

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«ДОНЕЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ ІНСТИТУТ

ЗАТВЕРДЖУЮ

Директор АДІ ДВНЗ «ДонНТУ»

М.М. Чальцев

.03.2011р.

Кафедра «Проектування доріг та штучних споруд»

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ
З ДИСЦИПЛІНИ «ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ»
(ДЛЯ СТУДЕНТІВ СПЕЦІАЛЬНОСТІ 6.060101)**

00/00-2011-04

РЕКОМЕНДОВАНО:

Навчально-методична комісія
факультету
«Автомобільні дороги»

РЕКОМЕНДОВАНО:

Кафедра «Будівництво
та експлуатація автомо-
більних доріг»

Протокол № 5
від 19. 01. 2011р.

Протокол №11
від 5.01. 2011р.

УДК 624.15(071)

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни «Основи та фундаменти» (для студентів напряму підготовки 6.060106 «Будівництво») [Електронний ресурс] /укладачі:Л.М.Морозова, Д.Ф. Оболонков– Горлівка: ДВНЗ «ДонНТУ»АДІ, 2014. –1 електрон. опт. диск (CD-ROM): 12 см. – Системні вимоги: Pentium; 32 Mb RAM; WINDOWS 98/2000/NT/XP; MS Word 97-2000. – назва з титул. екрану.

Укладачі:

Морозова Л.М., к.т.н., доц.
Оболонков Д.Ф., асист.

Відповідальний за випуск:

Морозова Л.М.,к.т.н., доц.

Рецензент:

Скрипник Т.В.,к.т.н., доц
«Б та ЕАД»

© Державний вищий навчальний заклад
«Донецький національний технічний університет»
Автомобільно-дорожній інститут, 2014

ЗМІСТ

ВСТУП	5
1 ОФОРМЛЕННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ	6
2 ВКАЗІВКИ ЩОДО ВИКОНАННЯ АНАЛІЗУ УМОВ БУДІВНИЦТВА	8
3 НАВАНТАЖЕННЯ НА ФУНДАМЕНТИ МОСТОВИХ ОПОР	10
3.1 Вказівки до визначення навантажень на фундамент проміжної опори.....	10
3.2 Визначення постійних навантажень	16
3.3 Визначення нормативних тимчасових вертикальних навантажень від рухомого складу А-11(А-15).....	17
3.4 Визначення нормативних тимчасових горизонтальних навантажень від рухомого складу А-11(А-15).....	19
3.5 Визначення нормативних значень вітрового навантаження	19
3.6 Визначення нормативного льодового навантаження.....	20
4 ВКАЗІВКИ ДО ВИБОРУ ФУНДАМЕНТУ	22
5 ВКАЗІВКИ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ	24
5.1 Послідовність проектування і попереднє призначення розмірів фундаменту.....	24
5.2 Розрахунок основ і фундаментів за І-ю групою граничних станів	27
5.2.1 Перевірка міцності основ.....	27
5.2.2 Перевірка несучої здатності слабкого підстиляючого шару грунту основи.....	28
5.2.3 Перевірка стійкості положення опори і фундаменту проти перекидання.....	28
5.2.4 Перевірка стійкості положення опори і фундаменту проти зсуву	30
5.3 Розрахунок основи за II-ю групою граничних станів.....	30
5.3.1 Розрахунок крену опори.....	30
5.3.2 Перевірка осідання фундаменту.....	31
6 ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ	32
6.1 Послідовність проектування.....	32
6.2 Вибір схеми та попереднє призначення розмірів фундаменту.....	32
6.3 Вказівки до виконання статичного розрахунку пальового фундаменту.....	34
6.4 Вказівки до виконання розрахункових перевірок за I та II групами гра- ничних станів.....	35
6.4.1 Перевірка несучої здатності палі за ґрунтом.....	35
6.4.2 Перевірка несучої здатності за ґрунтом фундаменту з паль як	

умовно масивного фундаменту мілкового закладання.....	35
6.4.3 Перевірка горизонтального зміщення верху опори	35
6.4.4 Перевірка осідання пальового фундаменту.....	36
6.5 Приклад розрахунку пальового фундаменту з вертикальними пальями.....	36
6.5.1 Вихідні дані.....	36
6.5.2 Вибір схеми фундаменту та попереднє призначення розмірів.....	38
6.5.3 Статичний розрахунок рами фундаменту.....	40
6.5.4 Розрахункова перевірка несучої здатності палі за умовою міцності грунту.....	43
6.5.5 Перевірка несучої здатності фундаменту з паль як умовно масивного закладання.....	44
6.5.6 Перевірка горизонтального зміщення верху опори.....	47
7 ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ МАСИВНИХ ОПУСКНИХ КОЛОДЯЗІВ.....	48
7.1 Попереднє призначення розмірів.....	48
7.2 Розрахунок фундаменту на будівельні та експлуатаційні навантаження.....	49
8 ЗМІСТ ТА ОФОРМЛЕННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ	50
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	51
ДОДАТОК А.....	52
ДОДАТОК Б.....	53

ВСТУП

Програмою курсу «Основи і фундаменти» для студентів напрямку підготовки 6.060106 «Будівництво» передбачена курсова робота “Фундамент мостової опори”.

Мета курсової роботи - закріплення теоретичних знань і надбання навичок в області проектування і будівництва фундаментів під мостові опори.

В курсовій роботі на підставі індивідуального завдання необхідно виконати:

1. Аналіз місцевих умов будівництва і вихідних даних.
2. Визначення навантаження на фундамент.
3. Варіантне проектування фундаментів з вибором найбільш доцільного типу за техніко-економічним розрахунком і способу провадження робіт.
4. Розрахунок основного варіанту фундаменту за граничними станами і конструювання фундаменту.
5. Проектування робіт по будівництву фундаменту.

При проектування фундаментів глибокого закладання виконуються розрахунки на ПЕОМ по програмам OPORA та OPORA 2.

Приблизний обсяг пояснювальної записки 30-35 сторінок, графічної частини – один лист формату А2.

Пояснювальна записка виконується на стандартних аркушах паперу та ілюструється необхідними кресленнями, графіками та схемами у зручному для студента масштабі з усіма розмірами і абсолютними відмітками рівнів.

Графічна частина роботи повинна містити:

- креслення опори моста з фундаментом основного варіанту у трьох проекціях (масштаб 1:100; 1:200);
- деталі фундаменту (конструкції паль та пальових ростверків, конструкції опускних колодязів та інше);
- схеми технології будівництва фундаменту, деталі обладнання, конструкції шпунтових огорожень і перемичок у відповідності до прийнятих методів провадження робіт.

На кресленнях опори і фундаменту необхідно відобразити дані геологічної будови основи і гідрогеології водотоку.

1 ВКАЗІВКИ ЩОДО ВИЗНАЧЕННЯ ВИХІДНИХ ДАНИХ

Вихідні дані на курсову роботу складаються з даних про споруду та даних про будівельний майданчик. В завданні на проектування надається схема мостової опори та відомості про гідрогеологію водотоку.

За даними таблиці Д-1 студент самостійно визначає габарити моста, значення розрахункових прольотів, які примикають до опори, висоти опори, а також уточнює її остаточні розміри.

Дані про будівельний майданчик містять: назву географічного пункту будівництва, інженерно-геологічні умови майданчика, дані лабораторних випробувань фізично-механічних властивостей ґрунтів. Наведені відомості визначаються студентом самостійно за допомогою таблиць Д-2; Д-3; Д-4. Таблиці Д-1; Д-2; Д-3; Д-4 видаються керівником курсового проектування.

Вихідні дані для проектування повинні бути наведені у першому розділі розрахунково-пояснювальної записки. На окремому аркуші формату А4 необхідно накреслити схему мостової опори у зручному для студента масштабі за встановленими розмірами та заповнити таблицю 1.1, яка відображає ґрунтові умови будівельного майданчика.

Приклад заповнення таблиці 1.1 наведений нижче.

Таблиця 1.1 – Дані інженерно-геологічних досліджень

№ шарів	Абсолютні відмітки рівнів. Назва ґрунтів	Характеристика ґрунтів									
		$\gamma_s,$ $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\gamma,$ $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	W	W _L	W _P	ϕ^0	C кПа	e	E мПа	R _c мПа
1	127.00РВВ										
	125.10РМВ										
	124.00РД										
	123.00РМР										
	118.00										
2	Суглинок	27,2	20,3	0,22	0,37	0,19	17	35		30	
	110.00										
3	Глина	28,1	20,5	0,17	0,41	0,19	18	35		37	
	Скеля	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25

2 ВКАЗІВКИ ЩОДО ВИКОНАННЯ АНАЛІЗУ УМОВ БУДІВНИЦТВА

Аналіз умов будівництва є найважливішим фактором вибору раціонального варіанта фундаменту під споруду. Основним його етапом є оцінка напластувань ґрунтів за їх фізико-механічними властивостями та міцністю шарів.

Характеристики ґрунтів, вказані у завданні, не можуть дати повного уявлення про природний стан ґрунту, тому обробку матеріалу починають з вираховування допоміжних характеристик та показників ґрунту для встановлення їх умовних опорів R_0 . Обчислення виконуються на основі вказівок та таблиць розділу 1[5].

Порядок обчислень залежить від виду ґрунту.

Ґрунт піщаний:

1) визначається коефіцієнт пористості за формулою

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1, \quad (2.1)$$

де γ_s – питома вага ґрунту;

γ – об'ємна вага ґрунту;

W- вологість;

2) виявляється ступінь щільності за таблицею 1.8 [5];

3) визначається ступінь вологості за формулою

$$G = S_r = \frac{W}{e} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}, \quad (2.2)$$

де $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

За таблицею 1.7 [4], якщо $S_r \leq 0,5$ – ґрунт є маловологим; якщо $0,5 < S_r < 0,8$ – вологим, якщо $S_r > 0,8$ – насичений водою;

4) значення умовного опору R_0 визначається за дод.С табл.2 [1].

Ґрунт супіщаний:

1) визначається вагова вологість

$$W = \frac{S_r \cdot e \cdot \gamma_w}{\gamma_s}, \quad (2.3)$$

2) визначається число пластичності

$$I_p = W_L - W_P, \quad (2.4)$$

3) визначається показник консистенції

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}, \quad (2.5)$$

- 4) визначається точна назва ґрунту за табл. 1.9 і 1.10 [5];
 5) визначається умовний опір ґрунту R_0 за табл.1, дод.С [1].

Ґрунт глинистий

- 1) визначається коефіцієнт пористості за формулою (2.1);
 2) визначається число пластичності за формулою (2.4);
 3) визначається показник консистенції за формулою (2.5);
 4) встановлюється точна назва ґрунту за табл.1.9 і 1.10 [5];
 5) визначається умовний опір ґрунту R_0 за табл.1, дод.С [1].

Значення умовного опору R_0 глинистих ґрунтів твердої консистенції (якщо $I_L < 0$) та розрахункового опору осьовому стисненню скельних основ R необхідно визначати за дод.С [1].

Обчислення виконуються для усіх шарів ґрунту заданого напластування в послідовності, починаючи з верхнього шару.

Для наочного уявлення про властивості кожного шару та полегшення вирішення питання про вибір типу основи і фундаменту у записці креслиться у масштабі товщин пластів ґрунтова колонка за формою табл. 2.1

Таблиця 2.1 – Ґрунтова колонка

Абсолютні відмітки рівнів	Номер шару	Товщина шару, м	Умовне позначення ґрунту	Найменування ґрунту. Умовний розрахунковий опір
125,00			РМВ	
124,00			РД	
123,00			РМР	Суглинок тугопластичний
118,00	1	6		$R_0=286\text{кПа}$
110,00	2	8		Глина тверда $R_0=2700\text{кПа}$
	3			Скеля $R_0=27800\text{кПа}$

В кінці розділу дається висновок про геологічну будову та гідрогеологі-

чні умови майданчика у цілому, дається оцінка придатності ґрунтів для основ за фізичним станом і умовним опором R_0 .

На основі висновку виконується вибір типу основ та конструкцій фундаментів для варіантного проектування.

3 НАВАНТАЖЕННЯ НА ФУНДАМЕНТИ МОСТОВИХ ОПОР

3.1 Вказівки до визначення навантажень на фундамент проміжної опори

Навантаження та їх поєднання необхідно визначати відповідно сучасної нормативної літератури [3]. Рекомендується також користуватися вказівками та прикладом розрахунків розд. 1.1; 1.3; 5.1; 5.2 [8].

Навантаження визначаються попередньо у рівні обрізу фундаменту. При виконанні розрахунків основ за граничними станами навантаження по поєднанням треба переносити до рівня підшви фундаменту або до рівня підшви плити ростверку (для пальових фундаментів).

Розрахунки за граничними станами виконуються за дією розрахункових навантажень. Для розрахунків по 1-й групі граничних станів навантаження визначаються з коефіцієнтами надійності по навантаженню $\gamma_f > 1$; для розрахунків по 2-й групі приймається $\gamma_f = 1$ (нормативні навантаження).

Проміжні опори мостів та їх фундаменти розраховуються на сили, які діють уздовж і впоперек осі мосту. Але при тому зусилля не підсумовуються, а розглядається їх самотійна дія.

Розрахункова схема опори до визначення навантажень наводиться на рис 3.1.

Визначаючи навантаження на фундамент, виконують такі розрахунки:

- а) установлюють максимальні значення нормативних ($\gamma_f = 1$) та розрахункових навантажень на опору;
- б) визначають зусилля від розрахункових навантажень;
- в) установлюють найбільш не вигідне сполучення до розрахунку фундаменту і основи;
- г) визначають сумарні зусилля за сполученнями для розрахунків фундаменту уздовж та впоперек вісі мосту.

Число сполучень при розрахунках конструкцій мостів може бути значним. Однак у цій курсовій роботі умовно число сполучень обмежується. Розглядається тільки дія тимчасового автомобільного навантаження А-11 (А-15); будівельні та сейсмічні навантаження не враховуються.

При розрахунках фундаментів приймається три види сполучень:

I – для одержання максимального значення сумарного вертикального зусилля N при відповідних значеннях сумарного моменту M та горизонтального зусилля H ;

II – для одержання максимального моменту M_x , діючого уздовж осі мосту, при відповідних значеннях зусиль N та H .

III – для одержання максимального моменту M_y , діючого впоперек осі

мосту, при відповідних значеннях зусиль N та H .

Визначення навантажень, зусиль від навантажень та їх сполучень рекомендується виконувати у табличній формі.

Нижче надається зразок заповнювання таблиці нормативних зусиль (табл. 3.1) та зусиль по сполученням (табл. 3.2).

Обчислення за формулами основних значень навантажень і зусиль необхідно наводити у пояснювальній записці.

3.2 Визначення постійних навантажень

Нормативне вертикальне навантаження від власної ваги опори вираховується за її проектними розмірами при щільності залізобетону $p=25\text{кН/м}^3$, бетону $p=24\text{кН/м}^3$.

Нормативні вертикальні навантаження від власної ваги прольотних будов та мостового полотна визначаються за допоміжною таблицією Д-1 (вихідні дані).

Гідростатичний тиск враховується шляхом зменшення тиску від власної ваги частини опори, яка розташована нижче рівня води. У розрахунках його треба приймати як активне зусилля $P_{ГС}$, діюче знизу ввверх:

$$P_{ГС} = -V_{он} \cdot \gamma_w, \quad (3.1)$$

де $V_{он}$ – об'єм частини опори у воді;

$\gamma_w = 10\text{кН/м}^3$ – питома вага води.

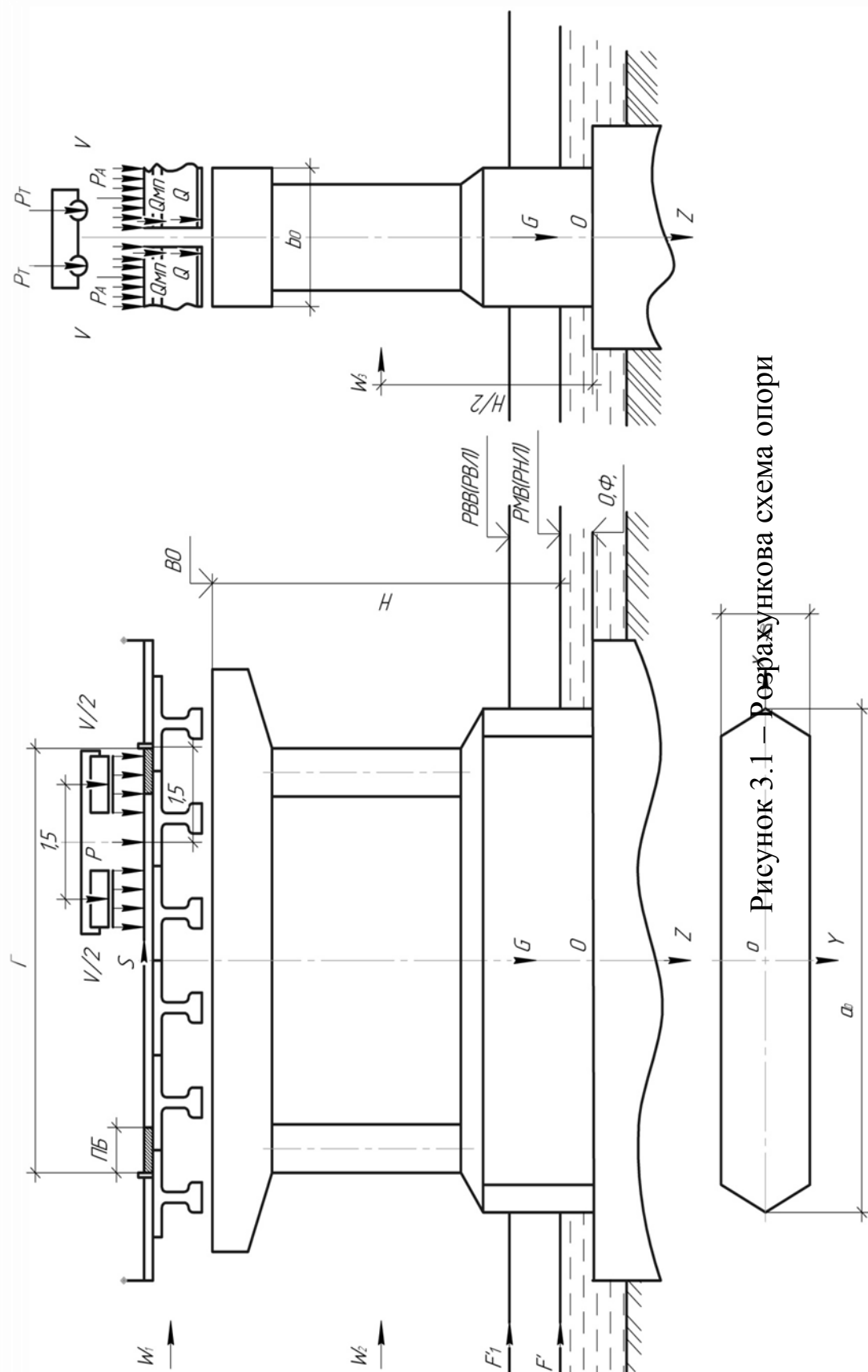
Коефіцієнт надійності γ_f для постійних навантажень надано у табл. 6.2[3].

3.3 Визначення нормативних тимчасових вертикальних навантажень від рухомого складу

Розрахунковим є навантаження А-11 (А-15) за п. 8.3 [3]. Завантажування мосту вказаним навантаженням робиться для одержання найбільших зусиль в опорі та фундаменті. Значення нормативних вертикальних навантажень на опору визначаються як опорний тиск розрізних балок прольотних будов по трикутним лініям впливу.

Завантажені обидва прольоти прилягають, що до розрахункової опори. Кількість смуг навантаження відповідає кількості смуг руху (див. рис. 3.2).

Опорний тиск P визначається як сума правої та лівої опорних реакцій при розміщенні візка, показаному на рис. 3.2.



Таблиця 3.1 Зведена таблиця нормативних зусиль у рівні обрізу фундаменту

№ навантаження	Назва навантаження	Вертикальні зусилля	Горизонтальні зусилля, кН		Момент, кН·м	
			уздовж	впоперек	уздовж M_x	впоперек M_y
1	Власна вага опори, G	2300	-	-	-	-
	Гідростатичний тиск, $P_{ГС}$ при:		-	-	-	-
	РМВ	-110	-	-	-	-
	РВВ	-430	-	-	-	-
2	Опорний тиск від ваги мостового полотна будови, Q	3800	-	-	-	-
3	Опорний тиск від ваги мостового полотна, $Q_{МП}$	1200	-	-	-	-
4	Опорний тиск від тимчасового автомобільного навантаження на двох прольотах по всій ширині проїзної частини, Р	968	-	-	-	-
5	Опорний тиск від тимчасового автомобільного навантаження на одному прольоті по всій ширині проїзної частини, $P_{Л}=P_{П}$	704	-	-	247	-
6	Опорний тиск від тимчасового автомобільного навантаження на двох прольотах при несиметричному завантаженні у напрямку поперек осі мосту Р'	484	-	-	-	1452
7	Поздовжнє навантаження від гальмування А-11 (А-15), Т		264	-	2337	-

Продовження табл. 3.1

1	2	3	4	5	6	7
8	Поперечне навантаження від бокових ударів А-11 (А-15),S	-	-	103	-	1061
9	Тиск вітру на опору та прольотні будови у напрямку поперек мосту W_1	-	-	82	-	647
10	Тиск вітру на прольотні будови у напрямку поперек мосту (при РМВ) W_2	-	-	10	-	60
11	Тиск вітру на опору та прольотні будови у напрямку уздовж мосту (при РМВ) W_3	-	124	-	644	-
12	Тиск льоду на опору у напрямку поперек мосту при РНЛ	-	-	373	-	-
	РВЛ	-	-	224	-	-

Примітка:

Навантаження від тиску льоду на опору приймаються прикладеними:

- у рівні низького льодоходу (РНЛ), умовно суміщеними з РМВ;
- у рівні високого льодоходу (РВЛ), умовно суміщеним з РВВ.

Таблиця 3.2 – Зусилля у рівні обрізу фундаменту (зразок заповнення)

№ навантаження	Назва навантаження	Коефіцієнт комбі- націй, η	Нормативні зу- силля			Коефіцієнт на-дій- ності, γ_f	Розрахункові наван- таження		
			N_n кН	H_n кН	M_n кНм		N кН	H кН	M кНм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I. Основне сполучення									
1	Власна вага опори	1	2300	-	-	1,25	2875	-	-
2	Власна вага прольотної бу- дови	1	3800	-	-	1,25	4750	-	-
3	Власна вага мостового пок- риття	1	1200	-	-	2,0	2400	-	-
	Постійне навантаження		7300	-	-		10025	-	-
	Гідростатичний тиск при РМВ (примітка 1)	1	- 110	-	-	1,25	-137,5	-	-
4	Максимальне значення опо- рного тиску тимчасового на- вантаження А – 11 (А-15) на двох прольотах	1	968	-	-	1,5	1452	-	-
	Усього по сполученню		8268				11477		
II. Сполучення (навантаження уздовж вісі мосту)									
1;2;	Постійне навантаження		7300	-	-		10025	-	-
3	Гідростатичний тиск при РМВ	1	-110	-	-	1,25	-137,5	-	-
5	Опорний тиск від тимчасово- го навантаження А – 11 (А- 15) на одному прольоті	0,8	564	-	198	1,5	846	-	297
7	Зусилля гальмування А -11 (А-15)	0,7		185	1636	1,5 1,5	-	278	2454
11	Тиск вітру на опору та про- льотні будови уздовж мосту	0,25	-	31	162		-	47	243
	Усього по сполученню		7870	220	2000		9380	270	2510

Продовження табл. 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
III Сполучення (навантаження поперек вісі мосту)									
1;2;3	Постійне навантаження		7300	-	-		10025	-	-
	Гідростатичний тиск при РМВ	1	-110	-	-	1,25	-137,5	-	-
6	Опорний тиск від тимчасового навантаження А-11 (А – 15) при несиметричному завантаженні у напрямку поперек осі мосту	0,8	387	-	1162	1,5	581	-	1743
8	Навантаження від бокових ударів А-11 (А – 15)	0,7	-	72	743	1,5	-	108	1115
12	Тиск льоду при РВЛ	0,7	-	157	459	1,2	-	189	551
Усього по сполученню			7790	230	2370		8980	280	2840

Примітка:

– гідростатичний тиск P_{TC} при підсумовуванні навантажень по сполученням у табл. 3.2 не враховується. Його необхідно враховувати, визначаючи зусилля у рівні підшви фундаменту, у випадку, вказаному п. 7.6 [1];

– значення коефіцієнту γ_f визначаються за табл. 16.2 [3] для рівномірно розподіленого навантаження і для візка;

– при визначенні навантажень та зусиль по сполученням треба керуватися п.5.1 та дод.В [3];

–при виборі льодового навантаження III-го сполучення необхідно з двох зусиль F_1 або F_2 прийняти те, яке дає максимальне значення згинаючого моменту M_y .

3.3 Визначення нормативних тимчасових вертикальних навантажень від рухомого складу

Розрахунковим є навантаження А-11 (А-15) за п. 8.3 [3].Завантажування мосту вказаним навантаженням робиться для одержання найбільших зусиль в опорі та фундаменті. Значення нормативних вертикальних навантажень на опору визначаються як опорний тиск розрізних балок прольотних будов по трикутним лініям впливу.

Схема I: завантажені обидва прольоти прилягають, що до розрахункової опори. Кількість смуг навантаження відповідає кількості смуг руху (див. рис. 3.2).

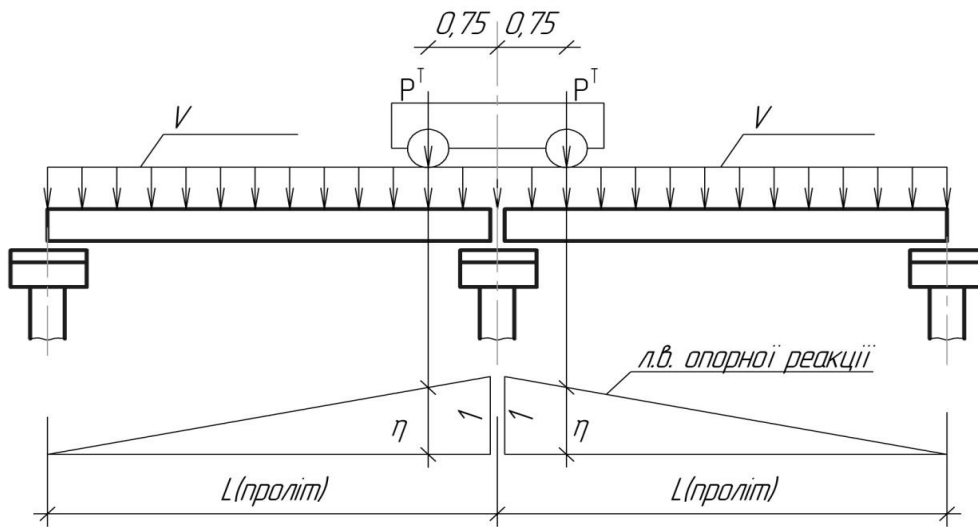


Рисунок 3.2 – Схема завантаження I

Опорний тиск P визначається як сума правої та лівої опорних реакцій при розміщенні візка, показаному на рис. 3.2.

$$P = P_l + P_{np} = 2(\omega_A \cdot V + P^T \cdot \eta_1) \cdot (1 + \mu) \cdot n, \quad (3.2)$$

де $\omega_A = 1 \cdot L / 2$ – площа трикутної лінії впливу опорної реакції;

$V = 11 \text{ кН/м}$ – інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження (для А-15 $V = 15 \text{ кН/м}$);

$P^T = 110 \text{ кН}$ – тиск на вісь візка; (для А-15 $P^T = 150 \text{ кН}$);

$\eta = \frac{L - 0,75}{L}$ – ордината лінії впливу;

L – величина розрахункового прольоту моста у метрах;

$(1 + \mu)$ – динамічний коефіцієнт, який визначається за табл.17.2 [3], для бетонних опор, основ і всіх фундаментів $(1 + \mu) = 1$;

n – кількість смуг навантаження.

При рівних прилягаючих прольотах мосту моменти від навантаження відсутні.

Схема II: завантажений один проліт, прилягаючий до розрахункової опори. Кількість смуг навантаження відповідає кількості смуг руху. Візок розміщується так, як показано на рис. 3.3.

$$P_{\text{л}} = P_{\text{нр}} = \Phi_A \cdot V + P^T (\eta_1 + \eta_2) \cdot (1 + \mu) \cdot n, \quad (3.3)$$

де $\eta_1 = 1$ - ордината лінії впливу;

$\eta_2 = \frac{L - 1,5}{L}$ ордината лінії впливу;-

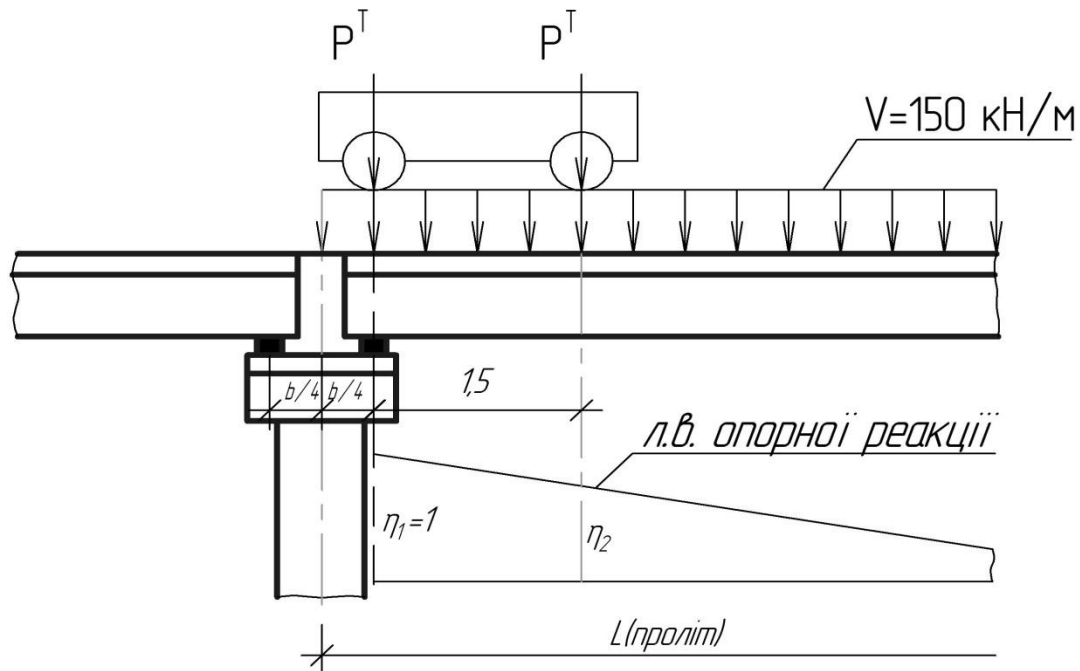


Рисунок 3.3 – Схема завантаження II

Опорний тиск $P_{\text{П,Л}}$ викликає на рівні обрізів фундаменту момент

$$M_x = \frac{(P_{\text{П,Л}} \cdot B_P)}{4}, \quad (3.4)$$

де B_P – ширина ригелю опори.

Схема III: завантажені обидва прольоти, що прилягають до розрахункової опори; кількість смуг приймається: $n = 2$, якщо міст має габарит Г-9 та більше. Навантаження від смуг руху максимально наближуються до бар'єру безпеки залежно від габаритів автомобілів, як це показано на рис. 3.4.

Значення величини опорного тиску P' визначається за формулою (3.2). Зусилля P' викликає момент впоперек осі мосту M_y , який визначається у відповідності із схемою рис. 3.4.

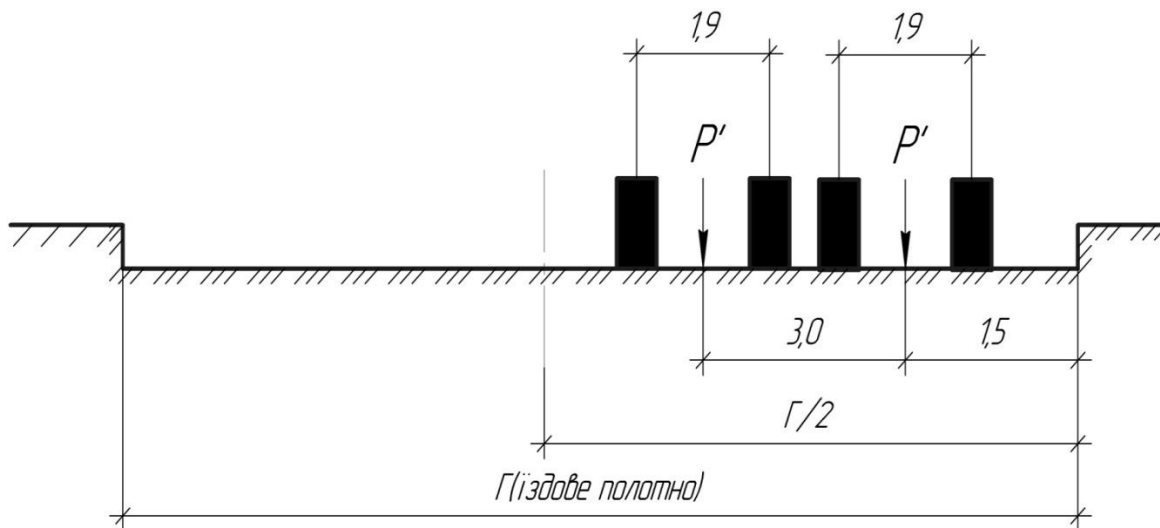


Рисунок 3.4 – Схема завантаження III

3.4 Визначення нормативних горизонтальних, навантажень від рухомого складу А-11 (А- 15)

Горизонтальне уздовжнє навантаження від гальмування автомобілів T визначається за п. 14.1 [3]. Припускається, що гальмують тільки автомобілі, які рухаються в одному напрямку. Формула розрахунку приймає вид

$$T = \frac{(0,5 \cdot 2 \cdot \omega_A \cdot V \cdot (1 + \mu) \cdot n)}{2} = 0,5 \cdot \omega_A \cdot V \cdot (1 + \mu) \cdot n, \quad (3.5)$$

Зусилля T береться не менш 7,8 К, але не більш 24,5 К, кН, де К- клас навантаження за п. 8.3 [3].

Зусилля T викликає згинальний момент M_x уздовж осі мосту. Плече сили T по осі Z необхідно визначати у відповідності із схемою опори та прийнятим рівнем обрізу фундаменту (див. рис. 3.1).

Горизонтальне поперечне навантаження від бокових ударів S визначається за п. 13.2б [3] незалежно від кількості смуг руху, а саме приймається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, що дорівнює 0,39К кН/м або зосередженої сили, що дорівнює 5,9К кН, прикладеної на рівні верху покриття проїзної частини, де К- клас навантаження за п. 8.3 [3].

Момент сили S відносно низу опори M_y вираховується відповідно із схемою опор (див. рис. 3.1).

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для тимчасового рухомого навантаження А-11 (А-15) визначаються за табл. 16.2 [3].

3.5 Визначення нормативних значень вітрового навантаження

Тиск вітру на конструкції мосту уздовж та впоперек його осі визначається у відповідності з п. 19.2 [3]. Коефіцієнти надійності по навантаженню γ_f наведені у п.19.4 [3]. Розрахункові значення вітрового навантаження визначаються за формулою

$$W_m = \gamma_f W_0 C, \quad (3.6)$$

де W_0 – характеристичне значення вітрового тиску згідно з п.19.3 [3];

γ_f – коефіцієнт надійності згідно з п.19.4 [3];

C – коефіцієнт, що враховує вплив форми елемента, його рівень над землею та інерційні сили при коливанні у вітровому потоці і визначається згідно з п.19.5 [3].

Характеристичне значення вітрового тиску дорівнює середньому (статистичному) тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі з перевищенням один раз за 50 років у залежності від вітрового району. Приймається згідно з табл.19.1 [3] або табл. 3.3, а вітровий район визначається згідно з ДБН В. 1.2-2.

Таблиця 3.3 - Середній (статистичний) тиск вітру

Вітровий район	1	2	3	4	5
Характеристичний тиск W_0 Па	400	450	500	550	600
Відповідна швидкість вітру V_0 , м/с	26	27	29	30	31

Згідно п.19.4 [3], коефіцієнт надійності γ_f приймається для граничного значення вітрового навантаження – 1,15.

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_d \quad (3.7)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який визначається відповідно до додатка Л [3].;

C_h – коефіцієнт висоти споруди враховує зростання вітрового навантаження в залежності від висоти над рівнем землі для I типу місцевості (згідно з класифікацією ДБН В. 1.2-2) і визначається за табл. 19.2[3] або за табл. 3.4.;

Таблиця 3.4 - Коефіцієнт висоти споруди

Старший період вертикальних власних коливань ¹⁾	Значення C_h при Z (м) над земною поверхнею								
	$\leq 0,5$	10	20	40	60	80	100	150	200
$\leq 0,25$	0,90	1,20	1,25	1,60	1,75	1,90	1,95	2,15	2,30
$> 0,25$	1,40	1,80	1,95	2,25	2,45	2,65	2,70	2,95	3,10

¹⁾ старший період вертикальних власних коливань визначається, як правило, за першою формою коливань.

C_d – коефіцієнт динамічності враховує інерційні сили при коливанні, а також вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Коефіцієнт слід знаходити на основі динамічних розрахунків. Коефіцієнт допускається приймати таким, що дорівнює:

$C_d = 1,0$ – при періоді власних коливань $\leq 0,25$ с;

$C_d = 1,2$ – при періоді власних коливань від 0,25 до 0,35 с.

У розрахунках враховуються три компоненти вітрового навантаження на міст (рис. 3.5):

- вздовж осі X – у напрямку вітрового потоку, який орієнтується поперек мосту;
- вздовж осі Z – вертикально, у перпендикулярному напрямку вітру;
- вздовж осі Y – у напрямку вітрового потоку, який орієнтується по осі моста.

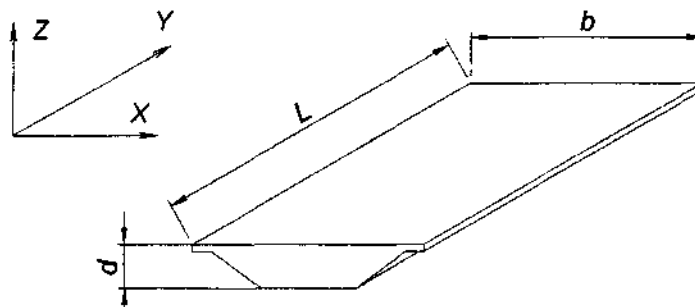


Рисунок 3.5 – Схема дії вітру

Вітрові навантаження у напрямках X та Y не враховуються одночасно,

а навантаження у напрямку Z може бути викликано горизонтальною вітровою течією будь-якого напрямку і має враховуватися одночасно з навантаженнями у напрямку X або Y .

Момент вітрового навантаження відносно центру ваги перерву опори по обрізу фундаменту визначається відповідно із схемою опори та розміщенням сил.

3.6 Визначення нормативного льодового навантаження

Нормативне значення льодового навантаження визначається за додатком К [3].

Коефіцієнт надійності за навантаженням приймається за табл. 28.1 [3].

У курсовій роботі розрахунок виконується тільки на тиск льоду при прорізанні його опорою з вертикальною передньою гранню.

Розрахункова формула для визначення F , кН

$$F_1 = \psi_1 \cdot R_{zn} \cdot b \cdot t, \quad (3.8)$$

де ψ_1 - коефіцієнт форми опори, який приймається за дод. К табл. К.1 [3];

R_{zn} - опір льоду роздробленню для районів будівництва, кПа

b - ширина опори на рівні дії льоду, м;

t - товщина льоду (приймається за завданням).

Границя міцності льоду на роздроблення (з урахуванням місцевого зминання) R_{zl} приймається за дод. К, п.К.1 [3]:

- у початковій стадії льодоходу – 735 кПа;
- при найвищому рівні льодоходу – 441 кПа.

Сила тиску льоду на опору визначається для початкової стадії льодоходу F_1 та для найвищого рівня льодоходу F_1' .

Моменти від горизонтальних сил F_1 та F_1' у рівні обрізу фундаменту визначаються за схемою опори.

4 ВКАЗІВКИ ДО ВИБОРУ ФУНДАМЕНТУ

Основи і фундаменти вибираються в результаті всебічного аналізу найбільш істотних чинників: особливостей конструкцій моста, розмірів і характеру навантажень, що діють на фундамент, характеру напластувань ґрунтів і їхніх фізико-механічних властивостей, наявності ґрунтових і поверхневих вод і їхнього режиму, наявності зрізань, насипів, розмивів дна водотоків, кліматичних умов району будівництва, засобів проведення робіт.

Вибір основ і пов'язане з ним призначення глибини закладання фундаменту полягає в доборі несучого прошарку ґрунту, спроможного сприймати тиск від споруди і передавати його на підстилаючи пласти шаруватої товщі, що лежать нижче.

В усіх випадках у якості основи приймають малостискувані ґрунти або скельні породи, а також ґрунти середньої стисливості (незв'язані середньої щільності або тугопластичні зв'язні).

При рішенні питання про вибір глибини закладання необхідно виконувати вказівки п. 7.5.1 - 7.5.3 і дод.Г [2].

При виборі варіантів рекомендується:

- складати ескізи, по можливості, усіх реальних варіантів основ і фундаментів;
- відкинути більшість з них, залишивши два доцільних конкурентоспроможних;
- зробити попередній розрахунок залишених варіантів фундаментів (попереднє призначення їхніх розмірів, засноване на розрахунках міцності основи) на розрахункові сполучення навантажень для заданої опори;
- зробити порівняння варіантів за вартістю, трудомісткістю будівельних робіт і витраті матеріалів, використовуючи таблиці укрупнених розцінок.

При виборі технічно можливих варіантів основ і фундаментів варто йти від більш простих до більш складних: на природній основі, пальові, штучні основи, фундаменти глибокого закладення.

Сфери раціонального застосування фундаментів різноманітних типів розглянуті при описі їхніх конструкцій у відповідних розділах підручників [6; 7].

Варто врахувати, що в сучасному вітчизняному мостобудівництві застосовують в основному фундаменти мілкового закладення, пальові і стовпчасті фундаменти при значній різноманітності конструкцій паль і стовпів, масивні опускні колодязі та колодязі-оболонки.

Для порівняння обраних варіантів фундаментів за їхніми техніко-економічними показниками у відповідному розділі вирішується питання про призначення основних засобів проведення робіт, основних механізмів і уста-

ткування. При цьому варто керуватися відповідними розділами [6; 7; 9; 10; 11].

Наприкінці розділу дається висновок про прийнятий до розрахунку варіант фундаменту.

Варто мати на увазі, що техніко-економічне обґрунтування вибору варіантів фундаментів є найважливішим питанням його раціонального проектування.

5 ВКАЗІВКИ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

5.1 Послідовність проектування і попереднє призначення розмірів фундаменту

Проектування фундаментів виконують у наступній послідовності:

- 1) призначають попередні розміри фундаменту;
- 2) відповідно до табл. 3.2 обчислюють розрахункові сполучення навантажень у рівні підшви фундаменту;
- 3) виконують розрахунок міцності основи (перший граничний стан);
- 4) перевіряють несучу звітність слабого підстилялого шару, якщо він є в напластуванні ґрунтів;
- 5) визначають осідання фундаменту та порівнюють його з граничним нормативним значенням (другий граничний стан);
- 6) якщо будь-які умови міцності або деформативності не виконуються, відкоректовують розміри фундаменту і виконують його остаточне конструювання та перерахунок;
- 7) розробляють пропозиції щодо зведення фундаменту: кріплення стін котловану, розробка ґрунту, водовідлив, бетонування фундаменту та інше.

Попереднє конструювання фундаменту мілкового закладання полягає в призначенні його розмірів в плані у рівнях обрізу і підшви та вертикальних розмірів: висоти фундаменту h_f і глибини закладення h .

При конструюванні фундаментів рекомендується користуватися вказівками п. 7.5 [2]; § IV.2 [7].

Вертикальні розміри h_f і h визначаються при призначенні відміток рівнів обрізу та підшви фундаменту. Далі при розрахунках рівень обрізу не змінюється, але рівень підшви та глибина закладення h можуть коректуватися.

Розміри та форма фундаменту в плані залежать від розмірів і форми опори у рівні обрізу. Ураховуючи, що фундамент в плані звичайно має прямокутну форму, призначають його розміри у рівні обрізу за формулами:

$$a_{min} = a_0 + 2\Delta; \quad b_{min} = b_0 + 2\Delta; \quad (5.1)$$

де a_0 і b_0 - розміри опори у розрахунковому рівні;

$\Delta = 0,2 \dots 1,0$ м - ширина обрізу.

Визначення розмірів підшви фундаменту виконується за умови міцності ґрунту основи при дії максимального навантаження N , умовно центрально

прикладеного.

Потрібна площа підшви фундаменту обчислюється за формулою:

$$A_t = \frac{k \cdot N}{R_0}, \quad (5.2)$$

де N – максимальне вертикальне зусилля в рівні обрізу (за сполученням I, табл. 3.2);

R_0 – умовний опір ґрунту основи під підшвою фундаменту;

k – коефіцієнт, приблизно враховуючий навантаження від власної ваги фундаменту, а також наявність згинаючого моменту; призначається $k=1,3 \dots 1,6$.

Розмір підшви фундаменту у поперечному напрямку приймається $a=a_{min}$, тоді розмір підшви уздовж осі мосту

$$b = \frac{A_t}{a}, \quad (5.3)$$

Якщо $b < b_{min}$, то приймають $b=b_{min}$. Якщо $b > b_{min}$, то фундамент конструюють за рекомендаціями §IV 2 [6], надаючи йому ступінчасту форму та дотримуючись умови жорсткої масивної конструкції

$$a \leq a_{гран} \quad (5.4)$$

Результатом усіх розрахунків на цьому етапі проектування буде розрахункова схема фундаменту, яка креслиться на окремому листі паперу. Приклад виконання дається на рис. 5.1.

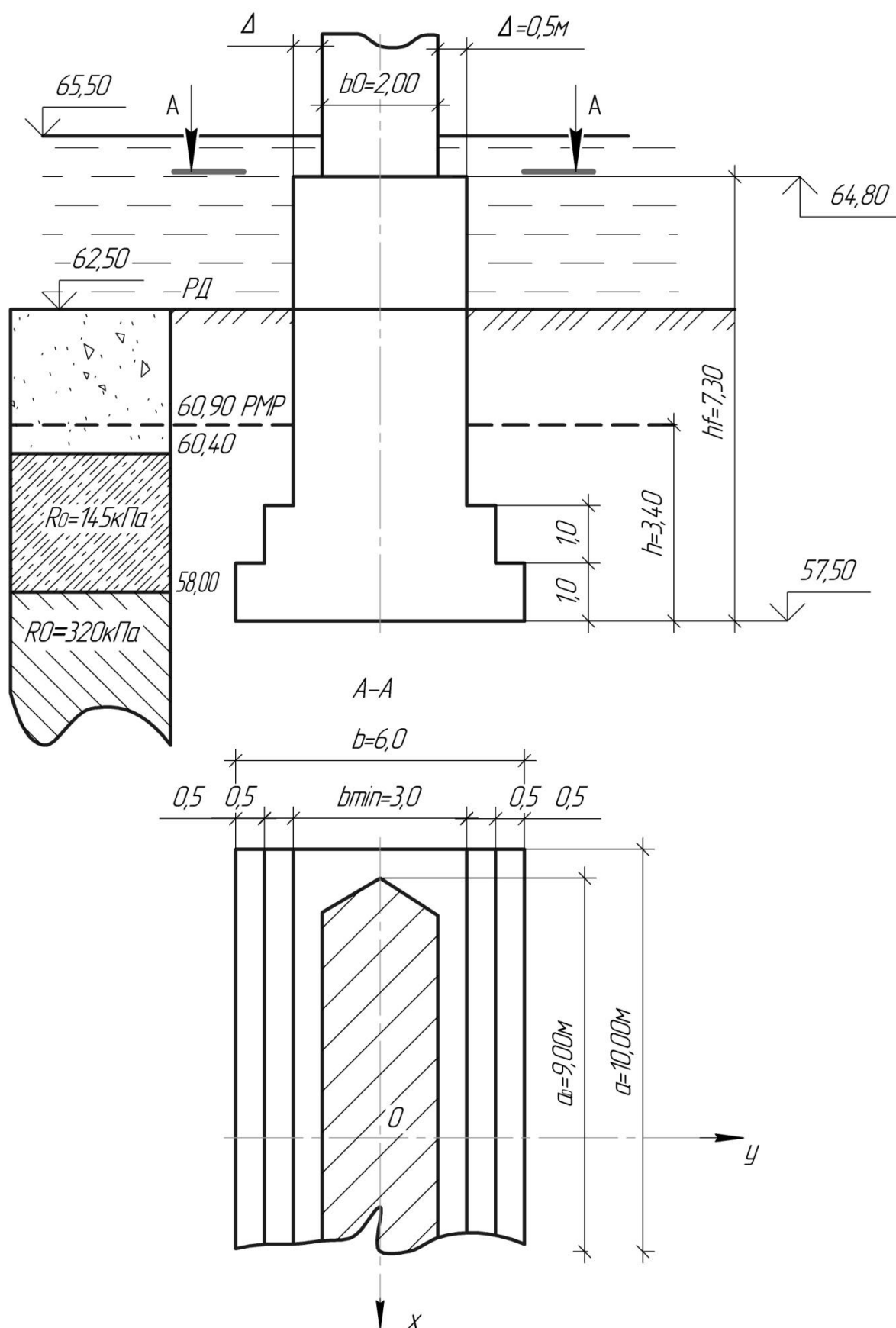


Рисунок 5.1 – Схема до розрахунку фундаменту мілкового закладення

5.2 Розрахунок основ і фундаментів за I-ю групою граничних станів

5.2.1 Перевірка міцності основ

Перевіряються умови п.7.8 [1]:

$$p = \frac{R}{\gamma_n}, \quad (5.4)$$

$$p_{max} = \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}, \quad (5.5)$$

де p та p_{max} – відповідно середній та максимальний тиск підшви фундаменту на основу;

R – розрахунковий опір ґрунту основи осьовому тиску, що визначається за додатком S [1];

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, дорівнює 1,4;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який приймається рівним 1,0 – при визначенні несучої здатності нескельних основ у випадках дії тимчасових навантажень (вертикальних, тиску ґрунту від рухомого складу, горизонтальнен поперечне навантаження від відцентрової сили), 1,2 – при визначенні несучої здатності скельних основ у всіх випадках і нескельних у випадках дії двох або більше тимчасових навантажень.

Значення p та p_{max} визначаються за формулами:

$$p = \frac{N}{A}, \quad (5.6)$$

$$p_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x}; \quad p_{max(y)} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y}, \quad (5.7)$$

де N – розрахункове вертикальне зусилля у рівні підшви фундаменту;

M_x ; M_y – моменти від розрахункових навантажень відносно головних осей площі підшви фундаменту;

W_x ; W_y – моменти опору площі підшви фундаменту;

A – фактична площа підшви фундаменту, $A = a \cdot b$.

Для виконання розрахунків необхідно перенести зусилля за сполученнями табл. 3.2 з рівня обрізу фундаменту до рівня його підшви.

I сполучення:
$$N = N_{oI} + G_f + \sum g; \quad (5.8)$$

II сполучення:
$$N = N_{oII} + G_f + \sum g;$$

$$M = M_{xo} + H_y \cdot h_f \quad (5.9)$$

III сполучення: $N = N_{oIII} + G_f + \sum g;$

$$M_y = M_{yo} + H_x \cdot h_f \quad (5.10)$$

де N_{oI} ; N_{oII} ; N_{oIII} ; - вертикальне зусилля у рівні обрізу фундаменту за сполученнями;

Значення G_f та $\sum g$ необхідно обчислювати у відповідності з розрахунковою схемою фундаменту при щільності бетону $\rho = 2400 \text{ кг/м}^3$ ($\rho = 24 \text{ кН/м}^3$) та коефіцієнта надійності: $\gamma_f = 1,25$.

Якщо умови (5.4) та (5.5) не виконуються, необхідно змінити розміри сторін підшви фундаменту а і b і повторно виконати розрахунок.

5.2.2 Перевірка несучої здатності слабкого підстиляльного шару ґрунту основи

Якщо напластування ґрунтів будівельного майданчика має підстиляльний шар ґрунту з більш низькими показниками міцності R_0 , як у несучого шару під підшвою фундаменту, виконується перевірка його несучої здатності за методикою дод. W [1].

Якщо умова міцності не виконується, належить збільшувати розміри підшви фундаменту а і b, тим самим зменшуючи тиск на покрівлю слабкого шару, та повторно виконати розрахунок.

5.2.3 Перевірка стійкості положення опори і фундаменту проти перекидання

Перевірка виконується за вказівками п. 1.58 [1]. Розрахункова формула

$$M_u = \frac{m}{\gamma_n} \cdot M_Z, \quad (5.11)$$

де M_u – момент перекидальних сил відносно вісі, яка проходить через крайнє ребро підшви фундаменту (точка 0 на рис. 5.2);

M_Z – момент утримувальних сил відносно тієї ж осі;

m та γ_n – відповідно коефіцієнти умов роботи та надійності за призначенням споруди, що приймають за п. 1.58 [1], а саме при перевірці фундаментів на скельних основах $m = 0,9$; на нескельних основах $m = 0,8$; при розрахунках у стадії постійної експлуатації $\gamma_n = 1,1$; при розрахунках у стадії будівництва $\gamma_n = 1,0$.

Перевірку стійкості положення опори і фундаменту необхідно виконувати та найбільш несприятливі сполучення розрахункових навантажень уздовж осі мосту за табл. 3.2.

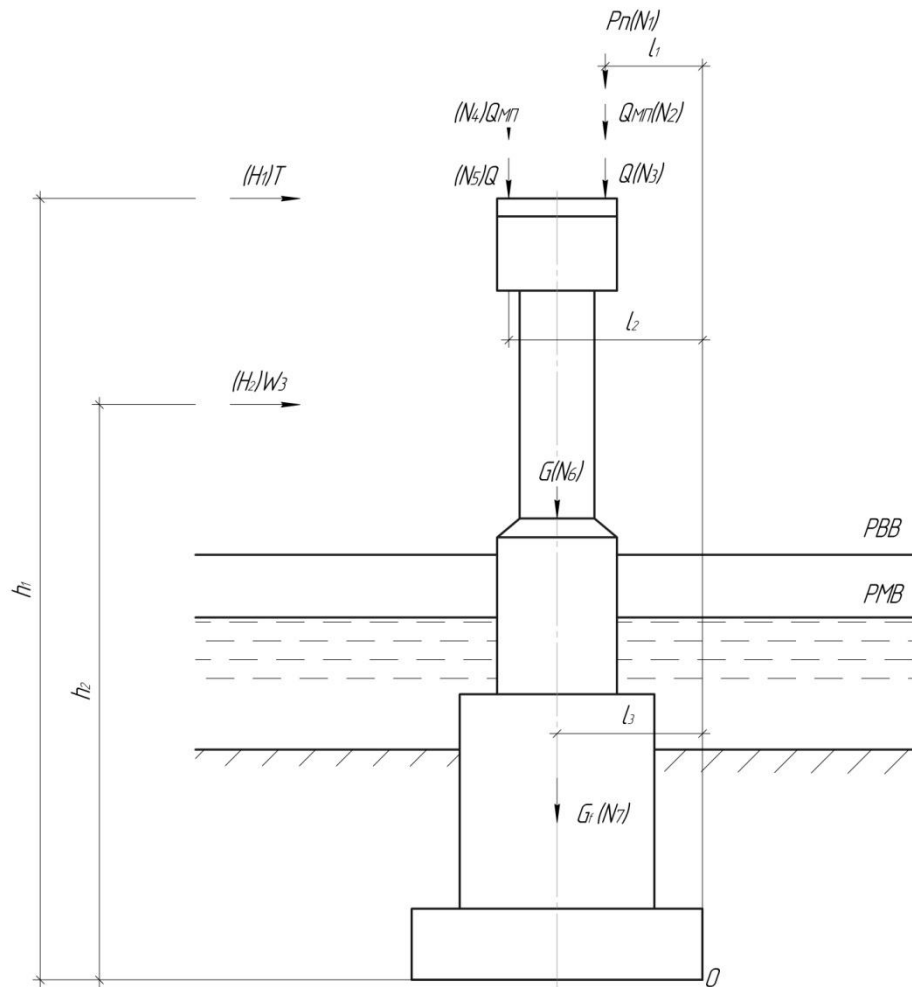


Рисунок 5.2 – Схема до розрахунку на перекидання та плоский зсув

5.2.4 Перевірка стійкості положення опори і фундаменту проти зсуву

Перевірка виконується за вказівками п. 1.59 [1]. Розрахункова формула

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot \psi \cdot Q_Z, \quad (5.12)$$

де Q_r – зсувна сила, яка дорівнює сумі проекцій сил, що зсувають, на напрям можливого зсуву;

Q_Z – утримувальна сила, яка дорівнює сумі проекцій утримувальних сил на напрям можливого зсуву;

m – коефіцієнт умов роботи, який за п.1.59 [1] дорівнює 0,9;

γ_n – коефіцієнти надійності за призначенням споруди, що приймається за п. 1.58 [1], а саме при розрахунках у стадії постійної експлуатації $\gamma_n=1,1$; при розрахунках у стадії будівництва $\gamma_n=1,0$.

Схема опори та фундаменту до розрахунку наведена рис. 5.2.

Розрахунок належить виконувати на найбільш несприятливі сполучення розрахункових навантажень уздовж осі мосту за табл. 3.2.

5.3 Розрахунок основи за II групою граничних станів

Розрахунок виконується відносно з п 7.6.4 [2] за умовою

$$S \leq S_u, \quad (5.13)$$

де S – спільна деформація основи і споруди, що визначається за вказівками дод. Д [2];

S_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди, яке установлюється за вказівками [1].

У курсовій роботі необхідно виконати розрахунок крену та осідання фундаменту.

5.3.1 Розрахунок крену опори

Визначення крену фундаменту і опори від дії нормативних навантажень може бути виконане за методикою, яка наведена у дод. п. Д.13 [2].

Але рекомендується крен фундаменту перевіряти побічно обмеженням відносного ексцентриситету нормальної сили при дії розрахункових навантажень за сполученнями II і III (табл. 3.2). Перевірка положення рівнодіючої нормальних сил від розрахункових навантажень виконується за вказівками п. 7.7 [1].

5.3.2 Перевірка осідання фундаменту

Для перевірки осідання фундаменту використовується розрахункова формула (5.13).

Величина осідання основи S визначається за методом пошарового підсумовування з використанням розрахункової схеми лінійно деформованого на півпросторі за дод. Д [2].

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.14)$$

де $\beta=0,8$ – безрозмірний коефіцієнт;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення додаткової нормальної напруги у i -му шарі

грунту, рівне напівсумі напруг у верхній та нижній межах шару по вер-

тикалі, яка пролягає через центр ваги підошви фундаменту;
 h – кількість шарів у межах стискуваної зони основи під підошвою фундаменту.

Розрахунки рекомендується виконувати за методикою та в послідовності, наведеній у розділах 2.2 [6], або §II.3 [7].

Величина граничного осідання S_u для фундаментів мостових опор може бути визначена за формулою:

$$S = 1,5 \cdot \sqrt{L} \text{ ,см,} \quad (5.15)$$

де L – довжина найменшого примикаючого до опори прольоту моста у метрах, приймається не менш 25м.

Якщо величина осідання фундаменту від нормативних навантажень S буде більше нормативного значення S_u , необхідно змінити розміри фундаменту та підібрати їх по S_u .

6 ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

6.1 Послідовність проектування

Проектування фундаментів виконують у наступній послідовності:

- 1) на основі нормативних вимог і гідрогеологічних умов місцевості вибирають схему та попередньо призначають розміри пальового фундаменту;
- 2) виконують статичний розрахунок пальового фундаменту за плоскими розрахунковими схемами;
- 3) виконують розрахункові перевірки за умовою міцності ґрунту;
- 4) за деформаціями плит ростверку визначають горизонтальне зміщення верху опори та виконують перевірку величини цього зміщення;
- 5) виконують розрахунок осідання пальового фундаменту з перевіркою величини цього осідання;
- 6) розробляють пропозиції по зведенню фундаменту: вибір механізмів для занурення паль; кріплення стін котловану під плиту низького ростверку водовідлив, підводне бетонування тампонажної подушки та бетонування плити ростверку.

6.2 Вибір схеми та попереднє призначення розмірів фундаменту

Вибираючи схему пальового фундаменту, необхідно забезпечити найбільш економічну конструкцію, яка має достатню міцність, жорсткість, а також технологічну при будівництві. Рекомендації до вибору схеми даються у літературі [4; 5; 6].

Для проміжної опори балочного мосту належить вибирати варіант симетричного фундаменту з вертикальними палями.

Рекомендується наступний порядок визначення попередніх розмірів пальового фундаменту:

- 1) На основі нормативних вимог та гідрогеологічних умов місцевості визначають мінімальну глибину закладання підшви плити ростверку у фунті для низьких пальових ростверків або відмітку підшви для високих пальових ростверків; при цьому слід пам'ятати, що палі повинні бути жорстко защемлені у плиті, тому мінімальна товщина плити визначається за формулою

$$h_r = 2 \cdot d_s + 0,8, \text{ (м)} \quad (6.1)$$

де d_s — товщина ствола палі;

2) Призначають мінімальні розміри плити ростверку у плані аналогічно фундаментам мілкового закладання (див. розд. 5):

$$\begin{aligned} a_r &= a_0 + 2\Delta \\ b_r &= b_0 + 2\Delta \end{aligned} \quad (6.2)$$

3) Наводять розрахункові навантаження за поєднаннями (табл. 3.2) до рівня підшви плити ростверку:

$$\text{I поєднання:} \quad N = N_{oI} + Gr \quad (6.3)$$

$$\begin{aligned} \text{II поєднання:} \quad N &= N_{oII} + Gr \\ M &= M_{x0} + H_y \cdot h_r \end{aligned} \quad (6.4)$$

$$\begin{aligned} \text{III поєднання:} \quad N &= N_{oIII} + Gr \\ M_y &= M_{y0} + H_x \cdot h_r \end{aligned} \quad (6.5)$$

де Gr - власна розрахункова вага плити ростверку;

$N_0, M_{x0}, M_{y0}, H_y, H_x$ – розрахункові зусилля у рівні обрізу фундаменту;

4) Призначають тип і матеріал паль, приймаючи палі типовими відповідно до табл. 7.1; 7.2 [4]; [10] і вказівки до способу занурення в ґрунт;

5) Визначають несучу здатність одиночної палі за умовою міцності ґрунту F_d аналітичним методом для паль-стояків або паль висячих за вказівками [3];

6) Визначають розрахункове допустиме навантаження на палю:

$$P_0 = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (6.6)$$

де γ_k – коефіцієнт надійності за п. 3.10 [3].

7) Визначають приблизну кількість паль у фундаменті

$$n = \frac{N}{P_0} \cdot t, \quad (6.7)$$

де N – найбільший вертикальний тиск, обчислений за формулою (6.3);

t – коефіцієнт, що коректує дію моменту в рівні підшви плити ростверку, $t=1,2\dots1,5$;

8) Конструюють відповідно до п. 7.9 [3] пальові фундаменти, розміщаючи палі в рядовому або шаховому порядку і приймаючи розміщення симетричним щодо головних осей підшви плити ростверку; відстань між осями паль приймають у межах $3d_s \dots 6d_s$ (d_s - товщина ствола палі); кількість паль у поперечному напрямку (уздовж осі моста) $n_{non}=3\dots5$, уздовж осі опори $n_{y3d} = \frac{n}{n_{non}}$;

розміри ростверку при цьому коректуються, а кількість фактично поставлених паль у фундаменті може відрізнитися від обчисленого за формулою (6.6).

Результатом розрахунків на цьому етапі проектування є розрахункова схема пальового фундаменту, що креслиться студентом на окремому аркуші міліметрового паперу.

Приклад виконання розрахункової схеми наведений у розд. 6.5, рис. 6.1.

6.3 Вказівки до виконання статичного розрахунку пальового фундаменту

Розрахункова схема пальового фундаменту подається в виді рами з нескінченно жорстким ригелем (плитою ростверку) і стояками, зануреними у пружно-пластичне середовище – ґрунт. При низьких ростверках плита також занурена у ґрунт.

У розрахунках ґрунт розглядається як лінійно-деформоване середовище з коефіцієнтом постелі C_z , зростаючим з глибиною. Відповідно до приведеної глибини занурення палі у ґрунт \bar{l} , необхідно встановити розрахункову схему рами та метод її розрахунку. Величина l , визначається за дод. 1 [3] в залежності від коефіцієнта деформації a_c і фактичної глибини занурення палі у ґрунті.

$$\bar{l} = a_c \cdot l, \quad (6.8)$$

При $\bar{l} \geq 2$ і опиранні паль на стискуваний ґрунт, а також при $\bar{l} \geq 4$ і спиранні на скельну породу фундаменти розглядають як рами з гнучкими стояками-палями, умовно закріпленими на деякій глибині від поверхні ґрунту. Взаємодія стояків з ґрунтом не ураховується.

При $\bar{l} < 2$ і опиранні паль на стискуваний ґрунт, а також при $\bar{l} < 4$ і спиранні на скельну породу розрахунок ведеться з урахуванням спільних деформацій паль і ґрунту.

Розрахунки необхідно виконувати за плоскими розрахунковими схемами. Методика розрахунків надана у дод. 1 [3], розд. IX [6]; рекомендується також використовувати приклади розрахунків [7].

Для розрахунків рами фундаменту використовується ПЕОМ та програма OPORA.

Розрахунок просторової рами пальового фундаменту за допомогою програми OPORA виконується за двома плоскими схемами: на дію навантажень уздовж осі моста (II поєднання за табл. 3.2) і на дію навантажень поперек осі моста (III поєднання за табл. 3.2)

Таким чином, розрахунок на ПЕОМ треба виконувати двічі для одержання максимальних зусиль у палях фундаменту та максимальних переміщень плити ростверку.

6.4 Вказівки до виконання розрахункових перевірок за I та II групами граничних станів

Виконання розрахункових перевірок за двома групами граничних станів дозволяє встановити правильність прийнятої конструкції пальового фундаменту та його розмірів.

6.4.1 Перевірка несучої здатності палі за ґрунтом

Перевіряються умови:

$$N_{max} + G_s \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = P_o \quad (6.9)$$

$$|N_{min}| - G_s \leq \frac{F_{du}}{\gamma_k}, \quad (6.10)$$

де N_{max} , N_{min} – максимальне та мінімальне значення зусилля від розрахункових навантажень у рівні підшви плити ростверку, які одержані статичним розрахунком пальового фундаменту;

G_s – власна вага палі; визначається з обліком зваженого стану у воді, якщо палі занурена у водонасичений ґрунт;

F_{du} – несуча здатність палі на виривання; визначається за розд. 4[3].

6.4.2 Перевірка несучої здатності за ґрунтом фундаменту з палі як умовно масивного фундаменту мілкого закладання

Перевірка виконується за вказівками дод. 25 та п. 7.8 [1]. Перевіряються умови міцності основи, аналогічно фундаментам мілкого закладання за формулами (5.4) і (5.5):

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad p_{max} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}$$

6.4.3 Перевірка осідання пальового фундаменту

Перевіряється умова

$$u_0 \leq u_{гран}, \quad (6.10)$$

де u_0 – горизонтальне зміщення верху опори від нормативних навантажень;

$$u_0 = u + \beta \cdot h_0, \quad (6.11)$$

де u , β – відповідно горизонтальне зміщення центру підшви плити ростверку та кут повороту плити, які одержані статичним розрахунком пальового фундаменту;

h_0 - висота опори від рівня підшви плити ростверку;

$u_{\text{гран}}$ – граничне зміщення верху опори;

$$u_{\text{гран}} = 0,5 \cdot \sqrt{L}, (\text{см}) \quad (6.12)$$

L – величина розрахункового прольоту моста у метрах, але не менше 25м.

6.4.4 Перевірка осідання пальового фундаменту

Перевірка осідання виконується за формулою (5.13)

$$S \leq S_u$$

Величина осідання пальового фундаменту S_u від дії нормативного навантаження N_p визначається методом пошарового підсумовування. При цьому паловий фундамент розглядається як умовно масивний фундамент мілкого закладення, розміри якого визначаються за вказівками дод. 25 [1].

Навантаження N_p прикладається в центрі ваги підшви фундаменту.

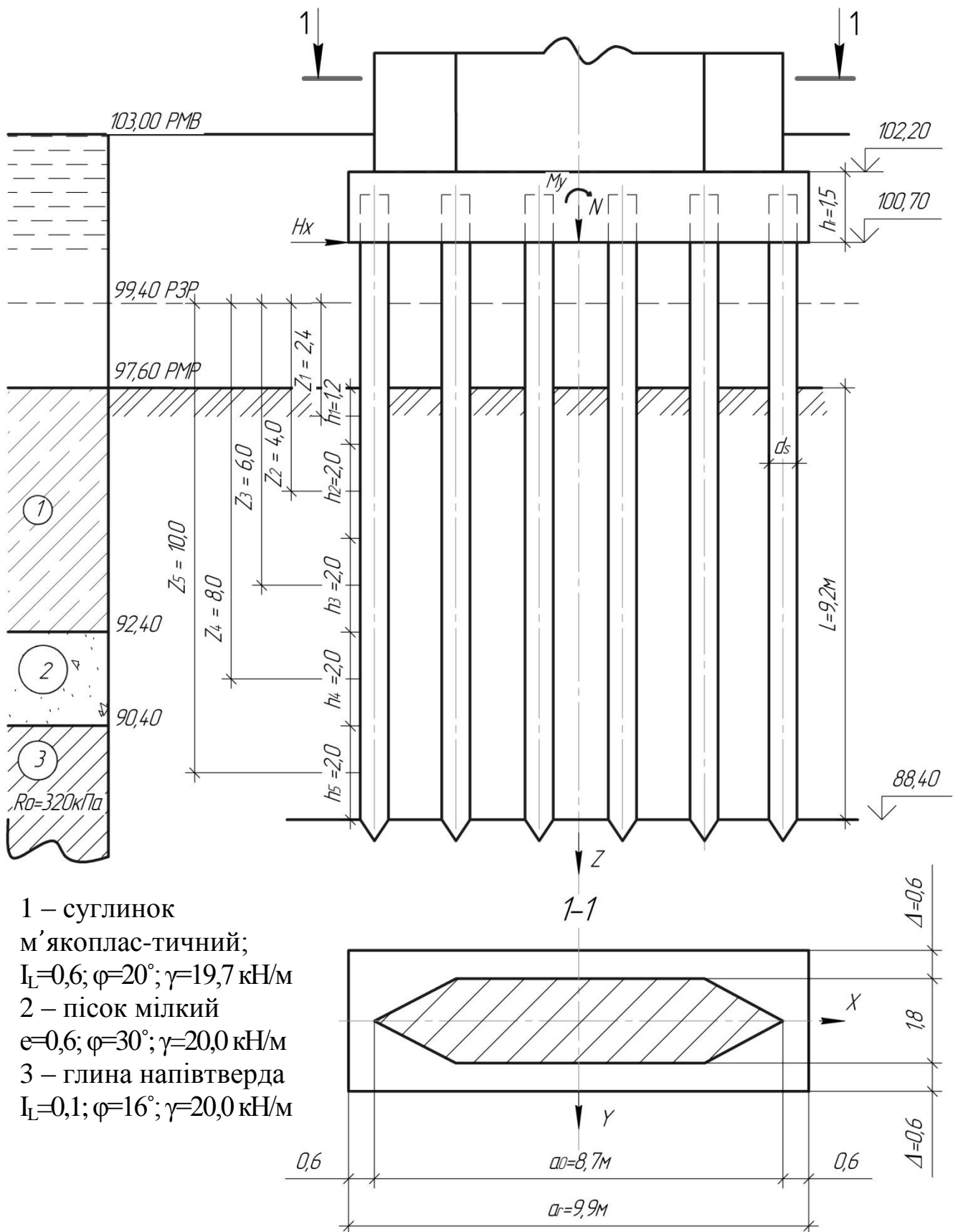
При розрахунках необхідно користуватись методикою, викладеною у відповідних розділах [6:7].

6.5 Приклад розрахунку пальового фундаменту з вертикальними палями

6.5.1 Вихідні дані

Запроектувати фундамент з вертикальними палями суцільного перерізу під проміжну опору автодорожнього розрізного балочного моста з прольотами $L=33\text{м}$.

Геологічний розріз та дані гідрогеології водотоку наведені на рис.6.1.



Розрахункові навантаження в рівні обрізу фундаменту (приймаються за табл.3.2):

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни "Основи та фундаменти"

I поєднання:	$N_0 = 9100кН;$
II поєднання:	$N_o = 8800кН;$
	$M_{x0} = 2510кН;$
	$H_y = 270кН;$
III поєднання:	$N_o = 8400кН;$
	$M_{y0} = 2900кН;$
	$H_x = 250кН;$

Висота опори від обрізу до верху $h_0=8,8м.$

6.5.2 Вибір схеми фундаменту та попереднє призначення розмірів

При глибині водотоку 3,6м приймаємо схему високого пальового ростверку.

Приймаємо палі залізобетонні перерізом $0,35 \times 0,35м$ марки СМ13-35Т2 за табл.7.1 [4]. Опирання паль – на глину напівтверду. Палі жорсткого зашпелені у плиту ростверку, яка має товщину

$$h_r = 2 \cdot 0,35 + 0,8 = 1,5м.$$

Спосіб занурення паль в ґрунт – забивання молотом.

Визначаємо розміри плити ростверку в плані за формулами (6.2):

$$a_r = 8,7 + 2 \cdot 0,6 = 9,9м,$$

$$b_r = 1,8 + 2 \cdot 0,6 = 3,0м;$$

Визначаємо несучу здатність одиночної палі F_d . При опиранні забивної палі на стискуваний ґрунт – паля висяча, тому несуча здатність визначається за п. 4.2 [3] і формулою (8) [3].

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (6.13)$$

де $\gamma_c = 1$;

$\gamma_c = \gamma_{cf} = 1$ за табл.3 [3];

$R=7340кПа$ – розрахунковий опір ґрунту під кінцем палі за табл.1 [3];

$A=0,35^2=0,1225м^2$;

$u=0,35 \cdot 4=1,4м.$

Для визначення розрахункових опорів по боковій поверхні палі за табл.2 [3] товщу ґрунтів від рівня максимального розмиву (РМР) розбиваємо на однорідні шари товщиною $h_i \leq 2м.$

6.5.3 Статичний розрахунок рами фундаменту

Визначаємо характеристики перерізу ствола палі (бетон В25), ураховуючи за допомогою коефіцієнту 0,8 тріщини у розтягнутій зоні та пластичні деформації у стискуваній зоні перерізу:

$$E_b A = 0,8 \cdot 300 \cdot 10^5 \cdot 0,35^2 = 2,94 \cdot 10^6 \text{ кН}$$

$$E_b I = 0,8 \cdot 300 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,35^4}{12} = 3,0012 \cdot 10^4 \text{ кНм}^2$$

де E_b – модуль пружності бетону за табл.28[1];

A – поперечний переріз ствола палі;

I – момент інерції палі.

Визначаємо довжину стискування палі для висячих паль

$$l_N = l_o + \frac{7 \cdot E_b \cdot A}{10^3 \cdot F_d},$$

де l_o - вільна довжина палі по рис. 6.1

$$l_N = 3,1 + \frac{7 \cdot 2,94 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 1321} = 18,7 \text{ м.}$$

Для паль-стояків

$$l_N = l_o + l,$$

Для низьких ростверків $l_o=0$, $l_N=1$, або $l_N = l_o + \frac{7 \cdot E_b \cdot A}{10^3 \cdot F_d}$,

Визначаємо коефіцієнт деформацій палі за дод. 1[3]

$$a'_{\epsilon} = 5 \sqrt{\frac{K \cdot b_p}{\gamma_c \cdot E_b \cdot I}},$$

де b_p - умовна ширина палі, для паль призматичних

$$b_p = 1,5 \cdot d_s + 0,5;$$

$$b_p = 1,5 \cdot 0,35 + 0,5 = 1,025 \text{ м;}$$

$\gamma_c=3$ за дод.1 [3];

k – коефіцієнт пропорційності по табл.1, дод. 1 [3], якщо вираховується за вказівками розд. 9.4 [4] в залежності від ґрунтів у верхній товщі h_k

$$h_k = 2 \cdot (d_s + 1);$$

$$h_k = 2 \cdot (0,35 + 1) = 2,7 \text{ м}$$

Значення h_k відкладаємо від рівня дна водотоку після максимального розмиву (див. рис. 6.1). У межах h_k по рис. 6.1 є тільки один шар – суглинок м'якопластичний з $I_L=0,6$, тому за табл.1 дод. 1 [3] $K=10000 \text{ кН/м}^4$.

Визначаємо коефіцієнт деформації за формулою (6.15)

$$a_{\epsilon} = 5 \sqrt{\frac{10000 \cdot 1,025}{3 \cdot 3,0012 \cdot 10^4}} = 0,647 \text{ м}^{-1}.$$

Приведена глибина занурення палі за формулою (6.7)

$$\bar{l} = 0,647 \cdot 9,2 = 5,95.$$

Характеристика поздовжньої жорсткої палі:

$$p_1 = \frac{E_b \cdot A}{l_N},$$

$$p_1 = \frac{2,94 \cdot 10^6}{18,7} = 1,572 \cdot 10^5 \text{ кН/м}.$$

Розрахунок плоских рам пальового фундаменту методом переміщень виконуємо за допомогою ПЕОМ за програмою OPORA. Вихідні дані зводимо у табл. 6.2.

Таблиця 6.2 – Вихідні дані до розрахунку рами пальового фундаменту

Найменування	Позначення	Один. вимі-ру	Числові навантаження	
			Навантаження уздовж осі мосту	Навантаження поперек осі мосту
1	2	3	4	5
1. Жорсткість перерізу ствола	$E_b I$	кН·м ²	$3,0012 \cdot 10^4$	$3,0012 \cdot 10^4$
2. Коефіцієнт деформації	α_{ϵ}	м ⁻¹	0,647	0,647
3. Вільна довжина	l_0	м	3,1	3,1
4. Характеристика поздовжньої жорсткості	p_1	кН/м	$1,572 \cdot 10^5$	$1,572 \cdot 10^5$
5. Вертикальна сила	N	кН	10002	9602
6. Момент	M	кН·м	2915	3275
7. Горизонтальна сила	H	кН	270	250
8. Частка від функції впливу	$A_{ff}=A_0$	-	2,441	2,441
	$A_{mf}=B_0$	-	1,621	1,621
	$A_{mm}=C_0$	-	1,751	1,751
9. Кількість рядів на рівні кінців паль	N_{non}	од.	3	6
10. Кути нахилу несучих елементів	-	радіан	0	0

Продовження табл.6.2

1	2	3	4	5
11. Координати центрів несучих елементів	$X_i; Y_i$	м	-1,05;0;1,05	-4,5;-2,7;-0,9; 0,9; 2,7; 4,5
12. Кількість елементів у рядах	$n_{\text{поз}}$	од.	6	3

Примітки до табл.6.2:

1. Частки від функцій впливу визначаються за табл.5 дод. 1[3] у залежності від характеру опирання паль на ґрунт.
2. У залежності від характеру опирання паль на ґрунт.
3. Навантаження і зусилля п. 5, 6, 7 табл. 6.2 зведені до рівня підосви плити ростверку за формулами (6.3) та (6.4):

II поєднання: $N = 8800 + 1202 = 10002 \text{ кН};$

$$M_x = 2510 + 270 \cdot 1,5 = 2915 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

III поєднання: $N = 8400 + 1202 = 9602 \text{ кН};$

$$M_y = 2900 + 250 \cdot 1,5 = 3275 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Результати розрахунків обох рам наведені у додатках А і Б

Таблиця 6.3 – Основні показники розрахунку рам

Найменування	Позначення	Один. виміру	Числові значення	
			Навантаження уздовж вісі мосту	Навантаження поперек вісі мосту
1	2	3	4	5
1. Максимальне поздовжнє зусилля	N_{max}	кН	837,4	639,16
2. Мінімальне поздовжнє зусилля	N_{min}	кН	273,93	427,73
3. Згинаючий момент	M_B	кН·м	35,27	40,05
4. Перерізувальна сила	Q_B	кН	15,00	13,89
5. Переміщення ростверку горизонтальне	u	м	0,0144	0,0091
6. Кут повороту плити	β	радіан	0,0017	0,0001

6.5.4 Розрахункова перевірка несучої здатності палі за умовою міцності ґрунту

Перевіряємо умову за формулою (6.8)

$$N_{\max} + G_s = 837,4 + 0,35^2 \cdot (13 - 0,7) \cdot 25 \cdot 1,1 = 878,0 \text{ кН} < P_0 = 852,3 \text{ кН}$$

Умова виконується.

6.5.5 Перевірка несучої здатності фундаменту з паль як умовно масивного мілкого закладання

Перевірка виконується за формулами (5.4) і (5.5):

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad p_{\min} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}.$$

За допомогою дод.25 [1] та рис. 6.1 визначимо розміри умовно-масивного фундаменту (див. рис. 6.3).

Визначаємо кут φ_m за формулою

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{d} \quad (6.20)$$

де φ_i – кут внутрішнього тертя i -то шару у межах глибини d за табл.1.1;

$$\varphi_m = \frac{20 \cdot 5,2 + 30 \cdot 2 + 16 \cdot 2}{9,2} = 21,3;$$

$$\operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4} = \operatorname{tg} 5,3^\circ = 0,0928;$$

Визначаємо розміри підшви:

$$a_c = a' + 2 \cdot d \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4} = (9,0 + 0,35) + 2 \cdot 9,2 \cdot 0,0928 = 11,1 \text{ м},$$

$$b_c = b' + 2 \cdot d \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_m}{4} = (2,1 + 0,35) + 2 \cdot 9,2 \cdot 0,0928 = 4,2 \text{ м}.$$

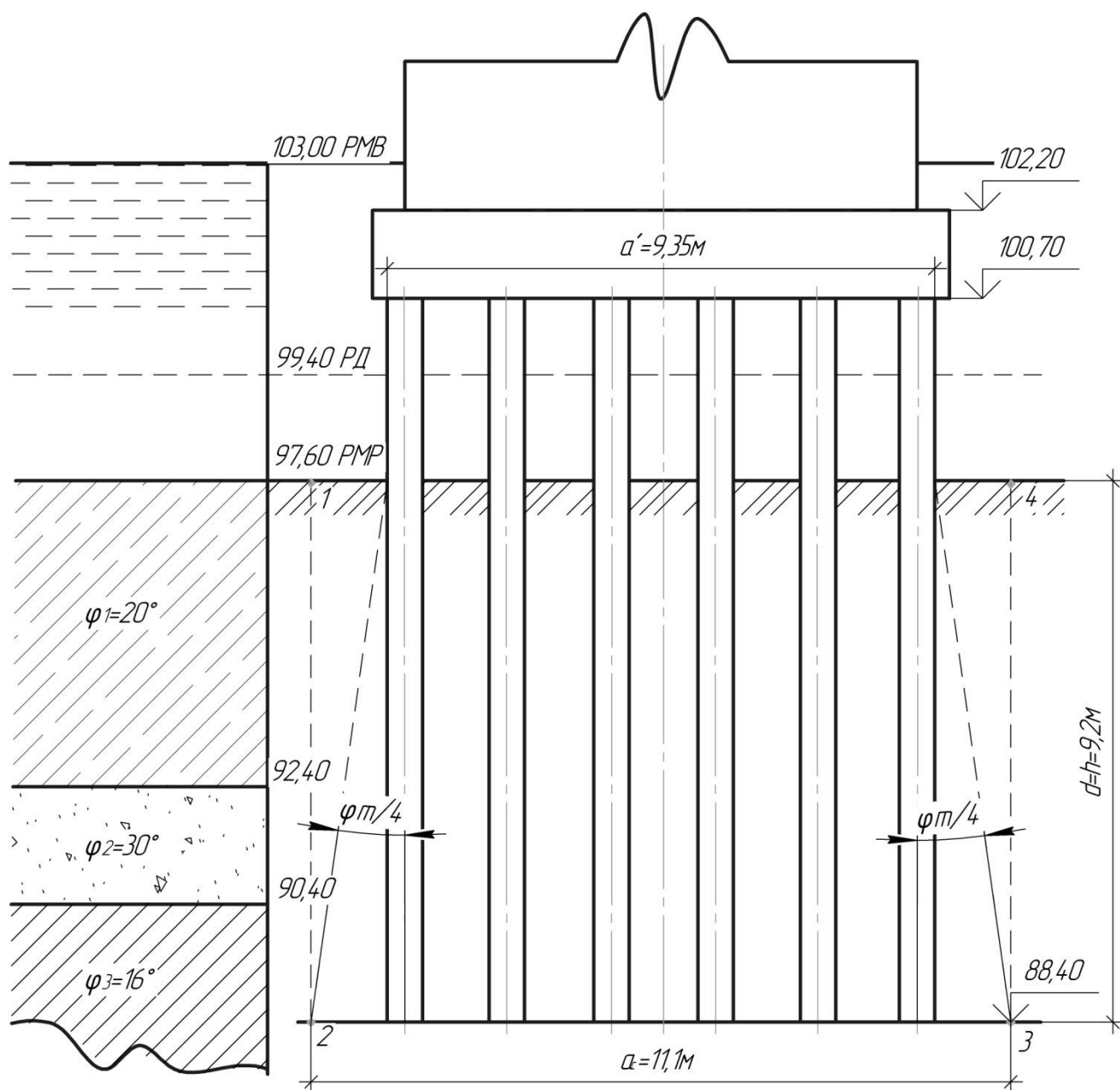


Рисунок 6.3 – Розрахункова схема умовно-масивного фундамент

Величини p та p_{\max} визначаються за формулами:

$$p = \frac{N_c}{a_c \cdot b_c}, \quad (6.21)$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c \cdot b_c} + \frac{6 \cdot a_c \cdot (3 \cdot M_c + 2 \cdot F_h \cdot d)}{b_c \cdot \left(\frac{K}{C_b} \cdot d^4 + 3 \cdot a_c^3 \right)}, \quad (6.22)$$

де N_c – вертикальна сила у рівні підшви умовного фундаменту;

M_c – момент горизонтальної складової зовнішнього навантаження $F_h = H_y$

у рівні дна водотоку після місцевого максимального розмиву (РМР);

K – коефіцієнт за табл. дод. 25[1];

C_b – коефіцієнт постелі ґрунту на рівніпідшви умовного фундаменту.

Визначаємо N_c

$$N_c = N_0 + G_r + G_s \cdot n_s + G_{гр}, \quad (6.23)$$

де N_0 – вертикальна сила у рівні обрізу;

$G_r = 1202 \text{ кН}$;

$G_s \cdot n_s = 0,35^2 \cdot (13 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 18 = 732 \text{ кН}$ – власна розрахункова вага паль;

$G_{гр}$ – власна розрахункова вага ґрунту у границях масиву 1, 2, 3, 4;

$$G_{гр} = V_{гр} \cdot \gamma_{ср} \cdot \gamma_f$$

де $V_{гр}$ – об'єм ґрунтумасиву 1, 2, 3, 4;

$\gamma_{ср}$ – середня питома вага ґрунтів у границях глибини d

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням; $\gamma_f = 1,2 \text{ кН}$;

$$V_{гр} = 11,1 \cdot 4,2 \cdot 9,2 = 428,9 \text{ м}^3,$$

$$\gamma_{ср} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{d}$$

$$\gamma_{ср} = \frac{19,7 \cdot 5,2 + 20,0 \cdot 2 + 20,0 \cdot 2}{9,2} = 19,83 \text{ кН/м}^3$$

$$G_{гр} = 428,9 \cdot 19,83 \cdot 1,2 = 10206 \text{ кН}$$

$$N_{cl} = 9100 + 1202 + 732 + 10206 = 21240 \text{ кН}$$

$$N_{cII} = 8800 + 1202 + 732 + 10206 = 20940 \text{ кН}$$

Середній тиск фундаменту на основу

$$p = \frac{21240}{11,1 \cdot 4,2} = 455,6 \text{ кПа}$$

Визначаємо максимальний тиск фундаменту на основу від дії навантажень уздовж осі моста (II поєднання), якщо

$$F_h = H_y = 270 \text{ кН}$$

$$K = 1961 + \frac{3920 - 1961}{0,75 - 0,5} \cdot (0,75 - 0,6) = 2035 \text{ кН/м}^4$$

$$C_b = 10 \cdot K = 10 \cdot 2035 = 20350 \text{ кН/м}^4$$

$$M_c = 270 \cdot (1,5 + 3,1) = 1242 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$p_{\max} = \frac{20940}{11,1 \cdot 4,2} + \frac{6 \cdot 11,1 \cdot (3 \cdot 1242 + 2 \cdot 270 \cdot 9,2)}{4,2 \cdot \left(\frac{2035}{20350} \cdot 9,2^4 + 3 \cdot 11,1^3 \right)} = 449,2 + 28,6 = 447,8 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту R визначаємо за дод.24[1]

$$R=1,7 \cdot \{R_0 \cdot [1+K_1 \cdot (b-2)] + K_2 \cdot \gamma \cdot (d-3)\} \quad (6.25)$$

де $R_0 = 320$ кПа;

$b=b_c = 4,2$ м;

$d=9,2$ м

$\gamma=\gamma_{cp}=19,83$ кН/м³

$\left. \begin{array}{l} K_1=0,04 \\ K_2=2 \end{array} \right\}$ за дод.24[1]

$$R=1,7 \cdot \{320 \cdot [1+0,04 \cdot (4,2-2)] + 2 \cdot 19,83 \cdot (9,2-3)\} = 1009,9 \text{ кПа}$$

Перевіряємо

$$\rho = 455,6 \text{ кПа} < \frac{R}{\gamma_n} = \frac{1009,9}{1,4} = 721,4 \text{ кПа}$$

$$\rho_{\max} = 477,8 \text{ кПа} < \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n} = \frac{1,2 \cdot 1009,9}{1,4} = 865,7 \text{ кПа}$$

Умови міцності виконуються.

6.5.6 Перевірка горизонтального зміщення верху опори

Перевіряємо за формулою (6.10)

Визначаємо u_0 за даними табл.6.3 за формулою (6.11) з коефіцієнтом 0,8 яким приводимо розрахункові значення зусиль до нормативних

$$u_0 = 0,8 \cdot (0,0144 + 0,0017 \cdot 10,3) = 0,0255 \text{ м} = 2,55 \text{ см}$$

$$h_0 = h_0 + h_r = 8,8 + 1,5 = 10,3 \text{ м}$$

Визначаємо $u_{\text{гран}}$ за формулою (6.12)

$$u_{\text{гран}} = 0,5 \cdot \sqrt{33} = 2,87 \text{ см}$$

Перевіряємо

$$u_0 = 2,55 \text{ см} < u_{\text{гран}} = 2,87 \text{ см}$$

Умова виконується

Висновок: розрахункові перевірки за I і II групами граничних станів виконуються. Розміри пальового фундаменту та кількість паль підібрано вірно.

7 ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ МАСИВНИХ ОПУСКНИХ КОЛОДЯЗІВ

7.1 Попереднє призначення розмірів

При проектуванні належить користуватись літературою: розд. 10 [5]; розд. X [6]; [9]; розд. 6 [1]; розд. 8; 15 [4].

Масивні опускні колодязі рекомендується приймати прямокутними у плані з вертикальними стінками.

Послідовність виконання розрахунків та конструювання:

- 1) призначають за геологічним розрізом будівельного майданчика глибину занурювання колодязів таким чином, щоб низ урізався у щільний несучий ґрунт не менше, ніж на 1 м;
- 2) визначають розміри поперечного перерізу колодязя у плані за формулами (5.1)

При цьому ширина обрізів Δ приймається не менше $1/50$ глибини занурення колодязя, але не менше, ніж 0,4 м; відношення одного боку колодязя до другого a : b вне слід призначати більше ніж 3:1, тому що дуже витягнуті колодязі при занурюванні легко нахиляються та зсуваються з проектних осей; максимальна ширина обрізів Δ не обмежується;

- 3) визначають товщину зовнішніх стін колодязя з умовою його занурювання під дією власної ваги; умова виражається формулою

$$Q_k \geq 1,15 \cdot T \quad (7.1)$$

де Q_k – вага колодязя, обчислена з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f=1,1$; при опусканні без водовідливу вага колодязя визначається з урахуванням зваженого стану у воді;

T — сумарна сила тертя ґрунту до зовнішньої поверхні колодязя, яка визначається за формулою

$$T = \sum u_i \cdot f_i \cdot h_i \quad (7.2)$$

де h_i , u_i – висота та зовнішній периметр колодязя у межах i -го шару ґрунту; f_i – розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні колодязя (сила тертя) на глибині Z_i середини i -го шару, який визначається за графіками рис. X.13 [6] або рис. 15.12 і 15.13 [4]; знак суми у формулі (7.2) поширюється на повну глибину занурення колодязя від поверхні острівка при занурюванні з поверхні штучного острівка, або від дна водотоку при занурюванні з риштувань та понтонів;

- 4) виконують попередню перевірку міцності ґрунтів під підшвою колодязя

$$\rho = \frac{N-T}{A} \leq \frac{R}{\gamma_n} \quad (7.3)$$

де N —вертикальна рівнодіюча від розрахункових навантажень у рівні підшви фундаменту;

A — площа підшви фундаменту за умови заповнення внутрішніх шахт колодязя бетоном;

R – розрахунковий опір ґрунту під підшвою фундаменту за дод. 24 [1];

T' —сила опору ґрунту по боковій поверхні фундаменту, яка урахується тільки при опиранні на стискуваний ґрунт;

$$T = 0,5 \cdot \sum u_i \cdot f_i \cdot h_i \quad (7.4)$$

де f_i визначається за вказівками табл. 2 [3].

7.2 Розрахунок фундаменту на будівельні та експлуатаційні навантаження

Розрахунок колодязя на дію будівельних навантажень виконується з метою перевірки попередньо призначеної товщини зовнішніх стін та визначення ступеня їх армування.

На дію навантажень в період будування виконують:

1) розрахунок стін колодязя на розрив при зацімленні у ґрунті його верхньої частини;

2) розрахунок колодязя на вигин у горизонтальній площині;

3) розрахунок міцності ножової частини колодязя (консолі).

Розрахунок фундаменту, який будується методом опускного колодязя, на експлуатаційні навантаження виконується за загальною методикою розрахунку фундаментів глибокого закладання, прийнятої для усіх паль, стовпів та оболонок. При цьому фундамент розглядається як нескінченно жорсткий стовп, занурений у пружне середовище – ґрунт.

На дію експлуатаційних навантажень, значення яких дані за поєднаннями табл. 3.2, виконують:

1) перевірку міцності ґрунту під підшвою фундаменту за п. 7.8 [1];

2) перевірку міцності ґрунту по боковій поверхні фундаменту за розд. 9 [5]; розд. ІХІХ [6];

3) розрахунок осідання методом пошарового підсумовування.

8 ВКАЗІВКИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБІТ

Фундаменти мостів будують, як правило, індустрійним методом з максимальним використанням збірних конструкцій з попередньо виготовлених блоків за типовими проектами. Будівництво фундаментів слід виконувати на підставі комплексної механізації, що передбачає виконання усіх основних і додаткових операцій технологічного процесу комплектами машин, пов'язаних між собою продуктивністю. Основна умова підбору машин – максимальне використання їх на будівництві. Допоміжні облаштування потрібно будувати переважно з інвентарних конструкцій, а при необхідності передбачати багатократну їх оботорність.

Для будівництва фундаментів групи однотипних мостів на ділянці дороги кількість окремих машин і обладнання назначають з урахуванням поступового переходу їх з одного об'єкта на інший.

Курсова робота повинна містити короткий опис організації будівництва прийнятого варіанту фундаменту та технології провадження основних робіт. Основні питання, які підлягають розробці:

- 1)технологія розробки ґрунту в котловані, бетонування фундаменту, за-
нурювання паль, оболонок або опускання колодязів;
- 2)визначення основних засобів механізації з описом їх характеристики та
обладнань;
- 3)основні вимоги охорони праці та техніки безпеки;
- 4)заходи з охорони навколишнього середовища при будівництві фунда-
менту.

При виконанні цього розділу курсової роботи рекомендується користуватись літературою [5; 6; 8; 9; 10].

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житл.-ком. госп-ва, 2006.-359с.
2. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10:2009. -[Чинний від 2009-07-01].- Київ:Мінрегіонбуд України, 2009. – 86 с. – (Державні будівельні норми України).
3. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. -[Чинний від 2009-11-11].- Київ:Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Національний стандарт України).- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с. – (Державні будівельні норми України).
4. Свайные фундаменты: СНиП 2.02.03-85.– [Чинний від 1.01.1985]. – М.: Держбуд СССР, – 1986. – 48с.
5. Глотов Н.М. Основания и фундаменты мостов: Справочник/ Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С.; под. ред. К.С. Силина. – М.: Транспорт, 1990. – 240с.
6. Костерин Э.В. Основания и фундаменты: Учеб. для вузов по спец. «Строительство автомобильных дорог и аэродромов» и «Мосты и транспортные тоннели». – М.: Высш. шк., 1990-431с.
7. Кирилов В.С. Основания и фундаменты. – М.: Транспорт, 1980-322с.
8. Лившиц Я.Д. Примеры расчета железобетонных мостов/ Лившиц Я.Д., Онищенко М.М, Шкуратовский А.А. – К.: Вища шк., 1986-263с.
9. Глотов Н.М. Строительство фундаментов глубокого заложения. – М.: Транспорт, 1985-248с.
10. Кириллов В.С. Строительство мостов и труб. Справочник. – М.: Транспорт, 1985 – 600с.
11. Сваи и свайные фундаменты. Справочное пособие/ Н.С. Метелюк, Г.Ф. Шишко, А.Б. Соловьева, В.В. Грузинцев. – К.: Будівельник, 1977 – 256с

ДОДАТОК А

Фамилия: Иванов И.И.

Группа: АД10а

Расчет свайных и столбчатых фундаментов опор моста

Исходные данные

Жесткость сечения ствола, кНм^2	30012,0	Коэффициент деформации, м^{-1}	0,6470
Свободная длина, м	3,1	Характеристика продольной жесткости, кН/м	157200,0
Вертикальная сила, кН	10002,0	Момент, кН/м	2915,00
Горизонтальная сила, кН	270,0	Частное от функции влияния A_{ff}	2,441
Частное от функции влияния A_{mf}	1,621	Частное от функции влияния A_{mm}	1,751
Коэффициент пропорциональности грунта по высоте низкого ростверка	0,000	Длина ростверка, м	0,000
Высота ростверка, м	0,000	Число рядов на концах свай	3

Углы наклонов несущих элементов $Y(I)$, рад:

0,0000 0,0000 0,0000

Координаты центра несущих элементов $X(I)$, м:

-1,0500 0,0000 1,0500

Число элементов в рядах $D(I)$

6,000 6,000 6,000

Результаты расчета

Перемещение от единичных усилий, м/кН:

 $D_{ff}=0,000300303227$ $D_{mf}=0,000129026678$ $D_{mm}=0,000090175161$

Перемещение ростверка

Горизонтальное, м $U=0,0144$ Угол поворота плиты ростверка, рад $W=0,0017$ Вертикальное, м $S=0,0035$

Усилия в уровне подошвы ростверка

Продольные усилия, кН $N(I)$

273,93 555,67 837,40

Изгибающие моменты, $\text{кН}\cdot\text{м}$ $M(I)$

35,27 35,27 35,27

Поперечные силы, кН $Q(I)$

15,00 15,00 15,00

Контрольные вычисления по расчетным нагрузкам:

Сумма вертикальных усилий: 10002,00

Сумма горизонтальных усилий: 270,00

Сумма моментов: 2916,0277

ДОДАТОК Б

Фамилия: Иванов И.И.

Группа: АД10а

Расчет свайных и столбчатых фундаментов опор моста

Исходные данные

Жесткость сечения ствола, $\text{кН}\cdot\text{м}^2$	30012,0	Коэффициент деформации, м^{-1}	0,6470
Свободная длина, м	3,1	Характеристика продольной жесткости, $\text{кН}/\text{м}$	157200,0
Вертикальная сила, кН	9602,0	Момент, $\text{кН}\cdot\text{м}$	3275,00
Горизонтальная сила, кН	250,0	Частное от функции влияния A_{ff}	2,441
Частное от функции влияния A_{mf}	1,621	Частное от функции влияния A_{mm}	1,751
Коэффициент пропорциональности грунта по высоте низкого ростверка	0,000	Длина ростверка, м	0,000
Высота ростверка, м	0,000	Число рядов на концах свай	6

Углы наклонов несущих элементов $Y(I)$, рад:

0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000

Координаты центра несущих элементов $X(I)$, м:

-4,500 -2,7000 -0,9000 0,9000 2,7000 4,500

Число элементов в рядах $D(I)$

3,0003,000 3,0003,000 3,0003,000

Результаты расчета

Перемещение от единичных усилий, $\text{м}/\text{кН}$: $D_{ff}=0,000300303227$ $D_{mf}=0,000129026678$ $D_{mm}=0,000090175161$

Перемещение ростверка

Горизонтальное, м $U=0,0091$ Угол поворота плиты ростверка, рад $W=0,0001$ Вертикальное, м $S=0,0034$

Усилия в уровне подошвы ростверка

Продольные усилия, кН $N(I)$

427,73 470,02 512,30 554,59 596,87 639,16

Изгибающие моменты, $\text{кН}\cdot\text{м}$ $M(I)$

40,05 40,05 40,05 40,05 40,05 40,05

Поперечные силы, кН $Q(I)$

13,89 13,89 13,89 13,89 13,89 13,89

Контрольные вычисления по расчетным нагрузкам:

Сумма вертикальных усилий: 9602,00

Сумма горизонтальных усилий: 250,00

Сумма моментов: 3239,35731

Оболонков Дмитрій Федорович

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОЇ РОБОТИ
З ДИСЦИПЛІНИ «ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ»
(ДЛЯ СТУДЕНТІВ СПЕЦІАЛЬНОСТІ 6.060101)**

Підписано до випуску _____.20__р. Гарнітура TimesNew.
Умов. друк. арк. _____. Зам. № _____.

Державний вищий навчальний заклад
«Донецький національний технічний університет»
Автомобільно-дорожній інститут
84646, м. Горлівка, вул. Кірова, 51
E-mail: druknf@rambler.ru

Редакційно-видавничий відділ

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру видавців, виготовників і розповсюджувачів видавничої продукції ДК № 2982 від 21.09.2007р.

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни "Основи та фундаменти"