція від ваги конструкції, яку насувають, Н (кгс).

Бічне зусилля потрібно враховувати для розрахунку упорних пристроїв, деталей їх скріплення, прогонів накочувальних колій і опор висотою менше ніж 1 м.

При розрахунку накочувальних опор висотою більше ніж 1 м і їх основ бічне зусилля потрібно враховувати з коефіцієнтом 0,5.

9.20 Навантаження від бетонної суміші при укладанні і вібруванні (навантаження 16 відповідно до таблиці 9.1) потрібно приймати:

а) вертикальні – від вібрування бетонної суміші – 2 кПа (200 кгс/м^2) горизонтальної поверхні опалубки;

б) горизонтальні (на бічну поверхню опалубки):

— від тиску свіжоукладеної бетонної суміші – згідно з 9.5;

— від струсу при вивантаженні бетонної суміші – згідно з 9.6;

— від вібрування бетонної суміші, кПа (кгс/м²) – $4 \cdot k_3 (400 \cdot k_3)$.

де k_3 – коефіцієнт,що враховує неодночасну роботу вібраторів по ширині виробу, вводиться в розрахунок прогонів і стійок опалубки;

$k_3 = 1$ – для виробів завширшки до 1,5 м і виробів, що ущільнюється зовнішніми вібраторами;

$k_3 = 0{,}8$ – для виробів завширшки понад 1,5 м.

Для форм, з нахилом у бік виробу, тиск бетонної суміші визначають множенням горизонтального тиску бетонної суміші на синус кута форми до горизонту. При куті нахилу менше ніж 30° до горизонталі горизонтальний тиск бетонної суміші на форму не враховується.

Таблиця 9.5 - Горизонтальні навантаження (на бічну поверхню опалубки) від тиску свіжоукладеної бетонної суміші при її укладанні і вібруванні

Спосіб укладання і ущільнення бетонної суміші	Розрахункові формули для визначення максимального бічного тиску	Межі використання формули
З допомогою внутрішніх вібраторів	$P = \gamma \cdot H$	$H \leq R; V < 0{,}5$
Те саме	$P = \gamma \cdot (0{,}27 \cdot V + 0{,}78) \cdot k_1 \cdot k_2$	$V \geq 0{,}5; H \geq 1$ м
З допомогою зовнішніх вібраторів	$P = \gamma \cdot H$	$V < 4{,}5; H \leq 2 \cdot R_1$
Те саме	$P = \gamma \cdot (0{,}27 \cdot V + 0{,}78) \cdot k_1 \cdot k_2$	$V \geq 4{,}5; H > 2$ м
Підводне бетонування методом ВПТ	$P = h_д \cdot (\gamma - 1000)$	–

У таблиці 9.5 позначено:

P – характеристичний максимальний бічний тиск бетонної суміші, Па (кгс/м²);

γ – характеристична питома вага бетонної суміші ($\gamma = 2350$ кг/м³ для важкого бетону);

H – висота укладеного шару бетону, що тисне на опалубку (але не більше шару, укладеного протягом 4 год.);

V – швидкість бетонування (по вертикалі), м/год.;

R – радіус дії внутрішнього вібратора, м;

R_1 – радіус дії зовнішнього вібратора, м;

k_1 – коефіцієнт впливу консистенції бетонної суміші:

— при осіданні конуса, см: 0 – 2 k_1= 0,8;

4 – 6 k_1 = 1,0;

8 – 12 k_1= 1,2;

k_2 – коефіцієнт впливу температури бетонної суміші:

— при температурі, град.: 5 – 7 k_2= 1,15;

12 – 17 k_2= 1,00;

28 – 32 k_2= 0,85;

$h_д$ – висота «діючого стовпа» підводного бетону, $h_д = k \cdot J$, м,

де k – показник збереження рухливості бетонної суміші, год.;

J – швидкість бетонування, м/год.

Примітка 1. Орієнтовно можна приймати: радіус дії внутрішніх вібраторів *R = 0,75 м*, зовнішніх вібраторів $R_1 = 1,0$ *м*.

Примітка 2. У разі, коли температура бетону невідома, приймають $k_2 = 1,0$.

Примітка 3. Показник рухливості бетонної суміші k_1 приймають не менше ніж 0,7 – 0,8 год., а швидкість бетонування *J* – не менше ніж 0,3 м/год.

Примітка 4. У всіх випадках боковий тиск потрібно обмежувати величиною $P_{max} = \gamma \cdot H$ і $\gamma = 250 \frac{кН}{м^3}$ (2500 кгс/м³) для важкого бетону.

Таблиця 9.6 - Горизонтальні навантаження (на бічну поверхню опалубки) від струсу при вивантаженні бетонної суміші при її укладанні і вібруванні

Спосіб подачі бетонної суміші в опалубку	Горизонтальне навантаження на бічну опалубку, кПа (кгс/м^2)
Спуск лотками і хоботами, а також безпосередньо з бетоновозів	4,0 (400)
Вивантаження з бадді місткістю: від 0,2 м^3 до 0,8 м^3 включно більше ніж 0,8 м^3	 4,0 (400) 6,0 (600)

9.21 Вітрове навантаження (навантаження 17 згідно з таблицею 9.1) потрібно визначати як суму характеристичних значень середньої складової W_m і пульсаційної складової вітрового навантаження W_p.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження відповідно до ДБН В.1.2-2 визначають за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \tag{9.24}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням визначають згідно з 9.14 ДБН В.1.2-2;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску залежно від вітрового району (додаток Д або рисунок 9.1 ДБН В.1.2-2), наведено в таблиці 9.7;

C – коефіцієнт, який визначають відповідно до (9.3) ДБН В.1.2-2.

Коефіцієнт висоти споруди C_h враховує збільшення вітрового тиску по висоті (береться окремо для кожного елемента споруди з урахуванням його висоти). Коефіцієнт висоти споруди C_h приймається згідно з 9.8, C_{aer} – згідно з 9.9 та згідно з додатком 1 ДБН В.1.2-2.

Таблиця 9.7 - Характеристичне значення вітрового тиску залежно від вітрового району

Вітрові райони України (згідно з рисунком 9.1 ДБН В.1.2-2)	Характеристичний (нормативний) вітровий тиск, W_o, кПа (кгс/м^2)
1	0,40 (40)
2	0,45 (45)
3	0,50 (50)
4	0,55 (50)
5	0,60 (60)
Примітка 1. При перевірці міцності та стійкості споруд на стадіях робіт тривалістю експлуатації не більше двох тижнів або в безвітряний період (опалубка до бетонування, монтажна башта до завантаження) характеристичний вітровий тиск приймається з коефіцієнтом 0,8 від наведених в таблиці. **Примітка 2.** Характеристичний тиск вітру прийнятий для висоти над землею до 10 м.	

Таблиця 9.8 – Коефіцієнт висоти споруди C_h для типів місцевості залежно від висоти z

Висота розрахункової площини над поверхнею землі		≤5	10	20	40	100
Коефіцієнт C_h для типів місцевості	I	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00
	II	0,50	0,65	0,85	1,10	1,60
	III	0,40	0,40	0,55	0,80	1,25
Примітка. Тип місцевості прийнятий згідно з 9.9 ДБН В.1.2-2.						

Таблиця 9.9 - Аеродинамічний коефіцієнт C_{aer} залежно від елементу СДС

Назва елементів	Аеродинамічний коефіцієнт C_{aer}
Опалубка і подібні елементи, складені в горизонтальному перерізі	0,8, – 0,6
Суцільні елементи прямокутного перерізу	1,4
Елементи круглого перерізу	1,2
Ванти і відтяжки	1,1
Буксири, баржі, судна	1,4 (упоперек), 0,8 (вздовж)
Плашкоути	1,4
Горизонтальні поверхні (зони відсмоктування)	– 0,4

9.21.1 Для високих споруд з періодом власних коливань більше ніж 0,3, вітрове навантаження визначають з урахуванням динамічної складової (пульсацій).

9.21.2 У випадках обмеження швидкості вітру при виконанні робіт з умов безпеки праці характеристичний вітровий тиск приймається:

а) при розрахунку потужності тягових пристроїв і буксирів для установки прогонових будов на плавучих опорах з умов виконання робіт при вітрі швидкістю до 10 м/с – 61 Па (6,1 кгс/м^2);

б) при розрахунку:

— риштувань, опор, підкранових естакад та інших пристроїв у процесі роботи монтажних кранів;

— тягових пристроїв у процесі перекочування (насування) прогонової будови;

— підйомних пристроїв і засобів у процесі піднімання прогонової будови;

— пристроїв, що сприймають вплив домкратів у процесі регулювання напруження або виправлення положення і будівельного підйому конструкцій, з умов виконання робіт при вітрі до 15 м/с – 140 Па (14,0 кгс/м^2).

9.21.3 Розрахункову вітрову поверхню потрібно приймати за проектними контурами, за площею проекції частин споруди (силуету судна, крана, копра) на вертикальну площину, перпендикулярну напрямку вітру. Для ґратчастих конструкцій з однотипними елементами розрахункову поверхню потрібно приймати рівною площі ферми, вирахуваної за її зовнішніми габаритами, помноженої на коефіцієнт заповнення φ, який обчислюється за формулою:

$$\varphi = \frac{\sum_i A_i}{A_k} \qquad (9.25)$$

де A_i – площа проекції i-го елемента на площину конструкції;

A_k – площа, яка обмежується контуром конструкції.

Коефіцієнт φ дозволяється приймати рівним:

а) для балочних прогонових будов, що монтуються, з наскрізними фермами:

— перша ферма – 0,2;

— друга і наступні ферми – 0,15;

б) для допоміжних споруд:

— ґратчасті башти з металевих інвентарних конструкцій при кількості площин:

— 2 – 0,5;

— 4 і більше – 0,9;

— ґратчасті башти і стріли кранів (копрів) – 0,8.

Для інших ґратчастих конструкцій значення c і φ визначають згідно з ДБН В.1.2-2.

9.21.4 Горизонтальне поздовжнє вітрове навантаження на ґратчасті ферми, що монтуються, і допоміжні споруди потрібно приймати у розмірі 60 %, на балки з суцільною стінкою – у розмірі 20 % від повного характеристичного поперечного вітрового навантаження.

На інші споруди і підйомно-транспортне устаткування поздовжнє вітрове навантаження потрібно визначати так само, як і поперечне вітрове навантаження.

У конструкціях, які мають розвинені горизонтальні (похилі) площини (настили, опалубки, навіси), потрібно враховувати зони розрідження і вітрового тиску в горизонтальних (похилих) площинах, що викликають утворення вертикальних (підйомних) зусиль.

Ці зусилля визначають за температури мінус $0,4\,^{\circ}$C.

9.21.5 Характеристичну пульсаційну складову вітрового навантаження W_p на висоті Z потрібно визначати відповідно до вимог наведених в ДБН В.2.3-14 і ДБН В.1.2-2.

9.22 Льодове навантаження (навантаження 18 відповідно до таблиці 9.1) на захисні конструкції СДС, які зазнають з умов виконання робіт льодового впливу на річках з льодоходом, потрібно приймати і обчислювати, МН (тс), за формулою:

$$F_{в.р.} = R_c \cdot b \cdot h_d, \qquad (9.26)$$

де R_c – характеристичний опір льодового стиску, МПа (тс/м^2) відповідно до таблиці 9.10;

b – ширина споруди вздовж лінії дії льоду, м;

h_d – розрахункова товщина льоду, м, приймають для річкового льоду 0,8 від максимальної за зимовий період товщини льоду, з ймовірністю перевищення 10 %.

Таблиця 9.10 – Характеристичний опір льодового стиску

Кліматичні зони	Rc, МПа (тс/м^2) для споруд	
	з вертикальним ріжучим ребром	без ріжучого ребра
Райони України	0,35 (35)	0,50 (50)

За рівень прикладення льодового навантаження на споруду приймається рівень високого льодоходу імовірнісного перевищення 10 %.

На льодорізах з похилим ріжучим ребром характеристичний тиск льоду потрібно враховувати:

— як вертикальну складову, кН, (тс), за формулою:

$$F_y = 350 \cdot h_d^2, (F_y = 35 \cdot h_d^2), \quad (9.27)$$

— як горизонтальну складову, кН (тс), за формулою:

$$F_h = F_y \cdot tg \cdot \beta, \quad (9.28)$$

де h_d – товщина льоду, м;

β – кут нахилу ріжучого ребра до горизонту, град.

Товщина льоду, що прийнята в розрахунку, вказується у проекті. Якщо фактична товщина льоду буде більша за прийняту в розрахунку, необхідно вживати додаткові заходи для пропуску льодоходу.

Для особливо відповідальних споруд (опори при напівнавісному збиранні), при дії заторних мас льоду і навантаження від крижаних полів льодове навантаження потрібно визначати відповідно до вимог [2].

9.23 Навантаження від навалу суден і плавучих засобів (навантаження 19 відповідно до таблиці 9.1) на СДС або пристрої, які їх захищають, потрібно приймати:

— від суден, які плавають по річці під час виконання робіт – відповідно до таблиці 9.11;

— від плавучих засобів, які є на будівництві, згідно з наведе ними нижче вимогами.

Таблиця 9.11 - Навантаження від навалу суден, які плавають по річці під час виконання робіт

Клас внутрішніх водних шляхів	Навантаження від навалу суден, МН (тс)			
	Уздовж осі моста зі сторони прогону		Упоперек осі моста зі сторони	
	Судноплавного	Несудноплавного	Верхової	Низової при відсутності течії і верхової
1	1,00 (100)	0,50 (50)	1,25 (125)	1,00 (100)
2	0,70 (70)	0,40 (40)	0,90 (90)	0,70 (70)
3	0,65 (65)	0,35 (35)	0,80 (80)	0,65 (65)
4	0,55 (55)	0,30 (30)	0,70 (70)	0,55 (55)
5	0,25 (25)	0,15 (15)	0,30 (30)	0,25 (25)
6	0,15 (15)	0,10 (10)	0,20 (20)	0,15 (15)
7	0,10(10)	0,05 (5)	0,15 (15)	0,10 (10)
Примітка. Клас внутрішніх водних шляхів визначають згідно з [11].				

Кінетичну енергію від навалу суден E_q, у (тс·м), при підході його до причалу потрібно визначати за формулою:

$$E_q = \psi \cdot \frac{D_c \cdot v^2}{2} \tag{9.29}$$

$$E_q = \psi \cdot \frac{D_c \cdot v^2}{2 \cdot g} \tag{9.30}$$

де ψ – коефіцієнт, що враховує поглинання кінетичної енергії судна, що підходить; для споруд на палях – 0,45;

D_c – розрахункова водотоннажність судна, (тс);

v – нормальна до поверхні споруди складова швидкості підходу судна, м/с, у звичайних умовах приймають 0,2 м/с;

g – прискорення вільного падіння 9,8 м/с^2.

Енергію деформації причальних споруд допускається визначати за формулою:

$$E_i = \frac{1}{2}\frac{F_q^2}{k_i} \tag{9.31}$$

де F_q – поперечне горизонтальне навантаження на причал від навалу суден при підході до споруди;

k_i – коефіцієнт жорсткості причальної споруди в горизонтальному напрямку (орієнтовно $k \approx 2000$ кН/м, (200 тс/м)).

Поздовжня сила F_n, МН (тс) від навалу суден при підході до споруди визначається за формулою:

$$F_n = \mu \cdot F_q, \tag{9.32}$$

де μ – коефіцієнт тертя, приймають залежно від матеріалу лицьової поверхні відбійного пристрою: при поверхні з бетону або гуми – 0,5; при дерев'яній – 0,4.

Навантаження від навалу суден на СДС вважається прикладеним посередині їх довжини або ширини на рівні робочого горизонту води, за винятком випадків, з виступами, що фіксують рівень впливу цього навантаження.

9.24 Характеристичний температурно - кліматичний вплив (навантаження 20 відповідно до таблиці 9.1) потрібно враховувати при розрахунку переміщень і при визначенні зусиль в зовнішньо статично невизначених системах.

Середню в перерізі характеристичну температуру елементів СДС або їх частин, а також вплив сонячної радіації на температуру елементів потрібно приймати і враховувати відповідно до п. 22 ДБН В.1.2-15.

9.25 Вплив просідання ґрунту (навантаження 21 відповідно до таблиці 9.1) в основах СДС потрібно приймати за результатами розрахунку основ.

Просідання ґрунту враховують при розрахунках складальних стапелів на насипах, опор складальних риштувань при збиранні (насуванні) за нерозрізною схемою у випадках, коли просідання не виключається конструктивними заходами.

9.26 Навантаження від наїзду автомобілів (навантаження 22 відповідно до таблиці 9.1) потрібно враховувати в розрахунках тимчасових опор риштувань при розташуванні їх в межах полотна автомобільної дороги як зосереджену

горизонтальну силу величиною 200 кН (20 тс) прикладену на висоті 1,0 м над проїзною частиною, при обмежені швидкості руху автомашин до 25 км/год.

9.27 Навантаження від корчоходу (навантаження 23 відповідно до таблиці 9.1) на захисні споруди (пристрої) потрібно визначати для рівня води ймовірністю перевищення 10 %:

а) від удару одиночної колоди, кН, за формулою:

$$F_H = 15 \cdot v^2, (\mathrm{F_H} = 1{,}5 \cdot \mathrm{v}^2), \tag{9.33}$$

де v – швидкість течії води, м/с;

б) від навалу при утворенні затору $P_З$, кН, за формулою:

$$P_З = B \cdot L \cdot 10^4 \cdot (15 \cdot v^2 + \omega_m), \tag{9.34}$$

де B і L – ширина і довжина затору, м;

v – швидкість течії, м/с;

ω_m – вітровий тиск, кПа.

10 СПЕЦІАЛЬНІ ДОПОМІЖНІ СПОРУДИ ЗАГАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

10.1 Підкранові естакади

10.1.1 Підкранові естакади потрібно призначати для встановлення і пересування в процесі будівництва монтажних кранів на рейках – козлових, баштових.

10.1.2 Габарит і рівні конструкцій підкранових естакад потрібно призначати згідно з розділом 7, основи опор підкранових естакад проектувати згідно з розділом 14.

10.1.3 Підкранові естакади потрібно розраховувати за методом граничних станів на навантаження розділу 9.

10.2 Робочі містки

10.2.1 Робочі містки служать для пропуску і роботи з них транспортних засобів, будівельних і вантажопідйомних механізмів.

Робочі містки потрібно влаштовувати прямими в плані, поздовжній ухил не повинен перевищувати 0,005; проектувати їх потрібно з низової сторони моста.

Габарити проїзної частини робочих містків потрібно приймати залежно від призначення і обладнання, яке використовується, відстань між колесовідбійниками повинна бути не менше ніж 3,8 м (для проїзду в одному напрямку).

З насипом робочий місток потрібно з'єднувати апареллю або в'їзним щитом.

10.2.2 Прогонові будови робочих містків рекомендується влаштовувати розрізної системи з інвентарних металевих балок.

Опори робочих містків залежно від умов будівництва потрібно влаштовувати пальовими, надбудованими інвентарними елементами, при неможливості забивання паль – зрубовими або рамно-зрубовими. Опори, також, влаштовують у вигляді кліток.

10.2.3 Проїзну частину робочих містків можна влаштовувати із збірних залізобетонних плит.

10.2.4 На поперечинах проїзну частину робочого містка рекомендується влаштовувати колійного типу.

10.2.5 Під стрілові самохідні крани в робочих містках відповідно до технологічної схеми монтажних робіт потрібно передбачати спеціальні площадки для установки аутригерів крана.

10.2.6 Робочі містки потрібно розраховувати на будівельні тимчасові навантаження за першою і другою групами граничних станів.

При обмеженні швидкості руху до 10 км/год динамічний коефіцієнт для металевих головних балок прогонових будов потрібно обчислювати за формулою:

$$1 + \mu = 1 + 0{,}3\frac{15}{3{,}75+\lambda}, \qquad (10.1)$$

де λ – довжина навантаження.

10.2.7 Робочі містки потрібно розраховувати на сполучення навантажень відповідно до таблиці 10.1, з урахуванням величини коефіцієнта сполучення навантаження η.

Таблиця 10.1 - Сполучення навантажень для розрахунку робочих містків

Номер навантаження відповідно до таблиці 9.1	Навантаження і впливи	Конструктивний елемент	
		Прогонові будови	Опори і основи
		Сполучення навантажень	
Постійні навантаження і впливи			
1	Власна вага конструкції	+	+
2	Тиск від ваги ґрунту	–	
Тимчасові рухомі навантаження і їх вплив			
8 (10)	Вертикальне навантаження від транспорту або кранів	+	+
2	Тиск ґрунту від дії тимчасового вертикального навантаження	–	+
11	Навантаження від гальмування	–	+
Інші тимчасові навантаження і впливи			
17	Вітрове навантаження (розрахункове)	+	+
18	Горизонтальний тиск льоду	–	+

Примітка 1. Навантаження від гальмування не враховують у разі обмеження швидкості руху до 5 км/год.

Примітка 2. При визначенні навантажень на колесо або виносну опору стрілового крана розташування стріли приймають самим невигідним з двох варіантів (найбільший виліт з мінімальним вантажем і найменший виліт з максимальним вантажем).

Примітка 3. Розрахунок робочих містків на дію поперечного вітрового навантаження при довжині прогону 12 м і висоті опор над ґрунтом дозволяється не проводити.

Примітка 4. Гальмівні сили при спиранні на мауерлатні насадки дозволяється приймати рівномірно розподіленими між двома опорами.

10.3 Засоби підмощування, запобіжні огородження

10.3.1 Види засобів підмощування потрібно приймати відповідно до [18].

10.3.2 Засоби підмощування і огородження повинні відповідати вимогам [18], [20], [22] і [21].

10.3.3 При проектуванні засобів підмощування, огороджень і драбин потрібно виконувати розрахунки:

— міцності та стійкості положення облаштувань, що проектуються;

— міцності елементів, що забезпечують закріплення або підвішування риштувань, площадок;

— міцності елементів основної конструкції, що сприймають навантаження від риштувань, площадок, поручнів.

10.3.4 Розрахунки потрібно проводити на навантаження:

власну вагу облаштувань;

— тимчасове навантаження від ваги важкого устаткування (якщо його установка передбачена технологією виконання робіт);

— тимчасове навантаження від людей, інструменту, дрібного устаткування відповідно до таблиці 9.1.

Поручень перильного огородження потрібно розраховувати на навантаження:

— рівномірно розподілене, 400 Н/м (40 кгс/м); горизонтальне і вертикальне по черзі;

— зосереджене, 700 Н (70 кгс), прикладене в середині прогону в горизонтальній і вертикальній площині по черзі.

10.3.5 У розрахунках засобів підмощування і огородження необхідно приймати коефіцієнти:

а) надійності за навантаженням, в тому числі:

— $\gamma_f = 1{,}2$ – від людей і матеріалів (для риштувань збірно-розбірних $\gamma_f = 1{,}25$);

— $\gamma_f = 1{,}1$ – від власної ваги;

б) надійності за призначенням:

— $\gamma_n = 1{,}5$ – при розрахунку кріплення засобів підмощування до будівельних конструкцій;

— $\gamma_n = 4{,}0$ – при розрахунку стержньових підвісок;

в) умов роботи:

— $m = 1{,}5$ – при розрахунку перильного огородження.

10.3.6 Характеристичні величини навантажень, що прийняті у розрахунках засобів підмощування, мають бути вказані в робочих кресленнях.

10.4 Льодорізи і корчовідбійники

10.4.1 Робочі містки, підкранові естакади, шпунтові огородження потрібно захищати льодорізами, якщо це необхідно з умов організації будівництва.

Льодорізи потрібно встановлювати окремо від опор на відстані до 3 м. Їх ширина не повинна бути менше ширини опори. Верх льодорізів розташовують на 0,5 м вище рівня льодоходу ймовірністю перевищення 10 %. Передній кінець ріжучого ребра льодоріза повинен бути нижче рівня низького льодоходу на 0,5 м. Зовнішні поверхні льодоріза не повинні мати виступаючих кутів.

10.4.2 Льодорізи потрібно розраховувати на навантаження від власної ваги з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f < 1.0$ і на розрахунковий тиск льоду.

Характеристичне значення тиску льоду на льодорізи з похилим ріжучим ребром враховують згідно з 9.22.

10.4.3 На гірських і на пів гірських річках, які несуть в період паводків корчі, корчовідбійники потрібно влаштовувати перед опорами на відстані від 2,5 м до 3,0 м.

Корчовідбійники потрібно розраховувати згідно з формулою (9.31) на удар окремої колоди, кН (тс).

11 СПЕЦІАЛЬНІ ДОПОМІЖНІ СПОРУДИ ДЛЯ ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

11.1 Ґрунтові перемички

11.1.1 Ґрунтові перемички для огородження котлованів потрібно влаштовувати при глибині води до 2 м, швидкості течії від 0,3 м/с до 0,5 м/с і ґрунті дна, що не розмивається. При розрахунках враховують звуження ґрунтовими перемичками живого перерізу річки.

11.1.2 Укоси перемички від розмиву захищають хмизовими або габіонними матрацами або відсипають щебінь, гравій чи камінь діаметром не менше ніж:

$$d = 3 \cdot v^2, \qquad (11.1)$$

де v – швидкість течії, м/с.

11.1.3 Перемички потрібно відсипати мілкими пісками, супісками і суглинками із вмістом глинистих частинок до 20 %.

11.1.4 Ширина ґрунтових перемичок зверху має становити не менше ніж 1 м. Укоси закладають залежно від кута природного укосу ґрунту перемички у водонасиченому стані, але не крутіше ніж 1:2. Висоту перемички над робочим рівнем води (льодоходу) приймають згідно з рисунком 11.1.

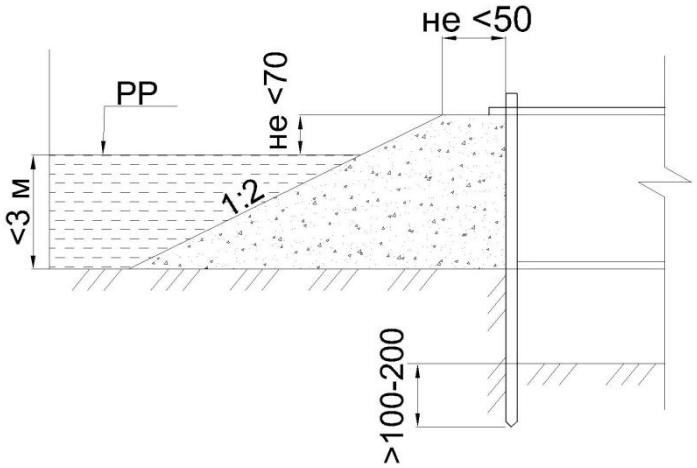
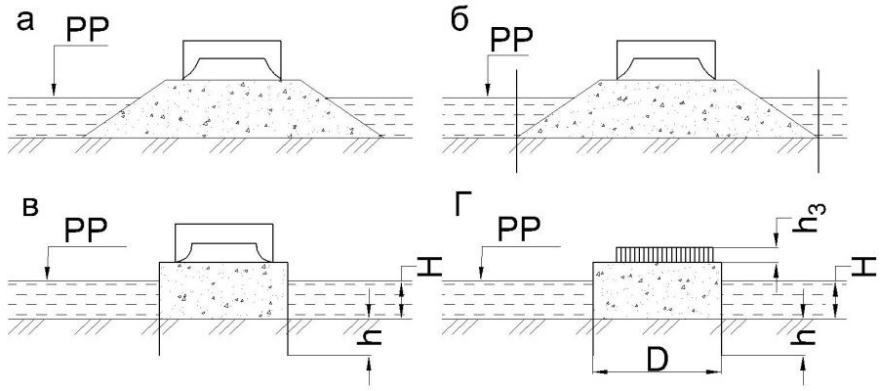


Рисунок 11.1 – Шпунтова однорядна перемичка з одностороннім відсипанням ґрунту

11.2 Штучні острівці

11.2.1 Штучні острівці в акваторіях водних об'єктів потрібно проектувати для проведення робіт з занурення опускних колодязів, для розміщення бурового і палебійного устаткування.

Острівці залежно від умов будівництва можна відсипати як без огородження, так і з огородженням (рисунок 11.2).



а – без огородження; *б* – з огородженням, що не сприймає тиск ґрунту; *в* – з огородженням, що сприймає тиск ґрунту засипки; *г* – розрахункова схема острівця

Рисунок 11.2 – Схеми штучних острівців

11.2.2 Острівці без огородження згідно з рисунком 11.2, *а*, потрібно застосовувати за глибини води не більше ніж 2 м, можливості стиснення живого перерізу річки і середньої швидкості течії не вище ніж 0,30 м/с при відсипанні острівця з мілкого піску, 0,80 м/с – з крупного піску і відповідно 1,20 м/с і 1,50 м/с – з середнього і крупного гравію.

Насипати штучні острівці мулистими, торф’яними і лесовими ґрунтами не можна.

Крутизну укосів потрібно приймати від 1:2 для гравіюватих ґрунтів до 1:5 для мілкого піску.

11.2.3 Острівці з огородженням, що не допускає підмиву укосів, але не сприймає тиск засипки згідно з рисунком 11.2, *б*, потрібно застосовувати при глибині води не більше ніж 3 м. Огородження має чинити опір водному потокові, що визначається відповідно до розділу 8. Глибину забивання шпунта (паль) призначати з урахуванням можливого розмиву. По периметру огородження насипають каміння, а з верхової сторони йому надають обтічну форму.

11.2.4 Острівці з огородженням, що сприймає тиск засипки згідно з рисунком 11.2, *в,* потрібно влаштовувати за глибини води до 8 м, швидкості течії більше ніж 1,5 м/с, а також для зменшення стиснення живого перерізу річки.

Огородження, що сприймають тиск засипки, можна виконувати:

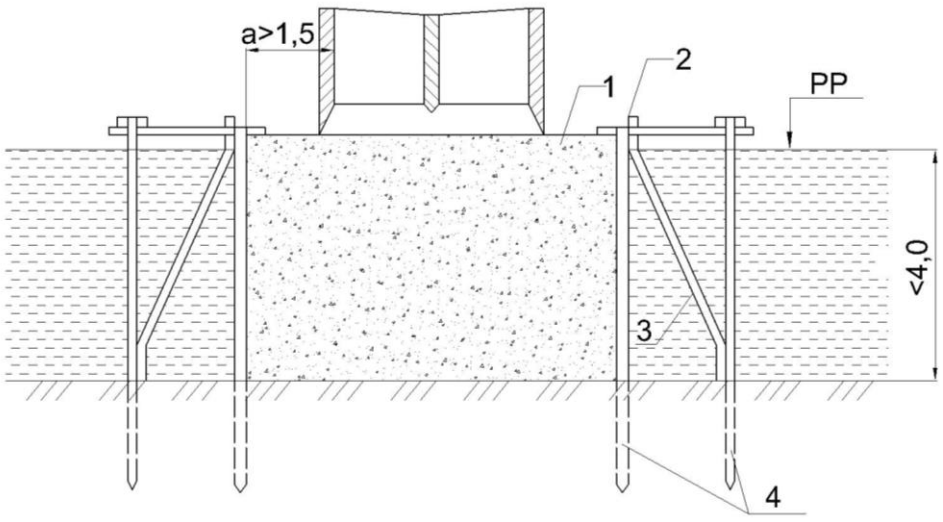
а) щитовими;

б) зрубовими;

в) шпунтовими (дерев'яними або сталевими).

11.2.5 Щитові огородження згідно з рисунком 11.2, *в*, потрібно улаштовувати за глибини води до 2 м з щитів, що заведені між парними попередньо забитими палями.

11.2.6 Дерев'яний шпунт потрібно улаштовувати за глибини води до 4 м, між парними напрямними хомутами, прикріпленими до маякових паль діаметром до 22 см, з кроком забивання паль від 2,0 м до 2,5 м. Розпір від тиску засипки відповідно до рисунку 11.3 передається верхньою частиною шпунта через підкоси на палі другого ряду.



Умовні познаки:
1 – насипний ґрунт; 2 – дерев'яний шпунт; 3 – підкоси; 4 – палі

Рисунок 11.3 – Острівець в дерев'яному шпунтовому огородженні

11.2.8 Ширину берми до граней опускного колодязя (кесону) потрібно приймати не менше ніж 2 м, відмітку верха острівця відповідно до 8.1.3, *б*.

11.2.9 При проектуванні острівців, розташованих в місцях з крутими схилами дна річки потрібно передбачати запобіжні заходи проти сповзання відсипки по дну (попереднє планування дна, застосування піщано-гравійних ґрунтів для відсипання).

11.2.10 У разі засипки острівця слабкими ґрунтами (з розрахунковим опором 120 кПа – 200 кПа, (1,2 кгс/см^2 – 2,0 кгс/см^2) верхній майданчик острівця для виготовлення колодязя по контуру ножа потрібно покривати піщаною подушкою завтовшки від 0,3 м до 0,6 м.

Розмір і кількість підкладок під ножем колодязя визначають з умови, щоб тиск під ними від розрахункового навантаження не перевищував 200 кПа (2,0 кгс/см^2).

11.2.12 Щоб уникнути випинання ґрунту з-під низу шпунта, глибину забивання шпунта h циліндричного огородження нижче лінії розмиву потрібно призначати за формулою:

$$h \geq \frac{1{,}5 \cdot q}{\gamma \cdot \left[2 \cdot tg^4 \cdot \left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right) - 1\right]} \qquad (11.2)$$

де q – розрахунковий тиск від ваги засипки і колодязя на рівні дна річки, кПа (тс/м^2);

φ_d – кут внутрішнього тертя ґрунту на дні річки, град.

11.2.13 Мінімальну глибину забивання сталевого шпунта, що огороджує острівець з прямолінійними сторонами в плані, і дерев'яного шпунта визначають розрахунком на випин ґрунту і стійкість стінки. Мінімальна глибина нижче лінії розмиву має бути не менше ніж 2,0 м.

11.2.14 Шпунт циліндричного огородження необхідно перевіряти на розрив замків за формулою:

$$P \geq \frac{m \cdot P_3}{\gamma_n}, \qquad (11.3)$$

де P – розрахункове горизонтальне навантаження в контурі огородження, кН/м (тс), його потрібно визначати за формулою:

$$P \geq \frac{m \cdot P_3}{\gamma_n}, \qquad (11.4)$$

де m – коефіцієнт умов роботи;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, їх приймати згідно з Г.1.9 додатка Г;

D – діаметр контуру огородження острівця по осьовій лінії, м;

e_{max} – інтенсивність горизонтального тиску ґрунту на внутрішню поверхню огородження на рівні дна річки з урахуванням можливого розмиву і навантаження на поверхні острівця;

P_3 – розрахунковий опір розриву при розтягуванні замків шпунтових паль прийнятого профілю, кН/м (тс/м), потрібно визначати за формулою:

$$P \geq \frac{m \cdot P_3}{\gamma_n}, \tag{11.5}$$

де R_3 – розривне зусилля замка, кН/м (тс/м), визначається для плоских профілів згідно з 11.1;

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом 1,3.

Таблиця 11.1 - Розривне зусилля замків шпунтових паль плоских профілів залежно від марки сталі

Марка сталі згідно з [10]	Розривне зусилля, кН/м (тс/м)
	ШП1
Ст.3	2500 (250)
Ст.4	3000 (300)
Ст.5	3500 (350)
15ХСНД	3500 (350)

Якщо шпунт типу ШК і Ларсен, то зусилля на розтяг сприймається сталевими хомутами, що ними утримується.

11.3 Закладні кріплення

11.3.1 Закладні кріплення стін котлованів потрібно передбачати на суходолах в стійких ґрунтах (при φ > 25º) за відсутності ґрунтових вод.

11.3.2 Крок паль, глибину забивання нижче дна котловану, розташування розпірок, розміри перерізів паль, розпірок і дощок закладин визначають розрахунком на міцність і стійкість положення з урахуванням 11.3.2.1-11.3.2.7.

11.3.2.1 Тиск від власної ваги ґрунту і тимчасового навантаження на призмі обвалення визначають згідно з 9.6, б).

11.3.2.2 Для кріплень з двома і більше ярусами розпірок по висоті, палі нижче дна котловану можна не заглиблювати, розташовуючи нижній ярус розпірок поблизу підошви котловану. За необхідності розташування розпірок вище дна котловану глибину забивання визначають розрахунком з урахуванням рекомендацій 11.3.2.4 і Г.4.1 – Г.4.4 додатка Г.

Металеві палі на міцність допускається перевіряти за розрахунковим згинальним моментом, визначеним з умови вирівнювання опорних і прогонових моментів згідно з ДБН В.2.6-163.

Зусилля в розпірках потрібно визначати з урахуванням нерозрізності паль.

Розрахунки міцності і стійкості кріплення необхідно виконувати для кожного етапу: влаштування, перекріплення і зняття кріплення.

11.3.2.3 Для кріплень з одним ярусом розпірок мінімальну глибину забивання палі визначають розрахунком із забезпеченням її стійкості проти повороту навколо осі обпирання палі на кріплення. Розрахунок потрібно виконувати відповідно до Г.3.1 – Г.3.3 додатка Г. Активний тиск враховують в межах висоти закладин, враховуючи ширину полки палі, пасивний тиск – в межах ширини, що дорівнює $b + 0{,}3$, де b – ширина палі в метрах.

11.3.2.4 Для кріплень, які не мають розпірок, мінімальну глибину забивання палі $h = t_0 + \Delta t$ визначають з розрахунку на стійкість, приймаючи вісь повороту стінки розташованою на глибині t_o від підошви котловану.

Величини t_0, а також Δt (заглиблення палі нижче осі повороту) визначають відповідно до Д.2.1 – Д.2.4. Величину активного тиску приймають в межах висоти закладин, а пасивний тиск в межах ширини $b + 0{,}5 \cdot t_0 \cdot tg \cdot \varphi$, де b – ширина полки палі у метрах. У межах заглиблення можна приварювати до полки балки лист завтовшки 20 мм і завширшки – півтори ширини полки палі.

11.3.2.5 Товщину дощок потрібно визначати розрахунком на міцність для середини глибини котловану і підошви котловану, в усіх випадках вона має бути не менше ніж 4 см.

11.3.2.6 Розпірки по висоті потрібно розташовувати з урахуванням мінімальної кількості перекріплювань під час бетонування фундаменту опори.

При ширині котловану більше ніж 10 м, з метою зменшення вільної довжини розпірок, потрібно забивати середні палі паралельно основним палям кріплення в їх створі.

11.3.2.7 На кінцях паль рекомендується влаштовувати симетричне загострення під кутом 45° з горизонтальною ділянкою стінки на торці від 8 см до 10 см. Вістря потрібно підсилювати зварними накладками.

11.4 Бездонні ящики і перемички

11.4.1 Для огородження котлованів опор знімні бездонні ящики і ті, що не знімаються, застосовують на водотоках з глибиною води до 4 м. Ящики виготовляють дерев'яними або металевими.

Для глибин до 7 м застосовують бездонні ящики з понтонів типу КС з ножем у нижній частині.

11.4.2 Конструкція бездонних ящиків повинна бути міцною, жорсткою і водонепроникною. Внутрішні розміри ящика в плані (у просвіті) приймати не менше ніж на 30 см більше проектних розмірів фундаменту. При великих швидкостях течії потрібно влаштовувати ящики з обтічниками.

11.4.3 У дерев'яних ящиках водонепроникну обшивку виконують з двох шарів дощок завтовшки не менше ніж 4 см з прошарком руберойду. Дошки обшивки зі сторони води прифуговують і припасовують під конопатку в три пасма. Кожен шар після конопатки потрібно просмолювати. Дошки обшивки потрібно пришивати під кутом 45º.

Розпірки, що залишаються в фундаменті, потрібно влаштовувати залізобетонними.

11.4.4 Щоб полегшити заглиблення ящика в ґрунт, потрібно забезпечувати низ ящика ножем з того ж матеріалу, що і ящик.

У разі укладання подушки з тампонажного бетону висоту ножа при знімних ящиках потрібно приймати рівною товщині подушки.

11.4.5 Бездонні ящики встановлюють на попередньо сплановане дно, до проектної відмітки (з урахуванням розмиву ґрунту при опусканні та посадці).

Щоб зменшити притік води, по периметру ящика на дні річки із зовнішнього боку насипають камінь або укладають мішки з глини, а всередині – підводний бетон тампонажної подушки.

11.4.6 Зібраний ящик встановлюють на місці спорудження фундаменту, використовуючи його власну плавучість або за допомогою кранів, суден, барж, а також понтонів типу КС.

При використанні понтонів установлення ящика в проектне положення по висоті виконують баластуванням понтонів.

11.4.7 Для занурення на дно і для запобігання спливання дерев'яного бездонного ящика при підйомі рівня води в акваторії необхідно застосовувати навантаження на ящик, за розрахунком.

11.4.8 Як огородження для улаштування плит високих ростверків рекомендується застосовувати перемички з металевих щитів, сталевих шпунтин і зібраних з понтонів типу КС.

11.4.9 У конструкції перемичок для спорудження плит ростверків, розташованих у воді вище поверхні ґрунту, потрібно влаштовувати дерев’яне, дерево-металеве або залізобетонне днище з отворами для пропуску паль або оболонок. Діаметри отворів мають бути більше діаметра палі або оболонки на (4 - 5) см.

11.4.10 Кріплення для розпирання перемичок і ящиків, що сприймають тиск води, потрібно одночасно використовувати як напрямні пристрої для занурення оболонок, а також як несні елементи робочих риштувань.

11.4.11 Бездонні ящики і водонепроникні перемички потрібно розраховувати:

— на міцність і стійкість форми від дії гідростатичного тиску води, тиску підводного бетону фундаментної подушки при укладанні і власної ваги конструкції, яка розраховується;

— на постійність і плавучість при подачі на плаву до місця опускання і стійкість проти перекидання після установки ящика (перемички) на дно, крім того за необхідності потрібно розраховувати довантаження;

— на міцність при встановленні ящика (перемички) краном;

— потужність буксирів, лебідок і якірного закріплення при транспортуванні і опусканні ящика (перемички) на дно;

— на стійкість проти спливання при відкачуванні води.

11.5 Напрямні каркаси

11.5.1 Для забезпечення проектного положення паль і оболонок при занурюванні потрібно передбачати напрямні каркаси (кондуктори), конструкцію яких визначають залежно від споруди і місцевих умов.

Напрямні каркаси одночасно використовують як розпірки кріплення огородження котлованів, а також як напрямні при забиванні шпунта огороджень і для робочих площадок при зануренні паль і оболонок.

11.5.2 Напрямні каркаси потрібно влаштовувати з ґратчастих горизонтальних площин з отворами для пропуску паль або оболонок одноярусними, двох'ярусними або багатоярусними, які об'єднуються системою вертикальних і горизонтальних в'язів в незмінну просторову конструкцію. Напрямні каркаси проектують з дерева, неінвентарного металу і з інвентарних конструкцій.

Каркаси разового використання, що залишаються в бетоні фундаментної плити, потрібно застосовувати при включенні їх в роботу основної конструкції опори як жорсткої арматури.

Одноярусні каркаси при забиванні паль на суходолах можна виконувати у вигляді залізобетонних плит.

Відстань між площинами каркаса при зануренні без копра має бути не менше ніж 3,0 м.

11.5.3 Одноярусні каркаси потрібно застосовувати при зануренні паль і вертикальних оболонок на суходолах або водотоках із швидкістю течії менше ніж 1 м/с за незначної глибини води.

На водотоках із швидкістю течії більше ніж 1 м/с, при зануренні похилих паль і оболонок необхідно передбачати двох'ярусні або багатоярусні каркаси.

11.5.4 Для полегшення установлення, збереження оболонок від ушкоджень металевими елементами в отворах каркаса потрібно передбачати напрямні дерев'яні бруси завдовжки не менше ніж 2 м в одноярусних каркасах і не менше ніж 4 м в двох'ярусних каркасах. Для похилих оболонок довжину брусів потрібно приймати не менше ніж 6 м.

Кільцевий зазор між оболонками і напрямними брусами необхідно приймати рівним (2 - 3) см.

11.5.5 Конструкцію каркаса потрібно розраховувати на міцність і стійкість положення від дії навантаження:

— зусилля від власної ваги при установленні;

— зусилля, що виникають при установленні в проектне положення похилих паль, а також вертикальних паль. У останньому випадку горизонтальні зусилля приймають рівними 0,03 від ваги палі з напрямком в будь-який бік і прикладеними в будь-якому ярусі каркаса;

— зусилля тиску ґрунту і води, що передається від шпунта (при використанні напрямного каркаса як розпірки огородження котловану);

— зусилля віджимання при забиванні або віброзануренні паль, (паль-оболонок) що приймаються рівними $0{,}002 \cdot W_p$, kH (тс), де W_p – розрахункова енергія удару, кН·см (тс·см);

— вплив водного потоку (для плавучих кондукторів).

11.5.6 Проекти каркасів повинні містити вимоги щодо вивіряння положення і рішення щодо жорсткого закріплення їх під час забивання.

11.6 Допоміжні пристрої для занурення паль, оболонок, стовпів і буріння свердловин

11.6.1 Наведені нижче вимоги потрібно враховувати при проектуванні:

— підкопрових мостів для самохідних і несамохідних копрів;

— риштувань для копрів, підкопрових мостів і бурових верстатів.

11.6.2 Тиск від копра на підкопровий міст і риштування потрібно визначати для робочого стану (швидкість вітру 15 м/с) і неробочого (вітер розрахункової інтенсивності). Положення стріли потрібно приймати вертикальним або похилим.

11.6.3 Окремі балки підкопрового моста мають бути з'єднані пов'язями, які забезпечують стійкість і розраховують на поперечні зусилля від повороту копра і від вітру.

Реактивний момент M, що діє на підкопровий візок, при обертанні поворотної платформи копра (крана) кН·м, що виникає під час пуску і зупинки двигуна повороту механізму (крана, копра, бурової машини), потрібно вираховувати відповідно до 9.13.5.

При встановленні на копровому візку бурових верстатів, що занурюють обсадні труби, реактивний момент, що діє на візок, приймають згідно з паспортом бурового верстату.

Реактивний момент передається на міст як пара сил, направлена впоперек осі шляху:

$$N = \frac{M}{b}, \tag{11.6}$$

де b – відстань між центрами візків (повзунів) уздовж осі шляху.

11.6.4 Колії для копра потрібно обладнувати кінцевими упорами, візки моста для його закріплення при забиванні – стопорними пристроями.

11.6.5 Риштування для копрів (підкранових мостів) потрібно розраховувати на власну вагу, вітер, інерційні сили від гальмування копра (самохідних копрів)

або тягових зусиль переміщення копрів, зусиль, що виникають від обертання копрів (бурових установок).

Інерційні навантаження потрібно приймати згідно з розділом 9, навантаження від обертання платформи – згідно з 9.13.5.

Риштування повинні бути жорсткими для запобігання розгойдування копра (бурової установки) під час роботи. Для підвищення горизонтальної жорсткості встановлюються в′язі між балками ростверку і палями риштувань при глибині води більше ніж 2 м.

При спиранні риштування (підкранового моста) на шпунтову стінку необхідно підвищити її горизонтальну жорсткість, створивши жорсткий диск, шляхом зварювання елементів верхнього ярусу розпірного кріплення з шпунтовою стінкою.

11.7 Допоміжні пристрої і пристосування для укладання підводного бетону

11.7.1 У проекті допоміжних пристроїв і пристосувань для укладання підводного бетону методом ВПТ мають бути наведені:

— товща шару підводного бетону, за розрахунком, але не менше ніж 1,0 м;

— схема розташування бетонолітних труб;

— конструкція бетонолітної труби із завантажувальним бункером на трубі і ковзними пробками;

— конструкція риштувань і пристроїв для навішування, піднімання і опускання труб і розміщення устаткування, а також окремі підмостки для розміщення персоналу;

— конструкція обладнання для подачі бетонної суміші до лійки труби.

— креслення обладнання для промивання забою від шламу при бетонуванні оболонок;

— креслення конструкції опалубки при секційному укладанні підводного бетону в споруди значної площі.

11.7.2 Кількість бетонолітних труб потрібно призначати з умов:

— радіус дії труби не повинен перевищувати 6 м;

— зони дії сусідніх труб мають перекривати одна одну на (10 – 20) % радіуса дії труби;

— розрахунковий радіус дії труби *r* повинен задовольняти умові:

$$r \leq 6 \cdot k \cdot J, \qquad (11.7)$$

де k – показник збереження рухливості бетонної суміші в год, не менше ніж 0,7 – 0,8;

J – швидкість бетонування, м/год (не менше ніж 0,3).

Місця установки труб потрібно визначати згідно з вимогами ПВР.

11.7.3 Для подачі бетонної суміші в порожнину оболонок і свердловин діаметр бетонолітної труби має бути 300 мм. Для укладання бетонної суміші в котловани і опускні колодязі залежно від інтенсивності бетонування діаметр бетонолітних труб має бути:

— при 11 м^3/год – 200 мм;

— при 17 м^3/год – 250 мм;

— при 25 м^3/год – 300 мм.

11.7.4 Товщина стінок труб повинна бути (4 - 5) мм.

Верхня частина труби на висоту, рівну товщині шару бетону плюс 1 м, повинна складатися з ланок довжиною 1 м. Нижній кінець труби має бути з обідком завтовшки 6 мм, заввишки 100 мм.

Ланки труб потрібно з'єднувати замковими або фланцево-болтовими з'єднаннями з ущільнювальними прокладками з листової гуми або пароніту завтовшки 6 мм.

Зверху труби встановлюють бункер-лійку з листової сталі завтовшки не менше ніж 4 мм, об'ємом не менше ніж півтора об'єму труби і не менше ніж 2,0 м^3.

Якщо вага і розміри бетонолітної труби обмежують об'єм лійки та з метою поліпшення умов подачі бетону, над лійкою влаштовують нерухомий бункер ємністю від 2 $м^3$ до 5 $м^3$ із затвором. Бункер влаштовують на одну-три бетонолітні труби.

Бетонолітну трубу з бункером підвішують на тросах до лебідки. При цьому:

— загальна висота підйому труби має бути не менше довжини ланки бетонолітної труби плюс 1,0 м;

— вантажопідйомність лебідки повинна відповідати сумарному зусиллю від ваги труб з приймальною лійкою, заповнених бетоном, і сил тертя, що виникають під час витягування труби з бетонної суміші.

11.7.5 Бетонолітні труби, що встановлюються в оболонки, повинні мати напрямні пристрої, розміщені з кроком не менше ніж 3 м, для забезпечення центрування труби.

11.7.6 Навколо приймальних бункерів потрібно влаштовувати площадки з поручнями для розміщення робочих, що приймають бетон. Якщо різниця рівнів затвора бадді з бетоном і лійки більше ніж 1,5 м встановлюють ланкові хоботи.

11.7.7 Конструкція вишки для підвішування труб і розміщення механізмів, устаткування і персоналу повинна забезпечувати:

— заповнення лійок труб бетонною сумішшю при різному їх положенні;

— підйом і опускання труб;

— збереження положення труб при зміні і знятті верхніх ланок;

— оберігання труб від горизонтальних зсувів і перекосів при бетонуванні.

Під час укладання бетону в котловани потрібно передбачати два напрямних яруси, віддалених на (2 - 3) м один від одного, з отворами, що на 5 см перевищують зовнішній діаметр труби.

11.7.8 Конструкцію вишки потрібно розраховувати на міцність в завантаженому стані, а без вантажу – на стійкість від вітрового навантаження. При цьому, навантаження від ваги труб і лійки з бетоном приймати з динамічним

коефіцієнтом 1,2 при вазі до 30 кН (3 тс) і 1,1 при більшій вазі; зусилля висмикування бетонованих труб з свіжої бетонної суміші приймати 3F, Н (0,3F, тс), де F – площа дотичних поверхонь труби і бетону, м^2.

Переріз бетонованої труби і конструкцію стиків ланок потрібно перевіряти розрахунком на зусилля, що виникають при підйомі з горизонтального положення у вертикальне, і на навантаження від ваги бетону і зусиль висмикування в робочому положенні.

11.8 Шпунтові огородження

11.8.1 Тимчасові огородження із забивних шпунтових паль, металевих або дерев'яних потрібно застосовувати: в умовах будівництва мостів для кріплення стінок котлованів; при спорудженні опор в руслі річки; при улаштуванні штучних острівців; при спорудженні конструкцій при наявності ґрунтів основи, деформації якої під час виконання робіт можуть призвезти до виникнення пошкоджень конструкцій, техніки, обладнання або до виникнення аварійної ситуації.

11.8.2 Огородження з дерев'яного шпунта потрібно проектувати за глибини занурення в ґрунт залежно від його щільності до 6 м, за відсутності в ґрунті каменів, затонулих дерев.

На відкритих водотоках при глибині води від 3 м до 4 м, огородження з дерев'яного шпунта потрібно проектувати подвійним, відстань між шпунтовими стінками має бути не менше ніж 1 м, простір між стінками заповнювати мілким піском, супісками або суглинками, з вмістом глинистих частинок не більше ніж 20 %.

11.8.3 Необхідну величину заглиблення шпунта в ґрунт потрібно встановлювати розрахунком відповідно до вимог, наведених у додатку Г.

Величина заглиблення однорядного шпунта в зв'язні, крупнопіщані і гравіюваті ґрунти повинна бути не менше ніж 1 м, а для мілкопіщаних і пливунних ґрунтів – 2 м нижче рівня дна котловану.

11.8.4 Огородження із сталевого шпунта потрібно проектувати у разі занурення в щільні глинисті і гравіюваті ґрунти основ глибиною більше ніж 6 м і за глибини води в місці спорудження опори більше ніж 2 м.

11.8.5 Внутрішні розміри у плані (у просвіті) шпунтового огородження фундаментів потрібно приймати, виходячи з умови встановлення опалубки фундаменту, але не менше ніж на 30 см більше розмірів фундаменту.

При забиванні похилих паль вістря шпунтин має знаходитись від паль не менше ніж на 1 м.

11.8.6 Верх шпунтового огородження потрібно призначати на 0,3 м вище рівня ґрунтової води в котловані, на 0,3 м вище рівня планувальної відмітки навколо огородження на суходолі і на 0,7 м вище робочого рівня води при улаштуванні огородження в руслі.

Розрахункову відмітку ґрунту поза шпунтовим огородженням потрібно призначати з урахуванням можливого рівня розмиву при робочому рівні води.

Відмітку низу шпунта визначають з розрахунку. Незалежно від результатів розрахунку забивання шпунта нижче дна котловану або відмітки розмиву потрібно приймати у випадках текучої і текучопластичної глини, суглинків і супісків, водонасичених мулів і мілких пісків не менше ніж 2 м, у решті випадків – не менше ніж 1 м.

11.8.7 Шпунтові огородження згідно з розрахунком потрібно розкріплювати горизонтальними поясами – обв'язками по контуру котловану і системою поперечних, поздовжніх або кутових розпірок. Конструкцію, переріз обв'язок і розпірок приймають за розрахунком.

Обв'язки по висоті потрібно розміщувати з врахуванням способу розробки котловану.

Розпірки в плані потрібно розміщувати залежно від конструкції опори і застосовуваних механізмів.

11.8.8 При низькому рівні ґрунтових вод котлован потрібно розробляти до відмітки горизонту ґрунтових вод без кріплення, але влаштовувати берми з

шириною, яка дозволить виконувати роботи з забивання шпунта і спорудження фундаменту.

На місцевості, покритій водою, шпунт потрібно забивати після установки обв’язок або каркасів, що служать для фіксації положення шпунта в плані, і містять пояси кріплення, які необхідні згідно з розрахунком.

Каркаси або обв'язки можна встановлювати на маякові палі, сплановану основу, підводний ростверк або утримувати на плаву в процесі забивання на спеціальних плашкоутах.

11.8.9 Розрахунки шпунтових огороджень котлованів наведено в додатку Г.

12 ОПАЛУБКА МОНОЛІТНИХ КОНСТРУКЦІЙ

12.1 Вимоги цього розділу поширюються на проектування опалубки монолітних конструкцій, опалубки швів і стиків збірних і збірно-монолітних конструкцій.

12.2 Опалубку і опалубні роботи потрібно виконувати згідно з [19], [17], дрібнощитову опалубку відповідно до [16].

12.3 Опалубка повинна відповідати прийнятому способу подавання, укладання бетону, встановлення арматури.

Для зручного очищення форм від сміття і води перед бетонуванням і для укладання бетону в важкодоступні місця потрібно передбачати закладні щитки, з'єднані в чверть. Закладні щитки не потрібно застосовувати для видимих лицьових поверхонь.

Дошки обшивки бічних вертикальних поверхонь опор потрібно розміщувати вертикально; горизонтальних і бічних поверхонь оголовків і ригелів вздовж найдовшої сторони.

12.4 Опалубку потрібно виготовляти з:

— пиломатеріалів хвойних і листяних порід;

— фанери бакелізованої марок ФБС і ФБВ завтовшки більше ніж 10 мм;

— фанери клеєної марок типу ФСВ, ФК, ФБА завтовшки більше ніж 8 мм;

— деревоволокнистих плит твердих і надтвердих.

Для металевої опалубки потрібно використовувати сталь марок Ст. 3 згідно з [10]. Допускається застосовувати сталі з механічними властивостями і зварюванням не нижче ніж у сталі Ст.3.

Підтримуючі елементи опалубки виконують з сталі. Для опалубки потрібно застосовувати метал, фанеру, деревину, деревоволокнисті плити, синтетичні матеріали, фанеру з водостійким синтетичним покриттям типу ламінованого покриття з витратою покриття не менше ніж 220 г/м^2.

12.5 Опалубку потрібно розраховувати:

— на міцність окремих щитів під час перевезення і установлення;

— на міцність і стійкість положення зібраної опалубки і окремих щитів, на власну вагу, напор і відсмоктування від вітрового навантаження;

— на міцність і деформацію окремих елементів опалубки під час бетонування (при сполученнях з навантаженнями, наведеними в таблиці 12.1);

— на зусилля і міцність щитів опалубки при відриванні;

— на міцність вузлів кріплення зовнішніх вібраторів.

Прогини елементів опалубки, працюючих на згин, при бетонуванні не повинні перевищувати 1/400 прогону для лицьових поверхонь надземних конструкцій і 1/200 для інших конструкцій.

12.6 Залежно від матеріалу елементи опалубки потрібно розраховувати відповідно до вимог ДБН В.2.6-161, ДБН В.2.6-198. Навантаження потрібно приймати відповідно до розділу 9 і нормативних документів.

12.7 Окремі елементи дерев'яної опалубки потрібно розраховувати на діючі навантаження в невигідних сполученнях відповідно до таблиці 12.1.

12.8 Необхідно виконувати вибір найбільш економічного методу витримування бетону при зимовому бетонуванні монолітних конструкцій залежно від типу і маси конструкцій для різних температур зовнішнього повітря.

Таблиця 12.1 - Сполучення навантажень для розрахунку елементів дерев'яної опалубки

Силовий вплив	Сполучення навантажень елементів, які розраховують				
	Опалубка плит	Опалубка колон і стін	Бічна опалубка прогонів і ригелів	Днища прогонів і ригелів	Бічна опалубка фунда-ментів і тіла опор
Власна вага опалубки	$^{+}/_{+}$	–	–	$^{+}/_{-}$	–
Вага свіжоукладеної бетонної суміші	$^{+}/_{+}$	–	–	$^{+}/_{-}$	–
Вага арматури	$^{+}/_{+}$	–	–	$^{+}/_{-}$	–
Навантаження від працюючих людей, інструменту і дрібного устаткування	$^{+}/_{-}$	–	–	–	–
Вертикальне навантаження від вібрування бетонної суміші	–	–	–	–	–
Тиск свіжоукладеної бетонної суміші на бічні елементи опалубки	–	$^{+}/_{+}$	$^{+}/_{+}$	–	$^{+}/_{+}$
Горизонтальне навантаження від струсів при вивантаженні бетону	–	$^{+}/_{-}$	–	–	$^{+}/_{-}$
Горизонтальний тиск від вібрування бетонної суміші	–	$^{+}/_{-}$	$^{+}/_{-}$	–	–

Примітка 1. У чисельнику – навантаження, що враховуються при розрахунку за першим граничним станом, у знаменнику – за другим граничним станом.

Примітка 2. Коефіцієнти сполучень для всіх видів навантаження дорівнюють 1.

Примітка 3. При розрахунку прогонів, тяжів, укосів тощо навантаження від струсів при вивантаженні приймати діючими в межах площі 3,0 м^2 при найбільш невигідному його розташуванні.

12.9 Необхідно виконувати теплотехнічний розрахунок опалубки. Опалубку в даному розрахунку розглядають як огороджувальну конструкцію, при цьому

рекомендується враховувати виділення тепла в масиві тверднучого бетону за рахунок екзотермії цементу.

12.10 Для утеплення опалубки потрібно застосовувати ефективні утеплювачі з щільністю не вище ніж 200 кг/м³.

13 СДС ДЛЯ МОНТАЖУ СТАЛЕВИХ ТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

13.1 Складальні риштування і проміжні опори для напівнавісного збирання

13.1.1 Напівнавісне збирання балочних прогонових будов здійснюють з обпиранням конструкції, що збирається, на систему опорних пристосувань і споруд (суцільні риштування, допоміжні тимчасові проміжні опори і опори моста).

13.1.2 Допоміжні тимчасові проміжні опори по фасаду моста потрібно проектувати, як правило, без розрахунку їх на сприйняття поздовжніх горизонтальних навантажень (крім вітру під час збирання опори). Поздовжня стійкість системи прогонової будови і опор повинна забезпечуватися закріпленням прогонової будови за опору моста.

Розміри опор упоперек моста потрібно призначати за умови забезпечення поперечної стійкості системи від дії вертикальних і горизонтальних навантажень, з урахуванням ширини і конструкції поперечного перерізу прогонової будови.

13.1.3 Конструкції опор потрібно розраховувати на міцність і стійкість положення від навантажень в найбільш невигідних їх сполученнях, відповідно до таблиці 13.1. При цьому необхідно враховувати коефіцієнти сполучення навантажень η, коефіцієнт надійності за призначенням γ_n і умов роботи m, які приймаються відповідно до ДБН В.2.3-26.

13.1.4 Елементи оголовків допоміжних опор і риштувань розраховують на навантаження:

а) що передається від складальних опорних кліток (при збиранні) і домкратів (при піддомкрачуванні);

б) від власної ваги, а також ваги людей, інструменту і дрібного устаткування на робочих площадках оголовків.

13.1.5 Допоміжні опори, опорні пристосування і пристрої при напівнавісному збиранні потрібно розраховувати на міцність і стійкість положення за першою групою граничних станів.

Таблиця 13.1 - Сполучення навантажень для розрахунку конструкцій опор на міцність і стійкість положення

Номер навантаження відповідно до таблиці 9.1	Навантаження і впливи	Сполучення навантажень			
		на міцність			На стійкість положення
		1	2	3	
1	Власна вага опори або опорних пристосувань і пристроїв	+	+	+	+
5	Вага прогонової будови, що монтується	+	+	–	+
1	Вага риштувань, пересувних помостів, підкранових і транспортних шляхів, трубопроводів	+	+	–	+
8	Вага складального крана: - з вантажем; - без вантажу.	+ –	– +	– +	– +
10	Вага транспортних засобів з вантажем	+	–	–	
7	Вага працюючих людей, інструменту і дрібного устаткування	+	+	–	–
17	Тиск поперечно направленого вітру на прогонову будову, кран і опору	–	+	+	+
12	Тиск від домкратів при регулюванні навантажень між опорами	–	–	+	–

Примітка 1. При розрахунках стійкості положення вітрового навантаження, приймають розрахункові інтенсивності: при розрахунках на міцність в третьому сполученні, що відповідає швидкості вітру 15 м/с, а в другому сполученні – розрахункової інтенсивності, що не вище інтенсивності за проектом прогонової будови (для стадії монтажу).

Примітка 2. Враховують температурні впливи у всіх сполученнях, за винятком третього.

Примітка 3. Залежно від місцевих умов опори розраховують на гідродинамічний тиск води і льодоходу. Ці навантаження в сполученнях з крановим приймають з $\eta = 0,8$, а в сполученні з вітровим $\eta = 0,7$.

13.1.6 Допоміжні тимчасові опори потрібно перевіряти на стійкість до і після завантаження прогоновою будовою. Стійкість опор без навантаження потрібно

перевіряти при вітровому навантаженні вздовж і поперек моста, а після завантаження тільки упоперек згідно з 13.1.2.

У необхідних випадках для забезпечення стійкості опор потрібно встановлювати ванти і розчалки, розраховані на тиск поперечного і поздовжнього вітру на опору, або анкерувати надбудову за основу.

При розміщенні допоміжних тимчасових опор в річці або на акваторії їх потрібно перевіряти в незавантаженому стані також на стійкість від вітру або льодоходу або гідродинамічного тиску води в незавантаженому стані. При цьому горизонтальні навантаження приймають з коефіцієнтом сполучення $\eta = 1$.

13.1.7 При проектуванні анкерів, утримуючих прогонову будову від перекидання при навісному збиранні, необхідно передбачати свободу горизонтальних переміщень кінця прогонової будови, що анкерується, від зміни температури і зміни знака напруження в поясах прогонової будови, яка монтується.

13.2 Опори для поздовжнього насування прогонових будов

13.2.1 Кількість, розміри і взаємне розташування в прогонах моста і на стапелі опор для насування, розміри стапеля призначають з умов:

— міцності і стійкості проти перевертання прогонової будови, яку насувають, перед обпиранням переднього кінця (аванбека) на чергову допоміжну тимчасову або постійну опору моста (обудову опори);

— міцності і стійкості опори від вертикальних і горизонтальних навантажень в їх невигідному сполученні;

— можливості розміщення пристроїв ковзання, накочувальних шляхів і опорних площадок для установки домкратів на оголовку опори.

13.2.2 Опори для насування (постійні і допоміжні тимчасові), обудування опор моста, шляхи ковзання, накочувальні колії повинні бути розраховані на дію навантажень, наведених у таблиці 13.2, крім того опори мають бути розраховані на міцність і стійкість положення в поздовжньому і поперечному напрямках.

13.2.3 Зусилля в другому сполученні потрібно визначати з коефіцієнтом сполучення η = 0,9 (до навантаження від поперечного вітру).

Таблиця 13.2 - Сполучення навантажень для розрахунку опор для насування (постійних і допоміжних тимчасових), обудування опор мосту, шляхів ковзання, накочувальних колій

Номер навантаження відповідно до таблиці 9.1	Навантаження і впливи	Сполучення навантажень		
		1	2	3
1	Власна вага перекочувальної опори	+	+	+
2	Вертикальне навантаження від прогонової будови, яку насувають	+	+	+
14	Тягове зусилля при насуванні від сил тертя	+	+	–
15	Поперечне зусилля при насуванні	–	+	+
17	Тиск вітру на опору уздовж насування	–	+	+
17	Тиск вітру упоперек насування	–	+	+

13.2.4 Опори додатково до розрахунків на сполучення навантажень, наведених в таблиці 13.2 потрібно перевіряти:

а) на тиск поздовжнього і поперечного вітру розрахункової інтенсивності на опору без навантаження прогоновою будовою;

б) на поперечний гідродинамічний вплив води і тиск льоду на опору без навантаження;

в) на зусилля від домкратів, якщо в процесі насування передбачено піддомкрачування кінця консолі прогонової будови;

г) на зусилля від прогонової будови і монтажного крана, якщо після насування прогонової будови її збирання буде продовжено в прогоні з використанням перекочувальних опор;

д) на зусилля, що виникають при виправленні прогонової будови в плані, перекосі котків і непаралельності колій.

13.3 Пірси

13.3.1 Пірси для викочування прогонових будов на плавучі опори потрібно розташовувати під опорними вузлами перпендикулярно до поздовжньої осі складальних помостів.

13.3.2 Пірси, накочувальні колії і пристрої потрібно розраховувати на міцність і стійкість положення в поздовжньому і поперечному напрямах. Сполучення навантажень наведено в таблиці 13.3.

Таблиця 13.3 - Сполучення навантажень для розрахунку на міцність і стійкість положення в поздовжньому і поперечному напрямах пірсів, накочувальних колій і пристроїв

Номер навантаження відповідно до таблиці 9.1	Навантаження і впливи	Сполучення навантажень					
		1	2	3	4	5	6
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Власна вага елементів пірсів, що розраховуються	+	+	+	+	+	+
5	Вертикальні навантаження від прогонової будови, що перекочується	+	+	+	+	+	-
14	Тягове зусилля від сил тертя при переміщенні прогонової будови	+	-	+	-	-	-
15	Поперечна сила при переміщенні прогонової будови	-	-	+	-	-	-
17	Вітер на прогонову будову і пірси упоперек перекочування	+	+	-	-	-	-
17	Вітер на прогонову будову і пірси упоперек перекочування	-	-	+	+	+	-
12	Вплив від перекосу котків або непаралельності колій	-	-	-	-	+	-
17	Вітер на пірсі поперек перекочування (поперек пірсу)	-	-	-	-	-	+
Примітка. Вітрове навантаження у першому і третьому сполученнях потрібно приймати таким, що відповідає швидкості вітру 15 м/с, для інших сполучень – розрахунковій інтенсивності							

13.3.3 При розрахунку елементів опор і прогонів (ферм) пірсів розрахунковий опір матеріалів ділиться на коефіцієнт надійності за призначенням

$\gamma_n = 1{,}05$. Прогини прогонів (ферм) пірсів від тимчасового навантаження не повинні перевищувати 1/300 довжини прогону.

13.4 Накочувальні колії і пристрої ковзання (кочення)

Пристрої ковзання, накочувальні колії, перекочувальні пристрої, тягові і гальмівні засоби, що застосовуються при насуванні (перекочуванні) прогонових будов, мають забезпечувати плавний, без ривків і перекосів рух переміщуваних конструкцій, надійність їх закріплення.

Конструкція пристроїв ковзання і накочувальних колій повинна забезпечувати:

— можливість повороту опорного перерізу прогонових будов;

— унеможливлення зсуву (зміщення) конструкції упоперек напрямку насування;

— контроль горизонтальних зусиль, що передаються на опори, з автоматичним вимкненням (кінцевим вимикачем) механізмів насування при перевищенні заданих деформацій.

Конструкція колій повинна виключати появу в прогоновій будові недопустимого напруження через місцеві нерівності, вигин і перекоси.

Довжину колій потрібно призначати з умови забезпечення місцевої і загальної стійкості основних конструкцій прогонових будов.

Верхні накочувальні колії (переривчасті і суцільні) мають бути прямолінійними в горизонтальній і вертикальній площинах. Прямолінійність накочувальної колії у вертикальній площині потрібно забезпечувати поперечинами змінної висоти і їх прирубкою до поясів ферм (балок) або металевими розподіляючими прокладками змінної висоти.

Накочувальні колії (пристрої ковзання) повинні забезпечувати можливість розміщення домкратів для установки прогонової будови на накочувальні колії і опорні частини.

Ухил накочувальних колій в бік насування не повинен перевищувати 5% і ухилу, що відповідає половині мінімального значення коефіцієнта тертя в перекочувальних пристроях.

13.4.1 Пристрої ковзання

13.4.1.1 Для насування потрібно застосовувати спеціальні пристрої ковзання.

Залежно від конкретних умов потрібно застосовувати різні схеми пристроїв ковзання для насування прогонових будов із застосуванням антифрикційних полімерних прокладок.

13.4.1.2 Антифрикційні прокладки для пристроїв ковзання виготовляють з фторопласту-4 марки А або Б незагартованого фторопласту або поліетилену високої щільності, високомолекулярного поліетилену і нафтленової тканини.

Розмір прокладок в плані не повинен бути менше ніж 20 см × 20 см.

13.4.1.3 Контртіла (елементи, по яких переміщається антифрикційна прокладка) виготовляють з полірованих листів нержавіючої сталі з шорсткістю $R_{a0.08}{}^{0.32}$, листів конструкційної сталі, хромованих і полірованих з шорсткістю $R_{a0.08}{}^{0.32}$, прокату конструкційної сталі, покритих атмосферостійкими, що мають глянцевий блиск ґрунтовкою або емаллю. До пофарбування поверхня прокату має бути рівною, без іржі, шорсткістю не нижче $R_z 20$.

13.4.1.4 При насуванні прогонових будов, розташованих на поздовжньому ухилі або вертикальній кривій, ухил площини ковзання пристроїв ковзання на кожній опорі повинен відповідати ухилу прогонової будови на цій опорі.

13.4.1.5 У разі насування прогонових будов при температурі нижче ніж 0°С для зменшення коефіцієнта тертя потрібно застосовувати пристрої ковзання з контртілом, що обігрівається.

13.4.1.6 Нижні накочувальні колії (пристрої ковзання) на оголовках опор повинні забезпечувати сприйняття ними горизонтальних сил, що з’являються при насуванні (перекочуванні).

13.4.1.7 Бічні пристрої потрібно розраховувати на різницю зусилля від тиску вітру розрахункової інтенсивності упоперек насування і горизонтального зусилля в пристроях ковзання (третє сполучення навантажень відповідно до таблиці 13.2).

13.4.2 Накочувальні колії, візки, каретки, котки

13.4.2.1 Накочувальні колії при перекочуванні на котках можна виконувати із старих залізничних рейок на дерев´яних поперечинах. Кількість і тип рейок, крок поперечин визначають розрахунком з урахуванням конструкції перекочувальних пристроїв. Нижні накочувальні колії повинні мати на одну рейку більше, ніж верхні. Стик рейок потрібно розташовувати врозбіг, рейки з'єднувати без зазорів і перекривати накладками. Кінці накочувальних колій потрібно гнути по радіусу.

13.4.2.2 Верхні накочувальні колії можуть бути безперервними або переривистими. Переривисті колії влаштовують під вузлами ферм при недостатній міцності і жорсткості поясів прогонових будов, при насуванні їх по безперервним накочувальним коліям на насипу підходів або суцільних помостах. Допускається використовувати нижній пояс балок з суцільною стінкою без накочувальних колій.

13.4.2.3 Розподільні пристрої, каретки і роликові візки мають забезпечувати рівномірний розподіл навантаження на котки або ролики. Згинальні моменти в розподільних пристроях приймаються рівними згинальному моменту консолі, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням, що відповідає площі обпирання котків.

Каретки для поперечного перекочування на котках мають бути жорстко скріплені з конструкцією, яку перекочують, і бути розраховані з урахуванням можливого бічного зусилля (розпору).

13.4.2.4 Роликові опори мають складатися з окремих двохроликових елементів, шарнірно об'єднаних в групи з двох, чотирьох, восьми елементів.

13.4.2.5 Конструкція візків для поперечного перекочування має забезпечувати:

— рівномірне навантаження на всі ролики візка;

— можливість поздовжнього переміщення одного з кінців перекочуваної прогонової будови по візку для зменшення впливу розпору.

Висота реборд коліс візків менше ніж 20 мм не допускається.

13.4.2.6 Котки для перекочування рекомендується застосовувати діаметром від 80 мм до 120 мм з твердих сталей не нижче за Ст. 5 з шорсткістю поверхні катання $R_z 20$.

Довжина котків має бути на (20 - 30) см більше ширини накочувальної колії. Відстань між котками в просвіті має бути не менше ніж 5 см.

13.4.2.7 Кількість рейок накочувальної колії, довжину накочувальних кареток, кількість і діаметр котків призначають виходячи з граничних навантажень на контакт котка з накочувальною колією, який приймають відповідно до таблиці 13.4 і найбільшого питомого тиску на накочувальні колії з урахуванням коефіцієнту надійності за навантаженням 1,25.

Таблиця 13.4 - Граничне навантаження на контакт котка з накочувальною колією

Діаметр сталевого котка	Граничне навантаження на один контакт, кН (тс)	
	з рейкою типу Р 50 і важче	з балкою І № 55 і важче
80	30 (3)	75 (7,5)
100	50 (5)	100 (10)
120	60 (6)	110 (11)

13.5 Тягові (штовхаючі) і гальмівні пристрої

13.5.1 Тягові (штовхаючі) пристрої мають забезпечувати плавне насування конструкцій і мати гальмівні і стопорні пристрої і обмежувачі вантажопідйомності. Швидкість переміщення не повинна перевищувати 0,25 м/хв при насуванні на пристроях ковзання і 0,5 м/хв при перекочуванні на котках і на роликових візках.

У проекті повинна бути передбачена синхронна робота тягових і гальмівних пристроїв або передбачені обмежувачі їх вантажопідіймальності.

13.5.2 Гальмівні пристрої потрібно обов’язково влаштовувати у випадках:

— насування з ухилом, тангенс кута якого перевищує половину мінімального коефіцієнта тертя в накочувальних пристроях;

— насування за допомогою тягових лебідок;

— якщо вітрове навантаження уздовж насування більше половини характеристичного зусилля тертя в пристроях ковзання.

Міцність стопорних пристроїв повинна забезпечувати зупинку прогонових будов при коефіцієнті тертя, який дорівнює 0,1 від розрахункового.

13.5.3 Для переміщення прогонових будов потрібно застосовувати лебідки з канатоємністю від 200 м до 400 м або домкрати із швидкістю робочого ходу не більше ніж 5 мм/с.

При переміщенні прогонової будови за допомогою плавучої опори тягові лебідки потрібно розміщувати на передньому кінці прогонової будови, а на плавучій опорі – пеленажні лебідки.

13.5.4 Відносно поздовжньої осі пересування поліспасти розміщують симетрично, а кут між напрямком пересування і віссю поліспаста має бути не більше ніж 10°.

Між блоками при максимальному зближенні має бути не менше п’яти діаметрів роликів.

Рухомі блоки поліспаста до прогонової будови потрібно кріпити так, щоб унеможливити поворот блоку навколо горизонтальної осі.

Розміщення відвідних роликів і лебідки повинно бути таким, щоб трос до барабану підходив знизу під кутом не більше ніж 5° вище і 90° нижче горизонту.

При довжині насування, що перевищує максимальну довжину поліспастів (залежить від довжини канату на лебідці), необхідно передбачати можливість швидкого перекріплення і перепасування поліспаста.

13.5.5 Тягові і гальмівні засоби потрібно підбирати на сумарне навантаження від сили тертя, згідно з розділом 8, тиску поздовжнього вітру на прогонову будову в процесі її насування (при швидкості вітру 15 м/с), складової

ваги, направленої уздовж площини насування (при похилому її положенні), а також гідродинамічного зусилля (при насуванні з плавучою опорою).

Коефіцієнт надійності за призначенням для тягових канатів потрібно приймати $\gamma_n = 4{,}5$.

13.5.6 При застосуванні тягових домкратів потрібно застосовувати тяги з витягуванням при розрахунковому тяговому зусиллі не більше ніж 10 см (краще у вигляді пластинчастих ланцюгів).

13.5.7 Конструкція тягових (штовхаючих) пристроїв незалежно від типу повинна забезпечувати автоматичний контроль і обмеження тягового (штовхаючого) зусилля і виключення системи у разі перевищення розрахункової величини цього зусилля.

13.5.8 Насування потрібно здійснювати з використанням систем контролю в опорах, їх автоматичного обмеження і системи управління насуванням.

13.6 Аванбеки, ар'єрбеки, шпренгелі, приймальні консолі

13.6.1 Конструкції аванбеків, шпренгелів, приймальних консолей і анкерних пристроїв потрібно проектувати з мінімальним впливом на основні конструкції прогонової будови (зокрема, приймати мінімально можливу кількість отворів, необхідних для кріплення до конструкцій прогонової будови).

13.6.2 Довжину аванбека потрібно призначати з умови забезпечення міцності і стійкості проти перекидання рухомої системи (аванбека з прогоновою будовою).

При насуванні нерозрізних прогонових будов або при обпиранні на декілька опор під час насування довжину аванбека і його жорсткість потрібно призначати з умови забезпечення міцності, стійкості елементів прогонової будови і виникнення мінімальних зусиль в прогоновій будові, яку насувають.

13.6.3 Аванбеку потрібно надавати будівельний підйом, щоб забезпечити в’їзд на накочувальні балки опор без піддомкрачування.

13.6.4 Конструкцію аванбека і його кріплення до прогонової будови потрібно розраховувати для положень:

а) знаходження аванбека в навіс, коли він працює як консоль;

б) піддомкрачування переднього кінця аванбека;

в) обпирання аванбека в будь-якому з його проміжних вузлів.

13.6.5 При насуванні прогонової будови із шпренгелем рекомендується влаштовувати короткий аванбек для приймання кінця прогонової будови на черговій опорі.

13.6.6 Приймальні консолі на опорах проектують на вплив навантажень, наведених у таблиці 13.5.

Таблиця 13.5 - Сполучення навантажень для приймальних консолей

Номер навантаження відповідно до таблиці 9.1	Навантаження і впливи	Сполучення навантажень	
		1	2
1	Власна вага пристроїв	+	+
5	Вага прогонової будови	+	–
12	Зусилля в домкратах	–	+
17	Тиск поздовжнього або поперечного вітру	+	+
Примітка 1. У розрахунках стійкості, положення прогонової будови приймають з перекосом (взаємним перевищенням вузлів), рівним 0,001 відстані між вузлами обпирання. **Примітка 2.** У першому сполученні враховується тиск вітру розрахункової інтенсивності; у другому – що відповідає швидкості вітру 15 м/с.			

13.6.7 Для забезпечення міцності і стійкості системи, яку насувають, в момент сходження її заднього кінця з опори у разі необхідності система може бути оснащена ар'єрбеком.

13.6.8 Конструкція шпренгеля повинна забезпечувати можливість регулювання прогину консолі прогонової будови при насуванні її на постійні опори мосту (звичайно, піддомкрачуванням стійки шпренгеля).

13.7 Тимчасові причали

13.7.1 Причали потрібно призначати для перевантаження вантажів, конструкцій і перевезення людей під час будівництва моста.

Тип і конструкцію причалу (зрубові, на пальовій основі) приймати залежно від геологічних і гідрологічних умов, вантажопідйомності, типу використовуваних кранів, від плавучих засобів, що обслуговуються.

13.7.2 Глибину акваторії біля причалу потрібно визначати, виходячи з найбільшої осадки судна, навігаційного запасу глибини, рівного 0,2 м, запасу 0,3 м на засмічення акваторії, а також від наганяння води.

На річках з регульованим стоком потрібно враховувати добові і сезонні коливання рівня.

13.7.3 Причали потрібно розташовувати з низового боку моста, що будується.

13.7.4 Відмітку верху причалу потрібно призначати з урахуванням висоти суден (катерів, плашкоутів), що швартуються.

Різниця відміток палуби пасажирського судна і площадки повинна знаходитись у діапазоні від 0,75 м до -0,75 м.

13.7.5 На причалах потрібно передбачати швартові і відбійні пристрої, колесовідбої висотою 20 см, леєрні і перильні огородження висотою 1,1 м.

13.7.6 З'їзди від причалу до берегової території повинні мати ухил не більше ніж 10 %. Ухил сходу з причалів на берег не має перевищувати 1:2 і мати двостороннє бічне огородження.

Перехідні містки з причальних плашкоутів повинні шарнірно кріпитися до плашкоуту і вільно спиратися на береговий стоян.

13.7.7 Конструкції причалу в цілому і окремих вузлів потрібно розраховувати на навантаження від:

— власної ваги;

— навалу судна в процесі причалювання;

— швартових (від гідродинамічного і вітрового навантаження на відшвартовані судна);

— ваги людей, інструменту і дрібного устаткування (інтенсивністю 4 кПа (400 кгс/м^2));

— маси вантажів, що складуються (для вантажних причалів);

— підйомних і транспортних механізмів на причалі (вертикальні і горизонтальні навантаження);

— тиску ґрунту (для причалів-набережних).

13.7.8 Навантаження від навалу суден під час причалювання потрібно вважати прикладеними в рівні відбійних пристроїв; швартові – по фактичному розташуванню пристроїв.

13.7.9 Фундаменти на палях причальних споруд потрібно розраховувати згідно з розділом 14; навантаження від горизонтального тиску ґрунту на причали-набережні визначати згідно з додатком В.

14 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ СДС

14.1 Основи СДС потрібно проектувати на підставі:

— результатів інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань;

— даних, що характеризують конструктивні і технологічні особливості споруди, навантаження, що діють на фундамент, умови його експлуатації.

14.2 Розрахунок основ СДС по несній здатності і деформаціях потрібно виконувати згідно розділу 7 ДБН В.2.3-14.

14.3 Підошви збірних, зрубових і лежневих фундаментів потрібно закладати:

а) на суходолах і заплавах, що не розмивається, при здимальних ґрунтах – не менше ніж на 0,25 м нижче розрахункової глибини промерзання;

б) на суходолах і заплавах, що не розмиваються, при нездимальних крупнопіщаних, гравіюватих, галечникових ґрунтах і скельних – незалежно від глибини промерзання ґрунтів;

в) на заплавах, що розмиваються, на 0,5 м нижче глибини місцевого розмиву біля даної опори з дотриманням вимог *а,б* стосовно глибини промерзання. У разі прийняття захисних заходів від розмиву (кам’яне обсипання, зміцнення фашинами, шпунтові огородження тощо) – лише з урахуванням умов промерзання;

г) у руслах річок при ґрунтах, що розмиваються, – на 0,5 м нижче місцевого розмиву біля опори, у разі прийняття захисних заходів від підмиву або при

ґрунті, що не розмивається, допускається опирати фундамент на вирівняну поверхню.

14.4 Пальові фундаменти СДС і їх основи потрібно розраховувати за граничними станами:

а) першої групи:

— на міцність матеріалу паль і ростверків на палях;

— на несну здатність по ґрунту основ паль;

б) другої групи:

— на просідання основ і фундаментів на палях від вертикальних навантажень;

— на переміщення паль (горизонтальних і кутів повороту голови палі) разом з ґрунтом основи від дії горизонтальних навантажень і моментів.

14.5 Розрахунок міцності матеріалу паль і ростверків у фундаментах на забивних палях потрібно виконувати залежно від матеріалу конструкції відповідно до ДБН В.2.6-163, ДБН В.2.3-14.

15 КОНСТРУЮВАННЯ СДС

15.1 Дерев’яні конструкції

15.1.1 Розрахунки та конструювання вузлів дерев’яних конструкцій СДС потрібно виконувати згідно з ДБН В.2.6-161, з урахуванням цього розділу та коефіцієнтів умов роботи і надійності за призначенням, наведених у розділах 10 – 13.

15.1.2 У дерев’яних конструкціях СДС належить використовувати деревину згідно з [5], [6], [7], [8]:

а) у прогонах, пакетах підкранових естакад та робочих містків – деревину хвойних порід, сорт 2;

б) в елементах інших несних конструкцій – деревину хвойних та листяних порід, сорт 2.

15.1.3 Розрахункові опори деревини в залежності від умов експлуатації враховуються множенням їх характеристичних значень на коефіцієнт умов роботи відповідно до таблиці 15.1.

Таблиця 15.1 - Коефіцієнт умов роботи деревини в залежності від умов експлуатації

Конструкції, характер впливу, умови експлуатації	Коефіцієнт m
А. Розрахункові опори деревини	
1. Конструкції, що розташовані під водою	0,9
2. Елементи тепляків, що піддані впливу пари	0,8
3. Елементи закладного кріплення котлованів	1,1
4. Елементи опалубки монолітних конструкцій	1,5
5. Елементи прогонів, пакетів, тротуарів в підкранових естакадах і робочих містках при тимчасових вертикальних навантаженнях	1,1
6. Сполучення насадок з палями і стійками (зім'яття)	1,2
Б. Розрахункова несна здатність	
1. Всі види нагелів при будь-яких навантаженнях	1,25
2. Нагелі в з'єднаннях, піддані зволоженню	0,85
З'єднання на цвяхах, що працюють на бічний тиск бетону	1,75

15.2 Бетонні і залізобетонні конструкції

15.2.1 СДС допускається розраховувати відповідно до вимог ДБН В.2.3-14. Коефіцієнти умов роботи і коефіцієнти надійності за призначенням потрібно приймати залежно від виду і призначення СДС відповідно до цих норм та ДБН В.2.3-14.

15.2.2 Бетонні і залізобетонні конструкції потрібно розраховувати:

а) за першою групою граничних станів – на міцність і стійкість форми;

б) за другою групою граничних станів – за деформаціями, а також з утворення і розкриття тріщин, якщо за умов експлуатації вони не допускаються.

15.2.3 Для конструкцій СДС потрібно призначати показник якості бетону – клас з міцності на стиск, якщо не має необхідності призначати інші показники якості згідно з ДБН В.2.3-14.

15.2.4 Арматуру залізобетонних конструкцій потрібно призначати відповідно до вимог ДБН В.2.3-14. При цьому за розрахункову температуру беруть температуру найбільш холодної п’ятиденки, з забезпеченістю 0,92, очікувану в період експлуатації споруди.

15.2.5 При розрахунках закладних анкерних кріплень в бетоні СДС потрібно враховувати коефіцієнти надійності за призначенням $\gamma_n = 1{,}5$ для анкерів в з'єднаннях стійок опор з ростверками.

Для закладних деталей потрібно застосовувати сталі марок, відповідно до ДБН В.2.3-14.

15.2.6 Розрахунок закладення анкерів в бетон потрібно виконувати відповідно до ДБН В.2.3-14.

При розрахунку закладення величину зчеплення анкерів з бетоном приймають 1 МПа (10 кгс/см²) для елементів з гладкою поверхнею і 1,5 МПа (15 кг/см²) для елементів періодичного профілю.

Несну здатність анкерного масиву потрібно перевіряти в площині кінців анкерів. При цьому потрібно враховувати власну вагу масиву, що знаходиться вище і не враховувати роботу бетону на розтяг.

Незалежно від результатів розрахунку глибина закладення анкерів у бетон має бути не менше ніж 1,0 м.

15.2.7 Конструкція вертикального анкеру над рухомою опорною частиною має забезпечувати вільне температурне переміщення.

15.3 Металеві конструкції

15.3.1 Проектування сталевих конструкцій СДС потрібно виконувати з дотриманням вимог ДБН В.2.6-198, [13].

15.3.2 З метою уніфікації марок сталі СДС групи 1 з марками сталі для мостових конструкцій рекомендується застосовувати марки сталі відповідно до ДБН В.2.6-198.

Для уніфікації постачання рекомендується в першу чергу застосовувати сталі марок ВСт. 3, 09Г2С, 15ХСНД, для труб – сталь 10Г2 групи В згідно з [9].

15.3.3 Елементи конструкцій з сталевих безшовних гарячедеформованих труб для інвентарних конструкцій СДС трубчатого перерізу допускається застосовувати із сталі марки 20 згідно з [9] з додатковими вимогами до металу труб з ударною в’язкістю за температури -20 ºС – не менше ніж 30 Дж/см^2 (3 кгс·м/см^2).

15.3.4 Для фрикційних болтових з'єднань СДС потрібно застосовувати ВМБ, гайки і шайби до них згідно з розділом 6 ДБН В.2.6-198.

Допускається повторне (не більше трьох разів) використання у фрикційних з’єднаннях ВМБ, що не мають задирок і пошкоджень на опорних поверхнях і на різьбі болтів і гайок. При цьому належить забезпечувати підготовку болтів і шайб до встановлення у конструкцію.

При неповному натягуванні ВМБ з затягуванням звичайним ключем з крутильним моментом від 20 кгс·м до 30 кгс·м допускається їх багаторазове використання до зношення в межах допусків.

15.3.5 Марки сталей для звичайних (нефрикційних) болтів потрібно приймати згідно з розділом 6 ДБН В.2.6-198.

15.3.6 Для зварювання сталевих конструкцій СДС матеріали приймати відповідно до ДБН В.2.6-163 та ДБН В.2.6-198.

15.3.7 При мінусовій температурі необхідно зварювати з застосуванням електродів типу Э42А і Э42А-Ф (марок УОНИ-13/55, УОНИ-13/45) – для вуглецевої сталі і Э50А і Э50А-Ф тих самих марок для низьколегованих сталей.

Низьколеговані сталі з вуглецевими потрібно зварювати електродами для низьколегованих сталей.

15.3.8 При визначенні прогинів згинальних конструкцій із стиками на звичайних болтах прогини балок збільшуються на 20 %.

15.3.9 Найменші розміри перерізів частин сталевих конструкцій СДС, за винятком понтонів, допускаються наступними:

— товщина листів, крім перерахованих нижче випадків – 10/8 мм;

— товщина планок – 8/6 мм;

— товщина прокладок – 6/4 мм;

— товщина опорних листів – 16/16 мм;

— розміри кутиків в основних перерізах – 75 мм × 75 мм × 8 мм;

— розміри кутиків з’єднувальної решітки складених стержнів – 63 мм × 40 мм × 6 мм;

— діаметр болта – 16 мм;

— діаметр стержньових тяг, підвісок – 10 мм.

Примітка. У чисельнику наведені значення для інвентарних конструкцій. У знаменнику – для конструкцій одноразового використання.

ДОДАТОК А
(довідковий)

ПЕРЕЛІК СПЕЦІАЛЬНИХ ДОПОМІЖНИХ СПОРУД, ПРИСТОСУВАНЬ І ПРИСТРОЇВ

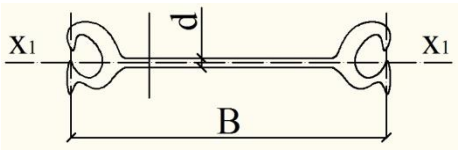
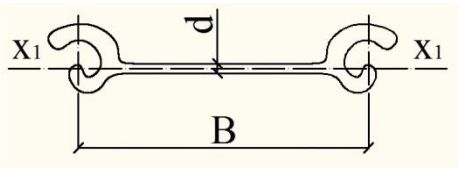
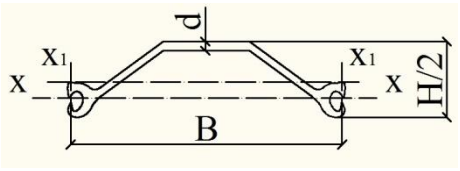
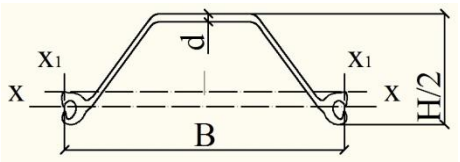
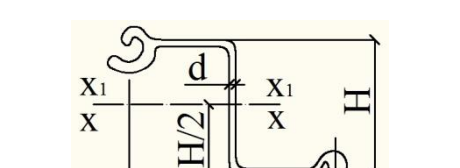
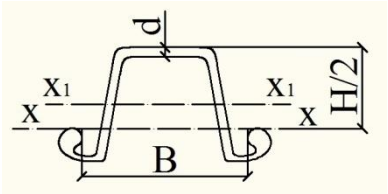
Таблиця А.1 – Перелік СДС та сфера їх застосування

Ч.ч.	СДС	Сфера застосування
1	2	3
1	Допоміжні опори	Під час поздовжнього насування та напівнавісного складання прогонових будов
2	Пірси	Під час поперечного перекочування прогонових будов
3	Підмостки, риштування, огородження	Для розміщення людей, інструменту, обладнання при виконанні технологічних операцій при складанні і насуванні прогонових будов, а також при спорудженні фундаментів і опор
4	Захисні споруди – шпунтові стінки, перемички, бездонні ящики	При спорудженні фундаментів постійних і допоміжних опор
5	Самопідйомні і переставні платформи	Те саме
6	Напрямні каркаси	При зануренні оболонок, улаштуванні пальових основ і шпунтових огороджень
7	Складальні підмостки і стапелі	Для складання прогонових будов
8	Підсилення прогонових будов, утому числі аванбеки і шпренгелі	Під час поздовжнього насування прогонових будов
9	Приймальні консолі	Під час поздовжнього насування, навісного і напівнавісного складання прогонових будов
10	Анкерні пристрої	Під час навісного та напівнавісного складання прогонових будов
11	Пристрої для вибирання прогину прогонових будов	Під час поздовжнього насування прогонових будов
12	Ходові частини і насувні колії	Те саме
13	Пристрої для приведення в рух прогонових будов	»
14	Споруди, пристрої для захисту допоміжних опор від навалу суден і льодоходу	Під час поздовжнього насування і напівнавісного складання прогонових будов
15	Підкранові естакади	Для пропускання і роботи монтажних козлових кранів
16	Тимчасові причали	Для перевантаження масових вантажів і конструкцій, а також перевезення людей
17	Робочі містки	Для пропускання і роботи транспортних засобів, вантажопідйомних кранів
18	Пристосування і пристрої для підводного бетонування фундаментів	Під час підводного бетонування фундаментів

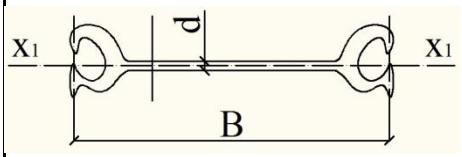
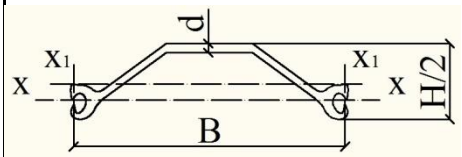
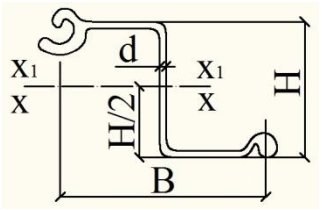
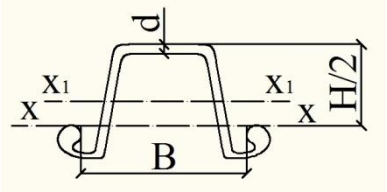
ДОДАТОК Б
(довідковий)

ШПУНТОВІ ПАЛІ (ПРОКАТНА СТАЛЬ)

Таблиця Б.1 – Відомість марок шпунтових паль

Профіль	Наймену-вання	Ширина, мм	Товщина, мм	Довжина, м	
				від	до
1	3	4	5	6	7
	Шпунтова паля ШП-1	400	10	8	22
	Шпунтова паля ШП-2	200	8	8	22
	Шпунтова коритна паля ШК-1	400	10	8	22
	Шпунтова коритна паля ШК-2	400	10	8	22
	Шпунтова зетового профілю ШД-3	400	9	8	22
	Шпунтова зетового профілю ШД-5	400	12	8	25
	Сталь прокатна для шпунтових паль Шпунтова коритна паля Ларсен	400	10	5	22

Таблиця Б.2 – Характеристика шпунтових паль

Поперечний переріз шпунтових паль	Тип шпунтових паль	Маса, кг, одного метра шпунтової палі, кг	Площа перерізу, см^2	Момент інерції		Момент опору		Розрахункова ширина шпунтини В, мм	Товщина шпунтової стінки Н, мм	Товщина стінки палі d, мм
				Однієї шпунтини I_{x1}, см^4	Один метр шпунтової стінки I_x, см^4	Однієї шпунтини W_{x1}, см^3	Одного метра шпунтової стінки W_x, см^3			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	ШП-1	64	82	332	961	73	188,5	400	–	10
	ШП-2	30	39	80	482	28	136	200	–	8
	ШК-1	50	64	730	3000	114	400	400	2x75	10
	ШК-2	58	74	2243	10425	260	835	400	2x125	10
	ШД-3	61	78	7600	19000	630	1570	400	240	9
	ШД-5	93	119	20100	50250	1256	3140	400	320	12
	Ларсен - III	62	79,2	–	23200	–	1600	400	2x145	–
	Ларсен - IV	74	94,3	4660	39600	405	2200	400	2x180	11
		100	127,6	6243	50943	461	2962	420	2x172	13
	Ларсен - V									

ДОДАТОК В
(обов’язковий)

ВИЗНАЧЕННЯ БІЧНОГО ТИСКУ ҐРУНТУ НА ОГОРОДЖЕННЯ КОТЛОВАНІВ

В.1 Тиск води на огородження котловану приймають розподільним за законом гідростатики. Тиск ґрунту (активний і пасивний) визначають з урахуванням зчеплення в суглинках і глинах.

В.2 Характеристичний активний і пасивний тиск ґрунту визначають залежно від характеристик ґрунту (питомої ваги γ, кута внутрішнього тертя φ, а для суглинків і глин від зчеплення c), встановлюваних на підставі геологічних досліджень з урахуванням природного стану ґрунту.

Для попередніх розрахунків характеристики ґрунтів приймають згідно з В.1.

В.3 При визначенні тиску на огородження різнорідні ґрунти, що відрізняються характеристиками (питомою вагою γ, кутом внутрішнього тертя φ і зчеплення c) не більше ніж на 20 %, потрібно розглядати як однорідний ґрунт з середньозваженими значеннями характеристик:

$$\gamma_{\text{сер}} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}, \tag{В.1}$$

$$\varphi_{\text{сер}} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_s}, \tag{В.2}$$

$$c_{\text{сер}} = \frac{\sum c_i \cdot h_i}{\sum h_i}, \tag{В.3}$$

де γ_i, φ_i і c_i – значення γ, φ і c для i-го шару ґрунту завтовшки h_i.

В.4 Якщо пісок або супісок розташовані нижче поверхні води, горизонтальний тиск на огородження визначають як суму гідростатичного тиску і активного або пасивного тиску зваженого у воді ґрунту. Питому вагу ґрунту в зваженому стані визначають за формулою:

$$\gamma_{зв} = \frac{1}{1+\varepsilon}(\gamma_0 - \gamma_в), \qquad (В.4)$$

де γ_0 – питома вага ґрунту, приймають в середньому 27 кН/м^3 (2,7 тс/м^3);

$\gamma_в = 10$ кН/м^3 (1 тс/м^3) – питома вага води;

ε – коефіцієнт пористості ґрунту;

$\gamma_{зв}$ – допускається приймати 10 кН/м^3 (1 тс/м^3).

В.5 Якщо котлован розробляють на місцевості, не покритій водою, і перевищення $h'_в$ рівня ґрунтових вод відносно дна котловану складає не більше ніж 2 м і не більше третини глибини котловану, в розрахунку огородження з одним або декількома ярусами розпірних кріплень, визначають прямий тиск ґрунту (пасивний тиск ґрунту з боку котловану) з урахуванням тертя ґрунту по стінці огородження. Кут тертя ґрунту по стінці приймають рівним:

$$\delta = \frac{\varphi}{3} \text{ при } h'_в > 0, \qquad (В.5)$$

$$\delta = \frac{\varphi}{2} \text{ при } h'_в = 0, \qquad (В.6)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту в котловані, град.

У решті випадків тиск ґрунту на огородження визначають, враховуючи, що $\delta = 0$.

В.6 Вертикальне навантаження на призмі обвалення приймають:

а) від ваги матеріалів і відсипки ґрунту – як рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю, що відповідає проектним розмірам матеріалів і відсипки, але не менше ніж 10 кПа (1 тс/м^2);

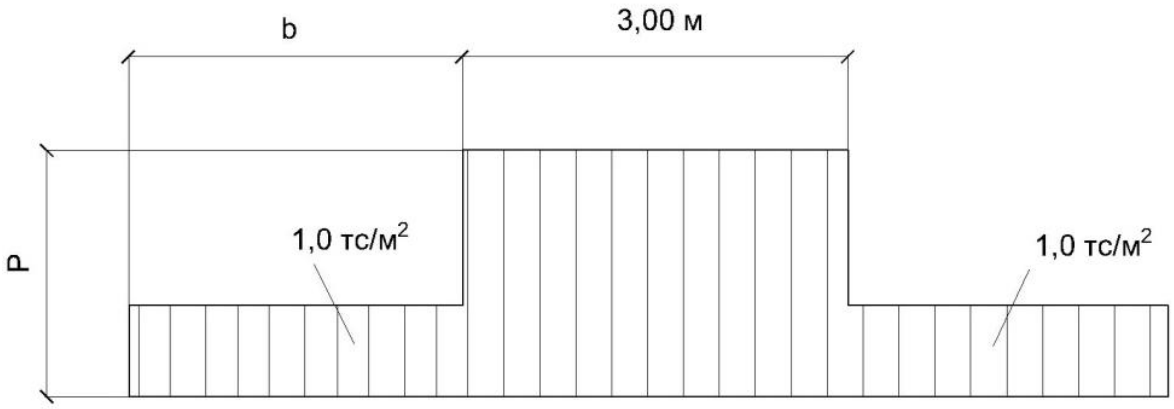


Рисунок В.1 – Вертикальне навантаження на призмі обвалення від автотранспорту, 10 кПа (1тс/м^2)

б) від будівельного устаткування, кранів, копрів і транспортних засобів, що переміщаються по рейках, – за паспортами, каталогами і довідниками (з урахуванням навантаження, найбільш несприятливого для конструкції, яку розраховують);

в) від автотранспорту, що рухається уздовж котловану, як смугове навантаження *p* з шириною смуги 3,0 м для кожного ряду машин (рисунок В.1).

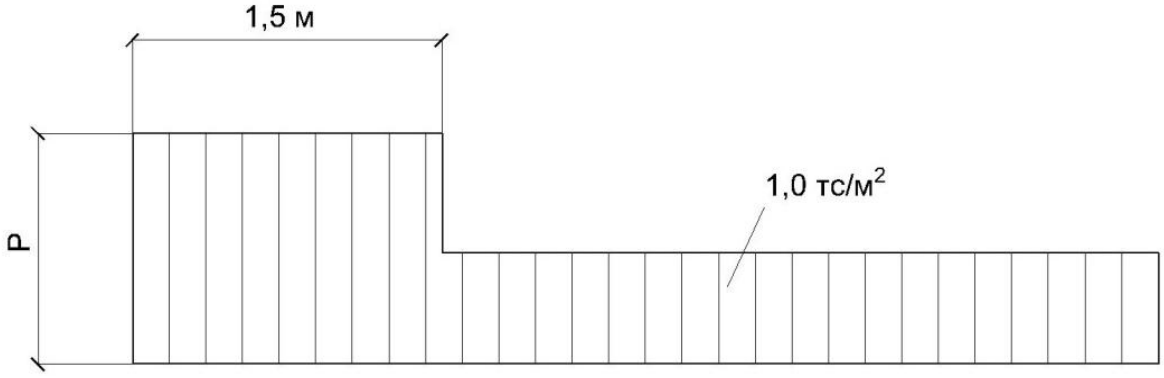


Рисунок В.2 – Вертикальне навантаження на призмі обвалення від гусеничних і колісних кранів, 10 кПа (1 тс/м^2)

При відстані *b* між краєм котловану і брівкою дороги від 2,0 м до 3,0 м і вазі машин до 250 кН (25 т) *p* = 20 кПа (2,0 тс/м²); при відстані від 1,0 м до 2,0 м – *p* = 30 кПа (3,0 тс/м²), при меншій відстані *p* = 40 кПа (4,0 тс/м²).

При відстані між дорогою і котлованом більше ніж 3,0 м *p* = 10 кПа (1,0 тс/м²).

При вазі машин до 300 кН (30 т) *p* збільшують в 1,2 рази; при вазі до 450 кН (45 т) – в 1,9 раз; при вазі до 600 кН (60 т) – у 2,5 рази;

г) від гусеничних і колісних кранів, що працюють в безпосередній близькості від котловану, смугове навантаження *p* шириною 1,5 м (рисунок В.2). Величину *p* приймають залежно від робочої ваги (вага крана і максимального вантажу):

— 30 кПа (3,0 тс/м²) – до 10 т;

— 60 кПа (6,0 тс/м²) – до 30 т;

— 90 кПа (9,0 тс/м²) – до 50 т;

— 120 кПа (12,0 тс/м²) – до 70 т (проміжні значення – за інтерполяцією);

д) від трамвая, що проходить паралельно стінці, смугове навантаження приймають 15 кПа (1,5 тс/м²) при розподілі його на ширині 3,0 м;

е) від залізничної колії, що проходить паралельно стінці огородження, приймають смугове навантаження, розподілене на ширині 3,5 м інтенсивністю 28 кПа (28 тс/м) на лініях, де проходить навантаження, близьке до розрахункового С14 (важкі транспортери, електровози).

Дозволяється зменшувати інтенсивність навантаження з урахуванням навантаження, що реально обертається.

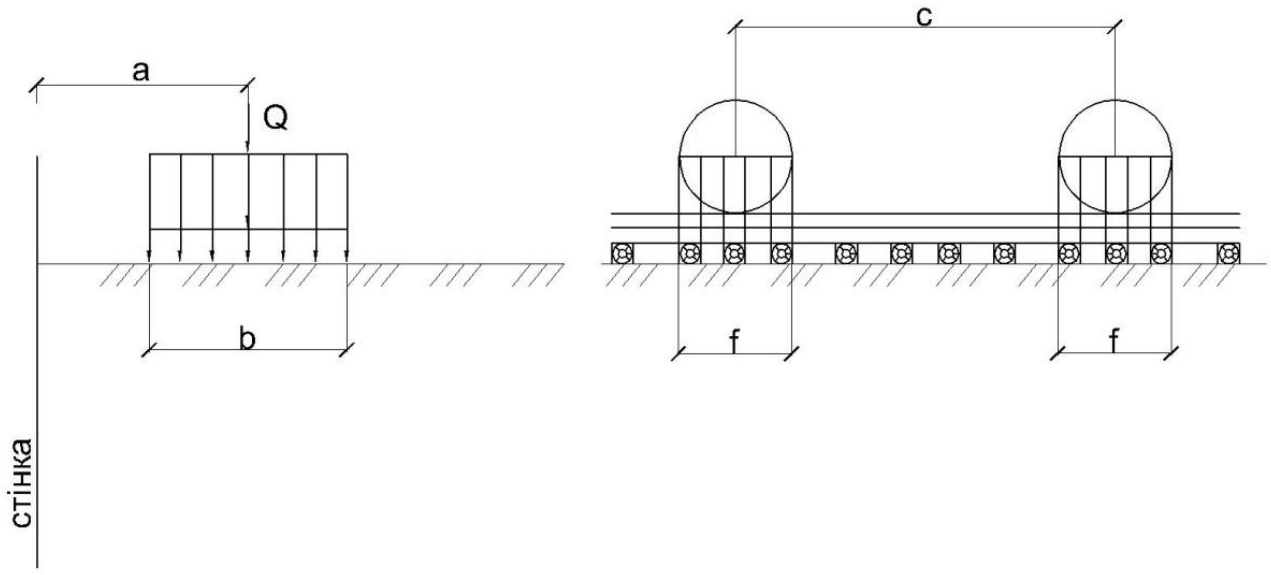


Рисунок В.3 – Визначення еквівалентного навантаження від однорейкового візка на призмі обвалення

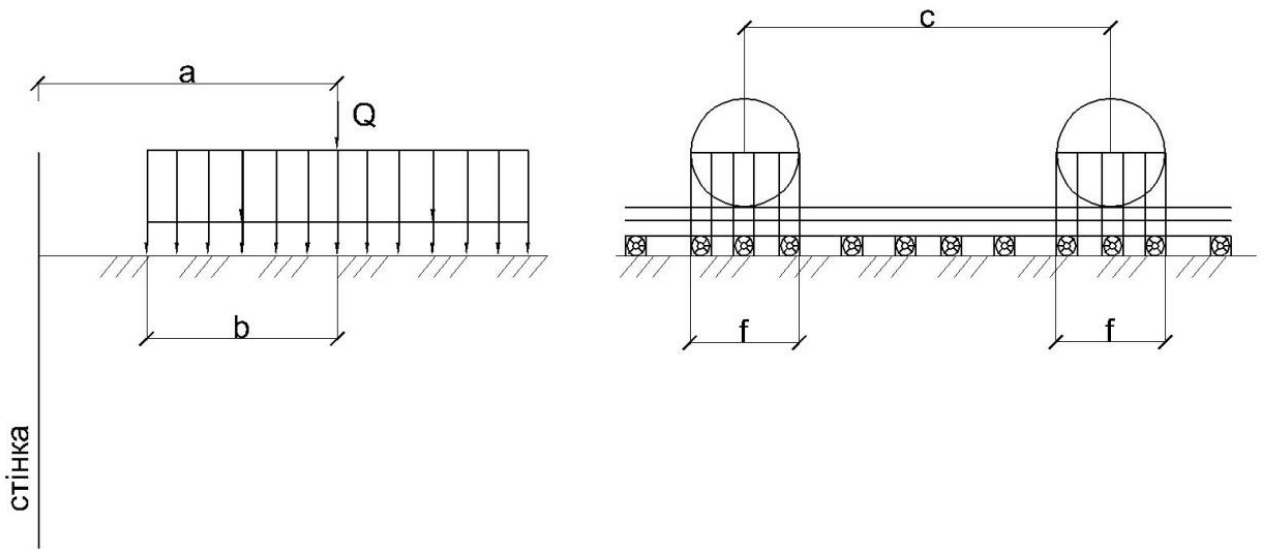


Рисунок В.4 – Визначення еквівалентного навантаження від дворейкового візка на призмі обвалення

В.7 При визначенні активного тиску на огородження вертикальне навантаження на призмі обвалення, розподілене в межах двох майданчиків із загальною віссю, паралельній стінці (рисунки В.3 і В.4), приводять до еквівалентного навантаження, розподіленого по суцільній смузі, що має необмежену протяжність уздовж стінки і ширину b (смуга розподілу еквівалентного навантаження) для рейкового навантаження:

— при однорейкових візках (рисунок В.3) – довжина на пів шпали;

— при дворейкових візках (рисунок В.4) – довжину шпали.

В.8 Інтенсивність еквівалентного навантаження (рисунок В.7) визначають за формулою:

$$q = \frac{Q}{b \cdot l'}, \tag{В.7}$$

де Q – рівнодіюча вертикального навантаження, розподіленого на поверхні призми обвалення в межах одного майданчика або двох майданчиків $b \cdot f$ із загальною віссю, паралельною стінці (рисунки В.3 і В.4);

l – довжина ділянки стінки, в межах якої на стінку діє бічний тиск ґрунту від завантаження призми обвалення цим вертикальним навантаженням.

Якщо навантаження на призмі обвалення прикладене згідно з рисунками В.3, В.4 і при цьому задовольняється умова:

$$2a \cdot tg\varphi \cdot tg\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) > c - f, \quad \text{(В.8)}$$

приймають:

$$l = c + f + 2a \cdot tg\varphi \cdot tg\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \quad \text{(В.9)}$$

у решті випадків приймають:

$$l = 2\left[f + 2a \cdot tg\varphi \cdot tg\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\right], \quad \text{(В.10)}$$

де c – для рейкового навантаження – база візка крана, робочого містка або платформи (див. рисунки В.3 і В.4);

f – для рейкового навантаження довжина розподілу навантаження рейкою згідно з рисунками В.3 і В.4, що приймається 1 м;

a – відстань від центру площадки передачі навантаження до стінки огородження;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту за стінкою, град.

Якщо в межах висоти $\bar{h} = a \cdot tg(45° + \frac{\varphi}{2})$ розташовані шари ґрунту з кутами внутрішнього тертя, що відрізняються не більше ніж на 20 %, потрібно приймати $\varphi = \varphi_{\text{сер.зв}}$, де $\varphi_{\text{сер.зв}}$ – середньозважене для глибини h значення кута внутрішнього тертя ґрунту.

При більших розбіжностях у значеннях кутів внутрішнього тертя ґрунту довжину l визначають на підставі побудови згідно з рисунком В.5.

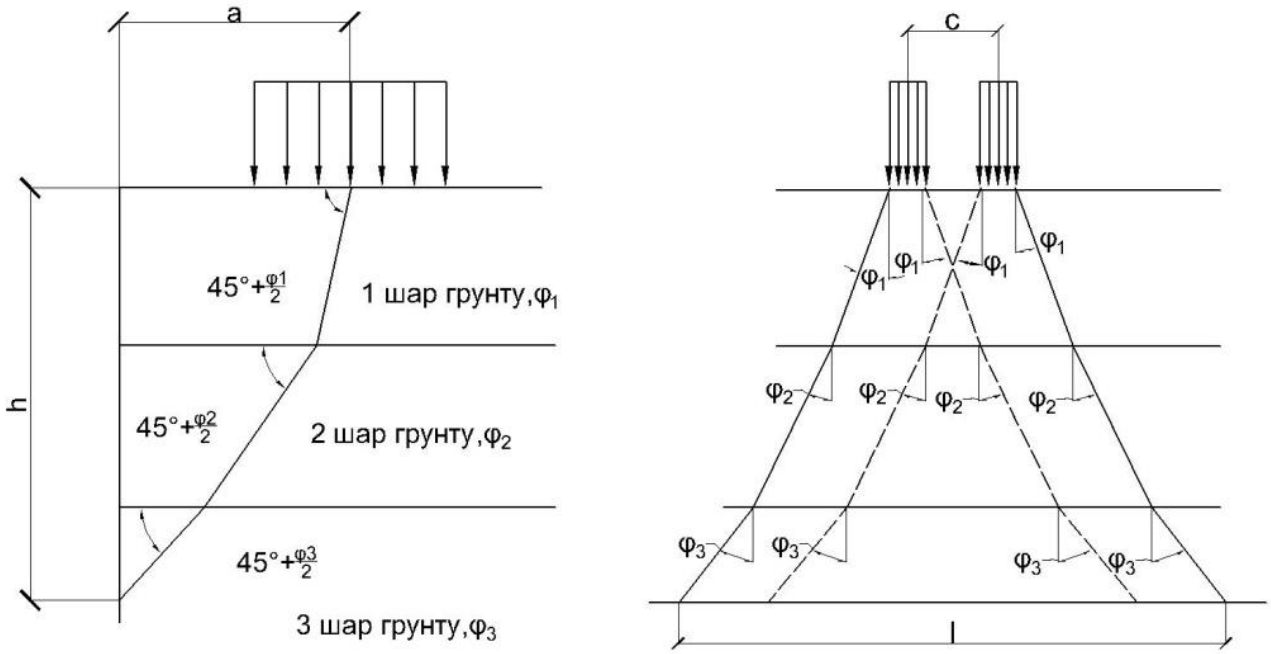


Рисунок В.5 – Визначення еквівалентного навантаження за наявності за стінкою декількох шарів ґрунту, що відрізняються кутами внутрішнього тертя

В.9 Якщо поверхня ґрунту обмежена площиною і на ній рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q, то активний тиск піску або супіску на стінку огородження приймають таким, що змінюється по прямолінійному закону від значення p_1 на рівні верху стінок до значення p_2 на глибину H згідно з рисунком В.6:

$$p_1 = q \cdot \lambda_a, \tag{В.11}$$

$$p_2 = (q + \gamma \cdot H)\lambda_a, \tag{В.12}$$

де γ – об’ємна вага ґрунту;

λ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту, з виразу:

$$\lambda_a = \frac{cos^2\varphi}{(1 + \sqrt{\frac{sin(\varphi-\alpha)\,sin\,\varphi}{cos\,\alpha}})^2}, \tag{В.12}$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, град;

α – кут між площиною, що обмежує поверхню ґрунту, і горизонтальною площиною; правило знаків для кутаα показано на рисунку В.6.

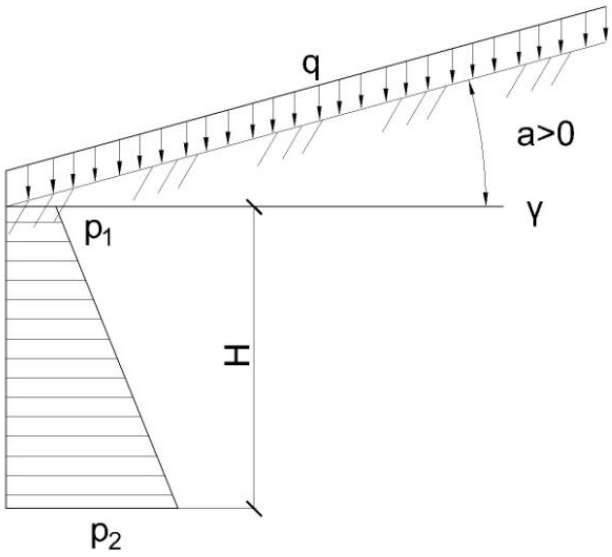


Рисунок В.6 – Визначення активного тиску піску або супіску на стінку огородження у випадку, якщо поверхня ґрунту обмежена площиною і на ній рівномірно розподілене навантаження

При горизонтальній поверхні ґрунту ($\alpha = 0$) і відсутності навантаження:

$$p_1 = 0, \tag{В.13}$$

$$p_2 = \gamma \cdot \text{H} \cdot tg^2(45° - \frac{\varphi}{2}), \tag{В.14}$$

В.10 У випадках, не охоплених В.9, активний тиск піску або супіску на стінку огородження визначають способом, що викладається нижче.

Знаходять рівнодіючу активного тиску ґрунту – силу *E*, як найбільше із значень E_i, визначених за формулою:

$$E_i = G_i \cdot tg(\theta_i - \varphi), \tag{В.15}$$

де G_i – сума ваги $G_{\text{гр}}$передбачуваної призми обвалення ABC_i і рівнодіючого розташованого над ній навантаження згідно з рисункомВ.7, *а*;

θ_i– кут між площиною обвалення і горизонтальною площиною.

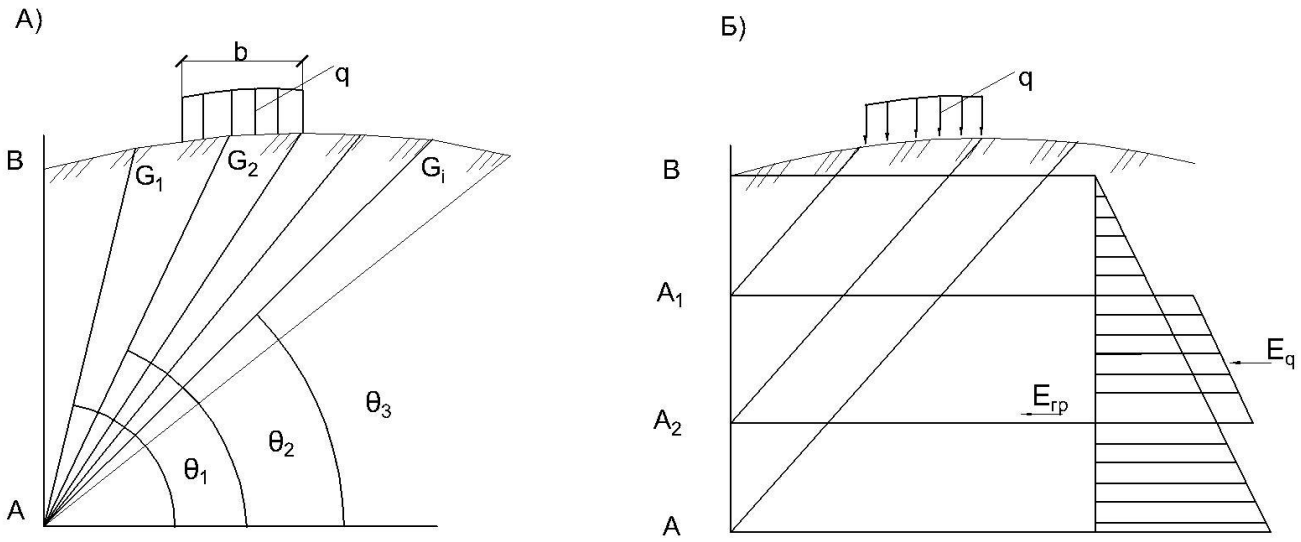


Рисунок В.7 – До визначення активного тиску піску або супіску на стінку при довільному контурі поверхні ґрунту і розташуванні на ній навантаження

Примітка 1. На рисунку В.7 показане одне навантаження інтенсивністю q, розподілене на ширині b.

Значення θ_i, якому відповідає найбільше значення E_i, за формулою (В.15), приймають за кут θ між площиною обвалення і горизонтальною площиною.

Сила E – це сума сили $E_{\text{гр}}$ від ваги призми обвалення і сил E_q від кожного навантаження на призмі обвалення.

Силу $E_{\text{гр}}$ визначають за формулою:

$$E_{\text{гр}} = G_{\text{гр}} \cdot tg(\theta - \varphi), \qquad \text{(В.16)}$$

Приймають, що сила $E_{\text{гр}}$ є рівнодіючою тисків, епюра яких має вигляд прямокутника згідно з рисунком В.7,Б.

Силу E_q від навантаження q, розташованого на призмі обвалення і розподіленого на ширині b, визначають за формулою:

$$E_q = q \cdot b \cdot tg \cdot (\theta - \varphi), \qquad \text{(В.17)}$$

Приймають, що сила E_q є рівнодіюча тиску на стінку, рівномірно розподіленого між точками A_1 і A_2 на перетині із стінкою прямих, проведених паралельно сліду площини обвалення з початку і кінця ділянки, в межах якої діє

навантаження q (рисунок В.7*,б).* Якщо площина обвалення ділить ділянку, на якій розташоване навантаження q, то за кінець ділянки необхідно приймати перетин площини обвалення з поверхнею ґрунту.

В.11 Якщо поверхня ґрунту горизонтальна і на ній рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q, активний тиск ґрунту з декількох шарів піску або супіску в межах кожного (i) шару приймають таким, що змінюється прямолінійно від тиску p_i, на рівні крівлі цього шару до тиску p'_i на рівні його підошви (рисунок В.8):

$$\rho_{i_i} = \left(q + \gamma_{1_i} \cdot h_1 + \gamma_{2_1} \cdot h_{1_2} + \cdots + \gamma_{i-1_1} \cdot h_{1_{i-1}}\right)\lambda_{\alpha l}, \qquad \text{(В.18)}$$

$$\rho'_{i_i} = \left(q + \gamma_{1_i} \cdot h_1 + \gamma_{2_1} \cdot h_{1_2} + \cdots + \gamma_{i-1_1} \cdot h_{i-1_1} + \gamma_i \cdot h_s\right)\lambda_{\alpha}, \qquad \text{(В.19)}$$

де h_i- товщина i-го шару ґрунту з щільністю γ_i і кутом внутрішнього тертя φ_i, град;

$\lambda_{\alpha l} = \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi_i}{2}\right)$ - коефіцієнт активного тиску ґрунту і шару.

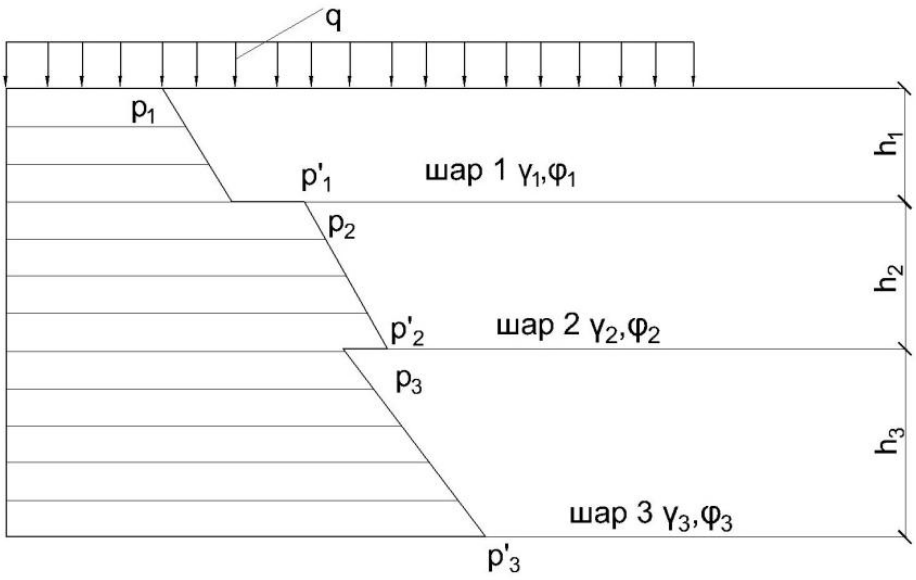


Рисунок В.8 – Визначення активного тиску ґрунту з декількох шарів піску або супіску на стінку огородження

В.12 Активний тиск суглинку або глини визначають, враховуючи зчеплення ґрунту c шляхом зменшення ординат епюри, побудованої як для незв'язного ґрунту з питомою вагою γ і кутом φ внутрішнього тертя суглинку або

глини на величину, яка при плоскій поверхні ґрунту, нахиленій до горизонту під кутом α, вираховується:

$$p_c = \frac{c}{tg\varphi}\left(1 - \frac{\lambda_a}{cos\, a}\right), \tag{В.20}$$

де λ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту за формулою (В.12).

У межах ділянки, на якій величина p_c перевищує ординати активного тиску, обчислені як для незв'язного ґрунту, активний тиск суглинку або глини не враховують.

Епюру активного тиску однорідного ґрунту суглинку або глини (рисунок В.9).

У разі різнорідного ґрунту зменшення активного тиску за рахунок зчеплення враховують в межах кожного шару суглинку або глини, визначаючи величину p_c за формулою (В.21) за характеристиками *φ і c* відповідного шару.

При горизонтальній поверхні ґрунту *(a=0)* формула (В.20) має вигляд:

$$p_c = 2c \cdot tg\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 2c \cdot \sqrt{\lambda_a}\,, \tag{В.21}$$

В.13 Епюру пасивного тиску супіску або піску на стінку приймають трикутною з найбільшою ординатою (рисунок В.10):

$$p_n = \gamma \cdot H \cdot \lambda_n, \tag{В.22}$$

де λ_n – коефіцієнт пасивного тиску ґрунту, що визначається за формулою:

$$\lambda_n = \frac{cos^2\varphi}{cos\,\delta\,(1 - \sqrt{\frac{sin\,\varphi \cdot sin\,(\varphi+\delta)}{cos\,\delta}})^2}, \tag{В.23}$$

Кут φ тертя ґрунту по стінці приймати за п.5.

При $\delta = 0$ формула (В.24) має вигляд:

$$\lambda_m = tg^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad \text{(В.24)}$$

В.14 Ординати епюри пасивного тиску суглинку або глини на стінку згідно з рисунком В.11 одержують як суму ординат двох епюр: епюри, побудованої як для незв'язного ґрунту (за значенням кута φ внутрішнього тертя суглинку або глини) і епюри з ординатами, рівними $2c \cdot \mathrm{tg}\left(45° + + \frac{\varphi}{2}\right) = 2c \cdot \sqrt{\lambda_n}$.

Для поверхневого шару з порушеною структурою суглинку або глини, розрахункове зчеплення *c* приймають таким, що зменшується за лінійним законом від повної величини на глибині 1,0 м до нуля на поверхні ґрунту.

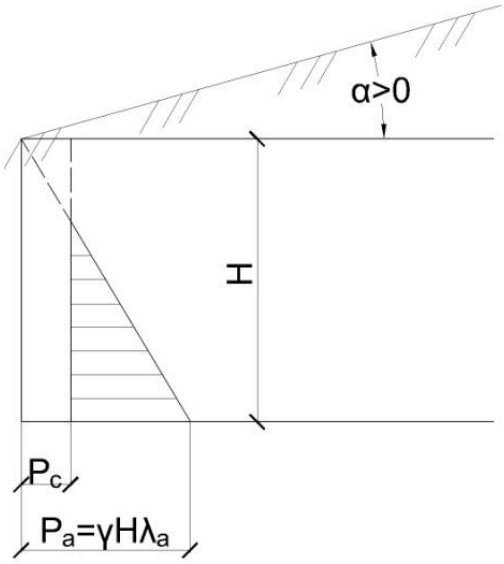


Рисунок В.9 – Визначення активного тиску суглинку або глини

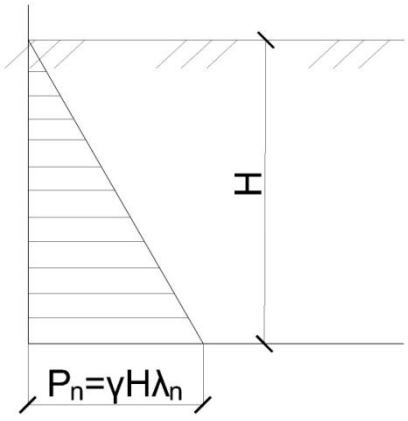


Рисунок В.10 – Епюра пасивного тиску піску або супіску на стінку огородження

В.15 При проектуванні замкнутих у плані огороджень вузьких і глибоких котлованів, розташованих в сухих ґрунтах з кутом внутрішнього тертя більше ніж 30°, враховують зниження активного тиску ґрунту за рахунок просторових умов роботи.

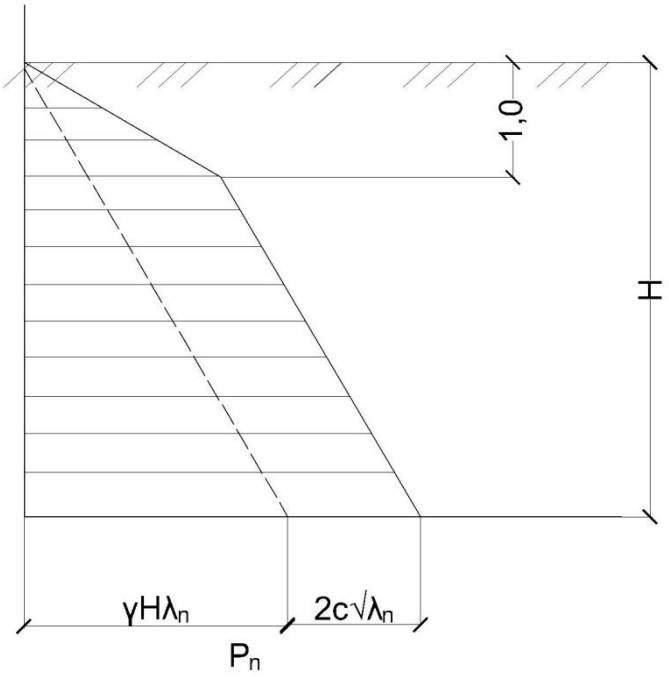


Рисунок В.11 – Епюра пасивного тиску суглинку або глини на стінку огородження

Зниження враховують коефіцієнтом η, що вводиться до величини тиску E від власної ваги ґрунту. Коефіцієнт η приймають 0,7 при $k = \frac{B}{H} = 0{,}5$ і 1,0 при $k \geq 2$ (B – найбільший розмір в плані; H – глибина котловану), при $0{,}5 < k < 2$ – приймають за інтерполяцією.

ДОДАТОК Г
(обов'язковий)

РОЗРАХУНКИ ШПУНТОВИХ ОГОРОДЖЕНЬ

Г.1 Загальні положення

Г.1.1 Розрахунки шпунтових огороджень котлованів виконують на:

— стійкість положення і міцність за матеріалом їх елементів на стадії розробки котловану і установлення розпірних кріплень, повного видалення ґрунту і води з котловану, а також зворотного засипання ґрунтом і зняття кріплення;

— стійкість дна котловану проти випинання і фільтраційного випинання – для шпунтових огороджень, заглиблених в піски, супіски і піщані мули, на стадії відкачування води з огородження.

Г.1.2 Перевірку на випинання проводять за формулою:

$$P_{\text{в}} > P \cdot \gamma_n, \qquad (\text{Г.1})$$

де $P_{\text{в}}$ – граничний опір ґрунту дна котловану силам випинання, кПа, тс/м², що визначається за формулою (Г.2);

P – тиск стовпа ґрунтової маси висотою h_2 і шару води h_1 на основу ab (сила випинання) кПа (тс/м²) згідно з рисунком Г.1 і розраховується за формулою (Г.3);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, приймають не менше ніж 1,4.

$$P_{\text{в}} = k \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot A \cdot N_q + M \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_{\text{в}} \cdot h, \qquad (\text{Г.2})$$

де k *і* M – коефіцієнти, що приймають згідно з таблицею Г.1;

c – розрахункове зчеплення грунта, кН/м^2 (тс/м²);

γ – питома вага ґрунту, кН/м³ (т/м³);

$\gamma_в$ – питома вага води, кН/м^3 (т/м³);

N_c, N_q, N_γ – дослідні коефіцієнти (таблиця Г.2) несної здатності ґрунту, що знаходиться в межах шпунтового огородження або колодязя, залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту φ, град.

А – відстань від дна котловану до нижньої кромки шпунта, м;

В – менша сторона прямокутного, сторона квадратного або радіус круглого котловану, м;

h – шар води вище дна котловану, м:

$$P = \gamma \cdot h_2 + \gamma_в \cdot h_1 - \frac{2c \cdot h_2}{0.7B}, \qquad (Г.3)$$

де h_2 і h_1 – висота шару води і шару ґрунту згідно з рисунком Г.1

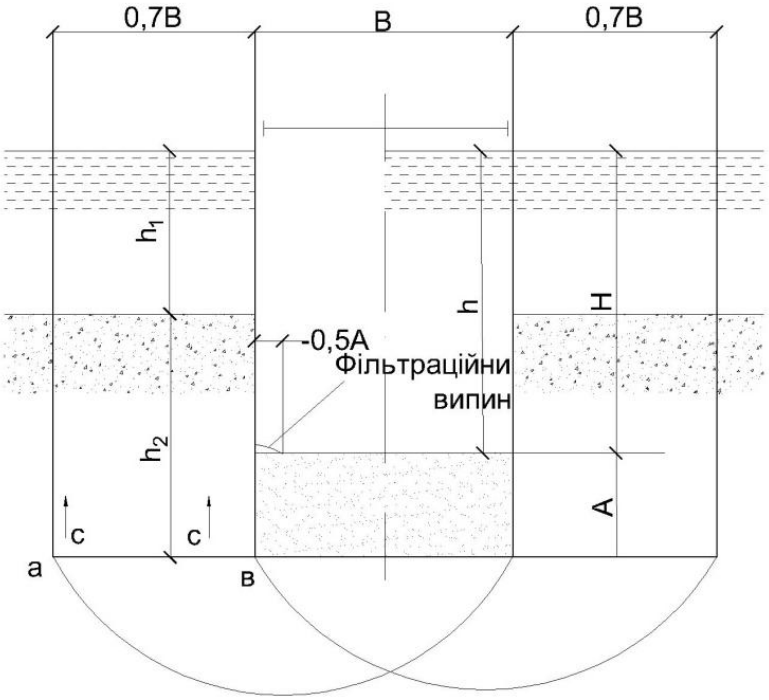


Рисунок Г.1 – Схема до перевірки котловану на випин

Таблиця Г.1 – Коефіцієнти для визначення граничного опору ґрунту дна котловану силам випинання

Форма котловану	k	M
Прямокутна	0,7	0,5
Квадратна	0,8	0,5
Кругла	0,9	0,6

Таблиця Г.2 – Дослідні коефіцієнти несної здатності ґрунту в залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту

φ, град.	N_c	N_q	N_γ
0	5,0	1,5	0
5	6,2	1,8	0
10	7,6	2,1	0
15	9,3	3,0	0,5
20	11,5	4,0	1,0
25	14,0	5,5	2,5
30	18,0	8,0	5,0
35	23,0	12,5	8,0

Розрахункові значення кута внутрішнього тертя φ і c визначають за матеріалами інженерно-геологічних вишукувань. В умовах гідродинамічного впливу (для випадків відкачування води з котлованів) значення φ потрібно зменшувати в два рази.

Г.1.3 Фільтраційне випинання ґрунту дна котловану (колодязя) відбувається тільки при відкачуванні з нього води в піщаних ґрунтах, супісках і піщаних мулах. Випинання починається біля шпунтового огородження.

Перевірку на фільтраційне випинання проводять за формулою:

$$H \leq \frac{2.5 \cdot A_\phi}{\gamma_n}, \qquad (Г.4)$$

де H – різниця висоти стовпів річкової і ґрунтової води ззовні і всередині котловану, рахуючи від низу шпунта, м;

A_ϕ – сумарна висота стовпа річкової і ґрунтової води всередині котловану, рахуючи від низу шпунта, м;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, приймається не менше ніж 1,4.

Глибину занурення шпунта нижче дна котловану можна також визначати дебітом ґрунтової води, що залежить від неї, фільтруючої через дно котловану.

Г.1.4 Мінімальну глибину t забивання шпунта (рахуючи від дна котловану або відмітки розмиву) за умови забезпечення стійкості стінки проти перекидання згідно з 8.9 потрібно визначати з урахуванням рівності:

$$M_{зг} = \frac{m}{\gamma_n} M_z, \qquad (Г.5)$$

де $M_{зг}$ – розрахунковий момент сил, що діють на перекидання відносно осі можливого повороту стінок;

m – коефіцієнт умови роботи відповідно до Г.1.9;

M_z – розрахунковий граничний момент сил, що діють на перекидання, рівний моменту утримуючих сил відносно тієї ж осі.

Г.1.5 Розрахунковий тиск води і ґрунту (активного і пасивного) отримують множенням характеристичного тиску, визначеного згідно з розділом 8, на коефіцієнти надійності за навантаженням, що приймаються для активного тиску ґрунту 1,2, для пасивного – 0,8.

Г.1.6 У разі улаштування огородження в водопроникних ґрунтах та з підводною водозахисною подушкою, в розрахунку шпунтової стінки, на стадії її роботи до бетонування подушки, враховують гідростатичний тиск, що відповідає стадії відкачування води з котловану на глибину, необхідну для постановки ярусу кріплення, але не менше ніж 1,5 м.

Г.1.7 Огородження з шпунта, забите у водонепроникний ґрунт (суглинок або глину), що розташований нижче горизонту води, потрібно розраховувати на горизонтальні навантаження за двома схемами:

— приймають, що горизонтальний тиск на шпунтову стінку нижче поверхні водонепроникного ґрунту обумовлено гідростатичним тиском води, що проникає між стінкою і ґрунтом на глибину $\overline{h_в}$;

— не передбачається проникнення води між стінкою і водонепроникним ґрунтом і приймають, що цей ґрунт чинить горизонтальний тиск на стінку, як навантажений зверху гідростатичним тиском, а за наявності над водонепроникним ґрунтом водопроникного і його вагою, при цьому вагу шару водопроникного ґрунту, розташованого нижче горизонту води, визначають з урахуванням зважування у воді.

У обох схемах вище поверхні водонепроникного ґрунту враховують горизонтальне навантаження на стінку від гідростатичного тиску і, в необхідних випадках, від тиску водопроникного ґрунту.

Глибину $\overline{h_{\text{в}}}$ проникнення води між стінкою і водонепроникним ґрунтом (рахуючи від його поверхні) приймають рівною:

а) для огороджень, що не мають розпірних кріплень, згідно з рисунком Г.2,а:

$$\overline{h_{\text{в}}} = 0{,}7 \cdot h', \qquad (Г.6)$$

де h' – глибина занурення шпунта у водонепроникний ґрунт;

б) для огороджень з одним ярусом кріплення за рисунком Г.2,б:

$$\overline{h_{\text{в}}} = h' - \frac{t}{2}, \qquad (Г.7)$$

де t – глибина занурення шпунта нижче дна котловану;

в) для огородження з декількома ярусами розпірок за рисунком Г.2,в – на 0,5 м нижче рівня ґрунту в котловані при встановленні верхнього ярусу розпірок, розташованого в межах водонепроникного ґрунту.

Г.1.8 Елементи кріплень потрібно розраховувати на сумісну дію горизонтального навантаження, що передається шпунтовими стінками, і вертикального навантаження від ваги облаштувань і конструкцій, передбачених проектом. Найбільший згинальний момент в елементі від ваги облаштувань і

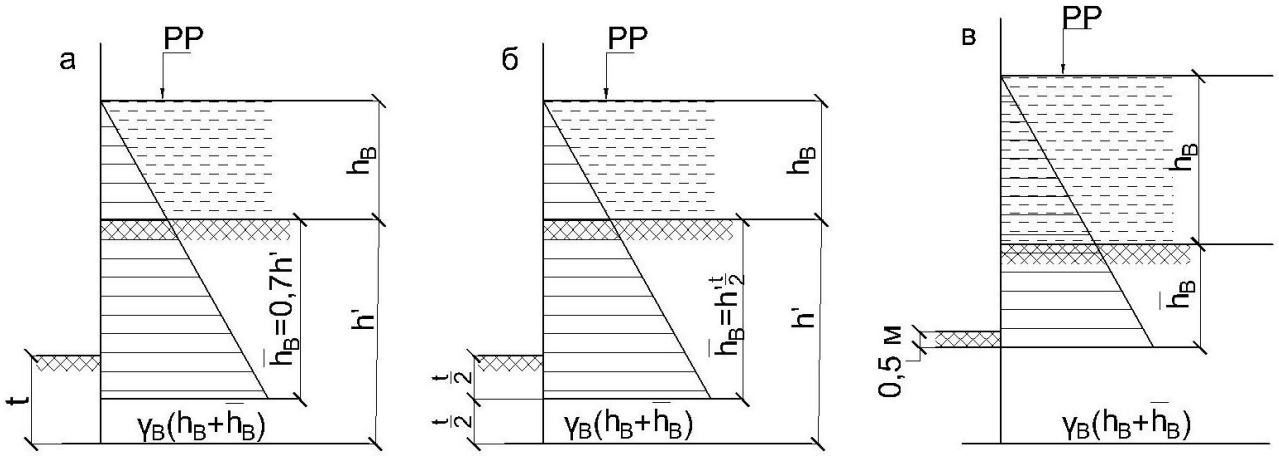
конструкцій не повинен бути менше найбільшого згинального моменту від рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю:

$$q = q_1 \frac{F}{L}, \qquad (Г.9)$$

де q_1 – навантаження, що приймається рівним 0,5 кПа (50 кгс/м^2) для верхнього ярусу кріплення і 0,25 кПа (25 кгс/м^2) – для решти ярусів;

F – площа котловану, що приходиться на елемент кріплення, що розраховується, м^2;

L – довжина елемента, м.



а – в огородженнях, що не мають розпірних кріплень; *б* – в огородженнях з одним ярусом розпірок; *в* – в огородженнях з декількома ярусами розпірок

Рисунок Г.2 – Визначення глибини проникнення води між шпунтовою стінкою і водонепроникним ґрунтом

Г.1.9 Розрахунки елементів шпунтової стінки на міцність виконуються з коефіцієнтами:

а) надійності за призначенням:

— $\gamma_n = 1,1$ – для шпунтових огороджень на місцевості, покритій водою;

— $\gamma_n = 1,0$ – в решті випадків;

б) коефіцієнта умов роботи, що враховують можливість відносних зсувів шпунтин в замках (для шпунта типу ШК або Ларсен):

— 0,7 – при слабких ґрунтах і відсутності обв'язок, прикріплених до шпунта;

— 0,8 – при тих самих ґрунтах і наявності обв’язок, прикріплених до шпунта;

— 1,0 – в решті випадків.

При розрахунку міцності шпунтових стінок (але не кріплення) мають вводитися коефіцієнти умов роботи:

— 1,15 – для кільцевих стінок в плані;

— 1,10 – для стінок довжиною менше ніж 5 м замкнутих в плані огороджень прямокутної форми з проміжними ярусами розпірних кріплень.

Г.1.10 Розрахункові опори елементів шпунтових огороджень приймають залежно від матеріалу згідно з розділом 15.

Розрахункові геометричні характеристики сталевих шпунтових огороджень приймають згідно з додатком Б.

Г.2 Розрахунки шпунтових огороджень, що не мають розпірних кріплень

Г.2.1 У разі улаштування огородження без водозахисної подушки мінімальну глибину забивання шпунта нижче дна котловану приймають рівною:

$$t = t_o + \Delta t, \qquad (Г.10)$$

Глибину t_o визначають на підставі рівності (Г.5), вважаючи вісь повороту стінки розташованою на цій глибині, момент пасивного тиску ґрунту відносно вказаної осі (точки *0* на рисунку Г.3) не враховується. Відповідно до цього в рівності (Г.5) приймають $M_{зг}$, рівним моменту активного тиску ґрунту і гідростатичного тиску, що діють вище глибини t_o, відносно вісі повороту стінки, а M_z – моменту пасивного тиску, що діє з боку котловану вище глибини t_o, відносно тієї ж осі.

У загальному випадку для рішення рівняння (Г.5), приймають спосіб послідовних спроб, задаючи глибину t_o, яку потім уточнюють.

Розрахункова схема, що приймається при визначенні глибини t_o, показана на рисунку Г.3; епюри тиску, рисунок Г.3,*а*, відносяться до випадку розрахунку стінки, що занурюється в пісок або супісок, а на рисунках Г.3, б і в, – до розрахунку стінки, що занурюється в глину або суглинок згідно з Г.1.7. Якщо над глинистим ґрунтом є шар води $h_в$ активний тиск необхідно збільшувати на величину $h_в\lambda_a$, де λ_a:

$$\lambda_a = tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (Г.11)$$

Оскільки глибина t_o не є повною глибиною занурення шпунта нижче дна котловану згідно з формулою Г.10, то при урахуванні проникнення води між стінкою і суглинком або глиною рекомендується приймати глибину згідно з рисунком Г.3,в:

$$H_в = 0{,}8 \cdot \left(h_{гр} + t_0\right), \quad (Г.12)$$

Додаткову глибину Δt визначають за формулою:

$$\Delta t = \frac{E'_п}{2 \cdot p_n}, \quad (Г.13)$$

де $E'_п$ – рівнодіюча пасивного тиску ґрунту із зовнішнього боку котловану;

p'_n – інтенсивність цього тиску на глибині t_o.

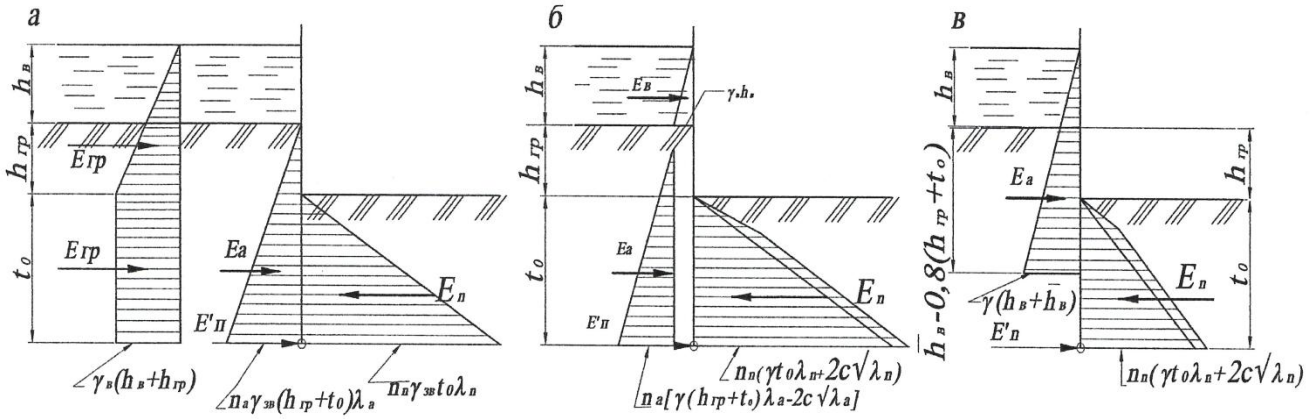
Рівнодіючу пасивного тиску ґрунту із зовнішньої сторони котловану визначають за формулою:

$$E'_п = E_п - (E_a + E_в), \quad (Г.14)$$

де $E_{\text{п}}$, E_a і $E_{\text{в}}$ – рівнодіючі відповідно пасивного тиску ґрунту зі сторони котловану, активного тиску ґрунту і гідростатичного тиску, що діють на стінку вище глибини t_o.

Інтенсивність ρ'_n пасивного тиску ґрунту, що діє на стінку ззовні котловану, визначають, приймаючи глибину:

$$H = h_{гр} + t_0, \qquad (Г.15)$$



а – при розрахунку стінки, зануреної в пісок або супісок;

б і *в* – при розрахунку стінки, зануреної в суглинок і глину

Рисунок Г.3 – Схеми огороджень, що не мають розпірних кріплень, і епюри тиску

Г.2.2 Згинальні моменти, що діють в поперечному перерізі шпунтової стінки, визначають як для консольного стрижня із закріпленням на глибині t_o (від дна котлована): за навантаження приймають гідростатичний тиск, активний і пасивний тиск, що діє на стінку вище цієї глибини (рисунок Г.3).

Г.2.3 У разі улаштування огородження у водопроникних ґрунтах із водозахисною подушкою розрахунок шпунтової стінки, на стадії її роботи до бетонування подушки, виконують згідно з Г.2.1 і Г.2.2, а розрахунок шпунтової стінки, на стадії її роботи після бетонування подушки, виконують згідно з Г.2.4.

Г.2.4 Глибину t_o занурення стінки нижче дна котловану визначають за умови забезпечення її стійкості проти повороту навколо осі, розташованої на 0,5 м нижче верху водозахисної подушки (точка 0 на рисунку Г.4). У рівності (Г.5) потрібно приймати $M_{зг}$, що дорівнює моменту активного тиску зваженого у воді

ґрунту і гідростатичного тиску, діючих на стінку вище осі її повороту відносно цієї осі, а M_z – моменту пасивного тиску зваженого у воді ґрунту (зворотного опору), діючого на стінку нижче осі її повороту, відносно цієї осі.

m = 0,95 – коефіцієнт умов роботи.

При визначенні моменту M_z епюру пасивного тиску ґрунту вважають трикутною з нульовою ординатою на рівні осі повороту стінки; найбільшу ординату знаходять, приймаючи $H = h_{гр} + t$.

Найбільший згинальний момент в поперечному перерізі стінки може бути прийнятий рівним моменту $M_{зг}$.

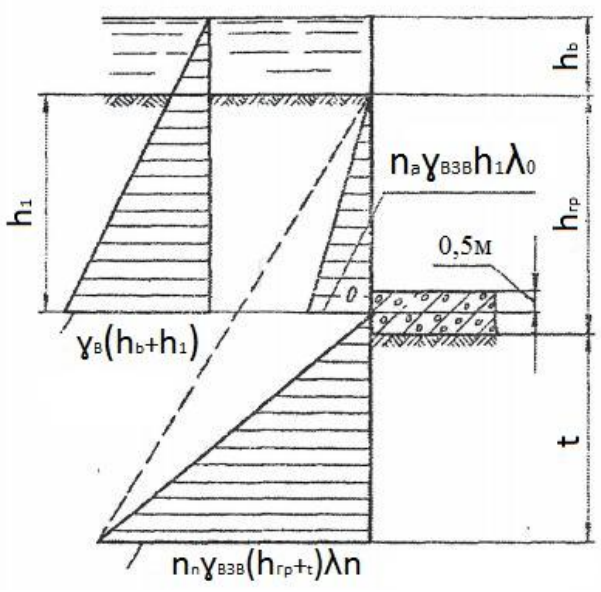


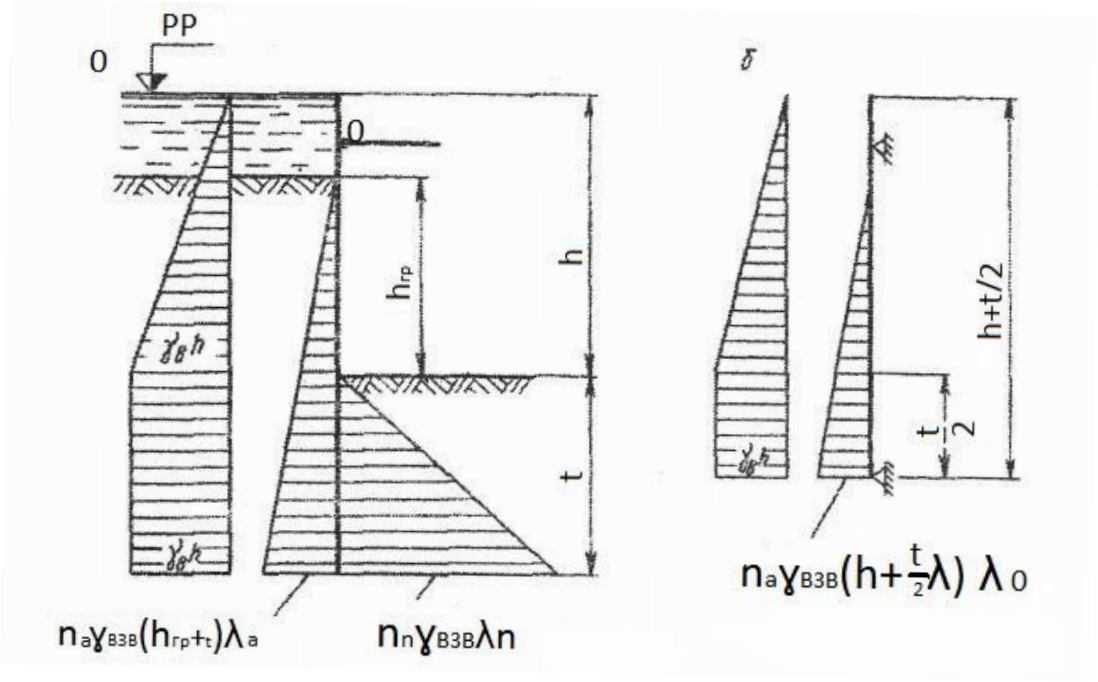
Рисунок Г.4 – До розрахунку шпунтових огороджень, що не мають розпірних кріплень, у водопроникних ґрунтах із влаштуванням водозахисної подушки

Г.3 Розрахунок шпунтових огороджень з одним ярусом розпірних кріплень

Г.3.1 Мінімальну глибину t занурення стінки нижче дна котловану (без водозахисної подушки) визначають за умови забезпечення її стійкості проти повороту навколо осі обпирання стінки на кріплення (точки 0 на рисунку Г.5, *а*). Відповідно до цього у рівності (Г.5) приймають $M_{зг}$ рівним моменту активного тиску ґрунту і гідростатичного тиску відносно осі повороту стінки, а M_z – моменту пасивного тиску ґрунту відносно цієї ж осі.

m – коефіцієнт умов роботи, приймається згідно з Г.3.2 додатка Г.

Розрахункову глибину забивання *t*, що визначена розрахунком на стійкість, допускається зменшувати на 15 % для кільцевих огороджень з радіусом до 5 м і на 10 % для прямокутних, з довжиною найбільшої сторони до 5 м.



а – для визначення мінімальної глибини забивання шпунта;

б – для визначення згинальних моментів в його поперечному перерізі

Рисунок Г.5 – Схеми розрахунку шпунтових огороджень з одним ярусом розпірних кріплень (занурених в пісок або супісок)

Г.3.2 Коефіцієнт *m* умов роботи в розрахунку стійкості згідно з Г.3.1 потрібно приймати:

а) у випадку зв'язних ґрунтів, а також незв'язних, але при заглибленні вістря шпунта в шар глини або суглинку – 0,95;

б) у решті випадків незв'язних ґрунтів:

— при частковому відкачуванні води з котловану на глибину (від рівня води) не більш 0,25*h* на водотоках і не більше ніж 0,25$h_в$ на місцевості, не покритій водою – 0,95;

— при повному відкачуванні води з котловану – згідно з рисунком Ж.6 на відкритих водотоках і згідно з рисунком Г.7 на місцевості, не покритій водою.

$$\mu_{гр} = \frac{h_{гр}}{h}, \tag{Г.16}$$

$$\mu_{в} = \frac{h'_{в}}{h}, \tag{Г.17}$$

де h – глибина котловану;

$h'_{в}$ – відстань від дна котловану до горизонту ґрунтових вод;

$h_{гр}$ – відстань від дна котловану до рівня ґрунту зовні котловану;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, град (рисунок Г.6).

При проміжних значеннях h, $h'_{в}$ $\mu_{гр.}$ і $\mu_{в}$ коефіцієнт m потрібно визначати лінійною інтерполяцією.

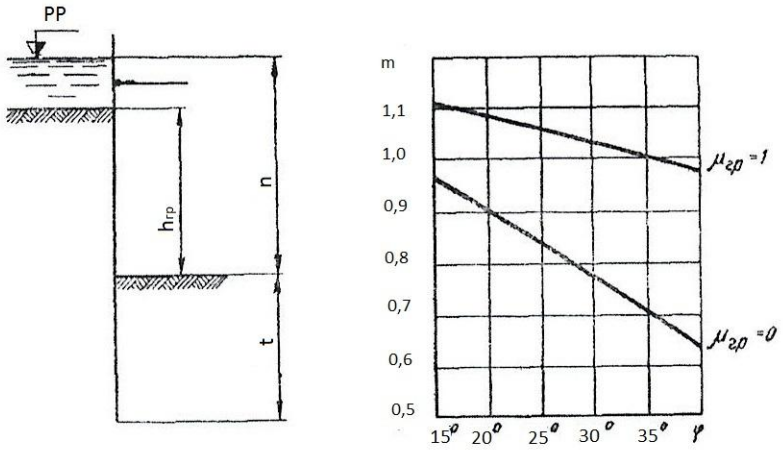


Рисунок Г.6 – Схема і графік визначення коефіцієнта умов роботи в розрахунку стійкості шпунта на відкритому водотоці при одному ярусі розпірних кріплень

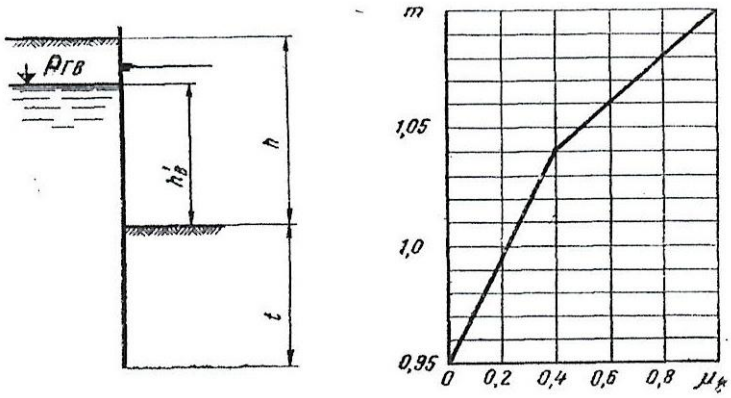


Рисунок Г.7 – Схема і графік для визначення коефіцієнта умов роботи в розрахунку стійкості шпунта на місцевості, не покритій водою

Г.3.3 Згинальні моменти, що діють в поперечному перерізі шпунтової стінки, визначають за схемою балки, що вільно лежить на двох опорах, одну з яких приймають на рівні осі обпирання стінок на кріплення (точки 0 на рисунку Г.5), а іншу на глибині 0,5t від дна котловану, де t – мінімальна глибина занурення стінки за умови забезпечення її стійкості згідно з Г.3.1 додатка В. Активний і пасивний тиск ґрунту, гідростатичний тиск, що діють на стінку нижче глибини *0,5t* не враховується (рисунок В.5,б.)

Згинальний момент в перерізі шпунтової стінки, розташованій в прогоні, рекомендується приймати:

$$M_{зг} = M_в + 0,75M_{гр}, \qquad (Г.18)$$

де $M_в$ – згинальний момент в поперечному перерізі шпунта від гідростатичного тиску води, визначений за вказаною вище схемою;

$M_{гр}$ – те саме від тиску ґрунту;

0,75 – коефіцієнт, враховуючий перерозподіл тиску ґрунту.

Якщо міцність шпунтової стінки за матеріалом недостатня потрібно змінити положення розпірки по висоті або збільшити глибину занурення шпунта в ґрунт, щоб знизити згинальні моменти в її поперечному перерізі. Стінки з урахуванням закладення її нижньої частини в ґрунті розраховують графоаналітичним способом.

За схемою, наведеною на рисунок Г.5,б, визначають тиск q стінки на обв'язку кріплення (як реакцію на верхній опорі). Зусилля в розпірці приймають:

$$P = 1,1 \cdot q\frac{l_л + l_n}{2}, \qquad (Г.19)$$

де $l_л$ і l_n – прогони обв'язки зліва і праворуч від даної розпірки.

Г.3.4 Під час улаштування огородження з водозахисною подушкою розрахунок шпунтової стінки, що відображує стадію її роботи до бетонування подушки, виконують згідно з Г.3.1 – Г.3.3 додатка Г. Роботу стінки після бетонування подушки і повного відкачування води з котловану перевіряють на міцність стінки і кріплення; при цьому стінку розглядають як балку, на двох опорах, нижню опору приймають на 0,5 м нижче верху подушки.

Г.4 Розрахунок шпунтових огороджень з двома і більше ярусами розпірних кріплень

Г.4.1 Мінімальну глибину t занурення стінки нижче дна котловану за відсутності водозахисної подушки визначають за умови забезпечення її стійкості проти повороту навколо осі, розташованої на рівні нижнього ярусу кріплення (точки 0 на рисунку Г.8, *а*). Відповідно до цього рівність (Г.5) записується як:

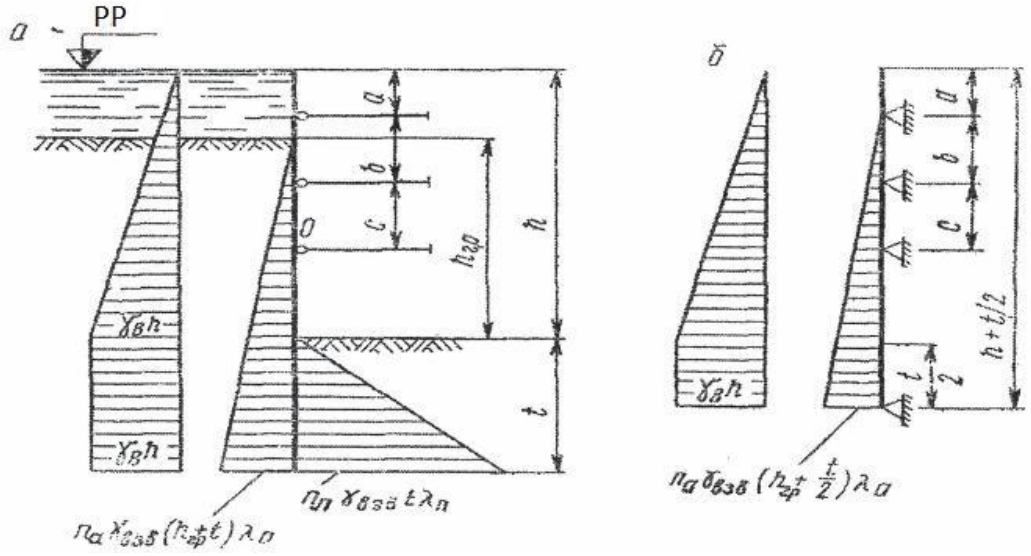
$$M_a + M_{\text{в}} = m[M_{\text{п}} + (2M_a^{'} + M_{\text{в}}^{'})], \qquad (\text{Г.20})$$

де M_a і $M_в$ – моменти відповідно активного тиску ґрунту і гідростатичного тиску, що діють на стінку нижче осі її повороту, відносно цієї осі;

m – коефіцієнт умови роботи, прийнятий згідно з Г.4.2 додатка Г;

$M_п$ – момент пасивного тиску ґрунту на стінку (прямого опору) відносно тієї ж осі;

$M_a^{'} + M_{\text{в}}^{'}$ – те саме для тиску, що діє на стінку вище за вісь повороту.



а – для визначення мінімальної глибини забивання шпунта; *б* – для визначення згинальних моментів в його поперечному перерізі

Рисунок Г.8 – Схеми розрахунку шпунтового огородження з двома і більше ярусами кріплень

Формула (Г. 20) справедлива, якщо $2M_a^{'} + 2M_{\text{п}}^{'} \leq W_x \cdot R$; якщо нерівність для визначення мінімальної глибини t не виконується, використовують формулу:

$$M_a + M_{\text{в}} = m(M_{\text{п}} + W_x \cdot R), \qquad (\text{Г.21})$$

де W_x – момент опору поперечного перерізу шпунтової стінки згідно з Г.1.10;

R – розрахунковий опір матеріалу шпунта.

При багатоярусних кріпленнях визначення тиску на яруси кріплення виконують з урахуванням поетапної розробки ґрунту, почергової установки кріплення і перерозподілу при цьому навантаження на яруси кріплення і напруження в шпунті.

Г.4.2 Коефіцієнт умов роботи m відповідно до Г.4.1 потрібно приймати згідно з Г.3.2 (як для огородження з одним ярусом кріплень) з тією різницею, що при повному відкачуванні води з котловану, що розробляється в незв'язних ґрунтах на відкритих водотоках, значення m приймається за графіком (рисунок Г.9).

Для замкнутих в плані шпунтових огороджень глибину забивання t, визначену з розрахунку на стійкість, допускається зменшувати згідно з Г.3.1.

Зменшення глибини забивання шпунта за умови забезпечення стійкості стінки можна досягти шляхом зниження рівня розташування нижнього ярусу кріплення (якщо це можливо за умов виконання робіт).

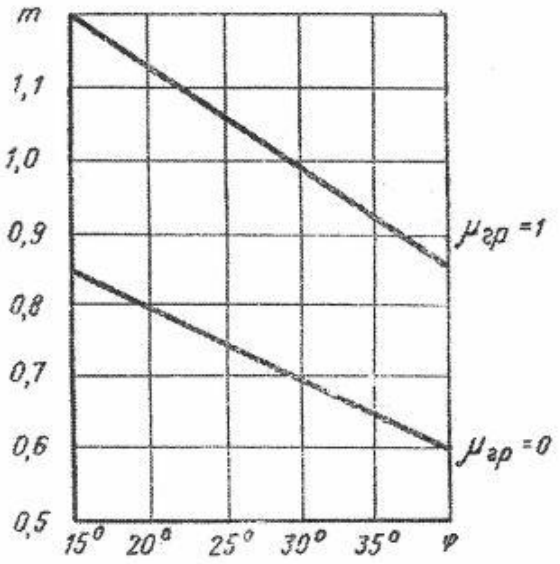


Рисунок Г.9 – Графік для визначення коефіцієнта умов роботи в розрахунку стійкості шпунтового огородження на відкритому водотоці при двох і більше ярусах кріплення

Г.4.3 Згинальні моменти, що діють в поперечному перерізі шпунтової стінки, тиск q стінки на обв'язку кожного з ярусів кріплення визначають за схемою багатопрогонової нерозрізної балки, нижню опору якої приймають розташованою на глибині $0{,}5t$, де t – мінімальна глибина занурення стінки, визначається з урахуванням вимог Г.1.1, Г.1.2 і Г.4.1, а інші опори на рівні ярусів кріплень. Активний і пасивний тиск ґрунту, гідростатичний тиск, що діє на стінку нижче глибини $0{,}5t$, не враховують (рисунок Г.8, б).

Зусилля в розпірці кожного з ярусів допускається визначати за формулою (Г.17).

Г.4.4 Якщо передбачається улаштування водозахисної подушки міцність стінки і кріплення розраховують при повному відкачуванні води з котловану. Стінку розглядають як багатопрогонову нерозрізну балку, нижню опору приймають розташованою на 0,5 м нижче верху тампонажної подушки.

Г.5 Особливі випадки розрахунку шпунта

Г.5.1 Якщо на шпунт додатково передається вертикальне навантаження (від копрів, кранів), глибину забивання шпунта перевіряють на сприйняття вертикальних зусиль відповідно до ДБН В.2.3-14. При цьому, поверхню ґрунту приймають на відмітці дна котловану, а ширину ділянки огородження, що передає зосереджене навантаження, визначають за умови поширення зусилля в огородженні від точки прикладення навантаження під кутом 30° до вертикалі.

Г.5.2 Шпунтові огородження, що піддаються льодовому навантаженню або навалу судна, перевіряють на ці навантаження.

При цьому, потрібно встановлювати додаткові площини розпірок на рівні прикладення цих навантажень (при різниці рівнів першого переміщення льоду і високого льодоходу більше ніж 1,5 м – дві площини розпірок).

Г.5.3 Шпунтові огородження (перемички) опор на високому пальовому ростверку потрібно перевіряти на міцність і стійкість огородження у разі дії розпору зсередини (від ґрунту огородження, що знаходиться всередині). Відмітку

поверхні ґрунту ззовні приймають з урахуванням розмиву. Розрахунки виконують з урахуванням 11.2.

Г.5.4 Замкнуті шпунтові огородження перевіряють на спливання при найвищій відмітці робочого рівня води. При цьому, визначаючи силу тертя ґрунту об бічну поверхню шпунта, горизонтальний тиск ґрунту на огородження приймають з коефіцієнтом надійності за навантаженням γ_f = 0,8.

Г.5.5 При проектуванні шпунтових огороджень поблизу існуючих будівель і споруд, конструкція яких не допускає просідання основи, для установки розпірок кріплення необхідно передбачати пристрої (клини, домкрати) для створення попереднього обжимання, рівного розрахунковому зусиллю.

ДОДАТОК Д
(довідковий)

ХАРАКТЕРИСТИЧНІ ЗНАЧЕННЯ ПИТОМОЇ ВАГИ, ПИТОМИХ ЗЧЕПЛЕНЬ, КУТІВ ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ ҐРУНТІВ

Таблиця Д.1 – Характеристика для піщаних ґрунтів

Піщані ґрунти	Позначення характеристики ґрунтів	Характеристика ґрунтів при коефіцієнті пористості ε			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравіюваті та крупні	c	2,0 (0,02)	1,0 (0,01)	–	–
	φ	43	40	38	–
	γ	20,5 (2,05)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	–
Середньої крупності	c	3,0 (0,03)	2,0 (0,02)	1,0 (0,01)	–
	φ	40	38	35	–
	γ	20,5 (2,05)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	–
Мілкі	c	6,0 (0,06)	4,0 (0,04)	2,0 (0,02)	–
	φ	38	36	32	28
	γ	19,5 (1,95)	19,5 (1,95)	19,0 (1,90)	19,0 (1,90)
Пилуваті	c	8,0 (0,08)	6,0 (0,06)	4,0 (0,04)	2,0 (0,02)
	φ	36	34	30	26
	γ	1,95	1,95	1,90	1,90
Примітка. Для насипного ґрунту φ приймається на 5° нижче, а γ – на 10 % менше.					

Таблиця Д.2 – Характеристика для глинистих ґрунтів четвертинних відкладень

Найменування ґрунту $i_в$ та консистенція I_L	Позначення характеристики ґрунтів	Характеристика ґрунтів при коефіцієнті пористості ε						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Супіски $0 \le I_L \le 0{,}25$	γ	2,10	2,00	1,95	–	–	–	–
	c	21 (0,21)	17 (0,17)	15 (0,15)	13 (0,13)	–	–	–
	φ	30	29	27	24	–	–	–
$0{,}25 < I_L \le 0{,}75$	γ	2,10	2,00	1,95	1,90	–	–	–
	c	19 (0,19)	15 (0,15)	13 (0,13)	11 (0,11)	9 (0,09)	–	–
	φ	28	26	24	21	–	–	–
$0 < I_L \le 0{,}25$	γ	2,10	2,00	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75
	c	47 (0,47)	37 (0,37)	31 (0,31)	25 (0,25)	22 (0,22)	19 (0,19)	–
	φ	26	25	24	23	22	20	20
Суглинки $0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	γ	2,10	2,00	1,95	1,90	1,85	1,80	–
	c	39 (0,39)	34 (0,34	28 (0,28)	23 (0,23)	18 (0,18)	15 (0,15)	–
	φ	24	23	22	21	19	17	–
$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	γ	–	–	1, 95	1,90	1,85	1,80	1, 75
	c	–	–	25 (0,25)	20 (0,20)	16 (0,16)	14 (0,14)	12 (0,12)
	φ	–	–	19	18	16	14	12
$0 \le I_L \le 0{,}25$	γ	–	2,00	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75
	c	–	81 (0,81)	68 (0,68)	54 (0,54)	47 (0,47)	41 (0,41)	36 (0,36)
	φ	–	21	20	19	18	16	14
Глини $0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	γ	–	–	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75
	c	–	–	57 (0,57)	50 (0,50)	43 (0,43)	37 (0,37)	32 (0,32)
	φ	–	–	18	17	16	14	11
$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	γ	–	–	1,95	1,90	1,85	1,80	1,75
	c	–	–	45 (0,45)	41 (0,41)	36 (0,36)	33 (0,33)	29 (0,29)
	φ	–	–	15	14	12	10	7

ДОДАТОК Е
(довідковий)

КОЕФІЦІЄНТИ ТЕРТЯ КОВЗАННЯ МАТЕРІАЛІВ

Таблиця Е.1 – Коефіцієнти тертя ковзання (при зрушенні з місця) залежно від матеріалу поверхні тертя

Поверхні тертя	Коефіцієнти тертя ковзання (при зрушенні з місця)		
	Поверхні		
	сухі	змочені водою	змащені
Сталь по сталі (без обробки)	0,20	0,45	0,15
Дерево по дереву:			
при паралельних волокнах	0,60 0,48 (для дуба)	0,70	0,15
при взаємно перпендикулярних волокнах	0,55	0,71	0,20
торцем	0,45	0,65	0,20
Дерево:			
— по сталі;	0,50	–	–
— по льоду;	0,04		–
— ґрунту;	0,50–0,60	0,10–0,25	
— бетону.	0,40		–
Бетон:			
— по глині;	0,25	0,10	–
— по суглинкам і супіскам;	0,30	0,25	–
— піску;	0,40	0,25	–
— гравію і гальці;	0,50	–	–
— скелі;	0,60	–	–
— бетону.	0,60	–	–
Бетон по тиксотропній оболонці з глинистого розчину	–	0,01	–
Сталь по льоду	0,02	–	–
Полімерні прокладки по сталі	по таблиці 4 розділ 8		
Сталь по асфальту	0,35	0,40	–
Сталь по неопалубленій поверхні бетону	0,45	–	0,25
Сталь по гладкій бетонній поверхні	0,35	–	0,2

Примітка. Коефіцієнти тертя сталі по сталі наведені в таблиці Е.1 для малого тиску до 2 кПа (20 кгс/см^2).

ДОДАТОК Ж
(довідковий)

БІБЛІОГРАФІЯ

1 НПАОП 45.21-1.03-98 Правила безпеки праці під час проведення робіт з будівництва мостів

2 СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)

3 СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения

4 СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий

5 ДСТУ 4845:2007 Пиломатеріали. Класифікація

6 ДСТУ 4846:2007 Лісоматеріали круглі. Класифікація

7 ДСТУ EN 1315-1-2001 Класифікація за розмірами. Частина 1. Лісоматеріали круглі листяні (EN 1315-1:1997, IDT)

8 ДСТУ EN 1315-2-2001 Класифікація за розмірами. Частина 2. Круглі лісоматеріали хвойних порід (EN 1315-2:1997, IDT)

9 ГОСТ 8731-74 Трубы стальные бесшовные горяче деформированные. Технические требования

10 ДСТУ 2651:2005/ГОСТ 380-2005 Сталь вуглецева звичайної якості. Марки

11 ДСТУ Б В.2.3-1-95 (ГОСТ 26775-97) Споруди транспорту. Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах. Норми і технічні вимоги

12 ДСТУ Б В.2.3-29:2011 Габарити наближення будівель і рухомого складу залізниць колії 1520 (1524) мм (ГОСТ 9238-83, MOD)

13 ДСТУ-Н Б В.2.3-34:2016 Настанова з виконання робіт при будівництві мостів та труб

14 ДСТУ Б В.2.6-199:2014 Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення

15 ДСТУ Б В.2.6-200:2014 Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу

16 ДСТУ Б В.2.7-281:2011 Будівельні матеріали. Цементи. Класифікація (ГОСТ 23464-79, MOD)

17 ДСТУ Б В.2.8-32:2011 Форми сталеві для виготовлення залізобетонних виробів. Технічні умови (ГОСТ 25781-83, MOD)

18 ДСТУ Б В.2.8-39:2011 Засоби підмощування. Загальні технічні умови (ГОСТ 24258-88, MOD)

19 ДСТУ Б В.2.8-41:2011 Опалубка для зведення монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій. Класифікація і загальні технічні вимоги (ГОСТ 23478-79, MOD)

20 ДСТУ Б В.2.8-44:2011 Майданчики та драбини для будівельно-монтажних робіт. Загальні технічні умови (ГОСТ 26887-86, MOD)

21 ДСТУ Б В.2.8-45:2011 Підмості пересувні збірно-розбірні. Технічні умови (ГОСТ 28012-89, MOD)

22 ДСТУ Б В.2.8-47:2011 Риштування стоякові приставні для будівельно-монтажних робіт. Технічні умови (ГОСТ 27321-87, MOD).

Ключові слова: ґрунтова основа, навантаження і вплив, накочувальна колія, поздовжнє насування прогонової будови, плавуча опора, проектування, розпірне кріплення котловану, складальні риштування, спеціальні допоміжні споруди, сполучення навантажень, тимчасова опора, тягові пристрої, шпунтове огородження.

Директор ДП «ДерждорНДІ» А. О. Безуглий

Науковий керівник,
завідувач відділу транспортних
споруд та цементобетонних
конструкцій ДП «ДерждорНДІ» І. П. Бабяк

Відповідальний виконавець,
молодший науковий співробітник М. О. Борисевич