

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

Кафедра «Проектування доріг і штучних споруд»

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ НА
ТЕМУ «РОЗРАХУНОК ЗОВНІШНІХ ВОДОПРОВІДНИХ ТА
ВОДОВІДВОДНИХ МЕРЕЖ НАСЕЛЕНОГО ПУНКТУ» З
ДИСЦИПЛІНИ «ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА
ВОДОВІДВЕДЕННЯ» (ДЛЯ СТУДЕНТІВ НАПРЯМУ
ПІДГОТОВКИ 6.060101 «БУДІВНИЦТВО»)**

00/00-0000-00

«Рекомендовано»
Навчально-методична комісія
факультету «Автомобільні
дороги»
Протокол № _____
від «__» ____ 20__р.

«Рекомендовано»
Кафедра
«Проектування доріг і
штучних споруд»
Протокол № _____
від «__» ____ 20__р.

УДК

Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи на тему «Розрахунок зовнішніх водопровідних та водовідводних мереж населеного пункту» з дисципліни «водопостачання та водовідведення» (для студентів напряму підготовки 6.060101 «Будівництво») [Електронний ресурс] / укладачі: В.В. Гончаренко, Т.В. Близнюк – 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 титульного екрану.

В методичних вказівках приводяться основні дані для проектування водопровідної мережі, методика та приклад розрахунку насоної установки, напорних башт, рекомендації по визначенню геометричних розмірів водоводів та діючих напорів у відповідності із діючими нормами. Методичні вказівки можуть бути використані під час проведення практичних занять з дисципліни.

Укладачі:

Гончаренко В.В., к.т.н., доц.
Близнюк Т.В., ас.

Відповідальний за випуск:

Морозова Л.М., к.т.н., доц.
каф. «Проектування доріг і
штучних споруд»

Рецензент:

Герасименко В.Г., к.т.н., доц.
каф. «Будівництво та експлуатація
автомобільних доріг»

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

ЗМІСТ

1 ВОДОПОСТАЧАННЯ.....	4
1.1 Системи водопостачання.....	4
1.2 Норми водоспоживання.....	4
1.3 Режим водоспоживання.....	5
1.4 Розрахункові витрати води та необхідний напір	6
1.5 Зовнішні водопровідні мережі. Схеми трасування водопровідних мереж	7
1.6 Основи розрахунку водопровідних мереж	7
2 ПІДБІР НАСОСУ ДЛЯ НАСОСНОЇ УСТАНОВКИ.....	11
2.1 Підбір насосів	11
2.2 Визначення робочої точки.....	12
3 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ	14
3.1 Вихідні дані.....	14
3.2 Гідравлічний розрахунок.....	15
3.3 Підбір насосу	21

1 ВОДОПОСТАЧАННЯ

1.1 Системи водопостачання

Системою водопостачання називають комплекс інженерних споруд, машин і апаратів, які призначені для добування води з природних джерел, поліпшення її якості, зберігання, транспортування і подачі водоспоживачам. Вона складається із водоприймальних, водопідйомних, очисних, водонапірних і регулюючих споруд, магістральних водоводів і розподільних мереж, засобів автоматизації. В залежності від місцевих умов деякі споруди можуть не використовуватись чи бути об'єднаними одна з одною.

Системи водопостачання поділяють за такими ознаками:

- функціональним призначенням - господарсько-питні, виробничі та протипожежні);
- сферою обслуговування – об'єднані та роздільні;
- за видом об'єктів – міські, селищні, промислові та інші;
- за територіальним охопленням водоспоживачів - місцеві, централізовані, групові;
- тривалістю дії тимчасові та постійні;
- типом природного джерела – з використанням підземних або поверхневих вод;
- способом підйому води – гравітаційні та з механічною подачею;
- характером використання води – прямоточні, зворотні та з повторним використанням води;
- надійністю забезпечення подачі води.

1.2 Норми водоспоживання

При проектуванні систем водопостачання необхідно знати кількість води, яка має бути подана водопроводом, види і кількість водоспоживачів з урахуванням перспективного плану розвитку об'єкта, розрахункові норми споживання води кожним видом споживача та режим споживання води протягом доби.

Нормою водоспоживання називають кількість води, що витрачається на певні потреби за одиницю часу або на одиницю продукції, що виробляється. В населених пунктах норми господарсько-питного водоспоживання призначають на підставі вивчення фактичного об'єму та режиму водоспоживання в аналогічних умовах або, якщо це неможливо, то за СНП 2.04.02-84.

Середньодобові норми господарсько-питного водоспоживання в на-
«Проектування автомобільних доріг»

селених пунктах на одного жителя (за рік) в залежності від ступеню благоустрою районів житлової забудови (табл. 1.1)

Таблиця 1.1 – Норми господарсько-питного водоспоживання

Ступінь благоустрою районів житлової забудови	Середньодобова норма на одного жителя (за рік.), л/доб.
Будинки, обладнаними внутрішнім водопроводом та каналізацією:	
- без ванн	125-160
- з ваннами і місцевими водонагрівачами	160-230
- з централізованим гарячим водопостачанням	230-350

В населених пунктах, де водокористування здійснюється за допомогою водорозбірних колонок, питомі витрати дорівнюють 30 — 50 л/добу. Потреби місцевої промисловості та непередбачені витрати враховуються збільшенням питомих витрат води на 5 — 10 %.

1.3 Режим водоспоживання

Режим господарсько-питного водоспоживання протягом доби, місяця, року в населеному пункті не буває рівномірним і залежить від багатьох факторів (режиму життя і трудової діяльності людини, пори року, місцевих умов тощо). В розрахунках коливання водоспоживання в літній та зимовий час оцінюють *коефіцієнтом добової нерівномірності*: найбільшим $K_{\text{доб.мак}} = 1,3$ та найменшим $K_{\text{доб.мін}} = 0,7$.

Протягом доби погодинні витрати мають значне коливання, яке враховується *коефіцієнтом погодинної нерівномірності*:

найбільшим $K_{\text{г.мак}} = \alpha_{\text{мак}} \cdot \beta_{\text{мак}}$

найменшим $K_{\text{г.мін}} = \alpha_{\text{мін}} \cdot \beta_{\text{мін}}$

де $\alpha_{\text{мак}} = 1,2 - 1,4$; $\alpha_{\text{мін}} = 0,4 - 0,6$; – коефіцієнти, які враховують ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови (1), β – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті (табл. 1.2).

Таблиця. 1.2 – Значення коефіцієнта β

Коефіцієнт	Чисельність мешканців, тис. чол.										
	До 0,1	0,2	0,5	1,0	4	10	20	50	100	300	1000 і більше
$\beta_{\text{мак}}$	4,5	3,5	2,5	2	1,5	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1
$\beta_{\text{мін}}$	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

1.4 Розрахункові витрати води та необхідний напір

Протягом години в розрахунках передбачається рівномірне водоспоживання. Година, на яку припадає найбільше значення погодинної витрати води всього населеного пункту, є *годиною найбільшого водоспоживання*, а витрати води кожного споживача за цю годину приймаються як *розрахункові*.

Розрахункові (середні за рік) добові витрати води, м³/доб, на господарсько-питні потреби населення визначають за формулою:

$$Q_{\text{доб. min}} = \frac{g_{\text{ж}} \cdot N_{\text{ж}}}{1000}, \quad (1.1)$$

де $g_{\text{ж}}$ – питомі витрати води, л/доб чол.,

$N_{\text{ж}}$ – розрахункова чисельність мешканців, чол.

Розрахункові витрати за добу найбільшого і найменшого господарсько-питного водоспоживання дорівнюють:

$$Q_{\text{доб. max}} = K_{\text{доб. max}} \cdot Q_{\text{доб. min}}, \quad (1.2)$$

$$Q_{\text{доб. min}} = K_{\text{доб. min}} \cdot Q_{\text{доб. min}}, \quad (1.3)$$

де $K_{\text{доб. max}} = 1,3$ і $K_{\text{доб. min}} = 0,7$ – коефіцієнти добової нерівномірності.

В розрахунках систем водопостачання, як правило, визначають спочатку погодинні витрати води для кожної категорії водоспоживачів, а потім підсумовують ці значення, тобто визначають погодинне водоспоживання всього населеного пункту.

У водопровідній мережі має бути тиск, який забезпечить підйом і виливання води у найвищій водорозбірній точці. Тобто необхідний вільний напір (м) у мережі становить

$$H_6 = h_r + \Sigma h_w + h_p, \quad (1.4)$$

де h_r – геометрична висота підйому води від поверхні землі до найбільш високо розташованої точки, м;

Σh_w – втрати напору від точки підключення водопровідної мережі до водорозбірної арматури, м;

h_p – робочий напір на виливання з водорозбірної арматури, м, який визначається за СНІП 2.04.01-85.

Відповідно до СНІП 2.04.02-84 у зовнішній водопровідній мережі має бути забезпечений необхідний вільний напір

$$H_b^H = 10 + 4 \cdot (n - 1), \quad (1.5)$$

де n – кількість поверхів у будинку.

Для окремих багатоповерхових будинків, розташованих серед малоповерхових, або будинків, розташованих у підвищених місцях, можливо

передбачити місцеві насосні установки для підвищення напору. Вільний напір біля водорозбірної колонки має бути не меншим за 10 м. Вільні напори у зовнішній мережі виробничого водопроводу визначають за технічними даними залежно від прийнятого устаткування.

Вільний напір у господарсько-питному водопроводі біля споживачів не повинен перевищувати 60 м.

1.5 Зовнішні водопровідні мережі. Схеми трасування водопровідних мереж

Водопровідні мережі призначені для транспортування води від джерела водопостачання до споживачів. Вони складаються з водоводів, магістральних мереж і розподільних трубопроводів. Водоводами вода подається від насосних станцій до населеного пункту, на території якого розташована мережа магістральних і розподільних трубопроводів. Магістральні трубопроводи призначені для транспортування основних транзитних мас води. Розподільними трубопроводами подають воду від магістралей до місць споживання.

1.6 Основи розрахунку водопровідних мереж

Для визначення діаметрів труб і втрат напору на всіх ділянках мережі при пропуску по них розрахункових витрат води виконують гідравлічні розрахунки водоводів і водопровідної мережі. Втрати напору потрібні для визначення висоти водонапірної башти і напору насосів. Гідравлічний розрахунок виконують лише для магістральних ліній і водоводів. Залежно від схеми живлення мережу розраховують на такі характерні випадки: максимальне водоспоживання; максимальне водоспоживання і пропуск додаткових протипожежних витрат; транзит у напірний бак. Розрахунок на перші два випадки потрібний для всіх схем мережі, а на третій — для схеми з контррезервуаром.

Підготовка мережі до розрахунку полягає у складанні умовної розрахункової схеми. При гідравлічному розрахунку мережі неможливо врахувати всі реальні точки відбору води споживачами, тому реальна схема замінюється умовною з вузловими точками відбору води, що розташовані, як правило, на перетинах магістральних ліній. Вузлові точки поділяють мережу на розрахункові ділянки. Порядок визначення витрат води на ділянках наступний:

1. За графіком водоспоживання для призначеного режиму визначають розрахункові витрати q_{\max} , л/с;

2. Обчислюють питомі витрати $q_{\text{пит}}$ в л/с на 1 м мережі, виключаючи при цьому зосереджених водоспоживачів

$$q_{\text{пит}} = \frac{q_{\text{max}} - \sum q_{\text{зос}}}{\sum L}, \quad (1.6)$$

де $\sum q_{\text{зос}}$ – сума витрат зосередженими водоспоживачами, л/с;

$\sum L$ – сумарна довжина ділянок мережі, які віддають воду, м (до неї не включаються ділянки, призначені лише для транспортування води).

3. Вважаючи, що відбір води з мереж рівномірний, визначають шляхові витрати на кожній ділянці

$$q_{\text{шлях}} = q_{\text{пит}} \cdot l_i. \quad (1.7)$$

4. Для спрощення розрахунків замінюють шляхові витрати вузловими (умовно зосередженими у вузлах) і визначають їх як напівсуму шляхових витрат ділянок, що приєднуються до даного вузла

$$q_{\text{вуз}} = 0,5 \sum q_{\text{шлях}}. \quad (1.8)$$

Якщо є зосереджена витрата у вузлі, то

$$q_{\text{вуз}} = 0,5 \sum q_{\text{шлях}} + q_{\text{зос}}. \quad (1.9)$$

Сума витрат, що притікають до вузла, повинна бути рівною сумі витрат, що витікають з нього;

5. Враховуючи, що окрім шляхових витрат розрахунковою ділянкою проходить також транзитна для живлення наступних ділянок мережі, визначають розрахункові витрати на кожній ділянці

$$q_i = q_{\text{тран}} + 0,5 q_{\text{зос}}, \quad (1.10)$$

де 0,5 – коефіцієнт, який враховує, що на початку ділянки $q_i = q_{\text{тран}} + 0,5 q_{\text{зос}}$, а в кінці – $q_i = q_{\text{тран}}$.

Знаючи розрахункові витрати на ділянках мережі і прийнявши матеріал труб, визначають діаметри магістральних трубопроводів:

$$d = \sqrt{\frac{4q}{\pi V}}, \quad (1.11)$$

де q – розрахункові витрати ділянки, м³/с;

V – швидкість руху води в трубі, м/с.

Визначаючи величину швидкості руху, слід враховувати, що малі швидкості руху води ведуть до збільшення діаметра, а великі – до його зменшення. Перше призводить до збільшення будівельної вартості, а друге – до зростання втрат напору в трубах і тим самим – до витрат електроенергії на їх подолання, тобто збільшення експлуатаційних витрат. Найбільш економічною швидкістю є: для труб малого діаметра 0,6 – 0,9 м/с; для труб великого діаметра – 0,9 – 1,5 м/с.

За формулами гідравліки при відомих діаметрах і витратах ділянок мережі визначають втрати напору. Втрати напору на внутрішньоквартальному водоводі можна визначити за формулою

$$h_1 = 1,1 \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \cdot l, \quad (1.12)$$

де Q – загальна витрата;

K - витратна характеристика л/с;

l – довжина ділянки, м;

1,1 – коефіцієнт, враховуючий місцеві втрати.

Значення витратної характеристики залежить від шорсткості стінок труб (табл. 1.3)

Таблиця 1.3 – Значення витратної характеристики в залежності від шорсткості стінок труб

Діаметр, мм	Стан (шорсткість) стінок труб					
	НОВИХ $n = 0,0111; 1/n=90$		«нормальних» $n = 0,0125; 1/n= 80$		старих $n = 0,0143; 1/n = 70$	
	л/с	$K_{KB}^2/1000$ $л^2/с^2$	л/с	$K_{KB}^2/1000$ $л^2/с^2$	л/с	$K_{KB}^2/1000$ $л^2/с^2$
12	0.0452	$0,0026 \cdot 10^{-2}$	0.0406	$0,0016 \cdot 10^{-2}$	0.0398	$0,00013 \cdot 10^{-2}$
25	0.324	$0,105 \cdot 10^{-3}$	0.288	$0,083 \cdot 10^{-3}$	0.251	$0,063 \cdot 10^{-3}$
40	5.308	0.028	4.666	0.022	4.083	0.017
50	9.624	0.092	8.46	0.072	7.403	0.055
63	17.60	0.309	15.63	0.244	13.67	0.196
75	28.37	0.805	24.94	0.622	21.83	0.476
100	61.11	3.734	53.72	2.886	47.01	2.209
125	110.8	12.28	97.4	9.487	85.23	7.264
150	180.2	32.46	158.4	25.09	138.6	19.21
175	271.8	73.86	238.9	57.08	209.0	43.70
200	388	150.6	341.0	116.4	298.5	89.08
225	531.2	282.2	467.0	218.1	408.6	167.0
250	703.5	494.9	618.5	382.5	541.2	292.8
300	1144	1309	1006	1011	880	774.4
350	1726	2978	1517	2301	1327	1762
400	2464	6070	2166	4691	1895	3572
450	3373	11380	2965	8792	2594	6731
500	4467	19950	3927	15410	3436	11810

Для спрощення розрахунків за цими формулами складені таблиці. Користуючись ними, загальні втрати напору визначають як

2 ПІДБІР НАСОСУ ДЛЯ НАСОСНОЇ УСТАНОВКИ

2.1 Підбір насосів

Основні дані для підбору насосів наступні:

- продуктивність установки Q л/сек;
- необхідний напір H м (ат);
- вид рідини, яка перекачується;
- умови роботи установки.

При підборі насосів необхідно, щоб задані режими роботи перебували в області найбільших значень к.к.д. і висота всмоктування не перевищувала б допустимої межі для даного насосу. Насоси підбирають по каталогах або довідкових даних. Для попереднього підбору типу насосу користуються зведеними графіками подач і напорів насосів, які також наводяться в каталогах.

Після попереднього підбору уточнюють режим роботи, порівнюючи характеристики насосу Q та H з характеристикою трубопроводу. При необхідності паралельної або послідовної установки декількох насосів будують сумарні характеристики Q та H .

У каталозі або довідковій літературі наводяться дані за розмірами насосу і числу оборотів, а також рекомендована потужність двигуна. За рекомендованою потужністю і числу обертів за каталогами або довідковій літературі підбирають електродвигун з урахуванням умов, в яких повинен працювати агрегат (вогкість, вибухонебезпечні середовища і т. п.).

Визначаємо розрахункову витрату в добу найбільшого водоспоживання

$$Q_{\text{доб. max}} = K_{\text{доб. max}} \cdot Q_{\text{ср. доб}}, \quad (2.1)$$

де $K_{\text{сут. max}}$ - максимальний коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання максимальный коэффициент суточной неравномерности водопотребления, $K_{\text{сут. max}} \approx 1,3$.

Розрахункова витрата води за годину найбільшого водоспоживання

$$Q_{\text{max, г}} = \frac{Q_{\text{доб. max}} \cdot K_{\text{г}}}{24}, \quad (2.2)$$

де $K_{\text{г}}$ – коефіцієнт годинної нерівномірності.

Коефіцієнт годинної нерівномірності визначається за формулою

$$K = \alpha \cdot \beta, \quad (2.3)$$

де α – коефіцієнт, який враховує ступінь благоустрою, що змінюється в межах 1,2 – 1,4 (чим вище ступінь благоустрою, тим вибирають мен-

ше значення),

β – коефіцієнт, який враховує число жителів.

Як розрахунковий приймаємо витрата в години найбільшого водоспоживання, Q_{\max} , ч. За розрахунковими значеннями Q і H вибираємо насос.

Таблиця 2.1 – Приклад характеристик прийнятого насосу

Q , м ³ /ч	H , м	N , кВт	η
18	62	11	25
36	63	13	43
54	62	16	60
72	60	17	70
90	54	18	72
108	48	21	69
126	40	22	60

2.2 Визначення робочої точки

Робоча точка насоса – це єдиний режим, де параметри насоса і обраного трубопроводу насосної станції збігаються. Для визначення робочої точки будують спільний графік характеристики обраного насоса і сумарної характеристики всмоктуючого і нагнітаючого трубопроводів насосної станції. Сумарна характеристика трубопроводів будується за такою залежністю

$$H = H_0 + A_H \cdot Q^2, \quad (2.4)$$

де A_H – питомий опір трубопроводів насосної станції, год²/м⁵;

Q – витрата м³/с;

H_0 – геометрична висота підйому, м.

Оскільки т. А знаходиться на кривій, яка відповідає характеристиці трубопроводів, то величину їх питомого опору можна визначити за значеннями Q та H

$$A_H = \frac{H - H_0}{Q_a^2}, \quad (2.5)$$

Геометрична висота підйому визначається за формулою

$$H_0 = (Z_B - Z_K) + H_6, \quad (2.6)$$

де Z_K – геодезична відмітка рівня води в колодязі МГВ, м;

Z_6 – геодезична відмітка рівня води ВБ, м.

В розрахунках в якості H_0 приймається висота водонапірної башні

H_6 . Тоді

$$H = H_6 + A_H \cdot Q^2, \quad (2.7)$$

Для визначення робочої точки насоса обирають не менше 6 значень Q , після цього для кожного Q визначають значення H та будують графік з якого визначають робочу точку насоса.

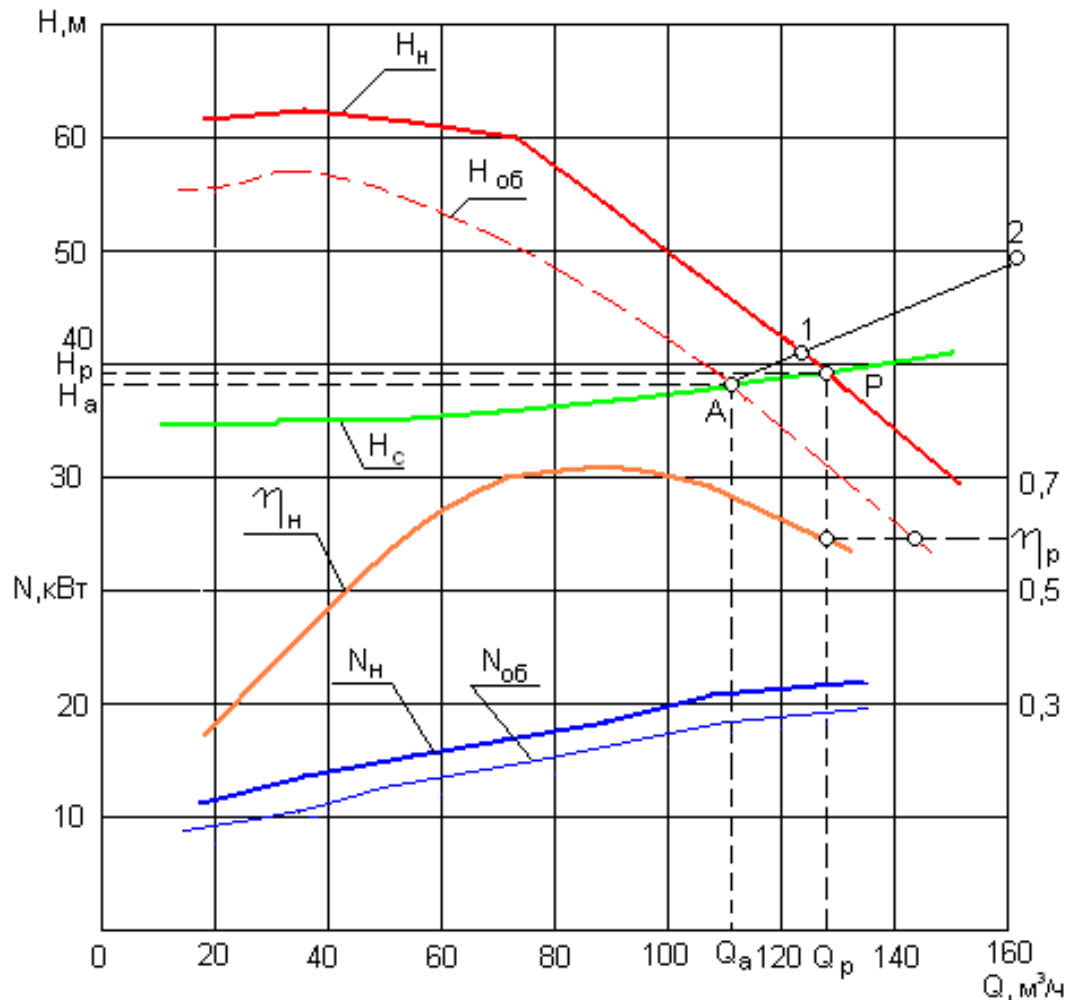


Рисунок 3.1 – Визначення робочої точки насоса

3 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ

3.1 Вихідні дані

Необхідно вирішити наступні задачі:

1. Розрахувати висоти зовнішніх башт 1 і 2;
2. Визначити діаметри трубопроводів на усіх ділянках;
3. Визначити діючий натиск в т. А,В,С,Д,Е і у відведених ділянках;
4. Розрахувати насосну установку для забезпечення водою проміжних споживачів і два населених пункти (висота положення насосу, напір і потужність насосу).

Вода надходить у колодязь після очистки. Система збирається з окремих сталевих труб($n = 0,0125$, $\lambda = 0,0421$).

Дано:

1. Район розташування об'єкта – м. Горлівка;
2. Горизонти води в колодязі: найвищий (СВГВ) – 145 м;
межений (МГВ) – 142 м;
3. Проміжний споживач: у т. А – $q_1 = 4,0 \text{ л/с}$; $l_1^1 = 70 \text{ м}$;
у т. В – $q_2 = 3,5 \text{ л/с}$; $l_2^1 = 85 \text{ м}$;
у т. С – $q_3 = 2,8 \text{ л/с}$; $l_3^1 = 44,5 \text{ м}$;
у т. Д – $q_4 = 4,5 \text{ л/с}$; $l_4^1 = 75 \text{ м}$;
4. Довжина всмоктуючої лінії – $l = 20 \text{ м}$;
5. Довжина нагнітальної магістралі:
 - а) 1а ділянка – $l_1 = 95 \text{ м}$;
 - б) 2а ділянка – $l_2 = 85 \text{ м}$;
 - в) 3а ділянка – $l_3 = 95 \text{ м}$;
 - г) 4а ділянка – $l_4 = 95 \text{ м}$.
6. Величина характерної точки – розподіл по водонапірним баштам – $h_2 = 3,2$;
7. Допустима вакуумометрична висота насосу $h_{\text{вак}} = 8,3 \text{ м}$;
8. Водонапірна башта № 1 постачає селище з населенням $N_1 = 4,6 \text{ тис}$;
9. Водонапірна башта № 2 постачає селище з населенням $N_2 = 5,3 \text{ тис}$;
10. Внутрішньоквартальна мережа в 1-му селищі диктуючого об'єкту $l_{\text{в1к1}} = 210 \text{ м}$;
11. Внутрішньоквартальна мережа в 1-му селищі диктуючого об'єкту $l_{\text{в2к2}} = 220 \text{ м}$;
12. Поверховість забудови в 1-му селищі – $n_1 = 4,5$ поверхів;
13. Поверховість забудови в 1-му селищі – $n_2 = 3,8$ поверхів;
14. Відмітка поверхні землі біля водонапірної башти № 1,

$$\Delta_{16}=146,0\text{м};$$

15. Відмітка поверхні землі біля водонапірної башти № 2, $\Delta_{26}=147,0\text{м};$

16. Поверхня землі і диктуючого об'єкту селища № 1, $\Delta_{16}=147,0\text{м};$

17. Поверхня землі і диктуючого об'єкту селища № 2, $\Delta_{26}=146,0\text{м};$

18. Висота поверху житлового будинку – $h = 3,0\text{м}.$

19. Схему насосної установки наведено на рис. 3.1

3.2 Гідравлічний розрахунок

Приймаємо ступінь благоустрою району жилої забудови – обладнані внутрішнім водопроводом, каналізацією та системою централізованого горячого водопостачання, середньодобова норма на одного мешканця (за рік) $q_{\text{ж}}=300\text{л/добу}$ (табл. 1.1).

Розрахункову добову витрату води, $\text{м}^3/\text{добу}$, на потреби у населеному пункті №1 визначають за формулою 1.1, де $N_1 - 4600$ (кількість жителів в першому селищі)

$$Q_{1\text{сеп.доб.}} = 300 \cdot 4600 / 1000 = 1380 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Для населеного пункту №2

$$Q_{2\text{сеп.доб.}} = 300 \cdot 5300 / 1000 = 1590 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Визначаємо витрату води за секунду. Оскільки відсутні промислові підприємства на шляху внутрішньоквартальної мережі у поселеннях розрахунок виконуємо за формулою

$$q_{об} = Q_{\text{ср.доб.}} / 86400, \quad (2.1)$$

Для населених пунктів № 1 та № 2 витрата становитиме відповідно

$$q_{1об} = \frac{1380}{86400} = 0,01598 \text{ м}^3/\text{с} \text{ та } q_{2об} = \frac{1590}{86400} = 0,0184 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Визначаємо питому витрату води за формулою (1.6). Для 1-го та 2-го населеного пункту вона становитиме відповідно

$$q_{1y\partial} = \frac{1380}{240 \cdot 86400} = 0,000076 \text{ м}^3/\text{с} \text{ та } q_{2y\partial} = \frac{1590}{250 \cdot 86400} = 0,000083 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Визначаємо діаметр труб внутрішньоквартальних ліній за формулою (1.11):

$$d_{1(7)} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01598}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,159 \text{ м} = 15,9 \text{ см} = 159 \text{ мм};$$

$$d_{2(8)} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0184}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,17 \text{ м} = 17 \text{ см} = 170 \text{ мм};$$

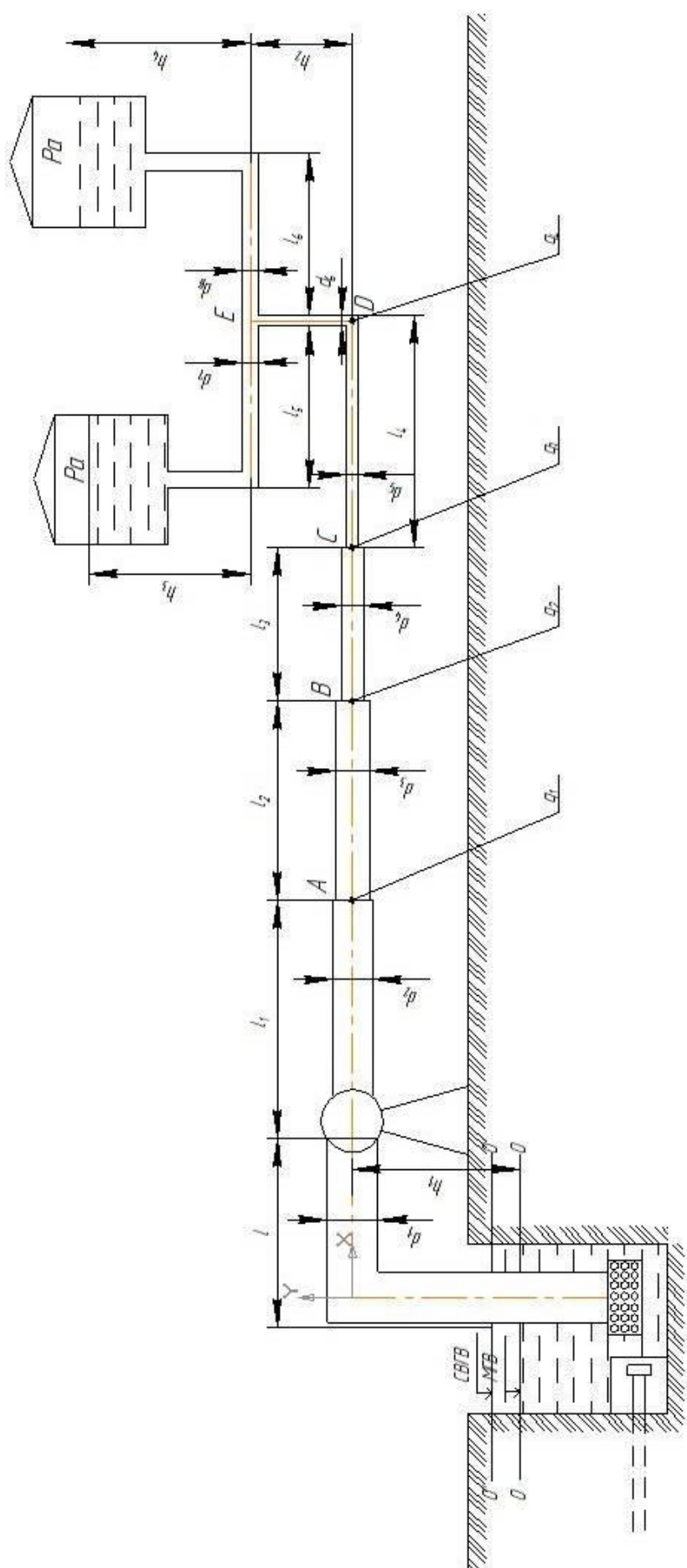


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема насосної установки

Швидкість $V=0,8\text{ м/с}$ приймаємо для труб малого діаметру (межі $0,6 \leq V \leq 0,9\text{ м/с}$)

Якщо приймаємо діаметр труби для 1го населеного пункту $d_1=160\text{ мм}$, та для 2го $d_2=170\text{ мм}$, тоді швидкість руху води становитиме

$$V_1 = \frac{4 \cdot 0,000076 \cdot 210}{0,16^2 \cdot 3,14} = 0,795 \text{ м/с}, \quad V_2 = \frac{4 \cdot 0,000083 \cdot 220}{0,17^2 \cdot 3,14} = 0,78 \text{ м/с}.$$

При коефіцієнті шершавості $h=0,0125$ та $d_1=160\text{ мм}$ витратна характеристика (табл. 1.3) $K_1 = 190,6\text{ л/с}$.

Втрати на внутрішньоканальному водовідводі визначаємо за формулою (1.12), де $Q = 0,01598 \text{ м}^3/\text{с} = 15,9 \text{ л/с}$. Для внутрішньоквартальної мережі 1-го поселення втрати складають

$$h_{\text{втр.1}} = 1,1 \left(\frac{15,9}{190,6} \right)^2 \cdot 210 = 1,62 \text{ м}.$$

Висота водонапірної башні для 1-го поселення визначається за формулою (1.14), де $h_{\text{втр.1}} = 1,62\text{ м}$, $Z_{\text{Д1}}$ та $Z_{\text{Б1}}$ відмітки поверхні землі у диктуючій точці та в місці розташуванні водонапірної башні для 1го поселення (за завданням) $H_{\text{СВ1}}$ – вільний напір у диктуючій точці для 1го поселення, визначається за формулою

$$H_{\text{СВ1}} = 6 + 3 \cdot n, \quad (2.2)$$

де n – поверховість забудови у 1-му поселенні.

$$H_{\text{Б1}} = 19,5 + 1,62 + (147 - 146) = 21,12\text{ м}$$

На відмітці $30,62\text{ м}$ (від поверхні землі) повинен знаходитися рівень води у баці водонапірної башні 1го поселення.

Виконаємо аналогічний розрахунок для визначення висоти водонапірної башти 2-го поселення:

$$h_1 = 1,1 \cdot \left(\frac{18,4}{222,8} \right)^2 \cdot 220 = 1,65 \text{ м},$$

$$H_{\text{СВ2}} = 6 + 3 \cdot 3,8 = 17,4\text{ м},$$

$$H_{\text{Б2}} = 17,4 + 1,65 + (146 - 150) = 15,05\text{ м}$$

На відмітці $15,05\text{ м}$ (від поверхні землі) повинен знаходитися рівень води у баці водонапірної башти 2-го поселення.

В подальших розрахунках в якості розрахункового обираємо більше значення з двох отриманих ($H_{\text{Б1}}=22,12\text{ м}$).

Для визначення величини діаметра d_6 необхідно скласти витрати для обох ділянок.

$$Q_{\text{сер.доб}} = 15,9 + 18,4 = 34,3\text{ л/с},$$

$$d_6 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0343}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,234 \text{ м} = 23,4 \text{ см} = 234 \text{ мм}, \text{ приймаємо } d_6 = 230 \text{ мм},$$

тоді швидкість руху води на даній ділянці становитиме

$$V_6 = \frac{4 \cdot 0,0343}{0,23^2 \cdot 3,14} = 0,833 \text{ м/с, що у допустимих межах } (0,6 \leq V \leq 0,9).$$

Напір у точці D визначаємо за формулою

$$H_D = H_{B1} + h_2 + \sum h_{\text{втр6}}, \quad (2.3)$$

де h_2 – розподіл по водонапірним баштам (вихідні дані)

$\sum h_{\text{втр6}}$ – втрати напору на ділянці h_2 .

Величина витратної характеристики становить (табл.1.3) $K_6 = 497,1$ л/с, втрати напору становлять

$$h_{\text{втр6}} = 1,1 \left(\frac{34,3}{497,1} \right)^2 \cdot 3,2 \approx 0,02 \text{ м};$$

$$H_D = 22,12 + 3,2 + 0,02 = 25,34 \text{ м.}$$

Визначимо діаметр трубопроводу для витрати води – $q_4 = 4,5$ л/с, яка подається у точку D^1 на відстань – $l_4^1 = 95$ м

$$d_4' = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0045}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,090 \text{ м} = 90 \text{ мм.}$$

Тоді швидкість руху води на даній ділянці становитиме

$$V_4^1 = \frac{4 \cdot q_4}{d^2 \pi} = \frac{4 \cdot 0,0045}{0,09^2 \cdot 3,14} = 0,708 \text{ м/с (в припустимих межах)}$$

Величина витратної характеристики для даної ділянки при діаметрі $d=90$ мм та $n=0,0125$ (табл. 1.3) $K_4' = 24,94 + 17,26 = 42,2$ л/с

$$h_{\text{втр4}} = 1,1 \left(\frac{4,5}{42,2} \right)^2 \cdot 95 = 0,94 \text{ м.}$$

Напір у точці D' складає

$$H_D' = H_D - \sum h_{\text{втр4}} = 25,34 - 0,94 = 24,4 \text{ м.}$$

Аналогічно розрахуємо решту ділянок трубопроводу. Витрата на ділянці між точками С та Д

$$Q_{5.\text{сер.доб}} = Q_{\text{сер.доб}} + q_4 = 34,3 + 4,5 = 38,8 \text{ л/с};$$

$$d_5 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0388}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,247 \text{ м} = 24,7 \text{ см} = 247 \text{ мм, приймаємо } d_5 = 240 \text{ мм,}$$

$$V_4 = \frac{4 \cdot Q}{d_5^2 \pi} = \frac{4 \cdot 0,0388}{0,24^2 \cdot 3,14} = 0,858 \text{ м/с.}$$

Значення витратної характеристики (табл. 1.3) $K_6 = 557,5$ л/с. Втрати напору на ділянці між С та Д

$$h_{\text{втр.4}} = 1,1 \left(\frac{38,8}{557,3} \right)^2 \cdot 115 = 0,61 \text{ м.}$$

Напір в точці С

$$H_c = H_d + h_{втр4} = 25,34 + 0,61 = 25,95 \text{ м.}$$

Діаметр трубопроводу для витрати води $q_3 = 2,8 \text{ л/с}$, яка подається у точку С' на відстань $l_3' = 44 \text{ м}$,

$$d_3' = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0028}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,07 \text{ м} = 70 \text{ мм};$$

$$V_3' = \frac{4 \cdot 0,0028}{0,07^2 \cdot 3,14} = 0,726 \text{ м/с.}$$

Значення витратної характеристики (табл. 1.3) $K_3' = 21,07 \text{ л/с}$.

Втрати напору на ділянці l_3'

$$h_{втр.3}' = 1,1 \left(\frac{2,8}{21,07} \right)^2 44,5 = 0,79 \text{ м.}$$

Напір у точці С' складає

$$H_c' = 25,94 - 0,79 = 25,16 \text{ м.}$$

Витрата між точками В та С складає

$$Q_{4 \text{ сер.доб}} = Q_{5 \text{ сер.доб}} + q_3 = 38,8 + 2,8 = 41,6 \text{ л/с.}$$

$$d_4 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0416}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,258 \text{ м} = 258 \text{ мм. Приймаємо } d_4 = 250 \text{ мм, тоді швидкість}$$

на даній ділянці

$$V_4 = \frac{4 \cdot 0,0416}{0,25^2 \cdot 3,14} = 0,848 \text{ м/с.}$$

Значення витратної характеристики $K_4 = 618,5 \text{ л/с}$ (табл. 1.3). Втрати напору на ділянці між точками В та С

$$h_{втр.3} = 1,1 \left(\frac{41,6}{618,5} \right)^2 85 = 0,44 \text{ м.}$$

Напір у точці В становить

$$H_B = H_c + h_{втр.3} = 25,95 + 0,44 = 26,39 \text{ м.}$$

Діаметр трубопроводу для витрати води – $q_2 = 3,5 \text{ л/с}$, яка подається у точку В' на відстань – $l_2' = 85 \text{ м}$.

$$d_2' = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0035}{3,14 \cdot 0,8}} = 74,8 \text{ мм, приймаємо } d_2' = 75 \text{ мм. Тоді швидкість руху на}$$

даній ділянці

$$V_2' = \frac{4 \cdot 0,0035}{0,075^2 \cdot 3,14} = 0,0748 \text{ м/с.}$$

Значення витратної характеристики $K_2' = 24,94 \text{ л/с}$ (табл. 1.3). Втрати напору на ділянці

$$h_{втр.2}' = 1,1 \left(\frac{3,5}{24,94} \right)^2 85 = 1,69 \text{ м.}$$

Напір у точці В'

$$H_{B1} = 26,39 - 1,69 = 24,70 \text{ м.}$$

Витрата на ділянці між точками А та В становить

$$Q_{3.сер.доб} = Q_{4.сер.доб} + q_2 = 41,6 + 4,2 = 45,8 \text{ л/с.}$$

$$d_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0458}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,269 \text{ м} = 269 \text{ мм. Приймаємо } d = 270 \text{ мм. Тоді швид-}$$

кість на даній ділянці

$$V_4 = \frac{4 \cdot 0,0458}{0,27^2 \cdot 3,14} = 0,798 \text{ м/с.}$$

Величина витратної характеристики для ділянки між точками А та В $K_3 = 773,5 \text{ л/с}$ (табл. 1.3). Втрати напору на ділянці

$$h'_{втр} = 1,1 \left(\frac{45,8}{773,5} \right)^2 85 = 0,34 \text{ м.}$$

Напір у точці А становить

$$H_A = 26,39 + 0,34 = 26,73 \text{ м.}$$

Діаметр трубопроводу для витрати води – $q_1 = 4,0 \text{ л/с}$, яка подається у точку А' на відстань $l'_1 = 70 \text{ м}$.

$$d'_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,004}{3,14 \cdot 0,8}} = 79,8 \text{ мм. Приймаємо } d'_1 = 80 \text{ мм. Тоді швидкість води}$$

на даній ділянці

$$V'_1 = \frac{4 \cdot q_1}{d_1^2 \pi} = \frac{4 \cdot 0,004}{0,08^2 \cdot 3,14} = 0,795 \text{ м/с.}$$

Величина витратної характеристики для даної ділянки становить (табл. 1.3) $K'_1 = 30,69 \text{ л/с}$. Втрати напору на ділянці l'_1

$$h'_1 = 1,1 \left(\frac{4,0}{30,69} \right)^2 70 = 1,21$$

Напір у точці А' становить

$$H'_A = 26,7 - 1,21 = 25,52 \text{ м.}$$

Витрата на ділянці між насосною установкою та точкою А становить

$$Q_{2.сер.доб} = Q_{3.сер.доб} + q_1 = 45,8 + 4,5 = 50,3 \text{ л/с.}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0503}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,284 \text{ м} = 281 \text{ мм. Приймаємо } d_2 = 280 \text{ мм. Тоді швид-}$$

кість руху на ділянці становитиме

$$V_2 = \frac{4 \cdot 0,0503}{0,28^2 \cdot 3,14} = 0,819 \text{ м/с.}$$

Величина витратної характеристики $K_2 = 850,5 \text{ л/с}$ (табл. 1.3). Втрати напору на ділянці між насосною установкою та точкою А складають

$$h_{втр.1} = 1,1 \left(\frac{50,3}{850,5} \right)^2 95 = 0,37 \text{ м.}$$

Необхідний напір на виході із напірної установки повинен дорівнювати

$$H_{\text{вих}} = 26,73 + 0,37 = 27,1 \text{ м.}$$

Остаточно приймаємо $H_{\text{вих}} = 27,0 \text{ м.}$

3.3 Підбір насосу

Визначаємо розрахункову витрату за добу найбільшого водоспоживання за формулою (2.1)

$$Q_{\text{доб. max}} = 50,30 \cdot 1,3 = 65,39 \text{ л/сек} = 5649,70 \text{ м}^3/\text{доб.}$$

Коефіцієнт добової нерівномірності споживання визначимо за формулою (2.3), де $\alpha = 1,3$, $\beta = 1,3$.

$$K_{\text{доб}}^{\text{max}} = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69.$$

Розрахункову витрату в годину найбільшого водоспоживання визначаємо за формулою (2.2)

$$Q_{\text{доб}}^{\text{max}} = \frac{5649,7 \cdot 1,69}{24} = 397,83 \text{ м}^3/\text{год.}$$

В якості необхідного напору на виході з насосної установки приймаємо $H = H_{\text{вих}} = 27,0 \text{ м.}$ За каталогом підбираємо відповідну модель насосу. Обираємо насос 1Д500 – 63б.

Насос 1Д500 – 63б – агрегат із подвійною обточкою робочого колеса із параметрами $Q/H = 400/44$. Графічну характеристику для насосу 1Д500 – 63б наведено на рис. 3.1, характеристика складається за наступних умов:

- рідина – вода щільністю 1000 кг/м^3 ;
- частота обертів – 1450 об/хв.

Основні характеристики насосу представимо в табличній формі.

Таблиця 3.1 – Характеристики насосу 1Д500 – 63б

Марка насосу	Подача води $\text{м}^3/\text{год}$	Напор, м	Кількість обертів, об/хв	Потужність, кВт	Припустимий кавітаційний запас, м
1Д500 – 63б	400	44,00	1450	78,00	5,00

Насос має високий ККД та хорошу всмоктуючу здатність. Насос типу Д – одноступінчастий, із двостороннім напівспиральним підводом рідини до робочого колеса та спіральним відводом рідини. Корпус насоса має роз'їм в горизонтальній площині. В нижній частині корпусу розташовано всмоктуючий та напірний патрубки, що дає можливість розбирати насос для заміни деталей ротору без від'єднання від трубопроводу та демонтажу двигуна.

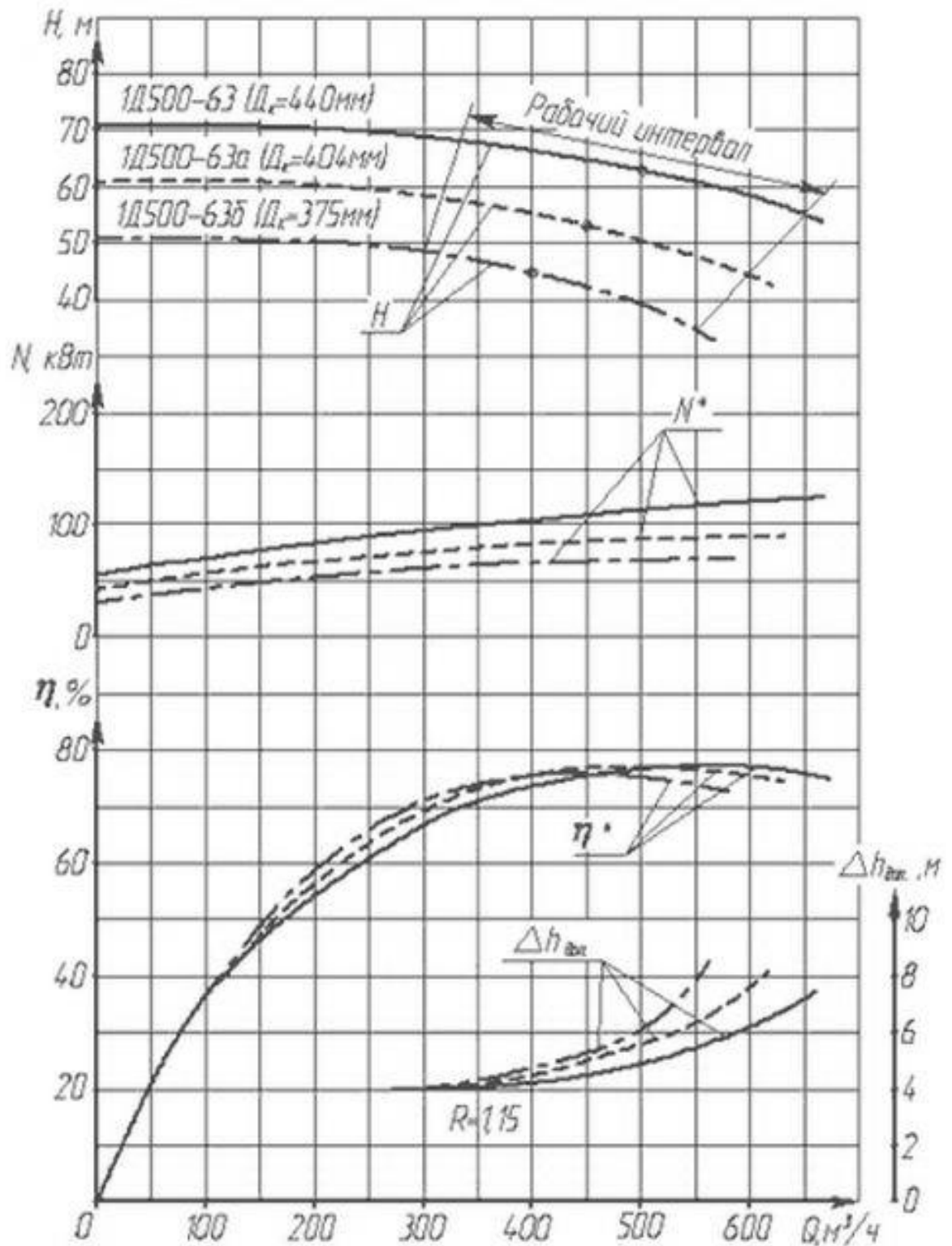


Рисунок 3.2 – Графічна характеристика насосу 1Д500 – 636

Для запобігання протічок по валу використані подвійні сальники ущільнення. Насоси типу Д використовуються для перекачки води та інших рідин, аналогічних за хімічною активністю, температурою до 85°C , в'язкістю до 36 сСт. Можливий вміст твердих включень до 0,05 % по масі та розміром до 0,2 мм.

Для визначення робочої точки будуємо графік характеристики насоса та трубопроводу. Характеристику трубопроводу будуємо використовуючи формулу (2.4), питомий опір трубопроводу визначаємо за формулою (2.5), де $H_{\text{вих}} = 27,1$ м, $H_{\text{б}} = 22,12$ м

$$A_H = \frac{27,1 - 22,12}{397,83} = 0,0125,$$

$$H_{Q=50} = 22,12 + 0,0125 \cdot 50 = 22,12 \text{ м},$$

$$H_{Q=100} = 22,12 + 0,0125 \cdot 100 = 23,37 \text{ м},$$

$$H_{Q=150} = 22,12 + 0,0125 \cdot 150 = 24,00 \text{ м},$$

$$H_{Q=200} = 22,12 + 0,0125 \cdot 200 = 24,62 \text{ м},$$

$$H_{Q=300} = 22,12 + 0,0125 \cdot 300 = 25,87 \text{ м},$$

$$H_{Q=400} = 22,12 + 0,0125 \cdot 400 = 27,12 \text{ м},$$

$$H_{Q=500} = 22,12 + 0,0125 \cdot 500 = 28,37 \text{ м},$$

$$H_{Q=600} = 22,12 + 0,0125 \cdot 600 = 29,62 \text{ м},$$

$$H_{Q=700} = 22,12 + 0,0125 \cdot 700 = 30,87 \text{ м}.$$

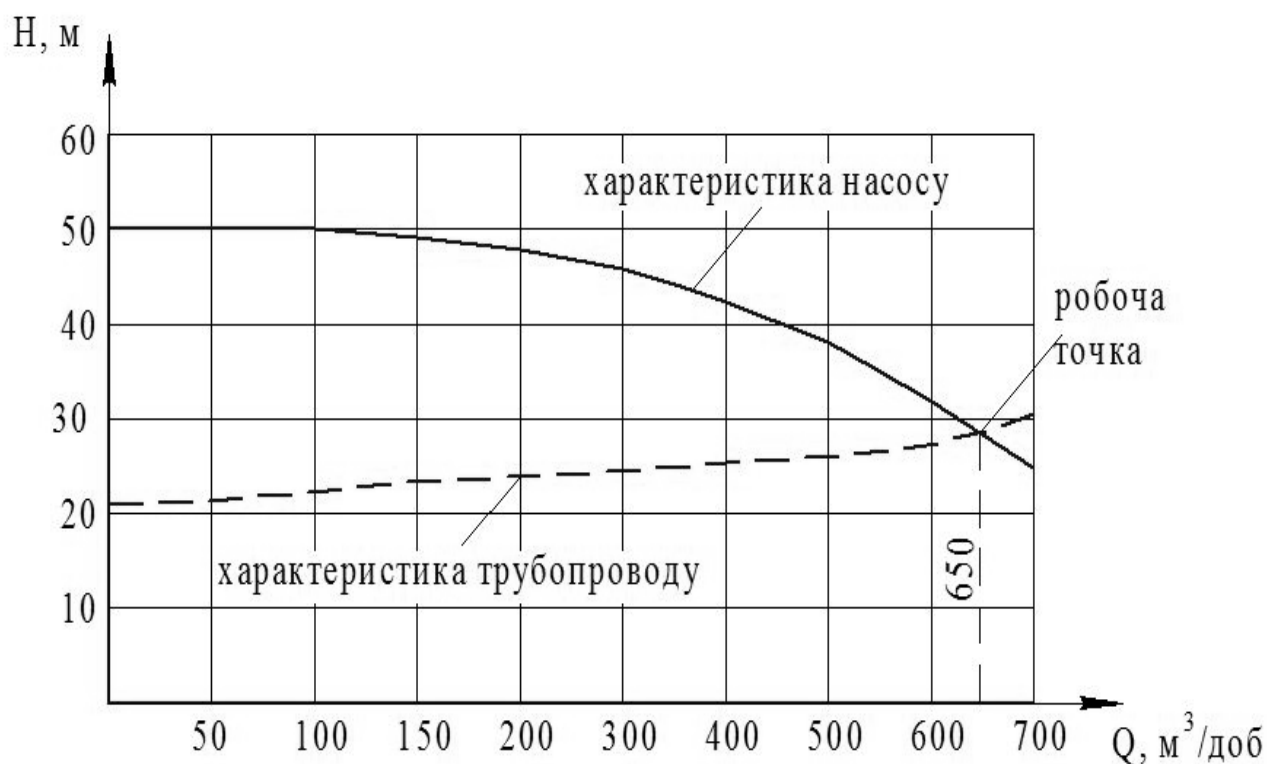


Рисунок 3.3 – Визначення робочої точки насоса

ПЕРЕЛІК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП 2.04.02 – 84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. – М.: Стройиздат, 1985.
2. Кравченко В.С. Водопостачання та каналізація: підручник/ В.С. Кравченко. – «Кондор», 2003 – 288с.
3. Запольський А.К. Водопостачання, водовідведення та якість води: підручник/ А.К. Запольський. – К.: Вища шк., 2005. – 671с.: іл.
4. Калицун В.И. Основы гидравлики, водоснабжения и канализации: учебник/ В.И. Запольский, В.С. Кедров, Ю.М. Ласков, П.В. Сафонов. – Стройиздат, 1965 – 380с.

Гончаренко Валентин Валентинович
Близнюк Тарас Васильович

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ НА
ТЕМУ «РОЗРАХУНОК ЗОВНІШНІХ ВОДОПРОВІДНИХ ТА
ВОДОВІДВОДНИХ МЕРЕЖ НАСЕЛЕНОГО ПУНКТУ» З ДИС-
ЦИПЛІНИ «ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ»
(ДЛЯ СТУДЕНТІВ НАПРЯМУ ПІДГОТОВКИ 6.060101 «БУДІВ-
НИЦТВО»)**

Підписано до випуску 12.05.2011 р. Гарнітура Times New.
Умов. друк. арк. 2,19. Зам. № 85.

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.

«Проектування автомобільних доріг»