



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ДСТУ ХХХХ: 202Х

**НАСТАНОВА З ПРОЄКТУВАННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА
АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ**

(Проект, перша редакція)

**Київ
ДП «УкрНДНЦ»
202Х**

ПЕРЕДМОВА

- 1 РОЗРОБЛЕНО: Харківський національний автомобільно-дорожній університет (ХНАДУ), Технічний комітет стандартизації «Автомобільні дороги і транспортні споруди» (ТК 307)
- 2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Державного підприємства «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості» від «___»_____20__ р. №___з 202X—XX—XX
- 3 Цей стандарт розроблено згідно з правилами, установленими в національній стандартизації України
- 4 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

**Право власності на цей національний стандарт належить державі.
Заборонено повністю чи частково видавати, відтворювати
зادля розповсюдження і розповсюджувати як офіційне видання
цей національний стандарт або його частини на будь-яких носіях інформації
без дозволу ДП «УкрНДНЦ» чи уповноваженої ним особи**

ДП «УкрНДНЦ», 202X

ЗМІСТ

	С
1 Сфера застосування.....	5
2 Нормативні посилання.....	5
3 Терміни та визначення понять.....	7
4 Позначки та скорочення.....	7
5 Загальні технічні вимоги.....	7
6 Ґрунти земляного полотна.....	10
7 Конструкції земляного полотна.....	12
8 Проектування земляного полотна у складних інженерно-геологічних умовах.....	15
8.1 Вимоги до проектування земляного полотна на слабких ґрунтах.....	15
8.2 Вимоги до проектування земляного полотна на болотах.....	20
8.3 Вимоги до проектування земляного полотна з перезволожених глинистих ґрунтів.....	26
8.4 Вимоги до проектування земляного полотна зі скельних ґрунтів.....	27
8.5 Вимоги до проектування земляного полотна у районах розвитку карстів, ярів, селів та зсувів.....	30
8.6 Вимоги до проектування земляного полотна на крутосхилі.....	32
9 Проектування високих насипів і глибоких виїмок.....	38
10 Забезпечення поверхневого водовідводу.....	42
10.1 Загальні положення.....	42
10.2 Водовідвідні канали.....	45
10.3 Нагорні канали.....	47
10.4 Кювети і лотки.....	49
10.5 Поглинаючі колодязі та випарні басейни.....	52
10.6 Прикрайкові, дощеприймальні, водоскидні лотки, швидкотоки, перепади з водобійними колодязями.....	52

11	Оцінювання та забезпечення стійкості земляного полотна.....	54
11.1	Розрахунок стійкості та осадки основи земляного полотна на болотах.....	54
11.2	Розрахунок стійкості земляного полотна на крутосхилах.....	56
11.3	Оцінка стійкості і прогноз осідання насипу на слабкій основі.	62
11.4	Перевірка стійкості укосів високих насипів і глибоких виїмок.	80
12	Вимоги щодо безпеки.....	91
13	Вимоги щодо охорони довкілля.....	92
	Додаток А (довідковий) Характеристики болотних ґрунтів.....	95
	Додаток Б (довідковий) Гідравлічні розрахунки.....	98
	Додаток В (довідковий) Бібліографія	116

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

НАСТАНОВА З ПРОЄКТУВАННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

GUIDELINES FOR DESIGN OF THE
SUBGRADE OF THE MOTOR ROAD

Чинний від 202Х-ХХ-ХХ

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Цей стандарт визначає вимоги до: конструювання, розрахунку та проєктування земляного полотна автомобільних доріг загального користування, в тому числі в складних інженерно-геологічних умовах, та розроблення проєктів будівництва, реконструкції, капітального ремонту автомобільних доріг загального користування, під час вирішення завдань оцінювання несучої здатності земляного полотна.

1.2 Цей стандарт застосовний для підприємств і організацій, незалежно від форм власності, які здійснюють проєктування автомобільних доріг.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті наведено посилання на такі національні стандарти:
ДСТУ 7941:2015 Якість ґрунту. Рекультивація земель. Загальні
Вимоги

ДСТУ 8828:2019 Пожежна безпека. Загальні положення

ДСТУ Б А.1.1-100:2013 Автомобільні дороги. Терміни та визначення
понять

ДСТУ Б А.2.4-29:2008 Автомобільні дороги. Земляне полотно і
дорожній одяг. Робочі креслення

ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Класифікація (ГОСТ 25100-95)

ДСТУ Б В.2.1-9:2016 Ґрунти. Методи польових випробувань
статичним і динамічним зондуванням

ДСТУ Б В.2.1-11:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Методи лабораторного визначення властивостей набухання та усадки

ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Метод лабораторного визначення максимальної щільності

ДСТУ Б В.2.1-13:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Метод лабораторного визначення ступеня морозної здимальності

ДСТУ Б В.2.1-16:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин

ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Методи лабораторного визначення фізичних властивостей

ДСТУ Б В.2.1-19:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікро
агрегатного складу

ДСТУ Б В.2.1-22:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Метод лабораторного визначення властивостей просідання

ДСТУ Б В.2.1-23:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації

ДСТУ Б В.2.1-30:2014 Ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ
будинків і споруд

ДСТУ-Н Б В.2.3-31:2015 Настанова щодо влаштування насипів
транспортних споруд з вторинних продуктів вугільної промисловості

ДСТУ-Н Б В.2.3-32:2016 Настанова з улаштування земляного полотна
автомобільних доріг

ДСТУ Б В.2.3-33:2016 Автомобільні дороги. Визначення меж смуг
відведення

ДСТУ-Н Б В.2.3-41:2016 Настанова з проектування дренажних

конструкцій мілкого закладання на автомобільних дорогах

ДСТУ Б В.2.3-42:2016 Автомобільні дороги. Методи визначення деформаційних характеристик земляного полотна та дорожнього одягу

Примітка. Чинність стандартів, на які є посилання в цьому стандарті, перевіряють згідно з офіційними виданнями національного органу стандартизації – каталогом національних нормативних документів і щомісячними інформаційними показниками національних стандартів.

Якщо стандарт, на який є посилання, замінено новим або до нього внесено зміни, треба застосовувати новий стандарт, охоплюючи всі внесені зміни до нього.

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

У цьому стандарті вжито терміни та визначення, наведені в: Законі України «Про автомобільні дороги» [1]: автомобільна дорога; ДСТУ Б А.1.1-100: глибина виїмки, виїмка, дорожній одяг, дорожнє покриття, здимання ґрунту, зсув, земляне полотно, поздовжній профіль автомобільної дороги, підпірна стінка, перезволожений ґрунт, кювет, насип, основа насипу земляного полотна, слабка основа насипу, узбіччя, укіс земляного полотна, ДСТУ Б В.2.1-2-96: ґрунт, ґрунт скельний, ґрунт глинистий, ґрунт великоуламковий, торф, ґрунт заторфований, ґрунт набухаючий, ґрунт просідний; ДСТУ-Н Б В.2.3-32: складні інженерно-геологічні умови.

4 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

У цьому стандарті вжито такі позначки та скорочення:

ПВР – проєкт виконання робіт;

ПОБ – проєкт організації будівництва;

ОВНС – оцінка впливу на навколишнє середовище;

МКЦПК – метод круглоциліндричних поверхонь ковзання;

МППК – метод плоских поверхонь ковзання;

5 ЗАГАЛЬНІ ТЕХНІЧНІ ВИМОГИ

5.1 Конструкція земляного полотна автомобільної дороги

проєктується у вигляді насипу або виїмки. Висоту насипу і глибину виїмки визначають під час проєктування поздовжнього профілю. Елементи земляного полотна приймаються згідно з ДБН В.2.3-4 [25].

5.2 Проєктування земляного полотна виконується з урахуванням: категорії дороги, висоти насипу або глибини виїмки, типу дорожнього одягу, властивостей ґрунтів, які передбачається використовувати у земляному полотні, природних умов району будівництва, умов виконання робіт з влаштування земляного полотна, особливостей інженерно-геологічних умов ділянки будівництва, досвіду експлуатації автомобільних доріг у районі проєктування.

5.3 Принципи проєктування земляного полотна і критерії його міцності та стійкості визначають з урахуванням:

- дорожньо-кліматичного районування території України згідно з ДБН В.2.3-4 [25];
- рельєфу місцевості;
- інженерно-геологічних умов ділянки проєктування;
- типу місцевості за зволоженням відповідно до таблиці 1.

Таблиця 1 — Тип місцевості за зволоженням

Тип місцевості	Джерела зволоження	Характерні ознаки
1	2	3
1-й – сухі ділянки	атмосферні опади	поверхнєве водовідведення забезпечене, поверхнєві і ґрунтові води не впливають на зволоження верхніх шарів ґрунту, ґрунти без ознак заболочування
2-й – вологі ділянки	атмосферні опади	поверхнєве водовідведення утруднене, можливе короточасне (до 30 діб) затоплення поверхневими водами, ґрунтові води не впливають на зволоження верхніх шарів ґрунту, ґрунти з ознаками заболочування

Кінець таблиці 1

1	2	3
3-й – мокрі ділянки	атмосферні опади, підтопленням ґрунтовими водами	поверхнєве водовідведення надзвичайно утруднене, постійне надмірне зволоження і тривале (понад 30 діб) затоплення поверхневими водами, підтоплення ґрунтовими водами, ґрунти заболочені

5.4 Проектні рішення мають забезпечити потрібну міцність і стійкість земляного полотна при мінімальних витратах на будівництво і експлуатацію, максимальній збереженості цінних земель та заподіянні найменшої шкоди навколишньому середовищу.

Для забезпечення стійкості елементів земляного полотна передбачають відповідні заходи, що відповідають механізму порушення міцності і стійкості даного елемента. До таких заходів належать:

- вибір ґрунтів для насипу;
- забезпечення правильного розташування ґрунтів у тілі насипу;
- забезпечення потрібного коефіцієнта ущільнення ґрунту згідно з ДБН В.2.3-4 [25];
- захист земляного полотна від джерел зволоження;
- захист від небезпечних температурних впливів, ерозії, хвильових впливів;
- обґрунтування геометричних параметрів поперечного профілю, висоти насипів і глибини виїмок.

5.5 Конструкцію земляного полотна в поперечному профілі необхідно призначати за типовими рішеннями з прив'язкою до конкретних умов проектування згідно з АД А.2.4-37641918-006 [33]. Робочі креслення земляного полотна складаються згідно з ДСТУ Б А.2.4-29.

Індивідуальні рішення щодо конструкцій поперечного профілю земляного полотна за відповідного обґрунтування призначаються згідно з ДБН В.2.3-4 [25].

5.6 Ширина смуги відведення для земляного полотна автомобільних доріг визначається згідно з ДСТУ Б В.2.3-33.

6 ҐРУНТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

6.1 Ґрунти для зведення земляного полотна потрібно використовувати з урахуванням їх властивостей і стану, особливостей природних умов району будівництва та типу місцевості відповідно до вимог ДБН В.2.3-4 [25].

6.2 Ґрунти, що використовуються для зведення земляного полотна класифікують згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 та ДБН В.2.3-4 [25] за такими показниками: походження, гранулометричний склад, показник пластичності, показник текучості, морозне здимання при замерзанні, схильність до просідання при зволоженні під дією власної ваги чи зовнішнього навантаження, засоленість, набрякання, вміст органічної речовини, розкладання чи зольність торфу.

6.3 Розміщення та глибину виробок ґрунтів для визначення їх властивостей і стану приймають згідно з ДБН А.2.1-1 [17].

6.4.1 Лабораторні визначення параметрів ґрунтів виконуються згідно з ДСТУ Б В.2.1-11, ДСТУ Б В.2.1-12, ДСТУ Б В.2.1-13, ДСТУ Б В.2.1-16, ДСТУ Б В.2.1-17, ДСТУ Б В.2.1-19, ДСТУ Б В.2.1-22, ДСТУ Б В.2.1-23, ДСТУ Б В.2.1-30.

6.4.2 Польові визначення параметрів ґрунтів виконуються згідно з ДБН А.2.1-1 [17], ДСТУ Б В.2.1-9.

6.5 Область застосування певного виду ґрунтів для зведення земляного полотна залежить від їх фізико-механічних властивостей, хімічного складу тощо та визначається згідно з ДБН В.2.3-4 [25].

Вимоги до ущільнення ґрунтів земляного полотна визначаються згідно з ДСТУ-Н Б В.2.3-32.

6.6 Для насипів рекомендується застосовувати ґрунти, стан яких під впливом природних факторів практично не змінюється або змінюється

незначно і не впливає на міцність і стійкість земляного полотна:

- скельні з слабовивітрілих і невивітрілих нерозм'якшувальних гірських порід;
- великоуламкові, піщані, за винятком дрібних недренажних і пилюватих пісків;
- супіски легкі крупні.

6.7 Для насипів, що зводяться засобами гідромеханізації, слід застосовувати дренуючі ґрунти. Використання дрібних, пилюватих пісків і супісків дозволяється за умови, якщо вміст частинок розміром менше 0,1 мм не перевищує 15 %.

6.8 Для нижньої частини постійно підтоплюваних насипів, при спорудженні яких потрібно відсипати ґрунт у воду, необхідно застосовувати скельні або великоуламкові ґрунти, пісок крупний або середньої крупності, а також супісок легкий з вмістом глинистих частинок не більше 6 %.

6.9 Для влаштування насипу з перезволожених глинистих ґрунтів дозволяється застосовувати ґрунти з вологістю, при якій можливо досягнути щільність ґрунту в тілі насипу з коефіцієнтом ущільнення не менше 0,9. Граничне значення вологості ґрунту визначається за формулою:

$$W_{\text{доп}} = \frac{(100 - V) \cdot \gamma_y}{0,9 \cdot \gamma_{\text{ск.макс}}} - 37, \quad (1)$$

де $\gamma_{\text{ск.макс}}$ – максимальна щільність (об'ємна вага скелету ґрунту), г/см³;

V – вміст повітря в порах ґрунту, %;

γ_y – питома вага ґрунту, г/см³.

6.10 Земляне полотно проєктують з урахуванням несучої здатності основи відповідно до ДБН В.2.3-4 [25].

7 КОНСТРУКЦІЇ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

7.1 Основні геометричні параметри поперечного профілю верху земляного полотна залежно від категорії призначаються згідно з ДБН В.2.3-4 [25]. Земляне полотно в межах колових кривих в плані необхідно проектувати з розширенням з внутрішньої сторони, величина якого призначається в залежності від радіуса кривої згідно з ДБН В.2.3-4 [25]. Деформаційні характеристики земляного полотна визначаються згідно з ДСТУ Б В.2.3-42.

7.2 Конструкція земляного полотна складається з:

- робочого шару – верхньої частини земляного полотна, що розташована під дорожнім одягом у межах глибини активної зони, але не менше ніж 1,5 м від поверхні покриття проїзної частини;
- тіла насипу (з укiсними частинами);
- основи насипу – природного ґрунтового масиву, що розташований нижче насипного ґрунту або нижче робочого шару;
- основи виїмки – ґрунтового масиву, розташованого нижче робочого шару;
- укiсних частин виїмки;
- споруд для відведення поверхневої води;
- споруд для пониження або відведення підземних (ґрунтових) вод;
- геотехнічних споруд і конструкцій, призначених для захисту земляного полотна від небезпечних геологічних процесів.

7.3 Робочий шар земляного полотна необхідно проектувати з практично нездимального або слабоздимального ґрунту, із забезпеченням надійного захисту від зволоження поверхневими та ґрунтовими водами, із забезпеченням стабільного водно-теплового режиму в різні пори року відповідно до МР В.2.3-02070915-849 [35] та з урахуванням вимог ДБН В.2.3-4 [25], ДСТУ-Н Б В.2.3-41, ДСТУ-Н Б В.2.3-32. Робочий шар земляного полотна необхідно проектувати в комплексі з дорожнім одягом

так, щоб він сприяв зміцненню дорожнього одягу, при цьому не збільшуючи вартості земляного полотна. Розрахункові характеристики ґрунту робочого шару земляного полотна для проектування дорожнього одягу визначають згідно з Довідником № 1 [34].

7.3.1 При використанні в межах двох третин ($2/3$) глибини промерзання середньоздимальних та сильноздимальних ґрунтів величину морозного здимання визначають за результатами випробувань згідно з ДСТУ Б В.2.1-13.

7.3.2 Використання в межах робочого шару особливих ґрунтів дозволяється лише за умови техніко-економічного обґрунтування на основі результатів їх безпосередніх випробувань.

7.4 Конструювання земляного полотна у насипу необхідно виконувати згідно з вимогами ДБН В.2.3-4 [25].

7.4.1 Насипи необхідно проектувати з урахуванням несучої здатності основи. Основи розділяються на міцні й слабкі.

Слабкими є основи, у межах активної зони яких розташовані шари слабких або особливих ґрунтів. Величина активної зони встановлюється в кожному конкретному випадку з урахуванням фактичної потужності слабких шарів, умов їх розташування й розрахункового навантаження на основу. За відсутності даних про міцність ґрунту потужність активної зони основ із прошарками зі слабких ґрунтів допускається приймати:

- рівною висоті насипу при проектуванні насипів висотою до 12 м;
- не менше півтори висоти насипу – при висоті насипу понад 12 м.

7.4.2 Для будівництва насипу автомобільних доріг I – III категорій не допускається використовувати засолені ґрунти, глинисті ґрунти з вологістю, яка перевищує допустиму, дочетвертинні глинисті, мул, сапропель, глинисті ґрунти з домішками мулу та органічних речовин, ґрунт рослинного шару, тальковий, пірофілітовий ґрунт, трепел, ґрунт з домішками гіпсу.

Для будівництва автомобільних доріг IV – V категорій вищеназвані ґрунти допускається застосовувати як виняток, з обов'язковим вжиттям

додаткових заходів, спрямованих на забезпечення необхідної міцності та стійкості земляного полотна. При використанні великоуламкових ґрунтів необхідно передбачати влаштування верхнього шару насипу завтовшки понад 0,5 м з ґрунтів, що містять уламки розміром не більше ніж 0,2 м.

7.4.3 Крутизну укосів насипу необхідно призначати згідно з вимогами ДБН В.2.3-4 [25] на основі порівняння варіантів із врахуванням наступних факторів:

- вартість дорожнього огороження та вартість додаткових об'ємів земляних робіт з улаштування земляного полотна;
- площі земельних ділянок під земляне полотно та обсяги вирубки дерев;
- вартість матеріалів для укріплення земляного полотна;
- експлуатаційні витрати тощо.

7.4.4 При проектуванні резервів або використанні ґрунтів виїмок фактичний об'єм ґрунту для зведення насипу необхідно визначати згідно з ДБН В.2.3-4 [25].

7.4.5 При проектуванні насипу з ґрунтів, вологість яких перевищує допустиму згідно з ДБН В.2.3-4 [25], необхідно передбачати:

- осушення ґрунтів;
- прискорення консолідації ґрунтів підвищеної вологості в нижній частині насипу;
- збільшення коефіцієнта стійкості.

Влаштування дорожнього одягу на таких насипах необхідно передбачати після закінчення консолідації насипу, коли вона буде становити менше ніж 0,02 м/рік.

7.5 Влаштування земляного полотна у насипу з вторинних продуктів вугільної промисловості виконується згідно з ДСТУ-Н Б В.2.3-32, ДСТУ-Н Б В.2.3-31.

7.6 Конструювання земляного полотна у виїмці необхідно виконувати з врахуванням глибини виїмки, стану та властивостей ґрунту та

кліматичних умов згідно з ДБН В.2.3-4 [25]. Крутизну укосів земляного полотна у виїмці необхідно приймати згідно з вимогами ДБН В.2.3-4 [25].

8 ПРОЄКТУВАННЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

8.1 Вимоги до проєктування земляного полотна на слабких ґрунтах

8.1.1 Відповідно до ДБН В.2.3-4 [25] слабкими є зв'язні ґрунти, що мають міцність на зсув в умовах природного залягання при випробуванні приладом обертального зрізу менше ніж 0,075 МПа, питомий опір статичному зондуванню конусом з кутом при вершині $\alpha = 30^\circ$ менше 0,02 МПа або модуль осідання при навантаженні 0,25 МПа понад 50 мм/м (модуль деформації менше 5 МПа). За відсутності даних випробувань до слабких ґрунтів слід відносити: торф і заторфовані ґрунти, мули, сапропелі, глинисті ґрунти з коефіцієнтом консистенції понад 0,5, іольдієві глини, ґрунти мокрих солончаків.

Основи насипу, де у межах активної зони є шари слабких ґрунтів потужністю понад 0,5 м, відносять до слабких. Для попередньої оцінки глибини активної зони стиснення слід прийняти рівною півширині підшви насипу.

8.1.2 Проєктування земляного полотна на ділянці залягання слабких ґрунтів слід виконувати із застосуванням таких принципів:

— повне або часткове видалення слабого ґрунту і заміна його або застосування естакад;

— використання слабого ґрунту як основи насипу із розробленням заходів, що забезпечують стійкість основи, прискорення її осідання, міцність дорожнього одягу.

Принцип проєктування і проєктне рішення щодо конструкції насипу вибираються на основі техніко-економічного порівняння варіантів з

урахуванням:

- категорії автомобільної дороги і типу дорожнього одягу;
- висоти насипу і типу ґрунту, що застосовується для її відсипання;
- протяжності ділянки зі слабкими ґрунтами;
- виду і властивостей слабких ґрунтів, що залягають на ділянці, і особливостей будови слабкої товщі (потужність, наявність шаруватості, ухил покрівлі підстилаючих порід тощо);
- умов виробництва робіт, у тому числі строків будівництва, природно-кліматичних умов району будівництва, пори року спорудження земляного полотна, дальності перевезення ґрунту, можливостей будівельної організації.

8.1.3 Земляне полотно на ділянках слабких ґрунтів проєктують у вигляді насипів.

Вимоги до ґрунтів верхній частині насипу (робочого шару), а також мінімальне підвищення низу дорожнього одягу над розрахунковим рівнем поверхневих і ґрунтових вод слід приймати згідно з ДБН В.2.3-4 [25] для III типу місцевості за характером і умовами зволоження.

Нижню частину насипу, що розташовується нижче рівня поверхні землі, слід влаштовувати з дренажних ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації не менше 1,0 м/добу. Товщина шару з такого ґрунту повинна бути на 0,3-0,5 м більше сумарної величини розрахункового осідання основи і потужності шару, що видаляється (якщо застосовується часткове або повне видалення).

Вимоги до ґрунтів робочого шару у середній частині насипу приймаються згідно з ДБН В.2.3-4 [25]. Перевагу слід віддавати застосуванню піщаних і великоуламкових ґрунтів з вмістом глинисто-пилуватої фракції до 10 %.

8.1.4 До земляного полотна, що споруджується із застосуванням слабких ґрунтів в основі насипу, пред'являються такі додаткові вимоги:

- запобігання видавлювання або випирання болотних відкладень з-під насипу в процесі зведення та експлуатації;

- інтенсивна частина осідання основи (від 80 % до 90 % консолідації) має бути завершена до влаштування дорожнього одягу;

- пружні деформації земляного полотна не мають перевищувати величину, допустиму для відповідного типу покриття дорожнього одягу, що прийнятий у проєкті.

Відповідність зазначеним вимогам необхідно перевіряти розрахунком.

8.1.5 Якщо слабкі ґрунти повністю або частково залишаються в основі насипу, має бути визначена розрахункова величина осідання основи та її змінювання в часі, а також призначений режим виконання робіт щодо зведення земляного полотна, якій забезпечує прискорення осідання та стійкість основи.

8.1.6 На насипах, в основі яких залишені слабкі ґрунти, капітальні покриття можна влаштовувати за умови завершення 90 % розрахункового осідання або за умови, що середня інтенсивність осідання за місяць, що передує влаштуванню покриття, не перевищує 2 см/рік.

Покриття полегшеного типу необхідно влаштовувати за умови досягнення не менше 80 % кінцевого осідання або за інтенсивності осідання, що не перевищує 5 см/рік.

8.1.7 Для обґрунтування вибору конструкції земляного полотна проєкт має містити:

- матеріали інженерно-геологічних вишукувань ґрунтової товщі на ділянках залягання слабких ґрунтів, в тому числі дані щодо потужності окремих шарів, їх розташування у плані і за глибиною, розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів цих шарів, положення рівня ґрунтових вод тощо;

- вихідні дані для проєктування насипу (висота та інші геометричні параметри, властивості ґрунтів, з яких споруджується насип), розрахункові умови руху і дані щодо особливостей умов експлуатації;

- результати розрахунків, що обґрунтовують прийняту конструкцію;
- вказівки щодо порядку спорудження запроектованої конструкції.

8.1.8 Земляне полотно на ділянці залягання слабких ґрунтів в слід проектувати у такому порядку:

- на основі результатів інженерно-геологічних обстежень намічають розрахункові ділянки і встановлюють розрахункові параметри слабкої товщі і характеристики ґрунтів, що її складають;
- встановлюють мінімально допустиму висоту насипу на ділянці, керуючись умовами водно-теплового режиму, висотою снігового покриву;
- наносять червону лінію, встановлюють розрахункову висоту насипу на різних поперечниках і намічають розрахункові поперечники;
- розраховують величину осідання на розрахункових поперечниках;
- перевіряють стійкість основи на осідання;
- намічають варіанти конструктивно-технологічних рішень, що забезпечують за необхідності підвищення стійкості, прискорення осідання або зниження величини осідання;
- виконують розрахунки по варіантах і вибирають оптимальний;
- розробляють рекомендації щодо раціональної технології, механізації та організації робіт;
- виконують спостереження у процесі будівництва і (за необхідності) за фактичними даними вносять корективи до розрахунків з метою уточнення обсягів земляних робіт, режиму зведення насипу, строків влаштування дорожнього одягу.

8.1.9 Розрахунок насипу на слабкій основі виконують відповідно до пункту 11.3.

8.1.10 Конструктивно-технологічні рішення спрямовані на підвищення міцності і стійкості земляного полотна на слабкій основі обираються на основі техніко-економічного обґрунтування.

8.1.11 Для забезпечення можливості використання слабого ґрунту в основі насипу рекомендуються конструктивно-технологічні рішення, що

наведені в таблиці 2.

Таблиця 2 — Конструктивно-технологічні рішення для забезпечення можливості використання слабкого ґрунту в основі насипу

Номер конструктивно-технологічного рішення	Конструктивно-технологічні рішення
1	попередня консолідація (зведення насипу в уповільненому режимі, обумовленому швидкістю консолідації, і зміцнення основи)
2	тимчасове привантаження
3	зниження висоти насипу
4	зменшення крутизни укосів
5	ґрунтові палі у основі
6	часткова заміна слабких ґрунтів
7	піщані палі-дрени
8	вертикальні дрени
9	насипи з легких матеріалів
10	бічні привантажені призми
11	розподільна плита в основі
12	попереднє осушення дорожньої смуги
13	дренажні прорізи
14	влаштування пальової основи для насипу (в тому числі з гнучким ростверком)
15	збільшення товщини насипу
16	атмування геосинтетичним матеріалом

8.1.12 Вибір конструктивно-технологічних рішень необхідно здійснювати відповідно до їх призначення та визначального результату відповідно до таблиці 3.

8.1.13 Вимоги до армування основи насипу геосинтетичним матеріалом визначаються згідно з ГБН В.2.3-37641918-544 [31].

Таблиця 3 — Умови застосування конструктивно-технологічних рішень, що забезпечують можливість використання слабких ґрунтів в основі насипу

Основне призначення конструктивно-технологічних рішень	Визначальний результат	Рекомендовані рішення, згідно з таблицею 2	
		технологічні	конструктивні
1	2	3	4
Підвищення стійкості основи	зменшення навантаження		3; 9; 14
	поліпшення характеру напруженого стану		4; 10; 5; 16 6; 11
	збільшення опору зсуву ґрунту основи	1	5; 8; 13; 16
Прискорення досягнення допустимої інтенсивності осадки	зменшення кінцевої осадки:		
	зменшення навантаження		3; 9; 14
	поліпшення характеру напружено-деформованого стану		5; 11
	зменшення потужності стискаючої товщі (активної зони)		6
	зменшення стиснення ґрунту	12	7
	прискорення процесу консолідації:		
	збільшення ущільнюючої товщі	2	
	поліпшення умов видалення парової води		8; 13; 6
Зменшення впливу транспортного навантаження	зниження напруги від транспортного навантаження		15; 11; 16
	підвищення динамічної стійкості основи насипу		5; 7; 6; 16

8.2 Вимоги до проєктування земляного полотна на болотах

8.2.1 При проєктуванні земляного полотна розрізняють три типи боліт:

— I тип – затоплені торфом та іншими болотними відкладеннями стійкої консистенції, які стискаються під дією ваги насипу висотою до 3 м;

— II тип – затоплені торфом та іншими болотними відкладеннями різної консистенції, в тому числі такими, що видавлюються під дією ваги насипу висотою до 3 м;

— III тип – затоплені мулом і водою, в тому числі при наявності

торф'яної кірки.

Тип болота встановлюється за даними інженерно-геологічних вишукувань згідно з ДБН А.2.1-1 [17] на основі:

- геологічного розрізу на глибину не менше 1 м нижче поверхні мінерального дна;
- фізико-механічних характеристик торфу та інших болотних відкладень (Додаток А).

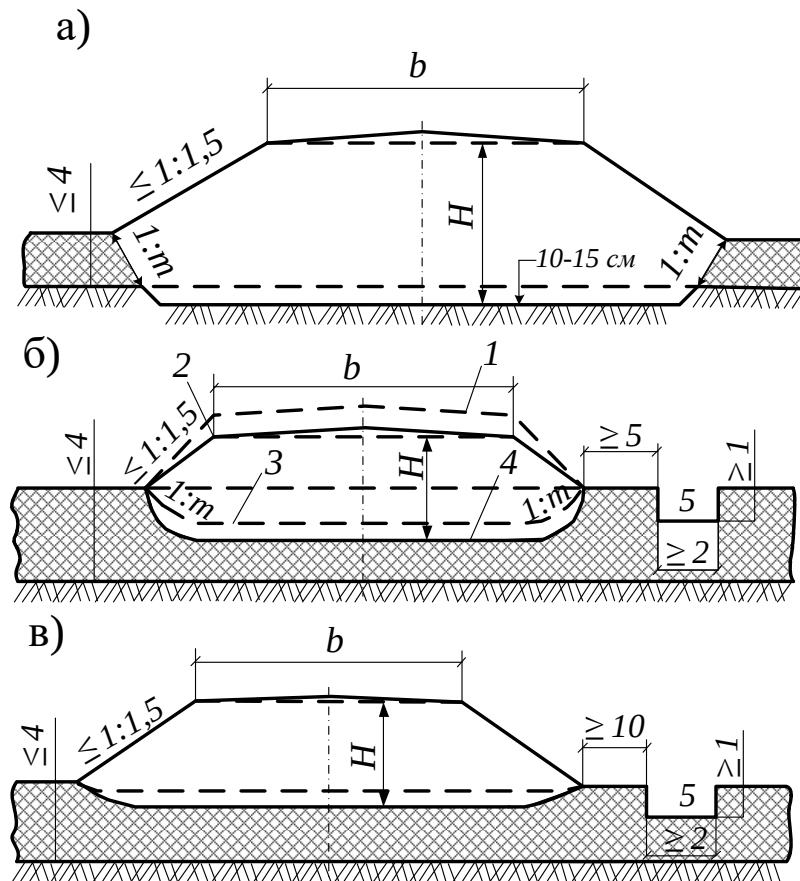
8.2.2 При проектуванні насипу на болоті, окрім вимог, викладених у ДБН В.2.3-4 [25] та п. 8.1, необхідно передбачити:

- перетинання боліт трасою в узьких місцях, переважно на ділянках з найменшою глибиною та мінімальним поперечним похилом мінерального дна;
- обмеження строків осадки насипу (за можливості будівельним періодом);
- осушення болота до початку земляних робіт (за умови техніко-економічного обґрунтування);
- застосування переважно дренажних ґрунтів для спорудження насипу або його нижньої частини.

8.2.3 Поперечні профілі насипів висотою до 3 м, що споруджуються на болотах I типу глибиною до 4 м, мають відповідати типовим рішенням відповідно до АД А.2.4-37641918-006 [33].

8.2.4 При проектуванні насипу висотою до 3 м на болотах II типу глибиною до 4 м, слід враховувати, що слабкі шари болотних відкладень будуть відтиснуті у бік під навантаженням від ваги насипу (рисунки 1, б, в).

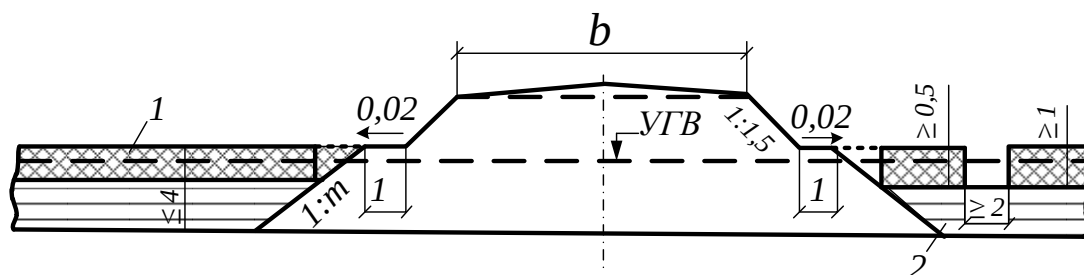
Для прискорення витискання слабких шарів болотних відкладень необхідно передбачати торфоприймачі, що прорізають у міцних шарах торфу. Об'єм торфоприймачів має бути не менше половини обсягу відкладень, що підлягають витисненню.



а) — I тип з повним виторфовуванням; б) — I і II тип з частковим виторфовуванням; в) — I і II тип без виторфовування; 1 — профіль відсипає мого насипу; 2 — профіль насипу після осадки; 3 — лінія виторфовування; 4 — лінія посадки насипу; 5 — приймач торфу

Рисунок 1 — Поперечні профілі насипів на болотах

8.2.5 Насип, що споруджується на болотах III типу, необхідно проєктувати з урахуванням її розташування разом з торф'яної кіркою або без неї на міцному ґрунті, що складає дно болота (рисунок 8.2). Крутизну укосів нижній частини насипу призначають залежно від типу ґрунту, що застосовується, від 1:1,5 до 1:4.



1 — торф; 2 — видавлені торф'яні відкладення або вода

Рисунок 2 — Поперечний профіль насипу на болоті III типу

8.2.6 Повне виторфовування слід передбачати на болотах I і II типу:

— глибиною до 4 м при проектуванні автомобільних доріг з удосконаленим капітальним покриттям;

— глибиною до 2 м при проектуванні автомобільних доріг з удосконаленим полегшеним покриттям.

На болотах II типу слід передбачати витискання болотних відкладень, що не мають потрібної несучої здатності.

8.2.7 Виторфовування не призначають:

— якщо крайка траншеї виторфовування розташована від існуючих будівель і споруд на відстані меншої подвоєної глибини болота;

— у торф'яних покладах ущільненого торфу, якщо торф покритий шаром мінерального ґрунту або поклад має мінеральний прошарок із загальним співвідношенням товщини мінеральних шарів до товщі торфу не менше 1:2.

8.2.8 Часткове виторфовування слід передбачати на болотах I і II типу при глибині болота до 4 м на автомобільних дорогах з перехідним і нижчим типом покриття. Для автомобільних доріг з іншими типами покриття таке рішення може бути застосовано за умови:

- збільшення щільності торф'яного покладу за глибиною;
- на деякій глибині болота є шар, що не дозволяє застосовувати інші конструкції земляного полотна;
- необхідності прискорення консолідації основи.

При проектуванні часткового виторфовування товщина шару торфу, що залишився, має становити з урахуванням його ущільнення:

— для перехідних дорожніх покриттів не більше $1/3$ товщини мінеральної частини насипу;

— для нижчих дорожніх покриттів не більше $1/2$ товщини мінеральної частини насипу.

Товщина шару ґрунту в тілі насипу повинна відповідати вимогам, що наведено у таблиці 4. Ступень сталості основи перевіряють розрахунком.

Таблиця 4 — Товщина шару ґрунту в тілі насипу за умови запобігання неприпустимим пружним деформаціям

Потужність стиснутого шару, м	Товщина насипу за типу дорожнього одягу, м		
	капітальний	полегшений	перехідний
2	2,5	2,0	1,5
4	3,0	2,0	2,0

8.2.9 Посадку насипу на мінеральне дно необхідно передбачати для автомобільних доріг з усіма типами покриття на болотах III типу глибиною до 4 м, а також для автомобільних доріг з капітальним типом покриття – на болотах II типу глибиною від 2 м до 4 м.

Для прискорення посадки насипу на мінеральне дно у проектах необхідно передбачати технологічні заходи:

— відсипання ґрунту в вузькі поздовжні траншеї;
— привантаження, обкату насипу великоваговим навантаженням або вибухи під насипом.

Крутизну укосів насипу нижче поверхні болота необхідно призначати відповідно до таблиці 5.

Таблиця 5 — Крутизна укосів насипу

Вид ґрунту	Крутизна укосів
Пісок дрібний і пилуватий	1:4
Пісок великий і середній	1:2
Гравій, галька, щебінь, камінь слабовиветрювальних порід	1:1,5

8.2.10 На автомобільних дорогах IV і V категорій у лісовій місцевості, як виняток, за відповідного техніко-економічного обґрунтування допускається проектувати насип на настилах з колод, фашин тощо.

8.2.11 На автомобільних дорогах з перехідним і нижчим типом покриття допускається проектувати насип на болотах I і II типу без видалення болотних відкладень.

На автомобільних дорогах з удосконаленим полегшеним і капітальним типом покриття допускається проектувати насипи на болотах I і II типів глибиною понад 2 м без видалення болотних відкладень за умови розроблення заходів, що забезпечують завершення осідання ґрунтів основи до початку робіт зі спорудження дорожнього одягу.

8.2.12 Проектом мають бути передбачені заходи щодо прискорення осідання ґрунтів основи:

- тимчасове привантаження насипу;
- дренажні прорізи (на болотах I типу глибиною до 3 м);
- вертикальні дрени (на болотах I і II типів глибиною понад 3 м).

Тимчасове привантаження насипу має бути застосовано як самостійний спосіб прискорення осідання основи, так й у поєднанні з прорізами або дренами.

8.2.13 Товщина насипу, що споруджується без виторфовування або з частковим виторфовуванням, має бути не меншою значень, наведених у таблиці 4.

8.2.14 На стадії розробки технічного або робочого проєктів:

- величину осідання насипу висотою до 4 м на болотах глибиною до 4 м дозволяється визначати відповідно до таблиці 6;

Таблиця 6 — Величина осідання насипу

Товщина стиснутого шару, м	Величина осідання S за товщини обтиснутого шару торфу над насипом, %	
	менше 3 м за часткового виторфовування	від 3м до 4 м на природній основі
до 2	30	60
від 2 до 4	25	50

— при проєктуванні насипу з пилюватих пісків і легких супісків величину осідання у країв траншей виторфовування (S) допускається приймати як 10 % від товщини стиснутого шару торфу h_0 ;

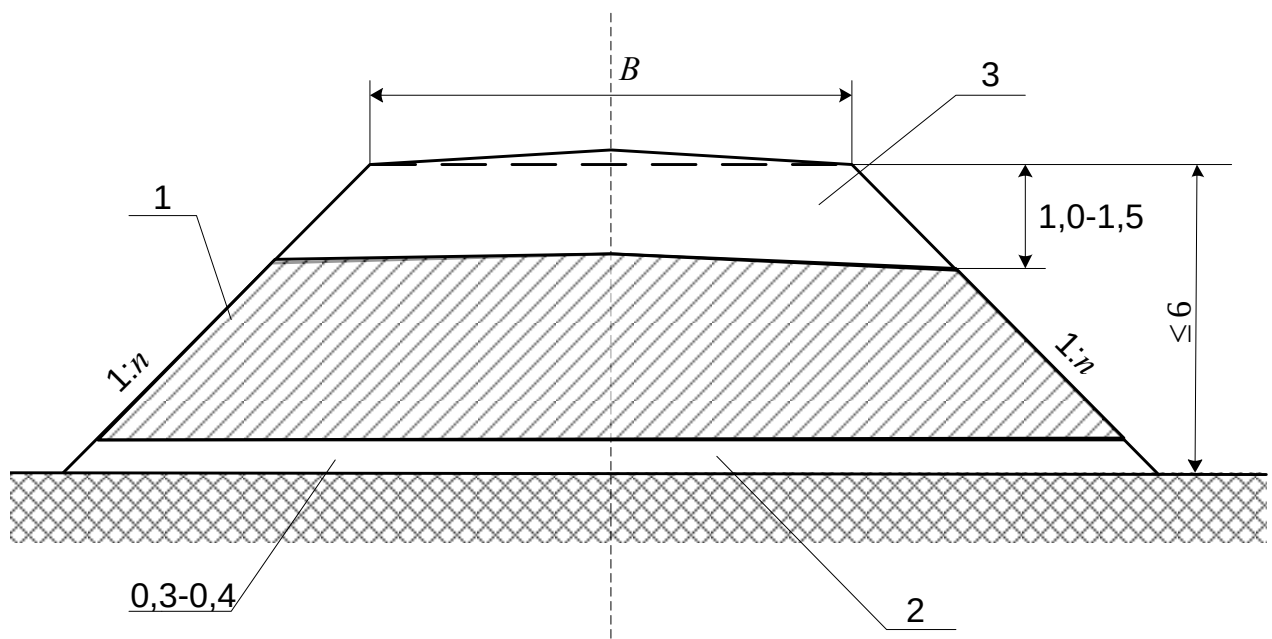
— розрахунок осідання насипу проводять для насипів висотою понад 4 м обов'язково, а також для насипів висотою до 4 м за необхідності уточнення обсягів робіт.

8.2.15 Величину осідання основи насипу та стійкість основи визначають у відповідно до положень п. 11.1.

8.3 Вимоги до проєктування земляного полотна з перезволожених глинистих ґрунтів

8.3.1 До перезволожених глинистих ґрунтів відносяться м'якопластичні, текучопластичні та текучі глинисті ґрунти.

8.3.2 Рекомендовану конструкцію насипу з перезволожених глинистих ґрунтів наведено на рисунку 3.



1 — глинистий ґрунт; 2 — дренуючий ґрунт; 3 — пісок (пилюватий супісок)

Рисунок 3 — Поперечний профіль насипу з перезволожених глинистих ґрунтів

8.3.3 На ділянках сполучення земляного полотна з перезволожених глинистих ґрунтів з земляним полотном з неперезволоженого глинистого ґрунту або дренажного ґрунту поздовжній ухил верху земляного полотна не повинний перевищувати 0,05.

8.3.4 При розробці проекту насипу з перезволожених глинистих ґрунтів необхідно передбачити меліоративні заходи з осушення ґрунтів у резервах або конусах, а також осушення ґрунту шляхом обробки негашеним вапном тощо.

8.3.5 При проектуванні виїмок з перезволожених глинистих ґрунтів розрахунком необхідно визначати:

- крутизну і конструкцію укосів виїмки відповідно до пункту 11.4;
- заходи щодо забезпечення міцності і стійкості земляного полотна відповідно до п. 11.3;
- величину осадки основи через її ущільнення відповідно до п. 11.3.

8.3.6 Стійкість укосів і основи земляного полотна залежить від ступеню зволоження глинистого ґрунту, тому проекти виїмок необхідно розробляти з урахуванням:

- стану і властивостей глинистого ґрунту в природному стані;
- зміни стану і властивостей ґрунту в процесі спорудження виїмки, а також в умовах подальшої експлуатації земляного полотна;
- призначення крутизни та обрису укосів, а також способів зміцнення поверхні укосів відповідно до стану ґрунту в розрахунковий період;
- вибору конструкції земляного полотна та заходів із забезпечення міцності і стійкості земляного полотна, враховуючі стан ґрунтів основи в розрахунковий період.

8.4 Вимоги до проектування земляного полотна зі скельних ґрунтів

8.4.1 Земляне полотно у виїмці зі скельних ґрунтів дозволяється проектувати без розрахунку стійкості укосів за умови:

— незмінності залягання скельних порід у межах проектного укосу;
 — наявності шаруватих скельних порід з розташуванням поверхонь ослаблення горизонтально, вертикально або з нахилом у бік від земляного полотна.

8.4.2 Поперечний профіль земляного полотна у виїмці з слабовивітрюваних та легковивітрюваних скельних ґрунтів матиме обріс відповідно до рисунку 4.

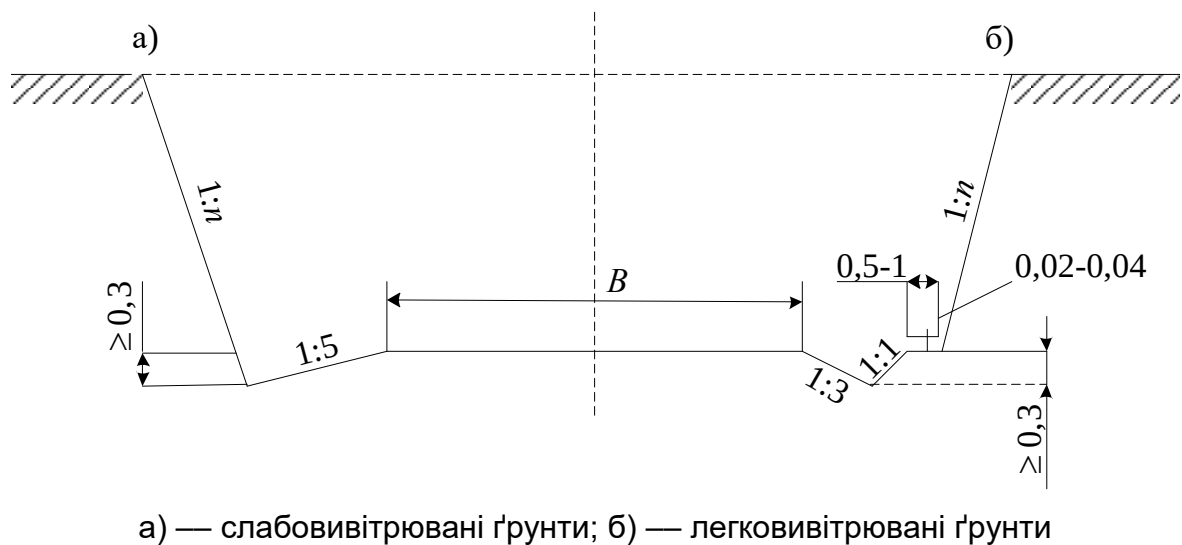
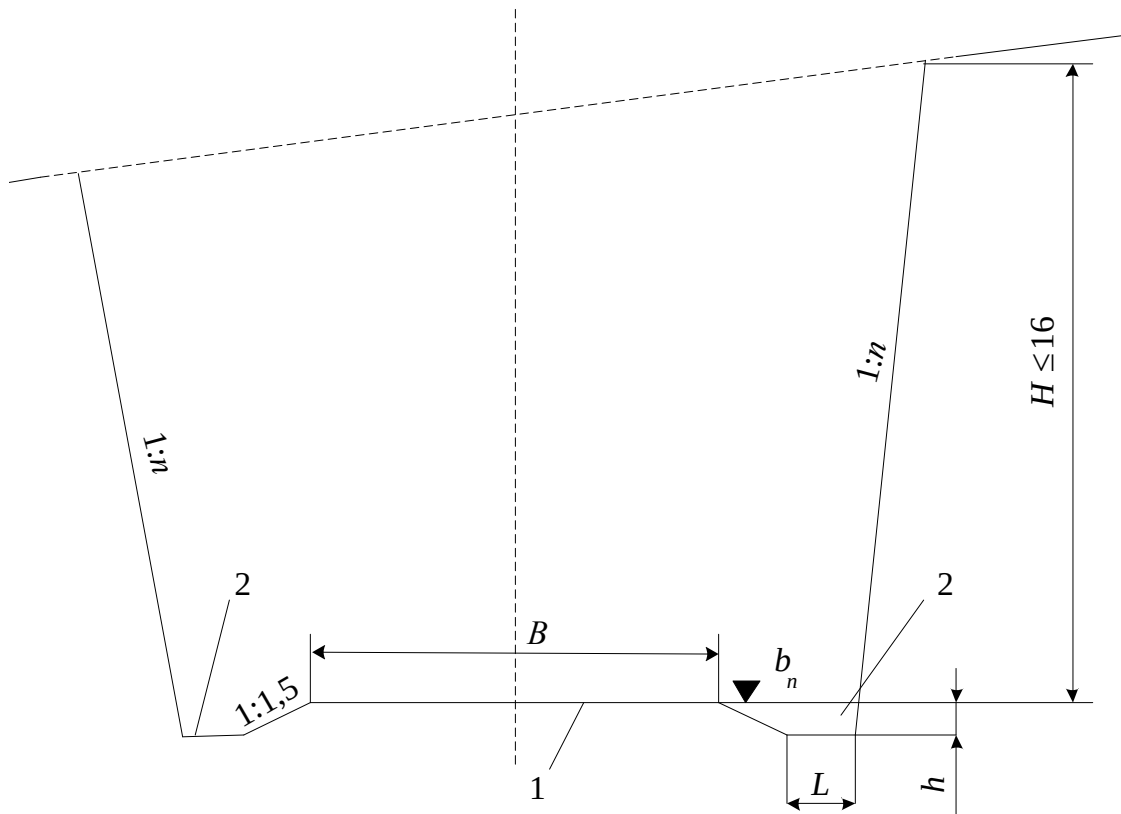


Рисунок 4 — Поперечні профілі виїмки в скельних ґрунтах

8.4.3 Виїмки у легковивітрюваних скельних ґрунтах необхідно проєктувати з закуветними полками (рисунок 4 (а)), а також з кювет-траншеями (рисунок 5), підтримуючими або огороджуючими стінками для захисту земляного полотна від матеріалу вивітрювання, що осипається з укосів.

Ширину (L) та глибину (h_T) траншеї для автомобільних доріг I – III категорій необхідно призначати 3,0 м та 1,1 м відповідно. Доцільність влаштування та розміри траншеї для автомобільних доріг IV – V категорій необхідно додатково обґрунтовувати.



1 — ґрунт у природньому заляганні або підготовка з крупноуламкового ґрунта;

2 — кювет-траншея

Рисунок 5 — Поперечний профіль виїмки з кювет-траншеєю в легковивітрюваних розм'якшувальних скельних ґрунтах

8.4.4 Крутизну укосів виїмок у скельних ґрунтах необхідно приймати за таблицею 7, ширину закюветної полки за таблицею 8.

Таблиця 7 — Крутизна укосів виїмок в скельних ґрунтах

Вид скельних ґрунтів	Висота укосів, м	Крутизна укосів
слабовивітрюваний	до 16	1:0,2
легковивітрюваний нерозм'якшувальний	до 16	1:0,5 – 1:1,5
легковивітрюваний розм'якшувальний	до 6	1:1,0
легковивітрюваний розм'якшувальний	від 6 до 12	1:1,5

Таблиця 8 — Ширина закуветної полки в скельних ґрунтах

Вид ґрунту	Глибина виїмки, м	Ширина закуветної полки, м
легковивітрюваний скельний ґрунт	від 2 до 6	1,0
легковивітрюваний скельний ґрунт	від 6 до 16	2,0

8.4.5 Верхню частину укосів виїмки зі скельних ґрунтів у межах елювіальних та делювіальних відкладень необхідно проєктувати з крутизною від 1:1 до 1:1,5 в залежності від товщини шару відкладень, виду породи та ступеню її зруйнованості. Якщо товщина рихлих відкладень перевищує 3 м, то необхідно передбачити влаштування полки шириною не менше 3 м, що розділяє відкоси рихлих відкладень та скельних ґрунтів.

8.5 Вимоги до проєктування земляного полотна у районах розвитку карстів, ярів, селів та зсувів

8.5.1 У районах розвитку карстів земляне полотно слід проєктувати переважно в насипах, уникаючи влаштування виїмок.

8.5.2 В смузі, що прилягає до земляного полотна запроєктованого у районі розвитку карстів, необхідно передбачити заходи з попередження активізації карстових процесів, серед яких планування території, поверхневий водовідвід і захист від інфільтрації води тощо. В межах цієї смуги не допускається: копання ям, вирубка лісу і чагарнику, зняття дернового покриву, влаштування штучних водойм, виконання вибухових робіт, розміщення кар'єрів і інших розробок.

8.5.3 Усі карстові воронки в основі насипу і в смузі відведення мають бути засипані глинистим ґрунтом з пошаровим трамбуванням. Перед засипанням воронку необхідно розчистити до дна або до твердої породи. Щілини і отвори на дні воронки необхідно щільно заповнити глинистим ґрунтом або залити глинистим розчином.

8.5.4 В районі поширення зсувів земляне полотно слід влаштовувати в насипах висотою не більше 1 м і на найбільш стійких частинах косогору.

Проектування виїмок необхідно уникати.

8.5.5 У районі поширення зсувів необхідно передбачити захист зсувного схилу від впливу ґрунтових і поверхневих вод, планування схилів і влаштування підтримуючих споруд.

8.5.6 Для відводу ґрунтових вод на зсувонебезпечних ділянках необхідно влаштовувати дренажі траншейного типу, штольні тощо. Відведення поверхневих вод здійснюється за допомогою нагірних каналів, лотків тощо, що влаштовуються як за межами зсуву, так і безпосередньо на тілі зсуву.

8.5.7 На зсувонебезпечних ділянках необхідно передбачити безперешкодний сток атмосферних опадів з тіла зсуву шляхом зрізки пагорбів, засипки ям, тріщин і промоїн, влаштування ухилів на горизонтальних майданчиках.

8.5.8 Для захисту поверхні зсувонебезпечного схилу, складеного глинистими ґрунтами, від вивітрювання і утворення усадочних тріщин необхідно, окрім влаштування поверхневого водовідведення та планування, висаджувати на схилі швидкорослі дерева і кущі, висівати трави.

8.5.9 При перетині земляним полотном селевих русел і зростаючих ярів необхідно передбачити заходи, спрямовані на запобігання подальшого розвитку ярів і утворення селевих потоків, серед яких: посадка дерев, чагарників і трав, влаштування водовідведення і терас на схилах.

При неможливості забезпечити за допомогою проведення зазначених заходів захист земляного полотна необхідно влаштовувати спеціальні захисні споруди: перепади, дамби, селеві спуски тощо.

8.5.10 У вершині зростаючих ярів необхідно влаштовувати водовідвідні канали або захисні вали.

8.5.11 Доцільність та вид протизсувних заходів слід обґрунтовувати на основі оцінки стійкості схилу.

Оцінку стійкості схилу слід виконувати за методами розрахунку

стійкості укосів відповідно до п. 11.4. Коефіцієнт стійкості схилу необхідно розраховувати до та після влаштування земляного полотна.

Якщо зсувні переміщення на схилі відсутні, коефіцієнт стійкості схилу необхідно приймати за таблицею 18.

За наявності зсувних переміщень на природному схилі земляне полотно проєктують у комплексі з протизсувними заходами. Має бути забезпечений коефіцієнт стійкості схилу не нижче 1,05.

Якщо неможливо забезпечити допустимі значення коефіцієнту стійкості схилу, мають бути призначені пасивні протизсувні заходи: обхід небезпечної ділянки, прохід над нестійким схилом по естакаді або під ним за допомогою тунелю.

8.6 Вимоги до проєктування земляного полотна на крутосхилі

8.6.1 Конструкції земляного полотна на крутосхилах необхідно проєктувати згідно з вимогами ДБН В.2.3-4 [25] за типовими поперечними профілями земляного полотна (рисунок 6).

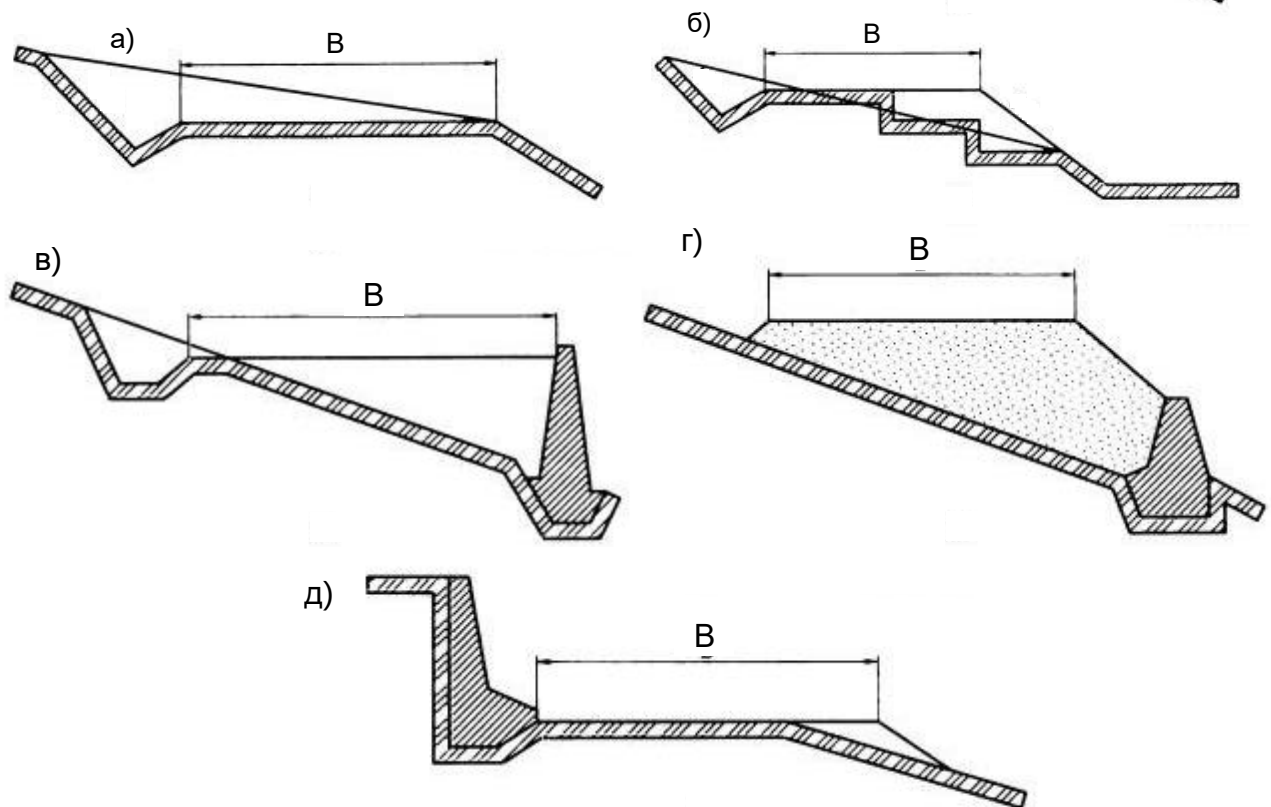
8.6.2 Розрахунок стійкості земляного полотна на крутосхилах виконують згідно з п. 11.2.

8.6.3 До стійких у природних умовах крутих крутосхилів відносять схили з поперечним ухилом понад 1:3.

8.6.3.1 Розрахунок стійкості земляного полотна і схилів необхідно виконувати:

- за умови перерізання схилу глибокими виїмками;
- на ділянках з високими насипами;
- на ділянках, де природний стан крутосхилу близький до стану граничної рівноваги та влаштування земляного полотна порушує стійкість крутосхилу.

8.6.3.2 Влаштування насипу на крутосхилі необхідно проєктувати переважно з дренажних ґрунтів.



- а) — розкрита виїмка; б) — напіввиїмка-напівнасип; в) — на крутих крутосхилах;
г) — на крутих крутосхилах при затяжних відкосах насипу;
д) — з верховою підпірною стінкою

Рисунок 6 — Типові поперечні профілі земляного полотна на крутосхилі

8.6.3.3 В основі насипів на крутосхилі з ухилом понад 1:3 необхідно передбачати влаштування уступів та видалення родючого шару ґрунту. Розміри уступів необхідно призначати в залежності від крутизни схилу та габаритів землерийних та ущільнюючих ґрунт машин.

Уступи допускається не влаштовувати:

— якщо насип розташований у підосві крутосхилу, а ширина основи насипу дорівнює або перевищує її висоту (від бровки земляного полотна до підосви низового відкосу);

— якщо стійкість земляного полотна забезпечується шляхом влаштування підпірної стінки, контрбанкету, підпірних призм.

8.6.3.4 На крутосхилах з поперечним ухилом 1:1,5 і більше конструкцію низового відкосу насипу необхідно приймати на основі порівняння варіантів присипки на повну висоту до крутосхилу або

влаштування підпірної стінки.

8.6.3.5 Підпірні стінки в залежності від місцевих умов проєктують бетонними, кам'яними або залізобетонними монолітними, збірними або збірно-монолітними. Довжина секції підпірної стінки не повинна перевищувати 10 м. У межах крутосхилу крутизною від 1:3 до 1:2 доцільно влаштування контрбанкетів і підпірних призм.

Підпірні призми (рисунок 7) в залежності від місцевих умов слід проєктувати з кам'яної наброски, з крутизною зовнішнього укосу 1:1,3 або з кам'яної наброски, з викладенням каменю по зовнішній поверхні укосу крутістю 1:1. По площині внутрішнього укосу підпірної призми слід передбачати відсипання проміжного шару з каменю дрібних розмірів, щебеню та інших добре дренуючих матеріалів.

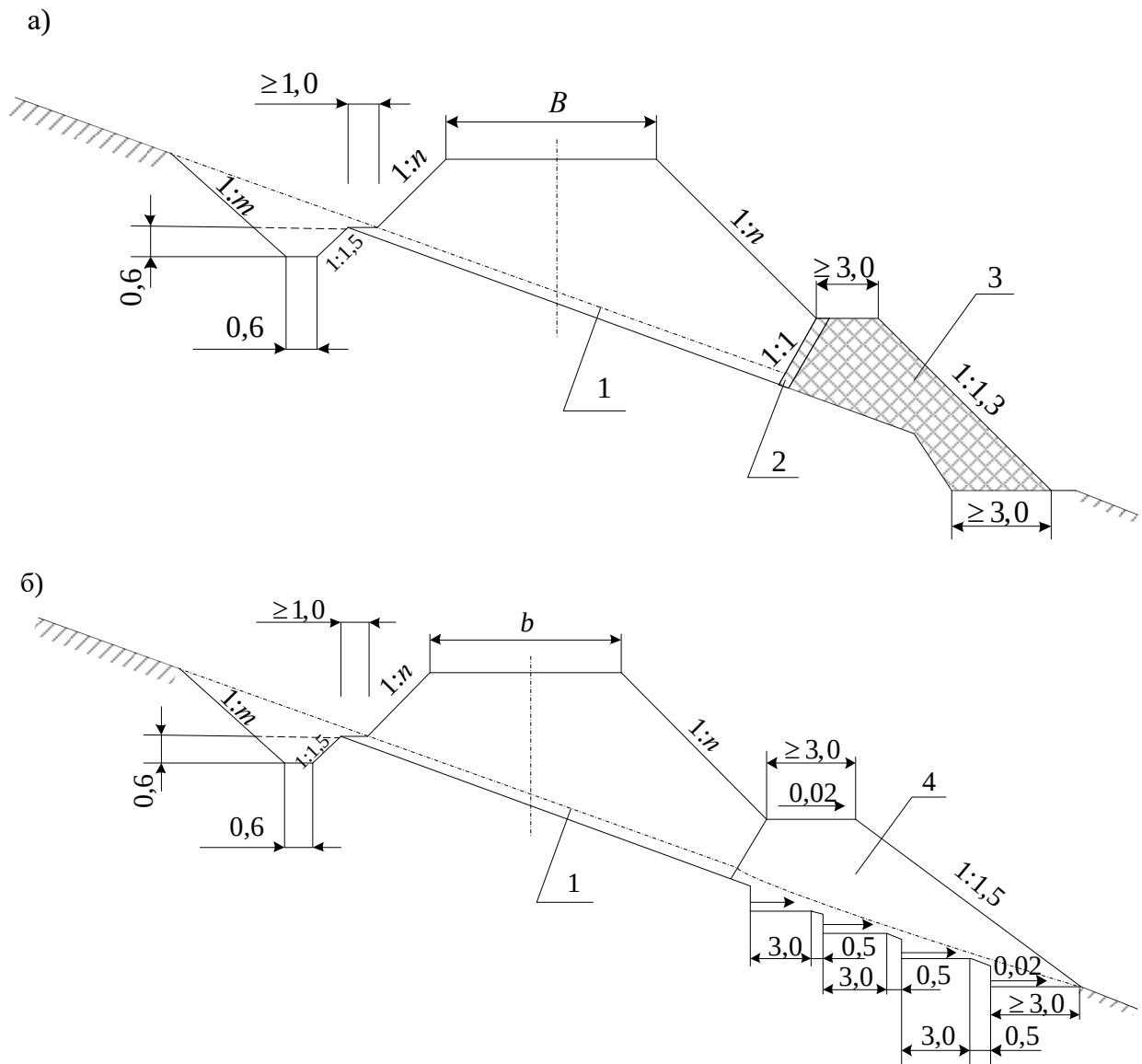
Контрбанкети влаштовуються з піску, гравію та інших дренуючих матеріалів.

8.6.3.6 Кавальєри на крутосхилах мають бути розташовані тільки з низової сторони, за можливості, у підніжжя схилу. Якщо кавальєр розташований на крутосхилі, необхідно перевіряти загальну стійкість схилу розрахунком.

8.6.3.7 В межах крутосхилу, де можлива інфільтрація опадів та порушення стійкості схилу, в нагірній частині необхідно передбачити:

- планування поверхні з ліквідацією западин з ускладненим стоком води;
- укріплення поверхні рослинним або штучним водонепроникним покриттям;
- влаштування системи водовідведення тощо.

8.6.3.8 Розміри поперечного перетину нагірних каналів, водовідвідних каналів і кюветів (рисунок 8, а) визначаються за розрахунковою витратою води з ймовірністю перевищення відповідно до ДБН В.2.3-4 [25].



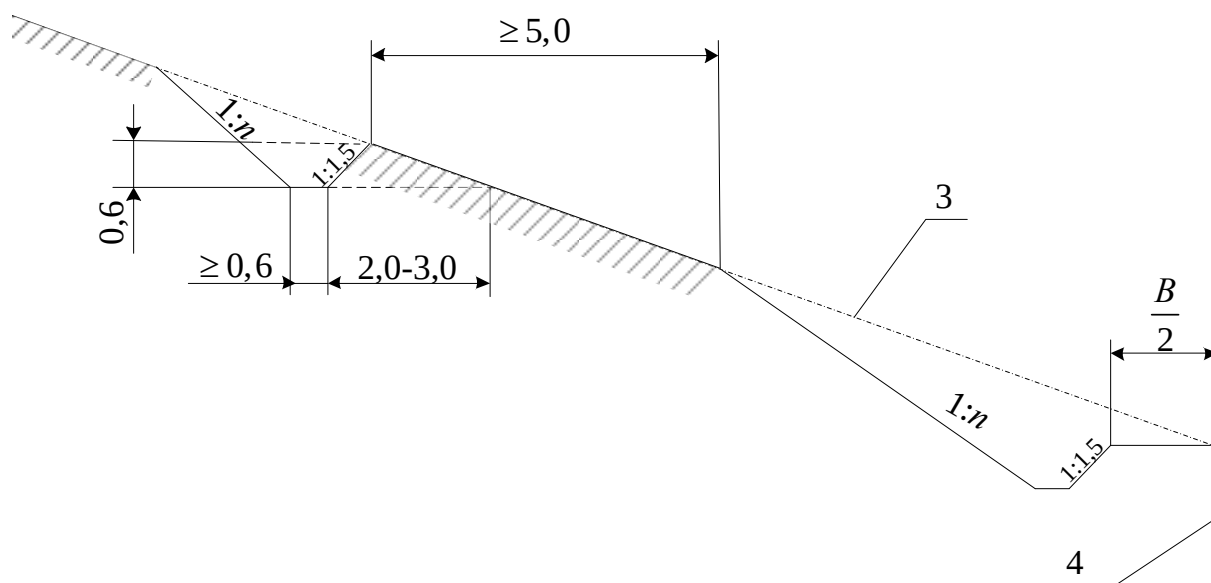
а) — з підпірною призмою; б) — з контрбанкетом;
 1 — рослинний шар, що підлягає видаленню; 2 — крупноуламковий матеріал;
 3 — підпірна призма (наброска з каменю); 4 — контрбанкет з дренажного матеріалу
Рисунок 7 — Поперечні профілі насипу з підпірними призмами на крутих
 крутосхилах

8.6.3.9 Якщо поздовжній ухил крутосхилу перевищує ухил канави, що відповідає допустимій швидкості течії води для прийнятого типу укріплення канави, необхідно передбачити влаштування перепадів, швидкотоків тощо.

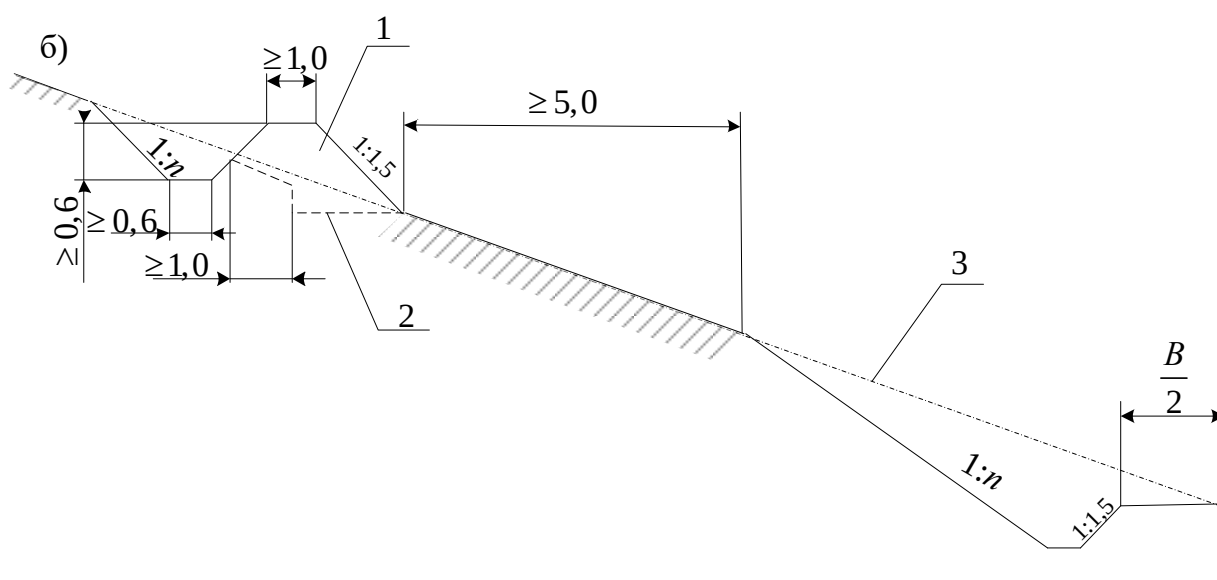
8.6.3.10 Поглиблені кювети (рисунок 9) для перехоплення води дозволяється проектувати:

- в межах крутосхилів крутизною понад 1:2;
- якщо влаштування нагірної канави недоцільне.

a)



6)



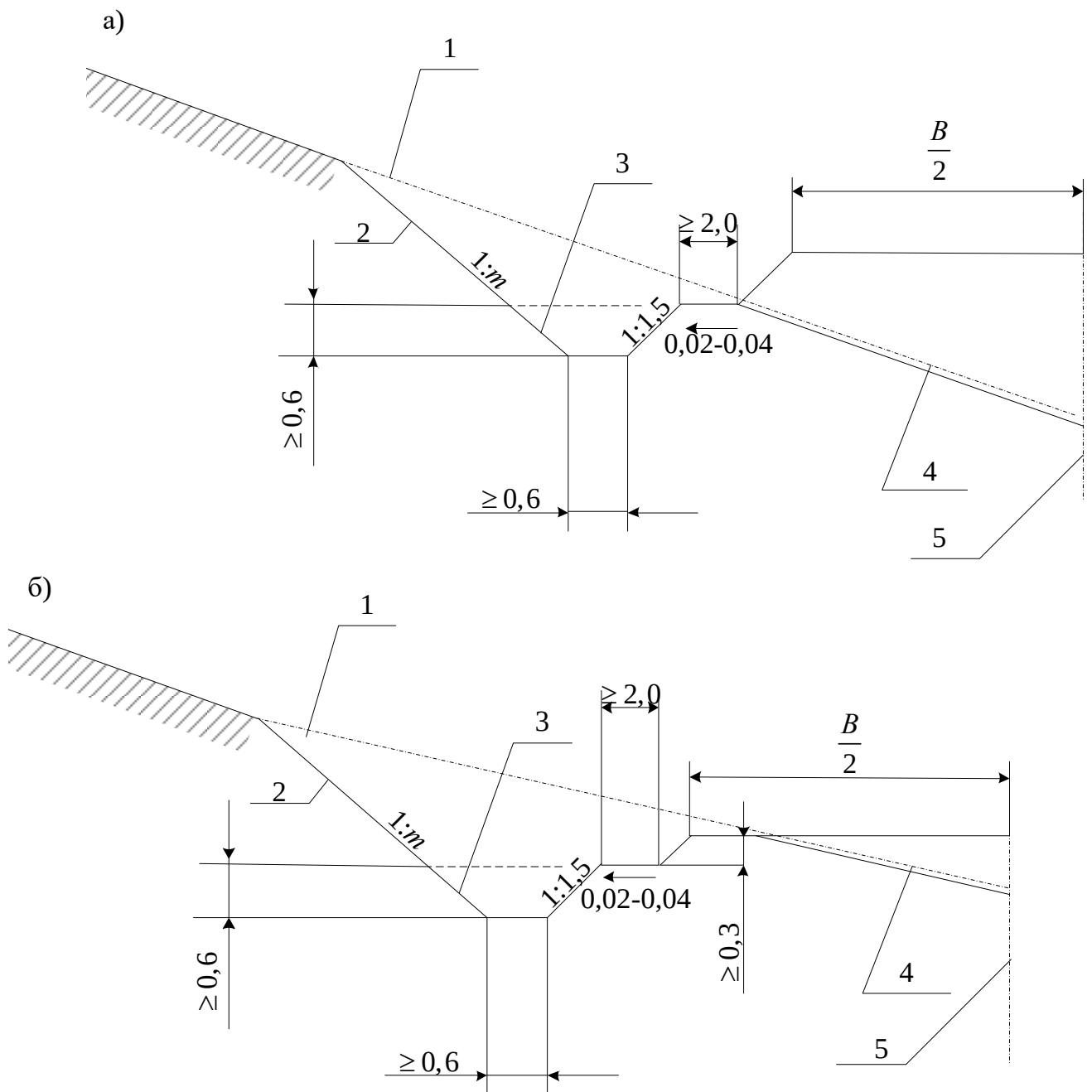
а) — нагірні канали заглиблені в ґрунт природного залягання;
б) — нагірні канали частково заглиблені в ґрунт природного залягання;
1 — валик з місцевого ґрунту; уступи в основі валика; 3 — поверхня
крутосхилу до влаштування виїмки; 4 — вісь земляного полотна

Рисунок 8 — Поперечні профілі нагірних канав

Площу поперечного перерізу кювету необхідно визначати за розрахунковою витратою води з ймовірністю перевищення відповідно до ДБН В.2.3-4 [25].

Брівка кювету з боку земляного полотна має бути розташована вище розрахункового рівня води не менше ніж на 0,2 м, а підвищення брівки

земляного полотна над бермою – не менше ніж на 0,3 м. Ширина берми має бути не менше 2,0 м.



а) — поглиблена канава у насипу; б) — поглиблений кювет у напіввиїмці;
 1 — поверхня відкосу до влаштування земляного полотна; 2 — укріплення відкосу; 3 — укріплення канави (кювету); 4 — рослинний шар, що підлягає видаленню; 5 — вісь земляного полотна

Рисунок 9 — Поперечні профілі водовідвідних каналів, розташованих в безпосередній близькості від земляного полотна

Зміцнення укосів кюветів необхідно призначати відповідно до п. 10.4,

зміцнення верхньої частини нагорного відкосу – в залежності від типу ґрунту.

8.6.4 До нестійких крутосхилів відносяться оповзневі схили з наявним зміщенням значних об'ємів земляних мас.

При проектуванні заходів із забезпечення стійкості земляного полотна на нестійких крутосхилах необхідно передбачати:

- обхід крутосхилу шляхом перенесення траси або перетинання крутосхилу естакадою чи тунелем;
- влаштування підтримуючих споруд (контрбанкет, підпірні стіни тощо);
- розвантаження оповзневих схилів;
- влаштування водовідвідних споруд у межах нестійкого крутосхилу.

9 ПРОЄКТУВАННЯ ВИСОКИХ НАСИПІВ І ГЛИБОКИХ ВИЇМОК

9.1 При проектуванні насипу заввишки 12 м необхідно перевіряти розрахунком можливість порушення загальної стійкості укосів.

9.2 При виборі розрахункової схеми і методу розрахунку стійкості проєктованого укосу необхідно враховувати можливість різних форм порушення загальної стійкості укосу, таблиця 9, рисунок 10.

Таблиця 9 — Основні форми порушення загальної стійкості укосів

Форми порушення загальної стійкості	Характер деформації	Характерні особливості будови товщі укосу
1	2	3
Обвал зі зрізом та обертанням	Переміщення частини укосу в результаті зрізу по критичній поверхні, опорно близької по формі до коло-циліндричної, з деяким поворотом навколо горизонтальної осі.	Укоси, складені глинистими ґрунтами, з достатньо однорідною будовою

Кінець таблиці 9

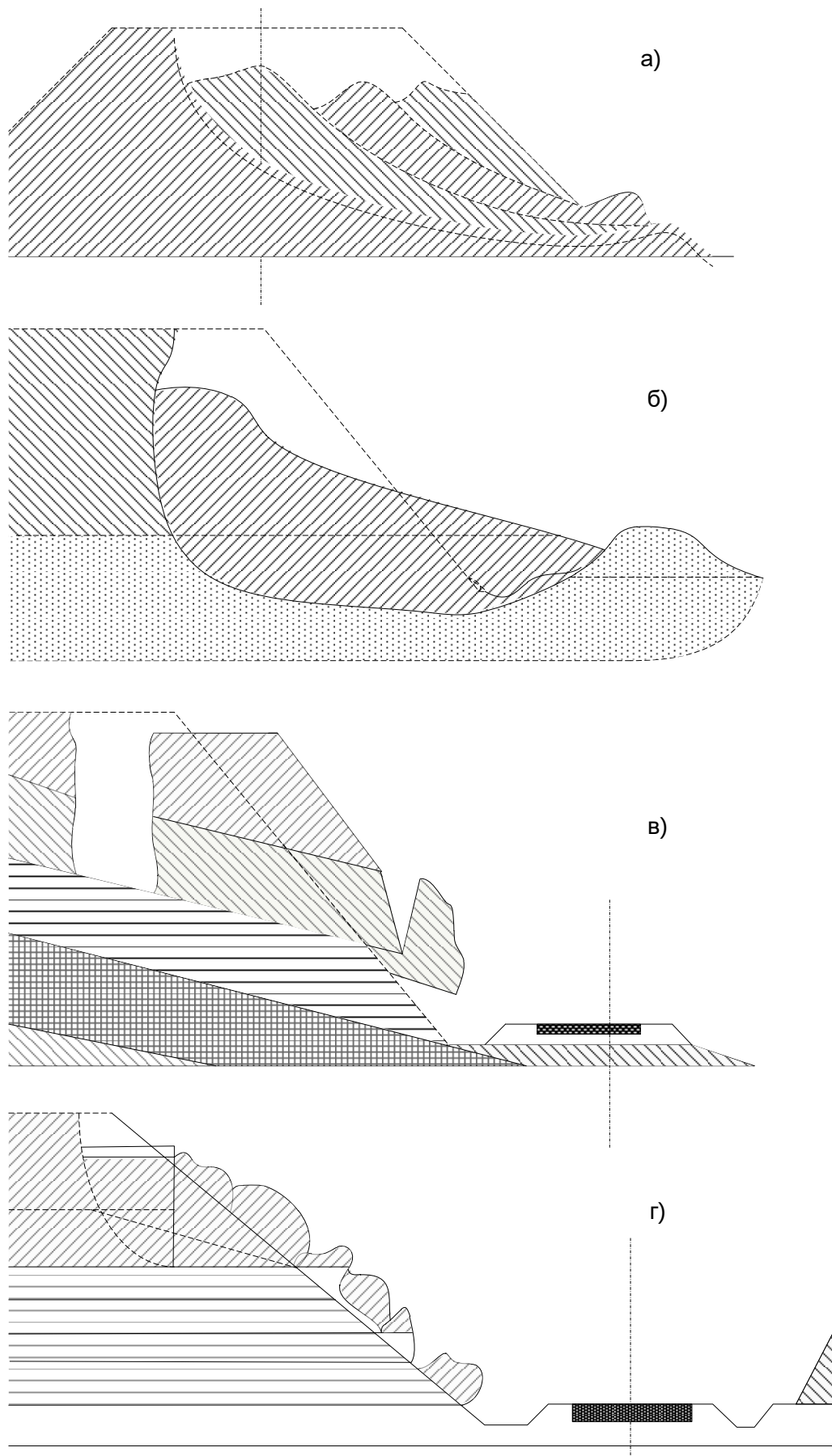
1	2	3
Скол при осіданні	Вертикальне переміщення (опускання) з боковим рухом частини укосу у результаті видавлювання або виносу ґрунту нестійких шарів, які залягають у товщі укоса або у його основі.	Наявність у товщі укосу або його основі маломіцних ґрунтів, здатних видавлюватись під впливом верхніх шарів; наявність гідродинамічних нестійких пісків-пливунів; наявність гідростійких порід (кам'яна сіль, гіпс і т.п.) або різко просадочних порід та т.д.
Ковзання	Зсув частини укосу по похилим площинам	Наявність чітко вираженої, визначеної геологічною будовою товщі поверхні ковзання зі значним кутом падіння у бік укосу
Зсув	Майже горизонтальне переміщення частини укосу під впливом бокового тиску земляних мас (розпір) та фільтраційного тиску по слабому прошарку або по зволоженій поверхні підстиляючого глинистого пласту при горизонтальному закладенні	Наявність шаруватої будови товщі зі зволженими м'якими пластичними глинистими прошарками, які залягають горизонтально або з малим падінням

9.3 Найбільш ймовірна форма (або форми) порушення стійкості мають бути встановлені з врахуванням місцевих умов та класифікаційної групи укосу відповідно до таблиці 10.

Таблиця 10 — Класифікація укосів насипів і виїмок

Тип земляного полотна	Вид будови укосу залежно від наявності шаруватості	Різновид за характером шаруватості	Різновид по впливу ґрунтових і поверхневих вод
Насип (Н)	А. однорідний Б. шаруватий	— —	1. безводний 2. під силовим впливом води
Виїмка (В)	А. однорідний Б. шаруватий	I. горизонтальні шари II. падіння у бік виїмки III. падіння від виїмки IV. складне розташування шарів	1. безводний 2. з потоком ґрунтових вод

Примітка. Приклад встановлення індексу класифікації групи укосу: для укосу виїмки, що складений горизонтальними шарами та не містить ґрунтової води укос має індекс (В)-Б-I-1.



а) — обвал зі зрізом та обертанням; б) — скол при осіданні; в) — ковзання; г) — зсув

Рисунок 10 — Основні форми порушення загальної стійкості укосів

9.4 Вибір методу розрахунку залежить від умов роботи земляного полотна. Застосовувати один метод розрахунку дозволяється, якщо однозначно встановлена форма порушення стійкості укосу. Для усіх інших випадків необхідно проводити розрахунок, керуючись даними таблиці 11.

Таблиця 11 — Умови застосування методів розрахунку стійкості укосів високих насипів і глибоких виїмок

метод розрахунку	Індекс класифікаційної групи згідно з таблицею 10		Умови застосування
	насип	виїмка	
розрахунок за МКЦПК	A-1,2	A-1,2	явно міцна основа
розрахунок за МППК	—	Б-I, Б-II-1, 2	поверхня ковзання явно визначена геологічною структурою укосу, і при явно міцній основі укосу
комплексний розрахунок за МКЦПК та МППК	Б-1, 2	—	завідомо міцна основа укосу, але заздалегідь важко встановити форму найбільш вірогідної поверхні ковзання
комплексний розрахунок за МКЦПК, МППК та методом F	—	Б-I, II, III, IV-1, 2	завідомо міцна основа укосу, але заздалегідь важко встановити найбільш ймовірну форму порушення стійкості
розрахунок на видавлювання	A, Б-1, 2	A, Б-I, II, III, IV-1,2	у комплексі з будь-яким методом у всіх випадках, коли заздалегідь немає впевненості в абсолютній стійкості основи укосу
розрахунок на розповзання	A, Б-1, 2	A, Б-I, II, III, IV-1, 2	у комплексі з будь-яким методом при наявності в основі укосу глинистих ґрунтів пластичної консистенції або при використанні в нижній частині насипу глинистих ґрунтів пластичної консистенції
Примітка. Завідомо міцною вважається основа із скельних, напівскельних і піщано-гравійних ґрунтів.			

9.5 Розрахунок стійкості укосів високих насипів і глибоких виїмок

згідно з прийнятою схемою руйнування, слід виконувати відповідно до п. 11.4.

9.6 Заходи, що спрямовані на підвищення стійкості високих укосів, мають відповідати механізму і ймовірній формі порушення стійкості та визначаються згідно з ГБН В.2.3-37641918-544 [31] та Р В.2.3-218-02070915-757 [37].

Підвищення загальної стійкості укосу обумовлюється поліпшенням напруженого стану або підвищенням зсувних характеристик ґрунту.

9.6.1 Для поліпшення напруженого стану укосу використовують:

- зменшення крутизни укосу та його висоти;
- влаштування розвантажувальних берм і контрбанкетів;
- захист від насичення ґрунту водою з поверхні;
- дренажування для зниження силового впливу підземних вод;
- стабілізацію укосів шляхом армування геосинтетичними матеріалами згідно з ГБН В.2.3-37641918-544 [31].

9.6.2 Для підвищення зсувних характеристик ґрунтів укосу використовують:

- дренажування з метою зниження вологості ґрунту;
- захист від проникнення води в ґрунт укосу з поверхні;
- ґрунти з підвищеними значеннями зчеплення і кута внутрішнього тертя;
- зміцнення ґрунту укосу.

9.6.3 За необхідності підвищення стійкості конструкції земляного полотна та покращення несучої здатності застосовують геосинтетичні армуючі матеріали згідно з ГБН В.2.3-37641918-544 [31].

10 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПОВЕРХНЕВОГО ВОДОВІДВОДУ

10.1 Загальні положення

10.1.1 Проекти земляного полотна мають передбачати систему

дорожнього водовідведення, що складається зі споруд та окремих конструктивних заходів, призначених для запобігання перезволоження земляного полотна. Проекти земляного полотна мають містити постійні і тимчасові споруди, що влаштовуються на період будівництва, для відведення поверхневих вод.

10.1.2 Відведення поверхневих вод слід передбачати:

- від насипів і напівнасипів – канавами (нагірними, поздовжніми і поперечними водовідвідними, осушувальними) або резервами;
- від укосів виїмок і напіввиїмок – канавами (нагірними і забанкетними);
- від верху земляного полотна автомобільних доріг у виїмках і напіввиїмках - кюветами або лотками.

Поверхневу воду необхідно відводити від земляного полотна у понижені місця рельєфу, в тому числі до водопропускних споруд відповідно до ДБН В.2.3-4 [25]. З нагірного боку земляного полотна має бути передбачений суцільний поздовжній водовідвід від кожного вододілу до водопропускної споруди або до місць, від яких можливе поперечне відведення води від земляного полотна.

Споруди для відведення поверхневих вод допускається не передбачати при проектуванні земляного полотна на ділянках з пісками у районах з посушливим кліматом.

10.1.3 До складу робіт з проектування водовідвідних споруд входять:

- визначення обсягу води, що притікає з водозбірного басейну;
- призначення виду, розмірів і розташування водовідвідної споруди;
- призначення поздовжнього ухилу і швидкості течії води, що запобігають замулюванню або розмиву русла при прийнятому типі зміцнення укосів і дна;
- перевірка розрахунком площі поперечного перерізу для пропуску розрахункової витрати води при заданому ухилі.

На ділянках зі складними інженерно-геологічними умовами згідно з

ДБН А.2.1.1 споруди поверхневого водовідводу проєктують індивідуально.

10.1.4 Геометричні параметри водовідвідних споруд слід призначати на основі гідравлічних розрахунків згідно з додатком Б, але не менше значень, наведених у таблиці 12.

Таблиця 12 — Геометричні параметри водовідвідних споруд

Водовідвідні споруди	Ширина дна після зміцнення, м	Глибина, м	Крутизна укосів у ґрунтах			Поздовжній ухил, ‰	Підвищення брівки над розрахунковим рівнем води, м
			глинистих, піщаних, великоуламкових	пилюватих, глинистих, піщаних	торф'яних		
нагірні і водовідвідні канали	0,6	0,6	1:1,5	1:1,5	-	5 ¹⁾	0,2
забанкетні канали	0,3	0,3	1:1,5	1:2	-	5 ¹⁾	-
канави на болотах:							
I типу	0,8	0,8	-	-	1:1,5	2 ²⁾	-
II типу	2,0	1,0	-	-	1:0	2 ²⁾	-
кювети							
трикутного профілю	-	0,3	1:1	1:1,5	-	5	0,2
трапецієподібного профілю	0,4	0,3	1:1	1:1,5	-	5	0,2

Примітка: 1) мінімальний поздовжній ухил канав за умовами рельєфу допускається зменшувати до 3 ‰ згідно з ДБН В.2.3-4 [25];
2) як виняток допускається зменшувати до 1 ‰.

Розрахункові гідрологічні характеристики визначаються згідно з СНиП 2.01.14-83 [32].

10.1.5 Поздовжній ухил водовідвідних споруд слід призначати за розрахунком залежно від виду ґрунту, типу укріплення укосів і дна каналу з урахуванням допустимої швидкості протікання води за умови запобігання розмиву.

У разі неможливості забезпечення допустимого поздовжнього похилу водовідвідної споруди (величина допустимого поздовжнього похилу менше поздовжнього похилу місцевості або поздовжнього ухилу земляного полотна), при витратах води понад 1 м³/с необхідно передбачати

швидкотоки, перепади, водобійні колодязі, що проєктуються індивідуально.

10.1.6 Поперечний переріз водовідвідних споруд слід перевіряти на пропуск розрахункової витрати води гідравлічними розрахунками. Ймовірність перевищення розрахункової повені при проєктуванні водовідвідних каналів і кюветів приймають згідно з ДБН В.2.3-4 [25].

10.1.7 На вододілі двох суміжних басейнів, на смузі шириною не менше 5 м, влаштування резервів і каналів не допускається, якщо випуск води буде здійснено в різні водопропускні споруди. За необхідності на вододілі слід передбачати влаштування розділової греблі шириною поверху не менше 2 м із закладенням укосів не крутіше 1:2, з піднесенням її верху над розрахунковим рівнем води з урахуванням підпору не менше 0,25 м.

10.1.8 Водовідвідні споруди необхідно розміщувати в смузі відведення автомобільної дороги відповідно до вимог ДБН В.2.3-4 [25]. Відстань від зовнішньої брівки укосу водовідвідної споруди до межі смуги відводу повинна становити не менше 1 м.

10.1.9 У місцях виходу на схили водотоків, ярів і низин водовідвідні споруди необхідно відводити у бік від земляного полотна, передбачати їх зміцнення або розширення зі зменшенням крутизни укосів.

10.2 Водовідвідні канали

10.2.1 Поздовжні водовідвідні канали необхідно проєктувати з двох боків земляного полотна:

- на місцевості з поперечним ухилом менше 20 ‰;
- при висоті насипу менше 1,5 м;
- на ділянках зі змінним поперечним ухилом;
- на болотах.

За інших умов поздовжні водовідвідні канали проєктують з нагірній сторони насипів без резервів.

10.2.2 При перетині місцевих понижень рельєфу глибину каналів

дозволяється зменшувати до 0,2 м за умови влаштування з боку насипу банкету шириною поверху не менше 3 м, з піднесенням його бровки над розрахунковим рівнем води не менше ніж на 0,25 м і поперечним ухилом від насипу від 20 ‰ до 40 ‰.

10.2.3 На ділянках, що належать до 2 та 3 типів місцевості за зволоженням, відстань між внутрішньою бровкою поздовжньої водовідвідної канами і кромкою проїзної частини повинна становити:

- за умови зведення земляного полотна з супісків – не менше 7 м;
- за умови зведення земляного полотна з суглинків і глин - не менше 3 м.

Поверхня берми між насипом і канавою повинна мати поперечний ухил у бік канами від 20 ‰ до 40 ‰.

На ділянках, що належать до 1 типу місцевості за зволоженням, вздовж насипів висотою до 0,8 м допускається проектувати водовідвідні канами трикутного перерізу без влаштування берм.

10.2.4 Поперечні водовідвідні канами слід передбачати, якщо за умовами рельєфу ускладнено відведення води від водопропускних споруд або з місцевих понижень рельєфу біля земляного полотна.

10.2.5 Сполучення водовідвідних канав з водотоками слід проектувати з урахуванням вимог:

- напрямок канами повинний бути спрямований за течією водотоку;
- кут між віссю канами і віссю водотоку не повинний перевищувати 45°;
- мінімальний радіус спряження осі канами з віссю водотоку становить 5 м, а на ділянках підходів до перепадів, швидкотоків і штучних споруд – 10 м.

Поперечний переріз поперечних водовідвідних канав та канав, з яких відводиться вода, слід проектувати однаковим.

10.3 Нагорні канали

10.3.1 Нагорні канали проєктують з нагірного боку виїмок з метою перехоплення води, що надходить з косогору і прилеглого водозбірною басейну, та відведення її до найближчої водопропускної споруди або у бік від земляного полотна.

10.3.2 Мінімальну відстань між бровкою нагірної каналу і бровкою виїмки, підшоною кавальєру або підшоною насипу необхідно призначати:

- бровка виїмки за відсутності банкету і кавальєру – 5 м;
- підшоа насипу – 2,0 м;
- підшоа кавальєру – від 1,0 м до 5 м залежно від об'ємів снігових відкладень.

Відстань між бровкою нагірної каналу і підшоною кавальєру необхідно приймати за умовами не занесення снігом.

10.3.3 Тип зміцнення нагірних каналів слід призначати:

- за гідрравлічним розрахунком, якій слід виконувати по окремих ділянках, враховуючи поступове збільшення витрат води по довжині каналу;
- залежно від поздовжнього ухилу, відповідно до таблиці 13.

Таблиця 13 — Тип зміцнення нагірної каналу

Тип зміцнення	Поздовжній ухил у ґрунтах, ‰	
	піщані	суглинисті
без зміцнення	до 10	до 20
одернування	від 10 до 30	від 20 до 30
мостіння	від 30 до 50	від 30 до 50
перепади, лотки	понад 50	понад 50

10.3.4 На ділянках з поздовжнім похилом понад 50 ‰ слід проєктувати ступінчастий поздовжній профіль каналу з влаштуванням перепадів. Зміцнення перепадів влаштовують збірними залізобетонними елементами, бетоном, кам'яною кладкою; зміцнення прилеглих до перепаду ділянок дна каналу – мостінням. На ділянках між перепадами дну

канави надають похил, який не потребує зміцнення або відповідає прийнятому типу зміцнення. Вибір типу зміцнення залежить від швидкості протікання води, призначення канави та наявності місцевих матеріалів. Вибір типу зміцнення залежить від швидкості протікання води, призначення канави та наявності місцевих матеріалів.

10.3.4.1 Одернування слід застосовувати для зміцнення укосів. Одернування дна слід передбачати при ширині канави понад 1 м (рисунок 11, а). При ширині дна канави менше 1 м зміцнення слід виконувати щебенем, гравієм, доменним шлаком з трамбуванням.

Товщину шару дерну приймають від 6 см до 8 см. Товщину шару щебеню приймають від 8 см до 10 см, товщина дерну від 6 см до 8 см. Для мостіння (рисунок 10.1, б) слід застосовувати камінь висотою від 12 см до 14 см, від 14 см до 16 см і від 16 см до 18 см.

10.3.4.2 Для зміцнення допускається застосовувати глинобетон, ґрунт, оброблений органічним в'язучим, товщий бетон, облицювання бетонними плитами, асфальтобетон.

Товщина глинобетону має становити:

- у районах з помірним кліматом – 25 см;
- у південних районах – 15 см.

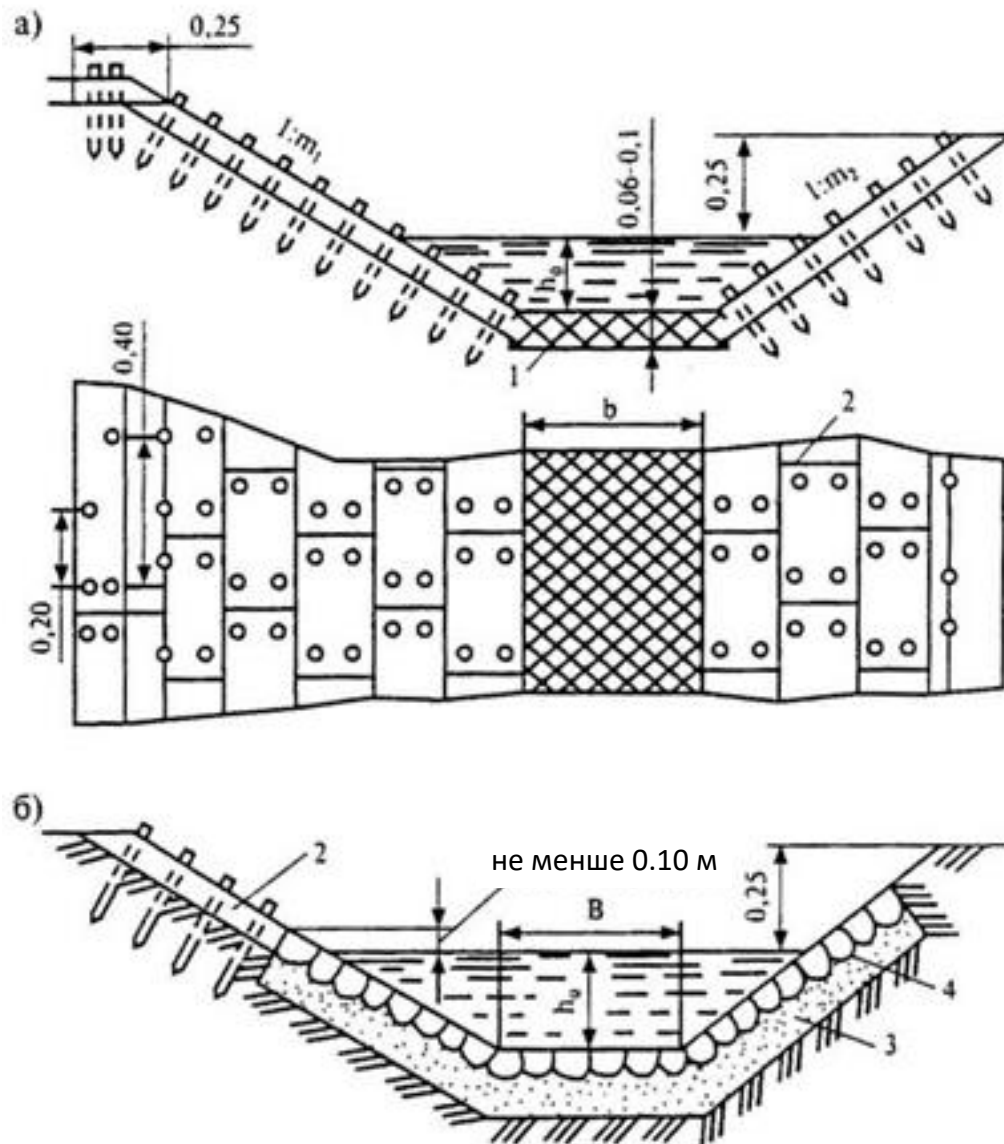
Зміцнення ґрунтів методом обробки органічними в'язучими (парафіністої нафтою, мазутом, нафтовими залишками, рідким бітумом, дьогтем і т.д.) доцільно застосовувати у піщаних і супіщаних ґрунтах. Товщину обробленого шару ґрунту слід призначати від 5 см до 10 см.

При великих швидкостях течії можуть бути застосовані: заливка пісним бетоном, облицювання бетонними плитами.

10.3.4.3 Допустиму швидкість течії води слід приймати залежно від типу зміцнення:

- глинобетон – як для щільної твердої глини;
- ґрунт, оброблений органічним в'язучим, товщиною від 5 см до 1 м/с;

— ґрунт, оброблений органічним в'яжучим, товщиною від 10 см до 5 м/с.



1 — щебінь; 2 — дерен; 3 — підготовка під мостіння; 4 — камінь

Рисунок 11 — Зміцнення канав: а) дерном (дно – щебенем); б) мостінням

10.4 Кювети і лотки

10.4.1 Кювети необхідно проектувати з двох боків земляного полотна у насипах з робочою позначкою до 3 м та у виїмках. Дозволяється проектувати виїмки без кюветів:

— у дренуючих ґрунтах, а також у пісках дрібних, у районах з

посушливим кліматом, де можливо повне усмоктування і випаровування атмосферних опадів;

— у скельних породах при проектуванні виїмок з траншеями.

10.4.2 Кювети слід проектувати трапецієподібного перерізу з розмірами не менше величин, наведених у таблиці 12. Кювети виїмок допускається проектувати трикутної форми.

За відсутності банкетів і забанкетних канав, а також для кюветів трикутної форми необхідно перевіряти пропускну здатність мінімального поперечного перерізу кюветів за гідравлічним розрахунком на пропуск розрахункової витрати води. Збільшення поперечного перерізу кюветів слід передбачати за рахунок їх поглиблення при збереженні мінімальної ширини по дну.

У водопроникних ґрунтах і незадовільних умовах поверхневого стоку слід проектувати кювети трапецієподібного перетину з шириною по дну від 0,4 м до 0,5 м і глибиною до 0,7 – 0,8 м.

10.4.3 У виїмці укоси кюветів необхідно проектувати крутизною, що дорівнює крутизні укосу виїмки, а укоси кюветів з боку земляного полотна не крутіше значень, наведених у таблиці 12. У насипу внутрішній укіс кювету необхідно проектувати крутизною, що дорівнює крутизні укосу насипу, зовнішній укіс кювету допускається проектувати крутизною від 1:3 до 1:4.

10.4.4 Поздовжній ухил кюветів слід приймати рівним ухилу земляного полотна. В межах виїмок з поздовжнім ухилом верху земляного полотна менше 3 ‰ кювети необхідно проектувати з поздовжнім ухилом, що дорівнює 3 ‰. У точках водорозділу глибину кюветів дозволяється зменшувати до 0,2 м.

10.4.5 Лотки мають бути застосовані:

— якщо збільшення поперечного перерізу кюветів призводить до значного збільшення обсягу земляних робіт з влаштування виїмки;

— у слабких і водонасичених ґрунтах, де стійкість укосів кюветів не

може бути забезпечена;

- у скельних ґрунтах з метою зниження обсягу земляних робіт при розташуванні траси в межах крутого косогору;

- в обмежених умовах, якщо неможливо влаштування поглиблених кюветів або кюветів допустимого поперечного перерізу за гідравлічним розрахунком на пропуск розрахункової витрати води;

- у насипах заввишки понад 3 м автомобільних доріг I – III категорій на затяжному поздовжньому ухилі понад 30 ‰ згідно з ДБН В.2.3-4 [25] та на увігнутих кривих у поздовжньому профілі.

Глибину лотків слід призначати за результатами гідравлічних розрахунків.

10.4.6 Кювети і лотки на виході з виїмок слід відводити від земляного полотна у яр, резерв або водовідвідну каналу з влаштуванням плавного заокруглення.

При проектуванні кюветів і лотків слід передбачати відведення води у пониженні місця рельєфу не рідше ніж через 500 м.

Для виведення води з кювета, розташованого з нагірного боку земляного полотна на схилі, слід передбачати влаштування водопропускних труб згідно з ДБН В.2.3-14 [27], ДБН В.2.3-22 [28].

На ділянках переходу з виїмки у насип необхідно передбачити відведення води з кюветів:

- з нагірного боку земляного полотна у резерв або гірську каналу у виїмки;

- з низового боку земляного полотна у бік від земляного полотна з належним зміцненням.

10.4.7 Застосування кюветів і лотків для пропуску води з нагірних і забанкетних каналів, а також з водовідвідних каналів допускається у виняткових випадках за відповідного обґрунтування. Проект має передбачати:

- обґрунтування поперечного перетину кюветів, достатнього для

пропуску сумарної розрахункової витрати води з ймовірністю перевищення 0,3 %;

— влаштування берм шириною не менше 2,0 м між кюветом і земляним полотном;

— зміцнення дна і укосів кюветів відповідно до розрахункових глибини і швидкості течії води.

10.5 Поглинаючі колодязі та випарні басейни

10.5.1 Поглинаючі колодязі або випарні басейни слід влаштовувати з урахуванням вимог ДБН В.2.3-4 [25] у рівнинній місцевості, де відсутня можливість відведення води з замкнутих понижень рельєфу, що перетинаються дорогою.

10.5.2 Поглинаючі колодязі слід проєктувати на ділянках, де на незначній глибині від поверхні землі залягають дренавальні ґрунти некарстових порід, потужність шару яких достатня для поглинання розрахункової кількості поверхневої води.

10.5.3 Випарні басейни слід влаштовувати з урахуванням вимог ДБН В.2.3-4 [25]. Дозволяється проєктувати випарні басейни, що розташовані з двох боків земляного полотна на відстані понад 10 м від підосви укосу насипу до урізу води в басейні.

Об'єм випарного басейну слід призначати до 300 м³, а глибину – не більше 1 м.

Розрахунок випарних басейнів слід проводити підбором місткості басейну, за якої кількість вологи, що стікає з земляного полотна під час дощу, встигає випаруватися за період між дощами.

10.6 Прикрайкові, дощеприймальні, водоскидні лотки, швидкотоки, перепади з водобійними колодязями

10.6.1 Прикрайкові, дощеприймальні і поперечні водоскидні лотки з водобійними пристроями на виході з них слід застосовувати для

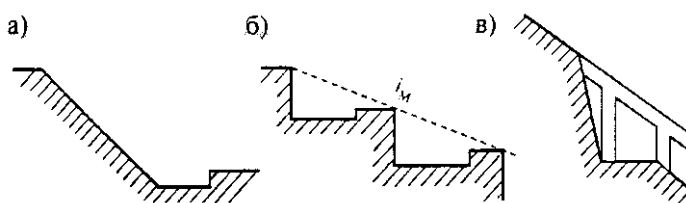
відведення води з поверхні проїзної частини і розділової смуги на автомобільних дорогах I-III категорій.

10.6.2 Прикрайкові лотки слід проектувати вздовж кромки проїзної частини або зупинної смуги з типових збірних залізобетонних блоків, що мають у поперечному перерізі ширину 75 (50) см і глибину 7 – 9 см, а в окремих випадках і з монолітного бетону.

10.6.3 З прикрайкових лотків воду слід відводити у водоскидні лотки дощеприймальними лотками, що складаються з типових елементів. На ділянках спусків рекомендується застосовувати дощеприймальні лотки несиметричного обрису, а у понижених місцях рельєфу – симетричного обрису в плані.

10.6.4 З дощоприймальних лотків воду слід відводити водоскидними лотками, що складаються з типових залізобетонних елементів. Для запобігання розмиву підшви насипу у кінці водоскидних лотків необхідно влаштовувати укріплені бетонними плитами площадки шириною 2 м, за якими розташована бетонна стінка як гаситель енергії водного потоку.

10.6.5 Швидкотоки (рисунок 12, а) необхідно застосовувати для відведення води на ухилах, що перевищують допустимі за умовою розмивної здатності потоку води. На ділянках спряження швидкотоку з іншими спорудами необхідно проектувати засоби гасіння енергії. Ширина дна лотка швидкотоку може дорівнювати або бути меншою за ширину дна підвідного русла.



а — швидкоток; б — перепади з водобійними колодязями;
в — консольний водоскид

Рисунок 12 — Споруди для відведення води на косогорі

Перепадом називають сооружение, сопрягающее два участка водовода, расположенных на разных уровнях. Он может быть одноступенчатым или многоступенчатым. В практике дорожного строительства, как правило, применяют перепады только колодезного типа.

Перепади з водобійними колодзями (рисунок 12, б) слід застосовувати за значних ухилів.

Консольні водоскиди (рисунок 12, в) слід застосовувати для пропуску води над дорогою

11 ОЦІНЮВАННЯ ТА ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

11.1 Розрахунок стійкості та осадки основи земляного полотна на болотах

11.1.1 На стадії розробки технічного проекту величину осадки основи необхідно визначати за формулою:

$$S = \frac{H}{\frac{E_{\text{ср}}}{\gamma_{\text{н}} \cdot H_{\text{в}}} - 0,5}, \quad (2)$$

де H — висота насипу за поздовжнім профілем;

$\gamma_{\text{н}}$ — об'ємна вага ґрунту насипу;

$H_{\text{в}}$ — сумарна потужність стиснутих шарів болотних відкладень;

$E_{\text{ср}}$ — середній модуль деформації стиснутих шарів.

Уточнений розрахунок осадки на стадії розробки робочих креслень необхідно виконувати за результатами компресійних випробувань болотних відкладень.

11.1.2 Осадка основи на болотах II типу визначається за формулою:

$$S = S_{\text{ст}} + S_{\text{вид}}, \quad (3)$$

де $S_{\text{ст}}$ — осадка за рахунок стиснення міцніших шарів, що визначається за формулою 2, см;

$S_{\text{вид}}$ — осадка за рахунок видавлювання відкладень, що не володіють несучою здатністю, дорівнює сумарній потужності цих відкладень, см.

11.1.3 Ступінь стійкості основи і необхідність обмеження режиму відсіпання насипу встановлюються за даними розрахунків.

При швидкому режимі відсіпання насипу ступінь стійкості основи визначається за величиною коефіцієнта безпеки, що визначається за формулою:

$$K_{\text{с}}^{\text{н}} = \frac{P_{\text{с}}}{P_{\text{р}}}, \quad (4)$$

де $P_{\text{с}}$ — безпечне навантаження;

$P_{\text{р}}$ — розрахункове навантаження.

$$P_{\text{р}} = \gamma_{\text{н}} \cdot (H + S), \quad (5)$$

де $\gamma_{\text{н}}$ — середньозважена щільність ґрунту насипу;

H — розрахункова висота насипу;

S — розрахункова кінцева осадка основи.

$$P_{\text{с}} = A_{\text{о}} \cdot C_{\text{у}}, \quad (6)$$

де $A_{\text{о}}$ — параметр, що залежить від обрису насипу і відносної глибини

розташування розрахункового шару, значення якого слід приймати за таблицею 14;

C_y — розрахункова величина опору зсуву ґрунту основи, що визначається в польових умовах за допомогою крильчатки, кгс/см².

Таблиця 14 — Значення параметру A_o

Відносна глибина розташування шару з мінімальним опором зсуву (в частках від півширини насипу по підшві), до	Значення параметру A_o
0,1	5,25
0,2	3,84
0,3	3,51
0,4	3,34
0,6	3,23

11.1.4 Стійкість основи забезпечена незалежно від швидкості спорудження насипу за умови $K_6^H \geq 1$.

Якщо $K_6^H \geq 1$ менше одиниці, необхідно забезпечити інший режим відсипання насипу, що встановлюється розрахунком.

11.2 Розрахунок стійкості земляного полотна на крутосхилах

11.2.1 Стійкість ґрунтового масиву насипу (напівнасипу) визначається умовою граничної рівноваги однієї одиниці її довжини, рисунок 13.

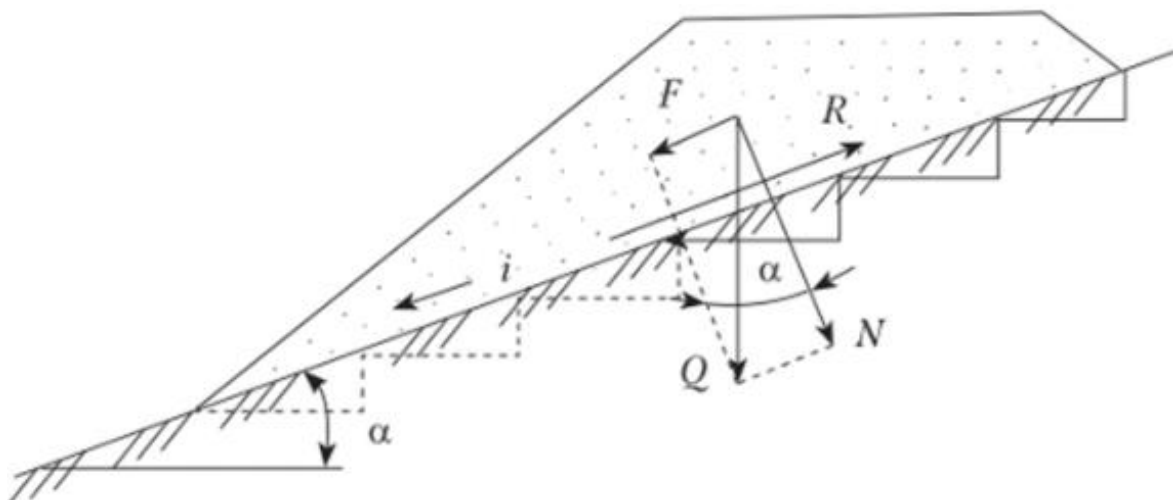


Рисунок 13 — Сили, що діють на насипи на крутосхилі

Коефіцієнт стійкості насипу проти зсуву:

$$K_{\text{ст}} = \frac{R}{F} = \frac{Q \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha + c \cdot L}{Q \cdot \sin \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{c \cdot L}{Q \cdot \sin \alpha}, \quad (7)$$

де R — утримуюче зусилля, кН;

F — зсувне зусилля, кН;

Q — вага земляного полотна, віднесена до одиниці довжини насипу, кН;

α — кут нахилу косогору, град;

c — зчеплення, МПа;

L — ширина основи насипу, м;

φ — кут внутрішнього тертя ґрунту, град.

Для піщаних ґрунтів:

$$K_{\text{ст}} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{f}{i}, \quad (8)$$

де f — коефіцієнт тертя ґрунту по ґрунту;

i — поперечний ухил косогору.

Стійкість насипів забезпечуватиметься, якщо кут нахилу крутосхилу буде меншим за кут природного укосу ґрунту насипу.

11.2.2 Розрахунок виконується за трьома схемами:

- зсув по підшві фундаменту (плоский зсув);
- перекидання навколо зовнішнього ребра підшви стінки;
- зсув по поверхні, що проходить на деякій глибині в основі.

11.2.2.1 Стійкість проти зсуву по підшві фундаменту забезпечується за умови:

$$T \leq m_c \cdot T_{\text{гр}}, \quad (9)$$

де T — розрахункова сила зсуву, що дорівнює алгебраїчній сумі проєкцій всіх розрахункових сил на площину ковзання (підшву фундаменту);

$T_{\text{гр}}$ — гранична сила опору зсуву по цій площині;

m_c — коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0,8.

Схему сил, що діють на підпірну стінку (без урахування заглиблення) наведено на рисунку 14.

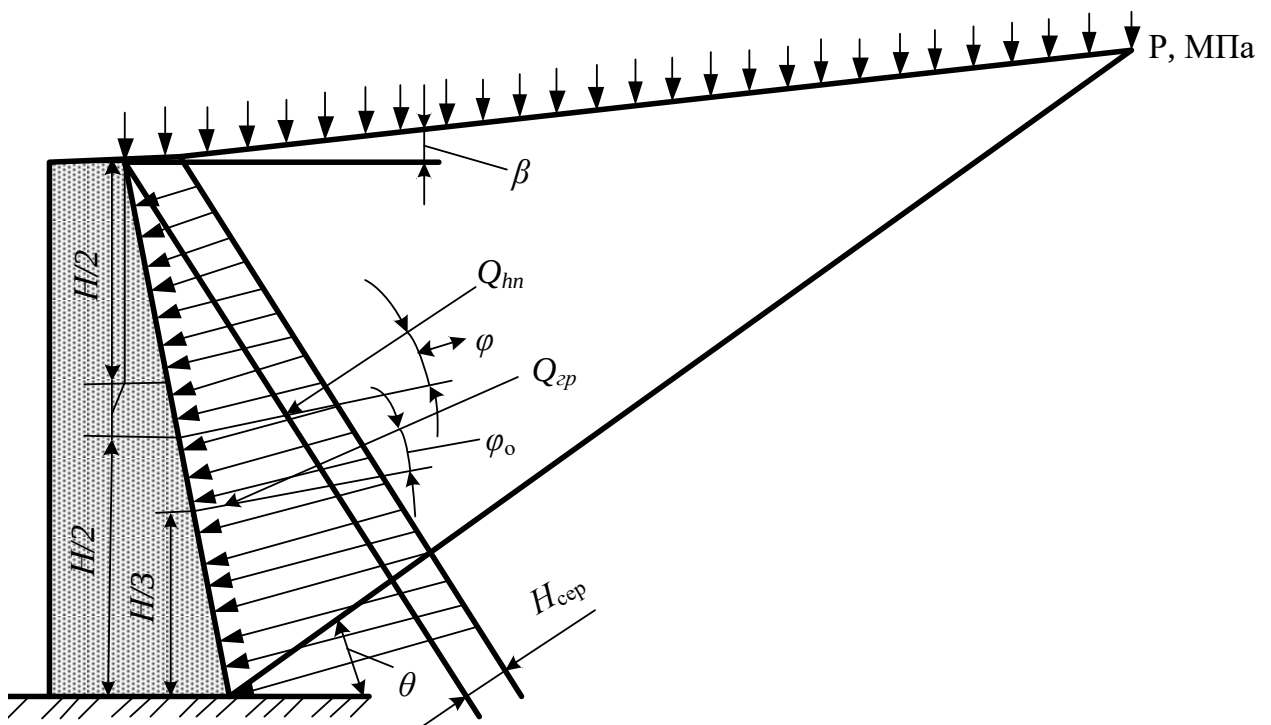


Рисунок 14 — Схема сил, що діють на підпірну стінку (без урахування заглиблення)

Послідовність розрахунку:

— визначають коефіцієнт активного тиску ґрунту на підпірну стінку:

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \varphi_0) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \varphi_0)}, \quad (10)$$

де φ — кут внутрішнього тертя ґрунту засипки;

α — кут, утворений задньою гранню стінки з вертикаллю;

φ_0 — кут тертя ґрунту об стінку (при досить шорсткуватих гранях підпірної стінки $\varphi_0 = \varphi$, при відносно гладких $\frac{1}{2}\varphi \leq \varphi_0 \leq \frac{3}{4}\varphi$; при засипках з водонасичених пісків та при динамічних впливах $0 \leq \varphi_0 \leq \frac{1}{2}\varphi$;

β — кут нахилу поверхні ґрунтового масиву, утримуючого стінкою, до горизонту (вважається позитивним, якщо схил від стінки спрямований вгору);

— визначають активний тиск ґрунту на одиницю довжини стінки:

$$Q_{\text{гр}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda, \quad (11)$$

де γ — питома вага ґрунту;

— визначають горизонтальну та вертикальну складові активного тиску:

$$Q_x^H = Q_{\text{гр}} \cos(\alpha + \varphi_0); \quad Q_z^H = Q_{\text{гр}} \sin(\alpha + \varphi_0); \quad (12)$$

— визначають розрахункове зсувне зусилля:

$$Q_x^{(H)} = n_Q, \quad (13)$$

де n_Q — коефіцієнт перевантаження, що приймається за таблицею 15;

Таблиця 15 — Коефіцієнти перевантаження

Навантаження	Коефіцієнти	Значення коефіцієнтів
постійні		
власна вага підпірної стінки	n'_Q	1,1 або 0,9
тиск ґрунту і тиск, що передається на ґрунт від постійних навантажень, які перебувають на його поверхні	n_Q	1,2 або 0,9
тимчасові		
тиск, що передається через ґрунт від автомобілів	n'_Q	1,4
те ж від гусеничних машин	n'_Q	1,1
Примітка. Великі значення приймаються в разі, якщо кут між рівнодіючої зусилля відданої навантаження і нормаллю до підшви стіни буде більше кута тертя підшви стінки по ґрунту (або більше φ)		

— визначають розрахункове зусилля опору зсуву:

$$T_{\text{пр}} = f \left[n_G G + n_Q Q_x^{(H)} \right], \quad (14)$$

де f — коефіцієнт тертя підшви стінки по основі (приймається рівним $\text{tg}(\varphi)$);

G — вага стінки;

n_G — коефіцієнт перевантаження для сили від власної ваги стінки;

— перевіряють виконання умови (9). При розрахунку низових підпірних стінок враховують вплив рухомого навантаження, вводячи відповідно в вираз для T доданок $Q_x^{(H, \delta)} n'_Q$, а в вираз для $T_{\text{пр}}$ — додатковий доданок (у другій співмножник) $Q_z^{(H, \delta)} n'_Q$. Значення $Q_x^{(H, \delta)}$ і $Q_z^{(H, \delta)}$ визначають за формулами:

$$Q_x^{(н.б)} = \frac{\lambda P (\cos \alpha + \varphi)}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}; \quad (15)$$

$$Q_z^{(н.б)} = \frac{\lambda P (\cos \alpha + \varphi)}{1 + \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}. \quad (16)$$

де P — еквівалентне навантаження (рівномірно розподілене по ширині дороги) від транспортних засобів.

Нормативний коефіцієнт перевантаження n_Q' призначають за даними таблиці 15.

11.2.2.2 Стійкість проти перекидання навколо зовнішнього ребра підшви стінки оцінюють по виконанню умови:

$$M \leq m_0 \cdot M_{np}, \quad (17)$$

де M — розрахунковий момент перекидання, що дорівнює сумі моментів сил перекидання відносно центру підшви фундаменту;

m_0 — коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0,8 при скельній основі і 0,7 для інших випадків;

M_{np} — розрахунковий утримуючий момент.

При визначенні M враховують, що сила активного тиску ґрунту засипки на стінку (Q_{zp}) прикладена до задньої грані на висоті, рівній 1/3 висоти стінки, рахуючи від підшви, а зусилля від тимчасового навантаження – на висоті, рівній 1/2 висоти стінки.

11.2.2.3 Стійкість до зсуву по поверхні, що проходить на деякій глибині в основі, оцінюють за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання відповідно до п. 11.4:

$$K_y = \frac{\sum M_{\text{утр}}}{\sum M_{\text{зс}}}, \quad (18)$$

де $M_{\text{зс}}$ — сума моментів усіх зсувних сил навколо центру поверхні ковзання;

$M_{\text{утр}}$ — сума моментів всіх утримуючих сил.

Розрахунок виконують методом підбору, в результаті якого визначається поверхня ковзання, для якої K_y має мінімальне значення.

Стійкість вважається забезпеченою, якщо $K_y \geq 1,2$ для піщаних ґрунтів і $K_y \geq 1,3$ для глинистих ґрунтів.

11.3 Оцінка стійкості і прогноз осідання насипу на слабкій основі

11.3.1 Оцінка стійкості основи земляного полотна визначає можливість бокового випирання слабого ґрунту основи під впливом навантаження від ваги насипу.

11.3.2 За стійкістю основи земляного полотна поділяються на типи:

— I тип — основи, що не потребують спеціальних заходів з забезпечення стійкості;

— II тип — основи, для забезпечення стійкості яких достатньо обмежити режим відсипання насипу;

— III тип — основи, що потребують застосування спеціальних заходів для забезпечення стійкості.

11.3.3 Умова достатньої стійкості земляного полотна визначається залежністю:

$$K_{\text{без}} = \frac{P_{\text{без}}}{P_{\text{розр}}} \geq 1, \quad (19)$$

де $K_{\text{без}}$ — коефіцієнт безпеки;

$P_{\text{без}}$ — безпечне навантаження, що відповідає граничній величині зовнішнього навантаження на основу, яке призводить до виникнення граничного стану за зсувом у найбільш небезпечній точці основи, МПа;

$P_{\text{розрах}}$ — розрахункова величина зовнішнього навантаження, МПа.

Безпечне навантаження ($P_{\text{без}}$) визначається для двох умов:

— швидка (умовно миттєва) відсипка насипу, при якій не відбуваються процесу консолідації ґрунту і підвищення його міцності ($P_{\text{поч}}^{\text{поч}}$);

— повільна відсипка ґрунту, при якій передача навантаження здійснюється по мірі збільшення міцності ґрунту в результаті процесу консолідації під попереднім навантаженням ($P_{\text{без}}^{\text{кін}}$).

Безпечне навантаження за умови швидкого відсипання насипу визначається за формулою:

$$P_{\text{без}}^{\text{поч}} = \left[\frac{(C_{\text{поч}} + \gamma_{\text{ср}} \cdot Z \cdot \text{tg} \varphi_{\text{поч}})}{\beta} \right]_{\min}, \quad (20)$$

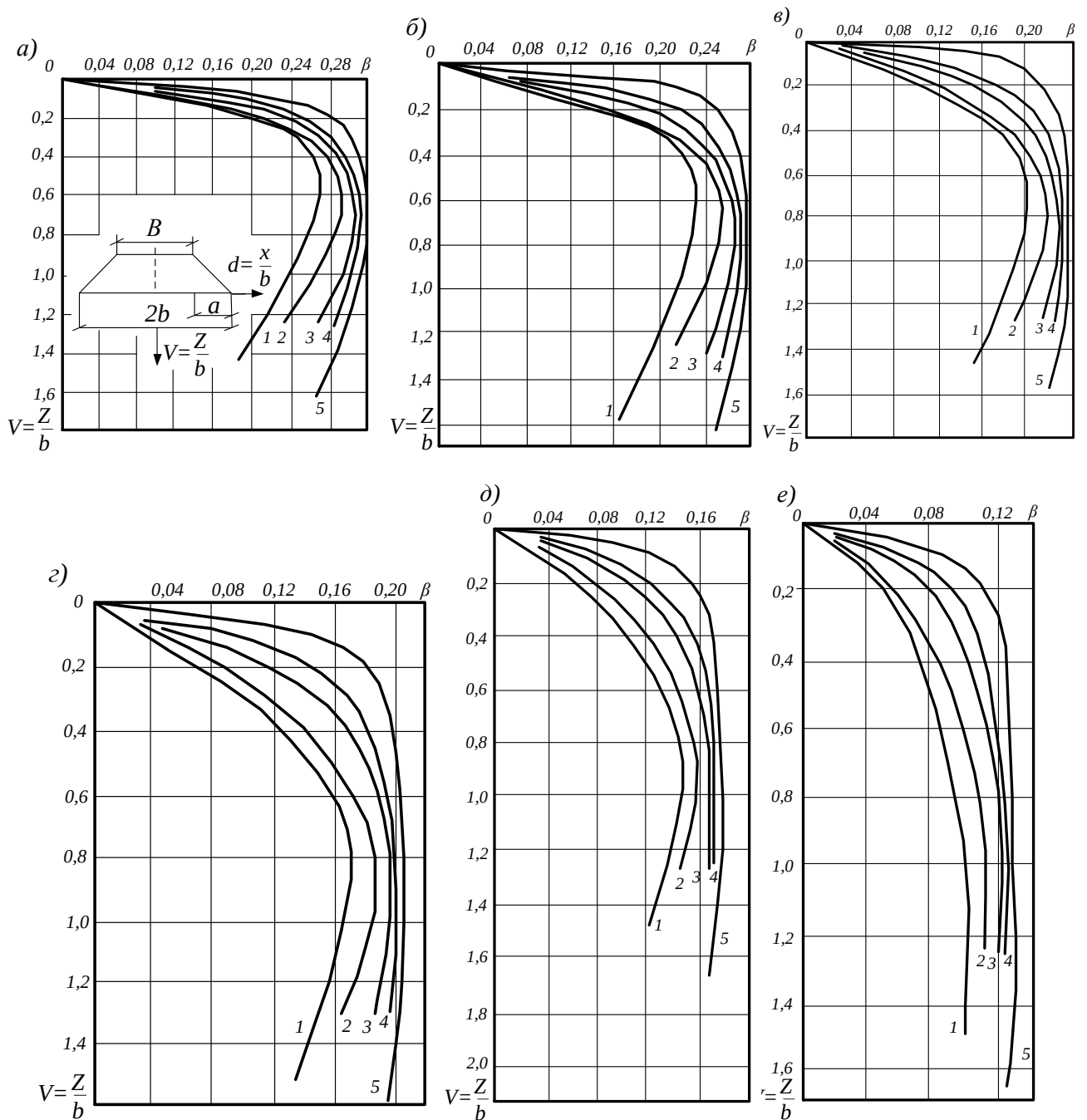
де $C_{\text{поч}}$ та $\varphi_{\text{поч}}$ — зчеплення (МПа) та кут внутрішнього тертя (град.) ґрунту слабкої товщі за природної щільності та вологості;

$\gamma_{\text{ср}}$ — середньозважена питома вага ґрунту слабкої товщі, розташованої вище горизонту Z , кН/м³;

Z — глибина розглянутого горизонту від поверхні землі, м;

β — коефіцієнт, що визначається в залежності від $\varphi_{\text{поч}}$ за рисунком 15;

$\min$ — позначає, що необхідно віднайти таку глибину Z , для якої значення в скобках матиме мінімальне значення.



а) — $\varphi=0^\circ$; б) — $\varphi=5^\circ$; в) — $\varphi=10^\circ$; г) — $\varphi=15^\circ$; д) — $\varphi=20^\circ$; е) — $\varphi=30^\circ$;
 1 — при $2a/B=10$; 2 — при $2a/B=3,0$; 3 — при $2a/B=1,0$; 4 — при $2a/B=0,6$;
 5 — при $2a/B=0,2$

Рисунок 15 — Значення коефіцієнту β

У випадку, якщо виконуються умова:

$$K_{\text{без}}^{\text{поч}} = \frac{P_{\text{без}}^{\text{поч}}}{P_{\text{розр}}} \geq 1, \quad (21)$$

то основа відноситься до I типу за стійкістю і додаткових перевірок стійкості не проводять.

У випадку, якщо $K_{\text{без}}^{\text{поч}} < 1$, для віднесення до II або III типу визначають безпечне навантаження при повільному відсипанні насипу за формулою:

$$P_{\text{без}}^{\text{кін}} = \left[\frac{(C' + \gamma_{\text{ср}} \cdot Z \cdot \text{tg} \varphi')}{\beta'} \right]_{\text{min}}, \quad (22)$$

де C' та φ' — умовні зчеплення (МПа) і кут внутрішнього тертя (град.) ґрунту, що отримані при консолідовано-дренувальних випробуваннях на зсув;

β' — коефіцієнт, що визначається в залежності від φ' за рисунком 15.

Визначають коефіцієнт безпеки при повільному відсипанні насипу:

$$K_{\text{без}}^{\text{кін}} = \frac{P_{\text{без}}^{\text{кін}}}{P_{\text{розр}}}. \quad (23)$$

У випадку, якщо $K_{\text{без}}^{\text{кін}} < 1$, основа відноситься до III типу. При одночасному виконанні умов $K_{\text{без}}^{\text{поч}} < 1$ та $K_{\text{без}}^{\text{кін}} > 1$ основа відноситься до II типу.

Для основ II та III типів необхідно проводити додаткову оцінку стійкості земляного полотна по схемі круглоциліндричної поверхні ковзання, що наведено в п. 11.4.

В залежності від отриманого коефіцієнту безпеки визначається тип основи за ступенем стійкості і необхідність додаткових заходів для забезпечення стійкості основи, згідно з таблицею 16.

Таблиця 16 — Тип основи за коефіцієнтом безпеки

Тип основи	Визначальний показник	Характеристика ступеню стійкості	Найбільш ймовірна деформація ґрунту у найбільш слабкому шарі	Можливість застосування слабкої товщі як основи насипу
I	$K_{\text{без}}^{\text{поч}} \geq 1$	стійкість забезпечена при будь-якій швидкості відсипки насипу	стиск	можна застосовувати в якості основи
II	$K_{\text{без}}^{\text{поч}} < 1$ $K_{\text{без}}^{\text{кін}} > 1$	стійкість при швидкому відсипанні не забезпечена, але забезпечена при повільному відсипанні	при швидкому відсипанні – зсув, при повільному відсипанні – стиск	можна застосовувати за умови повільного відсипання
III	$K_{\text{без}}^{\text{кін}} < 1$	стійкість не забезпечена при будь-якому режимі відсипання	зсув (видавлювання)	заборонено без додаткових конструктивних заходів. Необхідно видаляти слабкий шар або замінювати конструкцію насипу

Розрахункова величина зовнішнього навантаження від насипу трапецеїдальної форми для умови швидкої відсипки визначається за формулою:

$$P_{\text{розр}} = \gamma_{\text{н}} \cdot (h_{\text{розр}} + S_{\text{кін}}), \quad (24)$$

де $\gamma_{\text{н}}$ — середньозважена щільність ґрунту насипу, т/м³;

$h_{\text{розр}}$ — розрахункова висота насипу, м;

$S_{\text{кін}}$ — розрахункова кінцева осадка основи, м.

Для умови повільної відсипки:

$$P_{\text{розр}} = \gamma_{\text{н}} \cdot (h_{\text{розр}} + z_{\text{гз}}) + \gamma_{\text{н}}^{\text{нр}} \cdot (S_{\text{кін}} - z_{\text{гз}}), \quad (25)$$

де $\gamma_{\text{н}}^{\text{нр}}$ — питома вага ґрунту насипу нижче розрахункового рівня ґрунтових вод, т/м³;

$z_{гз}$ — глибина залягання розрахункового (найбільш низького) рівня ґрунтових вод від поверхні землі, м.

11.3.4 Прогноз осадки насипу на слабкій основі.

Прогноз кінцевої осадки насипу:

$$S_{кін} = 0,001 \sum_{i=1}^n e_{pzi} H_i, \quad (26)$$

де e_{pzi} — модуль осадки шару, який встановлюється за компресійною кривою при навантаженні, що відповідає вертикальному нормальному напруженню на рівні середини i -го шару;

H_i — товщина i -го шару.

Для визначення e_{pzi} необхідно:

— встановити розрахункові вертикальні напруження на даному горизонті від розрахункового навантаження:

$$p_z = \alpha \cdot p_{роз}, \quad (27)$$

де α — безрозмірний коефіцієнт, що залежить від відносної глибини розташування горизонту і визначається за рисунком 16;

— визначити напруження від власної ваги слабкої товщі:

$$p_{с.в.} = \gamma_{сп} \cdot z, \quad (28)$$

де $\gamma_{сп}$ — середньозважена питома вага шарів, розташованих вище горизонту (з урахуванням в зоні між рівнем ґрунтових вод і водоупором ефекту зважування);

— визначити за компресійною кривою модулі осадки при p_z і $p_{с.в.}$ та їх

різницю прийняти за розрахункове значення e_{pz} .

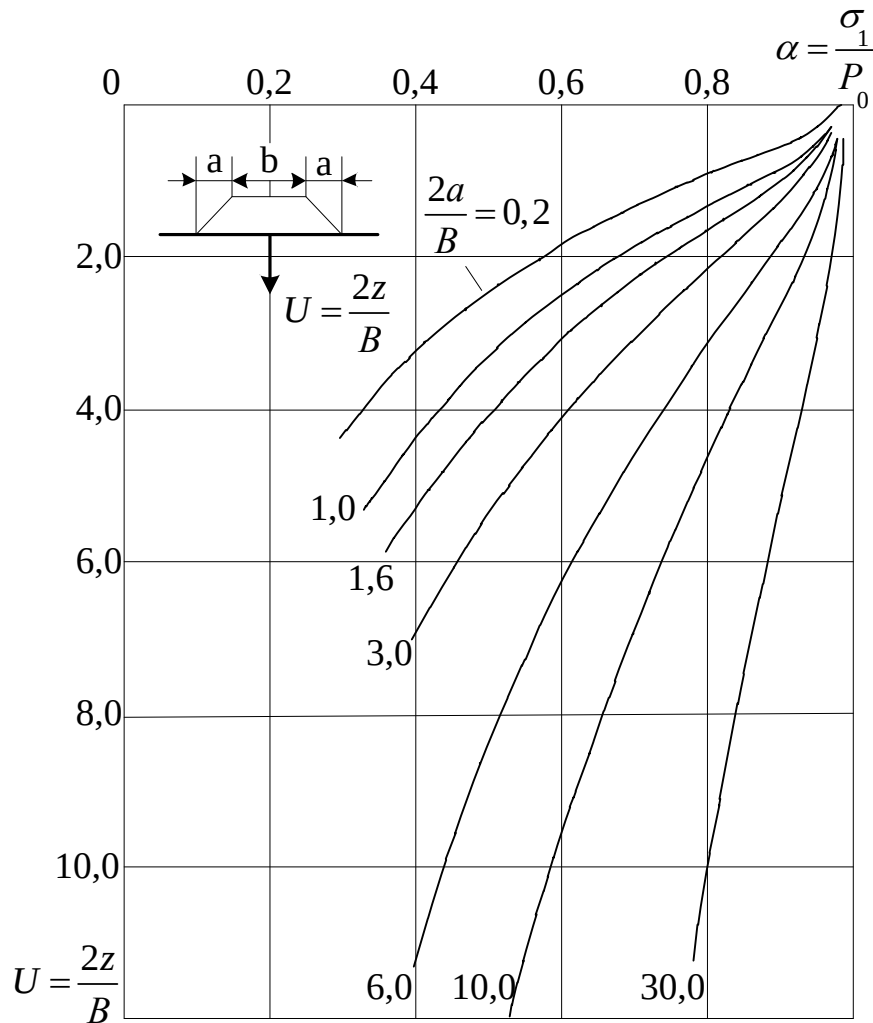


Рисунок 16 — Графіки для визначення коефіцієнта α в залежності від розрахункової глибини горизонту $U = \frac{2z}{B}$ при різних обрисах насипу $\left(\frac{2a}{B}\right)$

Якщо осадка насипу перевищує 10 % його висоти, необхідно враховувати в розрахунку навантаження від просівшої частини насипу. Розрахунок виконується графічним методом. Для цього вищеописаним способом визначають осадки для трьох-чотирьох навантажень p_0 і будують графік осадки залежно від p_0 . На той же графік наносять лінійну залежність навантаження на поверхні від осадки, яка визначається за

формулами (24) – (25). Точка перетину цих двох функцій визначить шукану осадку і розрахункове значення навантаження.

При насипах висотою до 5 м і потужності слабкої товщі не більше подвійної ширини внизу насипу для прогнозу осадки можна використовувати формулу:

$$S = \frac{h_{\text{роз}} + \left(1 - \frac{\gamma_{\text{н}}^{(\text{вз})}}{\gamma_{\text{н}}}\right) \cdot z_{\text{г.в.}}}{\frac{E_{\text{шт}}}{\left(\gamma_{\text{н}} H_{\text{роз}}\right)} - \frac{\gamma_{\text{н}}^{(\text{вз})}}{\gamma_{\text{н}}}}, \quad (29)$$

де $E_{\text{шт}}$ — штамповий модуль деформації ґрунту слабкої товщі;

$H_{\text{роз}}$ — розрахункова потужність слабкої товщі.

Прогноз ходу осадки у часі виконують окремо для двох ділянок кривої осадки: ділянки первинної консолідації та ділянки вторинної консолідації. При потужності стиснутої товщини меншій або рівній ширині насипу по середній лінії, для прогнозу можна використовувати одновимірну схему. На ділянці первинної консолідації час досягнення стискаючим шаром H відносного осадки $\lambda = \frac{S}{H}$ становить:

$$T_{\lambda p} = b_{\lambda p} \cdot H_{\phi}^2, \quad (30)$$

де $b_{\lambda p}$ — параметр консолідації, значення якого залежить від навантаження (p) та відносної деформації (λ), що встановлюється дослідженням на одновимірну консолідацію при навантаженні (p);

H_{ϕ} — розрахунковий шлях фільтрації води, яка віджимається з шару в

результаті консолідації, що дорівнює потужності стиснутої товщини (H) при односторонньому дренажуванні або половині цієї потужності ($H/2$) при двосторонньому дренажуванні.

При наближених прогнозах осадки на стадії первинної консолідації параметр консолідації дорівнює:

$$b_{\lambda p} = \frac{K_u}{C_k}, \quad (31)$$

де C_k — коефіцієнт консолідації, який визначається безпосередньо шляхом консолідаційних випробувань;

K_u — коефіцієнт, що залежить від ступеню консолідації $U = \lambda_i / \lambda_1$, таблиця 17;

λ_i — відносна деформація на будь-який заданий момент часу первинної консолідації;

λ_1 — кінцева відносна деформація, що відповідає моменту завершення первинної осадки).

Таблиця 17 — Значення коефіцієнта K_u

$U, \%$	20	30	40	50	60	70	80	85	90	95
K_u	0,03	0,07	0,12	0,20	0,29	0,40	0,57	0,69	0,85	1,13

При приблизних розрахунках без урахування вторинної консолідації і без випробувань на консолідацію приймають $\lambda_1 = \lambda_{\text{кон}}$ ($\lambda_{\text{кон}}$ — кінцева відносна осадка стиснутої товщини під розрахунковим навантаженням p), а значення C_k визначають так:

$$C_k = \frac{K_\phi (1 + \varepsilon_{\text{cp}})}{\alpha \cdot \Delta_B}, \quad (32)$$

де K_ϕ — коефіцієнт фільтрації даного ґрунту;

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{\text{п}} - \varepsilon_{\text{р}}}{p - p_{\text{п}}} \text{ — коефіцієнт ущільнення ґрунту;}$$

$$\varepsilon_{\text{cp}} = \frac{\varepsilon_{\text{п}} - \varepsilon_{\text{р}}}{2} \text{ — середній коефіцієнт пористості ґрунту;}$$

$\varepsilon_{\text{п}}$ і $\varepsilon_{\text{р}}$ — коефіцієнти пористості відповідно в природному (початковому) стані і після прикладення розрахункового навантаження p ;

$p_{\text{п}}$ — природне навантаження;

Δ_B — питома вага води.

Замість формули (32) можна використовувати вираз:

$$C_k = K_\phi \cdot p \cdot 10^3 \left(\frac{1}{e_p} - 0,0005 \right), \quad (33)$$

де p — стискаюче питоме навантаження, МПа;

e_p — модуль осадки ґрунту, мм/м.

11.3.5 Розрахунок тимчасового привантаження. Необхідне значення тимчасового привантаження $p_{\text{пр}}$, що забезпечує можливість досягнення реальних шаром H_ϕ заданої осадки за необхідний час $T_{\text{тр}}$.

$$p_{\text{пр}} = \frac{b_\lambda H_\phi^2}{T_{\text{пр}}} + p_\lambda - p_{\text{роз}}, \quad (34)$$

де b_λ та p_λ — параметри консолідації, які встановлюються у дослідженні на консолідацію при навантаженні $p_{\text{роз}}$;

H_ϕ — розрахункова потужність стиснутого шару (з урахуванням умов дренажування).

11.3.6 Розрахунок режиму зведення насипу методом попередньої консолідації. Вологість ґрунту на момент часу t , що відповідає осадці S_t .

$$W_t = W_H - \left(1,57 \cdot \frac{S_t}{S_K} \right) - 0,57(W_H - W_K), \quad (35)$$

де W_H — початкова вологість ґрунту основи;

W_K — кінцева вологість ґрунту основи при розрахунковому навантаженні;

S_K — кінцева осадка при розрахунковому навантаженні.

Розрахунок виконують графоаналітичним методом в наступній послідовності:

— задавшись трьома-чотирма значеннями осадки S_t та знаючи розрахункову (кінцеву) осадку S_K , обчислюють за формулою (35) значення розрахункової вологості, що відповідають цим осадкам;

— за експериментальними кривими $\varphi_w = f(W)$ та $c_w = f(W)$ визначають значення φ_w та c_w для знайдених значень вологості;

— при знайдених значеннях φ_w та c_w за формулою (20) визначають значення безпечного навантаження $p_{\text{без}}$ та будують залежність $p_{\text{без}} = f(S_t)$;

— отриману криву замінюють ступінчастою лінією, що відображає реальний режим відсипки, таким чином, щоб її абсциси не відрізнялися більш ніж на 10 % від абсцис заміненої кривої;

— визначають розрахункові значення вертикальних стискаючих напружень в шарі при прийнятих ступенях навантаження і будують криві консолідації для ступенів у вигляді залежностей осадки основи від часу при різних навантаженнях на поверхні;

— використовуючи графік реального режиму відсипання та побудовані графіки консолідації, будують графік осадки у часі з урахуванням режиму навантаження.

Отриманий графік дає можливість отримати шукану залежність режиму навантаження та функції від часу, яку можна перебудувати в технологічний графік (товщина насипу в часі).

11.3.7 Розрахунок бічних привантажених призм. Необхідна товщина призми:

$$h_{\text{пр}}^{(\text{потр})} = \frac{p_0 - p_{\text{без}}}{\gamma_{\text{пр}}}, \quad (36)$$

де p_0 — проєктне навантаження на основу насипу;

$p_{\text{без}}$ — безпечне навантаження для проєктованого насипу без бічних привантажених призм;

$\gamma_{\text{пр}}$ — питома вага ґрунту привантаженої призми.

Максимально допустима товщина привантаженої призми:

$$h_{\text{пр}}^{(\text{потр})} = M_{\phi} \frac{c}{\gamma_{\text{пр}}}, \quad (37)$$

$$M_{\phi} = \frac{\pi}{\operatorname{tg} \varphi \left(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)}, \quad (38)$$

де φ — кут внутрішнього тертя слабкого ґрунту;

c — зчеплення слабкого ґрунту.

Необхідна ширина привантаженої призми:

— при потужності слабкої товщі $H > H_{\max}$:

$$l = b_{\text{cp}} \left(\frac{1 + 0,8 \cdot \cos \alpha}{0,6 \cdot \sin \alpha} \right); \quad (39)$$

— при $H < H_{\max}$:

$$l = \sqrt{b_{\text{cp}}^2 + 2 \cdot b_{\text{cp}} \cdot \frac{H}{\operatorname{tg} \alpha} - H^2} - b_{\text{cp}} + 1,3 \cdot H, \quad (40)$$

де b_{cp} — напівширина проєктного насипу (без привантажених призм по середній лінії);

α — кут видимості:

$$H_{\max} = b_{\text{cp}} \left(\frac{\cos \alpha + 0,8}{\sin \alpha} \right). \quad (41)$$

Кут видимості α визначають, вирішуючи графічним способом рівняння:

$$\frac{\sin \alpha}{\pi} = \frac{c \cdot \cos \varphi}{p_0} + \frac{\sin \varphi}{\pi} \cdot \alpha. \quad (42)$$

Шукане значення α визначається першою від початку координат точкою перетину синусоїди (ліва частина формули 42) і лінійної (права частина формули 42) функції від α .

11.3.8 Розрахунок вертикальних дрен. Для попередньої оцінки ефективності застосування дрен використовують залежність:

$$\frac{T_0}{T_d} = \frac{H_\phi^2}{\left(\frac{l}{2}\right)^2}, \quad (43)$$

де T_0 та T_d — час досягнення заданого ступеня консолідації відповідно без дрен і з дренами;

H_ϕ — розрахунковий шлях фільтрації води з товщі без дрен;

l — відстань між дренами.

Уточнений розрахунок виконують у формі перевірки правильності призначення відстані між дренами, при якій досягається задана ступінь консолідації в заданий час.

11.3.9 Загальна ступінь консолідації:

$$U_{\text{заг}} = 100 - 0,01(100 - U_\Gamma)(100 - U_\text{в}), \quad (44)$$

де $U_\text{в}$ — ступінь консолідації основи в заданий момент часу T без дрен при вертикальній фільтрації води з основи при розрахунковому навантаженні;

U_Γ — те ж саме при горизонтальній фільтрації до дрен.

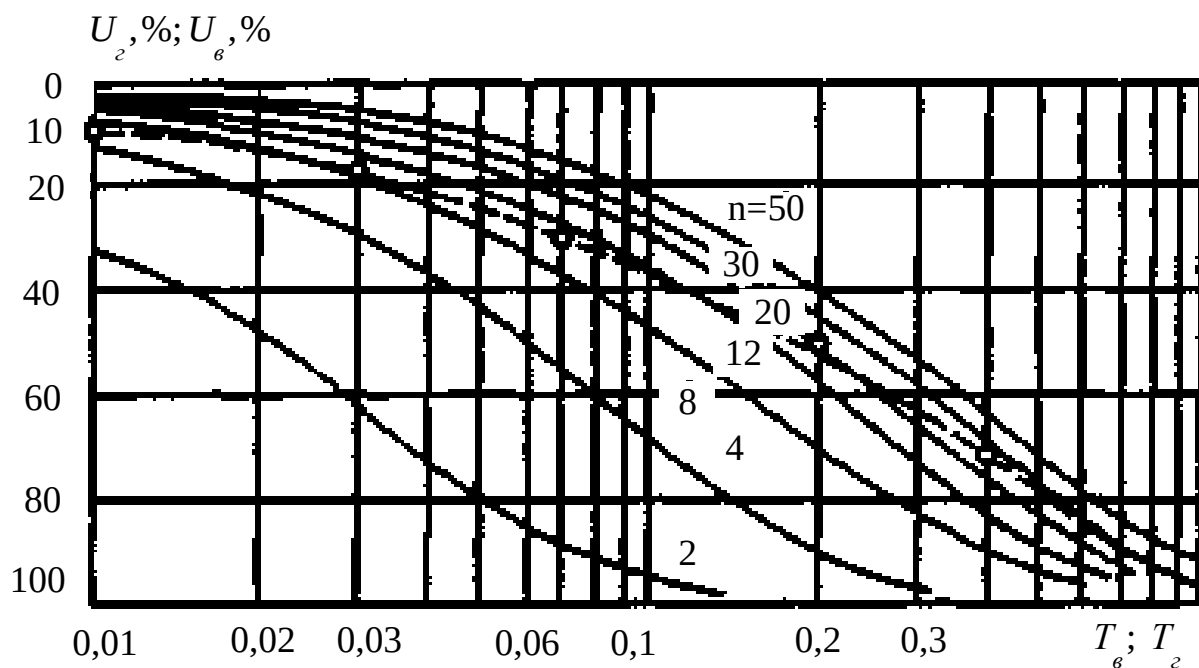
Значення U_Γ та $U_\text{в}$ встановлюють за графіками (рисунок 17).

Фактори часу, які необхідні для визначення U_ϵ та U_ϕ :

$$T_\epsilon = \frac{CT}{H_\phi^2}; \quad T_\phi = \frac{CT}{l^2}, \quad (45)$$

де C_θ та C_z — коефіцієнти консолідації при вертикальній і горизонтальній фільтрації.

Діаметр піщаних дрен приймають в межах від 0,15 м до 0,80 м. Для заповнення дрен використовують пісок з $K_\phi \geq 6$ м/доб.



штрихова лінія — для визначення U_θ ; n — відношення відстані між дренами до їх діаметру

Рисунок 17 — Графіки для розрахунку вертикальних піщаних дрен

Розрахунок дренажних прорізів виконують аналогічно розрахунку дрен. При цьому для визначення ступеня консолідації при горизонтальній фільтрації використовують графік наведений на рисунку 18.

11.3.10 Розрахунок конструкції пальової основи з гнучким ростверком насипу на ділянці слабких ґрунтів.

Перевірка умови виникнення арочного ефекту:

$$h_n \geq \frac{(L - D)}{2 \tan \varphi}, \quad (46)$$

де L — відстань між палями в осях, м;

D — діаметр палі, м;

φ — кут внутрішнього тертя ґрунту насипу, град.

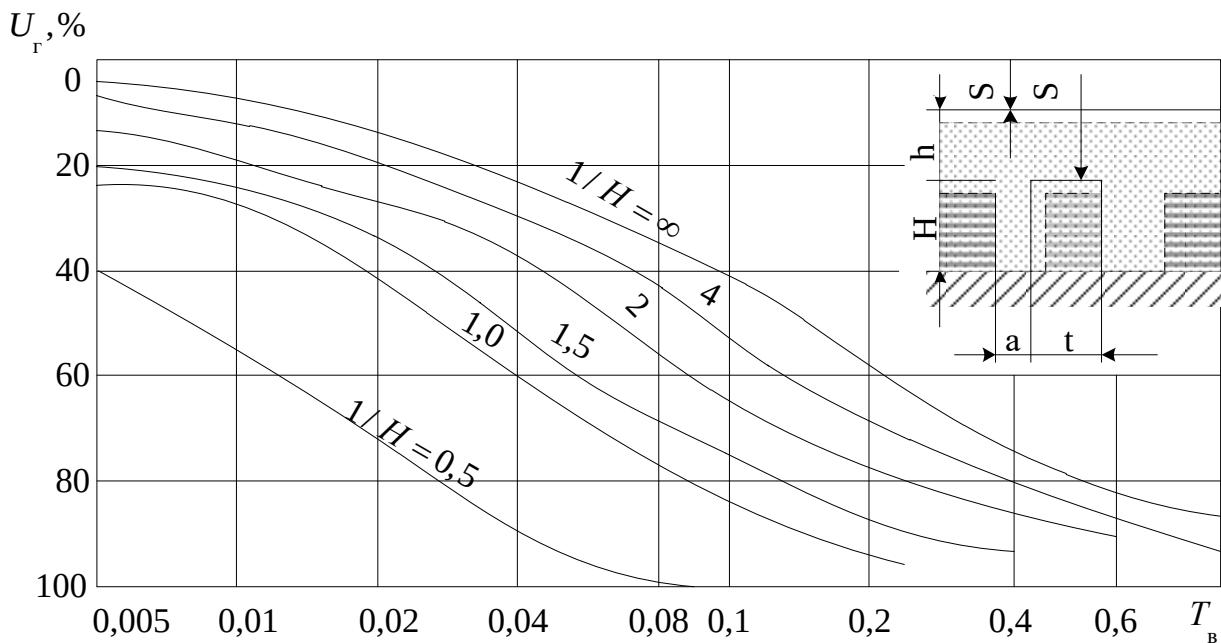


Рисунок 18 — Графік для розрахунку дренажних прорізів

Визначення розрахункового тиску ґрунту насипу на палі і перевірка умови міцності палей за формулами:

$$\sigma_{\text{пал}} = \frac{1,2 \cdot \gamma \left[L^2 \cdot h_n - \frac{2}{3 \tan \varphi} (L - D)^2 \cdot D \right]}{D^2}, \quad (47)$$

$$\sigma_{\text{пал}} \leq R_0, \quad (48)$$

де γ — питома вага ґрунту насипу, т/м³;

h_n — висота насипу, м;

R_0 — міцність матеріалу паль на одновісний стиск, т/м².

Перевірка умови допустимості осадки основи насипу:

$$\Delta \leq [\Delta], \quad (49)$$

де Δ — осадка поверхні міжпальового простору, м;

$[\Delta]$ — допустимості осадки основи насипу, м.

$$\Delta = \frac{\sigma_{\text{мп}}}{E_0} \cdot H, \quad (50)$$

де $\sigma_{\text{мп}}$ — розрахунковий тиск на міжпальовому просторі, т/м²;

H — потужність слабкої товщі, м;

E_0 — модуль деформації слабого ґрунту, т/м².

$$\sigma_{\text{мп}} = \frac{1,3 \cdot 2\gamma \cdot (L - D) \cdot D}{3 \tan \varphi \cdot L + D}. \quad (51)$$

$$[\Delta] = \left[\frac{[\delta]}{2} + \sqrt{\left(\frac{[\delta]}{2} \right)^2 + [\delta] \cdot h_n} \right] \cdot \frac{1}{1,5} \quad (52)$$

де $[\delta]$ — допустима осадка поверхні насипу (для жорсткого дорожнього одягу — 0,02 м, для капітального типу нежорсткого дорожнього одягу — 0,04 м, для інших випадків — 0,1 м).

При дотриманні умови допустимості осадки приймається конструкція без ростверку.

При недотриманні умови допустимості осадки необхідно передбачити

влаштування гнучкого ростверку. Для цього задається величина допустимої осадки основи $[\Delta]$ та обчислюється розрахункове відносне подовження полотна за формулою:

$$\lambda = \sqrt{\frac{[\Delta] \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cp} \cdot e^{\frac{\pi}{4} f} \left[\gamma \cdot D \cdot H \cdot (L - D) + \Delta E_0 \cdot 3 \operatorname{tg} \varphi (L + D) \right] \cdot 1,3}{G \cdot H \cdot 3 \operatorname{tg} \varphi (L + D)}}. \quad (53)$$

Отримане значення λ порівнюють з величиною:

$$\lambda_{\min} = \frac{2\Delta}{L - D}. \quad (54)$$

При $\lambda < \lambda_{\min}$ у розрахунку приймається $\lambda_{\min}$.

Зусилля розтягу в геополотні визначають за формулою:

$$R = \sqrt{\frac{G \cdot \Delta \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cp} \cdot e^{\frac{\pi}{4} f} \left[2\gamma \cdot D \cdot H \cdot (L - D) + \Delta E_0 \cdot 3 \operatorname{tg} \varphi (L + D) \right] \cdot 1,3}{2H \cdot 3 \operatorname{tg} \varphi (L + D)}}, \quad (55)$$

або за формулою:

$$R_{\min} = \frac{2\Delta \cdot G}{L - D}, \quad (56)$$

де G — жорсткість геополотна для ростверку, т/м;

При $R < R_{\min}$ у розрахунку приймається $R_{\min}$.

Необхідно підібрати таке геосинтетичне полотно, яке при розрахунковому значенні λ розвиває отриману величину опору R за умови,

що R менше міцності полотна на розтяг R_0 .

При необхідності можа застосовувати подвійне, потрійне і т.д. полотно.

Визначають додаткове навантаження на палю від ростверку і додатково перевіряють міцність матеріалу палі:

$$\sigma_{\text{пал}}^{\text{дод}} = \frac{4}{D} \sqrt{\left[\left(\frac{2\gamma \cdot D(L-D)}{3\text{tg}\varphi(L+D)} + \frac{\Delta E_0}{H} \right) \cdot \text{tg}\varphi_{cp} \cdot e^{\frac{\pi}{4}f} \cdot \frac{1,3}{2} \cdot \Delta G \right]}. \quad (57)$$

11.4 Перевірка стійкості укосів високих насипів і глибоких виїмок

11.4.1 Розрахунок за схемою обвалення зі зрізом і обертанням за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

Коефіцієнт стійкості:

$$K_y = \frac{\sum Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg}\varphi_i + c_i l_i}{\sum Q_i \sin \alpha_i}. \quad (58)$$

де Q_i — вага i -го блоку;

α_i — середній кут ухилу поверхні ковзання в межах i -го блоку до горизонту;

φ_i та c_i — кут тертя та зчеплення ґрунту на поверхні ковзання в межах i -го блоку.

Для виділення блоків попередньо обмежують відсік обвалу проведенням дуги ковзання з ймовірного центру обертання. Відсік ділять на блоки вертикальними перетинами. Ширина блоків приймається приблизно однаковою (не більше 2-3 м). Бажано, щоб межі блоків

проходили через точки перелому лінії поперечного профілю укосу і через точки перетину різних верств, що складають укіс, з поверхнею ковзання.

Центр найбільш небезпечною поверхні ковзання визначається за графіком з рисунка 19.

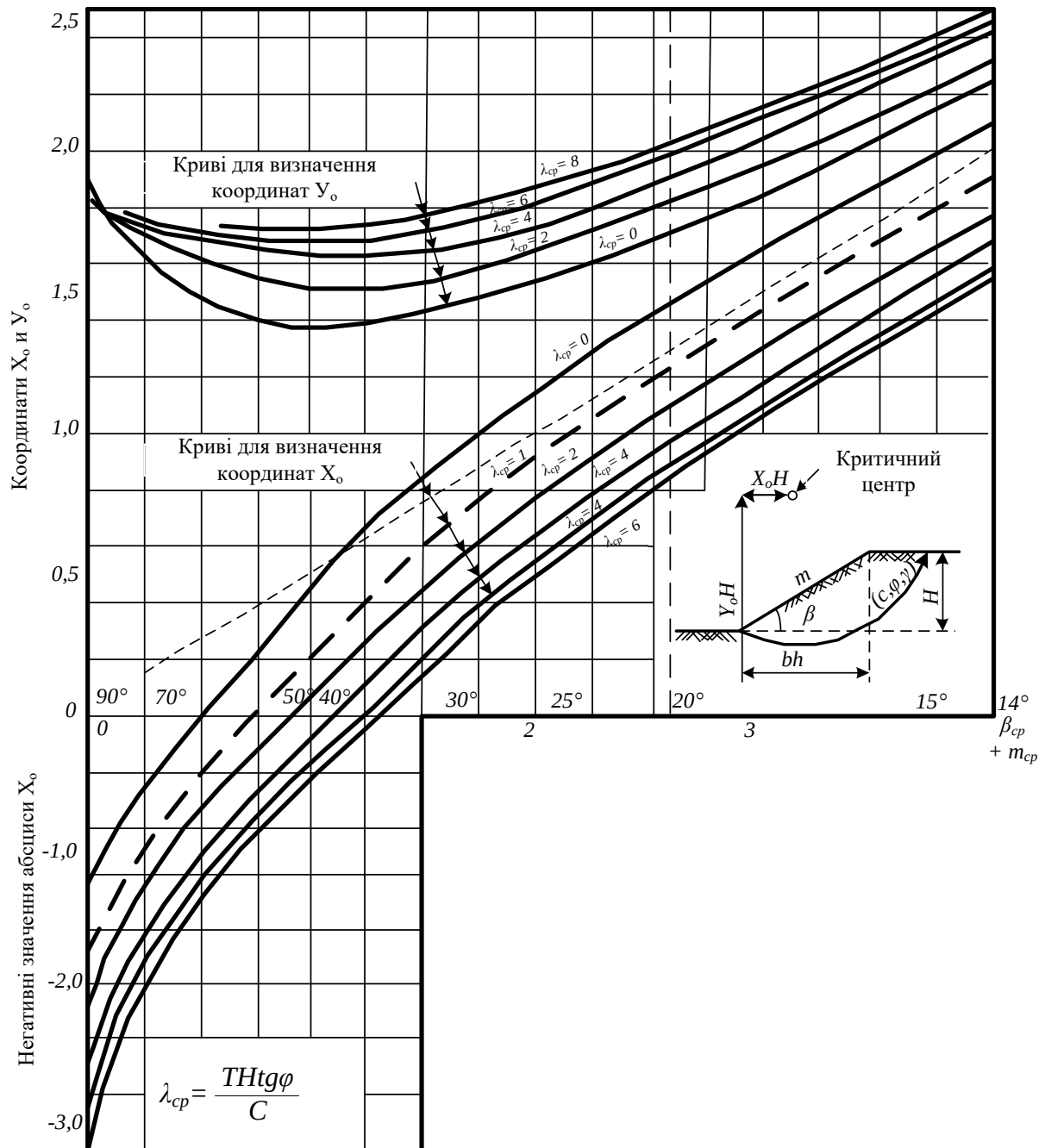


Рисунок 19 — Графік Н. Янбу для визначення центру небезпечної кривої ковзання

Порядок використання графіка:

— визначають параметр:

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg} \varphi}{c}, \quad (59)$$

де H — висота укусу;

γ — розрахункове значення питомої ваги ґрунту;

φ та c — кут внутрішнього тертя та зчеплення;

— знаючи λ_{cp} та середню крутизну укусу β за графіком визначають відносні координати центру небезпечної дуги ковзання: x_0 та y_0 ;

— помножуючи x_0 та y_0 на H , отримують абсолютні координати центру x та y ;

— зі знайденого центру проводять розрахункову дугу ковзання через нижню бровку укусу, ділять відсік на блоки і обчислюють коефіцієнт стійкості, використовуючи залежність (58).

При малих значеннях c , коли $\lambda_{cp} > 8$, дозволяється використовувати криву, що відповідає умові $\lambda_{cp} = 8$.

Для укусу, неоднорідного в геологічному відношенні по висоті, розрахунок виконують в два етапи:

— знаходять середньозважені значення γ , c та φ :

$$\gamma_{cp} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{H}; \quad (60)$$

$$c_{cp} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots + c_n h_n}{H}; \quad (61)$$

$$tg\varphi_{cp} = \frac{tg\varphi_1 h_1 + tg\varphi_2 h_2 + \dots + tg\varphi_n h_n}{H}, \quad (62)$$

де $h_1, h_2, \dots, h_n$ — потужності окремих шарів в межах висоти укусу;

$\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$ — питома вага ґрунту в межах цих шарів;

$c_1, c_2, \dots, c_n$ та $tg\varphi_1, tg\varphi_2, \dots, tg\varphi_n$ — зчеплення і коефіцієнти тертя ґрунтів в межах шарів;

— за середньозваженими значеннями γ_{cp} , c_{cp} і $tg\varphi_{cp}$ знаходять середнє значення:

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma_{cp} \cdot H \cdot tg\varphi_{cp}}{c_{cp}}, \quad (63)$$

— за λ_{cp} та β_{cp} (за рисунком 11.7) визначають x_0 та y_0 та потім x та y ;

— зі знайденого центру проводять дугу ковзання та для цієї кривої уточнюють розрахунок, визначаючи середньозважені значення $tg\varphi_{cp}$ та c_{cp} по дузі ковзання:

$$c_{cp} = \frac{c_1 l_1 + c_2 l_2 + \dots + c_n l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (64)$$

$$tg\varphi_{cp} = \frac{Q_1 \cos \alpha_1 tg\varphi_1 + Q_2 \cos \alpha_2 tg\varphi_2 + \dots + Q_n \cos \alpha_n tg\varphi_n}{Q_1 \cos \alpha_1 + Q_2 \cos \alpha_2 + \dots + Q_n \cos \alpha_n}, \quad (65)$$

де l_n — довжина відрізка кривої ковзання в межах n -го шару;

α_n — середній кут нахилу цього відрізка до горизонту;

Q_n — вага блоку, обмеженого кривою ковзання та вертикальними гранями, що проходять через кінці відрізка l_n ;

— обчислюють виправлене значення λ'_{cp} :

$$\lambda'_{cp} = \frac{\gamma_{cp} \cdot H \cdot \operatorname{tg} \varphi'_{cp}}{c'_{cp}}, \quad (66)$$

— за графіком з рисунка 19 знаходять уточнені координати центру небезпечної кривої ковзання, щодо якої і визначають розрахунковий коефіцієнт стійкості. При необхідності можна визначити c'_{cp2} та φ'_{cp2} за знову отриманою кривою ковзання, зіставити їх з c'_{cp} та φ'_{cp} та при великому розходженні повторити розрахунок.

11.4.2 Розрахунок за схемою ковзання і зсуву за методом плоских поверхонь ковзання.

Розрахунок за методом плоских поверхонь ковзання за коефіцієнтом стійкості:

$$K_{ст} = \frac{\sum (H_i - R_i)}{\sum (\pm H_i)} = \frac{\sum Q_i \left[\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} (\alpha_i - \psi_{pi}) \right]}{\sum Q_i \operatorname{tg} \alpha_i} = \sum \left[1 - \frac{\operatorname{tg} (\alpha - \psi_p)}{\operatorname{tg} \alpha} \right], \quad (67)$$

де H_i — розпір (тиск на стінку блоку) за відсутності в ґрунті між блоками тертя та зчеплення;

R_i — непогашена тертям та зчепленням частина распору;

Q_i — вага блоку;

α_i — кут нахилу поверхні ковзання даного блоку до горизонту;

ψ_{pi} — кут опору зсуву на поверхні ковзання даного блоку при нормальному тиску p від його ваги.

Послідовність розрахунку:

— на основі аналізу інженерно-геологічних умов (характер шаруватості, нахил шарів, наявність слабких прошарків тощо) намічають найбільш ймовірні поверхні ковзання у вигляді однієї площини або комбінації декількох площин;

— для кожної розрахункової поверхні ковзання відсік обвалу поділяють вертикальними перетинами на окремі блоки з таким розрахунком, щоб межі блоків відповідали місцям перелому поверхонь ковзання та в межах кожного блоку на поверхні ковзання зберігалися постійними значення зсувних характеристик ґрунту;

— в межах кожного блоку визначають: значення α_i (приймаючи його позитивним при нахилі поверхні ковзання в сторону загального зсуву відсіку і від'ємним при нахилі в протилежну сторону (у пасивній зоні)) та значення ψ_{pi} :

$$\psi_{pi} = \arctg \left(\operatorname{tg} \varphi_i + \frac{c_i l_i}{Q_i} \right), \quad (68)$$

де c_i та φ_i — розрахункові значення зчеплення та кута внутрішнього тертя на поверхні ковзання в межах i -го блоку;

l_i — довжина ділянки поверхні ковзання в межах i -го блоку.

11.4.3 Розрахунок за схемою сколу при осіданні (розрахунок на видавлювання) виконують аналогічно методу розрахунку стійкості насипів на слабкій основі викладеному у п. 11.3.

Метод заснований на обмеженні розвитку в основі зон граничної рівноваги. Ступінь стійкості укосу в цілому оцінюють за мінімальним

значенням коефіцієнта стабільності, який визначається для різних горизонтів:

$$K_{\text{ст}} = \frac{p_{\text{без}}}{p_0}, \quad (69)$$

де $p_{\text{без}}$ — максимальне навантаження на поверхні основи, при якому на даному горизонті не настає граничний стан;

p_0 — проектне навантаження на основу ($p_0 = \gamma_{\text{ср}} \cdot h$);

h — висота укосу;

$\gamma_{\text{ср}}$ — середньозважена питома вага ґрунту укосу.

Безпечне навантаження:

$$p_{\text{без}} = \frac{c + \gamma_{\text{ср}} z \operatorname{tg} \varphi}{\beta}, \quad (70)$$

де c та φ — зчеплення та кут внутрішнього тертя ґрунту основи на даному горизонті;

$\gamma_{\text{ср}}$ — середньозважена питома вага ґрунту основи укосу вище розглянутого горизонту;

z — глибина розташування даного горизонту від поверхні основи укосу;

β — функція обриса поперечника насипу або виїмки, значення кута внутрішнього тертя на даному горизонті і відносної глибини цього горизонту.

При простому (трапецеїдальному) контурі поперечного профілю насипу або виїмки значення β визначають за графіками рисунок 15 (для насипів) і рисунок 20 (для виїмок).

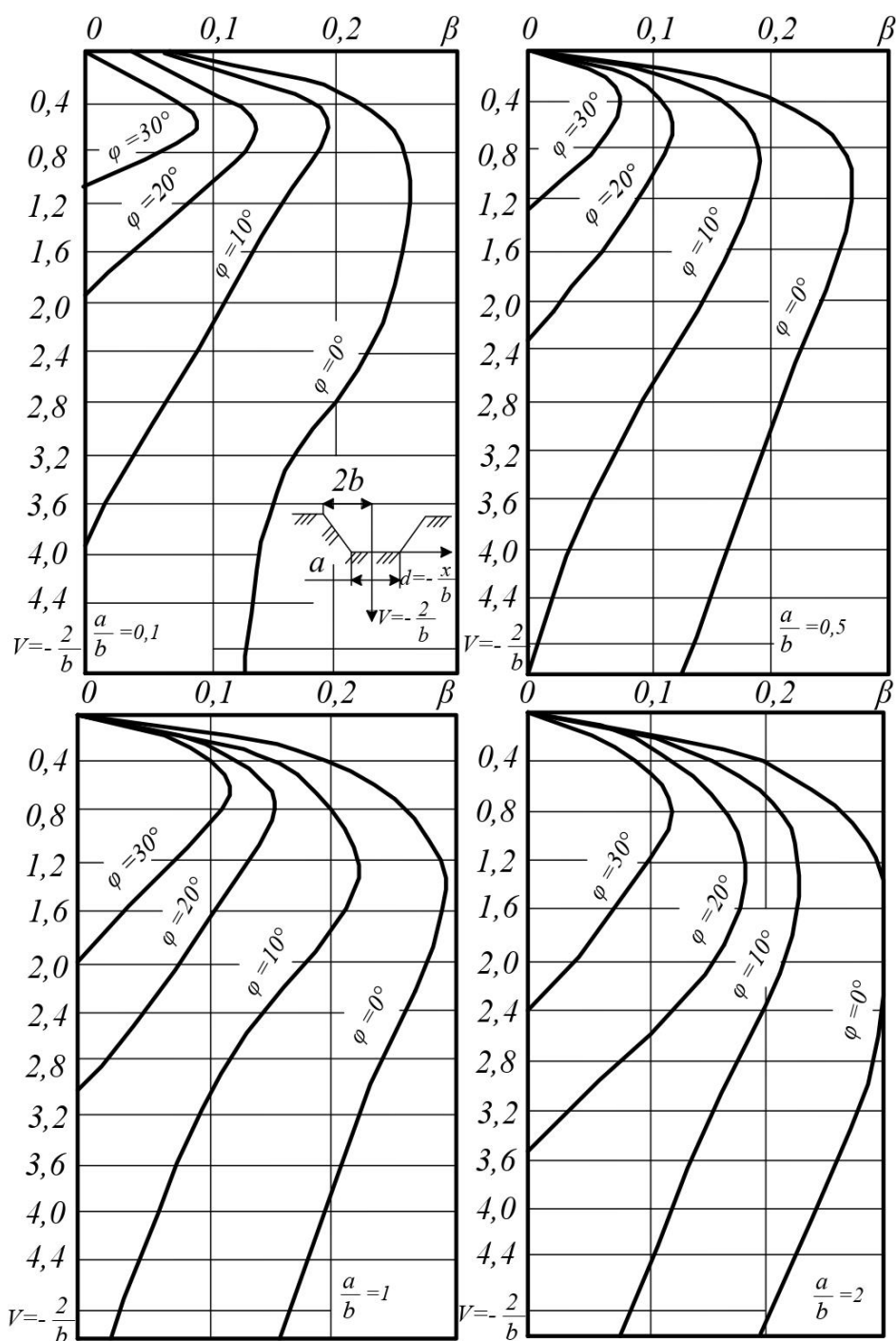
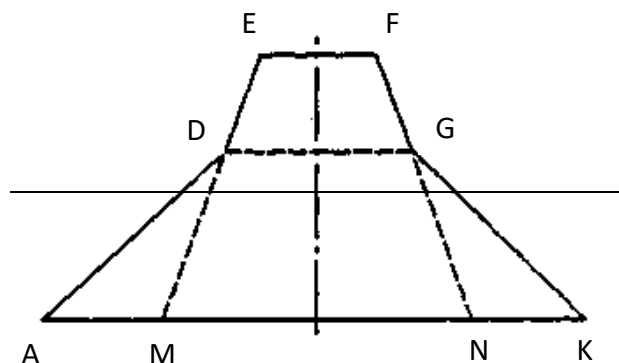


Рисунок 20 — Графік для визначення коефіцієнта β при розрахунку укосів виїмок за схемою видавлювання

При складному контурі поперечного профілю (змінна крутизна схилів, берми тощо) функція β може бути визначена в першому наближенні шляхом алгебраїчного підсумовування значень β , отриманих для даного горизонту при деяких простих епюрах (трапецеїдальних), що дають в сумі

розрахункову епюру навантаження. При поділі фактичної епюри на прості необхідно, щоб всі епюри мали загальну вісь симетрії, а основа їх збігалась з фактичною поверхнею основи (рисунок 21).



$$(ADEFGK = ADGK + MEFN - MDGN)$$

Рисунок 21 — Схема заміни складної епюри простими

Якщо φ , c і γ змінюються по глибині основи, розрахунок стійкості слід проводити, використовуючи графічну побудову (рисунок 22).

Для цього будують графік зміни по глибині z величини $f_1 = c + \gamma_{cp} z \operatorname{tg} \varphi$ та графік зміни по глибині β . По декільком точкам будують графік зміни по глибині цих функцій (тобто $p_{без}$). Мінімальне значення $p_{без}$ визначить розрахунковий горизонт, а відношення $p_{без}$ до проєктного навантаження p_0 — значення $K_{без}$.

Небезпека видавлювання повністю виключається за умови $K_{без} \geq 1$.

11.4.4 Розрахунок насипу на розповзання.

Розрахунок насипу на розповзання по основі ведуть, визначаючи коефіцієнт стійкості:

$$K_y = \frac{\gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varphi (B + m \cdot h) / 2 + c (B / 2 + m \cdot h)}{1 / 2 (\gamma \cdot h^2 \cdot \xi)}, \quad (71)$$

де γ — питома вага ґрунту насипу;

h та B — висота та ширина поверху;

m — крутизна укосу;

c та φ — зчеплення і кут внутрішнього тертя на межі насипу та її заснування (приймаються в залежності від конкретних умов найменші з значень для ґрунтів основи або насипу);

ξ — коефіцієнт бокового тиску.

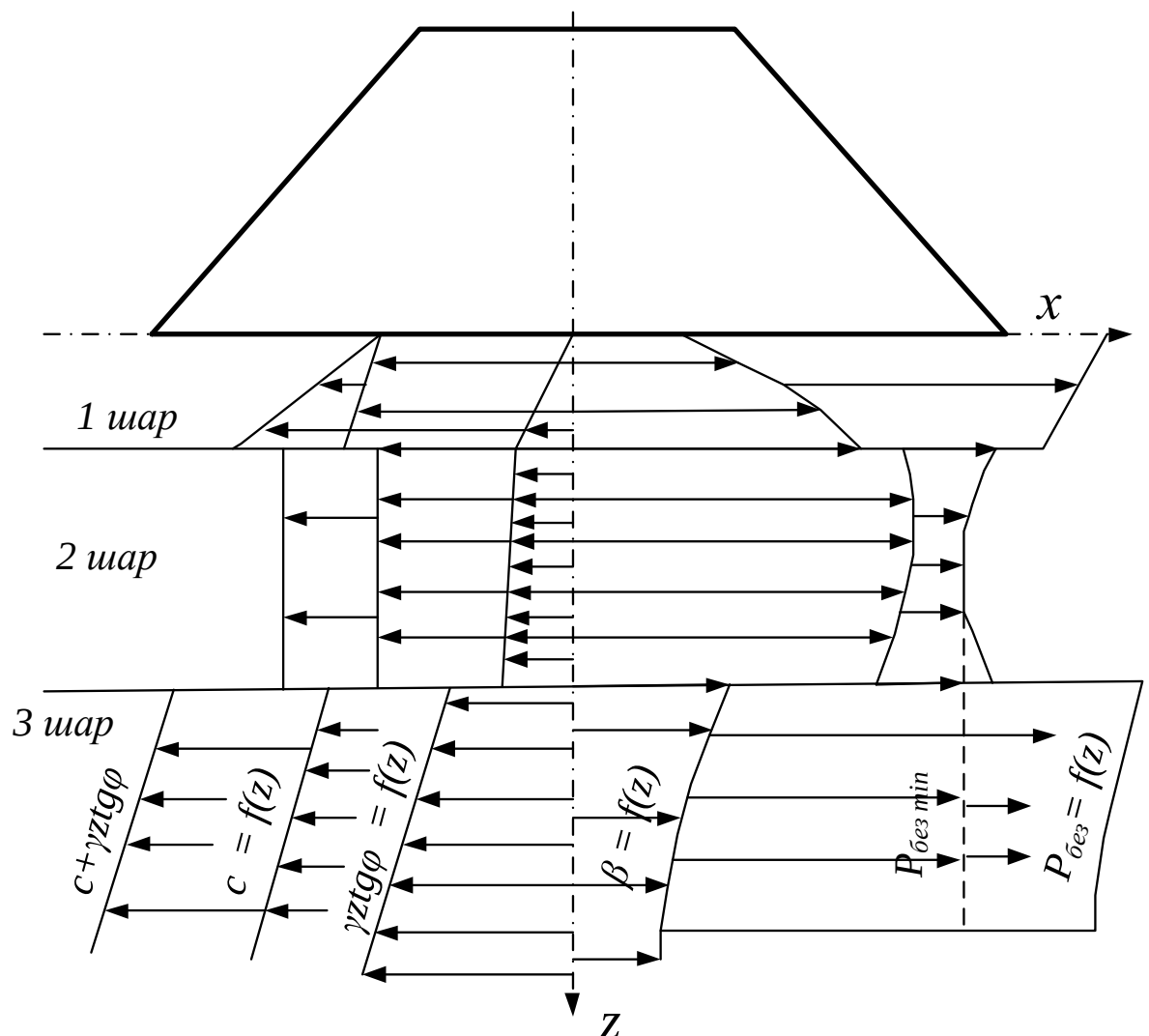


Рисунок 22 — Графічна побудова для визначення $K_{\text{без}}$ при шаруватій товщі

Перевірку за умовою рівності (метод F_p) здійснюють для оцінки

раціональності обрису укосу та виявлення найбільш напружених ділянок. Ступінь дотримання принципу рівностійкості оцінюють для різних ділянок укосу по висоті за значенням коефіцієнта запасу:

$$n = \frac{\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma_{cp} z}}{\operatorname{tg} \alpha}, \quad (72)$$

де φ — кут внутрішнього тертя на даному горизонті;

γ_{cp} — середня питома вага ґрунту;

c — зчеплення ґрунту на даному горизонті;

z — глибина даного горизонту, рахуючи від верху укосу;

α — кут нахилу поверхні укосу до горизонталі на рівні даного горизонту.

Побудова рівностійкого укосу здійснюють графічним методом в такій послідовності (рисунок 23):

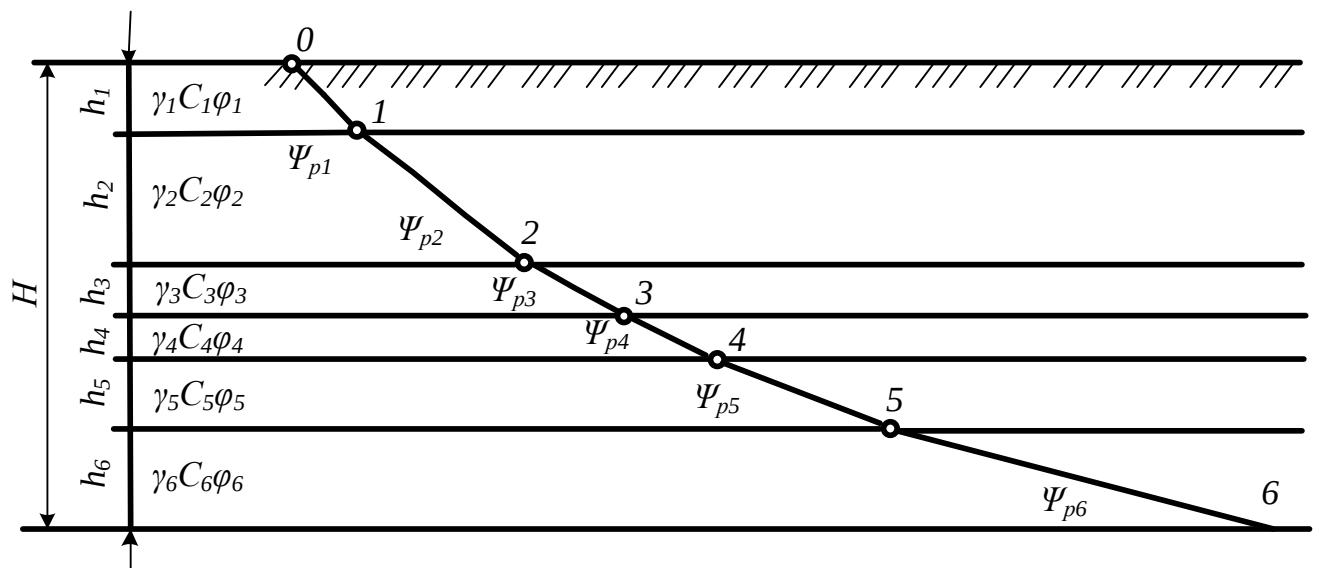


Рисунок 23 — Побудова рівностійкого укосу за методом F_p

— масив, у якому проектує укіс, розбивають на розрахункові шари

по висоті з урахуванням геологічної будови, але не більше 3 м;

— для кожного з розрахункових горизонтів (межі розрахункових шарів) визначають кут опору зсуву:

$$\psi_p = \arctg F_p = \arctg \left(\frac{c}{p_z} + \tan \varphi_z \right), \quad (73)$$

де F_p — коефіцієнт зсуву;

$p_z = \gamma_{cp}$ — природне навантаження на даному горизонті;

— будують рівностійкий укіс ($\alpha = \psi_p$), починаючи з нижньої точки.

11.4.5 Значення коефіцієнтів стійкості в залежності від інженерно-геологічних умов наведено в таблиці 18.

Таблиця 18 — Потрібні значення коефіцієнта стійкості, K_y

Метод розрахунку	Інженерно-геологічні умови	
	однорідний сухий укіс, складений піщаними ґрунтами при міцній основі	інші випадки
МКЦПК	-	1,3
МППК	1,2	1,3
розрахунок на розповзання	-	1,3
метод « F_p »	-	1,0
розрахунок на видавлювання	-	1,0 (коефіцієнт безпеки)

12 ВИМОГИ ЩОДО БЕЗПЕКИ

12.1 Проектна документація з організації і виконання будівельно-монтажних і ремонтних робіт має містити рішення щодо створення умов для безпечного виконання робіт як на будівельному майданчику, так і на робочому місці, санітарно-побутовому обслуговуванню, виконанню робіт у зимових умовах.

12.2 ПВР згідно з ДБН В.1.3-2 [24] має передбачати заходи щодо

забезпечення безпечних умов праці при влаштуванні земляного полотна.

12.3 ПВР має передбачати виконання робіт з влаштування земляного полотна з дотриманням правил охорони праці і промислової безпеки відповідно до вимог ДБН А.3.2-2 [21], НПАОП 0.00-1.10 [8], НПАОП 45.2-7.03 [12], НПАОП 45.21-1.03 [13], НПАОП 63.21-1.01 [14], пожежної безпеки відповідно до вимог ДСТУ 8828, ДБН В.1.1-7 [22], ДБН В.1.2-7 [23], НАПБ А.01.001 [15], безпеки при вибухових роботах згідно з НПАОП 0.00-1.66 [9].

12.4 У разі введення на будівництві нових прийомів праці або нового устаткування геодезичні роботи виконують відповідно до інструкцій, розроблених і затверджених в установленому порядку відповідно до НПАОП 0.00-6.03 [11], НПАОП 0.00-4.15 [10].

12.5 За наявності крутосхилів, слабких і перезволожених ґрунтів, у ПВР мають бути передбачені вимоги безпеки, що стосуються забезпечення стійкості схилів під час будівництва та експлуатації автомобільної дороги, попередження обвалів, зсувів, затоплення згідно з ДСТУ-Н В В.2.3-32.

12.6 У ПВР має бути розроблений план будівельного майданчика з безпечними маршрутами проходження працівників до місць виконання робіт і схемами руху будівельної техніки.

13 ВИМОГИ ЩОДО ОХОРОНИ ДОВКІЛЛЯ

13.1 Проектування земляного полотна автомобільних доріг здійснюють з дотриманням вимог законодавства з охорони навколишнього природного середовища [2-7], ГБН В.2.3-218-007 [29], ГБН В.2.3-218-540 [30].

13.2 Заходи щодо захисту навколишнього середовища мають бути визначені в ПОБ, ПВР і виконуватися згідно з вимогами ДБН А.3.1-5 [20].

13.3 При проектуванні земляного полотна оцінці впливу на навколишнє середовище підлягають усі джерела впливу на навколишнє середовище, крім технологічних процесів будівництва та утримання

автомобільних доріг. Перевагу належить віддавати рішенням, що мінімально впливатимуть на навколишнє природне середовище.

13.4 До складу проєкту має входити розділ «Оцінка впливу на навколишнє середовище (ОВНС)», який розробляється згідно з вимогами ДБН А.2.2-1 [18], ДБН А.2.2-3 [19], ДБН В.2.3-5 [26] з урахуванням положень чинних нормативно-правових актів у галузі охорони навколишнього природного середовища та екологічної безпеки.

У розділі ОВНС визначають комплекс природоохоронних заходів, необхідних для забезпечення екологічної та техногенної безпеки під час будівництва майданчика відпочинку згідно з ГБН В.2.3-218-007 [29].

13.5 Проєктом визначають обсяг робіт щодо знесення зелених насаджень та їх відтворення згідно з ГБН В.2.3-218-007 [29].

13.6 Проєктом визначають умови зняття, збереження і використання родючого шару ґрунту та порядок проведення рекультивації порушених земель згідно з ДСТУ 7941 і [16].

13.7 При проєктуванні земляного полотна необхідно передбачати заходи, що можуть забезпечити попередження розвитку ерозійних процесів (укріплення укосів, організація відведення поверхневих та підземних вод).

13.8 При проєктуванні земляного полотна через болота з поперечним (відносно траси дороги) рухом води у водонасиченому горизонті необхідно передбачити заходи, що унеможливають підвищення рівня води і площі заболочування у верховий частині болота.

13.9 Система поверхневого водовідведення повинна забезпечувати неможливість виникнення застою води. Споруди для відведення та очистки поверхневих вод мають задовольняти вимогам ГБН В.2.3-218-007 [29].

13.10 На вулицях і дорогах населених пунктів слід передбачати організований збір води з поверхні проїзної частини із наступним її відведенням у зливну каналізацію з організацією локальної очистки і у місця, які виключають забруднення водних об'єктів.

13.11 При проєктуванні водовідвідних споруд не дозволяється

влаштовувати спуск неочищеної поверхневої води з проїзної частини у водотоки, водоймища та використовуючи рельєф місцевості.

13.12 При проектуванні земляного полотна автомобільних доріг, що перетинають шляхи міграції тварин, мають бути передбачені спеціальні заходи щодо забезпечення безпечного та безперешкодного пересування тварин згідно Р В.2.3-03450778-812 [36].

прДСТУ ХХХХ:202Х
ДОДАТОК А
(довідковий)

ХАРАКТЕРИСТИКИ БОЛОТНИХ ҐРУНТІВ

Таблиця А.1 — Характеристики болотних ґрунтів

Різновид відкладень	Фізико-механічні характеристики							Якісні, візуальні показники	Тип боліт*	
	вологість W, %	міра розкладання R, %	щільність g _{ск} , кг/м ³	коефіцієнт пористості, е	модуль деформації Е, МПа при навантаженні Р, МПа					Опір зсуву t, МПа
					0,06	0,1	0,15			
А. Торф сухий	до 300	-	понад 200	до 5	понад 0,24	понад 0,26	понад 0,27	від 0,05 до 0,03	Щільний, в тому числі мінералізований, різних кольорів	I
Б. Торф слабо вологий	від 300 до 600	50	від 200 до 150	від 5 до 8	від 0,24 до 0,18	від 0,26 до 0,21	від 0,27 до 0,25	від 0,03 до 0,02	Лісовий, щільний, чорний або коричневий; бурової наконечник можна занурити в торф зусиллям двох осіб; сильно бруднить руку, при стисканні повністю продавлюється крізь пальці; вода не віджимається; залишків трав і мохів немає або вони зустрічаються в невеликій кількості	I
В. Торф середньої вологості	від 600 до 900	від 50 до 30	від 150 до 100	від 8 до 14	від 0,18 до 0,13	від 0,21 до 0,17	від 0,25 до 0,20	від 0,02 до 0,015	Лісоболотний середньої вологості, темний або сіро-коричневий; бурової наконечник можна занурити зусиллям однієї людини; бруднить руку, при стисканні частково продавлюється крізь пальці; вода коричневого кольору віджимається в невеликій кількості.	I

Різновид відкладень	Фізико-механічні характеристики							Якісні, візуальні показники	Тип боліт*	
	вологість W, %	міра розкладання R, %	щільність $\rho_{ск}$, кг/м ³	коефіцієнт пористості, e	модуль деформації E, МПа при навантаженні P, МПа					Опір зсуву t, МПа
					0,06	0,1	0,15			
									Містить залишки деревини, трав і мохів	
Г. Торф дуже вологий	від 900 до 1300	від 30 до 10	від 100 до 60	від 14 до 20	від 0,13 до 0,09	від 0,17 до 0,14	від 0,20 до 0,18	від 0,015 до 0,01	Болотний малої щільності, світлого або темного кольору; бурової наконечник занурюється під дією однієї витягнутої руки. Не бруднить руки, не продавлюється крізь пальці. Вода віджимається у великій кількості і має жовтий колір. Залишки деревини відсутні або зустрічаються рідко	I
Д. Торф пере-зволожений	понад 1300	-	60	20	до 0,09	до 0,14	до 0,13	до 0,01	Пухкий, світло-коричневий, іноді жовтий; видно стеблинки мохів. Прозора вода віджимається як з губки, після чого торф пружинить	II, III
Е. Сапропель слабо вологий	до 200	-	-	-	-	понад 0,50	-	понад 0,02	Щільний, чорний, сіро-коричневий або зеленуватий органічний мул з включенням нерозкладених залишків рослин	I
Ж. Сапропель вологий	від 200 до 1000	-	-	-	-	від 0,50 до 0,12	-	від 0,02 до 0,005	Пластична жирна маса незначній щільності чорного або зеленого кольору; є включення нерозкладених залишків рослин і часток мінерального ґрунту	III
З. Рідкі утворення	-	-	-	-	-	-	-	до 0,005	Нерозкладені залишки трав і мохів знаходяться у воді в підвішеному стані. Рідкі освіти мають темне забарвлення, на горизонтальній поверхні	III

Різновид відкладень	Фізико-механічні характеристики							Якісні, візуальні показники	Тип боліт	
	вологість W, %	міра розкладання R, %	щільність $\rho_{ск},$ кг/м ³	коефіцієнт пористості, e	модуль деформації E, МПа при навантаженні P, МПа					Опір зсуву t, МПа
					0,06	0,1	0,15			
									розтікаються	

* За наявності у болотній товщі двох і більше шарів, якщо крім різновидів А, Б, В, Г або Е болотна товща містить різновиди Ж або З, то болото слід віднести до II типу; якщо різновиди Ж або З переважають (за потужності) - до III типу.

ДОДАТОК Б

(довідковий)

ГІДРАВЛІЧНІ РОЗРАХУНКИ

Б.1 Визначення витрати води від зливогого стоку та обсягу стоку

Б.1.1 Визначення витрати води від зливогого стоку (Q_z) проводиться за формулою:

$$Q_z = 16,7 \cdot a_{zod} \cdot K_t \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi, \quad (\text{Б.1})$$

де a_{zod} — середня інтенсивність зливи тривалістю 1 год., мм/хв. (імовірність повені (ІП %) прийняти для доріг I категорії – 2 %; II та III категорії – 3 %; IV і V категорії – 5 %), таблиця Б.1;

K_t — коефіцієнт переходу від інтенсивності зливи тривалістю 1 год. до розрахункової інтенсивності, таблиця Б.2;

F — площа водозбору, км²;

α — коефіцієнт витрати стоку, таблиця Б.3;

φ — коефіцієнт редукції, який враховує неповноту стоку, таблиця

Б.4.

Б.1.2 Для дуже малих площ басейнів встановлюється «повний стік», коли протягом тривалого часу до споруди (зокрема, до кюветів) притікає однакова максимальна витрата стоку, що дорівнює:

$$Q_{повн} = 87,5 \cdot a_{zod} \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi. \quad (\text{Б.2})$$

Номер зливогого району встановлюють залежно від району проектування дороги, рисунок Б.1.

Таблиця Б.1 — Інтенсивність зливи тривалістю 1 годину при різних імовірності перевищення повені

Зливовий район	Інтенсивність $a_{год}$, мм/хв., при імовірності перевищення, %							
	10	5	4	3	2	1	0,3	0,1
5	0,46	0,62	0,69	0,75	0,82	0,97	1,26	1,48
6	0,49	0,65	0,73	0,81	0,89	1,01	1,46	1,73
7	0,54	0,74	0,82	0,89	0,97	1,15	1,50	1,99
8	0,79	0,98	1,07	1,15	1,24	1,41	1,78	2,07

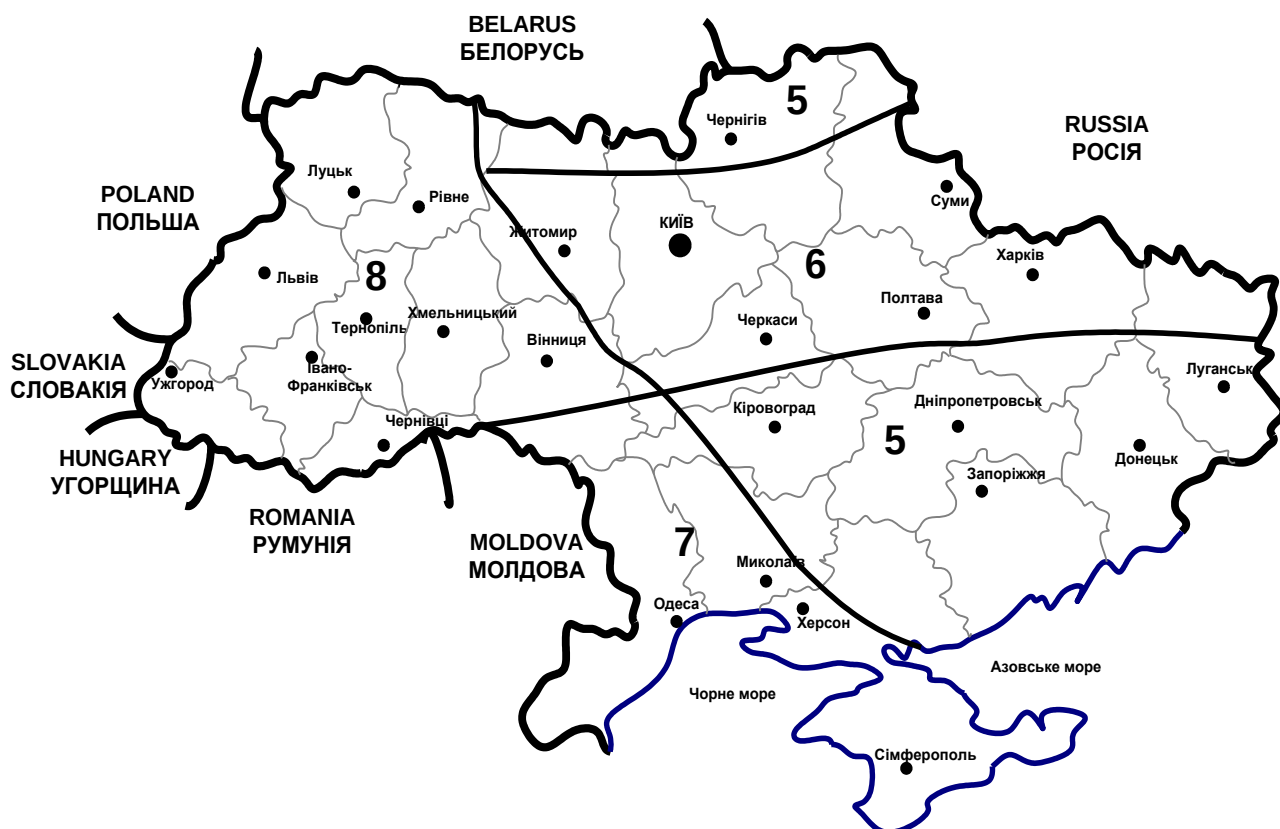


Рисунок Б.1 — Карта зливових районів України

Таблиця Б.2 — Коефіцієнт переходу від інтенсивності зливи тривалістю 1 годину до розрахункової інтенсивності

Довжина улоговини, L , км	Значення K_t при ухилі поверхні i , ‰							
	0,1	1	10	100	200	300	500	700
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,15	4,21	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24
0,30	2,57	3,86	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24
0,50	1,84	2,76	3,93	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24
0,75	1,41	2,08	2,97	4,50	5,05	5,24	5,24	5,24
1,00	1,16	1,71	2,53	3,74	4,18	4,50	4,90	5,18
1,25	1,00	1,49	2,20	3,24	3,60	3,90	4,23	4,46
1,50	0,88	1,30	1,93	2,82	3,15	3,40	3,70	3,90
1,75	0,80	1,18	1,75	2,58	2,84	3,06	3,33	3,52

2,00	0,73	1,07	1,59	2,35	2,64	2,85	3,09	3,27
2,50	0,63	0,92	1,37	2,02	2,26	2,44	2,65	2,80
3,00	0,56	0,82	1,21	1,79	2,00	2,16	2,34	2,49
3,50	0,50	0,74	1,10	1,62	1,81	1,95	2,12	2,31
4,00	0,46	0,68	1,00	1,48	1,65	1,78	1,94	2,11
4,50	0,42	0,62	0,93	1,37	1,53	1,65	1,78	1,95
5,00	0,40	0,58	0,86	1,27	1,42	1,54	1,67	1,82
6,00	0,35	0,52	0,76	1,13	1,26	1,36	1,48	1,61
6,50	0,33	0,49	0,73	1,07	1,20	1,29	1,40	1,53
7,00	0,32	0,47	0,69	1,02	1,14	1,23	1,33	1,45
8,00	0,29	0,43	0,63	0,93	1,04	1,12	1,22	1,33
9,00	0,27	0,39	0,58	0,86	0,96	1,04	1,13	1,23
10,00	0,25	0,37	0,54	0,80	0,90	0,97	1,05	1,14
11,00	0,23	0,34	0,51	0,75	0,84	0,91	0,98	1,07
12,00	0,22	0,32	0,48	0,71	0,79	0,86	0,93	0,99

Таблиця Б.3 — Коефіцієнт витрати стоку залежно від площі та виду ґрунту на поверхні водозбірного басейну

Вид поверхні	Значення α при площі поверхні F , км ²		
	0 – 1,0	1,0 – 10,0	10 – 100
Асфальт, бетон, скеля без тріщин	1,0	1,0	1,0
Жирна глина, такири	0,7-0,95	0,65-0,95	0,65-0,90
Суглинки, підзолисті, тундрові та болотяні ґрунти	0,6-0,9	0,55-0,8	0,5-0,75
Чорнозем, каштанові ґрунти, лес, карбонатні ґрунти	0,55-0,75	0,45-0,7	0,35-0,65
Супіски, степові ґрунти	0,3-0,55	0,2-0,5	0,2-0,450,2
Піщані, гравелисті, пухкі кам'яністі ґрунти	0,2	0,15	0,1

Таблиця Б.4 — Коефіцієнт редукції ϕ залежно від площі водозбірного басейну

F , км ²	ϕ	F , км ²	ϕ	F , км ²	ϕ
0,1	1,0	1,5	0,51	14,0	0,29
0,2	0,84	2,0	0,47	16,0	0,28
0,3	0,76	2,5	0,45	20,0	0,27
0,4	0,71	3,0	0,43	25,0	0,25
0,5	0,67	4,0	0,40	30,0	0,24
0,6	0,64	5,0	0,38	40,0	0,22
0,7	0,61	6,0	0,36	50,0	0,21
0,8	0,59	8,0	0,33	60,0	0,20
0,9	0,58	10,0	0,32	80,0	0,19
1,0	0,56	20,0	0,30	100,0	0,18

Б.1.3 Розрахунок обсягу стоку (W , м³) проводиться за формулою:

$$W = \frac{60000 \cdot a_{\text{зод}} \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi}{\sqrt{K_t}}. \quad (\text{Б.3})$$

Б.2 Визначення витрати води від сніготанення

Б.2.1 Розрахунок витрати води від сніготанення проводиться за формулою:

$$Q_{\text{cm}} = \frac{K_0 \cdot h_p \cdot F}{(F + 1)^n} \cdot \delta_1 \cdot \delta_2, \quad (\text{Б.4})$$

де K_0 — коефіцієнт дружності повені;

n — показник ступеня;

F — площа водозбору, км²;

h_p — розрахунковий шар сумарного стоку, мм;

δ_1 — коефіцієнт, що враховує зменшення витрат і за наявності на поверхні басейну відсотку площі озер;

δ_2 — коефіцієнт, що враховує зменшення витрат за наявності на поверхні басейну лісів і боліт.

Значення коефіцієнта дружності повені K_0 та показник ступені n слід приймати:

- для II дорожньо-кліматичної зони — $K_0 = 0,01$; $n = 0,17$;
- для III і IV дорожньо-кліматичних зон — $K_0 = 0,02$; $n = 0,25$;
- для району Карпат — $K_0 = 0,0045$; $n = 0,15$.

Б.2.2 Розрахунковий шар сумарного стоку визначають за формулою:

$$h_p = \bar{h} \cdot K_p, \quad (\text{Б.5})$$

де $\bar{h}$ — середній багаторічний шар стоку води від сніготанення, мм, рисунок Б.2;

K_p — модульний коефіцієнт, що приймається в залежності від коефіцієнта асиметрії C_{sh} та коефіцієнта варіації шару стоку повені при сніготаненні C_{vh} , рисунок Б.3.

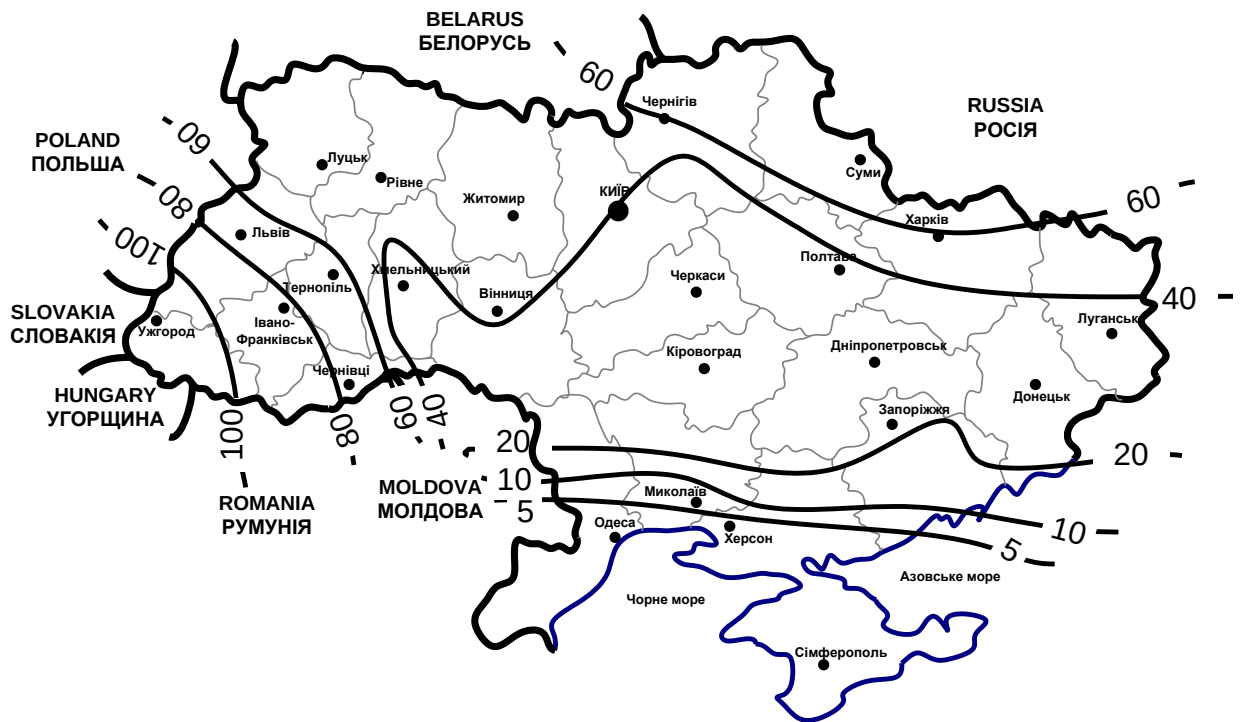


Рисунок Б.2 — Карта-схема середнього багаторічного шару стоку води від сніготанення на території України

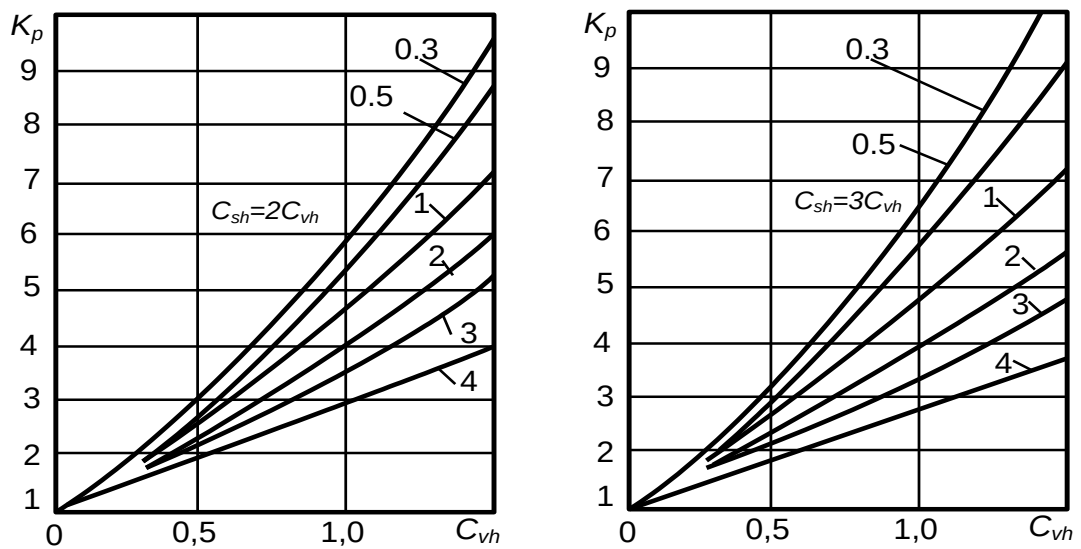


Рисунок Б.3 — Модульні коефіцієнти K_p

Значення коефіцієнта варіації шару стоку повені при сніготаненні C_{vh} ,

слід приймати за рисунком Б.4.

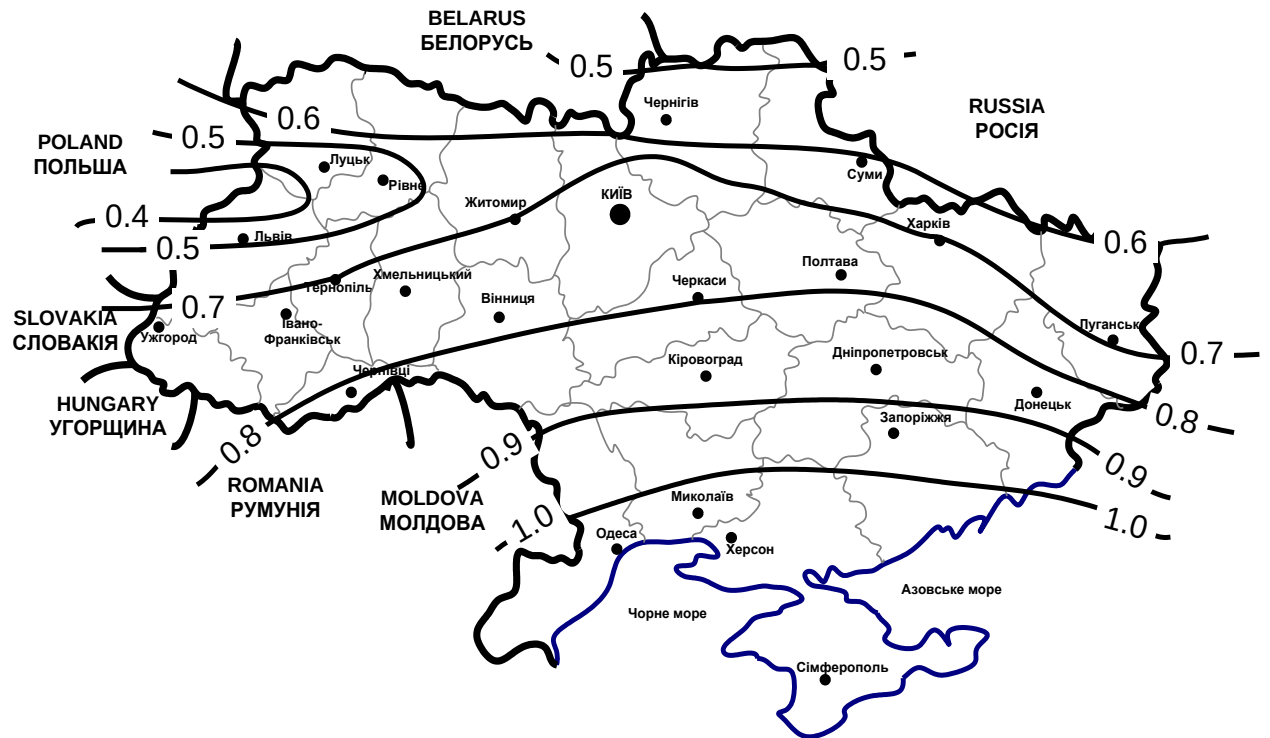


Рисунок Б.4 — Карта-схема коефіцієнта варіації шару стоку повені при сніготаненні на території України

Значення коефіцієнта асиметрії C_{sh} слід приймати для рівнинних водозборів $C_{sh} = 2C_{vh}$, для гірських водозборів – $C_{sh} = 3C_{vh}$.

Коефіцієнт, що враховує зменшення витрат за наявності озер δ_1 слід приймати за даними таблиці Б.5.

Таблиця Б.5 — Коефіцієнт δ_1

Площа озер, %	2-5	5-10	10-15	>15
δ_1	0,9	0,8	0,75	0,7

Коефіцієнт, що враховує зменшення витрат за наявності на поверхні басейну лісів і боліт, δ_2 приймають за даними таблиці Б.6.

Таблиця Б.6 — Коефіцієнт δ_2

$\beta = \frac{5 \cdot F_{\text{л}}}{F} + \frac{10 \cdot F_{\text{б}}}{F} + 1$ (цілі числа)	Значення δ_2 при β (десяті частки)				
	0	2	4	6	8
1	1	0,94	0,88	0,84	0,8
2	0,76	0,73	0,7	0,67	0,64
3	0,62	0,6	0,58	0,56	0,54
4	0,52	0,5	0,48	0,47	0,46
5	0,44	0,43	0,42	0,4	0,39
6	0,38	0,37	0,36	0,34	0,33
7	0,32	0,31	0,3	0,3	0,29
Примітка: площі, зайнятої лісом $F_{\text{л}}$ та болотами $F_{\text{б}}$.					

Б.2 Гідравлічний розрахунок дорожніх каналів

Б.2.1 Дорожні канали розраховують за рівнянням рівномірного руху рідини.

Якщо довжина каналу (кювету) незначна, то розрахунок слід проводити за одним значенням витрати, що збирається тільки до замикаючому перетину розрахункової ділянки.

За великої довжини каналів (нагірних) або за великої площі водозбірного басейну, з якої вода стікає до каналу, доцільно розділити її на декілька ділянок по довжині і розраховувати кожен ділянку на значення витрати.

Площу водозбору у низовий кювет довжиною L , визначають як половину ширини дороги. Площу водозбору верхнього кювету визначають як суму площі стоку води з половини ширини дороги та площі водозбірного басейну між лініями водорозділу або, за наявності нагірної каналу, площі поверхні між нагірною каналом то кюветом.

Б.2.2 Розрахунок найбільш небезпечного зливого стоку до каналів проводять за формулою повного стоку (Б.2).

Б.2.3 Тип зміцнення обирають за таблицею 13.

Б.2.4 Швидкість течії води визначають за формулою Шезі-Маннинга:

$$v = \frac{R^{2/3} I^{1/2}}{n} = C \sqrt{RI}, \quad (\text{Б.6})$$

де R – гідравлічний радіус, м;

I – ухил дна каналу, ‰;

C – коефіцієнт Шезі;

n – коефіцієнт шорсткості русла (табл. А.7).

Таблиця Б.7 — Коефіцієнти шорсткості русла n

Зміцнення	Коефіцієнт шорсткості русла n	Зміцнення	Коефіцієнт шорсткості русла n
засів трав або одернування	0,025	бетонні плити	0,017
мостіння	0,020	без зміцнення	0,030

Коефіцієнт Шезі $C = R^{1/6} n^{-1}$ визначають за графіком (рисунок Б.5).

Гідравлічні елементи каналів трапецієподібного перерізу визначають за формулами:

— площа перерізу потоку:

$$\omega = bh + \frac{m_1 + m_2}{2} h^2, \quad (\text{Б.7})$$

де b — ширина каналу по дну, м;

h — глибина потоку, що дорівнює глибині каналу, зменшеної на 0,2 м;

m_1 і m_2 — крутизна укосів каналу;

— змочений периметр:

$$\chi = b + h \left(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2} \right), \quad (\text{Б.8})$$

— гідравлічний радіус:

$$R = \omega / \chi. \quad (\text{Б.9})$$

Розрахунок канал трикутного перерізу за формулами (Б.7-Б.9) проводиться за умови $b=0$.

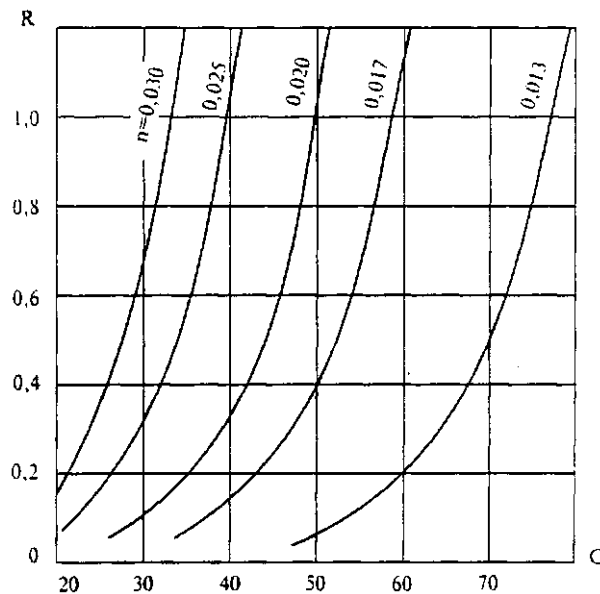


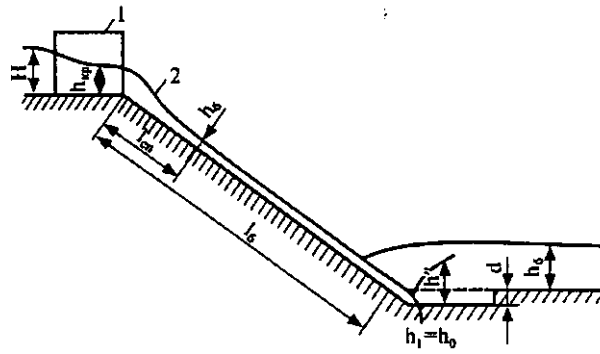
Рисунок Б.5 — Графік для визначення коефіцієнта Шезі

Б.3 Розрахунок споруд поверхневого водовідводу на крутосхилі

Для попередження розмиву мостів і труб на крутосхилах влаштовують штучні русла у вигляді швидкотоків, перепадів з водобійними колодзями, консольних водоскидів. Штучні русла проєктують з урахуванням до місцевих умов.

Б.3.1 Розрахунок швидкотоку

Б.3.1.1 Гідравлічний розрахунок швидкотоку проводять за розрахунковою схемою (рисунок Б.6).



1 — вхідної оголовки; 2 — крива спаду

Рисунок Б.6 — Розрахункова схема швидкотоку

Б.3.1.2 Визначають ширину швидкотоку за заданими значеннями швидкості течії води V_0 , поздовжнього ухилу I і коефіцієнту шорсткості русла n :

$$b = \frac{nQ}{h_0^{5/2} I^{1/2}} = \frac{Q I^{3/4}}{n^{2/3} V_0^{5/2}}, \quad (\text{Б.10})$$

де n — коефіцієнт шорсткості швидкотоку, який призначається з урахуванням аерації, яка залежить від поздовжнього ухилу і матеріалу елементів швидкотоку;

h_0 — глибина води у швидкотоці, м;

V_0 — допустима швидкість течії на швидкотоці, м/с.

Формула (Б.10) справедлива за умови, що гідравлічний радіус незначно відрізняється від глибини потоку.

Б.3.1.3 Визначають глибину води наприкінці швидкотоку:

$$h_0 = \frac{Q}{b V_0}. \quad (\text{Б.11})$$

Б.3.1.4 Визначають глибину води на вході у швидкоток з каналу з ухилом $I < I_{кр}$, яка дорівнює критичної:

$$h_{kp} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}. \quad (\text{Б.12})$$

Б.3.1.5 Визначають умови затоплення струменя на виході з швидкотоку у русло з ухилом менше критичного. Для цього обчислюють другу спряжену глибину стрибка:

$$h'' \approx 0,45v_0\sqrt{h_0}. \quad (\text{Б.13})$$

Б.3.1.6 Перевіряють умови затоплення:

— якщо глибина в руслі за швидкотоком (h_0) більше, ніж глибина за стрибком h'' , то стрибок затоплений, і швидкість за швидкотоком визначається глибиною потоку h_0 ;

— якщо глибина в руслі за швидкотоком (h_0) менше, ніж глибина за стрибком h'' , то з метою скорочення ділянки високих швидкостей у руслі за швидкотоком необхідно влаштовувати водобійний колодезь, глибина якого визначається:

$$d = 1,1h'' - h_0. \quad (\text{Б.14})$$

Необхідну довжину водобійного колодезя (від кінця бистротоку до кінця водобійного уступу) розраховують за формулою підпертого стрибка:

$$l_{кол} = 3(h'' - h_0). \quad (\text{Б.15})$$

Б.3.2 Розрахунок перепаду з водобійного колодезем.

Б.3.2.1 Гідравлічний розрахунок перепаду з водобійним колодезем проводять за розрахунковою схемою (рисунок Б.7).

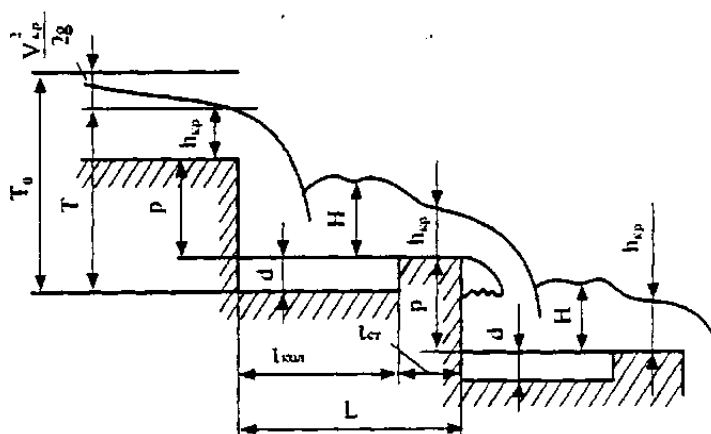


Рисунок Б.7 — Розрахункова схема багатоступеневого перепаду

Б.3.2.2 Призначають ширину водобійного колодязя b , виходячи з норми витрати води від $0,5 \text{ м}^3/\text{с}$ до $1,0 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 м ширини колодязя. Найчастіше ширину колодязя приймають однакою з отвором водопропускної споруди. Висоту перепаду p призначають як відношення висоти загального падіння рівня води на ділянці розташування перепадів до кількості перепадів, яка призначається спочатку орієнтовно.

Б.3.2.2 Визначають глибину води на вході, що дорівнює критичній, за формулою (Б.12).

Б.3.2.3 Визначають глибину u стиснутому перерізі падаючого струменя у такому порядку:

— визначають енергію перерізу на вході орієнтовно прийнявши глибину колодязя d :

$$T_0 = 1,5h_{кр} + p + d; \quad (\text{Б.16})$$

— визначають відносну енергію:

$$\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_{кр}} = 1,5 + \frac{p + d}{h_{кр}}; \quad (\text{Б.17})$$

— за графіком (рисунок Б.8) визначають відносну глибину після

стрибка у стиснутому перерізі, задавши коефіцієнт швидкості φ :

$$\xi_c'' = \frac{h_c''}{h_{кр}}; \quad (Б.18)$$

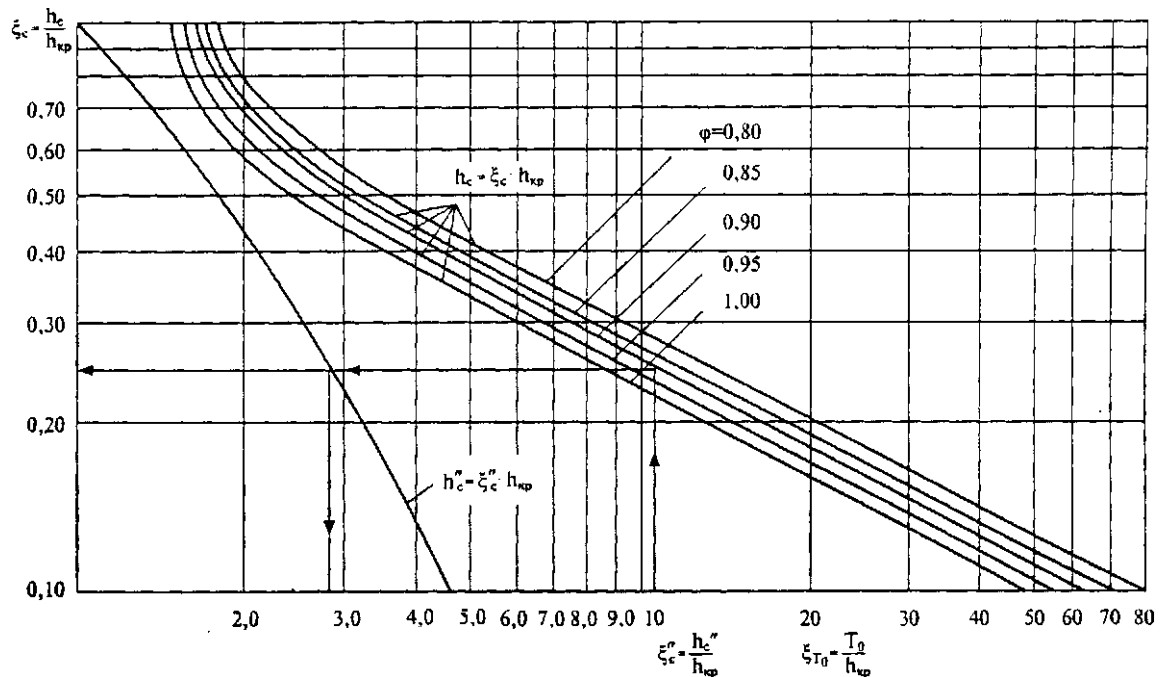


Рисунок Б.8 — Графік для розрахунку перепадів

— визначають глибину після стрибка:

$$h_c'' = \xi_c'' h_{кр}. \quad (Б.19)$$

Б.3.2.4 Визначають глибину води перед водобійною стінкою:

$$H = H + d = 1,7h_{кр} + d. \quad (Б.20)$$

Б.3.2.5 Перевіряють достатність заданої глибини колодзя:

$$h \geq 1,1h_c''. \quad (Б.21)$$

Якщо умова (Б.21) не виконується, то глибину колодязя, що призначено орієнтовно, змінюють та повторюють розрахунок до виконання умови (Б.21).

Б.3.2.6 Визначають мінімально допустиму довжину колодязя:

$$l_{\text{кол}} = l_{\text{пол}} + l_{\text{пр}}, \quad (\text{Б.22})$$

де

$$l_{\text{пол}} = v_{\text{кр}} \sqrt{(2y / g)}; l_{\text{пр}} = 3(h_c'' - h_c'). \quad (\text{Б.23})$$

де $v_{\text{кр}}$ — швидкість потоку у перерізі на вході, м/с;

$$v_{\text{кр}} = \frac{Q}{bh_{\text{кр}}}; \quad (\text{Б.24})$$

де y — висота падіння струменя;

$$y = p + d + 0,5h_{\text{кр}}; \quad (\text{Б.25})$$

де h_c'' — глибина після стрибка у стиснутому перерізі;

h_c' — глибина у стиснутому перерізі в колодязі, що визначається за графіком (рисунок Б.8)

Б.3.2.7 Визначають відносну глибину після стрибка у стиснутому перерізі ξ_c' і глибину води у стиснутому перерізі:

$$h_c' = \xi_c' h_{\text{кр}}. \quad (\text{Б.26})$$

Б.3.2.8 Визначають довжину водобійної стінки (товщина водозливного порогу):

$$l_{\text{ст}} = 3h_{\text{кр}}. \quad (\text{Б.27})$$

Б.3.2.9 Перевіряють вписування перепаду в профіль місцевості у наступному порядку:

— визначають ухил перепаду:

$$I_n = \frac{p}{l_{ст} + l_{кол}}; \quad (Б.28)$$

— якщо ухил крутосхилу I_m менше ухилу перепаду I_n , то довжину кожного колодязя збільшують;

— визначають довжину колодязя, що відповідає заданому ухилу місцевості:

$$l_{кол.м} = \frac{p}{J_m} l_{ст} > l_{кол}. \quad (Б.29)$$

Б.3.3 Розрахунок консольного перепаду

Б.3.3.1 Консольний перепад – лоток з великим ухилом, що влаштовується на опорах над поверхнею землі (рис. Б.9), в кінці якого влаштовують струменеспрямовуючий носок зі зворотним або нульовим ухилом. Консольні перепади застосовують для скидання води через земляне полотно дороги та у яри на крутих крутосхилах.

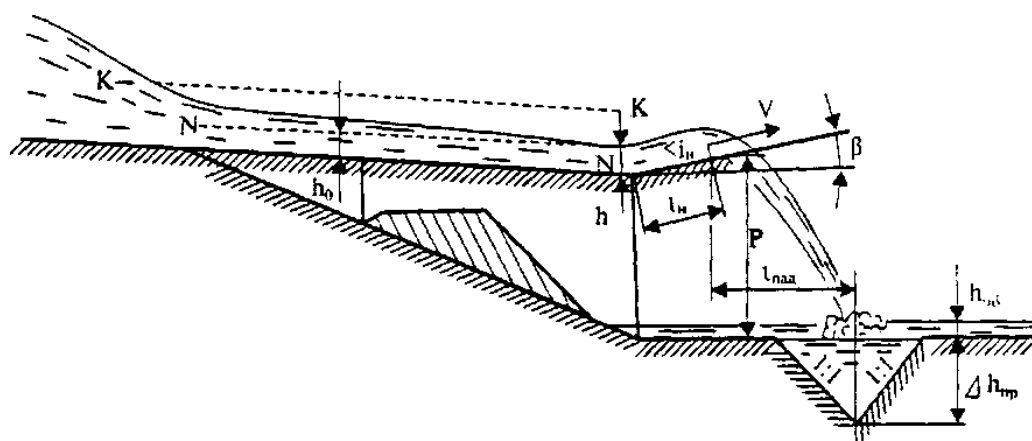


Рисунок Б.9 — Розрахункова схема консольного водоскиду

Зворотний похил струменеспрямовуючого носка приймають $i_n \leq 0,25$

(підйом $\beta \leq 15^\circ$). Довжину носка приймають $l_n = 1-2$ м.

Гідравлічний розрахунок консольного перепаду полягає у визначенні глибини в кінці бистротоку h , дальності польоту струменя $l_{\text{пад}}$ і розмірів воронки розмиву в місці падіння струменя.

Б.3.3.2 Глибину наприкінці носка (h) приймають рівній глибині швидкотоку (за методикою п. А.3.1). Глибину визначають за формулою нерівномірного руху води, розглядаючи два суміжних перетину з глибиною h_1 і h_2 та довжиною l між ними:

$$i_0/h_0 = h_2/h_0 - h_1/h_0 - (1 - j_{cp})[\varphi(h_2/h_0 - \varphi h_1/h_0)], \quad (\text{Б.30})$$

де i_0 — ухил дна ділянки русла, ‰;

$$j_{cp} = \alpha i_0 C_{cp}^2 B_{cp} / g \chi_{cp}; \quad (\text{Б.31})$$

де C_{cp} — середній коефіцієнт Шезі;

B_{cp} — середня ширина потоку по верху, м;

χ_{cp} — середній змочений периметр.

Б.3.3.3 Визначають дальність падіння струменя без урахування аерації і опору повітря:

$$l_{\text{над}} = 2H \left(i_n + \sqrt{\frac{2P+h}{2H}} \right), \quad (\text{Б.32})$$

де H — фактична дальність польоту струменя:

$$H^2 = v^2 / 2g\varphi^2; \quad (\text{Б.33})$$

де v — швидкість потоку в кінцевому перетині струменеспрямовуючого

носка, м/с;

φ — коефіцієнт швидкості;

P — висота перепаду, м.

Якщо $\beta = 0^\circ$:

$$l_{nao} = \varphi \sqrt{2H(2P + h)}, \quad (\text{Б.34})$$

Якщо носок горизонтальний, то фактична дальність польоту струменя зменшується на 10-20 %.

Б.3.3.4 Визначають знесення струменя боковим вітром для параболічного поперечного перерізу:

$$l_c = \frac{0,265v_6^2}{1000Q} p^{3/2}, \quad (\text{Б.35})$$

де v_6 — швидкість вітру, м/с;

P — висота перепаду, м;

Q — витрата води перепаду, м³/с.

Врахування знесення струменя боковим вітром необхідно, якщо за перепадом передбачають влаштування водовідбійних споруд.

Б.3.3.5 Визначають глибину воронки розмиву h_{ep} :

$$h_{ep} = \sigma h_c'' - h_{нб}, \quad (\text{Б.36})$$

де $h_{нб}$ — побутова глибина нижнього б'єфу, м;

$\sigma = 1,05-1,1$ — коефіцієнт затоплення стрибка;

h_c'' — сполучена глибина з глибиною стисненого перерізу, що визначається при розрахунку водобійних колодязів, м.

Б.3.3.6 Визначають глибину в стиснутому перерізі на дні воронки

розмиву, виходячи з питомої енергії:

$$E_o = P + h + h_{ep} + \alpha v^2/2g. \quad (\text{Б.37})$$

Задають глибину h_{ep} і знаходять пов'язані глибини. При розрахунковому значенні h_c перевіряють правильність заданого значення h_{ep} .

Розміри воронки розмиву в плані визначають наближено, вважаючи її форму конусоподібною з ухілами укосів 1:1.

Для врахування властивостей ґрунту, від яких залежать розміри воронки розмиву, глибину воронки коригують за формулою:

$$h_{риспр} = \varepsilon h_{ep}, \quad (\text{Б.38})$$

де ε — коефіцієнт, що враховує властивості ґрунту (для щільного льосу $\varepsilon = 2$, для гравелісто-піщаних ґрунтів $\varepsilon = 1,5-2,5$).

ДОДАТОК В

(довідковий)

БІБЛІОГРАФІЯ

- 1 Закон України «Про автомобільні дороги»
- 2 Закон України «Про охорону навколишнього природного середовища»
- 3 Закон України «Про охорону атмосферного повітря»
- 4 Закон України «Про природно-заповідний фонд України»
- 5 Закон України «Про забезпечення санітарного та епідемічного благополуччя населення»
- 6 Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки»
- 7 Закон України «Про відходи»
- 8 НПАОП 0.00-1.10-07 Правила безпеки праці під час виконання вишукувальних руслових робіт, затверджені наказом Державного комітету України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду від 12.01.2007 № 5, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 27.01.2007 за № 66/13333
- 9 НПАОП 0.00-1.66-13. Правила безпеки під час поводження з вибуховими матеріалами промислового призначення, затверджені наказом Міністерства енергетики та вугільної промисловості України від 12.06.2013 № 355, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 05.07.2013 за № 1127/23659
- 10 НПАОП 0.00-4.15-98 Положення про розробку інструкцій з охорони праці, затверджене наказом Комітету по нагляду за охороною праці Міністерства праці та соціальної політики України, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 07.04.1998 за № 226/2666
- 11 НПАОП 0.00-6.03-93 Порядок опрацювання і затвердження власником нормативних актів про охорону праці, що діють на підприємстві,

затверджені наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці, від 21.12.1993 № 132, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 07.02.1994 за № 20/229

12 НПАОП 45.2-7.03-17 Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках; затверджені наказом Міністерства соціальної політики України від 23.06.2017 № 1050, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 08.09.2017 за № 1111/30979

13 НПАОП 45.21-1.03-98 Правила безпеки праці під час проведення робіт з будівництва мостів, затверджені наказом Державного департаменту з нагляду за охороною праці України, Міністерства праці та соціальної політики України від 09.03.1998 № 31

14 НПАОП 63.21-1.01-09 Правила охорони праці під час будівництва, ремонту та утримання автомобільних доріг, затверджені наказом Державного комітету України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду від 28.12.2009 № 126, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 15.03.2010 за № 218/17513

15 НАПБ А.01.001-2014 Правила пожежної безпеки в Україні, затверджені наказом Міністерства внутрішніх справ України від 30.12.2014 № 1417, зареєстрованим у Міністерстві юстиції України 05.03.2015 за № 252/26697

16 Порядок видачі та анулювання спеціальних дозволів на зняття та перенесення ґрунтового покриву (родючого шару ґрунту) земельних ділянок, затверджений наказом Державного Комітету України по земельних ресурсах від 04.01.2005 № 1, зареєстрований в Міністерстві юстиції України 20.01.2005 за № 70/10350

17 ДБН А.2.1-1-2008 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 05.02.2008 № 5

18 ДБН А.2.2-1-2003 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на

навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд, затверджені наказом Держбуду України від 15.12.2003 № 214

19 ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво; затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 04.06.2014 № 163

20 ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 05.05.2016 № 115

21 ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12), затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 27.01.2009 № 45

22 ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 31.10.2016 № 287

23 ДБН В.1.2-7-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 26.01.2008 № 39

24 ДБН В.1.3-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 21.01.2010 № 20

25 ДБН В.2.3-4:2015 Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від

21.09.2015 № 234

26 ДБН В.2.3-5:2018 Вулиці та дороги населених пунктів, затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 24.04.2018 № 103

27 ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування (Частина 1), затверджений наказом Міністерства будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства від 06.05.2006 № 160

28 ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування затверджені наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 11.11.2009 № 484

29 ГБН В.2.3-218-007:2012 Споруди транспорту. Екологічні вимоги до автомобільних доріг. Проектування, затверджені наказом Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) від 06.08.2012 № 307

30 ГБН В.2.3-218-540:2012 Споруди транспорту. Охорона довкілля при будівництві, ремонті та експлуатаційному утриманні автомобільних доріг, затверджені наказом Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) від 06.08.2012 № 306

31 ГБН В.2.3-37641918-544:2014 Автомобільні дороги. Застосування геосинтетичних матеріалів у дорожніх конструкціях. Основні вимоги, затверджені наказом Міністерства інфраструктури України від 026.09.2014 № 428

32 СНиП 2.01.14-83 Визначення розрахункових гідрологічних характеристик, затверджений постановою Державного комітету СРСР у справах будівництва від 15.07.1983 року № 186

33 АД А.2.4-37641918-006:2018 Альбом типових проектних рішень конструкцій земляного полотна автомобільних доріг загального користування, затверджений наказом Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) від 20.12.2018 № 1

34 Довідник № 1 розрахункових характеристик ґрунтів, матеріалів покриття і основи дорожнього одягу та навантажень від транспортних засобів, затверджений наказом Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) від 05.10.2017 № 1

35 МР В.2.3-02070915-849:2014 Методичні рекомендації щодо регулювання водно-теплогового режиму у межах робочого шару земляного полотна автомобільних доріг, затверджені наказом Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) від 03.12.2014 № 2

36 Р В.2.3-03450778-812:2013 Рекомендації з влаштування біопереходів для міграції тварин через автомобільні дороги, затверджені наказом Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) від 17.10.2013 № 1

37 Р В.2.3-218-02070915-757:2009 Рекомендації з підвищення стійкості високих насипів автомобільних доріг, затверджені наказом Державної служби автомобільних доріг України (Укравтодор) від 07.10.2009 № 2

Код згідно з НК 004: 93.080.10

Ключові слова: автомобільна дорога, ґрунтово-геологічні умови, земляне полотно, конструювання, міцність, поверхневий водовідвід, стійкість

Перший проректор ХНАДУ,
канд. техн. наук, проф.

_____ С.Я. Ходирєв

Науковий керівник,
провідний науковий співробітник НДЧ
кафедри проектування доріг, геодезії і
землеустрою ХНАДУ,
д-р техн. наук, проф.

_____ А.Г. Батракова

Відповідальний виконавець,
старший науковий співробітник НДЧ
кафедри проектування доріг, геодезії і
землеустрою ХНАДУ,
канд. техн. наук, доц.

_____ Є.В. Дорожко

Молодший науковий співробітник НДЧ
кафедри проектування доріг, геодезії і
землеустрою ХНАДУ

_____ Е.В. Захарова