

Міністерство освіти і науки України
Харківський Національний Автомобільно-Дорожній
Університет

Методичні вказівки
до виконання розділу курсової роботи
«Опускні колодязі» з дисципліни
«Основи і фундаменти»

Харків 2006

Міністерство освіти і науки України
Харківський Національний Автомобільно-Дорожній
Університет

Методичні вказівки
до виконання розділу курсової роботи
«Опускні колодязі» з дисципліни
«Основи і фундаменти»

Затверджено методичною
Радою університету
Протокол № від 2006р.

Харків 2006

Укладачі: В.П. Кожушко
С.М. Краснов
С.О. Бугаєвський

Кафедра мостів, конструкцій і будівельної механіки

Мета курсової роботи – вироблення у студентів навичок проектування фундаментів глибокого закладення у вигляді опускних колодязів, які досить широко застосовуються у мостобудуванні. Методичні вказівки можуть бути використані і при дипломному проектуванні.

1. Зміст роботи

Курсова робота розробляється на основі вихідних даних, які видаються викладачем кожному студенту, і складається з графічної частини і розрахунково-пояснювальної записки. Графічна частина виконується на аркушах А-2 і включає в себе три проєкції проміжної опори моста разом з фундаментом (опускним колодязем), а також пропозиції щодо проведення робіт.

У пояснювальній записці подаються дані: розміри опори і нормативні значення фізико-механічних характеристик ґрунтів кожного шару основи, зовнішні вертикальні і горизонтальні навантаження. Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів треба обчислити шляхом обробки їх нормативних значень. Методика визначення розрахункових характеристик ґрунтів викладена в [1].

Крім найчастіше використовуваних фізико-механічних характеристик ґрунтів для виконання курсової роботи необхідно знати: коефіцієнт пористості e , ступінь вологості G піщаних ґрунтів, для водопроникних ґрунтів – питому вагу з урахуванням зважувальної дії води γ_{sb} , для зв'язних ґрунтів – показник текучості T_L , число пластичності T_p . На основі аналізу розрахункових характеристик ґрунтів студент повинен оцінити ґрунтові умови і зробити висновки про можливу глибину закладання підосви опускного колодязя.

Знаючи розміри тіла опори і глибину закладання щільних ґрунтів, треба призначити форму і основні розміри опускного колодязя: поперечні і поздовжні перерізи, кількість і розмір шахт, товщину зовнішніх та внутрішніх стін, розміри і форму консолей, матеріал заповнення шахт. За призначеними розмірами колодязя треба обчислити його власну вагу і скласти з навантаженням на підшву плити ростверку, правила обчислення яких викладені в [1].

Розрахунок ґрунтів основи і опускного колодязя виконують двома групами граничних станів:

перевіркою міцності ґрунтової основи під підшовою колодязя (при дії експлуатаційних навантажень), стін колодязя і його днища на навантаження в процесі будівництва;

визначення осідання опори.

Пояснювальну записку і графічний матеріал слід оформлювати згідно з вимогами роботи [2].

2. Обробка фізико-механічних характеристик ґрунтів

Дані про нормативні величини фізико-механічних характеристик рекомендується звести в табл. 1.

Таблиця 1

Шар ґрунту	Потужність шару, м	Характеристики ґрунтів					Механічні характеристики		
		Фізико-механічні характеристики		Вологість, %			Кут внутрішнього тертя φ , град	Питоме зчеплення C , кПа	Модуль деформації E , кПа
		Питома вага, кН./м ³	Грунту ρ	Матеріалу частинок	Природна W	На межі текучості W_L			
Пісок дрібний	5	18,6	26,5	23	-	-	27	-	14000
Пісок пилюватий	4	18,6	26,5	23	-	-	27	-	14000
Глина	12	19,6	27,3	21	38	19	20	33	30000

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів треба обчислити при довірчій імовірності за двома групами граничних станів в [3]: за першою групою – 0,98 якщо проектуються фундаменти під опори мостів і 0,95 – при розрахунках основ будівель і споруд; за другою групою - 0,90 для ґрунтів основ під фундаменти опор мостів і 0,85 під основи фундаментів будівель і споруд.

У табл. 2 наведені оброблені розрахункові значення нормативних характеристик ґрунту першого і другого шарів, наведених у табл. 1, а у табл. 3 – розрахункові характеристики ґрунту третього шару.

Розрахункові характеристики ґрунту першого і другого шарів

Розрахункові характеристики	Група граничних станів			
	Перша		Друга	
	Мінімальні	Максимальні	Мінімальні	Максимальні
Питома вага ρ , кн./м ³	18,1	19,1	18,3	18,9
Питома вага матеріалу частинок ρ_s , кн./м ³	26,5	26,5	26,5	26,5
Природня вологість W , %	23	23	23	23
Кут внутрішнього тертя φ , град	24	30	25	29
Коефіцієнт пористості e	0,71	0,80	0,72	0,78
	Дрібний пісок пухкий, пилюватий пісок – середньої щільності.		Дрібний пісок пухкий, пилюватий пісок – середньої щільності.	
Ступінь вологості S_r	0,76	0,86	0,78	0,85
	Дрібний і пилюватий піски – насичені водою			
Питома вага з урахуванням звужувальної дії ρ_{sb}	9,2	9,6	9,3	9,5
Модуль загальної деформації E_0 , кПа	14000	14000	14000	14000

Розрахункові характеристики ґрунту третього шару

Розрахункові характеристики	Група граничних станів			
	Перша		Друга	
	Мінімальні	Максимальні	Мінімальні	Максимальні
Питома вага ρ , кн./м ³	19,0	20,2	19,3	19,9
Питома вага матеріалу частинок ρ_s , кн./м ³	27,3	27,3	27,3	27,3
Природня вологість W , %	21	21	21	21
Вологість на межі текучості W_L , %	38	38	38	38
Вологість на межі розкочування W_P , %	19	19	19	19
Питоме зчеплення C , кПа	29	37	31	35
Кут внутрішнього тертя ϕ , град	18	22	19	21
Показник текучості T_L	0,10	0,10	0,10	0,10
	Глина напівтверда			
Число пластичності T_p	19	19	19	19
Коефіцієнт пористості e	0,63	0,735	0,66	0,71
Модуль загальної деформації E_0 , кПа	30000	30000	30000	30000

Дані ґрунтові умови (див. табл. 1-3) свідчать про те, що тільки глина напівтверда може бути надійною основою для опускного колодязя.

3. Призначення розмірів і способу занурення опускного колодязя

Основні положення про призначення розмірів колодязя в плані і профілі викладенні в підручниках і технічній літературі [4,5].

Форми поперечних перерізів масивних опускних колодязів наведенні на рис.1.

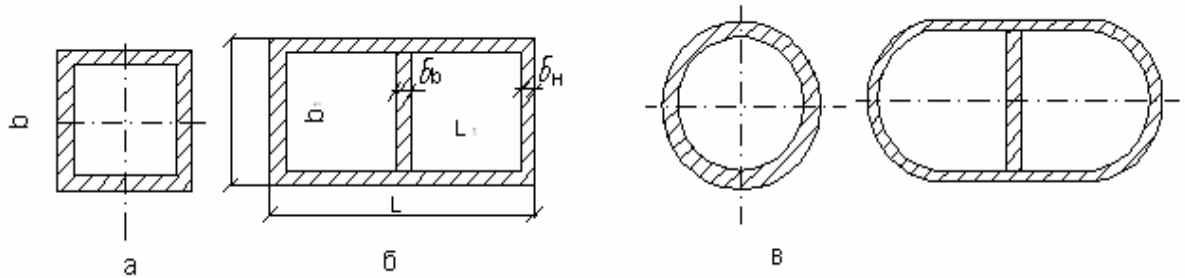


Рис. 1. Поперечні перерізи опускних колодязів

При будівництві мостів практично не застосовують опускні колодязі з несиметричними поперечними перерізами, оскільки у процесі опускання такі колодязі істотно відхиляються від вертикалі і пересуваються в боки від позначеного місця.

У залежності від форми тіла опори в плані призначають один великий або декілька малих колодязів під опору. Якщо несучий шар ґрунту, на який передбачається опирати колодязь, має горизонтальне простягання, перевагу віддають одному довгому і широкому колодязю. При похилому розмішуванні несучого шару для кожної опори застосовують декілька малих колодязів, що полегшує їх «посадку» на ґрунт.

При виконанні курсової роботи рекомендується використовувати опускні колодязі (у плані) форми рис.1,б із співвідношенням сторін $L/b=3$. З урахуванням можливих відхилень фактичного розташування колодязя (у плані) від місця, передбаченого проектом, його довжину і ширину для масивних бетонних і бутобетонних опор у рівні обрізу фундаменту призначають трохи більше відповідних розмірів тіла опори. (рис. 2).

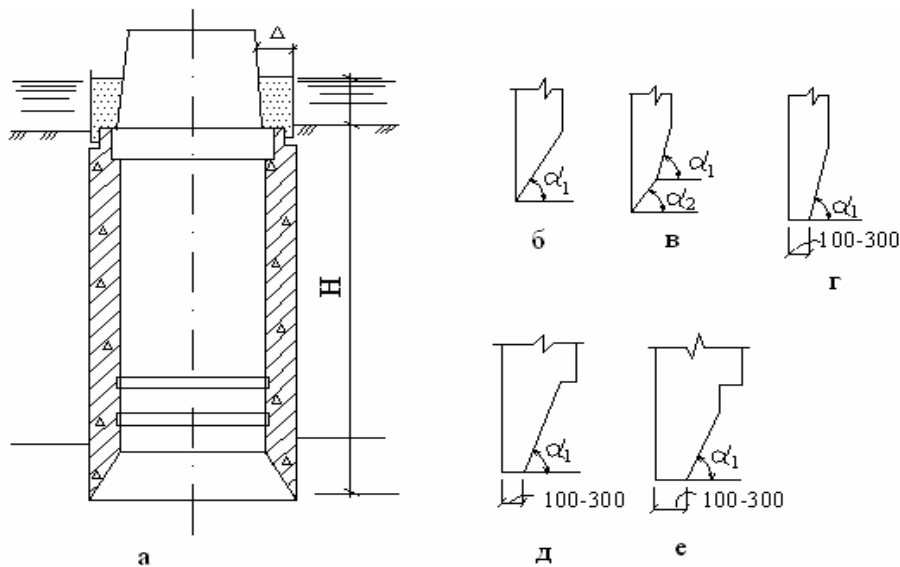


Рис.2 Призначення розмірів опускного колодязя і консолей.

Розміри виступів колодязя Δ за межами опори по образцу фундаменту (див. рис.2,а) призначають: $\Delta \geq 400_{\text{мм}} \frac{1}{50} H$, де H - глибина занурення колодязя.

У межах виступів, за зовнішніми гранями, рекомендується виконувати заглиблення (русти), необхідні для улаштування тимчасової огорожі, які перешкоджають попаданню ґрунту острівця в шахти колодязя на останніх метрах занурювання.

Товщина зовнішніх стін колодязя залежить від глибини і методу занурення. За звичайних умов занурення товщина стін колодязя визначається його масою і приймається для зовнішніх стін 0,6 – 2,0 м, внутрішніх - 0,4–0,8м, для колодязів з тиксотропною сорочкою – 0,4-1,0м, оскільки глинистий розчин дуже зменшує сили тертя при занурюванні колодязя. З метою економії металу і зменшення стін тертя товщина зовнішніх сил може бути зменшена по висоті уступами або нахилом 100:1.

У мостобудуванні при глибині занурення до 15–20м, як правило, застосовують колодязі з вертикальними стінками постійної товщини.

Форму ножової частини колодязя (див. рис.2,б-г) призначають в залежності від щільності ґрунтів: чим щільніший ґрунт, тим гостріший повинен бути ніж. Для товстостінних колодязів ($\delta_{\text{зов}} = 1,5\text{м}$) і ґрунтів середньої щільності інколи застосовують зовнішні ножові консолі з уступами (див. рис. 2,д,е), які передбачають надалі використовувати як опори нижньої плити при дії води знизу і відсутності води в шахтах колодязя. Кут нахилу внутрішніх граней зовнішніх консолей (див. рис. 2,б–е) призначають в залежності від щільності ґрунтів: $45^{\circ} \leq \alpha_1 \leq 70^{\circ}$; $0^{\circ} \leq \alpha_2 \leq 45^{\circ}$

Розміри шахт колодязя (див. рис. 1) залежать від виду механізмів, які застосовують при розробленні і видачі ґрунту із шахт колодязя. Найчастіше для розроблення ґрунту використовують грейфери, для яких потрібно, щоб розміри шахт були на 0,5м більше розміру грейфера при розкритих

«щелепах». У практиці будівництва мостів розміри шахт (див. рис. 1,б) призначають від 2–2,5м, до 4–5м.

Занурення колодязів, як правило, проводять без відкачування води з шахт, що виключає розпушування ґрунту і зниженням його несучої здатності.

При глибині занурення до 15–20м шахти колодязя, як правило, заповнюють бетоном класу В 20 або бутобетоном. У решті випадків шахти колодязя закривають знизу бетонною і зверху залізобетонною плитами. Простір між ними заповнюють гідрофобізованим піском (піском, перемішаним, з бітумом) для запобігання фільтрації води через стінки колодязя. Остаточні розміри опускного колодязя перевіряють розрахунком.

Розглянемо схему опускного колодязя (рис. 3), де 1- зовнішні стіни; 2 – розподільна залізобетонна плита; 3 – бетонна подушка, яка виконується способом підводного бетонування; 4 – бетонне заповнення шахт колодязя. Дані про фізико – механічні характеристики ґрунтів наведені в табл. 1-3.

Несучим шаром приймаємо глину напівтверду, в яку на 1м занурюємо ножі колодязя до позначки 102,000. Призначимо зовнішні розміри колодязя 3,6x7,3x10,0 з товщиною зовнішніх стін 0,8м і двома шахтами 2x2,65м.

На рівні обрізу фундаменту діють зусилля: N_i – вертикальні, F_i – горизонтальні, M_i – згинальні моменти (1, табл. 3).

На рівні подошви колодязя до зусиль від тіла опори добавляються: G – власна вага колодязя, яка включає заповнення і верхню плиту, і вага ґрунту у межах умовного суцільного фундаменту (рис. 4). Якщо фундамент обпирається на водопроникний ґрунт, то при визначенні ваги опори, що знаходиться під водою, ваги розподільної плити, стін колодязя і його заповнення треба визначити з урахуванням зважувальної дії води. Якщо подошва колодязя розташована у воднепроникному ґрунті, при визначенні ваги опори і колодязя зважувальну дію води не враховують.

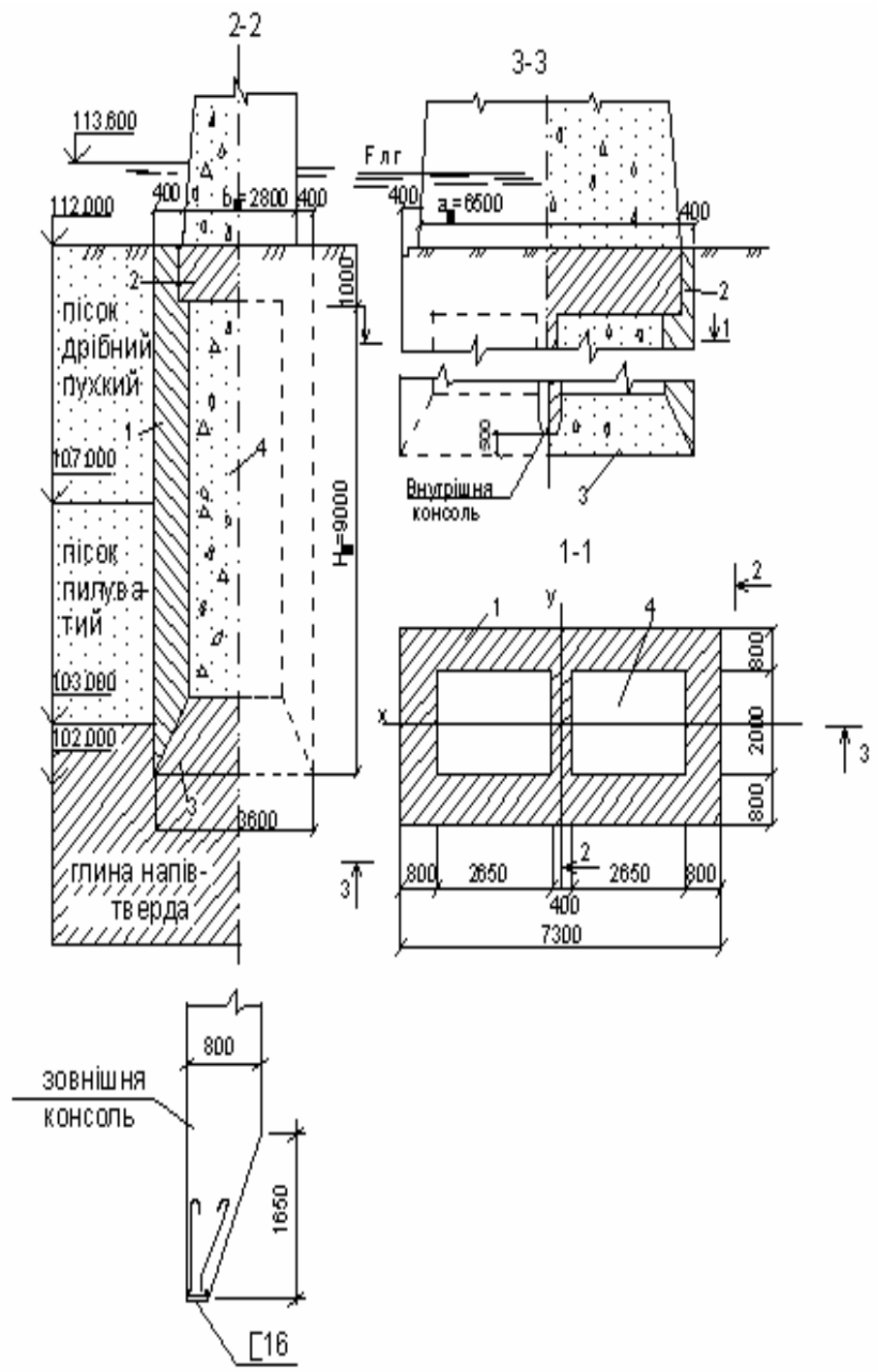


Рис. 3. Конструкція опускного колодязя

При визначенні ваги ґрунту питому вагу водопроникнених ґрунтів треба приймати з урахуванням зважувальної дії води γ_{sb} , водонепроникнених ґрунтів – без урахування зважувальної дії γ і з урахуванням ваги стовпа води.

Оскільки вище напівтвердої глини розташовані слабкі пухкі піски, необхідно перевіряти їх опір вертикальному зміщенню і повороту. Цю перевірку треба виконувати тільки при виконанні дипломного проекту.

Епюри тиску ґрунту біля передньої і задньої граней фундаменту, а також біля підшови наведені на рис.4, де: а – розрахункова схема опускного колодязя при урахуванні спільної дії вертикальних і горизонтальних сил та згинальних моментів (N,F,M); б – розрахункова схема при урахуванні розмірів умовно суцільного фундаменту. При призначенні глибини закладання опускного колодязя і визначення осідань норми [6] рекомендують розглядати умовний суцільний фундамент 1-2-3-4 (рис. 4), розміри якого треба визначити з урахуванням середньозваженого значення ϵ_{mt} кутів внутрішнього тертя ґрунтів, розташованих вище підшови опускного колодязя.

Визначення глибини закладання колодязя виконується підбором. Призначається попередня глибина колодязя і перевіряється умова:

$$p_{\max} \leq R \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (1)$$

де p_{\max} - максимальний тиск під підшовою умовного фундаменту;

R – розрахунковий опір ґрунту, розташованого на рівні підшови умовного фундаменту;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, який дорівнює одиниці для основних сполучень навантаження і 1,2 для додаткових сполучень навантажень;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який приймається рівним 1,4 [6].

Розміри підшови умовного фундаменту 1-2-3-4 при перевірці несучої здатності ґрунтової основи треба визначати за формулами:

$$a_c = a + 2dtg \frac{\varphi_{1,mt}}{4} \quad (1)$$

$$b_c = b + 2dtg \frac{\varphi_{1,mt}}{4} \quad (2)$$

Запишемо середнє значення розрахункових кутів внутрішнього тертя для розрахунків за першою групою граничних станів:

$$\varphi_{1,mt} = \frac{\sum \varphi_{i,mt} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (3)$$

де $\varphi_{i,mt}$ і h_i – відповідно кути внутрішнього тертя і потужність і-го шару ґрунту в межах товщі, пройдені колодязем.

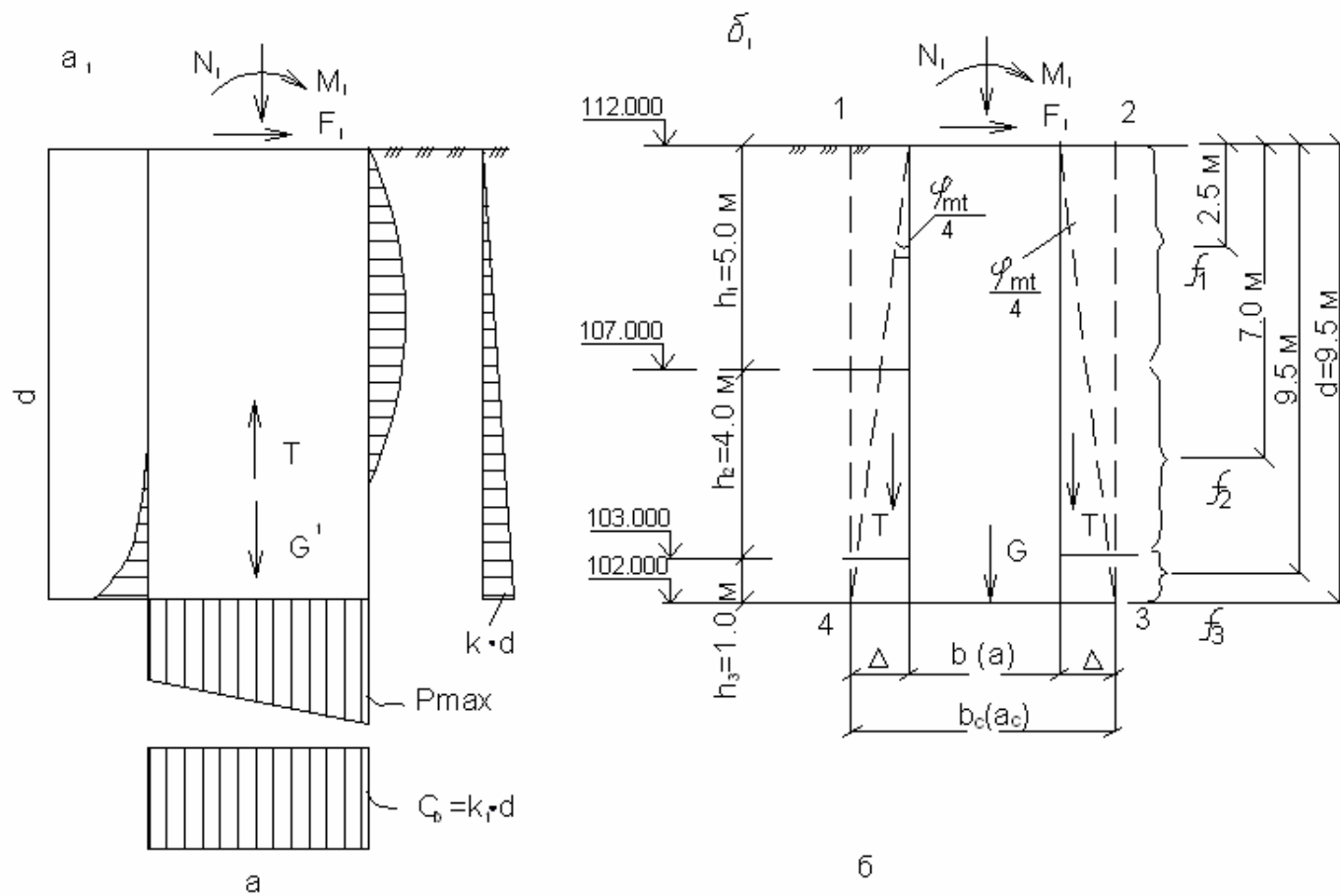


Рис. 4 Розрахункові схеми опускного колодезя

У розглянутому прикладі при

$$\varphi_{1,mt} = \frac{24 \cdot 5 + 24 \cdot 4 + 18 \cdot 1}{5 + 4 + 1} = 23,4^{\circ}$$

Підошва умовного фундаменту 1-2-3-4 буде мати такі розміри (див. рис. 4,б)

$$b_c = 3,6 + 2 \cdot 10 \operatorname{tg} \frac{23,4}{4} = 3,6 + 20 \cdot 0,10246 = 3,6 + 2,02 = 5,65 \text{ м}$$

$$a_c = 7,3 + 2,05 = 9,35 \text{ м}$$

Несуча здатність основи під підошвою фундаменту опускного колодязя повинна задовольняти умові:

$$P_{\max} \leq R \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad (4)$$

де P_{\max} - максимальний тиск під підошвою умовного фундаменту;

R - розрахунковий опір ґрунту основи;

γ_c - коефіцієнт умов роботи, який дорівнює одиниці для основних сполучень навантажень (для сполучень 1,2) або 1,2 для додаткових сполучень навантажень (для сполучень 3-6) (6);

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який приймається рівним 1,4 [6].

Максимальний тиск на ґрунт під підошвою умовного фундаменту:

$$P_{\max} = \frac{N_i + G}{a_c \cdot b_c} + \frac{6a_c(3M_i + 2F_i d)}{b_c \left(\frac{K}{C_b} d^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (5)$$

де N_i - рівнодіюча вертикальних сил на рівні обрізу фундаменту, кн.;

G - вага колодязя, яка складається з ваги стін колодязя, розподіленої плити, заповнення шахти колодязя, бетонної подушки і ґрунту в межах умовного фундаменту 1-2-3-4;

a_c і b_c - розміри підошви умовного фундаменту відповідно у напрямку, паралельному (a_c) і перпендикулярного площині дії зусиль.

Формулою (5) у такому вигляді, як вона написана, треба користуватися при урахуванні навантажень при сполученнях 5-6, у сполученнях 1-4, то розмір a_c і b_c слід поміняти місцями;

k - середньозважений коефіцієнт пропорційності, який урахує наростання з глибиною коефіцієнта постелі; приймається за табл. 4;

C_b - коефіцієнт постелі ґрунту на рівні підошви фундаменту, який визначається залежністю:

$$C_b = k \cdot d,$$

де k визначається за табл. 4 для ґрунту, розташованого на рівні підшви умовного фундаменту;

d – глибина закладання колодязя; при $d \leq 10$ м приймається 10 м.

Таблиця 4

Величини коефіцієнтів пропорційності k

Ґрунти	Коефіцієнт пропорційності k , кН./м ⁴ (Т/ м ⁴)
Текучопластичні глини і суглинки ($0,75 \leq T_L \leq 1$)	490-1960 (50-200)
М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 \leq T_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 \leq T_L \leq 1$); пілуваті піски ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961-3920 (200-400)
Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0 \leq T_L \leq 0,5$); тверді супіски ($T_L < 0$); піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$); піски середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	3921-5880 (400-600)
Тверді глини і суглинки ($T_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881-9800 (600-1000)

M_i, F_i - момент і горизонтальна сила, що діють на рівні поверхні ґрунту (у курсовій роботі поверхня ґрунту і площина обрізу збігаються).

Визначимо середньозважене значення коефіцієнта k у межах висоти колодязя.

$$K = \frac{\sum K_i \cdot h_i}{\sum h_i}$$

Коефіцієнти k :

1-й шар (пісок дрібний, пухкий, $e=0,80$) – $k_1=0$

2-й шар (пісок пілуватий, середньої щільності, $e=0,80$) – $k_2=1961$ кН./м⁴

3-й шар (глина напівтверда, $T_L=0,10$)

$$K_3 = 5880 - \frac{1959 \cdot 0,1}{0,5} = 5880 - 392 = 5488 \text{ кН./м}^4$$

$$K = \frac{0 \cdot 5 + 1961 \cdot 4 + 5488 \cdot 1}{5 + 4 + 1} = \frac{13332}{10} = 1333 \text{ кН./м}^4$$

$$C_b = 5488 \cdot 10 = 54880 \text{ кН/м}^3$$

Об'єм стін колодязя (див рис. 3):

$$V_{\text{ст.к}} = 2 \cdot 0,8(7,3+2) \cdot 9 + 0,4 \cdot 2 \cdot 8,5 = 140,72 \text{ м}^3$$

Об'єм розподільної (верхньої) плити:

$$V_{П.В} = 7,3 \cdot 3,6 \cdot 1,0 = 26,28 \text{ м}^3$$

Висоту бетонної подушки, яка споруджується способом підводного бетонування, визначають розрахунком на міцність при дії гідростатичного тиску знизу, розглядаючи подушку як плиту, обперту по контуру на внутрішні грані зовнішніх консолей.

$$M \leq \alpha \cdot m \cdot R_{bt} \cdot W_{pl},$$

де $M = 0.07 \cdot p_w \cdot e_k \cdot a_k$, - згинальний момент у подушці, який виникає від дії тиску води;

$p_w = 10 \cdot h_w$ - гідростатичний тиск, кПа

h_w - відстань від рівня меженної води до ножа колодезя, м.

b_k, a_k - менша і більша сторони поперечного перерізу колодезя по внутрішніх гранях зовнішніх консолей;

α - коефіцієнт, який можна приймати рівним одиниці;

$m = 0.9$ - коефіцієнт умов роботи;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону при розтягуванні, який визначається за (6);

$$W_{pl} = \frac{e \cdot h_n^2}{3.5} - \text{момент опору перерізу бетонної подушки для крайнього}$$

розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутої зони бетону;

e - ширина подушки; $e = 1$ м, оскільки момент M визначається для 1 пог. м. подушки;

h_n - розрахункова товщина бетонної подушки.

Треба пам'ятати, що міцність бетону подушки залежить від часу твердіння бетону. Якщо в зв'язку з умовами будівництва немає часу витримувати бетон подушки протягом 28 діб, то розрахунковий опір бетону повинен бути зменшений.

Призначимо час твердіння бетону 7 днів.

Тоді для бетону В20 розрахунковий опір:

$$R_{bt} = 0,7 \cdot 0,85 = 0,595 \text{ МПа} = 5,95 \text{ МПа}$$

$$M = 0,07 \cdot 10 \cdot 11,6 \cdot 3,28 \cdot 6,98 = 185,9 \text{ кНм}$$

$$h_n = \sqrt{\frac{M \cdot 3.5}{\alpha \cdot m \cdot R_{bt} \cdot e}} = \sqrt{\frac{3,5 \cdot 185,9}{1 \cdot 0,9 \cdot 5,95}} = 1,10 \text{ м} = 110 \text{ см}$$

Оскільки за нормативами на виробництво робіт верхній шар бетону, виконуваного підводним способом, товщиною 30-40 см у розрахунках не враховується, призначимо товщину бетонної подушки, яка дорівнює висоті консолі:

$$h_n = 165 \text{ см} > 110 + 40 = 150 \text{ см}$$

Об'єм бетону заповнення шахт і подушки днища:

$$V_g = 3,6 \cdot 7,3 \cdot 9 \cdot 140,72 = 95,8 \text{ м}^3$$

Об'єм умовного ґрунту і води (при наявності водотривкого шару – суглинка або глини $\Gamma_L < 0,25$) в межах умовного фундаменту 1-2-3-4 складає:

$$V_{ep} = (a_c \cdot e_c - a \cdot e) \cdot d = (9,35 \cdot 5,65 - 7,3 \cdot 3,6) \cdot 10 = 265,5 \text{ м}^3$$

$$V_e = (a_c \cdot e_c - a \cdot e) \cdot (h_{pвe} + h_1 + h_2) = (9,39 \cdot 5,65 - 7,3 \cdot 3,6) \cdot (1,6 + 5 + 4) = 281,4 \text{ м}^3$$

Вага залізобетонних стін колодязя і верхньої плити:

$$G_{cm.k} + G_{n.e} = (V_{cm.k} + V_{n.e}) \gamma_{ex} \cdot \gamma_f = (140,72 + 26,28) \cdot 25 \cdot 1,1 = 4592,5 \text{ кН}$$

де γ_{BS} - питома вага залізобетону, яка дорівнює $25 \text{ кН} / \text{м}^3$

$\gamma_f = 1,1$ - коефіцієнт надійності за навантаженням [6].

Вага бетонної подушки днища і заповнення шахт

$$G_g = V_g \cdot \gamma_e \cdot \gamma_f = 95,8 \cdot 24 \cdot 1,1 = 2529 \text{ кН}$$

$\gamma_e = 24 \text{ кН} / \text{м}^3$ – питома вага бетону.

Вага ґрунту і води

$$G_{ep} + G_e = V_{ep} \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_f + V_e \cdot \gamma_w \cdot \gamma_f = 398,5 \cdot 9,09 \cdot 1,1 + 458 \cdot 10 \cdot 1,1 = 9023 \text{ кН}$$

де γ_w – питома вага води, яка дорівнює $10 \text{ кН} / \text{м}^3$

γ_{mt} – середньозважена питома вага ґрунтів, розташованих нижче підшви умовного фундаменту.

$$\gamma_{mt} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{9,2 \cdot 5 + 9,2 \cdot 4 + 19,0 \cdot 1}{5 + 4 + 1} = \frac{101,8}{10} = 10,18 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Тоді:

$$G_{ep} + G_e = 265,5 \cdot 10,18 \cdot 1,1 + 281,4 \cdot 10 \cdot 1,1 = 3513,6 + 3045,4 = 6609 \text{ кН}$$

Повна вага фундаменту 1-2-3-4

$$G' = 4592,5 + 2529 + 6609 = 13730,5 \text{ кН.}$$

Маючи декілька сполучень навантажень, що діють на опору [1, табл. 4], необхідно визначити p_{\max} для кожного сполучення.

$$p_{\max 1} = \frac{12937 + 13730,5}{9,35 \cdot 5,65} + \frac{6 \cdot 5,653 \cdot 2250}{9,35 \cdot \left(\frac{1333}{54880} 10^4 + 3 \cdot 5,65^3 \right)} = 504,8 + 31,0 = 536 \text{ кПа}$$

$$p_{\max 2} = \frac{15937 + 13730,5}{52,8275} = 562 \text{ кПа}$$

$$P_{\max 3} = \frac{12337 + 13730,5}{52,8275} + \frac{6 \cdot 5,65 \cdot (3 \cdot 3758 + 2 \cdot 288 \cdot 10)}{7330,212635} = 493 + 79,0 = 572 \text{кПа}$$

$$P_{\max 4} = \frac{14737 + 13730,5}{52,8275} + \frac{6 \cdot 5,65 \cdot (3 \cdot 1958 + 2 \cdot 288 \cdot 10)}{7330,212635} = 539 + 54,0 = 593 \text{кПа}$$

$$P_{\max 5} = \frac{14737 + 13730,5}{52,8275} + \frac{6 \cdot 9,35 \cdot (3 \cdot 594 + 2 \cdot 371 \cdot 10)}{5,65 \cdot \left(\frac{1333}{54880} 10^4 + 3 \cdot 5,65^3 \right)} = 539 + 34 = 573 \text{кПа}$$

$$P_{\max} = \frac{14737 + 13730,5}{52,8275} + \frac{6 \cdot 9,35 \cdot (3 \cdot 578 + 2 \cdot 120 \cdot 10)}{15227,28512} = 539 + 15 = 554 \text{кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи визначаємо за формулою (6,8,9):

$$R = 1.7 \{ R_0 [1 + K_1 (B - 2)] + K_2 \cdot \gamma (d - 3) \}$$

для ґрунту, розташованого на рівні підшви умовного фундаменту (для глин),

γ – середньозважена питома вага ґрунтів, розташованих вище підшви умовного фундаменту, без урахування зважувальної дії води.

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{18,1 \cdot 5 + 18,1 \cdot 4 + 19 \cdot 1}{5 + 4 + 1} = \frac{181,9}{10} = 18,19 \text{кН./м}^3$$

$$R = 1.7 \{ 293 [1 + 0,04(5,65 - 2)] + 2 \cdot 18,19(10 - 3) \} = 1.7(335,778 + 254,66) = 1004 \text{кПа}$$

Перевіримо умову (4):

основні сполучення:

$$P_{\max.} = 562 \text{кПа} \leq R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \frac{1004 \cdot 1,2}{1.4} = 717,1 \text{кПа};$$

додаткові сполучення

$$P_{\max.} = 593 \text{кПа} \leq R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = \frac{1004 \cdot 1,2}{1.4} = 860,6 \text{кПа};$$

Таким чином міцність ґрунтової основи під підшвою умовного фундаменту забезпечена.

Приймаємо позначку занурення колодязя 102,000.

Передбачаємо занурення колодязя з поверхні відсипаного острівця, вертикальні укуси якого закріплені шпунтовою огорожею. Занурення колодязя проводиться без водовідливу.

4. Розрахунки пов'язані з виробництвом робіт при занурюванні колодязя

4.1 Перевірка можливості занурення фундаментна на проектну глибину.

Розрахунок на занурення треба проводити при найбільшій глибині колодязя. Якщо на час занурення стіни колодязя нарощуються, розрахунок проводиться для кожного ярусу; їх число призначають в залежності від глибини опускання колодязя. При глибині опускання до 10м стіни монолітного залізобетонного колодязя бетонуються двома-трьома секціями, інколи на всю висоту. Висота наступних ярусів повинна бути кратною розмірам опалубного щита.

Товщину стін монолітних залізобетонних колодязів, як правило призначають за умов створення необхідної ваги для подолання сил тертя, що виникають при зануренні.

Достатню вагу стін колодязя $G_{ст.к(w)}$ для його занурення перевіряють за умовою:

$$G_{ст.к(w)} = \gamma_{pl}(T_1 + R_u) \quad (6)$$

де γ_{pl} – коефіцієнт надійності занурювання, який дорівнює 1,2-1,25

(частіше $\gamma_{pl} = 1,15$). При виконанні курсової роботи приймаємо $\gamma_{pl} = 1,15$;

T_1 - сила тертя ґрунту по бічній зовнішній поверхні колодязя;

R_u - гранична сила опору ґрунту під ножем колодязя, при виконанні курсової роботи приймаємо $R_u=0$.

Силу тертя визначають за формулою:

$$T_1 = u \sum h_i \int_i, \quad (7)$$

де u – зовнішній периметр поперечного перерізу колодязя, м

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м. Розбивку ґрунтів треба проводити на шари товщиною не більше 2м і розбивку треба завершувати в межах кожного ґрунту;

\int_i - розрахунковий опір ґрунту i -го шару по бічній поверхні (кПа);
приймається як для забивної палі [7,8,10].

Периметр $u=2(7,3+3,6)=21,8$ м.

Проводимо розбивку на шари таким чином:

в межах 1-го шару – 2 шари по 2м;

в межах 2-го шару – 2 шари по 2м;

в межах 3-го шару – 1 шар товщиною 1м.

Тоді $\int_1 : \int_2 = 0$, оскільки пісок дрібний (пісок верхнього шару) пухкий.

Пісок пилюватий (пісок другого шару) має середню щільність. Розрахунковий

опір $\int_3 = 31 \text{кПа}$ (при розташуванні шару від поверхні ґрунту на глибині $z_3 = 6 \text{м}$), $\int_4 = 33 \text{кПа}$ (при $z_4 = 9,5 \text{м}$).

Сила тертя:

$$T = 21,8 \cdot (0 \cdot 2 + 0 \cdot 2 + 31 \cdot 2 + 33 \cdot 2 + 64,25 \cdot 1) = 21,8 \cdot 192,5 = 4190 \text{кН}.$$

Вагу стін колодязя в період занурення визначають з урахуванням зважувальної дії води і коефіцієнті надійності за ґрунтом $\gamma_f = 0,9$.

У розглянутому прикладі вага стін колодязя з урахуванням зважувальної дії води дорівнює:

$$G_{ст.к(w)} = V_{ст.к} \cdot \gamma_v \cdot \gamma_f - V_{ст.к} \cdot \gamma_w = 140,72 \cdot 25 \cdot 0,9 - 140,72 \cdot 10 = 3166 - 1407 = 1759 \text{кН}$$

Таким чином, умова (6) не виконується, так як $G_{ст.к(w)} = 1759 \text{кН} < 1,15T = 1,15 \cdot 4190 = 4818,5 \text{кН}$.

Якщо умова (6) не виконується, є декілька способів занурення колодязя. По перше треба зменшити сили тертя по бічній поверхні колодязя. Так, наприклад, гідропідмив або обмазування поверхні епоксидною смолою сила тертя знижується на 25%. Значно зменшити сили тертя можна, опускаючи колодязь в тиксотропній сорочці.

По-друге треба збільшити вагу колодязя за рахунок збільшення товщини стінок або привантаження. По-третє, розроблені способи примусової дії для подолання сил тертя: вдавлювання домкратами, застосування потужних вібраторів і т.д.

$$\text{Оскільки різниця } (1,15 \cdot T_1 - G_{ст.к(w)}) = 4818,5 - 1759 = 3059,5 \text{кН}$$

$(\frac{3059,5}{9,81} = 312 \text{м})$ велика, то пропонується занурювання колодязя за допомогою

домкратів. Приймаємо для занурювання 6 гідравлічних домкратів по 60т кожний, які можуть створити додаткове зусилля $9,81(60 \times 6) = 3532 \text{кН}$.

Домкрати треба розмістити симетрично по периметру колодязя (по 2 домкрати – на довгих сторонах і по одному домкрату на коротких сторонах).

4.2. Перевірка колодязя проти спливання.

Після занурення колодязя до проектного позначки, улаштування бетонної подушки і осушення шахт (тобто відкачування із шахт води для того, щоб подальше заповнення шахт бетоном проходило насухо) на підшву його буде діяти гідростатичний тиск, направлений знизу вверх.. Під дією гідростатичного тиску може відбуватися спливання колодязя.

Проти спливання розраховують колодязі опор мостів у будь-яких ґрунтах, оскільки навіть при заглибленні колодязя у водотривкий ґрунт може статися прорив напірними водами водотривкового шару.

Від спливання колодязь утримують вага стін і подушки та сили тертя по зовнішній поверхні колодязя. Колодязь буде гарантований проти спливання, якщо виконується вимога:

$$\frac{G_{ст.к} + G_g + 0.5 \cdot T}{H_w \cdot a \cdot b \cdot \gamma_w} \geq \gamma_{ст}, \quad (8)$$

де $G_{ст.к}$, G_g – відповідно вага стін колодязя і бетонної подушки, які визначаються без урахування зважувальної дії води, але з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0.9$;

H_w - відстань від робочого рівня води до підшови колодязя. У курсовій роботі відстань H_w треба виміряти від рівня меженної води (від РМВ) плюс 1м;

$\gamma_{ст}$ – коефіцієнт надійності від спливання дорівнює 1.2

Тоді:

$$G_{ст.к} = 140,72 \cdot 25 \cdot 0,9 = 3166 \text{кН}$$

$$G_g = 1,65 \cdot 2 \cdot 2,65 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 0,9 = 346 \text{кН}$$

Тоді:

$$\frac{3166 + 346 + 0,5 \cdot 4190}{12,6 \cdot 7,3 \cdot 3,6 \cdot 10} = 1,69 > 1.20$$

Умова (8) виконується, тобто колодязь гарантовано від спливання.

4.3.Перевірка стін колодязя на розрив при зависанні.

У процесі занурювання може статися зависання колодязя, при якому ґрунт під ножами може бути вибраний, а колодязь не опускається через те, що стіни у верхній частині будуть затиснені ґрунтом. Це може бути тоді, коли у верхній частині прорізаної товщі ґрунту знаходиться міцна порода (наприклад, суглинки і глини твердої, напівтвердої, тугопластичної консистенції або щільні піски), а в нижній – слабкі (глинисті ґрунти текучопластичної, текучої консистенції і пухкі піски). При такому зависанні колодязя нижня його частина може розірватися. Розроблено декілька розрахункових схем, в яких на основі різних гіпотез визначають вплив тертя. Одна із найпростіших схем розрахунку базується на припущенні, що найбільші сили тертя проявляються у верхній частині колодязя. Розрахунок проводять, передбачаючи (у першому наближенні), що колодязь затиснений у межах першого шару (рис.5)

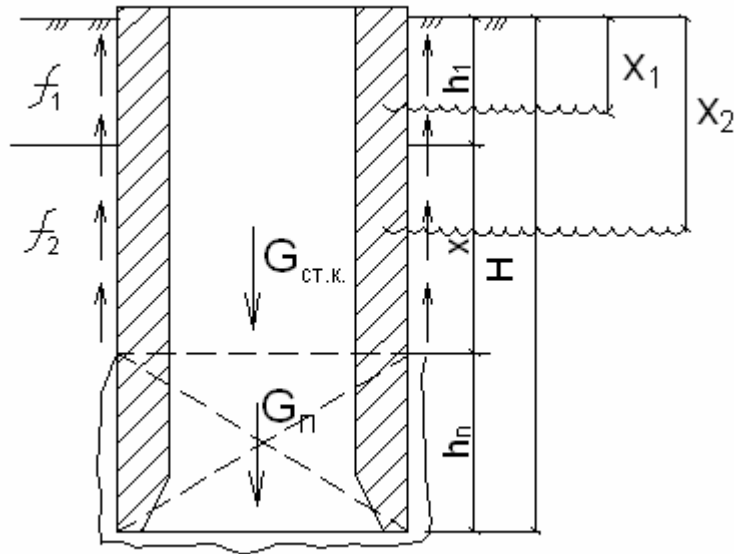


Рис. 5. Затиснення колодезя ґрунтом

У цьому випадку:

$$\gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1 \cdot h_1 \geq G_{cm.k(w)}$$

Тоді прирівнявши

$$\gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1 \cdot x_1 \geq G_{cm.k(w)},$$

отримаємо

$$x_1 = \frac{G_{cm.k(w)}}{\gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1}, \quad (9)$$

якщо $\gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1 \cdot \gamma_1 < G_{cm.k(w)}$, то колодезь буде затиснений ґрунтами першого і частини другого шару товщиною X_2 (див рис.5). У цьому випадку вага стін колодезя зрівняється з величиною сил тертя на висоті колодезя (h_1+X_2) .

$$\gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1 \cdot h_1 + \gamma_{cf2} \cdot u \cdot f_2 \cdot x_2 = G_{cm.k(w)}$$

Тоді

$$x_2 = \frac{G_{cm.k(w)} - \gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1 \cdot h_1}{\gamma_{cf2} \cdot u \cdot f_2}, \quad (10)$$

Знаючи повну висоту стін колодезя H , визначимо висоту підвищеної частини колодезя:

у першому випадку вона дорівнює - $(H-X_1)$;

у другому випадку вона дорівнює - $(H-h_1-X_2)$.

Вага підвищеної частини колодезя буду дорівнювати:

$$\text{у першому випадку - } \frac{G_{ст.к(w)}(H - x_1)}{H};$$

$$\text{у другому випадку - } \frac{G_{ст.к(w)}(H - h_1 - x_2)}{H}.$$

По зусиллю від ваги підвищеної частини колодязя G_n перевіряють поперечний переріз колодязя на розрив. Якщо бетон стіни колодязя не витримують силу G_n , то підбирають вертикальну арматуру, яку розміщують рівномірно по периметру колодязя біля зовнішніх і внутрішніх стін.

У даному прикладі сили тертя в межах першого шару дорівнюють нулю, тому треба перевіряти можливість затиснення колодязя в межах другого шару.

Визначимо сили тертя при затисненні колодязя в межах першого і другого шарів.

$$T = \gamma_{cf1} \cdot u \cdot f_1 \cdot h_1 + \gamma_{cf2} \cdot u \cdot f_2 \cdot h_2 = 0 + 1 \cdot 21.8(31 + 33)2 = \\ = 2790 \text{кН} > G_{ст.к(w)} = 1759 \text{кН}.$$

Таким чином, зависання колодязя можливе. За формулою (10) визначимо x_2 .

$$x_2 = \frac{1759 - 0}{1 \cdot 21.8 \cdot 31} = 2,60 \text{м}$$

Вага підвищеної частини колодязя з урахуванням зважувальної дії води:

$$G_n = \frac{1759(9 - 4 - 2,6)}{9} = 469 \text{кН}$$

Перевіримо міцність бетону поперечного перерізу колодязя:

$$G = \frac{G_n}{A_{ст.к}} \leq mR_{bt}$$

де $A_{ст.к}$ – площа поперечного перерізу стін колодязя;

m – коефіцієнт умов роботи, дорівнює для автодорожніх мостів одиниці;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону на розтягування (6). Для бетону класу В20 $R_{bt} = 0,85 \text{МПа} = 850 \text{кПа}$.

Площа поперечного перерізу стін колодязя:

$$A_{ст.к} = (7,3 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,8)2 + 0,4 \cdot 2 = 15,68 \text{ м}^2$$

$$G = \frac{469}{15,68} = 30 \text{кПа} \leq mR_{bt} = 850 \text{кПа}$$

Поздовжня арматура не потрібна, так як бетон стін колодязя витримує розтягувальне зусилля ($G = 30 \text{кПа} \leq mR_{bt} = 850 \text{кПа}$)

4.4 Розрахунок зовнішніх консолей опускного колодязя.

При розрахунку зовнішніх консолей у курсовій роботі враховують два можливих випадки роботи консолі.

Перший випадок. Колодязь, опущений на проектну глибину, ґрунт з під ножа вибраний (рис. 6.б). Вага стін $G_{ст.к(w)}$ (з урахуванням зважувальної дії води, якщо занурення колодязя проводиться без водовідливу) або $G_{ст.к}$ (без урахування зважувальної дії води, якщо занурення здійснюється з водовідливом) з урахування коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f = 0.9$ урівноважена силами тертя T_1 ґрунту по зовнішнім граням стін. Збирання навантажень проводиться на один погонний метр зовнішнього периметру. Сила тертя, яка припадає на один метр довжини консолі:

$$T_1 = \frac{G_{ст.к}}{u \cdot H_k} \cdot h_k \quad (11)$$

де $G_{ст.к}$ – вага стін колодязя з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0.9$ і з урахуванням зважувальної дії води, так як передбачено опускання колодязя без водовідливу.

Горизонтальний тиск на ґрунт залежить від умов занурення колодязя і типу ґрунту:

при опусканні з водовідливом у водопроникних ґрунтах:

$$q = q_{ep} + q_w = \gamma_{sb} \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \cdot \gamma_{f_{ep}} + y_w \cdot \gamma_w \quad (12)$$

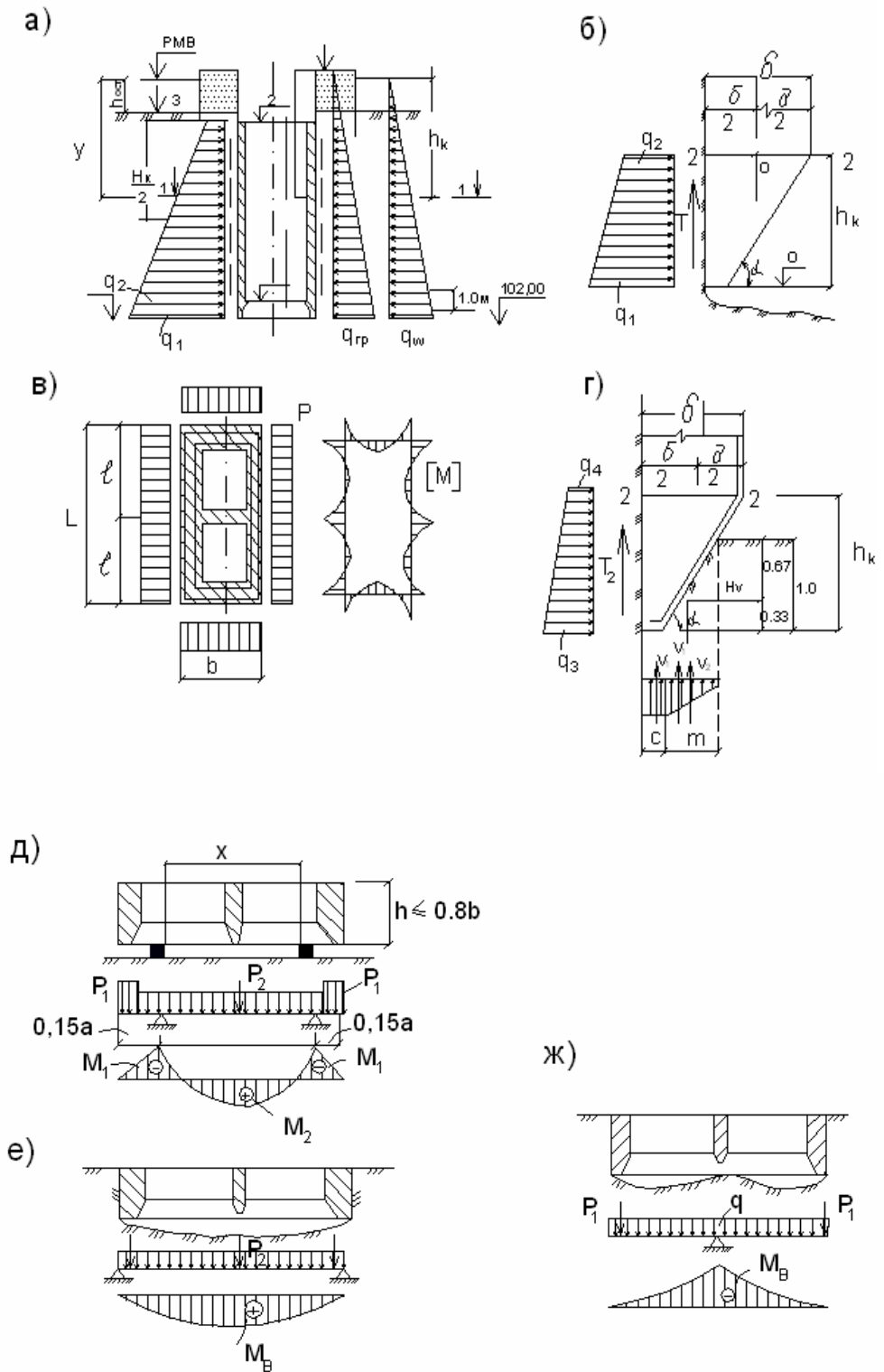


Рис. 6. Розрахункові схеми роботи консолі в зовнішніх стінах і першої секції колодезя.

при опусканні з водовідливом у водонепроникних ґрунтах:

$$q = q_{ep} + q_w = \gamma_{св} \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \cdot \gamma_{f_{ep}} + 0,7 y_w \cdot \gamma_w \quad (13)$$

при опусканні без водовідливу:

$$q = q_{ep} + q_w = \gamma_{св} \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \cdot \gamma_{f_{ep}} + 0,5 y_w \cdot \gamma_w \quad (14)$$

У формулах (12-14) прийняті такі позначення:

$\gamma_{св}$ – питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води; питому вагу треба брати максимальну із розрахунків за першою групою граничних станів;

γ – питома вага ґрунту без урахуванням зважувальної дії води;

Y – відстань від поверхні острівця або ґрунту до перерізу, в якому визначається бічний тиск;

φ – нормативне значення кута внутрішнього тертя;

Y_w – відстань від робочого рівня води до перерізу, в якому визначається бічний тиск;

У курсовій роботі Y_w треба брати від рівня меженної води;

γ_w - питому вага ґрунту.

При визначенні тиску q_1 на рівні низу консолі у формули (12-14) треба підставляти:

$$y = H_k + h_{ост} \quad y_w = H_k + h_w$$

При визначенні тиску q_1 на рівні низу консолі треба підставляти

$$y = H_k + h_{ост} \quad y_w = H_k + h_w$$

при визначенні тиску q_2 на рівні верху консолі $y = H_k + h_{ост} - h_k$ і

$$y_w = H_k + h_w - h_k$$

Загальний момент відносно точки O визначають у консолі як у консольній балці:

$$M_o = (2q_1 + q_2) \cdot \frac{h_k^2}{6} - T_1 \cdot \frac{\partial}{2} \quad (15)$$

У прикладі, який розглядається, в формули (12-14) треба підставляти такі відстані:

на рівні низу консолі (з урахуванням висоти острівця $h_{ост}=2,3$ м).

$$y = 10 + 2,3 = 12,3 \text{ м} \quad y_w = 10 + 1,6 = 11,6 \text{ м}$$

на рівні верху консолі:

$$y = 12,3 - 1,65 = 10,65 \text{ м} \quad y_w = 11,6 - 1,65 = 9,95 \text{ м}$$

Плануємо опускання колодезя без водовідливу, тобто при визначенні бічного тиску ґрунту і води використовується формула:

$$q_2 = 9,6 \cdot 10,65 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right) \cdot 1,3 + 0,5 \cdot 9,95 \cdot 10 = 132,912 \cdot 0,3755 + 49,75 = 99,66 \text{ кН}$$

$$q_1 = 9,6 \cdot 11,3 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2}\right) \cdot 1,3 + 20,2 \cdot 1 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) \cdot 1,3 + 0,5 \cdot 11,6 \cdot 10$$

$$= 141,024 \cdot 0,3755 + 26,26 \cdot 0,4903 + 5,80 = 52,95 + 12,88 + 5,80 = 123,83 \text{ кН}$$

$$T_1 = \frac{1759 \cdot 1,65}{19 \cdot 21,8} = 14,79 \text{ кН/м}$$

$$M_o = (2 \cdot 123,83 + 99,66) \cdot \frac{1,65^2}{6} - 14,79 \cdot \frac{0,8}{2} = 157,60 - 5,92 = 151,68 \text{ кНм}$$

За знайденим моментом M_o визначають кількість вертикальної арматури в межах висоти консолі, і встановлюють її вздовж зовнішніх граней консолі.

Кількість робочої арматури можна не підраховувати (тоді її ставлять конструктивно), якщо виконується умова:

$$G = \frac{M_o}{W_{cn}} \leq mRbt,$$

де W_{cn} - момент опору поперечного перерізу зовнішньої стінки біля верху консолі, м^3 ;

m – коефіцієнт умов роботи, дорівнює для автодорожніх мостів одиниці;
 Rbt – розрахунковий опір бетону стінок на розтягування (6). Для бетону класу В20 $Rbt = 0,85 \text{ МПа} = 850 \text{ кПа}$.

Визначимо момент опору:

$$W_{cn} = \frac{b \cdot S^2}{6} = \frac{1 \cdot 0,8^2}{6} = 0,1067 \text{ м}^3$$

$$G = \frac{151,68}{0,1067} = 1422 > mRbt = 850 \text{ кПа}$$

Таким чином, потрібно розраховувати кількість робочої арматури.

Другий випадок. Розрахункові передумови такі: колодязь опущений на половину проектної глибини і нарощений черговою його секцією висотою 3-6 м. Після привантаження наступною секцією колодязь швидко (форсовано) пішов вниз і занурився в ґрунт на 1 м. Після цього система зрівноважилась за рахунок сил тертя T_2 і вертикальної реакції V , що діє на банкетку (горизонтальну ділянку) і скошену частину ножа. На скошену частину консолі діють не тільки вертикальні але і горизонтальні сили H_v . Під дією сили V , горизонтальної сили H_v , бічного тиску ґрунту $q_3 - q_4$ і сили тертя T_2 консоль згинається у зовнішній бік.

Силу тертя на один метр периметру колодязя приймають найменшою для всіх випадків навантаження. Вона повинна бути не більше 50% активного горизонтального тиску ґрунту і не більше величини наведеної у пункті 4.1.

Таким чином:

$$T_2 \leq 0,25 \cdot \gamma \cdot H_1^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right); \quad (16)$$

$$T_2 \leq \sum f_i \cdot h_i, \quad (17)$$

Де H_1 – відстань від поверхні острівця (або поверхні ґрунту) до середньої глибини занурення колодязя;

γ - середньозважена питома вага ґрунту, розташованого вище підшови зануреної частини колодязя (в межах глибини H_1);

φ_n - середньозважене значення кута внутрішнього тертя ґрунтів в межах глибини H_1 ;

Лобовий опір V розподіляється у відповідності до епюри тиску в ґрунті на сили V_1 і V_2

$$V = \frac{G_{ст.к} \cdot \kappa}{u} - T_2; \quad (18)$$

де $G_{ст.к}$ – вага колодязя висота якого дорівнює половині проекційної глибини і висоті чергової секції (вагу обчислюють з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.1$), а при опусканні без водовідливу з урахуванням зважувальної дії води. Сили V_1 і V_2 визначаються за формулами:

$$V_1 = V \cdot \frac{2 \cdot C}{2 \cdot C + m} \quad (19)$$

$$V_2 = V \cdot \frac{m}{2 \cdot C + m} \quad (20)$$

де C і m – розміри банкетки і ділянки скошеної частини консолі (ножа); приймати згідно з рис. 6.2.

На скошену частину внутрішньої грані консолі діє горизонтальна сила H_v від тиску ґрунту, яка визначається за формулою:

$$H_v = V_2 \cdot \operatorname{tg}(\alpha - \beta) \quad (21)$$

де α – кут нахилу до горизонту внутрішньої грані консолі;

β – кут тертя матеріалу ножа колодязя по ґрунту, який приймається для бетонних колодязів: по піску -25° , по глинястим ґрунтам – 18°

Сили тертя в межах висоти консолі

$$T'_2 = \frac{T_2 \cdot h_k}{(0.5H + h_{осм})} \quad (22)$$

Згинальний момент у перерізі біля кореня консолі (відносно точки O)

$$M_0 = (2 \cdot q_3 + q_4) \cdot \frac{h_k^2}{6} - T_2 \frac{\delta}{2} - H_v (h_k - 0.33) - V_1 \frac{\delta - c}{2} - V_2 \left(\frac{\delta}{2} - c - \frac{m}{3} \right) \quad (23)$$

За знайденим моментом армують консоль і ставлять робочу арматуру біля внутрішньої грані консолі (ножа) згідно з рис. 6,2.

У прикладі, який розглядається, приймаємо, що острівець відсипаний із дрібного піску до позначки 114.300 (пісок середньої щільності). Колодязь опущений до позначки 107.000. Оскільки висота стінок колодязя дорівнює 9м, бетонування стін проводиться на всю висоту. Під водою буде знаходитись колодязь висотою $(1,60+5,00)=6,6$ м, над острівцем – висотою $(9,00 - 6,6)=2,4$ м, тобто вагу колодязя в межах висоти 6,6м треба брати з урахуванням зважувальної дії води, а в межах 2,4м – без урахування зважувальної дії.

$$G_{ст.к} = \frac{140,7 \cdot 6,6}{9} \cdot 25 \cdot 1,1 - \frac{140,7 \cdot 6,6}{9} \cdot 10 \cdot 1,1 + \frac{140,7 \cdot 2,4}{9} \cdot 25 \cdot 1,1 = 2837 - 1135 + 1032 = 2734 \text{кН}$$

Сили тертя у нашому випадку треба враховувати тільки в межах висоти острівця, де пісок має середню щільність.

$$T_2 = 16,05 \cdot 2,3 = 37 \text{ кН}$$

$$T_2 = 0,25 \cdot 9,2 \cdot 7,3^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right) = 46 \text{ кН}$$

Приймаємо менше значення $T_2 = 37 \text{ кН}$.

Тоді:

$$V = \frac{2734}{27,8} - 37 = 98 - 37 = 61 \text{ кН};$$

$$V_1 = 61 \cdot \frac{2 \cdot 0,16}{2 \cdot 0,16 + 0,39} = 27 \text{ кН};$$

$$V_2 = 61 \cdot \frac{0,39}{2 \cdot 0,16 + 0,39} = 34 \text{ кН};$$

$$H_v = 34 \cdot \text{tg}(68,8^\circ - 18) = 34 \cdot 1,2261 = 42 \text{ кН}$$

Тиск ґрунту q_3 і q_4 дорівнює при глибині $h_3 = 2,3 + 5 = 7,3 \text{ м}$ і $h_4 = 7,3 - 1,65 = 5,65 \text{ м}$ (коефіцієнт надійності $\gamma_f = 0,7$ (6).):

$$q_3 = 9,2 \cdot 7,3 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right) + 0,5 \cdot 10 \cdot 6,6 = 17,65 + 33 = 50,65 \text{ кН};$$

$$q_4 = 9,2 \cdot 5,65 \cdot 0,7 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right) + 0,5 \cdot 10 \cdot 4,95 = 13,66 + 24,75 = 38,41 \text{ кН}.$$

Сили тертя в межах консолі дорівнює нулю, через те що консоль знаходиться в межах першого шару.

$$M_0 = (2 \cdot q_3 + q_4) \cdot \frac{h_k^2}{6} - T_2 \frac{\delta}{2} - H_v (h_k - 0,33) - V_1 \frac{\delta - c}{2} - V_2 \left(\frac{\delta}{2} - c - \frac{m}{3} \right)$$

$$M_0 = (2 \cdot 50,65 + 38,41) \cdot \frac{1,65^2}{6} - 42 \cdot (1,65 - 0,33) - 27 \frac{0,8 - 0,16}{2} - 34 \left(\frac{0,8}{2} - 0,16 - \frac{0,39}{3} \right) = -4,3 \text{ кНм}$$

Перевіримо умову:

$$G \leq mRbt$$

$$G = \frac{4,3}{0,1067} = 40,3 \leq mRbt = 850 \text{ кПа}$$

Кількість робочої арматури можна не підраховувати, а біля внутрішньої грані ножа треба поставити арматуру зі конструктивних умов.

4.5. Розрахунок зовнішніх стін колодязя на згин у горизонтальній площині

Розрахунок зовнішніх стін колодязя на згин у горизонтальному напрямку проводять на тиск ґрунту і води зовні колодязя (див. рис. 6,а), який визначають за формулами (12-14), приймаючи коефіцієнт надійності за ґрунтом $\gamma_f = 1,3$.

У плані стіни утворюють замкнуті рами, які розраховують за загальними правилами будівельної механіки, як статично невизначені системи. Для

розрахунку стін по висоті колодязя виділяють двома горизонтальними перерізами ділянку висотою 1м. Найнебезпечніша ділянка знаходиться безпосередньо над коренем консолі. Цю першу ділянку приймають висотою, яка дорівнює товщині зовнішніх стін δ , а навантаження p збирають з висоти $(h_k + \delta)$. Для приблизних розрахунків рам з декількома внутрішніми стінками величину моментів на опорах і посередині прольотів зовнішніх стін можна обчислити за формулою:

$$M = 0.083 \cdot p \cdot L^2, \quad (24)$$

де P - тиск на першій ділянці;

L - Відстань між осями стін.

На першій ділянці :

$$P = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot (h_k + \delta); \quad (25)$$

на інших:

$$p_i = q_i \cdot h_i. \quad (26)$$

У результаті розрахунку треба побудувати епюру згинальних моментів (див. рис. 6,в) і підібрати необхідну кількість арматури, яку треба ставити в горизонтальній площині.

Визначимо згинальний момент, який діє на перш ділянку стіни колодязя:

$$q_1 = 123,83 \text{ кПа}$$

$$q_2 = 9,6 \cdot 9,85 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{27^\circ}{2}) \cdot 1,3 + 0,5 \cdot 10 \cdot 9,15 = 46,16 + 45,75 = 91,91 \text{ кПа.}$$

$$P = \frac{123,83 + 91,91}{2} \cdot (1,65 + 0,8) = 264,3 \text{ кН / м;}$$

$$M = 0,083 \cdot 264,3 \cdot 3,25^2 = 231,7 \approx 232 \text{ кН.м}$$

Якщо:

$$G = \frac{M}{W} \leq mRbt,$$

то арматуру можна не ставити.

W – момент опору зовнішньої стінки шириною 1м і товщиною $\delta = 0,8\text{м}$.

$$M = \frac{1 \cdot 0,8^3}{3} = 0,2133 \text{ м}^3$$

$$G = \frac{232}{0,2133} = 1087,7 \text{ кПа} > mRbt = 850 \text{ кПа}$$

Таким чином, треба розрахувати кількість робочої горизонтальної арматури, принцип розташування якої показаний на рис 6,в.

4.6. Перевірка першої секції колодезя на згин.

Першу секцію колодезя висотою не більше 0,8 меншої його сторони в плані необхідно перевірити на згин у вертикальній площині. Розрахунок ведеться на найгірший випадок роботи підчас виготовлення і занурення. Перед зануренням першої секції з неї знімають опалубку (при бетонуванні на місці) і прибирають усі підкладки, крім чотирьох підкладок, які називаються фіксованими. Фіксовані підкладки розташовуються так (див. рис. 6, д), щоб згинальні моменти від ваги секції, яка знаходиться на фіксованих підкладках були найменшими ($M_1 \approx M_2$). При визначенні згинальних моментів першу секцію розраховують як двох консольну двохпрольотну балку. Щоб $M_1 \approx M_2$, фіксовані підкладки треба розташовувати на відстані приблизно 0,7а одна від одної, де а – довша сторона колодезя. Вагу поздовжніх стін треба урахувувати як рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q, поперечних стін – як зосереджені сили, прикладені по осях зовнішніх (сили P_1) і внутрішніх стін P_2 (див. рис. 6, д-ж). Вагу колодезя треба визначати з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f - 1.1$ і без урахування зважувальної дії води. Якщо колодезь планується опускати з водовідливом, то достатньо зробити тільки розрахунок за цією розрахунковою схемою.

При умові, що водовідлив не передбачається, треба додатково розглянути ще дві розрахункові схеми. При зануренні колодезя можливе його занурення в районі його коротких граней (див. рис. 6, е). У цьому випадку розрахунок треба проводити як балки на двох опорах, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням і силою P_2 . Але можливе затиснення колодезя і в районі середин довжин сторін (див. рис. 6, ж).

У цьому випадку розрахунок ведеться як урівноваженої балки з затисненням посередині. Розрахунок ведеться на дію рівномірно розподільного навантаження і сили P_1 . Вагу стін колодезя треба брати з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f - 1.1$ і з урахування зважувальної дії води. Після розгляду секції за цими трьома схемами для подальших розрахунків треба прийняти максимальний згинальний момент M_{max} за абсолютною величиною і перевірити умову

$$G = \frac{M_{max}}{W} \leq R_{Bt}, \quad (27)$$

де W – момент опору двох зовнішніх стін першої секції відповідно горизонтальної осі.

$$W = \frac{\delta \cdot h^3}{6} \cdot 2 = \frac{\delta \cdot h^2}{3} \quad (28)$$

Якщо умова (27) не виконується, необхідно за величиною згинального моменту M_{max} підібрати арматуру і поставити її горизонтально в зовнішніх поздовжніх стінах.

У нашому випадку стіни колодязя висотою 9м виконуються як одна секція, тому перевірки її на згин робити не слід.

Але все-таки розглянемо випадок, коли стіни колодязя виконуються з декількох секцій $0,8 \cdot 3,6 = 2,88\text{м} \approx 3\text{м}$.

Вага 1 пог.м. зовнішніх стін без урахування зважувальної дії води

$$q = 0,8 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 2 = 132 \text{кН/м};$$

вага кожної зовнішньої поперечної сторони

$$P_1 = 0,8 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1,1 = 132 \text{кН};$$

Вага внутрішньої стіни

$$P_2 = 0,4 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1,1 = 69 \text{кН}$$

Перша розрахункова схема. Відстань між фіксованими прикладами

$$L_1 = 0,7 \cdot a = 0,7 \cdot 7,3 = 5,10 \text{м}, \text{ довжина консолей } L_2 = \frac{7,3 - 5,1}{2} = 1,1 \text{м}. \text{ Реакції}$$

$$R_A = R_B = \frac{1132 \cdot 7,3}{2} + \frac{132 \cdot 2}{2} + \frac{66}{2} = 482 + 132 + 33 = 647 \text{кН}$$

Згинальний момент в середині балки

$$M_{L/2} = -\frac{132 \cdot 3,65^2}{2} - 132 \cdot (3,65 - 0,4) + 647 \cdot 2,55 = -879 - 429 + 1650 = 342 \text{кНм}$$

Друга розрахункова схема. Вага 1 пог. м. зовнішніх стін з урахування зважувальної дії води:

$$q = 132 - 0,8 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 2 = 132 - 53 = 79 \text{кН/м};$$

вага зовнішньої стіни:

$$P_1 = 132 - 0,8 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 1,1 = 132 - 53 = 79 \text{кН};$$

Вага внутрішньої стіни

$$P_2 = 66 - 0,4 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 1,1 = 66 - 26 = 40 \text{кН}.$$

$$\text{Реакції } R_A = R_B = \frac{79 \cdot 7,3}{2} + \frac{79 \cdot 2}{2} + \frac{38}{2} = 288 + 79 + 19 = 386 \text{кН}.$$

Згинальний момент в середині балки:

$$M_{L/2} = -\frac{79 \cdot 3,65^2}{2} - 79 \cdot (3,65 - 0,4) + 386 \cdot 3,65 = -526 - 257 + 1409 = 626 \text{кНм}$$

Третя розрахункова схема. Згинальний момент в затисненні:

$$M_{L/2} = -\frac{79 \cdot 3,65^2}{2} - 79 \cdot (3,65 - 0,4) = -526 - 257 = -783 \text{кНм}.$$

Таким чином, найбільша за абсолютною величиною є момент, одержаний по третій розрахунковій ($M_{L/2} = 783 \text{кНм}$). Оскільки важко контролювати точки впирання секцій у двох останніх випадках, одержаний згинальний момент треба збільшити на 20%.

До подальших розрахунків приймаємо згинальний момент:

$$M = 1,2 \cdot 783 = 940 \text{кНм}.$$

Розрахунковий опір бетону В 20 при розтягуванні $R_{bt} = 850$

Призначаємо при бетонуванні стін колодязя бетон В 25 розрахунковий опір $R_{Bt} = 950$. Момент опору зовнішніх стін визначаємо за формулою (28):

$$W = \frac{0,8 \cdot 3^3}{3} = 2,4 \text{ м}^3$$

Найбільша розтягу вальна напруга:

$$G = \frac{940}{2,4} = 392 \text{ кПа} \leq R_{Br} = 950 \text{ кПа}$$

Армування першої секції колодязя горизонтальними стержнями не потрібно.

5. Визначення осідання фундаменту

Осідання фундаменту із опускного колодязя треба визначити як умовно суцільного методом пошарового додавання за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{G_{z,p,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (29)$$

β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0.8;

$G_{zp,i}$ і $G_{zp,i+1}$ - додатковий тиск на верхній і нижній межах i -го шару;

h_i - потужність i -ого шару;

E_{oi} - модуль загальної деформації ґрунту i -ого шару;

n - кількість шарів на які розбита стискувана товщина основи

Величина додаткового тиску на рівні підшви умовного фундаменту опускного колодязя:

$$P_0 = P - G_{zg,0}, \quad (30)$$

де P - середній тиск на рівні підшви фундаменту із опускного колодязя, який визначається як для умовного масиву фундаменту мілкого закладення, кПа (див.рис. 4,б);

$G_{zg,0}$ - побутовий тиск ґрунту (вага ґрунту) на рівні підшви умовного фундаменту.

Середній тиск на рівні підшви умовно фундаменту визначаємо із опускного колодязя :

$$P = \frac{N_{II}}{A_{c,II}}, \quad (31)$$

де N_{II} - нормальна складова навантаження, діючого на рівні підшви фундаменту з урахуванням ваги ґрунту;

$A_{II,c}$ - площа підшви умовного фундаменту.

Визначаємо розміри умовного фундаменту:

Середній кут внутрішнього тертя:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{25 \cdot 5 + 24 \cdot 4 + 19 \cdot 1}{5 + 4 + 1} = 24,4^\circ;$$

$$b_{c,II} = 3,6 + 2 \cdot 10 \cdot \operatorname{tg} \frac{24,4}{4} = 3,6 + 20 \cdot 0,10687 = 3,6 + 2,14 = 5,74 \text{ м};$$

$$a_{c,II} = 7,3 + 2,14 = 9,44 \text{ м};$$

$$A_{c,II} = 5,74 \cdot 9,44 = 54,1856 \text{ м}^2;$$

$$N_{i,II} = 2488 + 6000 + 5000 = 13488 \text{ кН}.$$

Об'єм бетону заповнення шахти із подушки днища визначений раніше

$$V_g = 95,8 \text{ м}^3$$

Об'єм умовного ґрунту і води (при наявності вода в межах умовного фундаменту 1-2-3-4) складає:

$$V_{гр} = (9,44 \cdot 75,74 - 7,3 \cdot 3,6) \cdot 10 = 279,0566 \text{ м}^3;$$

$$V_v = (9,44 \cdot 5,74 - 7,3 \cdot 3,6)(1,6 + 5 + 4) = 295,799 \text{ м}^3.$$

Нормативна вага залізобетонних стін колодязя і верхньої плити:

$$G_{ст.к} + G_{п.в.п} = \frac{4592,5}{1,1} = 4175 \text{ кН}$$

Нормативна вага бетонної подушки днища і заповнення шахт:

$$G_{дп} = \frac{2529}{1,1} = 2299 \text{ кН}.$$

Нормативна вага ґрунту і води:

середня питома вага

$$\gamma_{мт,п} = \frac{9,3 \cdot 5 + 9,3 \cdot 4 + 19,3 \cdot 1}{5 + 4 + 1} = \frac{103}{10} = 10,30 \text{ кН / м}^3;$$

нормативна вага

$$G_{гр,п} + G_{в,п} = 279,056 \cdot 10,30 + 295,799 \cdot 10 = 2874 + 2958 = 5832 \text{ кН}.$$

Повна нормативна вага фундаменту 1-2-3-4:

$$G = 4175 + 2299 + 5832 = 12306 \text{ кН}.$$

Нормативне значення сили N_{II} дорівнює:

$$N_{II} = 13488 + 12306 = 25794 \text{ кН}.$$

Середній тиск:

$$P = \frac{25794}{54,1856} = 476 \text{ кПа}.$$

Побутовий і додатковий тиск рекомендується обчислювати в табличній формі (табл. 5 і 6). Нижче підоснови умовного фундаменту ґрунт розбиваємо на шари товщиною 0,4 м $b_{с,п} = 0,4 \cdot 5,74 = 2,296 \text{ м}$.

Додатковий тиск на рівні підоснови фундаменту:

$$P_0 = 476 - 209 = 267 \text{ кПа}.$$

Таблиця 5

Значення побутових тисків.

Відмітка	Грунт	γ_{sb} або γ , кН/м ³	Потужність шару h, м	Тиск			Повний тиск, кПа
				від ваги шару	від сумарної ваги		
					грунту	води	
113,600	Рівень меженої води (РМВ)	10					
112,00	Покрівля піску дрібного	9,3					
107,00	Підошва піску дрібного (покрівля піску пилюватого)	9,3	5	46,5	46,5		46,5
103,000	Підошва піску пилюватого (на нескінченно малій відстані вище рівня глини)	9,3	4	37,2	83,7		83,7
103,000	Теж саме (на нескінченно малій відстані нижче покрівлі глини)	9,3	4	37,2	83,7	106	189,7
102,000	Підошва умовного фундаменту	19,3	1	19,3	102,0	106	209,0
99,704	Глина напівтверда	19,3	2,296	44,313	147,3	106	253,3
97,408	Глина напівтверда	19,3	2,296	44,313	191,6	106	297,6
95,112	Глина напівтверда	19,3	2,296	44,313	235,9	106	314,9
92,816	Глина напівтверда	19,3	2,296	44,313	280,2	106	386,2
90,520	Глина напівтверда	19,3	2,296	44,313	324,6	106	430,6

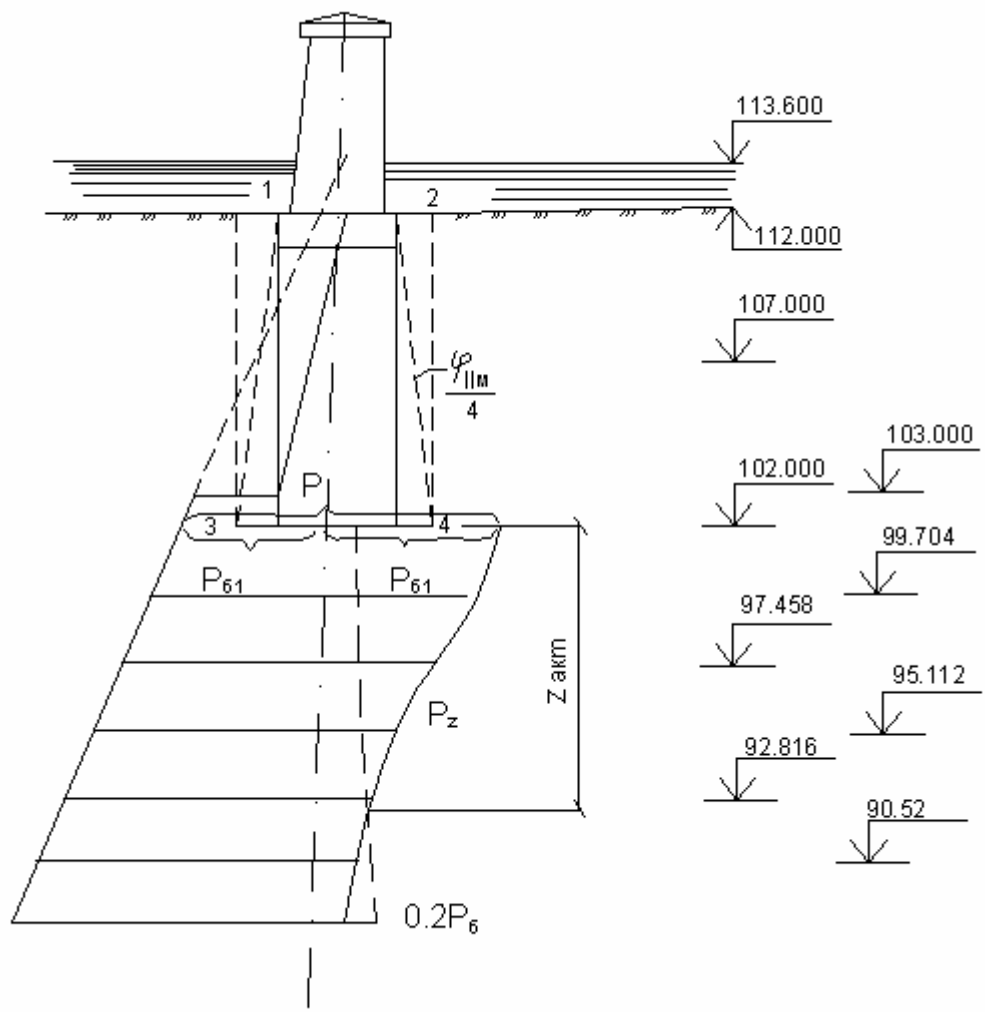


Рис. 7. Визначення осідання опускного колодязя

Таблиця 6

Значення додаткового тиску

ПОЗНАЧКА	ВІДСТАНЬ ВІД ПІДОШВИ ДО І-ГО ШАРУ $Z_i, \text{М}$	$n = \frac{Q_{II,c}}{B_{II,c}}$	$m = \frac{2 * c}{B_{II,c}}$	α	ДОДАТКОВИЙ ТИСК, КПА	$0.2 G_{zg,i}$
102,000	0	1,64	0	1	267	41,80
99,704	2,296		0,8	0,859	229	50,66
97,408	4,592		1,6	0,560	150	59,52
95,112	6,888		2,4	0,354	95	68,38
92,816	9,184		3,2	0,235	63	77,24
90,520	11,480		4,0	0,164	44	86,12

Нижня межа стисненої зони знаходиться між позначками 95,112 і 92,816, нанесеними на схемі обчислення осідання фундаменту (рис. 7.)

Визначення осідання фундаменту проводимо за формулою (29) на основі даних табл. 6. Результати розрахунків зведені в табл. 7.

Таблиця 7

Осідання опускного колодязя

Позначка	Потужність шару, м	Додатковий тиск		Середній тиск в межах шару $G_{zp,mt}$	$\frac{0.8}{E_{0i}}$	$\frac{0.8 \cdot G_{z,p,i} \cdot h_i}{E_{0i}}$
		верхня межа і-го шару $G_{zp,i}$	нижня межа і-го шару $G_{zp,i+1}$			
102,000-99,704	2,296	267	229	248	0,000026667	0,0152
99,704-97,408	2,296	229	150	189,5		0,0116
97,408-95,112	2,296	150	95	122,5		0,0075
95,112-92,816	2,296	95	63	79		0,0048

$$S=0,0391$$

Таким чином, осідання колодязя $S=0,0391 \text{ м} = 3,91 \text{ см}$.

6. Рекомендації щодо проведення будівельних робіт

При спорудженні масивних опускних колодязів як фундаментів опор мостів треба провести такі роботи: визначити і закріпити місце опори, місце острівця; виготовити опалубку, якщо стінки колодязя передбачається виконувати монолітними; розмістити арматури нижньої секції; забетонувати ножову (першу) секцію; видалити з під першої секції підкладки; поставити механізм для видалення ґрунту з шахти; провести розроблення і видалення ґрунту з шахт; занурити колодязь; поставити опалубку, арматуру і забетонувати наступну секцію; продовжити занурення колодязя; поставити тимчасове кріплення по периметру на останній (верхній) секції колодязя для утримання ґрунту острівця чи котловану від обвалення; забетонувати днище; відкачати воду і заповнити шахти колодязя бетоном (гідрофобізованим піском) насухо; поставити опалубку, арматуру і забетонувати розподільну плиту.

При глибині води до 1,5-2м і швидкості течії до 1,2 м/с острівці можуть бути виконані з крупного піску або гравію з природними схилами. Висота острівця повинна бути на 0,75-1,0 м вище рівня води.

При глибині води більше 1,5-2м острівець виконують в шпунтовій огорожі, передбачаючи такі його розміри в плані, щоб вага колодязя не чинила тиску на шпунт, тобто щоб стіни колодязя знаходились за межами призми обвалення. Методика розрахунку шпунтової стінки наведена в роботах (4,11).

Дуже великої уваги потребують роботи по видаленню підкладок з під стін першої (ножової) секції колодязя.

Спеціальним розрахунком (4,11) установлюють розміри і кількість підкладок (забарвлюють) фіксовані підкладки, які видаляють останніми.

За допомогою геодезичних інструментів, висків і рівня пильно стежать за вертикальністю занурення колодязя. Розробку ґрунту в шахтах колодязя рекомендують проводити від середини до стін. При необхідності регулюють можливі крени шляхом видалення ґрунту з відповідного боку, ближче до ножа.

Найбільші труднощі виникають при зануренні колодязя, якщо під ножем у товщі ґрунту попадається дерево або валун. У цих випадках доводиться опускати в шахту водолаза, який механічними інструментами або дрібними вибухами вилучає перешкоду.

При досягненні проектної глибини, як правило, оглядають ґрунт основи колодязя (у колодязя з водовідливом роботи ведуться насухо, без водовідливу – за допомогою водолазів).

Одяг і вирівнювання основи обов'язкові при скельному підстилаючому шарі, тому що цей ґрунт рідко буває горизонтальним.

При роботах без водовідливу бетонну подушку частіше всього виконують методом вертикально пересувної труби (ВПТ), застосовуючи розбірні секції труб діаметром 200-300мм. Кількість бетонолітних труб визначають

розрахунком, вважаючи радіус розповсюдження бетонної суміші – 3,5-4,5м. Необхідно розрахувати потрібну кількість бетономішалок або привізного бетону таким чином, щоб бетонування подушки можна було виконувати без перерви.

Після затужавлення бетону подушки відкачують воду із шахт, напірним струменем води промивають стіни шахт і бетон покрівлі днища. Подальші роботи проводять насухо.

Закінчивши роботи по спорудженню опори, розбирають острівець. Стальні або дерев`яні шпунтові огороження прибирають завжди, оскільки необхідна багаторазова їх обертальність.

Список літератури

1. Кожушко В.П., Краснов С. М., Бугаєвський С.О. Методичні вказівки до курсової роботи з дисципліни «Основи і фундаменти» (розділ «Фундаменти мілкого закладення») – Харків: ХНАДУ, 2007.-с.
2. Текстові документи у навчальному процесі. Кваліфікаційні роботи фахівців. Дипломний проект і дипломна робота. Загальні вимоги до виконання. СТ ВНЗ – ХНАДУ-3-2004 – Харків: ХНАДУ-2005.–43с.
3. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений \ Минстрой России. – Москва: ГУП ЦПП, 2001.–48с.
4. Кожушко В.П. Основи і фундаменти. У 2-х ч. Ч.2. - Харків: ХНАДУ,2003.-492с.
5. Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев К.С. Проектирование фундаментов глубокого заложения.- Москва: Транспорт, 1981.–252с.
6. СНиП 2.05.03–04*. Мости і труби. – Москва: ГУП ЦПП, 2003.–213с.
7. СНиП 2.02.03.–85. Свайные фундаменты (Госстрой России - Москва: ГУП ЦПП, 2001. – 48с.
8. Кожушко В.П. Основи і фундаменти. У 2-х ч. Ч. 1. – Харків: ХНАДУ, 2003.-492с.
9. Кожушко В.П. Фундаменти мілкого закладення транспортних споруд і будівель: Конспекти лекцій – Харків: ХАДІ, 1993.–164с.
- 10 Кожушко В.П. Фундаменти глибокого закладення транспортних споруд і будівель (розділ «Пальові фундаменти»): Конспекти лекцій. Харків ХДАДТУ, 1996 - 130с.
- 11 Кожушко В.П., Краснов С.М., Браєвський С.О. Методичні вказівки до курсової роботи з дисципліни «Основи і фундаменти (розділ «Виробництво робіт зі спорудження фундаментів) для студентів спеціальностей 7,052105, 7,092106,- Харків: ХНАДУ, 20003–54с.

Навчальне видання

Методичні вказівки
до виконання розділу курсової роботи
«Опускні колодязі» з дисципліни
«Основи і фундаменти»

Укладачі: Кожушко Віталій Петрович
Краснов Сергій Миколайович
Бугаєвський Сергій Олександрович

Редактор	О.Ю. Циганова
Комп'ютерна верстка	Ю.Л. Кулініча
Відповідальний за випуск	Е.Д. Чихладзе

План 2005р.

Підписано до друку 2005р.

Формат 60x60 1/16. Умови друк. арк. Обл. – вид. арк.

Замовлення Тираж прим. Ціна договірна

Видавництво ХНАДУ, 61200, м. Харків – МСП, вул. Петровського, 25.

Свідоцтво державного комітету інформаційної політики, телебачення та радіомовлення України про внески суб'акта видавничої справи до державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів видавничої продукції.

Серія ДК №897 від 17.04.2002р.