ALEXANDRU MĂNESCU

ALIMENTĂRI CU APĂ

APLICATII

Serie coordonată de :

Radu DROBOT

Jean Pierre CARBONNEL

S_JEP 09781/95
GESTION ET PROTECTION
DE LA RESSOURCE EN EAU

Editura *H*G*A*, Bucureşti

1998

PREFAŢĂ

Problema folosirii raţionale a apei devine din ce în ce mai complicată din cauză că, rezervele naturale sunt relativ constante (şi rezervele ţării noastre, în particular, nu sunt mari, totuşi suficiente pentru necesar), necesarul de apă creşte continuu ca urmare a irigaţiilor, dezvoltării industriei şi urbanizării masive, calitatea apei în sursele naturale se depreciază continuu ca urmare a evacuării de ape insuficient epurate şi a spălării de către precipitaţii a atmosferei din ce în ce mai poluate şi creşte exigenţa asupra calităţii apei cerute de consumatori.

Lucrarea de faţă este elaborată în ideea de a fi utilă studenţilor în formarea unei metodologii de dimensionare a principalelor lucrări utilizate în alimentarea cu apă a centrelor populate şi industriilor (care nu cer o apă cu caracteristici deosebite), pentru obţinerea unui ordin de mărime a dimensiunilor construcţiilor cu care vor lucra în practica inginerească, pentru cunoaşterea şi aplicarea unora din prevederile normative şi proiectele tip, în ***formarea unei gândiri inginereşti.***

Mai mult ca în multe domenii, din cauza condiţiilor diferite de teren şi a calităţii apei todeauna variabile, este foarte importantă formarea unei gândiri inginereşti.

Lucrarea este structurată pe trei aplicaţii.

Aplicaţia 1 *cuprinde metodologia practică de alegere a unui sistem de alimentare cu apă.*

Aplicaţia 2 *cuprinde dimensionarea obiectelor componente pentru un sistem de alimentare cu apă, la care apa se obţine din sursa subterană.*

Aplicaţia 3 *cuprinde dimensionarea unui sistem de alimentare cu apă din sursa de suprafaţă. Se insistă, în special, asupra staţiei de tratare.*

Opţiunea pentru această formă a avut la bază concluzia că totdeauna sistemul de alimentare cu apă trebuie gândit în ansamblu. Până la formarea unui solid bagaj de cunoştinţe personale, studentul/inginerul va aborda problemele în etape: schiţarea soluţiei (alegerea schemei), dimensionarea tehnologică, dimensionarea constructivă, verificarea tehnologică, evaluarea costurilor, optimizarea pe obiect, optimizarea generală. Fiecare treaptă nouă poate conduce la corectarea unor elemente din fazele precedente.

Calculele, suficient de detaliate pentru a fi uşor de urmărit, sunt însoţite de desene elaborate sub formă de schiţe. Apreciez că această formă este mai accesibilă pentru înţelegerea modului de realizare a unor asemenea construcţii complicate materialul poate fi însă bine folosit numai după cunoaşterea aspectelor teoretice ale problemei.

Autorul

CUPRINS

PARTEA I..... 7

1. Alimentare cu apă din sursă subterană..... 8
1.1. Enunţul aplicaţiei 1-1 8
1.2. Ipoteze de lucru 8
1.3. Stabilirea elementelor de bază 8
1.4. Variante raţionale pentru sistemul de alimentare cu apă 11
2. Alimentare cu apă din sursă subterană sau sursa de suprafaţă 13
2.1. Enunţul aplicaţiei 1-2 13
2.2. Ipoteze de lucru 13
2.3. Soluţii pentru sistemul de alimentare cu apă din sursă subterană 15
2.4. Soluţii pentru sistemul de alimentare cu apă din sursă de suprafaţă 15
3. Alimentare cu apă din apă de lac 19
3.1. Enunţul aplicaţiei 1-3..... 19
3.2. Ipoteze de lucru 19
3.3. Soluţii pentru sistemul de alimentare cu apă 19

PARTEA II 25

1. Elemente generale 26
1.2. Soluţii pentru schema de alimentare cu apă 26
2. Determinarea debitelor de calcul 34
2.1. Date de temă 34
2.2. Stabilirea numărului de consumatori 35
2.3. Necesarul de apă 35
2.4. Debite de dimensionare a schemei de alimentare cu apă 39
2.5. Evaluarea analitică a consumului de apă pentru nevoile tehnologice proprii şi a pierderilor de apă 43
3. Dimensionarea captării 49
3.1. Dimensionarea captării pentru varianta 1 - captare din strat freatic 49
3.2. Dimensionarea captării pentru varianta 2 - captare din strat sub presiune 68
3.3. Determinarea distanţei de protecţie sanitară 74
3.4. Determinarea mărimii pompei de vacuum 77
3.5. Schiţe ale construcţiilor necesare 79
3.6. Unele precizări suplimentare legate de dimensionarea captărilor cu puţuri 84
4. Construcţia de înmagazinare 86
4.1. Introducere 86
4.2. Predimensionarea construcţiilor de înmagazinare 86
4.3. Determinarea volumului real de compensare 97
4.4. Elemente constructive 103
4.5. Determinarea regimului real de funcţionare a pompelor 108
5. Dezinfectarea apei cu clor gazos 122
5.1. Introducere 122
5.2. Dimensionarea instalaţiei 123
5.3. Măsuri de protecţia muncii 125
5.4. Precizări suplimentare 126
6. Aducţiunea 128
6.1. Determinarea diametrului economic 128

6.2. Comentariu legat de determinarea diametrului economic 133
6.3. Construcţii accesorii pe aducţiune 136
7. Staţia de pompare treapta 1 139
7.1. Dimensionare generală 139
7.2. Verificarea punctului de funcţionare 139
7.3. Alcătuirea staţiei de pompare - instalaţie hidraulică 143
7.4. Determinarea cotei axului pompei 145
7.5. Verificarea presiunii maxime pe conducta de refulare la oprirea bruscă a pompelor (întreruperea energiei) 147
7.6. Staţie de pompare cu pompe cu ax vertical 148
7.7. Măsuri de protecţia muncii la staţia de pompare 149
8. Reţeaua de distribuţie 152
8.1. Stabilirea schemei reţelei 152
8.2. Dimensionarea hidraulica a reţelei 152
8.3. Verificarea funcţionării reţelei în caz de incendiu 162
9. Planul general de situaţie a sistemului de alimentare cu apă 161

PARTEA III 172

1. Elemente generale 173
1.1. Tema aplicaţiei 3 173
1.2. Soluţii pentru schema de alimentare cu apă 175
2. Captarea apei 180
2.1. Date de bază 180
2.2. Alegerea tipului de captare 182
2.3. Prevederi normative 183
2.4. Dimensionarea nodului hidrotehnic de priză 183
2.5. Dimensionarea prizei 187
3. Staţia de pompare treapta 1 189
4. Staţia de tratare 191
4.1. Deznisipatorul 191
4.2. Decantorul 204
4.3. Filtre rapide 247
4.4. Gospodăria de reactivi 266
4.5. Ansamblul staţiei de tratare 280
4.6. Costul de tratare a apei 290
5. Construcţia de înmagazinare 295
6. Staţia de pompare treapta 2 299
6.1. Dimensionarea hidraulică 299
6.2. Verificarea funcţionării staţiei de pompare 302
7. Reţeaua de distribuţie 321
7.1. Date de bază 321
7.2. Dimensionarea reţelei 323
7.3. Dimensionarea reţelei de distribuţie folosind calculatorul 327
9. Costul lucrărilor. Costul apei 329
10. Ansamblul sistemului de alimentare cu apă 333

ANEXE 336

BIBLIOGRAFIE 347

PARTEA I

ALEGEREA SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ

Definiţii. În cartea de faţă s-a folosit terminologia în general acceptată în domeniul alimentării cu apă. Deoarece se va vorbi mult de cele două elemente de bază, sistem de alimentare cu apă şi schema de alimentare cu apă pentru siguranţă vor fi redate mai jos definiţiile de bază.

Prin *sistem de alimentare cu apă* se înţelege totalitatea construcţiilor, instalaţiilor, utilajelor, echipamentelor şi măsurilor constructive cu ajutorul cărora apa este luată dintr-o sursă naturală, i se corectează calitatea, este transportată, înmagazinată şi distribuită astfel ca fiecare utilizator luat în calcul să primească apă în cantitatea, de calitatea şi la presiunea normală de folosire.

Prin *schema de alimentare cu apă* se înţelege reprezentarea convenţional-schematică a obiectelor sistemului de alimentare cu apă cu păstrarea ordinii tehnologice. Schema de alimentare cu apă reprezintă *o schemă de calcul* pentru dimensionarea corectă din punct de vedere tehnologic a sistemului de alimentare cu apă.

O schemă completă de alimentare cu apă este formată din: captare, staţie de pompare, staţie de tratare, aducţiune, construcţie de înmagazinare, reţea de distribuţie.

Raţional dimensionarea obiectelor schemei se face la debitul $Q_{zi\,max}$ pentru toate obiectele până la rezervor şi $Q_{o\,max}$ pentru reţeaua de distribuţie.

Capitolul 1
ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSĂ SUBTERANĂ

1.1. ENUNŢUL APLICAŢIEI 1 - 1

Să se stabilească schemele posibile de alimentare cu apă a unei localitaţi cu circa 30 000 locuitori, fără industrie cu profil naţional. Clădirile localităţii au parter, parter şi patru nivele şi sunt amplasate pe o suprafaţă de circa 200. Planul topografic de amplasare este dat în figura 1. Sursa de apă ce poate fi luată în considerare este apa din stratul freatic existent în zona vecină (fig. 1). Apa este de calitatea apei potabile.

1.2. SOLUŢII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ

1.2.1. IPOTEZE DE LUCRU

– toate clădirile au apă rece în apartamente şi posibilitate de preparare locală a apei calde; se acceptă o normă de necesar specific de apă (STAS 1343/1) de 300 l/om·zi;
– se acceptă că în principiu volumul rezervorului de compensare trebuie să aibă circa 1/2 din necesarul zilnic de apă al localităţii;
– se acceptă că presiunea minimă la branşament este 22,5 m.

Notă: presiunea la branşament H_b se poate calcula expeditiv cu formula:

$$H_b = N_e \cdot 4{,}5,$$

unde cu N_e s-a notat numărul de nivele (caturi) ale clădirii; cum clădirile au parter şi patru nivele, deci cinci caturi, $N_e = 5$, rezultă o presiune minimă de:

$$H_b = 4{,}5 \frac{\text{m}}{\text{cat}} \cdot 5 \text{ caturi} = 22{,}5 \text{ m}.$$

1.3. STABILIREA ELEMENTELOR DE BAZĂ

Elementele componente ale schemei de alimentare cu apă.

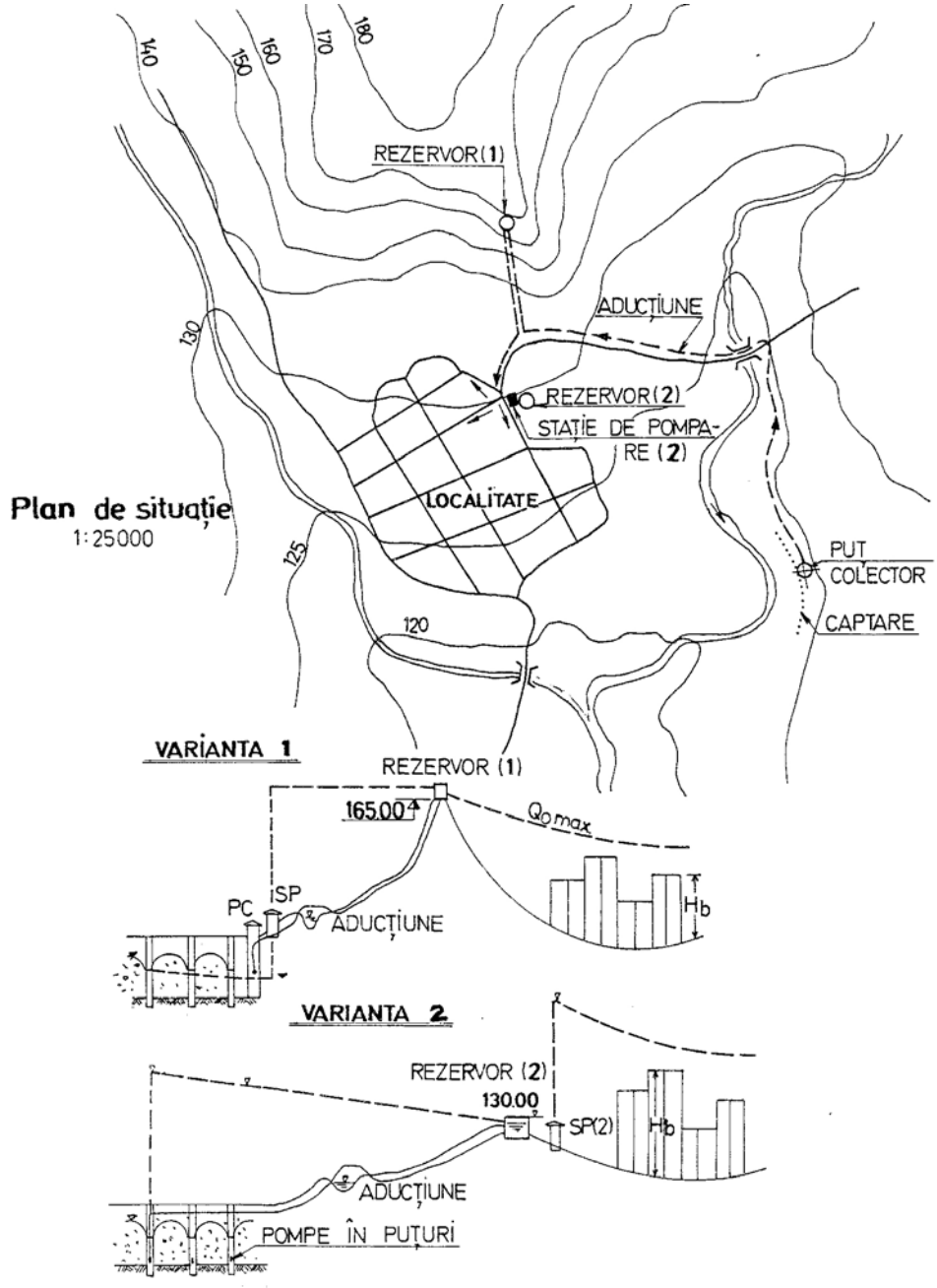


Fig. 1,*a* - Plan general de situaţie pentru aplicaţia 1-1 şi scheme tehnologice pentru alimentarea cu apă; (1) sifonare din puţuri, pompare în rezervor, reţea alimentată gravitaţional; (2) pompare din puţuri în rezervor, alimentare reţea prin pompare.

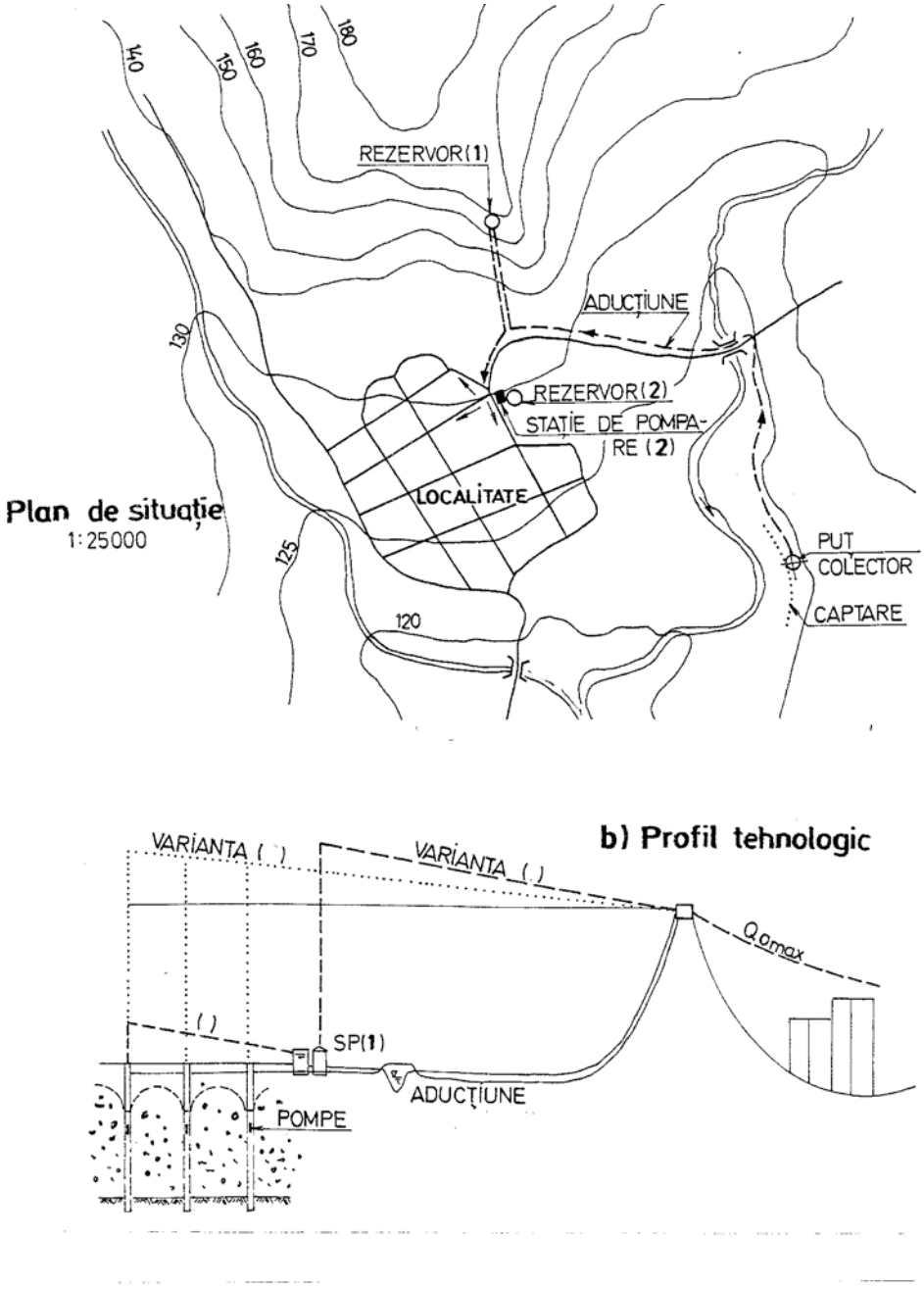


Fig. 1,*b* - Plan general de situaţie pentru aplicaţia 1-1 şi scheme tehnologice pentru alimentarea cu apă: variantele 3-4 cu pompare din puţuri şi repompare în rezervor, reţea alimentată gravitaţional.

– *Captarea*. Apa este captată dintr-un strat freatic. Se poate prevedea o *captare cu puţuri,* cu colectare a apei prin sifonare şi puţ colector sau prin pompare din puţuri. În ambele situaţii *apa trebuie pompată*.

– *Aducţiunea* va fi formată dintr-o conducta sub presiune: apă este de bună calitate, apăeste pompată, debit de apă este mic. Debitul transportat poate fi estimat astfel:

$$Q = N \cdot q = 30\,000 \text{ loc} \cdot 300 \text{ l/om zi} \cong 9\,000 \text{ m}^3\text{/zi (circa 110 l/s);}$$

unde:

N este numărul de locuitori alimentaţi cu apă;

q - norma specifică de apă necesară unui locuitor (l/om·zi).

– *Rezervorul*. Rezervorul poate fi realizat ca rezervor pe sol întrucât există cota suficientă în apropiere (la circa 2 Km). Dacă se consideră că terenul are cota maximă 132 (casa din punctul A pe plan), iar pierderea de sarcină pe conducta de legătură rezervor - reţea are o valoare medie de $5^0/_{00}$, atunci cota rezervorului va fi:

$$132 + 2\,000 \cdot 0{,}005 + 22{,}5 \text{ m} = 164{,}5 \text{ m} \cong 165 \text{ m;}$$

Volumul rezervorului va fi apreciat la minimum şi anume egal cu jumătate din consumul zilnic de apă. Cum necesarul de apă este de $9000\,\text{m}^3$/zi se poate accepta un rezervor dwe $5000\,\text{m}^3$ (două cuve de $2500\,\text{m}^3$).

– *Tratarea apei*. Întrucât apa este potabilă la sursă, tratarea va consta numai din dezinfectare. Aceasta poate fi făcută lângă rezervorul de compensare. Cu aceste date pot fi imaginate următoarele soluţii raţionale (fig. 1).

1.4. VARIANTE RAŢIONALE PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ

Varianta 1. Apa colectată din puţuri, cu un sistem de sifonare, este pompată cu o singură staţie de pompare cu debit de circa 110 l/s şi înălţime de pompare de circa 160 - 125 + h_r = 50 m; apa ajunge printr-o conductă de 300 mm (se poate dimensiona la o viteză de circa 1 m/s) la rezervoarele de circa $5000\,\text{m}^3$ amplasate la cota 165; din rezervor, gravitaţional apa va alimenta reţeaua de distribuţie pentru orice valoare a debitului între $Q_{o\,min}$ - $Q_{o\,max}$, pentru cazuri de avarie sau în caz de incendiu.

Varianta 2. Apa captată este pompată într-un rezervor amplasat lângă oraş de unde este repompată direct în reţea ($Q_{o\,min}$ / $Q_{o\,max}$ poate fi de ordinul 1/25)

cu pompe cu turaţie variabilă; staţia de pompare va avea două surse de alimentare cu energie, astfel ca în orice situaţie (incendiu) să asigure apa necesară:

$$Q_{o\,max} \cong 110 \text{ l/s} \cdot K_o = 110 \cdot 1{,}3 = 143 \text{ l/s}.$$

Cu $Q_{o\,min} / Q_{o\,max}$ s-a notat debitul minim/maxim de apă cerut de reţeaua de distribuţie. K_o reprezintă coeficientul de variaţie orară a debitului din reţea (valorile pot fi luate din STAS 1343/1-95).

Varianta 3. Apa colectată prin puţuri este pompată cu pompe submersibile amplasate în fiecare puţ, direct în rezervorul amplasat lângă oraş (R_2); din acest rezervor apa este repompată direct în reţeaua de distribuţie (SP_2) folosind pompe cu turaţie variabilă şi având siguranţa maximă în funcţionare pentru cazuri de avarie;

Varianta 4. Apa colectată din puţuri este pompată direct (cu pompe submersibile) în rezervor la cota 160 (R_1) de unde alimentarea cu apă a reţelei se face gravitaţional.

Comentariu. Varianta raţională va rezulta din compararea costurilor pentru realizarea obiectelor componente şi a cheltuielilor cu energia. Calitativ pot fi făcute însă unele aprecieri iniţiale.

- *Varianta* 1 are avantajul unei singure staţii de pompare, a unui rezervor de cotă, sigur în funcţionare (mai ales la avarie şi incendiu); are dezavantajul că sistemul de colectare a apei (prin sifonare) este ceva mai pretenţios în execuţie şi exploatare.
- *Varianta* 2 are avantajul unei execuţii mai uşoare a rezervorului şi a unor conducte de legătură mai scurte dar şi dezavantajul unei staţii de pompare în plus, staţie de pompare mai scumpă (o alimentare cu energie mai bună, pompe cu turaţie variabilă).
- *Varianta* 3 are soluţii mai robuste pentru captare şi aducţiune (presiune de lucru mai mică) dar este mai dificilă în ceea ce priveşte pomparea cu debit variabil (pentru a putea realiza un consum minim de energie).
- *Varianta* 4 este robustă pentru toate elementele cu observaţia că pentru a fi şi economică necesită pompe submersibile cu randament mare şi fiabile; totodată întreţinerea poate fi ceva mai complicată; ca şi în varianta 2 tratarea apei este mai uşor de urmărit (lângă oraş), dar mai periculoasă prin pastrarea unei rezerve de clor lângă oraş. Din aceste considerente par mai favorabile variantele 1 şi 4.

Capitolul 2

ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSĂ SUBTERANĂ SAU SURSĂ DE SUPRAFAŢĂ

2.1. ENUNŢUL APLICAŢIEI 1 - 2

Să se stabilească schemele posibile de alimentare cu apă a unei localitaţi cu circa 50 000 locuitori. Localitatea amplasată în zona de deal este reprezentată, prin reţeaua stradală, pe planul de situaţie (fig. 2). În localitate există o industrie cu profil alimentar, care necesită un debit total de 50 l/s.

Localitatea este formată din clădiri parter, parter şi patru nivele, cu dotare interioară cu apă rece şi preparare locală a apei calde. Sunt prevăzute clădirile publice cu dotare normală (şcoli, spitale, cinematografe etc.).

Sursa de apă ce poate fi luată în discuţie este apa subterană de mare adâncime (nivel hidrostatic - 20 m, apă de bună calitate) sau apa de suprafaţă, râu categoria I. Captarea se poate face în zona sectorului podului existent unde înălţimea apei este minim 1,30 m.

2.1.1. IPOTEZE DE LUCRU

– norma de necesar specific de apă (conform STAS 1343/1) poate fi adoptată de circa 300 l/om zi; ca atare necesarul zilnic de apă va fi de:

$$50\,000 \cdot 300 \cdot 1/1\,000 = 15\,000\ m^3/zi \text{ (circa 180 l/s);}$$

– se adaugă necesarul de apă cerut de industrie, 50 l/s;

– volumul de apă din rezervor va fi de circa jumătate din consumul zilnic (rezerve de compensare, avarie, incendiu);

– presiunea minimă la branşament va fi 4,5m/nivel deci circa 22,5 m (pentru parter şi patru nivele);

– pierderea de sarcină pe conductele de transport se adoptă de circa $5\ ^0/_{00}$.

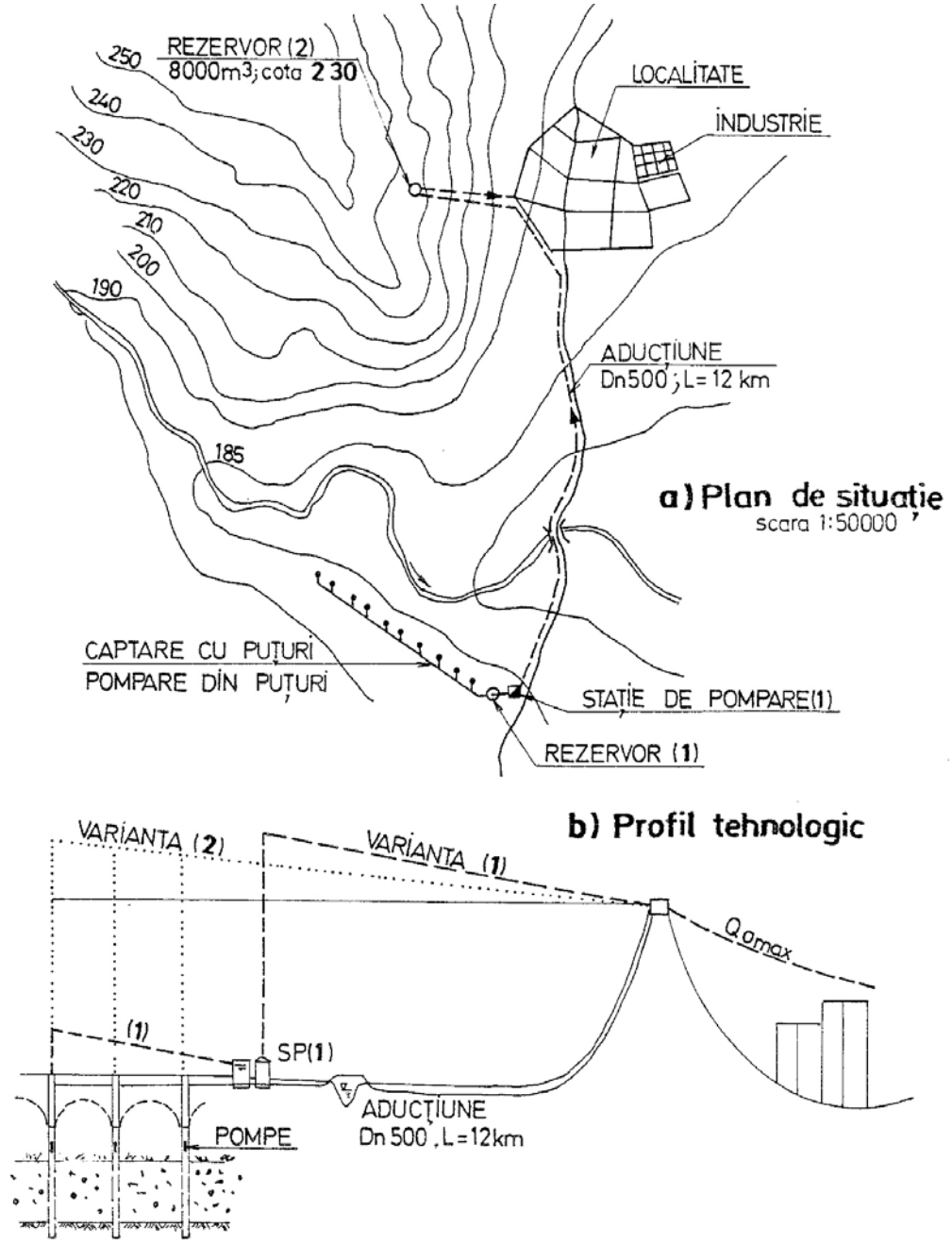


Fig. 2 - Plan general de situaţie pentru aplicaţia 1-2; variantele,pentru schema de alimentare cu apă,1 şi 2.

2.3. SOLUŢII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSA SUBTERANĂ

Dacă se foloseşte apă subterană, atunci sunt două variante:

Varianta 1, figura 2.

– *Captare cu puţuri*, în zona indicată pe plan; apa din puţuri va fi pompată cu pompe submersibile (este singura soluţie, apa fiind la peste 20 m sub cota terenului); apa pompată poate fi stocată într-un rezervor, de lucru, aflat în zona captării de unde va fi repompată la rezervorul oraşului.

– *Aducţiunea***,** de lungime mare, circa 12 km,va fi amplasată în lungul drumului existent; diametrul conductei 500 mm (i = 0,35%; v =1,2 m/s).

– *Rezervorul* va avea circa 8 - 10 000 m^3 (jumatăte din consumul zilnic) şi va fi amplasat la cota formată din:

195	m	–	cota maximă în oraş
10	m	–	pierderea de sarcină (rezervor-utilizator)
22,5	m	–	presiunea la branşament
227,5	m	≅	230 m

– *Reţeaua de distribuţie* va avea forma reţelei stradale; conducta de legatură rezervor-reţea va avea un traseu paralel cu aducţiunea până la nodul cel mai apropiat (nod cu trei artere).

– *Tratarea apei,* constând doar în dezinfectare cu clor, va putea fi făcută la unul din rezervoare.

Varianta 2, figura 2.

– apa colectată din puţuri va fi pompată direct în rezervorul oraşului (R_2) printr-o aducţiune ce va funcţiona sub presiune; pompele din puţuri vor fi mai mari (presiunea de lucru va fi mai mare cu minim 20 - 25 m);

– la toate celelalte obiecte dimensiunile vor fi comparabile (aceleaşi) cu cele din varianta 1.

2.4. SOLUŢII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ DIN SURSĂ DE SUPRAFAŢĂ

Varianta 3, figura 3.

– *Captarea apei* din râu se poate face în zona malului stâng amonte podului (mal convex, mal consolidat de pod); fiind necesar un debit mic (180 l/s), iar apa având în râu o cotă suficient de mare se poate adopta captarea cu crib (având două criburi pentru siguranţă); apa captată va fi pompată la staţia de tratare.

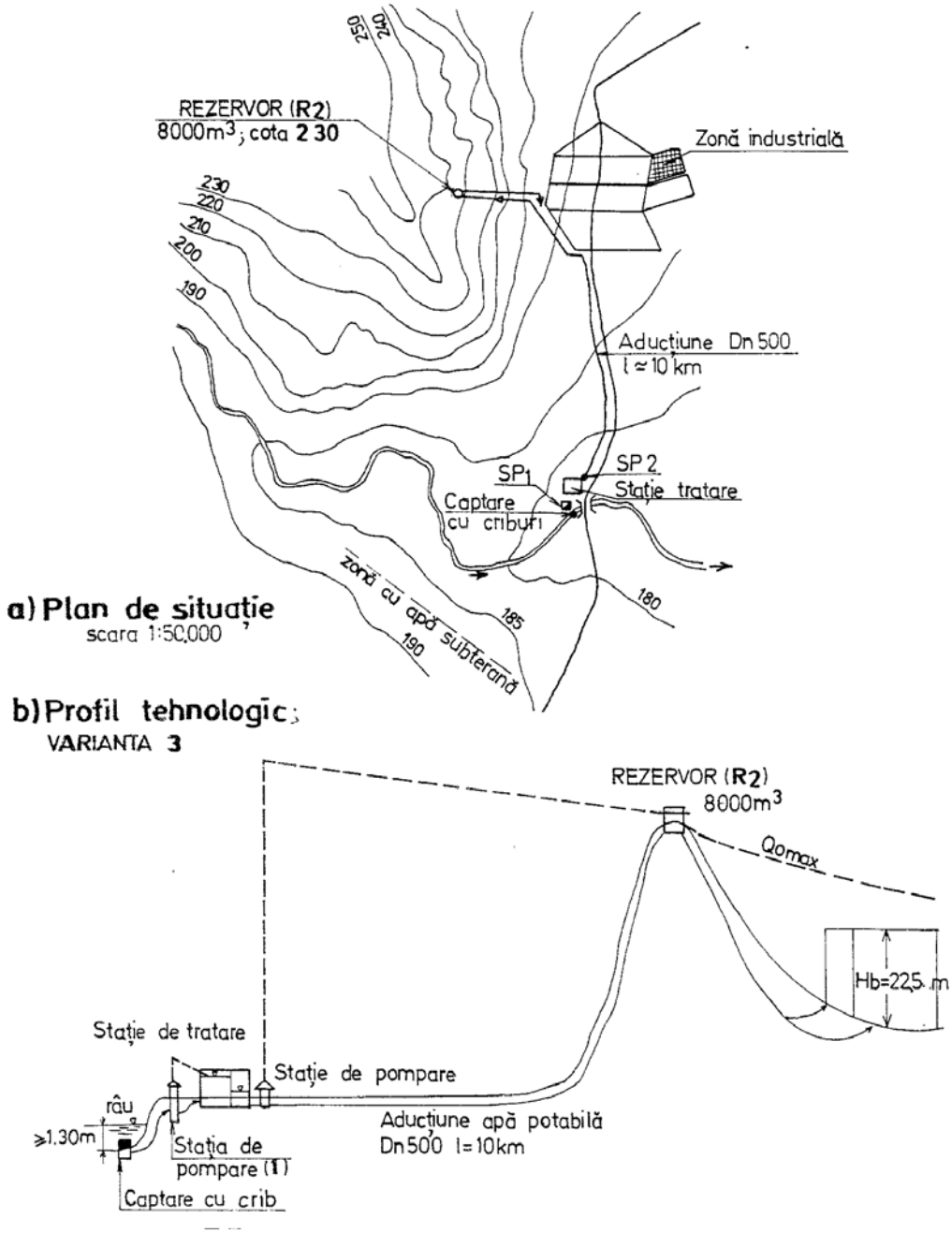


Fig. 3 - Plan general de situaţie pentru aplicaţia 1-2; varianta 3 pentru schema de alimentare cu apă.

– *Staţia de tratare* va fi amplasată lângă priză şi va asigura limpezirea şi dezinfectarea apei; pentru limpezire avansată vor fi necesari reactivi de coagulare-floculare; tipul şi doza de reactivi vor fi stabilite prin studii de specialitate;

– *Apa tratată* va fi repompată (SP_2), printr-o *aducţiune* similară cu cea din varianta 1, în *rezervoarele* amplasate ca în varianta 1 (R_2).

Varianta 4, figura 4.

Poate fi luat în considerare un amplasament al staţiei de tratare lângă oraşul ce va fi alimentat cu apă ST(2). Pentru evitarea pomparii unei cantitaţi mai mari de apă (necesară întreţinerii obiectelor staţiei de tratare) este necesară repomparea apei rezultată din proces şi reintrodusă în circuit; totodată este necesară tratarea şi reţinerea nămolului rezultat din staţie; nu se recomandă evacuarea apei de spălare în reţeaua de canalizare a apelor uzate menajere şi epurarea în comun deoarece nămolul (în cantitate mare în perioadele de apă tulbure) este un nămol mineral ce complică funcţionarea treptei biologice de epurare; totodată evacuarea în râu a apei de spălare presupune un colector de lungime mare.

Comentariu. Soluţia ce va fi adoptată va rezulta în urma evaluării costurilor de investiţie şi exploatare.

Dintr-o analiză generală privind modul de funcţionare şi siguranţa în funcţionare se poate spune că:

– variantele de alimentare din apă subterană, chiar dacă necesită mai multă energie pentru pompare, au ca sursă o apă de bună calitate; aceasta face ca apa asigurată populaţiei să fie totdeauna de bună calitate (şi mai apropiată de nevoile de consum ale omului, iarna apa este mai caldă, vara este mai rece); totodată apa din sursă este mai protejată contra unor poluări accidentale; între variantele 1 şi 2 diferenţele sunt legate de consumul energetic şi investiţia în pompe; atenţie la posibilitaţile de extindere a sursei pentru dezvoltarea viitoare a localitaţii; exploatarea poate fi uşoară;

– variantele 3 şi 4 pot asigura apă de bună calitate după o tratare făcută corect; staţia de tratare necesită o supraveghere continuă întrucât calitatea apei în râu este aproape continuu variabilă; totodată riscul de poluare este ridicat şi greu de stăpânit în sectorul amonte; în final staţia de tratare poate deveni o sursă de poluare prin nămolul şi apa de spălare (evacuare concentrată şi periodică; se evacuează şi o parte din reactivii introduşi pentru tratare).

– ca atare variantele 1 si 2 sunt de preferat, varianta 1 putând să aibă avantaje; între variantele 3 si 4, varianta 3 este mai bună.

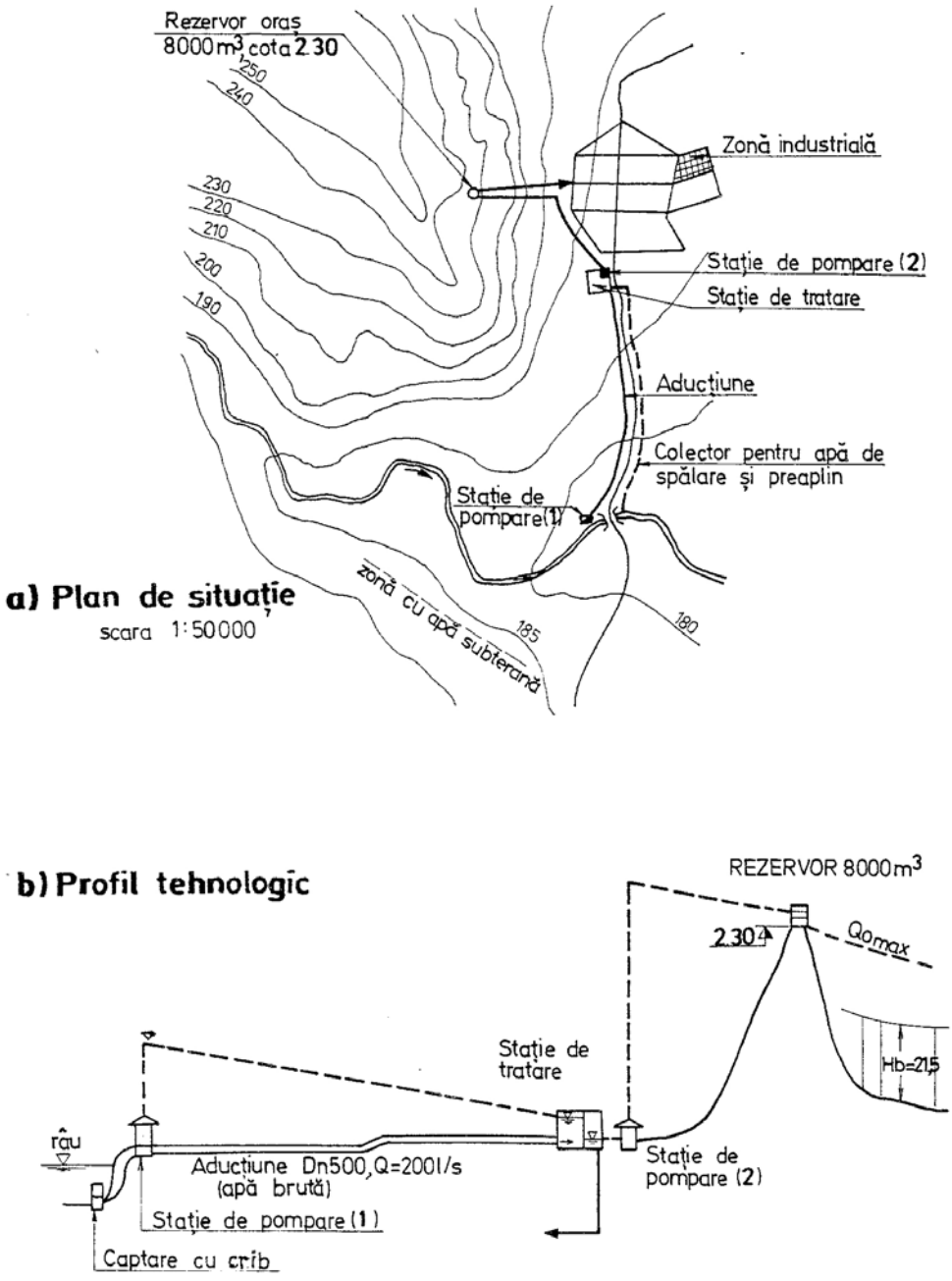


Fig. 4 - Profil tehnologic general pentru aplicaţia 1-2, pentru varianta 4.

Capitolul 3

ALIMENTARE CU APĂ DIN APĂ DE LAC

3.1. ENUNŢUL APLICAŢIEI 1-3

Să se stabilească schema de alimentare cu apă pentru localitatea reprezentată în planul de situaţie, figura 5,*a*. Localitatea, amplasată în zona de munte, poate fi alimentată cu apa dintr-un lac de volum mare (zeci de milioane de m^3), lac realizat pentru acumularea de apă necesară localităţii precum şi altor beneficiari din aval.

Localitatea are 80 000 locuitori. Clădirile au maxim parter şi şase nivele, există dotarea normală cu cladiri publice (şcoli, spitale, cinematografe etc.).

3.2. IPOTEZE DE LUCRU

– se adoptă o normă de necesar specific de apă de 350 l/om zi; ca atare necesarul de apă pentru localitate va fi de circa 28 000 m^3/ zi (325 l/s);

– rezervorul de apă va avea circa 15 000 m^3 (1/2 din consumul zilnic) şi va fi situat la cota:

600	m	–	cota maximă în oraş
10	m	–	pierderea de sarcină pe coordonata rezervor-reţea
4,5·7 = 431,5	m	–	presiunea la branşament
CR =641,5≅645	m		

– nivelul minim al apei în lac este 30 m, faţă de cota normală de retenţie 800 m;

– pierderea de sarcină în staţia de tratare este apreciată la circa 5 m.

3.2. SOLUŢII PENTRU SISTEMUL DE ALIMENTARE CU APĂ

Varianta 1 (fig. 5,*b*; 5,*c*)

– *Captarea apei* direct din lac printr-o construcţie executată în baraj.

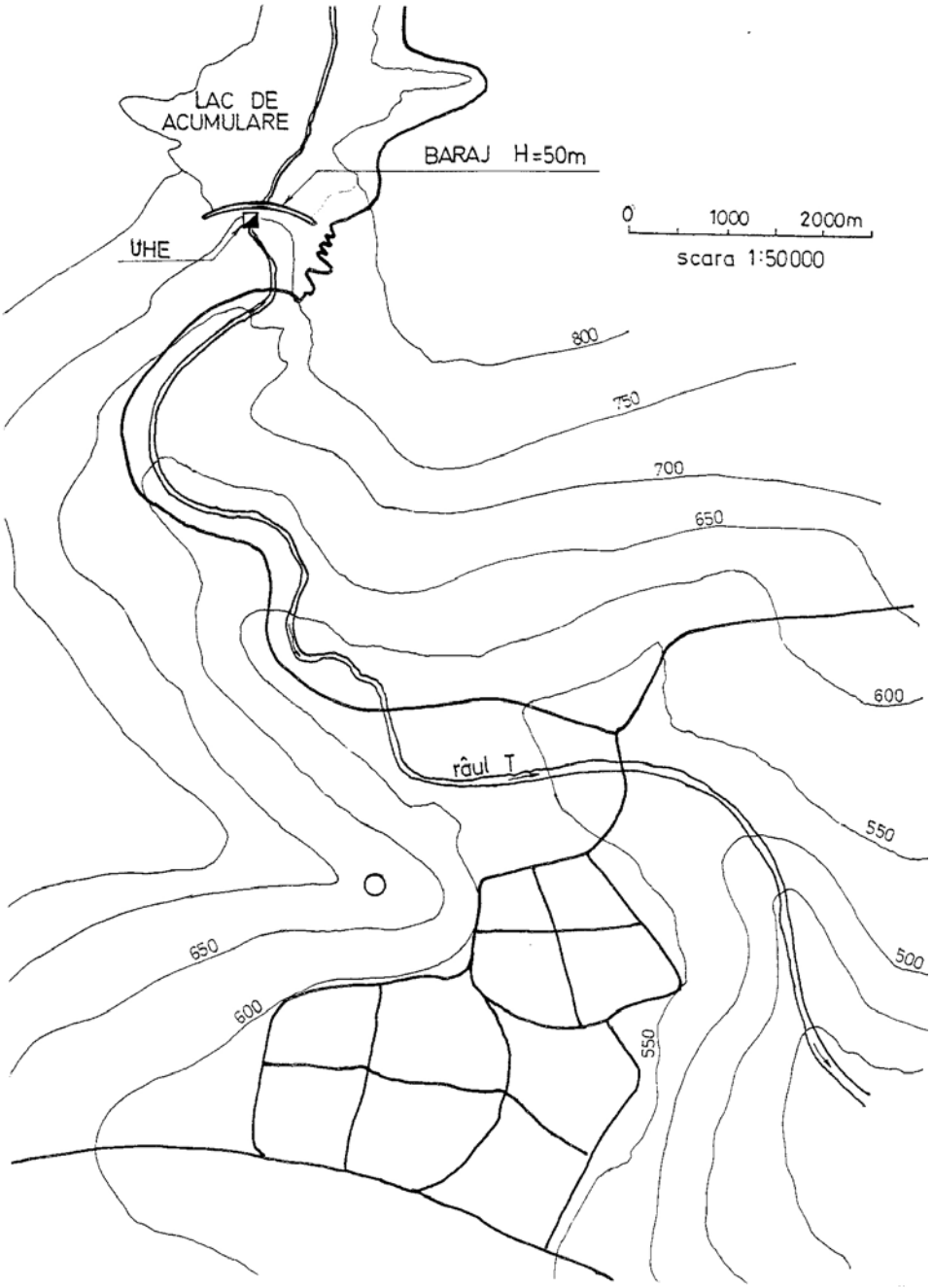


Fig. 5,*a* - Plan general de situaţie pentru aplicaţia 1-3.

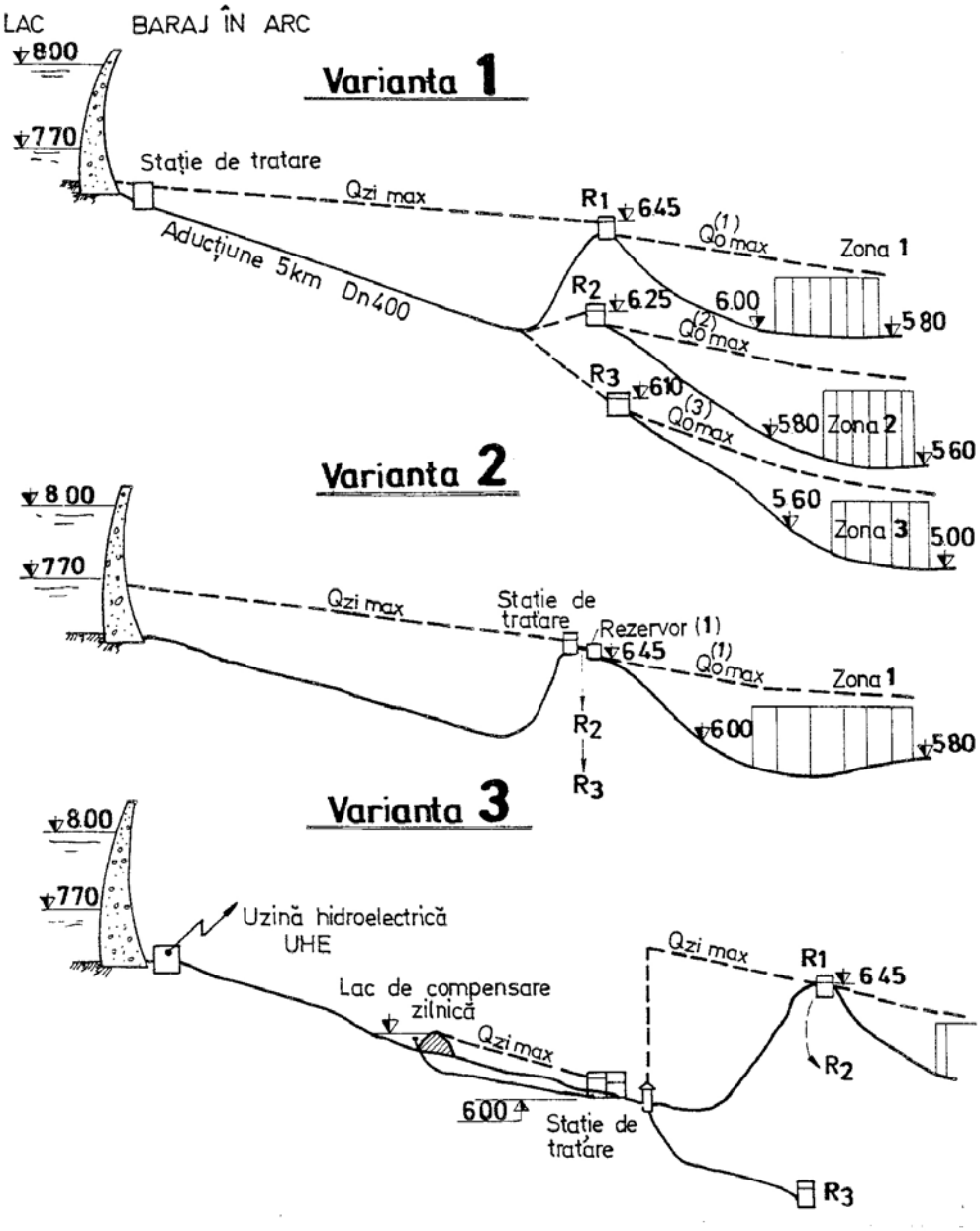


Fig. 5,*b* - Scheme tehnologice de alimentare cu apă din lac; varianta 1- staţie de tratare lângă baraj; varianta 2 - staţie de tratare pe amplasament cu rezervorul; varianta 3 - realizarea de lac tampon.

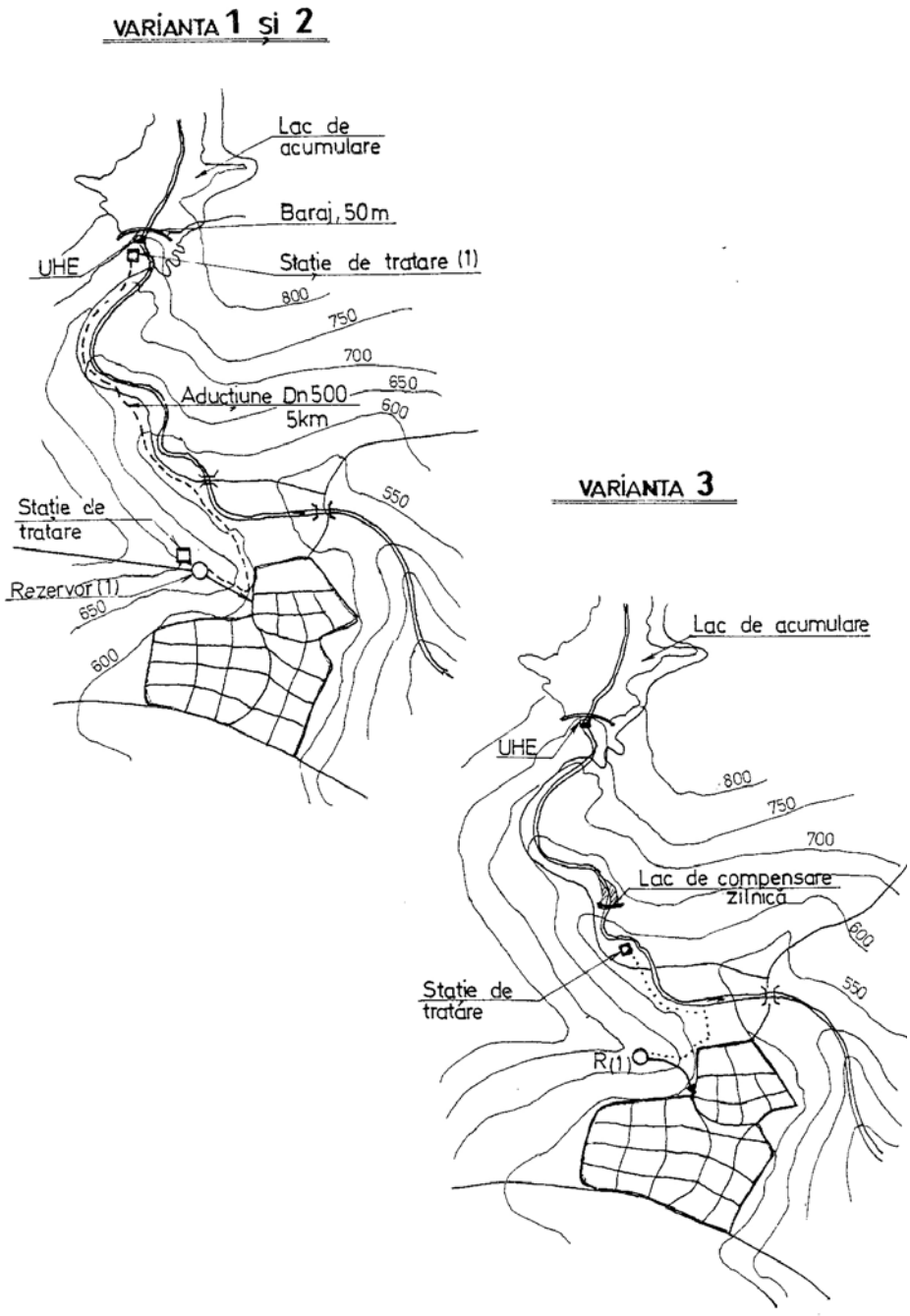


Fig. 5,*c* - Plan de situaţie cu amplasarea obiectelor.

– *Transportul apei* va fi făcut gravitaţional, dacă se poate până la rezervor; elementul de transport va fi conductă din cauză că debitul transportat are o valoare destul de mică (325 l/s).

– *Staţia de tratare*, constând din site pentru reţinerea suspensiilor plutitoare (alge, mici vieţuitoare etc.), filtre rapide, clorizare finală, va putea fi amplasată lângă baraj sau într-o poziţie intermediară care să asigure totuşi transportul gravitaţional; poziţia 1 imediat aval de baraj, **varianta 1*a***, sau în poziţia 2, **varianta1*b***; dacă se doreşte un transport gravitaţional, cota staţiei trebuie să fie peste cota 650 (cota rezervorului este 645) cotă foarte aproape de baraj, deci rezultă că între cele două poziţii diferenţa este mică; va rămâne (în cazul de faţă) numai poziţia 1; în această variantă aducţiunea va transporta 320 l/s la o diferenţă de cotă de 750 - 645 = 105 m; pentru o distanţă de 5 000 m (panta medie 2,1%) rezultă un diametru de 400 mm.

– *Rezervoarele* vor avea circa 8 000 m^3 şi vor fi amplasate la cota 645; cum cota minimă în oraş este 550 rezultă că presiunea statică maximă va depăşi 60 m (este de 95 m) şi ca atare va fi nevoie de o reţea de distribuţie cu trei zone de presiune (presiunea nu va depăşi 60 m în fiecare zonă); legătura la reţea se va face într-un nod puternic; rezervoarele vor avea deci trei poziţii diferite la cote convenabile zonelor de presiune; cel mai de sus va fi la cota 645, iar cel mai de jos la cota 610.

– *Reţeaua de distribuţie* va fi o reţea mixtă, formată din conducte amplasate pe spaţiul străzilor (la 1,2...1,5 m adâncime); **atenţie!** pentru fiecare zonă de presiune reţeaua va fi considerată ca reţea independentă, cu toate consecinţele, în alcătuire şi exploatare.

Varianta 2

Se poate imagina că poziţia staţiei de tratare va putea fi undeva deasupra cotei rezervorului cel mai de sus (de exemplu 660) dacă amplasamentul este convenabil (uşor de construit, stabil, uşor accesibil). În acest caz apa va fi transportată prin aducţiune direct la staţie şi apoi gravitaţional în rezervoarele celor trei zone de presiune. Aducţiunea va putea avea un diametru de 400 mm, panta hidraulică medie (i) este:

$$i = (770\text{-}660)/5\,500\ \text{m} \cong 2{,}2‰.$$

La debitul de 325 l/s şi diametrul 400 mm viteza este de 1,8 ... 2 m/s.

Ansamblul tratare-rezervor va fi unitar, apropiat de rezervor, cu o exploatare relativ simplă. Sistemul de rezervoare va fi similar celui din varianta 1.

Varianta 3

– Apa din lac este trecută prin centrala hidroelectrică (UHE) şi după uzinare va curge pe râu în aval până la un lac de compensare zilnică (UHE

funcţionează de regulă pentru acoperirea consumului energetic de vârf, câteva ore pe zi); volumul util al lacului tampon poate fi egal cu consumul de apă pe 1 - 2 zile.

– Din lacul tampon apa poate fi transportată gravitaţional la staţia de tratare; poziţia staţiei de tratare va fi aleasă astfel ca apa rezultată să poată fi transportată gravitaţional la rezervoare în cea mai mare parte (la limită alimentarea gravitaţională totală coincide cu varianta 1); se alege amplasamentul de cota 600; ca atare vor putea fi alimentate gravitaţional rezervoarele (deci consumatorii) sub cota 600.Apa va trebui pompată pentru rezervoarele celorlalte zone de presiune.

– Staţia de tratare necesită însă o schemă completă, limpezire totală prin decantare, filtrare şi dezinfectare; în perioade de ape tulburi staţia va funcţiona mai greu cu un consum mare de reactivi;va fi greu de exploatat la variaţii bruşte ale calitaţii apei aval de lac (pot fi şi alţi afluenţi ai râului aval de localitate).

Comentariu

- Varianta 1 foloseşte apa din lac, mai limpede, (tratare mai uşoară) şi toată energia apei din lac (conducte mai mici), dar amplasamentul este departe de localitate; totodată se pierde energia electrică aferentă debitului de apă tratată.
- Varianta 2 comparabilă cu varianta 1, permite o exploatare mai uşoară şi compactă.
- Varianta 3 implică o construcţie suplimentară, lac de compensare zilnică, de regulă un lac mic, greu de protejat contra colmatării în perioada de ape mari; tratarea apei este mai costisitoare (decantare ce merge greu iarna, consum de reactivi); pentru o parte (sau toată) din apa tratată este necesară pomparea la rezervor deci se consumă o parte din energia produsă prin uzinarea apei din lac în UHE.
- Ca siguranţă şi simplitate în exploatare poate fi preferată varianta 1 sau varianta 2.
- Amplasamentul staţiei de tratare este esenţial în economia de energie. Dacă acesta este la cotă joasă apa tratată va trebui repompată la cote mari cu un cost ridicat. Nu trebuie uitat că şi în ţările cu economie dezvoltată, costul energiei creşte anual cu 2%.

PARTEA II

DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ A OBIECTELOR SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ CÂND SURSA DE APĂ ESTE APA SUBTERANĂ

INTRODUCERE

Apa din stratele acvifere este în general o apă de bună calitate, de multe ori are calitatea unei foarte bune ape de băut. Din această cauză apa prelevată dintr-un strat acvifer poate fi utilizată direct, cu o dezinfectare preventivă, cu clor.

Dacă apa are calitate bună şi este relativ mai bine protejată contra unor poluări accidentale, captarea este o lucrare complicată şi la care o concepţie de realizare deficitară se corectează greu şi se exploatează şi mai greu. Din această cauză captarea, ale cărei lucrări sunt dezvoltate în cea mai mare parte la adâncimi mari de pământ, este scumpă, necesitând tehnologii specializate pentru execuţie. Problema cea mai complicată o constituie faptul că apa subterană există numai în anumite zone şi în cantităţi mici. Urmare, apa trebuie captată cu suficientă atenţie şi uneori captarea poate fi la distanţă mare. Consecinţa, un consum ridicat de energie, lucrări costisitoare.

Exploatarea este şi funcţie de elasticitatea şi robusteţea sistemului de colectare a apei din puţuri, de aceea nu trebuie să pară exagerată insistenţa în alcătuirea şi dimensionarea corectă a captării.

Deoarece în alcătuire şi dimensionare sunt esenţiale rezultatele studiilor de teren (hidrogeologice şi hidrochimice) nu trebuie făcută dimensionarea decât pe baza unor valori corecte. Improvizaţia are efecte economice şi tehnologice defavorabile şi poate duce până la pierderea captării.

În aplicaţia 2 sunt dimensionate toate obiectele sistemului de alimentare cu apă, sistem necesar pentru o localitate de dimensiuni mici - medii.

Capitolul 1

ELEMENTE GENERALE

1.1. TEMA APLICAŢIEI

Se cere să se studieze posibilitatea alimentarii cu apă a unei localităţi cu 25000 locuitori. Ritmul de creştere a populaţiei este de 1% pe an.

Amplasarea localităţii, dată prin reţeaua stradală, este făcută pe planul din figura 6.

Locuinţele cele mai înalte au parter şi două nivele. Se preconizează asigurarea de apă rece în casă şi prepararea locală a apei calde. Sursa de apă ce poate fi luată în considerare este apa subterană (apa de suprafaţă din apropiere este un râu categoria II, conform STAS 4786). Amplasamentul sursei este dat pe acelaşi plan. Sursa are două orizonturi, două strate acvifere distincte: (a) un strat freatic şi (b) un strat de adâncime. Cele două strate sunt complet distincte între ele. Alcătuirea stratelor este dată în figura 6,*a* şi 6,*b*, unde sunt menţionate şi unele rezultate ale studiului hidrogeologic efectuat.

Din studiul hidrochimic realizat rezultă că valorile indicatorilor de calitate a apei se încadrează în limitele cerute de STAS 1342-91 privind apa potabilă. Ca atare apa captată nu necesită tratare pentru corectarea indicatorilor de calitate. Se va face o clorizare a apei înainte de introducerea acesteia în reţeaua de distribuţie pentru protecţie pe parcursul rezervor-consumator.

1.2. SOLUŢII PENTRU SCHEMA DE ALIMENTARE CU APĂ

Pentru alegerea schemei de alimentare cu apă se ţine seama de următoarele elemente importante:

– există sursa de apă de bună calitate, apa subterană; va trebui văzut ce variantă de captare este mai bună (din strat freatic, mai vulnerabil la impurificarea apei, sau din stratul de adâncime);

– oraşul nu este foarte mare; dacă se acceptă o normă de consum de circa 300 l·om·zi, adică 3 locatari/ m^3 ·zi, rezultă că necesarul zilnic de apă poate fi de 8 - 10 000 m^3/zi, deci ceva de ordinul 100 l/s, debit relativ mic;

–

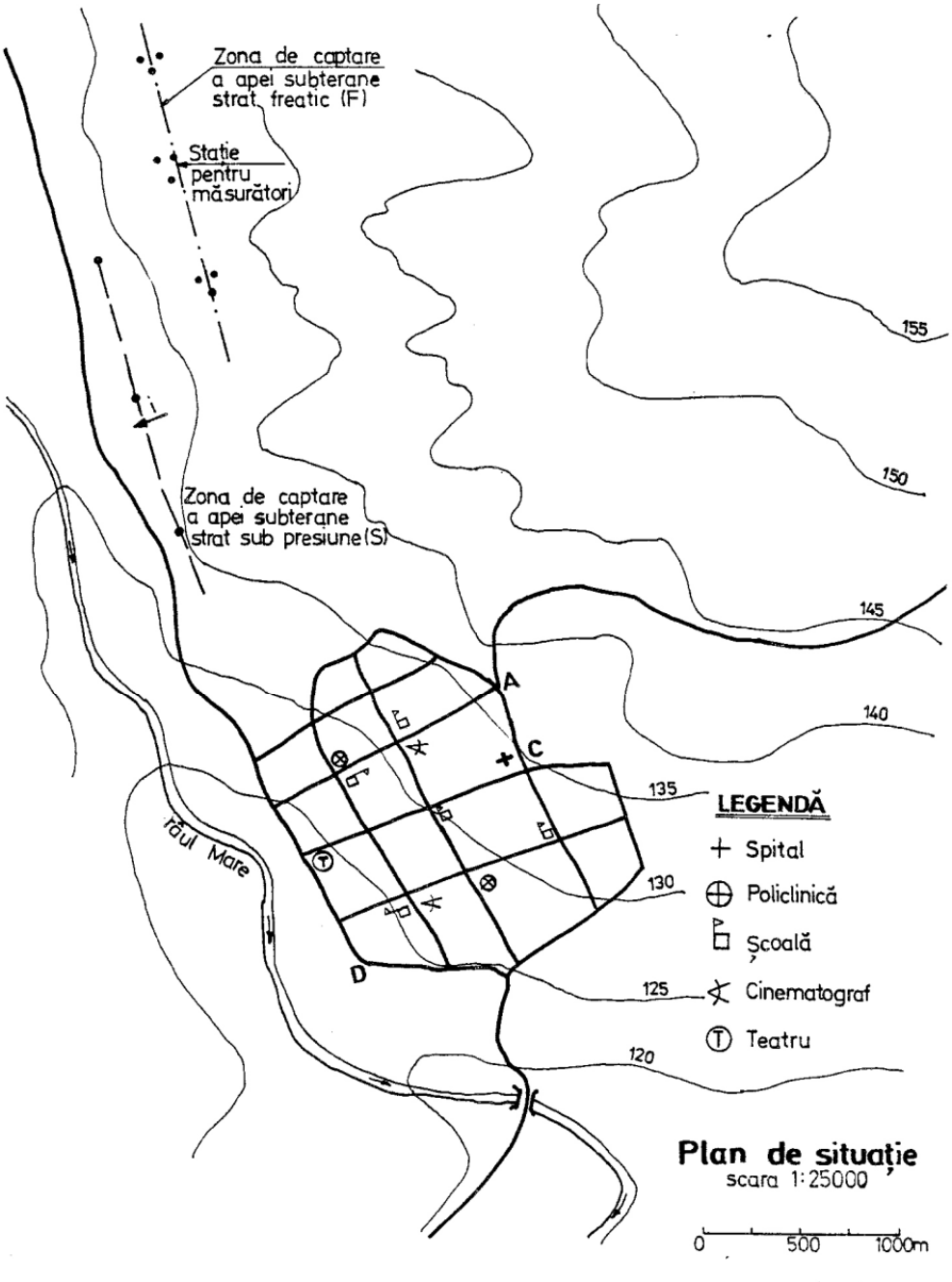
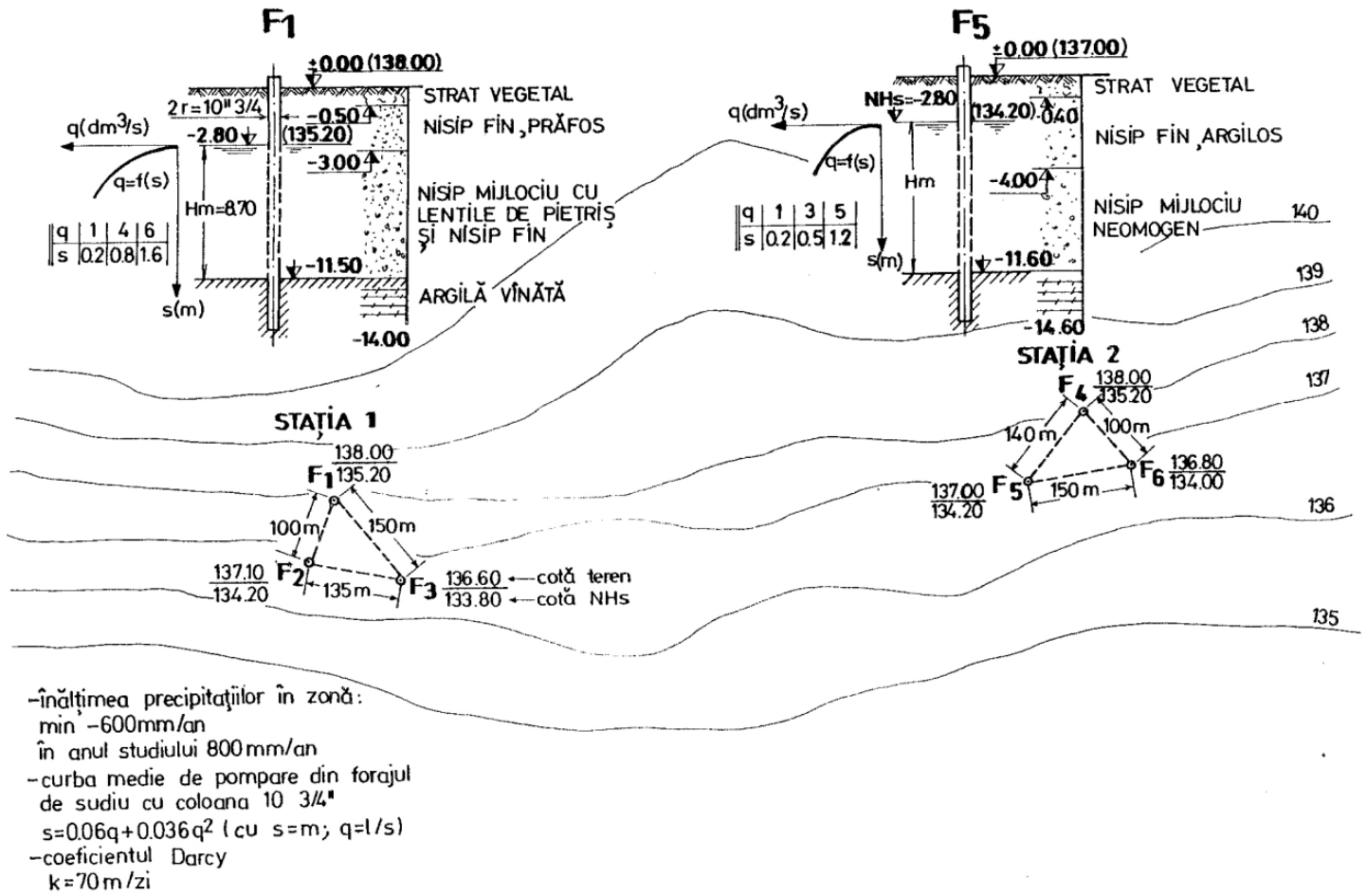


Fig. 6 - Plan general de situaţie pentru aplicaţia 2, apă din sursă subterană.

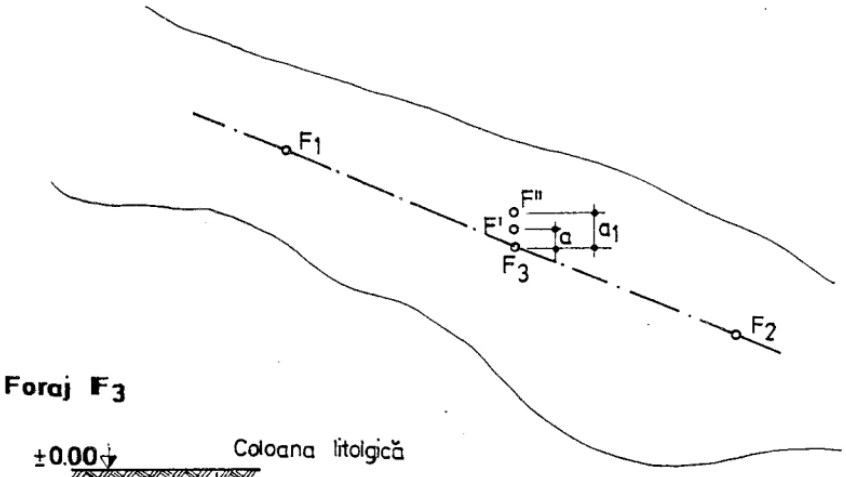


q	1	4	6
s	0.2	0.8	1.6

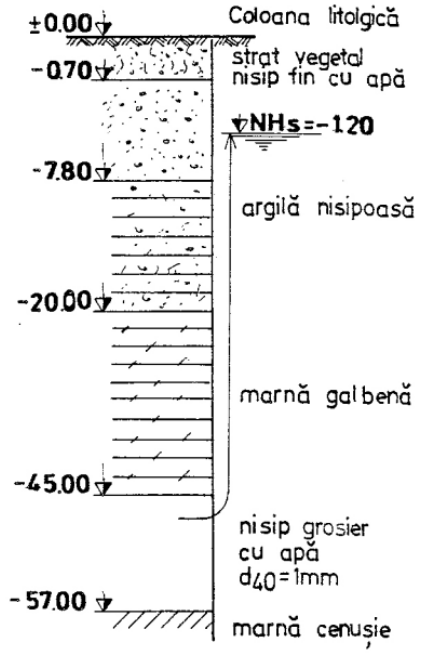
q	1	3	5
s	0.2	0.5	1.2

-înălțimea precipitațiilor în zonă:
min -600mm/an
în anul studiului 800 mm/an
-curba medie de pompare din forajul de sudiu cu coloana 10 3/4"
$s=0.06q+0.036q^2$ (cu s=m; q=l/s)
-coeficientul Darcy
k=70 m/zi

Fig. 6,*a*- Elementele hidrogeologice ale stratului freatic; amplasarea staţiilor de măsurat; elemente măsurate.



Foraj F3



- curba medie de pompare, pentru coloana de 10" 3/4
  s=0.8 q (cu s=m, q=l/s)
- coeficientul Darcy rezultă din măsuratorile pe teren cu forajul de observație (s1) la distanța a_1=10m
- mărimea pantei piezometrice generale a stratului i=0.0045

q(l/s)	s(m)	s_1(m)
2	1.6	1.44
5	4.0	3.60
10	8.0	7.15

Fig. 6,*b* - Elementele stratului acvifer de adâncime.

– în zona oraşului nu există cote de teren care să permită amplasarea unui rezervor pe sol şi care să asigure presiunea de circa 20 m cerută de beneficiar;

– pentru rezervor se alege volumul minim pentru asigurarea funcţionării oraşului minimum 12 ore, conform Legii 98/94, (*Stabilirea şi sancţionarea contravenţiilor la normele de igienă şi sanătate publică*); ca atare volumul rezervorului va avea peste $5\,000\,m^3$.

În această situaţie pot fi luate în discuţie următoarele variante pentru schema de alimentare cu apă (vezi fig. 7,*a*; 7,*b*):

- varianta 1
  - captrea apei din strat freatic;
  - pomparea acesteia în rezervor/castel de apă;
  - dezinfectarea;
  - distribuţia la consumatori.
- varianta 2
  - captarea apei din stratul acvifer de adâncime;
  - pomparea în rezervor/castel;
  - dezinfectarea;
  - distribuţia la utilizatori.

În cadrul acestor variante pot fi imaginate subvariante.

Este important de stabilit soluţia pentru construcţia de înmagazinare:

– nu poate fi rezervor pe sol în apropierea oraşului nu există teren cu cota ridicată;

– nu poate fi castel de apă deoarece nu este raţională o construcţie de castel cu cuvă de peste $5\,000\,m^3$ apă (sunt câteva în lume; în ţara noastră după cutremurul din 1977 nu au mai fost realizate castele cu volum de apă peste $1\,000\,m^3$).

Alegerea generală a soluţiei, după schema din figura 10, duce la concluzia că trebuie realizat (lîngă oraş pentru creşterea siguranţei şi uşurinţa exploatării) un complex de înmagazinare care cuprinde:

– un rezervor ce va conţine rezerva de incendiu, rezerva de avarie şi o parte (cea mai mare) din rezerva de compensare;

– o staţie de pompare în regim variabil care să pompeze apa direct în reţea sau într-un castel de apă;

– un castel de apă cu volum de compensare parţială şi cel puţin rezerva de apă pentru combaterea incendiului din interior (10 minute până se organizează stingerea din afară); castelul asigură presiunea din reţea (de tip gravitaţional) şi o automatizare uşoară a staţiei de pompare.

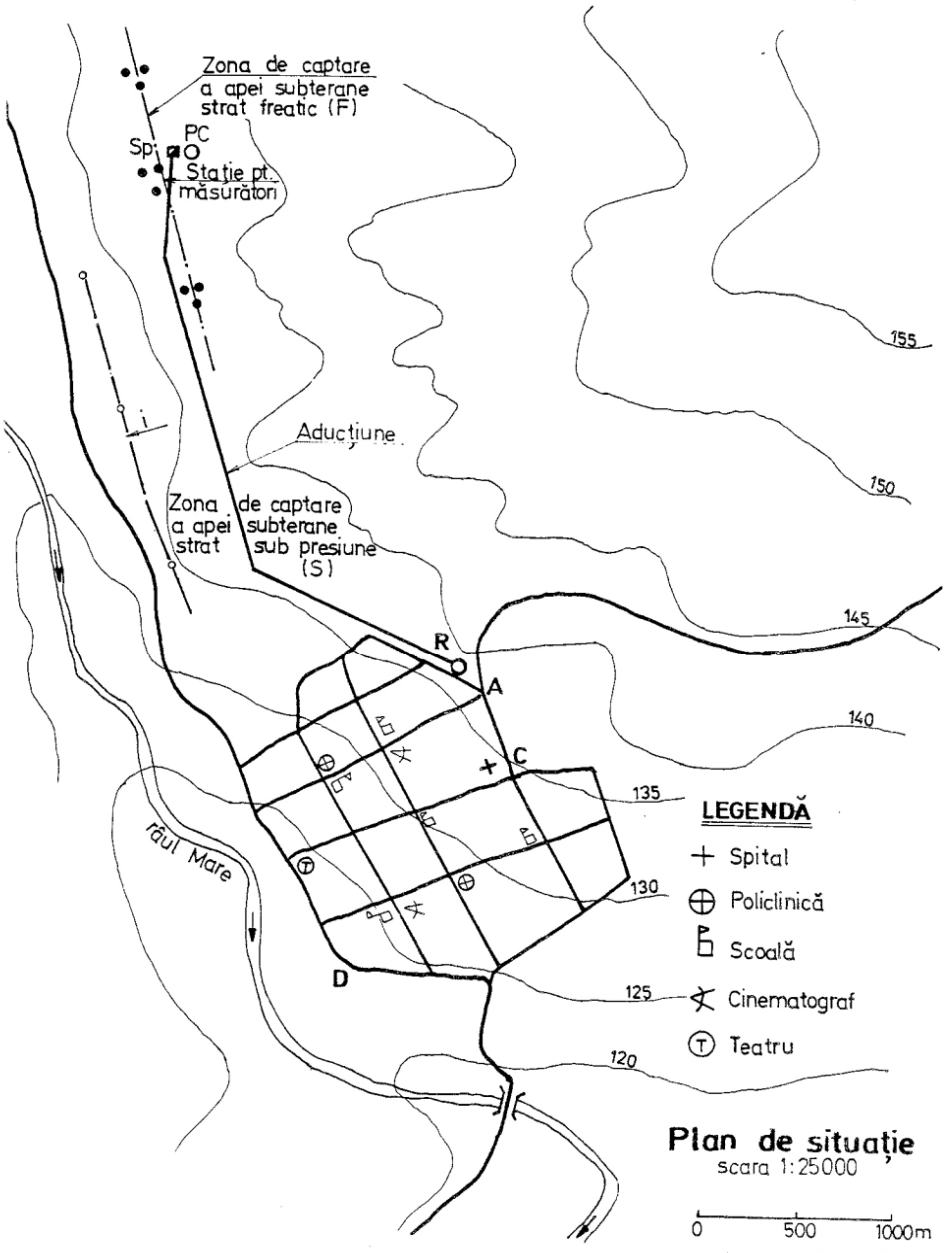


Fig. 7,*a* - Plan de situaţie cu obiectele sistemului de alimentare.

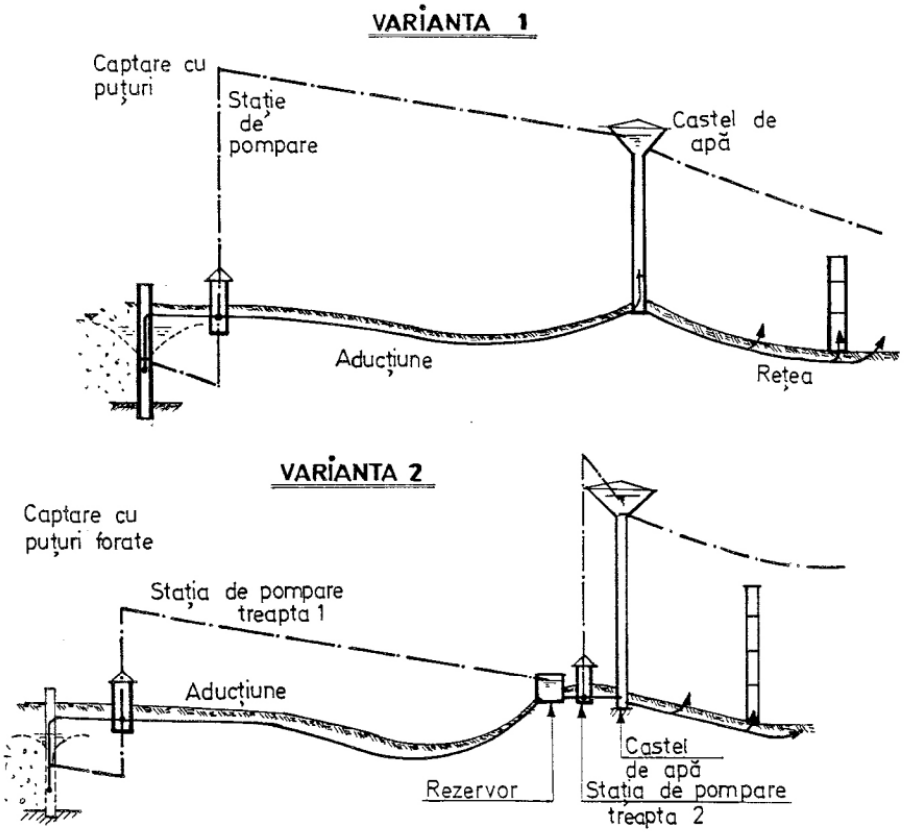


Fig. 7,*b* - Scheme de alimentare; varianta (1) cu castel de apă, varianta (2) cu rezervor şi castel de apă (cu repompare în castel), varianta (3) cu rezervor pe cota, varianta (4) cu pompare din puţuri.

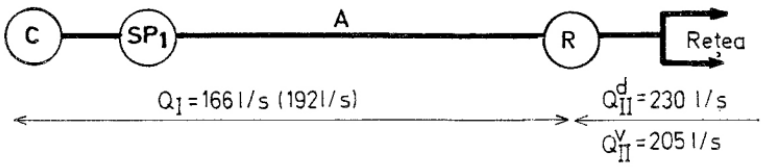


Fig. 8. Debite de dimensionare pentru schema de alimentare cu apă din aplicaţia 2.

Pe schemele de alimentare cu apă sunt trecute şi debitele de dimensionare.

Din acest moment se deschide spirala dimensionarii, spirală care în practică arată astfel:

- se dimensionează tehnologic toate variantele luate în calcul (ceea ce se va face în capitolele următoare);
- se transformă în bani costul lucrărilor,cheltuielile de exploatare (costurile de energie, personal, reactivi etc.);
- se decide varianta optimă, cea care oferă avantaje maxime (nu trebuie uitat de posibilitatea dezvoltării viitoare);
- se dimensionează complet varianta optimă şi se reevaluează după cantitaţile reale de lucrări determinându-se costul real al apei; costul lucrărilor va fi recuperat prin plata de către consumatori a costului apei consumate.

Capitolul 2

DETERMINAREA DEBITELOR DE CALCUL

2.1. DATE DE TEMĂ

Pentru dimensionarea obiectelor sistemului de alimentare cu apă este nevoie de cunoaşterea valorii debitului. Se pleacă de la datele de bază cunoscute prin temă:

- populaţia actuală 25 000 locuitori;
- rata anuală de creştere a populaţiei $r = 1\%$;
- nivelul maxim al clădirilor este parter şi două nivele;
- toate clădirile au instalaţii interioare de apă rece şi mijloace de preparare a apei calde (încălzirea se face cu combustibil solid, în general); clădirile sunt executate din materiale necombustibile;
- în localitate sunt amplasate următoarele clădiri publice:
  - un spital cu 120 paturi;
  - o casă de cultură cu scenă amenajată şi sală cu 600 locuri;
  - şcoli cu maximum 12 săli de clasă;
  - două cinematografe cu 400 locuri în sală;
- în localitate există unităţi industriale pentru a căror funcţionare este nevoie de o cantitate de apă echivalentă cu 20 l/om·zi;
- reţeaua stradală şi pieţele localităţii au circa 300 000 m^2 ;
- spaţiile verzi în formă organizată (parcuri etc.) au o suprafaţă de circa 320 000 m^2 ;
- localitatea este amplasată în zona cu climă continental temperată (STAS 1343/1);
- sursa de apă care poate fi luată în considerare este apa stratului freatic aflat la circa 10 km de localitate;
- în apropierea localităţii (2 km) se află o cotă suficient de mare pentru amplasarea unui rezervor de compensare a consumului.

2.2. STABILIREA DATELOR DE BAZĂ

La data elaborării proiectului numărul de locuitori este cunoscut, dar localitatea se va dezvolta prin sporul natural al populaţiei şi datorită tendinţei de urbanizare. Conform unei practici cuvenite trebuie evaluat necesarul de apă şi mărimea unor lucrări pentru un consum de perspectivă, de regulă 25 ani, deoarece unele lucrări pot să fie dezvoltate în timp, altele nu (cum sunt de exemplu captarea, aducţiunea, clădirea staţiei de pompare, mărimea castelului de apă etc.).

Numărul de consumatori peste 25 ani se poate determina cu relaţia:

$$N_{25} = \left(1 + 0{,}01 \cdot p\right)^n ,$$

unde:

r este sporul de populaţie (conform temei, r este 1%/an);

N, N_{25} - numărul de locuitori la data elaborării proiectului, respectiv după 25 ani.

Rezultă că peste 25 ani vor fi:

$$N_{25} = \left(1 + 0{,}01 \cdot 1\right)^{25} \cdot 25\,000 = 32\,000 \text{ locuitori.}$$

Pentru evaluari la alte termene se poate face un calcul asemănător.

2.3. NECESARUL DE APĂ

Necesarul de apă poate fi calculat, pe grupe de consum, conform datelor din STAS 1343/1-95:

a) *Apa pentru consumul gospodăresc* (Q_G).

Necesarul specific de apă se apreciază, în mod uniform pentru toţi locuitorii, după STAS 1343: conform tabelului 1, aliniat 4, norma de necesar specific de apă q_g=210 l /om·zi. Totodată se adoptă şi valoarea pentru coeficientul de variaţie zilnică K_{zi}=1,15 (localitatea nu are o climă cu variaţii excesive ale temperaturii în perioada de vară) rezultă:

$$Q_G = K_{zi} \cdot N_{25} \cdot q_g .$$

b) *Apa pentru consumul public* (Q_p). Se poate adopta o valoare globală pentru toţi consumatorii, N_{25}. După STAS 1343, tabelul 1, aliniatul 4

consumul specific este q_p = 85 l/om·zi, iar coeficientul de variaţie zilnică K_{zi}=1,15.

La un calcul simplificat:

$$Q_p = K_{zi} \cdot q_p \cdot N_{25}.$$

Se poate face şi un calcul analitic stabilind numărul de consumatori (elevi, studenţi, spectatori, fântâni de băut apă etc.) şi adoptând norme de consum după STAS 1478 sau aprecieri locale (gradul de dotare cu instalaţii sanitare). Pentru uşurinta calculului se adoptă formularea obţinută deja pentru consumul public.

c) *Apa necesară pentru stropit spaţiile verzi* (Q_S).

Se adoptă o normă minimă în valoare de 25 l/ m^2 la două săptămâni, adică q_S = 1,6 l/ m^2 zi, :necesarul de apă va fi:

$$Q_S = A_S \cdot q_S .$$

d) *Apa pentru spălat şi stropit străzi şi pieţe* (Q_{SP}).

Se poate aprecia global ca 5 % din consumul public (Q_p) realizat pentru toţi locuitorii ($N_0 ... N_{25}$)este folosit pentru stropitul pieţelor şi străzilor:

$$q_{SP} = 0{,}05 \cdot 85 = 4{,}25 \text{ l/om·zi.}$$

Se mai poate calcula necesarul de apă considerând o normă de circa 2l/ m^2 ·zi, (q_{SP}) pentru toată suprafaţa udată (A_{SP}). Şi necesarul va fi:

$$Q_{SP} = A_{SP} \cdot q_{SP} .$$

e) *Apa necesară pentru consumul industrial.*

Apa necesară pentru nevoi industriale locale (Q_i), se poate calcula analitic prin sumarea necesarului de apă pentru fiecare unitate sau se poate aprecia un debit specific (q_i) acordat fiecărui locuitor, conform temei q_i = 20 l/ om·zi.

Consumul de apă va fi:

$$Q_i = q_i \cdot N_{25}.$$

Coeficientul de variaţie zilnică, K_{zi}, se poate lua egal cu cel al localităţii sau pot fi adoptate valori diferite în cazuri justificate.

f) *Necesarul de apă pentru nevoi proprii sistemului* (Q_{NP}).

Poate fi calculat ca o cantitate de apă suplimentară apei asigurate prin sistem, sporind cantităţile de la punctele *a...e* cu un coeficient K_p coeficient ale cărei valori sunt K_p = 1,05...1,10. Şi atunci:

$$Q_{NP} = \left(K_p - 1\right) \sum Q_{(a...e)} \, .$$

Se poate însă calcula şi analitic prin evaluarea cantităţilor de apă necesară pentru: spălarea periodică a conductelor, rezervoarelor, probelor de presiune, probelor tehnologice etc. Această valoare se calculează după cunoaşterea mărimii obiectelor sistemului de alimentare cu apă şi se ia în considerare pentru calculele definitive. (vezi nota finală). Pentru variaţie se adoptă formularea de spor global Q_{NP} .

g) *Pierderi de apă tehnic admisibile* (Q_{PT})

Neetanşeitatea sistemelor de transport a apei conduce la pierderea unei cantităţi de apă (îmbinare conducte, pereţi rezervoare, preaplin rezervoare etc.). Această cantitate creşte de regulă în timp datorită îmbătrânirii construcţiilor. Pentru o evaluare globală se poate adopta un procent de pierderi de 10 % (K_P =1,1):

$$Q_{PT} = K_P \sum Q_{(a...f)} \, .$$

În momentul în care există măsurători sistematice se poate face o evaluare detaliată pentru pierderile din conducte, rezervoare etc.

h) *Apa necesară pentru combaterea incendiilor*

Conform STAS 1343, tabelul 3 pentru 32000 locuitori numărul de incendii teoretic simultane este 2(n = 2).

Debitul pentru stingerea incendiilor din exterior Q_{ie} =25 l/s pentru clădiri cu parter şi două nivele (trei caturi), iar durata de funcţionare a hidranţilor T_e = 3h.

Debitul pentru stingerea incendiilor din interior se apreciază după valorile date de STAS 1478 (tabelul 5):

- spital, Q_{ii} = 2,5 l/s (unul);
- şcoli, Q_{ii} = 2,5 l/s (cinci);
- cinematografe, Q_{ii} = 5 l/s (două);
- casă de cultură, Q_{ii} = 10 l/s (una).

Cum numai două incendii trebuie stinse simultan (normat n = 2), rezultă în ordine:

- casa de cultură, 10 l/s;
- un cinematograf, 5 l/s;

Deci: $\sum Q_{ii}$ =15 l/s.

În mod normal hidranţii interiori funcţionează 10 minute (T_i).

i) *Valoarea coeficientului de variaţie orară*, K_o

Din STAS 1343, tabelul 2, se apreciază valoarea coeficientului K_o. Pentru 25 000...32 000 locuitori se adoptă valoarea K_o =1,30. În mod sistematic valoarea debitului zilnic mediu ($Q_{zi\,mediu}$), a debitului zilnic maxim ($Q_{zi\,max}$) şi a debitului orar maxim ($Q_{o\,max}$) este calculată în tabele de forma tabelului 1.

Tabelul 1

Calculul debitelor caracteristice de apă

Nr. crt.	Denumirea consumului	Nr. de construcţii	UM	Necesar specific de apă (l/consumator)
0	1	2	3	4
a.	Consum gospodăresc (Q_G)	32000*	loc	210*
b.	Consum public (Q_P)	32000*	loc	85*
c.	Consum pentru stropit spaţii verzi (Q_S)	32000**	m^2	1,6*
d.	Consum pentru spălat şi stropit străzi (Q_{SP})	320000*	m^2	4,25**
e.	Consum pentru apă industrială (Q_I)	32000*	loc	20*
	TOTAL 1			
f.	Consum pentru nevoi proprii K_P = 1,05 Q_{NP} =(K_P - 1) $\Sigma\, Q_{a...e}$			
	TOTAL 2			
g.	Consum pentru acoperirea pierderilor de apă K_S = 1,10: Q_{PT} = (K_S -1) $\Sigma\, Q_{a...f}$			
	TOTAL GENERAL			

Nr. crt.	Denumirea consumului	$Q_{zi\,mediu}$ [m^3/zi]	K_{zi}	$Q_{zi\,max}$ [m^3/zi]	K_o	Q_{0max} [m^3/h]
0	1	4	5	6	7	8
a.	Consum gospodăresc (Q_G)	6720	1,15	7728	1,3	418,6

b.	Consum public (Q_P)	2720	1,15	3128	1,3	169,4
c.	Consum pentru stropit spaţii verzi (Q_S)	512	1,15	589	1,3	32
d.	Consum pentru spălat şi stropit străzi (Q_{SP})	136	1,15	156	1,6	10,5
e.	Consum pentru apă industrială (Q_I)	640	1,15	736	1,2	36,8
	TOTAL 1	10720		12337		667,3
f.	Consum pentru nevoi proprii $K_P = 1{,}05$ $Q_{NP} = (K_P - 1)\ \Sigma Q$	563		617		33,3
	TOTAL 2	11264		12953		700,7
g.	Consum pentru acoperirea pierderilor de apă $K_S = 1{,}10$: $Q_{PT} = (K_S - 1)\Sigma Q$	1126		1295		70
	TOTAL GENERAL	12390		14250		771

Obs.: Pt. consumurile pentru necesarul marcat la liniile c,d,e se poate adopta alt coeficient de variaţie orară (după modul real de utilizare a apei).

2.4. DEBITE DE DIMENSIONARE A SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ

Cu valorile determinate în tabelul 1 se poate calcula şi valoarea debitului de calcul pe tronsonul captare-rezervor, Q_I şi debitul de calcul, $Q_{II}^{(d)}$, şi de verificare Q_{II}^{v}, pentru reţeaua de distribuţie. Pentru debitul de calcul pentru tronsonul captare-rezervor va fi adoptată valoarea cea mai mare dintre cele două formule:

$$Q_I' = Q_{zi\,max};$$

$$Q_I'' = Q_{zi\,max} + K_P \cdot Q_{ri}.$$

Trebuie calculat debitul Q_{ri}, debitul de refacere a rezervei de incendiu:

$$Q_{ri} = V_{inc} / T_{ri},$$

unde T_{ri}, timpul de refacere a rezervei de incendiu, se apreciază la 24 ore, (STAS 1343).

Volumul rezervei de incendiu (V_{Ri}) este format din volumul de incendiu (V_i) şi volumul de consum pe perioada stingerii focului (V_{cons}):

$$V_{inc} = V_i + V_{cons};$$

Volumul de apă pentru combaterea focului:

$$V_i = n \cdot Q_{i\,e} \cdot T_e + \sum Q_{ii} \cdot T_i;$$

$$V_i = (2 \cdot 25 \cdot 3 \cdot 3\,600 + 15 \cdot 10 \cdot 60) \cdot 1/1\,000 = 549\ \text{m}^3,$$

Volumul de consum pe perioada stingerii focului:

$$V_{cons} = a \cdot Q_{o\,max} \cdot T_e = 0{,}7 \cdot 771 \cdot 3 = 1\,619\ \text{m}^3;$$

unde valoarea coeficientului *a* se adoptă 0,7.

$$V_{inc} = 549 + 1\,619 = 2\,168\ \text{m}^3;$$

$$Q_{r\,i} = 2\,168/24 = 90{,}3\ \text{m}^3/\text{zi};$$

Rezultă:

$$Q_I'' = 14\,250 + 1{,}1 \cdot 2\,168 = 16\,635\ \text{m}^3/\text{zi} = 192\ \text{l/s}.$$

$$Q_I' = 166\ \text{l/s}.$$

Întrucât se apreciază că refacerea rezervei de incendiu se poate face cu o oarecare restrângere a consumului pe durata unei zile, ziua după incendiu, se poate adopta valoarea $Q_I' = 166$ l/s.

Debitul de dimensionare a reţelei de distribuţie este:

$$Q_{II}^d = Q_{0\,max} + K_P \sum Q_{ii} = 771 + 1{,}1 \cdot 3{,}6 \cdot 15 = 830\ \text{m}^3/\text{h} = 230\ \text{l/s};$$

Debitul de verificare a reţelei, la fuincţionare în caz de incendiu este:

$$Q_{II}^v = 0{,}7 \cdot Q_{0\,max} + K_P \cdot n \cdot Q_{i\,e} = 0{,}7 \cdot 771 + 2 \cdot 25 \cdot 3{,}6 = 738\ \text{m}^3/\text{h} = 205\ \text{l/s}.$$

Valorile debitelor de calcul sunt marcate pe schema din figura 10.

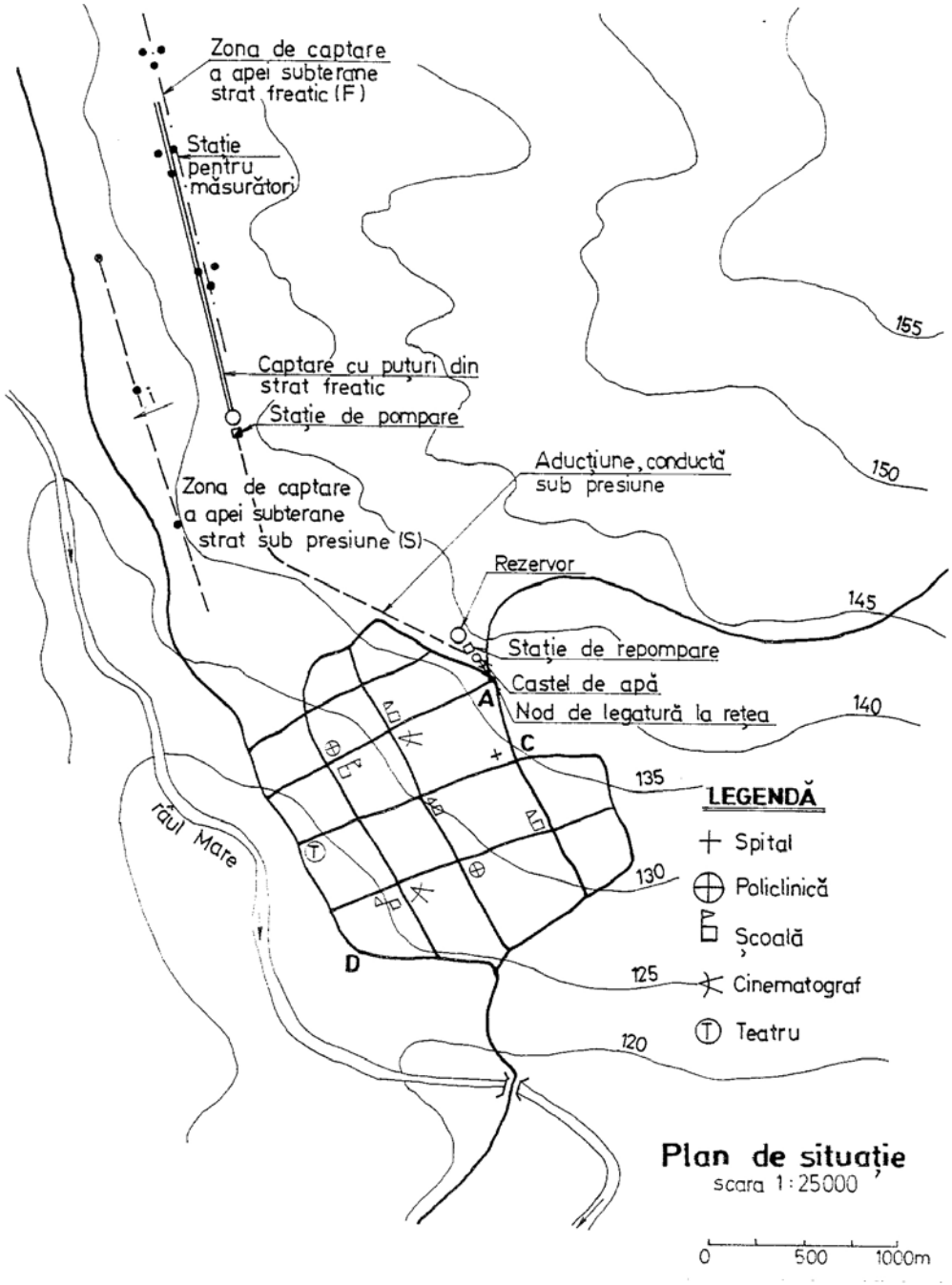


Fig. 9. Plan de situație al sistemului de alimentare cu apă pentru captarea din apa freatică.

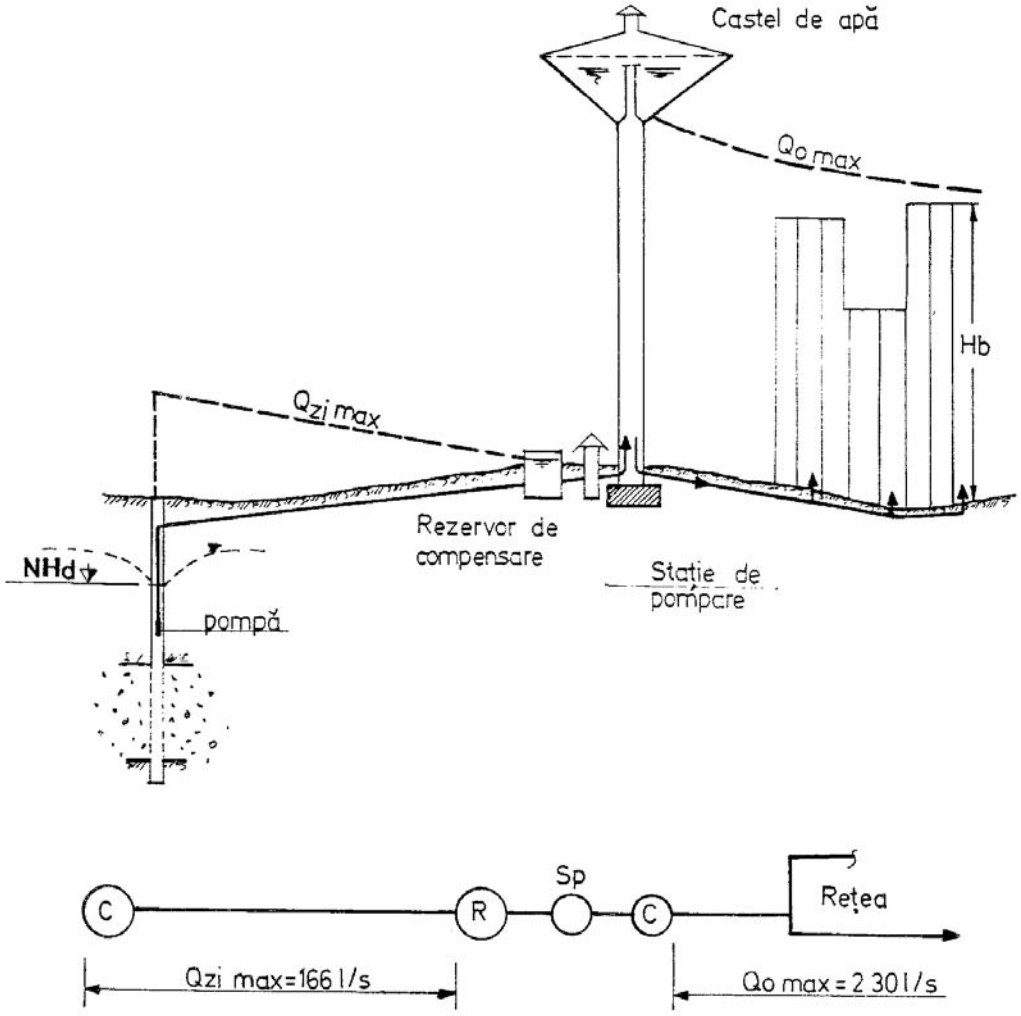


Fig. 10. Schema generală de alimentare cu apă din strat acvifer de adâncime.

*Observaţie***:**

Nu trebuie să surprindă faptul că debitul de verificare este mai mic decât debitul de dimensionare. Valorile sunt bune pentru prima parte a reţelei de distribuţie. Pentru zonele terminale ale reţelei (în sensul de curgere al apei) valoarea debitului de incendiu este mult mai mare decât consumul normal (rezultat din $Q_{o\,max}$).

2.5. EVALUAREA ANALITICĂ A CONSUMULUI DE APĂ PENTRU NEVOI TEHNOLOGICE PROPRII

Acum când există un ordin de mărime al debitelor de dimensionare şi deci se poate obţine o dimensionare geometrică a construcţiilor se poate face o evaluare analitică a debitelor de apă necesare pentru acoperirea pierderilor din sistem şi a necesarului tehnologic propriu sistemului.

Conform evaluării generale şi pierderilor de apă (tabelul 1), a rezultat: necesarul propriu sistemului

$$Q_{NP} = 617\ \mathrm{m}^3/\mathrm{zi} \quad \text{sau} \quad 33{,}3\ \mathrm{m}^3/\mathrm{h},$$

iar necesarul pentru piederi tehnic admisibile

$$Q_{PT} = 1\ 295\ \mathrm{m}^3/\mathrm{zi} \quad \text{şi} \quad 70\ \mathrm{m}^3/\mathrm{h},$$

considerate ca un consum maxim, uniform pe zi sau respectiv pe oră.

2.5.1. STABILIREA CONDIŢIILOR DE CALCUL

Pentru o evaluare analitică este nevoie de cunoaşterea dimensiunilor lucrărilor. Cu valorile pentru debitele de dimensionare:

$$Q_I = 166\ \mathrm{l/s};$$

$$Q_{II}^{(d)} = 230\ \mathrm{l/s},$$

se poate face o apreciere a dimensiunilor lucrărilor:

- captarea va fi cu sistem de sifonare şi deci nu va pierde apă;

– aducţiunea are circa10 km şi va avea diametrul 400 mm;

– pentru introducerea clorului pentru dezinfectare nu se pierde apă;

– rezervorul va fi de tip construcţie pe sol şi va avea un volum de minim jumatate din necesarul zilnic de apă;

– reţeaua de distribuţie se presupune că se execută din tuburi de fontă de presiune, în lungime totală de 2m/cap locuitor; diametrul mediu al conductelor va fi 200 mm;

– reţeaua de canalizare se va spăla, în general, cu apă din reţeaua de distribuţie; lungimea reţelei se consideră egală cu lungimea reţelei de distribuţie.

2.5.2. IPOTEZE DE LUCRU

- *Pentru pierderi tehnic admisibile* (Q_{PT}):

– se consideră că aducţiunea şi reţeaua sunt confecţionate din tuburi de fontă pentru presiunea de lucru de maximum 4 bari, cu o presiune de încercare de 6 bari; se acceptă ca la presiunea de încercare să se respecte condiţia de scădere a presiunii cu 10% din valoarea de încercare în decurs de o oră (deci 0,6 atm/h);

– pentru rezervoare se adoptă două cuve de $7000\,m^3$ fiecare, pentru jumătate din consumul zilnic de $14700\,m^3$, tabelul 1; se consideră că se realizează pierdere de apă la limita maximă, realizată la proba de presiune de $0{,}02\ l/m^2 \cdot zi$.

- *Pentru consumul tehnologic propriu* (Q_{NP}):

– se consideră că aducţiunea se spală anual, prin realizarea unei viteze de curgere a apei de minimum 1,5 m/s pe durata a 15 minute;

– se consideră că ţevile reţelei de distribuţie se spală anual după urmatoarea reţetă: păstrarea cu apă de clor, 20-30 mg/l, timp de 3 h; evacuarea apei de clor şi spălarea cu viteza de minimum 2 m/s pe durata a 15 minute;

– se consideră că, succesiv, cuvele rezervorului se spală anual după următoarea reţetă: se umple cu apă cu clor, 20-30 mg/l şi se păstrează timp de 24 ore; se evacuează apa puternic clorată; se spală cu jet de apă, 2 l/s, timp de 5 minute pentru fiecare m^2 ;

– spălarea reţelei de canalizarese va face cu un echipament special (pompă de înaltă presiune şi dispozitiv automat cu jet de curăţire); debitul de lucru 360 l/min, viteza de lucru 0,2...1,0 m/s.

DATE DE BAZĂ

C_R = cota necesară construcției de înmagazinare (aprox: $C_R = C_{max.\ oraș} + P_{reș.branș.} + 10...20\,m$).

V_R = volumul minim de apă de înmagazinat (aprox: $V_R \simeq 50\,\%$ din necesarul zilnic de apă).

V_C = volumul maxim, rațional al cuvei castelului de apă (aprox. $1000\,m^3$).

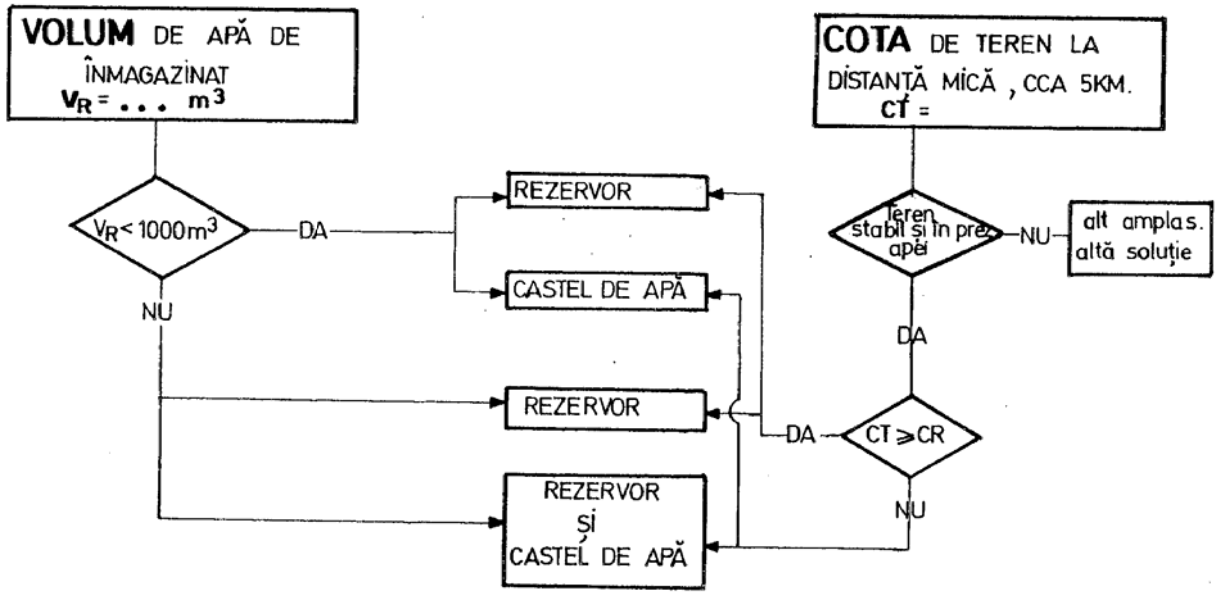


Fig. 11. Schema logică pentru alegerea tipului de construcție de înmagazinare .

2.5.3. EVALUAREA CONSUMULUI DE APĂ PENTRU PIERDERI TEHNIC ADMISIBILE

- Aducţiune şi reţea de distribuţie

– volumul de apă înmagazinat în aducţiune (10 km, *Dn* 400):

$$(\pi \cdot 0{,}4^2/4) \cdot 10\,000 = 1\,257\ \text{m}^3;$$

– volumul de apă înmagazinat în reţea (64 Km, *Dn* 200):

$$(\pi \cdot 0{,}2^2/4) \cdot 64\,000 = 2\,010\ \text{m}^3;$$

– din relaţia de calcul a compresibilităţii apei (Iamandi, C., 1986; Cioc, D., 1975):

$$\beta = (-\Delta V/V) \cdot 1/\Delta p;$$

$$\Delta V = -\beta \cdot V \cdot \Delta p;$$

(semnul minus arată că la creşterea presiunii scade volumul şi invers)
unde:

ΔV este volumul de apă pierdută (m^3);

V - volumul iniţial de apă (m^3);

Δp - scăderea de presiune, kgf/cm^2;

β - coeficientul de compresibilitate al apei, circa $0{,}488 \cdot 10^5\ \text{cm}^2/\text{Kg} \cdot \text{f}$,

rezultă: $\Delta V_{conductă} = -(0{,}488 \cdot 10^5 \cdot 3267 \cdot 0{,}6) = 0{,}00956\ \text{m}^3$.

Pierderea este continuă, deci:

$$\Delta V = \Delta Q = 0{,}00956\ \text{m}^3/\text{s}.$$

Volumul de apă pierdută într-un an va fi ($31{,}5 \cdot 10^6$ s/an):

$$0{,}00956\ \text{m}^3/\text{s} \cdot 31{,}5 \cdot 10^6\ \text{s/an} = 301\,500\ \text{m}^3/\text{an}.$$

- Rezervorul.

Este format din două cuve de 7 000 m^3, cuvele sunt cilindrice din beton precomprimat, cu peretele înalt de 6 m: ca atare suprafaţa totală udată de apă va fi:

$$S = 2 \cdot \pi D^2 / 4 + 2 \cdot \pi DH = 3\,779 \text{ m}^2 .$$

Cum la încărcare maximă cu apă (H = 6 m), la proba de încercare se pierde 0,02 l/ m^2 ·zi rezultă că în timpul anului se poate pierde maximum:

$$3\,779 \cdot 0{,}02 \cdot 365 \text{ zile} \cdot 1/1\,000 = 27\,588 \text{ m}^3/\text{an},$$

Va rezulta deci un volum anual de apă pierdută de 329087 m^3/an sau raportat la volumul de apă aprovizionat ($Q_{med\ zi}$ =10728 m^3/zi=3,915·10^6 m^3/an) un procent de pierderi de 8,4%; valoarea este apropiată de 10%, valoare apreciată în aplicaţie prin coeficientul K_P = 1,10.

2.5.4. EVALUAREA CONSUMULUI DE APĂ

- aducţiune

Volumul de apă supraclorizată pentru dezinfectare (aducţiunea poate fi oprită pe o durată egală cu durată pentru care s-a constituit şi se asigură rezerva de avarie în rezervoare: se poate spăla în perioada de consum redus, primăvara, toamna) este format din:

– volumul de apă evacuat: ($\pi \cdot D^2$/4)·L = 1 256 m^3;

– spălarea (pe tronsoane) a aducţiunii funcţionând cu 1,5 m/s timp de 15 minute: v = 1,5 m/s, $Q_{med\ zi}$ = 200 l/s; acest debit va putea fi realizat folosind şi pompa de rezervă din staţia de pompare (la o amenajare adecvată se va putea folosi injecţia de aer comprimat fiind posibilă o reducere a consumului de apă); la o durată de 15 minute consumul de apă va fi: 200·15·60·1/1 000 = 180 m^3.

Întreţinerea aducţiunii va necesita anual un volum de apă de 1 436 m^3/an.

- rezervoare

– dezinfectarea anuală a cuvelor, folosind apa supraclorizată se face cu un volum de apă de 14 000 m^3/an (volumul rezervoarelor;

– spălarea pereţilor şi radierului rezervorului cu jet de apă (eventual şi curăţire cu peria mecanică apreciat la q_S=2 l/ m^2, pe durată de 5 minute, conduc la necesarul de apă $S \cdot q_S$:

$$2\cdot \pi \cdot D^2/4+2\cdot \pi DH=3\ 779\ \text{m}^2\ ;$$

$$\text{V}= S\cdot q_s \cdot t =3\ 779\ \text{m}^2 \cdot 2\text{l/ m}^2\ 5\cdot 60\cdot 1/1\ 000=2\ 267\ \text{m}^3\ ,$$

Rezultă că spălarea rezervorului necesită anual 14 000 + 2 267 = 16 267 m^3 apă.

- Reţeaua de distribuţie (se lucrează pe tronsoane de 500 m)

Volumul necesar de apă este format din:

– apa pentru dezinfectare 2 010 m^3;

– apa pentru spălare ($V \geq 2$ m/s, t = 15minute); pentru diametrul de 200 mm se apreciază un debit de 60 l/s necesarul de apă (64 000/500 = 128 tronsoane) 128 tronsoane·60 l/s·15·60·1/1 000 = 6 912 m^3, deci pentru toată reţeaua un volum de circa 8 922 m^3/an.

- Reţeaua de canalizare

Folosind un utilaj de spalare automată, de tip VOMA, utilaj care în medie utilizează 6,0 l/s (la circa 50-120 atm) şi cu o viteză de avansare de 0,5 m/s rezultă:

64 000 m/0,5 m/s·6 l/s·1/1 000 = 768 m^3/an.

Rezultă că necesarul de apă pentru nevoi tehnologice proprii este:

– spălare aducţiune 1 436 m^3;

– spălare rezervoare 16 267 m^3;

– spălare reţea distribuţie 8 922 m^3;

– spălare reţea canalizare 768 m^3;

TOTAL: 27 393 m^3/an.

Exprimat procentual faţă de cantitatea de apă livrată, cu medie zilnică ($Q_{med\ zi}$ = 10 728 m^3/zi = 3,915·10^6 m^3/an) rezultă 0,7%. Valoare este mai mică decât cea adoptată în aplicaţie prin sporul de 2%. Nu sunt cuprinse însă pierderile (nu risipa) de apă din reţelele interioare de distribuţie.

Capitolul 3

DIMENSIONAREA CAPTĂRII

3.1. DIMENSIONAREA CAPTĂRII PENTRU VARIANTA 1 - CAPTARE DIN STRAT FREATIC

3.1.1. ELEMENTELE HIDROGEOLOGICE, DE CALCUL, ALE STRATULUI ACVIFER

Conform temei sunt cunoscute (fig. 6):

- grosimea statului de apă măsurată H_m =8,70 m;
- poziţia nivelului hidrostatic 2,80 sub nivelul terenului;
- înălţimea precipitaţiilor în zonă:

$$N_m = 800 \text{ mm}, \quad N_{min} = 600 \text{ mm};$$

- curba medie de pompare (curba puţului) exprimând relaţia între denivelarea s şi debitul pompat Q:

$$s = 0{,}06\, Q + 0{,}036\, Q^2 \text{ (cu } s \text{ în m şi } Q \text{ în l/s)};$$

- coeficientul Darcy, k = 43,2 m/zi.

3.1.2. DETERMINAREA ELEMENTELOR DE BAZĂ PENTRU DIMENSIONAREA CAPTĂRII

Grosimea stratului de apă, H

Se poate calcula ca grosime minimă a stratului de apă corectând valoarea măsurată (H_m) cu raportul precipitaţiilor:

$$H = H_m \cdot N_{min} / N_m = 8{,}70 \cdot 600/800 = 6{,}50\text{m}.$$

Dacă sunt studii aprofundate se poate alege valoarea grosimii minime a coloanei de apă, măsurată pe durata de minimum un an, funcţie de asigurarea de

calcul normată; când sunt măsurători de durată este cel mai indicat mod de apreciere.

Se poate lua, expeditiv, înalţimea măsurată din care se scade 1,00 m.

S-a optat pentru valoarea $H = 6{,}50$ m.

Determinarea mărimii şi direcţiei pantei piezometrice a apei în strat (i)

Cu metode analitice sau grafice se determină pentru fiecare staţie de lucru direcţia de curgere a apei. S-a aplicat metoda grafo-analitică, figura 12.

Se desenează la scară poziţia forajelor de studiu şi se caută pe cele trei laturi punctele de aceeaşi cotă (echidistanţa se alege astfel ca pe desen să poată fi reprezentate cel puţin două linii de aceeaşi cotă. Prin punctele de aceeaşi cotă se duce câte o linie dreaptă. În ipoteza că suprafaţa este plană (distanţele sunt mici) aceste drepte reprezintă *hidroizohipsele*. Se desenează perpendiculara pe aceste drepte şi după mărimea cotei rezultă direcţia de curgere şi valoarea pantei curentului din raportul echidistanţe/distanţe între două curbe vecine ($\Delta h/\Delta L$). Rezultă la staţia 1 panta 1,2%, iar la staţia 2 panta de 1,26%.

Determinarea debitului maxim (capabil) al puţului (fig. 12)

Se aplică metoda grafo-analitică.

Pe un grafic, la scară convenabilă se desenează:

– curba de pompare $q = f(s)$, după curba dată:

$$s = 0{,}06\, q + 0{,}036\, q^2 ;$$

– curba debitului maxim al forajului astfel ca să nu fie depaşită viteza admisibilă de reînnisipare (V_a):

$$q = 2 \cdot \pi \cdot r\, (H - s) \cdot V_a ;$$

– se alege diametrul forajului ($2r$) 8″3/4 (200 mm), iar viteza admisibilă cu relaţia cunoscută şi acceptată,

$$V_a = k^{0{,}5}/15 = 0{,}0015 \text{ m/s};$$

– se poate calcula debitul maxim (capabil) al puţului pentru denivelare nulă,

$$q_{max} = 2\pi r \cdot H_m \cdot V_a = 8{,}19 \text{ l/s};$$

– din grafic rezultă că se poate obţine debitul:

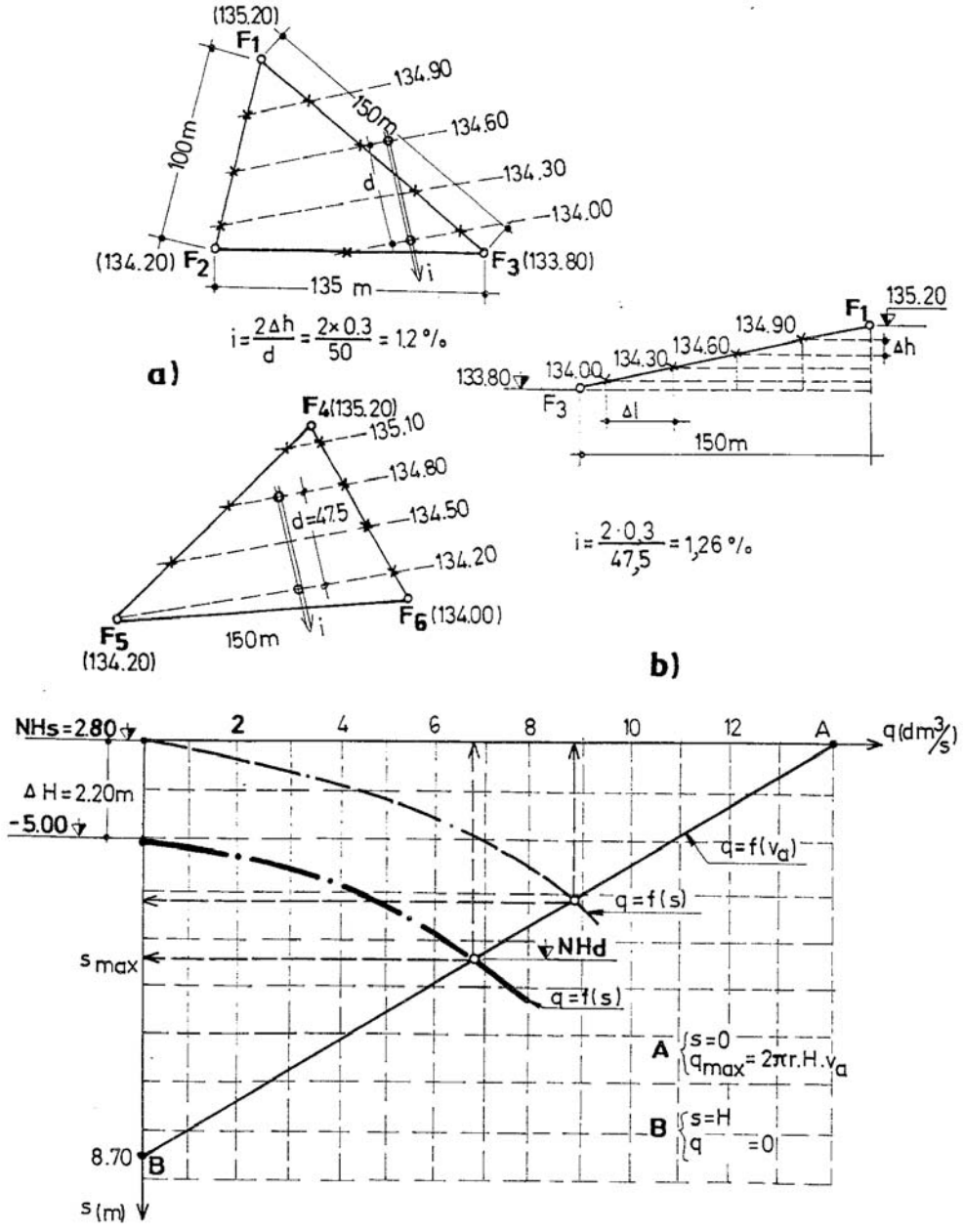


Fig. 12. Determinarea pantei curentului de apă subterană (*a*) şi a debitului maxim al puţului (*b*).

$$q_{put} = 6{,}4 \text{ l/s};$$

$$s_{max} = 2{,}90 \text{ m}.$$

Dacă se ţine însă seama de faptul că nivelul apei poate fi mai jos, *H*, atunci debitul asigurat pentru puţ va fi mai mic. O soluţie simplă se poate obţine prin *translatarea* curbei de pompare, astfel ca la debit zero nivelul apei să asigure grosimea apei de $H = 6{,}50$ m.

$$\Delta H = 8{,}70 - 6{,}50 = 2{,}20.$$

În noua situaţie, teoretic, debitul asigurat tot timpul întrucât înălţimea apei în puţ este minimă. Se determină valoarea maximă a debitului puţului în situaţia cea mai dezavantajoasă:

$$q_{put} = 5{,}0 \text{ l/s}$$

$s = 1{,}90$ m (1,90 + 2,20 = 4,10 faţă de nivelul măsurat).

Cu valoarea debitului maxim al puţului (5,0 l/s) se poate începe dimensionarea captării. Se cere determinarea numărului de puţuri (n_p), a distanţei dintre puţuri (a), a sistemului de colectare a apei şi a mărimii zonei de protecţie sanitară.

3.1.3. OPTIMIZAREA DIMENSIUNILOR CAPTĂRII

În realitate problema este mult mai complexă. Debitul puţului este funcţie de diametrul ales, de numărul de puţuri care la rândul lui depinde de distanţa între puţuri (pentru acelaşi acvifer). Pe ansamblu sistemul funcţionează economic şi în funcţie de sistemul de colectare a apei. Din această cauză se poate imagina un calcul de optimizare pe trei nivele:

- optimizarea diametrului puţului;
- optimizarea numărului de puţuri;
- optimizarea funcţionării pe ansamblu a captării.

De regulă rezolvarea unei etape aduce şi revederea celei precedente.

3.1.3.1. Optimizare la nivelul 1. Sunt două elemente care complică la un moment dat alegerea corectă a unei soluţii:

– debitul maxim al puţului este funcţie de diametrul puţului; un diametru mic de foraj costă mai puţin dar debitul pe puţ este mic şi pentru a capta acelaşi debit, necesar beneficiarului, va fi nevoie de un număr mai mare de puţuri, deci de o lungime mai mare de foraj; trebuie obţinută o soluţie optimizată;

– nivelul apei în strat este variabil; ca atare şi energia de pompare este variabilă (variaţie în general necunoscută la momentul proiectării lucrării dar posibil de obţinut în exploatare); în momentul în care această variaţie este cunoscută se poate face: (a) optimizarea exploatării prin reducerea/mărirea debitului pe toate puţurile, (b) scoaterea unor puţuri din funcţiune astfel ca să se realizeze un consum minim de energie; totodată se poate pune problema numărului optim de puţuri pentru realizarea debitului minim cu asigurarea de calcul cerută; acest nivel va fi dezvoltat mai târziu în timpul exploatării.

Pentru optimizarea la nivelul 1 se adoptă indici de cost pentru investiţie şi energie (aceştia sunt variabili în timp deci o soluţie economică obţinută va fi bună numai pentru condiţiile şi momentul ales); în aplicaţii indicii sunt daţi direct în tabelul de calcul.

Diametrul forajului se alege funcţie de posibilitaţile de execuţie şi de diametrul minim pentru a putea instala dispozitivul de scoatere a apei, (de regulă 200 mm, diametrul pompei +100 mm); pentru foraje sub 300 mm diametrul va fi acelaşi cu al puţului; pentru diametre mai mari se alege diametrul coloanei definitive a puţului, de 300 mm şi un diametru de foraj variabil (spaţiul dintre coloana definitivă şi coloana de foraj se umple cu material granular, figura 21).

Debitul puţului, calculat simplificat, este:

$$q = [\pi k\,(H^2 - h_o^2)]/(ln\,R/r_f),$$

considerând că rezistenţa filtrului din pietriş şi a înalţimii de izvorâre este foarte mică. S-a notat cu R raza de influenţă a puţului şi cu r_f - raza forajului. Pentru simplificare se consideră că prin modificarea diametrului forajului nu se modifică esenţial curba de pompare ($s = f(Q)$ rămâne neschimbată, lucru care teoretic nu este adevarat); cum se transformă curba de pompare $s = f(Q)$ obţinută pe un diametru de coloană într-o curbă de pompare $s = f(Q)$ pentru alt diametru se va vedea în (Mănescu, A., 1975).

Se aleg diametrele de foraj 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, figura 13.

Pentru aceste diametre se calculează debitul puţului şi numărul de puţuri necesare (n_p):

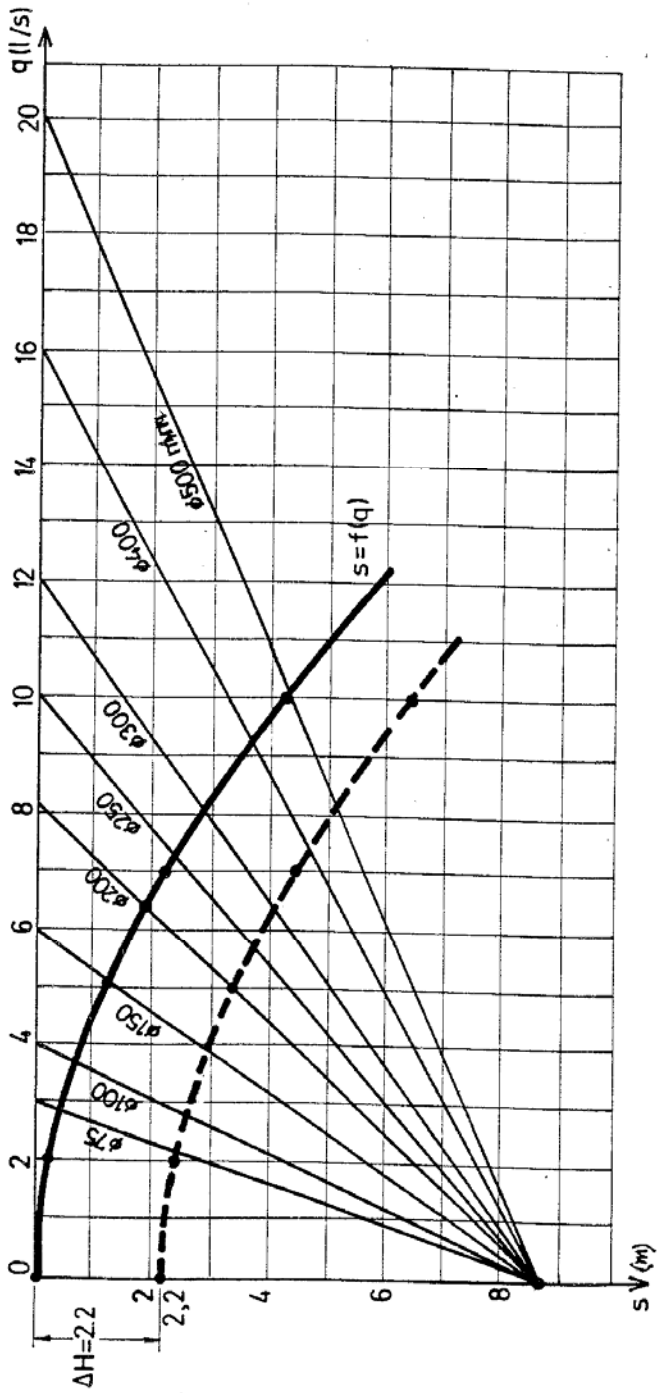


Fig. 13. Influența razei puțului asupra debitului puțului în strat freatic.

$$n_p = Q_I / q_{put} .$$

Se cunoaşte lungimea totală de foraj:

$$L_f = n_p \cdot (H_m + 2{,}80) = n_p \cdot 10{,}5 \text{ m}$$

şi deci costul investiţiei (I).

Se poate determina poziţia nivelului apei (NH_d) şi deci se poate calcula costul energiei (C_e) sporul de energie faţă de varianta de bază (varianta deja evaluată).

Pentru uşurinţă calculul este făcut sintetic în tabelul 2.

Tabelul 2

Determinarea diametrului optim al puţului

Nr. crt.	Diametrul forajului [mm]	Diametrul puţului [mm]	Debitul puţului q_{put} [l/s]	Numărul puţurilor n	Lungimea forajului l_f [m]	Costul specific α [10^6 lei/m]
0	1	2	3	4	5	6
1.	75	75	2,8	60	630	0,12
2.	100	100	3,7	45	471	0,15
3.	150	150	5,1	33	342	0,18
4.	200	200	6,4	26	272	0,20
5.	250	250	7,3	23	240	0,28
6.	300	300	8,2	21	212	0,32
7.	400	250	9,3	18	187	0,45
8.	500	250	10,2	17	171	0,55

Nr crt	Costul forajului I [10^6 lei]	Inv. anuală [10^6 lei]	Denumirea parametrului s [m]	Costul energie [10^6 lei]	Costul total [10^6 lei]	Obs.
0	7	8	9	10	11	12
1.	675	45	0,5	2,10	47,10	
2.	520	34,7	0,8	3,49	38,20	
3.	391	26,1	1,3	5,7	31,8	
4.	314	21,0	1,9	8,30	**29,3**	
5.	297	19,8	2,3	10	29,80	
6.	278	18,5	2,8	12,2	30,7	
7.	264	17,6	3,7	16,1	33,7	
8.	264	17,6	4,3	18,7	36,3	

Din motive constructive, pentru uşurinţa amlasării pompei în puţ, se alege diametrul forajului $d_f = 2r_f = 200$ mm.

Soluţia optimă este dată de costul total anual.

NOTĂ: Sintetic valorile de bază sunt:

$Q_I = 166$ l/s; $q_{unic} = \pi d_f \cdot H \cdot v_a = 40\ d$; $I = (10 \cdot n + L_f \cdot \alpha)(10^6$ lei);

$C_e = 4{,}36$ s (10^6 lei/an); $L_f = n_p \cdot 10{,}5$ (m).

Soluţia optimă este deci o captare cu 26 puţuri de 200 mm diametru.

Rezultă că se poate adopta soluţia cu 26 puţuri cu diametrul de 200 mm.

3.1.3.2. Optimizare la nivel 2 (Mănescu, A., 1975; Trofin, P., 1983; Zamfirescu, F., 1997)

Se calculează distanţa între puţuri:

$$a = L / n_p ,$$

unde; L este lungimea frontului calculat ca raport între debitul necesar şi debitul unitar al frontului, q_{1m}, pentru grosimea minimă a stratului:

$$q_{1m} = (1H)(k \cdot i) = 6{,}5 \cdot 43{,}2 \cdot 0{,}022 = 6{,}17\ \text{m}^3/\text{zi} \cdot \text{m} = 0{,}071\ \text{l/s} \cdot \text{m};$$

$$L = 166 / 0{,}071 = 2338\ \text{m};$$

şi deci: $a = 2338/26 = 90$ m;

Aprecierea razei de influenţă (R) se face cu formula Sichardt:

$$R = 3\,000 \cdot s \cdot k^{0{,}5} = 3\,000 \cdot 1{,}9 \cdot 0{,}0005^{0{,}5} = 127\ \text{m},$$

Cum puţurile sunt aşezate la o distanţă mai mică decât $2R$ (255 m este sigur că se va produce o influenţă între ele (fig. 14).

Influenţa, între puţurile funcţionând simultan, se traduce prin două efecte:

– debitul puţurilor nu este egal; cu cât sunt mai multe şi mai apropiate cu atât debitul puţului aflat spre centrul şirului este mai redus, dacă puţurile sunt obligate să funcţioneze la acelaşi nivel hidrodinamic ($s = s_{max}$ din motive de neînnisipare); ca atare

$$\sum q_{i_{puturi}} < n_p \cdot q_{put} ;$$

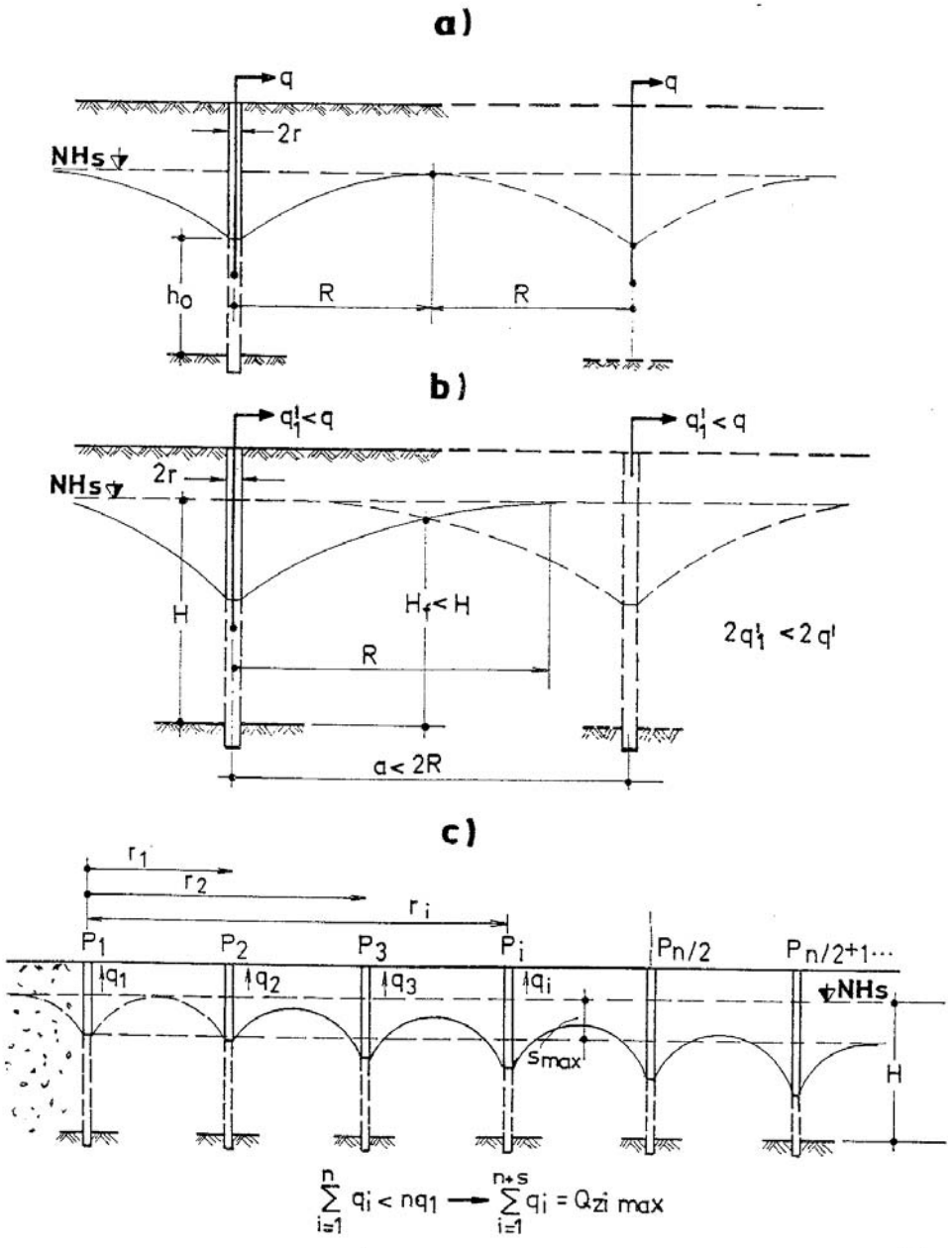


Fig. 14. Influenţa grupului de puţuri asupra debitului puţului;
(*a*) puţ neinfluenţat; (*b*) 2 puţuri ce se influenţează; (*c*) şir de puţuri.

– denivelarea de lucru depăşeşte denivelarea maximă în puţ, denivelare pentru care viteza de intrare a apei în coloană nu depăşeşte viteza de înnisipare; în acest caz denivalarea în puţuri este variabilă (greu de păstrat în condiţii practice) şi debitul puţurilor ar putea fi aproape constant.

În ambele cazuri trebuie cunoscut debitul fiecărui puţ sau denivelarea fiecăruia. În primul caz:

$$\sum q_{i_{puturi}} = Q_I \ ,$$

deci vor trebui realizate puţuri suplimentare pentru asigurarea egalităţii:

$$Q_I = \left(n_p + n_s\right) q_1 \, ,$$

unde cu n_s se notează numărul de puţuri suplimentare.

Dacă este aşa apare ca necesară optimizarea problemei:

– se execută puţuri mai puţine (n_p) dar la distanţe mai mari între ele (aproape de 2*R*) deci cu influenţă mică între ele;

– se execută puţuri mai multe la distanţă mai mică şi la care influenţa este mare; dacă puţurile sunt amplasate la aceeaşi distanţă între ele debitul fiecăruia este diferit, dacă sunt la distanţe inegale debitul ar putea fi acelaşi.

Pentru determinarea debitului unui puţ, într-un şir de puţuri, se foloseşte relaţia dată în literatura de specialitate (Mănescu, A., 1975; Trofin, P., 1983; Zamfirescu, F., 1997).

- pentru puţuri în strat freatic:

$$q_1 = \left[\pi k\left(H^2 - h_o^2\right)\right] / \left[\ln R / \left(r_{01} \cdot r_2 \cdot r_3 ... r_i\right)^{1/n}\right] \quad \text{sau,}$$

- pentru puţuri aflate la distanţe egale:

$$q_1 = \left[\pi k\left(H^2 - h_o^2\right)\right] / \left\{\ln R / r_{01} + \ln R / \left[a \cdot \left(1 \cdot 2 \cdot 3 ... n-1\right)^{n-1}\right]\right\}.$$

Se observă că termenul al doilea din paranteză arată tocmai reducerea debitului puţului funcţionând în grup de puţuri.

Pentru un calcul corect trebuie luaţi atâţia termeni câţi sunt necesari pentru a respecta relaţia $r_i \le R$.

În aceste relaţii notaţiile au semnificaţia:

q_1 - debitul unui singur puţ, cel de calcul;

r_{01} - raza puţului (r_p);

$r_{2,3,...,i}$ - distanţa de la puţul de calcul la celelalte puţuri în funcţiune;

n - numărul de puţuri în funcţiune.

Debitul puţului singular este 6,4 l/s.

Debitul primului puţ din şir va fi:

$$q_1 = \pi k \, (H^2 - h_o^2)/(ln\, R/r + ln\, R/a) = 6{,}18 \text{ l/s}.$$

Debitul puţului doi şi următoarele (influenţa este dată numai de câte un puţ în stânga - dreapta) va fi:

$$q_2 = \pi k \, (H^2 - h_o^2)/(ln\, R/r + ln\, R/a + ln\, R/a) = 5{,}91 \text{ l/s}.$$

Ca atare debitul asigurat de cele *n* puţuri va fi:

$$2 \cdot 6{,}18 + 24 \cdot 5{,}91 = 154{,}2 \text{ l/s}$$

în loc de:

$$26 \cdot 6{,}4 \text{ l/s} = 166 \text{ l/s}.$$

Rezultă că trebuie executate puţuri pentru diferenţă

$$166 - 154{,}2 = 11{,}8 \text{ l/s}$$

deci încă *două* puţuri.

Captarea optimizată va avea 28 puţuri aşezate la 90 m unul de altul, (nu sunt cuprinse puţurile de rezervă conform STAS 1629).

3.1.3.3. Optimizare de nivel 3. Cele 28 puţuri ce vor fi executate vor trebui legate cu un sistem de colectare a apei din puţuri. Sistemul de colectare poate fi realizat cu:

- sistem de colectare cu sifonare şi puţ colector sau cazan de vacuum şi pompare;
- sistem de colectare cu cap autoamorsant şi pompare;
- sistem de colectare prin pompare din fiecare puţ.

Atenţie! Pentru simplificarea calculelor debitul puţurilor a fost păstrat constant 6,4 l/s.

Colectare prin sifonare şi puţ colector

Captarea este organizată simetric, din motive tehnologice, şi realizată din patru ramuri, legate la conducta de sifonare. Apa din puţ este pompată la

rezervor. Pentru compararea variantelor se pastrează lungimea aducţiunii, L= 3 500 m, cu diametrul de 600 mm (nedimensionat economic; V = 0,6 m/s, i = 0,0006). Din motive de siguranţă şi uşurinţă în exploatare se realizează gruparea puţurilor şi legarea pe grupe la conducte colectoare, figura 15,*a*. Rezultă şi schema de calcul. Se alege o viteză de dimensionare de ordinul 0,4...0,8 m/s cu creşterea valorii de la primul spre ultimul puţ. Calculele sunt făcute sistematic în tabelul 3. Se adaugă şi aducţiunea, pentru determinarea cotelor piezometrice.

Vacuumul maxim pe sifon este de 7,37 m aproape acceptabil pentru funcţionare (în mod practic nu ar trebui să depaşească 6...7 m altfel execuţia devine foarte costisitoare).

Costul sistemului de sifonare este calculat în tabelul 4, cu costurile unitare pentru:

- conducte – c= 800 Dn (mm) (lei/m)
- staţie pompare – $I_P = 3 \cdot 10^6$ (lei/kW)
- cost energie – e = 180 (lei/kWh)
- cota de amplasament pentru conducte 1/30, pentru pompe 1/10
- randamentul pompelor η = 0,7

Colectare prin sifonare cu cap autoamorsant

Calculele s-au efectuat după aranjamentul din figura 15,*b*, o aşezare simetrică cu grupare de câte şapte puţuri. Se adoptă panta conductei de $1^0/_{00}$ şi un grad de umplere de maximum 0,8. Calculul se face sistematic în tabelul 5.

Costul sistemului, folosind aceiaşi indici de cost, este prezentat în tabelul 6.

Tabelul 3

Dimensionare conducte de legatură la sistem cu sifonare simplă

Tronsonul	Lungimea tronsonului l [m]	Debitul Q [l/s]	Viteza V [m/s]	Diametrul normal Dn [mm]
1	2	3	4	5
P_1 - P_2	90	6,4	0,53	125
P_2 - P_3	90	12,8	0,70	150
P_3 - P_4	90	19,2	0,61	200
P_4 - P_5	90	25,6	0,80	200
P_5 - P_6	90	32,0	0,67	250
P_6 - P_7	90	38,4	0,78	250
P_7 - PC	7,5·90=675	44,8	0,64	300
PC - R	3500	166	0,6	600

Tabelul 3 *(continuare)*

Tronsonul	i	$h_i = i \cdot 1$ [m]	Cote piezometrice	
			P_i	P_{i+1}
1	6	7	8	9
P_1 - P_2	0,004	0,36	131,3	130,94
P_2 - P_3	0,0057	0,51	130,94	130,43
P_3 - P_4	0,0028	0,25	130,43	130,18
P_4 - P_5	0,0051	0,46	130,18	129,72
P_5 - P_6	0,0025	0,22	129,72	129,50
P_6 - P_7	0,0035	0,32	129,50	129,18
P_7 - PC	0,0017	1,15	129,18	128,03
PC - R	0,0006	2,1	128,03	140

ΔH=14,07 **m**

Tabelul 4

Valoarea costului lucrărilor sistemului de sifonare clasică

Lucrarea	Diametrul conductei Dn [mm]	Lungimea conductei l	Costul unitar [10^6 lei/m]	Costul de investiţii [10^6 lei]	Costul anual [10^6 lei]	Obs.
Conducte de legatură	150	4·90=360	0,12	43,2	1,44	1/30
	125	4·90=360	0,10	36	1,20	
	200	4·180=720	0,16	115,2	3,84	
	250	4·180=720	0,20	144	4,8	
	300	675	0,24	162	5,4	
Aducţiune	600	3500	0,48	1680	56	
Staţie de pompare	P=33,4 kW		3	85	8,5	1/10
Costul energiei	Q_e = 33,4·8,760·180				52,6	η=0,7

Cost total: **133,78**· 10^6 lei/an

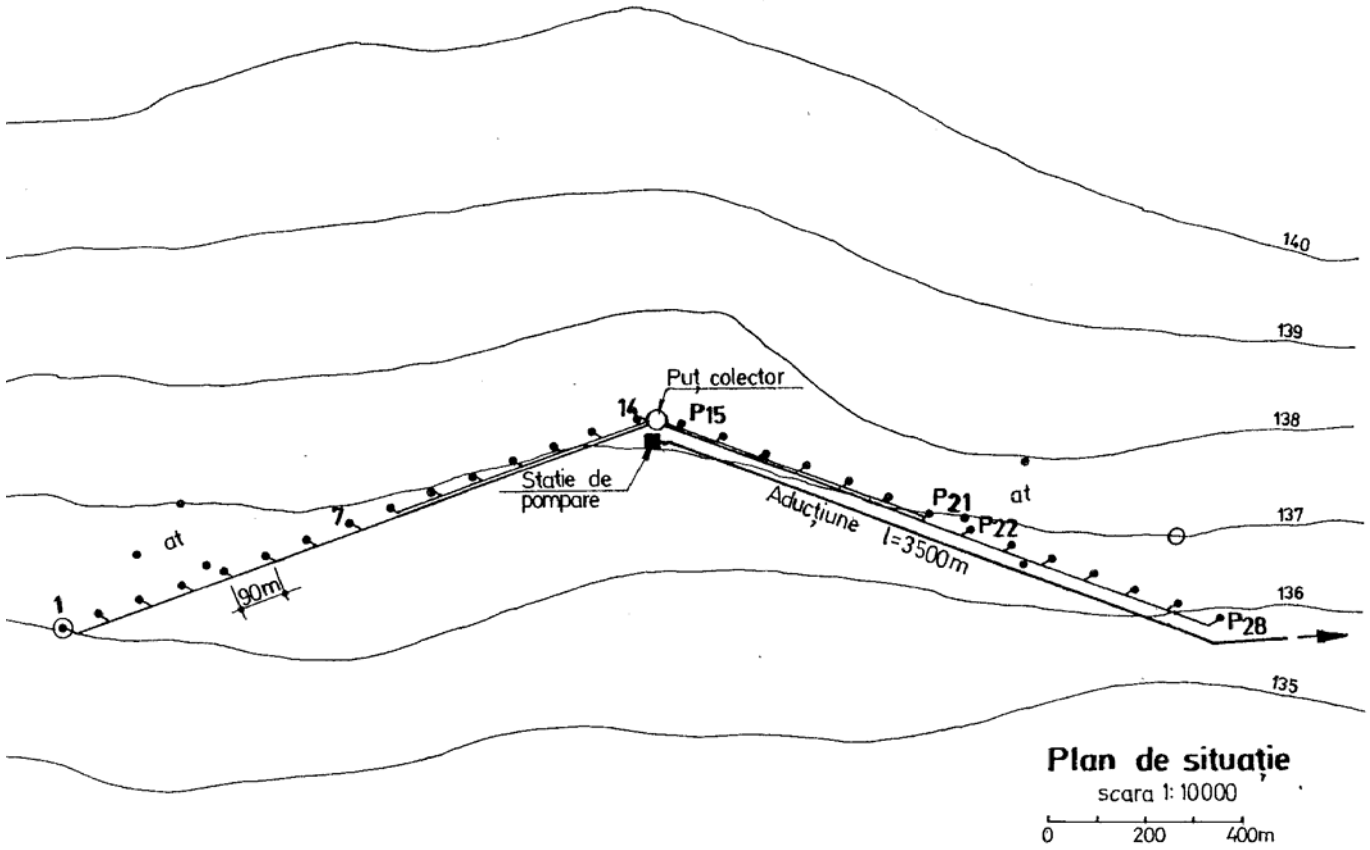


Fig. 15,*a* - Amplasarea puţurilor la colectarea apei cu sifon şi puţ colector.

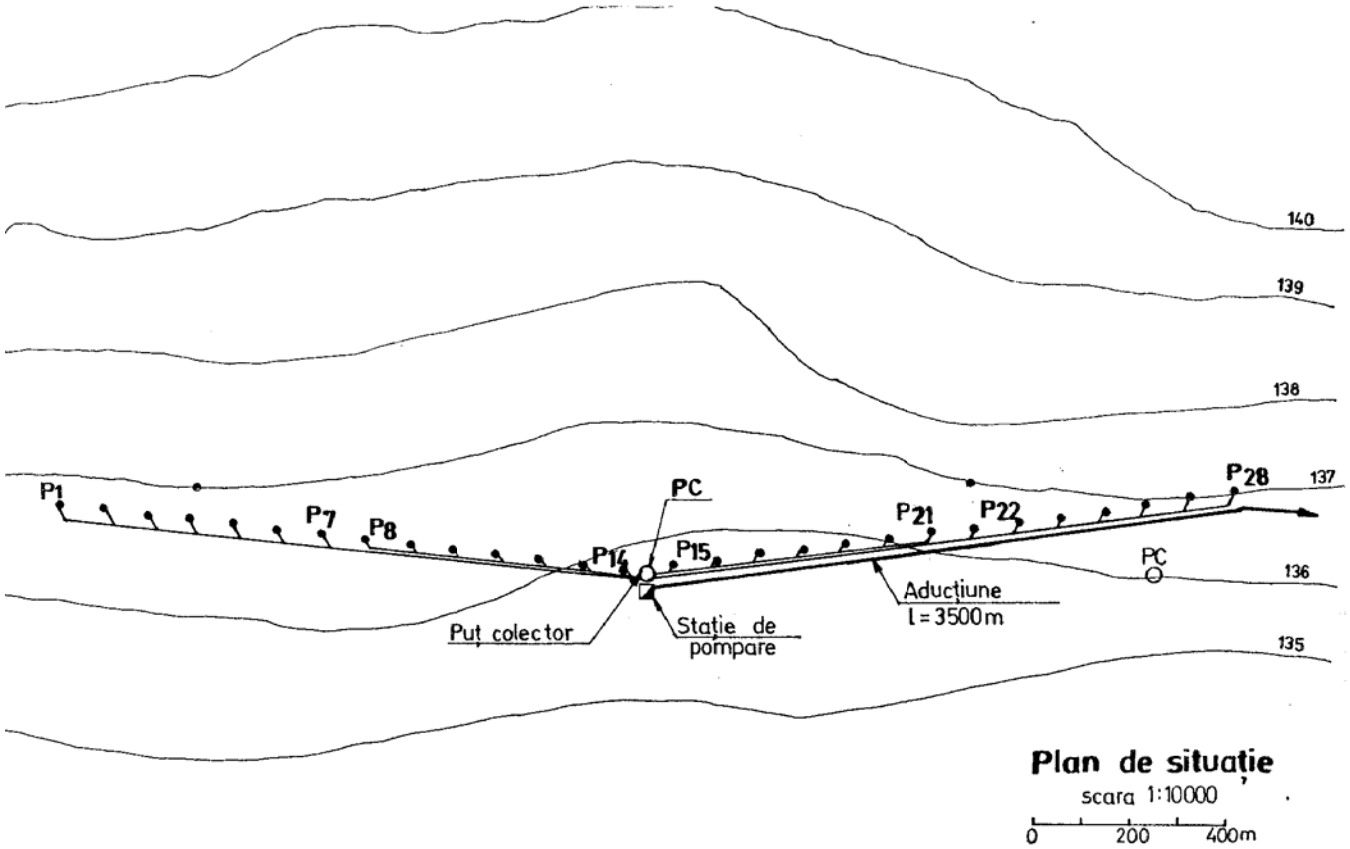


Fig. 15,*b* - Amplasarea puţurilor la colectarea apei cu sifonare şi cap autoamorsant.

Colectare prin pompare din puţuri

Sistemul de legare este cel din figura 15,*c*. Se păstrează legarea în grupări de şapte puţuri la conducta generală de legătură (se poate face şi o legare directă a puţurilor la conductă). Calculul se face în tabelul 7. Cotele piezometrice se determină plecând de la cota de comandă care este cota rezervorului.

NOTĂ: În toate situaţiile în mod corect ar fi trebuit lucrat cu debitul mediu egal cu 166/28 =5,93 l/s, în loc de debitul 6,4 l/s debit necesar pentru varianta de bază, când se realizează numai 26 puţuri (fără să se ţină seama de influenţa între puţuri). Pentru diferenţă mică între înălţimile de pompare se acceptă acelaşi tip de pompă (Q = 6,4 l/s, H = 20 m, pompă tip GRUNDFOS SPZA). Evaluarea costului se face folosind aceleaşi valori pentru indicatori şi nu se face o distincţie între echiparea cu pompe diferite în puţuri.

Tabelul 5

Calculul conductelor de sifonare cu cap autoamorsant

Tronson	Lung trons l [m]	Debit Q [l/s]	Viteza V_p [m/s]	Pant a $i = 1^0/_{oo}$	Debit la secţ plină Q_p [l/s]	Diam cond Dn [mm]	Pres. sarcină h_i [m]	Cote piezometrice	
								P_i	P_{i+1}
P_1 - P_2	90	6,4	0,37	1	12	200	0,09	134	
P_2 - P_3	90	12,8	0,42	1	20	250	0,09		
P_3 - P_4	90	19,2	0,48	1	34	300	0,09		
P_4 - P_5	90	25,6	0,48	1	34	300	0,09		
P_5 - P_6	90	32,0	0,54	1	50	350	0,09		
P_6 - P_7	90	38,4	0,54	1	50	350	0,09		
P_7 - PC	675	44,8	0,58	1	65	400	0,09		
PC - R	3500	166	0,60	0,6	166	600	2,1	130,89 142,1	140

***ΔH=11,21* m**

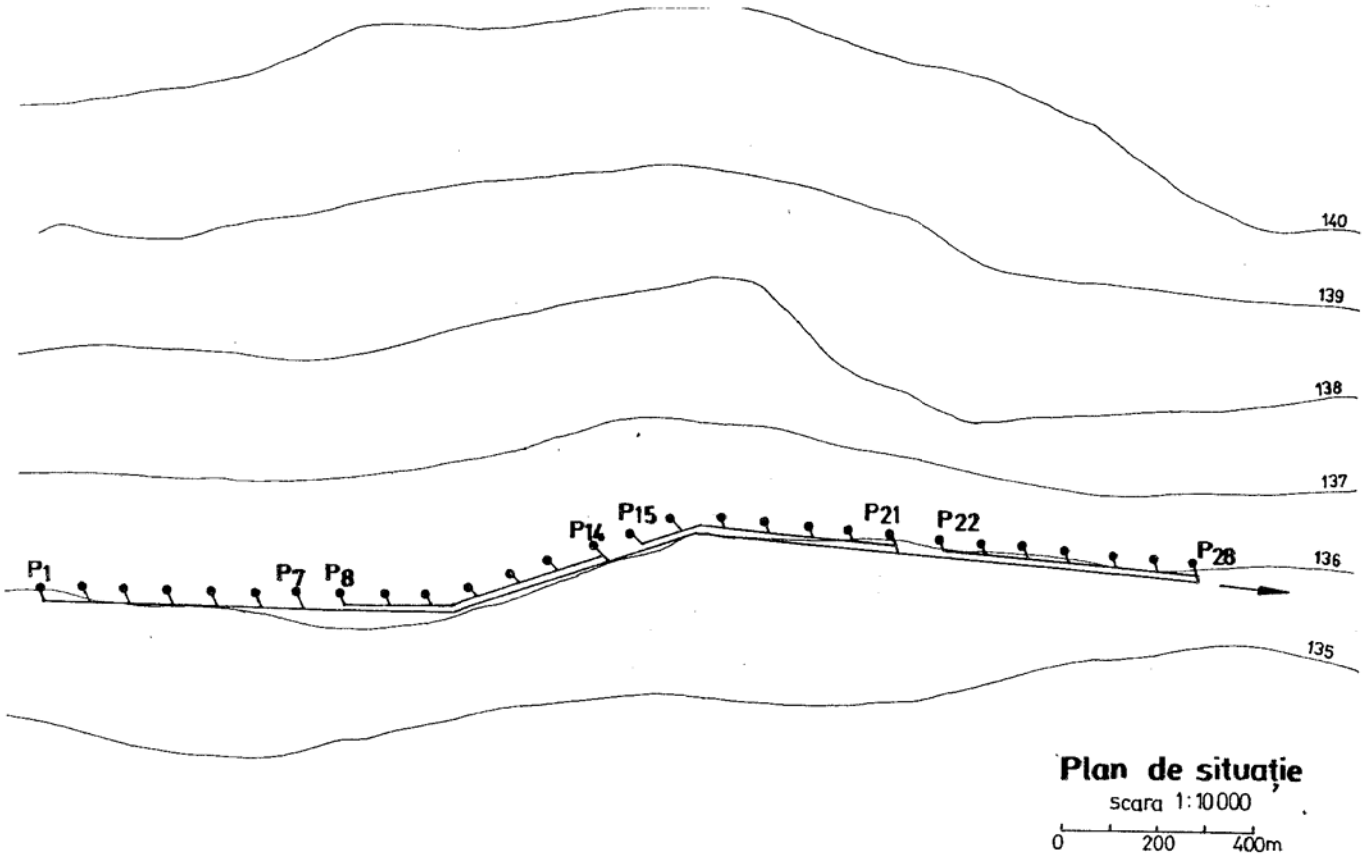


Fig. 15,*c* - Amplasarea puțurilor la pomparea cu pompe submersibile amplasate în puțuri.

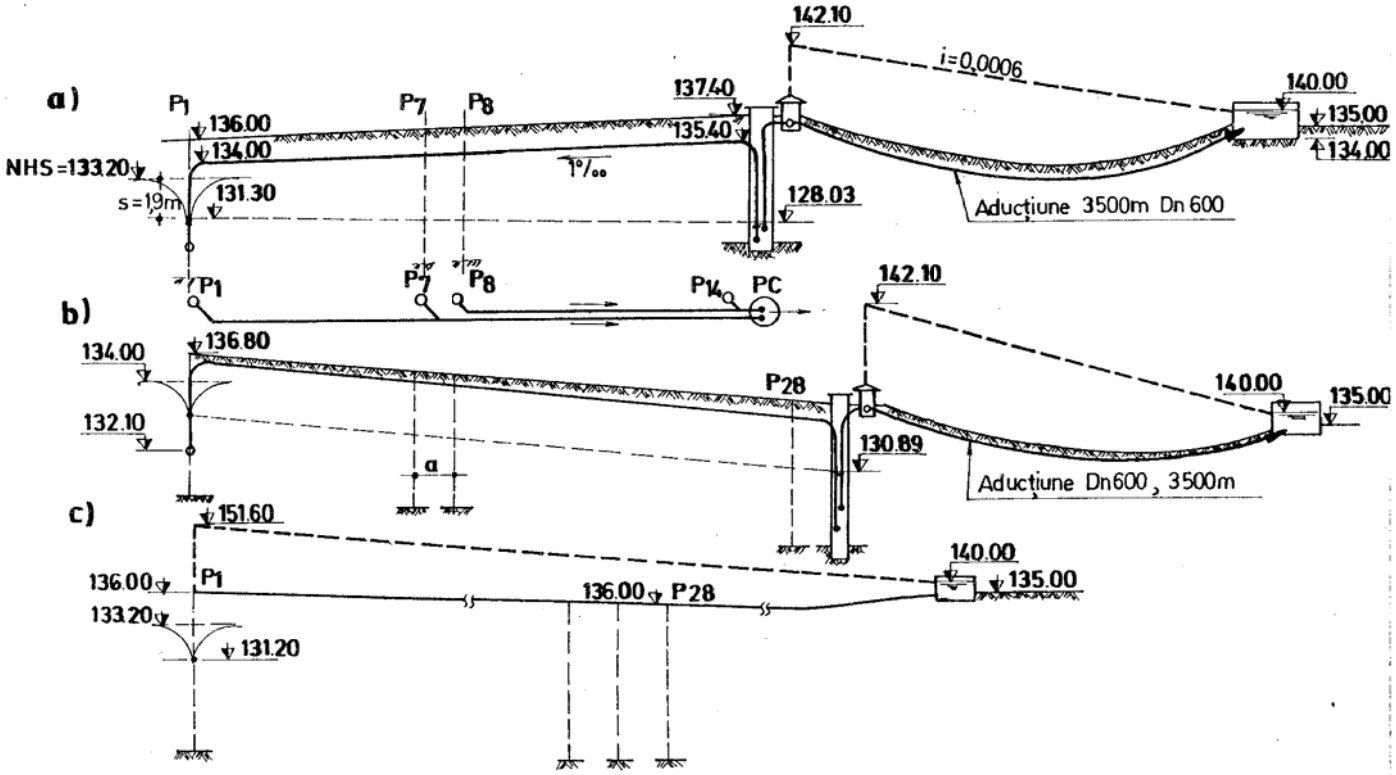


Fig. 16. Scheme de colectare a apei; (*a*) cu sifonare şi puţ colector; (*b*) cu sifonare şi cap autoamorsant; (*c*) cu pompe submersibile în puţuri.

Tabelul 6

Costul sistemului cu cap autoamorsant

Lucrarea	Diam. cond. Dn [mm]	Lungimea l [m]	Costul unitar [10^6 lei/m]	Costul investiţie [10^6 lei]	Costul anual [10^6 lei]	Obs.
Conducte de legatură	200	4·90	0,16	57,6	1,92	1/30
	250	4·90	0,20	72	2,40	
	300	8·90	0,24	172,8	5,76	
	350	8·90	0,28	201,6	6,72	
	400	2·675	0,32	432	14,4	
Aducţiune	600	3.500	0,48	1680	56	1/30
Staţie de pompare	P = 26,6 kW		3	79,8	8,0	1/10
Energie	26,6 kW·8700 ore/an·180				41,94	--------

Cost total: 137,14· 10^6 lei/an

Tabelul 7

Dimensionarea sistemului cu pompare din puţuri

Tronsonul	Lung cond l [m]	Debitul Q [l/s]	Viteza V [m/s]	Diam cond Dn [mm]	Panta piez. i (‰)	Param+ simbol h_r [m]	Cote piezometrice	
							P_i	P_{i+1}
P_1 - P_2	90	6,4	0,8	100	13	1,17	151,60	
P_2 - P_3	90	12,8	0,7	150	5,6	0,50	150,43	
P_3 - P_4	90	19,2	0,6	200	2,7	0,24	149,93	
P_4 - P_5	90	25,6	0,8	200	5,0	0,45	149,69	
P_5 - P_6	90	32,0	1,0	200	8,0	0,72	149,24	
P_6 - P_7	90	38,4	0,8	250	4,0	0,36	148,52	
P_7 - P_{14}	7·90	44,8	0,94	250	5,2	3,28	148,16	
P_{14} - P_{21}	7·90	88	0,68	400	1,4	0,88	144,88	
P_{21} - P_{28}	7·90	132	1,0	400	3,0	1,89	143,99	142,1
P_{28} - R	3 500	166	0,6	600	0,6	2,1	142,1	140

ΔH=151,6-140=11,60 **m**

Evaluarea costului lucrărilor este prezentată în tabelul 8.

Tabelul 8

Costul sistemului cu pompare din puţuri

Lucrarea	Diam. cond. *Dn* [mm]	Lung. cond. *l* [m]	Costul unitar [10^6 lei/m]	Costul investiţie [10^6 lei]	Costul anual [10^6 lei/an]	Obs.
Conducte de legatură	100	4·90	0,08	28,8	0,96	1/30
	150	4·90	0,12	43,2	1,44	
	200	4·3·90	0,16	172,8	5,76	
	250	4·90	0,20	7,2	0,24	
	250	630	0,20	126	4,2	
	400	2·630	0,32	403	13,44	
Aducţiune	600	3500	0,48	1680	56	1/30
Pompe în puţuri	P = 1,8 kW, n = 28,8		3	151,2	15,1	1/10
Consum energie	P_i =1,8·28=50,4kW				79,47	-----

Cost total: 176,61·10^6 lei/an

Analizând costurile totale anuale pe cele trei variante rezultă că varianta cu colectare a apei cu sifonare şi puţ colector (comparabilă cu aceea folosind cazan de vacuum) este cea mai ieftină: 134·10^6 lei/an. Este suficient de aproape de varianta cu sifonare cu cap autoamorsant: 137·10^6 lei/an.

În cadrul variantei economice se poate face un calcul de detaliu privind alegerea cea mai raţională a conductelor sifonului.

3.2. DIMENSIONAREA CAPTĂRII PENTRU VARIANTA 2- CAPTARE DIN STRAT SUB PRESIUNE

3.2.1. ELEMENTELE HIDROGEOLOGICE ALE STRATULUI ACVIFER

Conform temei, sunt cunoscute (fig. 6,*b*):

- grosimea stratului de apă M = 10 m;
- poziţia nivelului hidrostatic, NH_S = - 12 m;
- poziţia statului acvifer, între cotele 45... 57 sub cota terenului natural;
- relaţia debit-denivelare $s = 0{,}21Q$ (s în m şi Q în l/s);
- mărimea şi direcţia pantei piezometrice, i = 0,008;

– elementele pentru determinarea coeficientului Darcy, *k*, sunt date în tabelul de mai jos.

Determinarea coeficientului de permeabilitate Darcy, k

Debitul q [l/s]	Denivelarea s [m]	Denivelarea în puţul de observaţie s_1 [m]
2	0,42	0,15
5	1,05	0,45
10	2,1	0,84

Distanţa între foraje a = 10 m, ϕ_{foraj} = 10″3/4.

Din literatură (Trofin, P., 1983; Mănescu, a., 1975) este cunoscută relaţia de determinare a coeficientului *k* folosind măsuratori pe teren (fig. 6,*b*).

$$k = (q \cdot ln\ a/r)/\ 2\pi\ M\ (h - h_0).$$

De unde rezultă: $-\ k_1 = 0{,}58 \cdot 10^{-3}$ m/s;

$-\ k_2 = 0{,}61 \cdot 10^{-3}$ m/s;

$-\ k_2 = 0{,}52 \cdot 10^{-3}$ m/s

sau valoarea medie: $\sum k_i\ /3$ = 50 m/zi ≅ 0,58 m/s.

Determinarea debitului maxim al puţului

Aplicând metoda grafo-analitică rezultă, din figura 17, că debitul este în funcţie de diametrul puţului.

Optimizarea diametrului puţului

La fel ca în cazul puţurilor în strat freatic se poate pune problema optimizării diametrului puţului. Se aplică acelaşi procedeu: optimizarea valorilor costurilor totale anuale (pentru investiţie şi costul energiei).

Evaluarea costurilor se face după următorii indici de cost:

- lungimea forajelor $L_f = n_p \cdot H_f$
- cost foraj + definitivare $(10 \cdot 10^6 + L_f \cdot \alpha)$;
- costul specific α este dat în tabel de calcul (tab. 9);
- costul energiei de pompare e =180 lei/kW·h;
- funcţionare continuă, 8 760 ore/an;
- durata de recuperare a investiţiei 30 ani;
- randamentul mediu al pompelor în sistem η = 0,70.

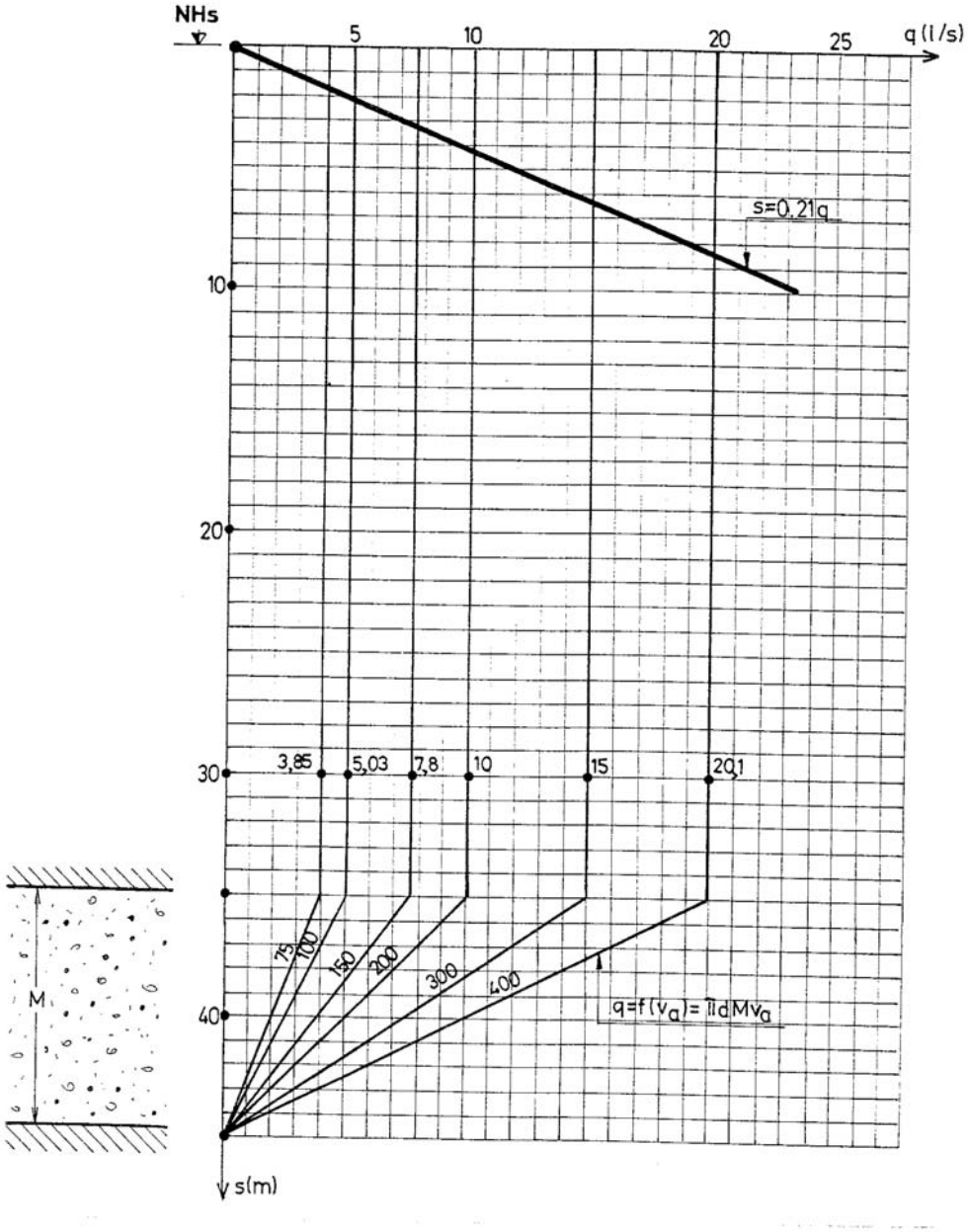


Fig. 17. Determinarea debitului puţului în strat de adâncime funcţie de raza puţului.

Calculul este dat în tabelul 9, iar rezultatul reprezentat în figura 17.

Rezultă că se poate adopta diametrul 200 mm, diametru ce oferă minimum de cost dar şi valoare bună pentru introducerea pompei în puţ. Numărul de puţuri $n_p = 17$.

Optimizarea numărului de puţuri

Folosind debitul necesar de 166 l/s trebuie determinat numărul real de puţuri ţinând seama şi de influenţa între puţuri în timpul funcţionarii la capacitatea maximă.

Se determină numărul de puţuri:

$$n = Q_I / q_{put} = 166/10 = 16{,}6 \cong 17 \text{ puţuri.}$$

Tabelul 9

Costul captării din stratul de adâncime

Nr. crt.	Diam. foraj [mm]	Diametrul puţului [mm]	Debitul puţului q [l/s]	Nr. de puţuri n_p	Lungimea de forat $L_f = n \cdot H_f$ [m]	Investiţia spec. α [10^6 lei/m]
0	1	2	3	4	5	6
1.	75	75	3,85	43	2457	0,12
2.	100	100	5,03	33	1881	0,15
3.	150	150	7,53	22	1256	0,18
4.	200	200	10	17	969	0,20
5.	300	250	15	11	630	0,25
6.	400	250	20,1	9	470	0,30

Tabelul 9 *(continuare)*

Nr. crt.	Costul forajului [10^6 lei]	Investiţia anuală [10^6 lei]	Denivelarea s [m]	Costul energiei [10^6 lei]	Costul total anual [10^6 lei]	Obs.
0	7	8	9	10	11	12
1.	725	24,1	0,80	3,0	27,1	
2.	612	20	1,06	3,96	23,96	
3.	446	14,9	1,58	5,90	20,80	
4.	194	6,5	2,10	7,85	**14,35**	
5.	158	5,3	3,15	11,78	17,08	
6.	141	4,7	4,22	15,78	20,48	

Se determină lungimea frontului de captare:

$$L = Q_I / M \cdot k \cdot i = 166 \cdot 86{,}4 \text{ (m}^3\text{/zi)} / (10 \cdot 0{,}008 \cdot 50) = 3.585 \text{ m.}$$

Se evaluează raza de influenţă după formula Sickardt:

$R = 3\,000 \cdot s \cdot k^{0,5} = 151$ m

Distanţe între puţuri:

$a = 3585/17 = 211$ m.

Debitul puţului singular după formula Dupuit-Thiem:

$q = 2\pi \cdot k \cdot M \cdot (H - h_0)/ln\ R/r = 10{,}45$ l/s.

Cum distanţa dintre puţuri este apropiată de mărimea razei de influenţă rezultă că influenţa între puţuri va fi mică. Deci se poate păstra numărul de 17 puţuri.

Optimizarea sistemului de legătură

În cazul captării de faţă din cauză că nivelul apei este foarte jos (12 m sub nivelul terenului) rezultă că nu se poate aplica decât sistemul de pompare din fiecare puţ.

Sistemul de transport poate avea însă două rezolvări (fig. 18):

– pompare din puţuri direct în rezervorul de acumulare al localitaţii (sistem 1);

– pompare din puţuri la un rezervor amplasat în zona de captare şi repomparea apei, cu o staţie de repompare, în rezervorul de acumulare al localităţii (sistem 2).

Tabelul 10

Dimensionarea sistemului de colectare a apei - varianta I

Tronsonul	Lung. trons. l [m]	Debit Q [l/s]	Diam cond. Dn [mm]	Viteza V [m/s]	Panta hidraul i [‰]	Pierderea de sarcină h_r [m]	Costul conductelor [10^6 lei]
P_1 - P_2	211	10	150	0.57	3,7	0,78	25,3
P_2 - P_3	211	20	200	0.63	3,6	0,76	33,7
P_3 - P_4	211	30	250	0.62	2,2	0,46	42,2
P_4 - P_5	211	40	250	0.82	4,0	0,84	42,2
P_5 - P_6	211	50	300	0,70	2,2	0,46	50,6
P_6 - P_{12}	6·211	60	300	0,83	3,2	4,05	304
P_{12} - P_{17}	5·211	120	400	0,88	2,3	2,43	337,6
P_{17} - R	1.250	166	500	0,82	1,5	1,87	500
	$H_m = 145 - 120 = 25$ m			$\sum h_r = 11{,}6$			Total:1 335,6

Tabelul 11

Dimensionarea sistemului de colectare a apei - varianta 2

Tronson	Lung. trons. l [m]	Debit Q [l/s]	Diam cond. Dn [mm]	Viteza V [m/s]	Panta hidraul i [$\%_0$]	Pierderea de sarcină h_r [m]	Costul conductelor [10^6 lei]
P_1 - P_2	211	10	125	0,8	9,7	2,04	21,1
P_2 - P_3	211	20	150	1,12	15	3,16	25,3
P_3 - P_4	211	30	200	0,94	7	1,48	33,7
P_4 - P_5	211	40	200	1,25	13	2,74	33,7
P_5 - P_6	211	50	250	1,05	6,5	1,37	42,2
P_6 - P_{12}	6·211	60	250	1,25	9,3	11,77	303
P_{12} - P_{17}	5·211	120	350	1,20	5,5	5,80	253
P_{17} - R	1250	166	500	0,82	1,5	1,87	500

H_m = 156 - 120 = 36 m $\sum h_r$ =30,23; Total:1 212

Tabelul 12

Dimensionarea sistemului de colectare a apei - sistem 3

Tronsonul	Lung. trons. l [m]	Debit Q [l/s]	Diam cond. Dn [mm]	Viteza V [m/s]	Panta hidraul i [$\%_0$]	Pierderea de sarcină h_r [m]	Costul conductelor [10^6 lei]
P_1 - P_2	211	10	100	1,22	30	6,33	17
P_2 - P_3	211	20	150	1,12	15	3,16	25,3
P_3 - P_4	211	30	200	0,94	7	1,48	33,7
P_4 - P_5	211	40	200	1,25	13	2,74	33,7
P_5 - P_6	211	50	200	1,6	20	4,22	33,7
P_6 - P_{12}	6*211	60	250	1,25	9,3	11,77	253
P_{12} - P_{17}	5*211	120	300	1,6	12	12,66	253
P_{17} - R	1250	166	400	1,3	5	6,25	400

H_m =172,4 - 120 = 52,4; $\sum h_r$ =48,61; Total: 1049,4

Departajarea soluţiilor, numeroase în acest caz, se poate face folosind tot criteriul costului anual minim. Pentru înţelegerea rolului costului energiei vor fi

analizate numai trei variante: apa va fi pompată folosind conducte în care viteza de curgere va fi mai mică sau mai mare.

Puţurile vor fi grupate câte şase la conducta colectoare generală, după schema din figura 18.

Pentru evaluarea din tabel au fost folosiţi următorii indici specifici:

- cost conductă: $C = Dn \cdot 800$, lei/m, cu Dn în mm;
- cost energie: $e = 180$, lei/kW·h;
- cota de amortizare: 1/10 pentru conducte şi pentru pompe;
- cost pompare: $3 \cdot 10^6$, lei/kW;
- randament pompare $\eta = 0{,}7$.

Pentru uşurinţa calculului se consideră o înalţime medie rezultată din media valorilor extreme ale cotelor piezometrice (H_m pe figură).

Costul energiei se evaluează cu relaţia

$$C_e = P \cdot T_a \cdot e \text{ lei/an} \qquad \text{sau}$$

$$C_e = [166 \cdot H_m/70] \cdot 8760 \cdot 180 = 3{,}73\, H_m \cdot 10^6 \text{ lei/an.}$$

unde:

P - puterea pompelor, kW;

T_a - durata de pompare, 8760 ore/an;

e - costul specific al energiei, lei/kWh.

Tabelul 13

Evaluarea sistemului de colectare

Sistem	Cost conducte [10^6 lei]	Cost pompe [10^6 lei]	Cost energie [10^6 lei/an]	Cost total anual [10^6 lei]	Obs.
1.	133,6	17,8	93,25	244,65	bun
2.	121,2	25,6	134,28	281,08	
3.	105	37,3	195,45	337,75	

3.3. DETERMINAREA DISTANŢEI DE PROTECŢIE SANITARĂ

După o metodologie simplificată (Trofin, P., 1983) mărimea suprafeţei împrejmuite protejate contra impurificării cu orice substanţă uşor degradabilă, conform HG 101/1997, se determină astfel încât timpul de parcurgere a subsolului suprafeţei să fie de minimum $T = 20$ zile.

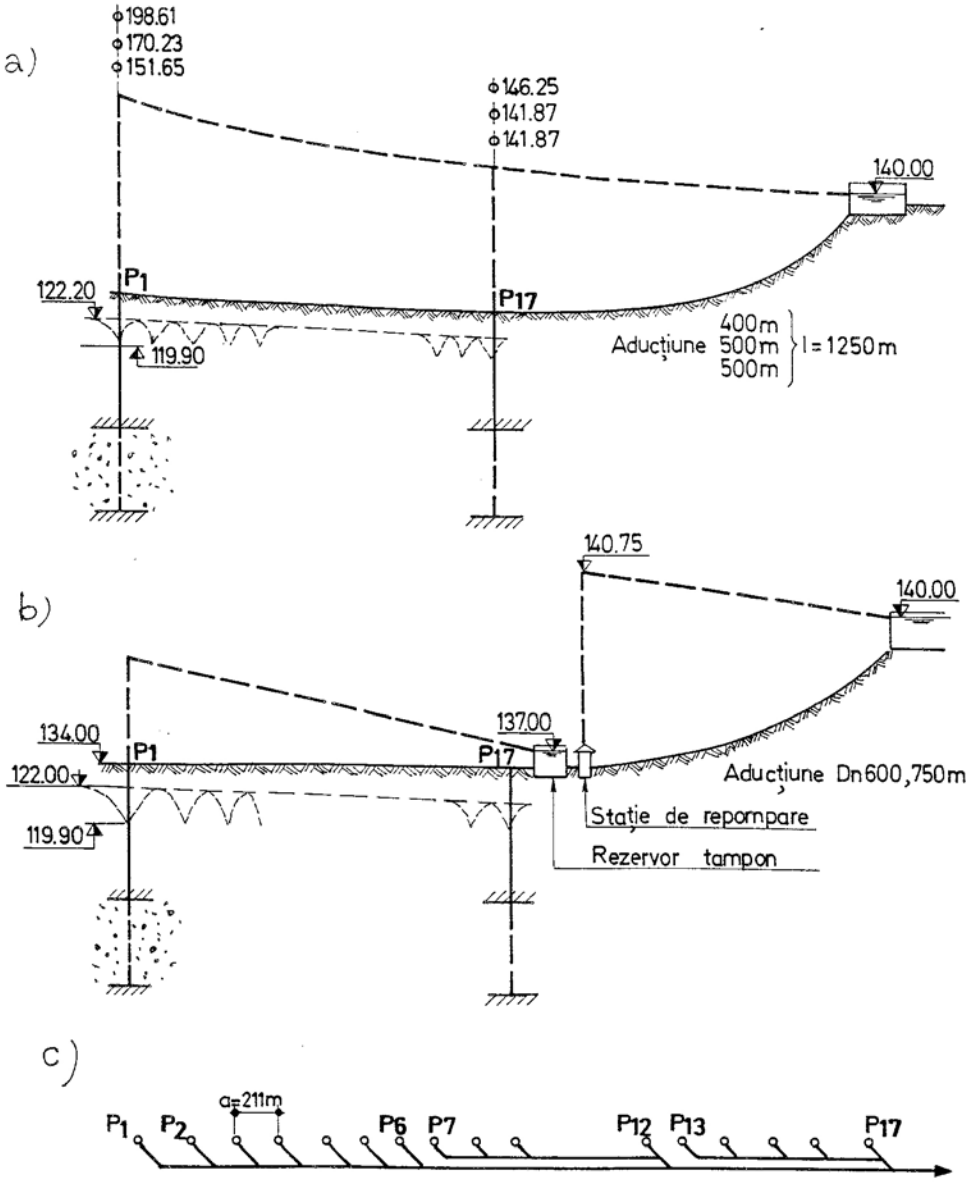


Fig. 18. Profil tehnologic al sistemului de colectare a apei din puţuri echipate cu pompe submersibile; (*a*) pompare direct în rezervor; (*b*) pompare în rezervor intermediar; (*c*) schema de legare a puţurilor.

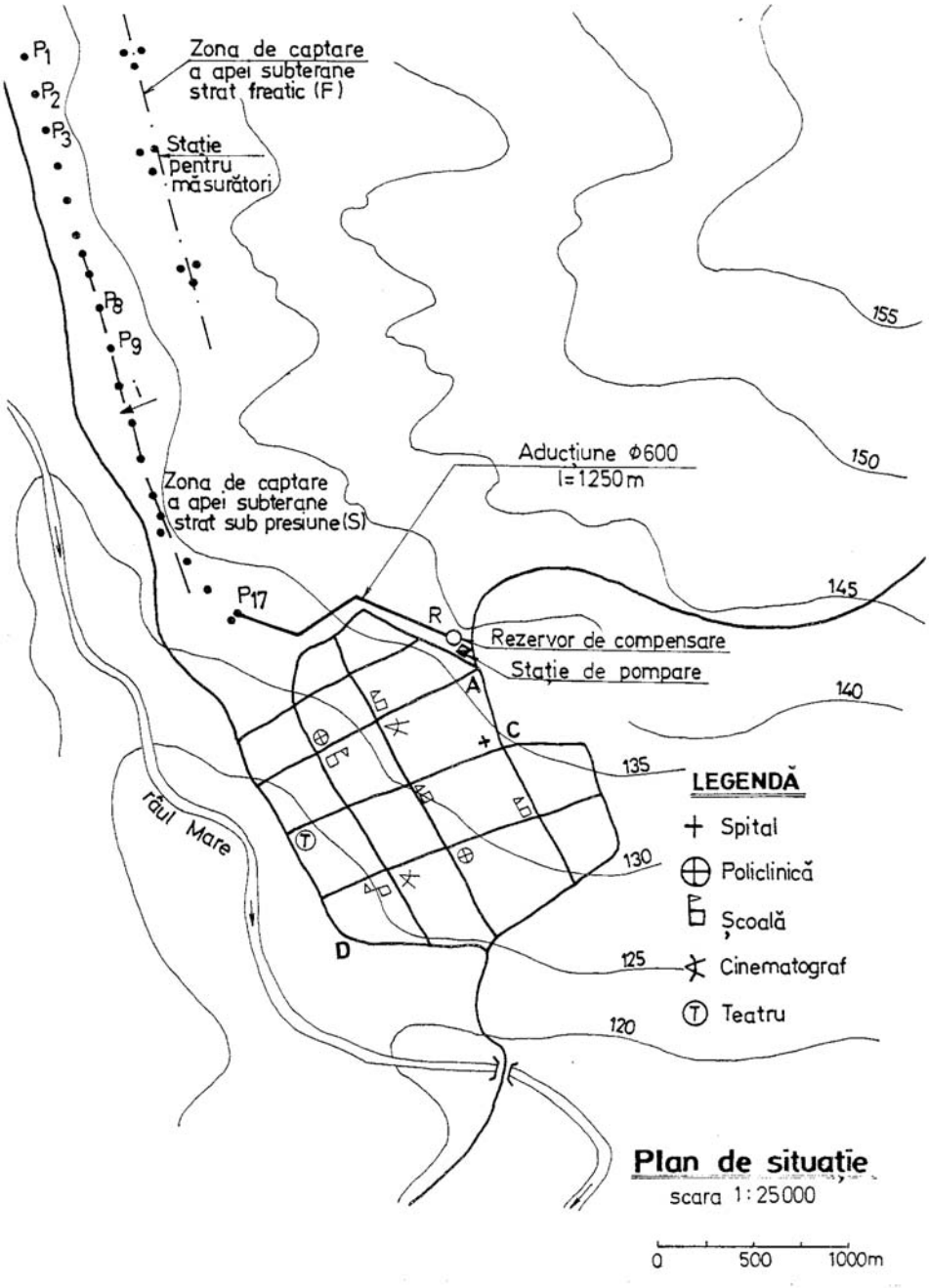


Fig. 19. Plan general de amplasare a sistemului de alimenatre cu apă în cazul stratului acvifer de adâncime.

- pentru un puţ singular în strat acvifer (asimilat ca bazin), distanţa de protecţie este:

$$D_1 = q_{put} \cdot T/[\pi \cdot p\ (h - s/2)]^{0,5} = 59 \text{ m},$$

unde

p - porozitatea stratului, apreciată la 0,2; se poate măsura din probe sau se poate determina pe teren;

h - grosimea stratului de apă în puţ la funcţionarea cu debitul q_{put} .

- se calculează raportul $D_1 / a = 59/90 = 0,66$;
- cu raportul D_1/a din diagrama din figura 20 se determină rapoartele D_{am}/a, D_{av} /a, D_{lat} /a (se face trecerea de la puţ singular la grup de puţuri). Se poate apoi calcula distanţa amonte (D_{am}), distanţa aval (D_{av}) şi distanţa laterală (D_{lat}):

$D_{am}/a = 0,80$; $D_{am} = 72$ m;
$D_{av}/a = 0,80$; $D_{av} = 72$ m;
$D_{lat}/a = 0,70$; $D_{lat} = 63$ m.

Pentru dimensiunile D_{am} , D_{av} se poate adopta valoarea minimă de 50 m, având în vedere că apa se clorizează ulterior, deci o parte din impurificarea bacteriologică poate fi ţinută sub control.

În figura 20 este dat şi graficul de determinare a distanţei de protecţie în cazul unui grup de puţuri care captează apa infiltrată prin malul unui curs de apă şi curent subteran, pentru o eventuală utilizare practică.

3.4. DETERMINAREA MĂRIMII POMPEI DE VACUUM

Pompa de vacuum este necesară pentru amorsarea sistemului de sifonare (cu puţ colector sau cazan de vacuum) la început şi evacuarea aerului degajat în timpul funcţionării, atunci când apa este supusă unui vacuum destul de mare în conducta de sifonare.

În literatura de specialitate se apreciază că aerul degajat este în proporţie de (0,8...1,0) l/s /1000 m^3 apă /zi, la vacuum de 6...7 m (Trofin, P., 1083); nu avem măsurători asupra acestui fenomen întrucât în afară de aerul degajat normal, al cărui volum s-ar putea calcula, apar şi infiltrări de aer din cauza neetanşeităţilor din conductă, vane etc.

Se adoptă deci recomandarea din literatura de specialitate:

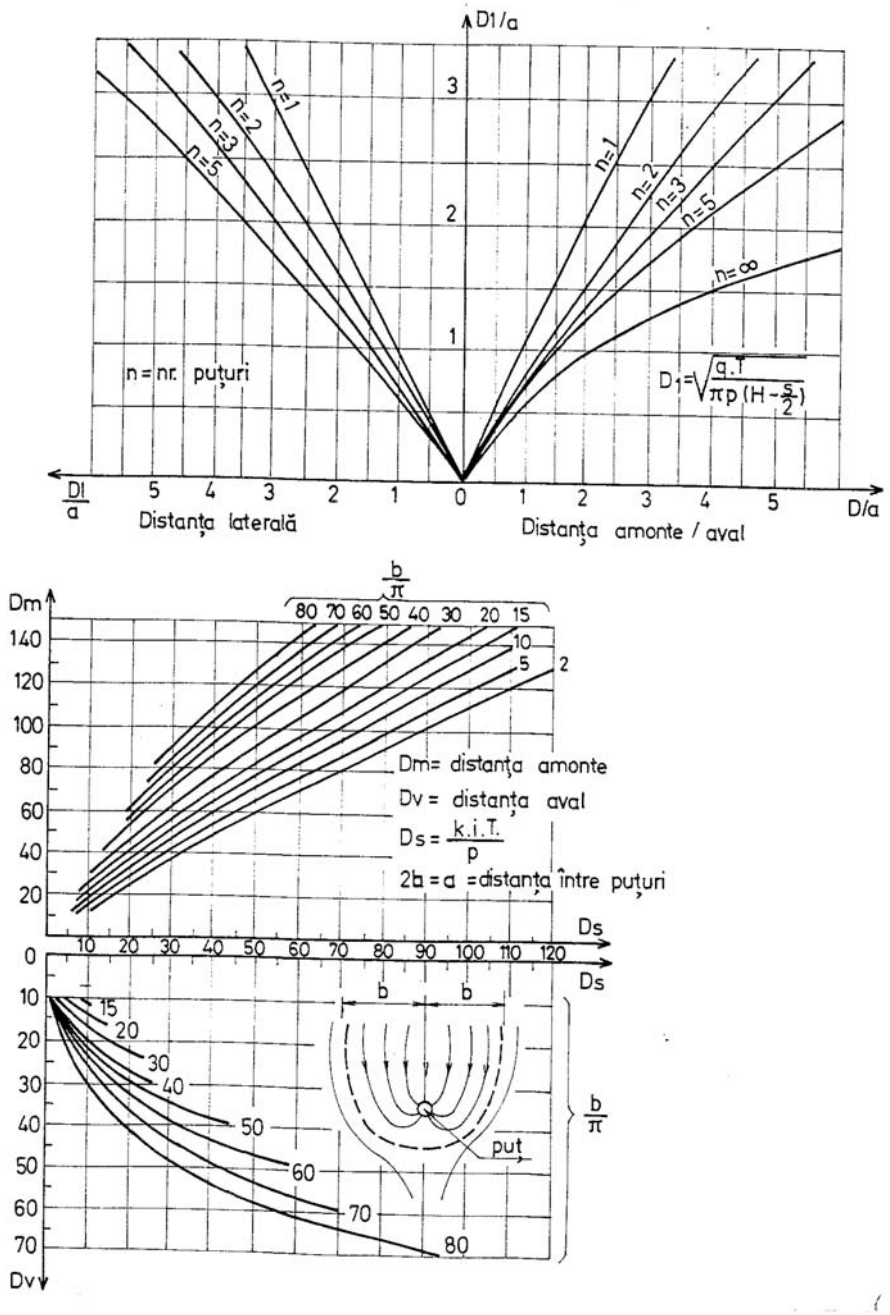


Fig. 20. Determinarea expeditivă a mărimii distanţei de protecţie sanitară; (*a*) pentru şir de puţuri în bazin, (*b*) pentru un puţ izolat în curent de apă subterană (Trofin, 1983).

$$Q_{aer} \cong 10\%\, Q_{apa};$$

$$Q_{aer} = 0{,}10 \cdot 166 \text{ l/s} = 16{,}6 \text{ l/s} = 60 \text{ m}^3/\text{h},$$

vacuumul cerut de sistem are valoarea maximă de 7,37 m coloană apă sau

$$(7{,}37/10) \cdot 760 \text{ mm Hg} = 560 \text{ mm Hg},$$

deci o presiune absolută de 760 - 560 = 200 mm Hg ce trebuie realizată în sistem.

Din catalogul de pompe pentru $Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}$ şi $H = 200$ mm Hg se alege o pompă tip MIL 402 (şi una de rezervă) cu $Q = 90 \text{ m}^3/\text{h}$, $H = 160$ mm Hg, $P = 2{,}2$ kW. Pompa va fi automatizată, pentru a putea funcţiona discontinuu, când aerul degajat este mai puţin. Aspiraţia aerului se realizează dintr-un cazan de vacuum amplasat între pompă şi puţul colector.

Pompele vor fi amplasate în staţia de pompare pentru apă (a cărei dimensionare va fi făcută). De vârfurile conductelor de sifonare se va realiza o conductă (oţel Zn) ce asigură legătura cu cazanul de vacuum. Conducta se dimensionează astfel ca să asigure o viteză de curgere a aerului de 15...20 m/s.

$A_c = Q_{aer} / v_{aer} = (16{,}6 \text{ dm}^3/\text{s})/150 \text{ dm/s} = 0{,}07 \text{ dm}^2 \Rightarrow d = 30$ mm, ţeavă de 2” .

ATENŢIE!

Pentru protecţia pompei împotriva *înecării* întâmplătoare, cu apă aspirată accidental prin conducta de aer, este indicat ca ţeava să aibă o liră la o cotă cu 10 m mai mare decât nivelul maxim al apei în puţuri; în acest fel realizând la vârf presiunea absolută zero (pe care de fapt pompa nu o poate realiza, $H_{pompa} = 160$ mm Hg), apa nu va putea trece în pompa de vacuum.

3.5. SCHIŢE ALE CONSTRUCŢIILOR NECESARE

- ***Puţ forat pentru captarea apei*** (fig. 21,*a*)

Se adoptă proiectul tip T 362R - elaborat de ISLGC

- coloană de foraj 14″3/4 (375 mm);
- coloană de filtru:
  - tip PUNTE cu şliţ de 2 mm;
  - protecţie anticorozivă cu răşină epoxi;
  - lungime $l = 6{,}50$ m;

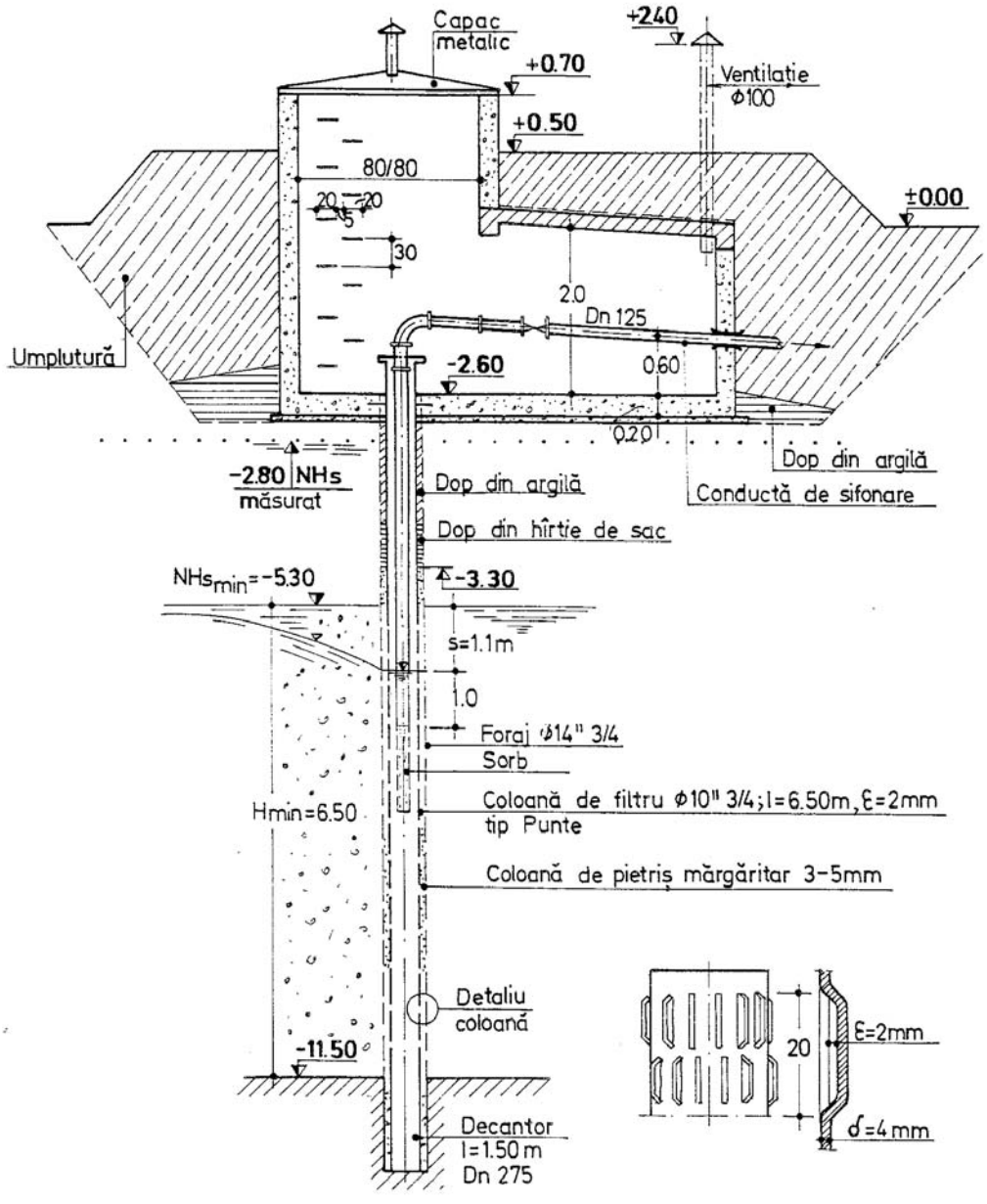


Fig. 21,*a* - Detalii constructive la puțul forat în strat freatic.

  - diametru 10″ 3/4 (circa 275 mm).
- coroană de pietriş 3...5 mm, grosime 5 cm ;
- decantor - piesă de fund :
  - diametru 275 mm;
  - lungime 1,5 m;
  - sudat pe coloana de filtru;

- conductă de sifonare Dn 125 mm;
  - sorb la capăt, din coloană tip PUNTE cu şliţ de 5 mm;
  - lungime sorb 1,0 m;
  - adâncime de amplasare a sorbului 1,0 m sub nivelul minim al apei;

- armături în căminul puţului:
  - vană plată cu oală de etansare, Dn 125;
  - contor de apă Dn 125 mm;
  - ştuţuri pentru măsurarea nivelului apei în puţ;

- căminul din beton armat cu dimensiuni în plan 12,50, nu este protejat cu hidroizolaţie;
- trecerea conductei prin pereţi se face cu o piesă simplă;

- ***Cămin pentru vane de linie*** (fig. 21,*b*)

Fiecare puţ are prevăzută o vană necesară pentru: izolarea puţului şi racordarea liniei piezometrice de pe conductă cu nivelul apei din puţ (Mănescu, A., 1975 şi 1994); reglarea debitului puţului pentru a corespunde necesarului sau nivelului apei în strat.

În lungul frontului de puţuri sunt însă necesare vane pentru tronsonarea conductei de sifonare astfel încât o oprire în partea incipientă a acesteia să nu scoată din funcţiune toată ramura.

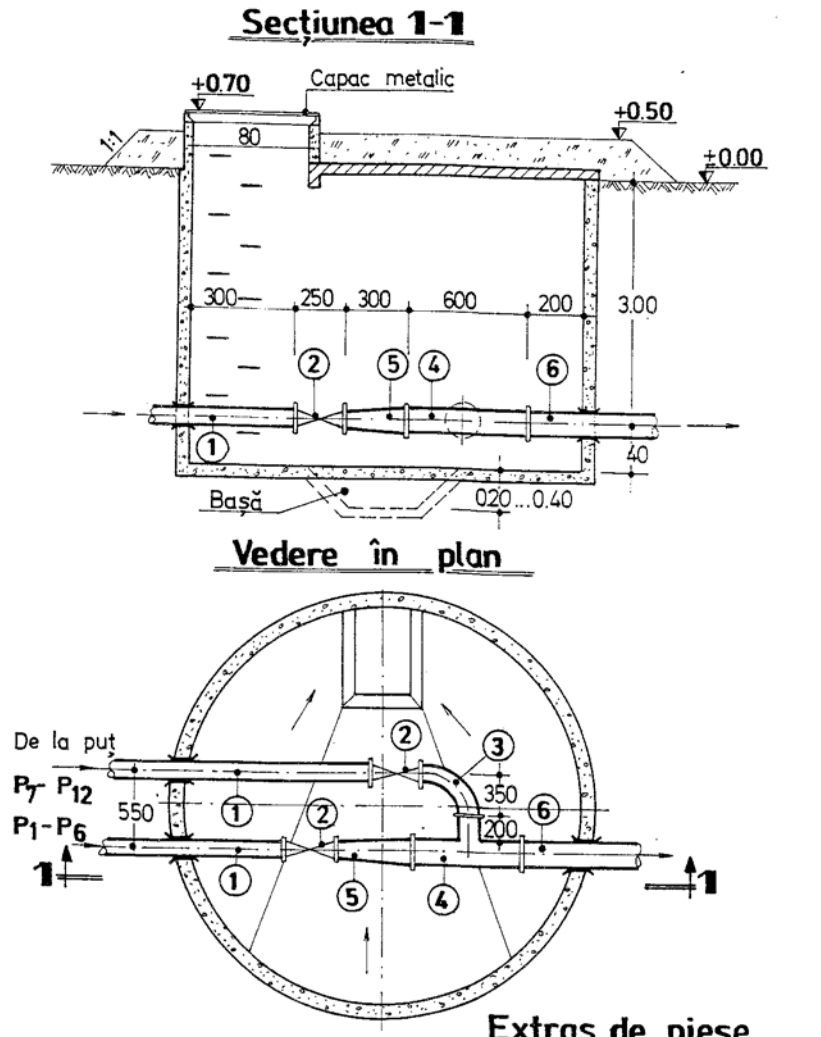
Vanele prevăzute în cămine sunt marcate pe planul de situaţie (fig. 19).

- ***Puţ colector*** (fig. 21,*c*)

Puţul colector se amenajează sub forma unui puţ cu diametru mare. Are rol de:

- închiderea capetelor aval a conductelor de sifonare;
- separarea şi reţinerea nisipului extras eventual de puţuri;
- bazin de aspiraţie pentru staţia de pompare;
- reglarea - compensarea de scurtă durată a debitelor pompate.

În figura 21,*c* este dată schiţa unui puţ săpat, cu rol de puţ colector, în care nu sunt amplasate pompe. Cazul puţului cu pompe este tratat mai târziu (fig. 35). Dimensionarea puţului se obţine astfel:



Extras de piese

POZ.	DENUMIREA	SEMN. CONV.	DIMENSIUNE	CANTIT.	GREUT.	NORMA DE FABRICATIE
1	Tub oțel cu flanșă	⊣	Dn250; l=600	2 buc.		cf. detaliu
2	Vană plată, Pn4	⋈	Dn 250	2 buc.		STAS 2550
3	Cot cu flanșă	⌐	Dn 250 ; 90°	1 buc.		detaliu
4	Teu cu flanșă	⊥	300 / 250	1 buc.		cf. detaliu
5	Reducție cu flanșă	◁	250 / 300	1 buc.		cf. detaliu
6	Tub cu flanșă	⊢	Dn300; l=600	1 buc.		cf. detaliu

Fig. 21,*b* - Detaliu de cămin de vane pe sistemul de colectare.

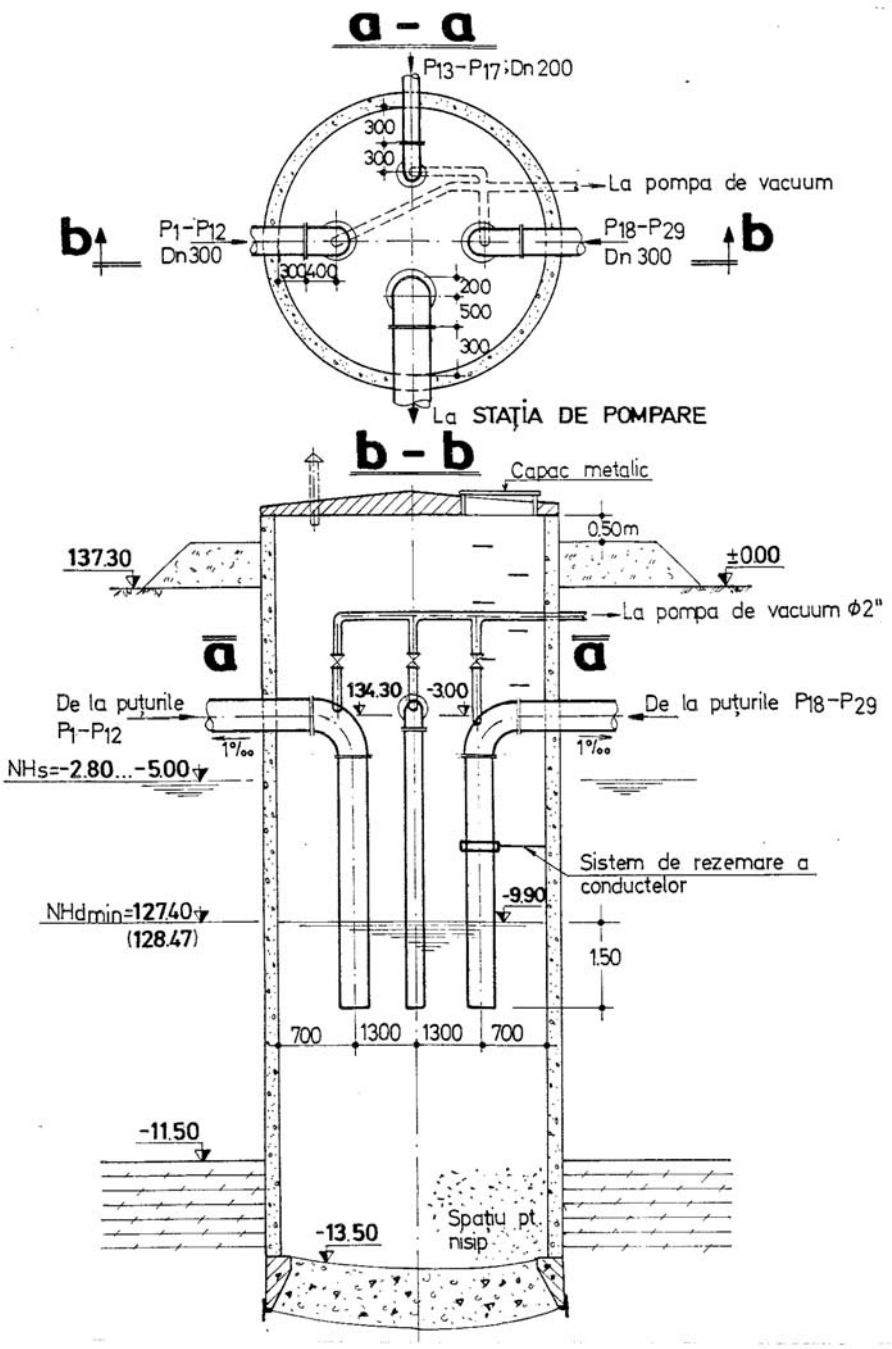


Fig. 21,*c* - Detaliu de puț colector, la sistemul de sifonare *clasică*.

- **diametrul,** să asigure amplasarea tuturor conductelor şi armăturilor**,** cu distanţa minimă între ele şi între acestea şi pereţi (se recomandă minim 25 cm);
- **înălţimea**: sub nivelul minim al apei trebuie lăsat 1...1,5 m pentru amplasarea capetelor de conductă şi sorbului, 1...1,5 m pentru un spaţiu neutru (nisipul separat să nu fie reantrenat de sorb) şi 1...2 m spaţiu pentru nisip (care se elimină periodic cu o pompă mamut sau o pompă specializată).

Planul de amplasare a puţului colector şi staţiei de pompare este schiţat în figura 22.

3.6. UNELE PRECIZĂRI SUPLIMENTARE LEGATE DE DIMENSIONAREA CAPTĂRILOR CU PUŢURI

1. Pentru dimensionarea sistemului de sifonare cu cazan de vacuum se foloseşte aceeaşi metodologie ca la sifonarea cu puţ colector. Un exemplu de dimensionare este dat în (Mănescu, A., 1989). Pentru detalii suplimentare se poate face o vizită la captarea Ulmi pentru Bucureşti (cea mai mare captare de acest fel în funcţiune din 1908) sau Crângul lui Bot lângă Ploieşti (1913). Se poate vedea şi calitatea deosebită în care au fost realizate construcţiile (în special captarea Crângul lui Bot).

2. Pentru detalii legate de dimensionarea captării cu sifonare cu cap autoamorsant se poate vedea captarea Breasta - pentru oraşul Craiova. Un exemplu de calcul este dat în (Mănescu, A., 1989).

3. Pentru o captare cu dren poate fi văzută (ce se poate vedea dintr-o asemenea captare subterană) captarea pentru oraşul Oradea (cea mai dezvoltată ca amenajare cu dren din ţară), captarea Timişeşti pentru oraşul Iaşi (cea mai mare din ţară, galerie vizitabilă), captarea Babele pentru Focşani şi Gioroc pentru Craiova (cele mai vechi din ţară).

4. Nu a fost exemplificată captarea cu puţuri săpate deoarece nu s-a mai folosit în ultimii 30 ani (un exemplu este dat în (Mănescu, A., 1989)) şi nici captarea cu puţuri cu drenuri radiale, executată o singură dată în ţară la Arcuda (nefuncţională astăzi).

5. Pentru captări importante (exemplu: Arad, Bragadiru-Bucureşti, Ploieşti etc.), cu debite peste 200...300 l/s este importantă o analiză de ansamblu a funcţionării stratului acvifer în prezenţa captării. Se poate face o modelare matematică după ce sunt determinate, pe teren, o serie de caracteristici hidrogeologice ale stratului. Pentru elemente suplimentare se poate consulta (Danchiv, A., Stematiu, D., 1997; Dassargues, A., 1995; Drobot, R., 1984).

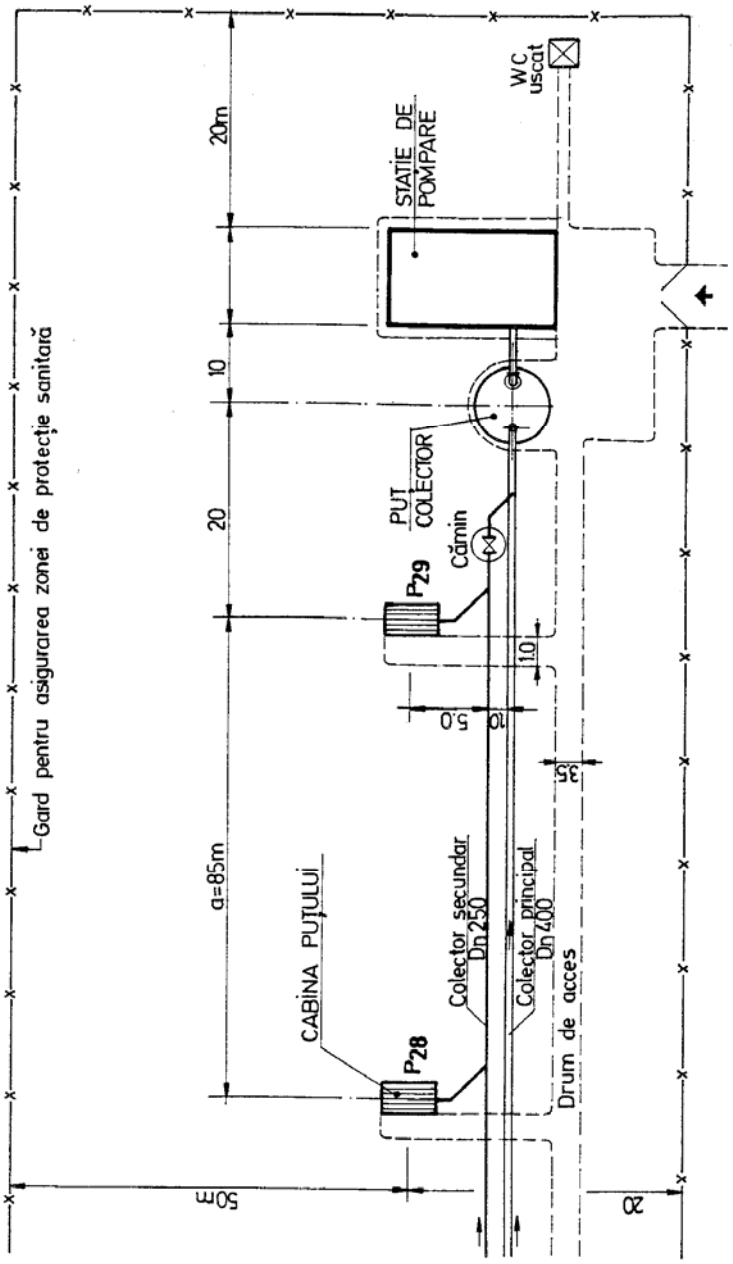


Fig. 22. Amenajarea captării în zona puțului colector.

Capitolul 4

CONSTRUCŢIA DE ÎNMAGAZINARE

4.1. INTRODUCERE

În schema de alimentare cu apă construcţia de înmagazinare este formată din REZERVOR (construcţie la sol) şi CASTEL DE APĂ (rezervor suspendat deasupra solului). Apa din rezervor este pompată cu o staţie de pompare în castelul de apă funcţie de cerinţe imediate.

Cele două construcţii au roluri aproape distincte: rezervorul asigură acumularea apei, iar castelul de apă asigură presiunea apei în reţea şi posibilitatea unei automatizări simple a funcţionarii pompelor.

Calculul va fi făcut pentru fiecare în parte însă în interacţiune. Din cauză că numărul real de locuitori este mic (25...32 000) calculul se va face numai pentru necesarul de perspectivă. Când valorile sunt semnificative calculul se va face pe etape de dezvoltare.

Din cauza multor necunoscute calculul se face pe etape:

- etapa I - de predimensionare pentru aflarea principalelor dimensiuni;
- etapa II - de stabilire a cotelor definitive;
- etapa III - de verificare a funcţionării staţiei de pompare (în special) în condiţiile concrete ale unor dimensiuni de construcţie.

Calculul va fi făcut cu procedee manuale. După înţelegerea mecanismului se poate recurge la realizarea unui program de calcul.

Etapa I

4.2. PREDIMENSIONAREA CONSTRUCŢIILOR DE ÎNMAGAZINARE

4.2.1 VOLUMUL REZERVORULUI (V_{rez})

În conformitate cu prevederile STAS 4165/88, volumul rezervorului se determină ca valoarea maximă dintre:

(1) $$V_{rez} = V_{comp} + V_{inc} + V_{supl} + V_{jus};$$

(2) $$V_{rez} = V_{comp} + V_{av} + V_{sup\,l} + V_{jus},$$

rotunjite la una din valorile: 25, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 750, 1 000, 1 500, 2 000, 2 500, 5 000, multiplu de 1 000 m^3, unde:

V_{comp}: - volumul necesar pentru compensarea valorilor debitului de alimentare şi plecare în reţea (se reaminteşte că alimentarea se dimensionează la $Q_{zi\,max}$, iar consumul în reţea la $Q_{o\max}$ pe perioada de compensare considerată; conform obişnuinţei perioada de compensare se consideră o zi medie);

V_{inc}: - volumul necesar pentru acumularea apei necesară combaterii celor *n* incendii teoretic simulate şi asigurarea consumului pe perioada stingerii incendiilor;

V_{av}: - volumul necesar pentru acumularea unei rezerve de apă pentru a asigura funcţionarea reţelei în cazul în care pe circuitul amonte rezervorului apar avarii *normale admise* (rupere conductă, întrerupere pompare, dezamorsare sifonare captare etc.);

V_{jus}: - volumul necesar pentru asigurarea necesarului de apă în anumite condiţii ce vor fi justificate;

$V_{sup\,l}$: - volumul suplimentar de apă necesar pentru compensarea debitelor pompate neuniform în rezervor ca urmare a funcţionării staţiilor de pompare amonte în afara orelor de utilizare maximă (de vârf) a energiei electrice.

Volumul rezervorului V_{rez} va fi cel mult egal cu:

$$V_{rez} \geq 0{,}5 \cdot Q_{zi\,max}, \text{ (legea 98/1994);}$$

$$V_{rez} \leq T_{max} \cdot Q_{zi\,max},$$

în care, T_{max} este valoarea maximă a timpului de trecere a apei prin rezervor, admis de normele sanitare, astfel încât calitatea apei să nu se deterioreze; de regulă se acceptă şase zile pentru rezervoarele îngropate şi două zile pentru rezervoarele aeriene, neprotejate termic; în cazuri speciale organele sanitare pot accepta/impune alte valori.

Volumul de compensare:

$$V_{comp} = a \cdot Q_I \ \ (\text{m}^3/\text{zi}),$$

în care *a* este un coeficient, dat de STAS 4156, care arată proporţia din debitul zilnic ce trebuie reţinut în rezervor.

În tabelul 14 sunt prezentate valorile lui *a* pentru calculul expeditiv al volumului de compensare.

Tabelul 14

Nr. locuitori (mii locuitori)	< 5	5 - 10	10- 20	20 - 50	50 - 100	100 - 200
a	0,50	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20

Pentru etapa de 10 ani şi 25 ani valoarea *a* este aceeaşi:

$a = 0{,}30;$

$V_{comp} = 0{,}3 \cdot 14\ 250 = 4\ 275\ \text{m}^3;$

Volumul de incendiu:

V_{inc} -conform prevederilor STAS 1343/1-1996, a fost calculat în §. 2.4.

$V_{inc} = 2\ 168\ \text{m}^3;$

Volumul de avarie:

$$V_{av} = Q_{min}\,(T_{av} - T_i) - Q' \cdot T_{av} \quad (\text{m}^3),$$

unde:

Q_{min} este debitul minim (m^3/h) ce poate fi asigurat pe perioada avariei; pentru localităţi se adoptă valori de ordinul 60...80% din debitul mediu orar al zilei cu consum maxim funcţie de mărimea localitaţii.

Se aproximează:

$$Q_{omed} = Q_{zi\,max}/24 = Q_I/24 \ \ (\text{m}^3/\text{h}),$$

rezultă:

$$Q_{min} = 0{,}6\,Q_I;$$

$$Q_{min}\ 0{,}6\cdot 14\ 250/24=356{,}25 \cong 356\ \text{m}^3/\text{h}.$$

T_{av} (ore) = timpul maxim de remediere a unei avarii pe sectorul amonte rezervorului, sau de scoatere din funcţiune a staţiilor de pompare ca urmare a întreruperii cu energie electrică (sursă singulară de alimentare). T_{av} se apreciază astfel:

– 18 ... 24 ore pentru aducţiuni din tuburi PREMO Dn 800 - 1000 mm, funcţie de rapiditatea şi mijloacele de intervenţie;

– 8 ... 16 ore pentru alte aducţiuni funcţie de lungimea aducţiunii, dificultatea traseului, tipul de material etc;

– maxim 10 ore pentru avaria la alte obiecte ale sistemului de alimentare cu apă, de la caz la caz funcţie de importanţa acestora şi dificultăţile de intervenţie;

– când rezervorul este alimentat prin pompare T_{av} se va lua egal cu timpul maxim admis pentru oprirea staţiilor de pompare dacă acesta este mai mare ca timpii menţionaţi mai sus sau 10 ore, când acesta este mai mic; conform STAS 10110/85 staţia de pompare este de categoria II şi întreruperea ei din cauza alimentării cu energie nu poate depăşi 2 ore;

– în cazul aplicaţiei, aducţiunea este scurtă, diametrul mic, o singură pompare; se adoptă valoarea: T_{av} = 8 ore;

$$V_{av} = 356{,}86\ (8 - 4) = 1425\ \text{m}^3.$$

T_i (ore) = timpul maxim de întrerupere a alimentării cu apă a localităţii; se apreciază pentru localităţi conform tabelului 15, iar pentru industrii funcţie de mărimea pagubei ce se poate produce şi posibilităţii de cooperare cu alte sisteme de alimentare cu apă.

Tabelul 15

Mărimea localităţii (mii loc.)	10	10...50	50...100	> 100
T_i (ore)	6	4	2	0

Pentru localitatea de 25...32000 locuitori se adoptă valoarea T_i =4 ore;

Q′(m^3/h) = debitul ce se poate obţine de la alte surse rămase în funcţiune, când celelalte au fost oprite; când există o singură sursă Q′= 0, iar când sunt mai

multe surse se consideră că cea mai mică (sursa cu debitul cel mai mic) şi mai sigură rămâne în funcţiune.

Având o singură sursă de alimentare cu apă Q′= 0.

$V_{supl} = 0$, se apreciază că nu este nevoie de un volum suplimentar de apă;

$V_{jus} = 0$; vor apărea volume suplimentare ca urmare a rotunjirii volumului total al rezervorului, sau pentru a ajunge la prevederea legii 98/1994, necesarul pentru 24 ore (deci 7 100 m^3).

Volumul rezervorului va fi:

(1) $$V_{rez} = V_{comp} + V_{inc};$$

$$V_{rez} = 4\ 275 + 2\ 168 = 6\ 443\ m^3;$$

(2) $$V_{rez} = V_{comp} + V_{av};$$

$$V_{rez} = 4\ 275 + 1\ 425 = 5700\ m^3.$$

Cum ambele valori sunt sub valoarea de 7 100 m^3 se adoptă ca valoare necesară valoarea 7 100 m^3.

Pentru asigurarea volumului de 7 100 m^3 (minim necesar) se alege un rezervor, după volumele tipizate, de 2·4 000 m^3 sau 2·5 000 m^3 după proiect tip IPCT.

$$V_{rez} = 2 \cdot 5\ 000\ m^3.$$

Din motive de siguranţă,volumul suplimentar (8 000 - 6 443 =1 557 m^3) va intra în rezerva de apă protejată; rezerva de incendiu va avea deci 3 725 m^3.

4.2.2. COTA REZERVORULUI (C_R)

Cota rezervorului rezultă din considerente constructive, rezervorul fiind prevăzut pe sol într-un amplasament dictat de amplasamentul castelului de apă.

Construcţia se aşează pe sol, la adâncimea minimă constructivă (adaptarea proiectului tip). Cota rezervorului va fi 134, iar cota maximă a apei va fi 142,2 (fig. 24).

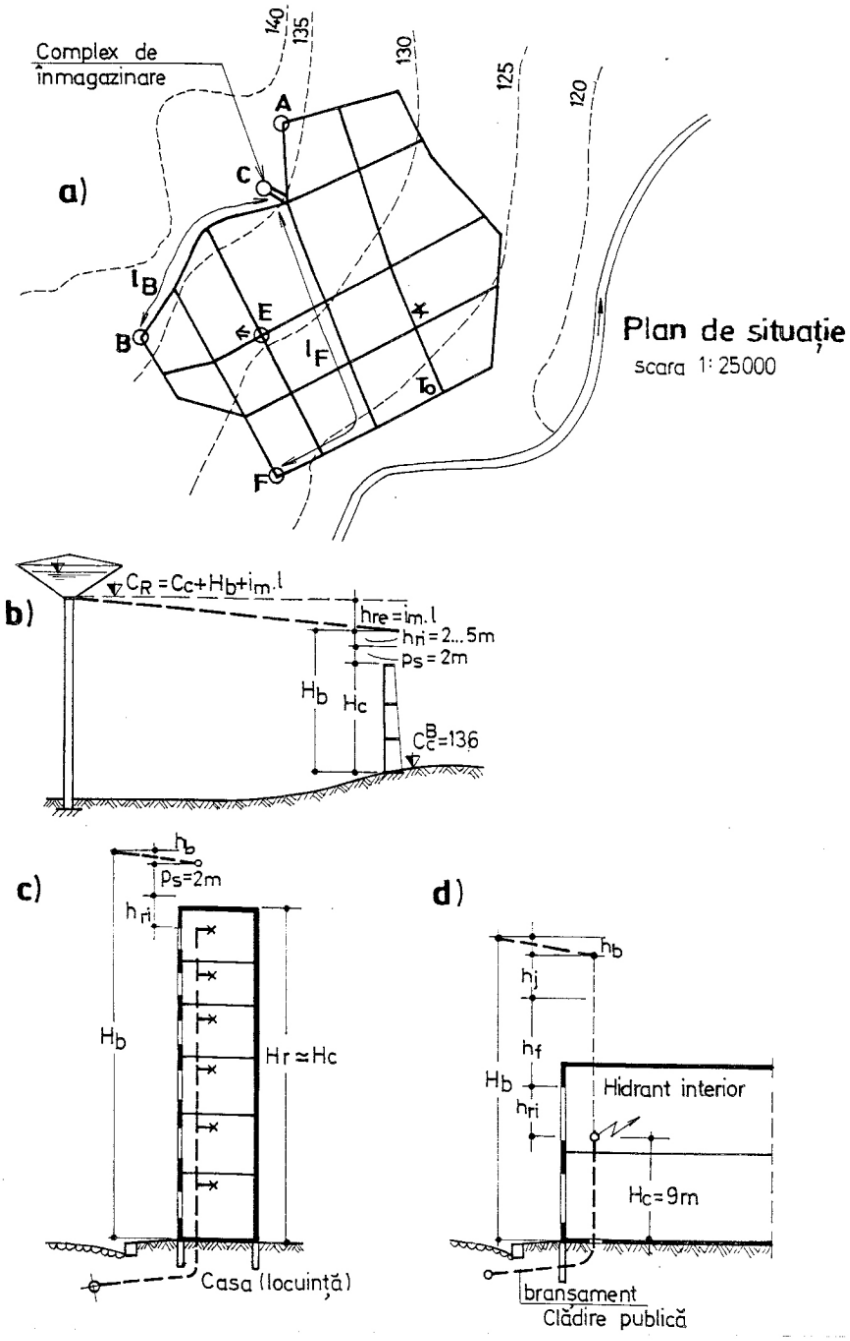


Fig. 23. Determinarea cotei castelului de apă (*a,b*) şi a presiunii la branşament pentru o clădire simplă (*c*) sau cu hidrant interior (*d*).

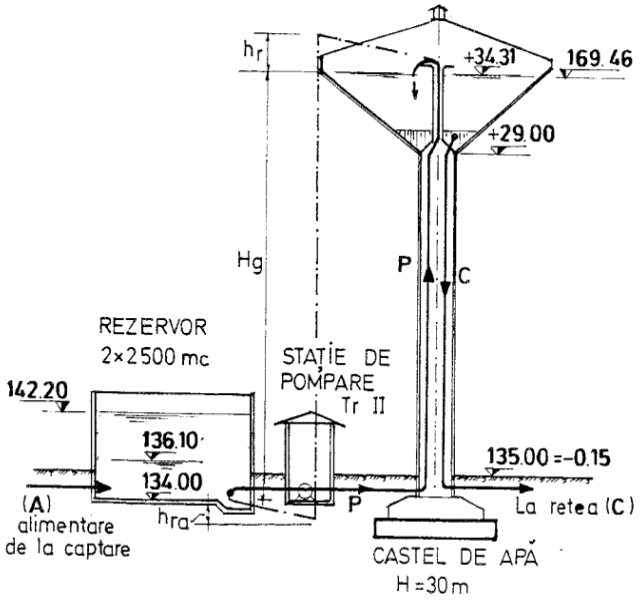


Fig. 24,*a* - Cotele de amplasare a rezervorului şi castelului de apă.

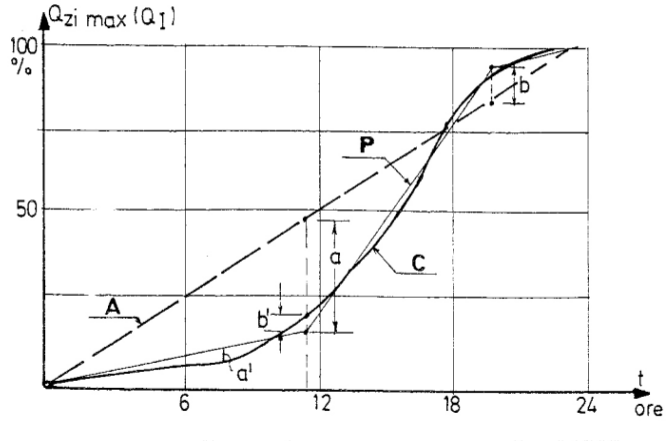


Fig. 24,*b* - Schema de determinare a volumului de compensare în rezervor şi castel.

4.2.3. COTA CASTELULUI DE APĂ

La definitivarea schemei de alimentare cu apă a fost necesar să se facă o primă apreciere a mărimii castelului de apă. S-a preconizat un castel de 500 m^3 volum şi 25 m înălţimea turnului. Acum este necesar să fie determinată înălţimea corectă a castelului pentru a putea găsi regimul de pompare. Trebuie făcută observaţia că şi această cotă mai poate suferi modificări dacă din dimensionarea reţelei rezultă că acest lucru este necesar.

Din figura 25 rezultă cota castelului ca fiind valoarea maximă a sumei

$$C_{RC} = C_c + H_b + h_e$$

unde:

C_c = cota terenului pe care se găseşte branşamentul utilizatorului de apă; pentru a reduce la minimum numărul de încercări, se aleg de la început acele puncte care pot da cote mai înalte ale castelului şi anume:

- punctul de cotă maximă în zona alimentată cu apă (v. punctul A);
- punctul (punctele) de cotă mare a terenului şi pe care se găsesc utilizatori care cer o presiune mare la branşament, punctul E, casă cu hidranţi interior *i*;
- puncte de cotă mare aflate la cea mai mare distanţă faţă de castelul de apă, punctul B;
- alte puncte apreciate că pot conduce la cote mari.

h_e - pierderea de sarcină, apreciată, între castel şi punctul luat în considerare, asigurând curgerea apei pe drumul cel mai scurt (L); se apreciază că panta hidraulică medie (i_m) este de ordinul 0,003... 0,005 şi deci:

$$h_e = i_m \cdot L,$$

Pierderea reală de sarcină (ca de altfel şi cota reală necesară pentru castel) va fi cunoscută numai după dimensionarea reţelei; la dimensionarea reţelei se va ţine seamă de pierdere medie de energie adoptată.

H_b - presiunea necesară la branşament (punctul de legatură între reţeaua comunală de distribuţie şi reţeaua interioară a blocului); din figura 23 rezultă că:

$$H_b = H_c + h_{ri} + h_b + p_s,$$

unde:

h_b = pierderea de sarcină pe conducta de legatură (branşament), inclusiv apometru, vane de izolare etc.; se apreciază la 1 - 2 m;

h_{ri} = pierderea de sarcină pe reţeaua interioară pe tronsoanele de conducte ce asigură curgerea apei până la punctul cel mai depărtat de branşament; se apreciază la 2...3 m funcţie de mărimea reţelei, înălţimea casei etc.; se poate calcula dacă se cunoaşte schema reţelei interioare de distribuţie;

H_c = înălţimea celui mai ridicat robinet de prelevare a apei; pentru clădiri civile se poate aproxima că această înălţime este egală cu înălţimea casei întrucât ultimul robinet se află lângă tavanul ultimului nivel; $H_c = c \cdot 3$ (m) (c = numărul de caturi, nivele ale casei); aici se consideră înălţimea unui nivel de 3 m;

p_s = presiunea de serviciu la robinetul de utilizare a apei, necesară pentru asigurarea curgerii apei (asigurarea debitului $p'_s = V^2/2g$ şi pierderii de sarcină în robinet - $p''_s = \xi\, V^2/2g$):

- pentru locuinţe cu robineţi simpli (numai apă rece) $p_s = 2$ m, iar pentru robineţi dubli (apă rece-apă caldă) $p_s = 3$ m;
- pentru hidranţii interiori p_s se calculează funcţie de debitul jetului, lungimea jetului şi diametrul duzei.

Un exemplu de calcul pentru determinarea p_s pentru hidrant:

Un calcul simplificat al presiunii la hidrantul de incendiu interior decurge astfel /7/:

$$p_s = h_f + h_j,$$

h_f = pierderea de sarcină în furtunul, de lungime ℓ, cu care este echipat hidrantul, la debitul hidrantului q_{1h}

$$h_f = 0{,}015 \cdot \ell \cdot q_{1h}^2 = 0{,}015 \cdot 20 \cdot 2{,}5^2 = 1{,}87 \text{ m},$$

pentru un furtun de cânepă, lung de 20 m şi pentru un debit al jetului de 2,5 l/s (punctul E unde pentru cinematograf sunt în funcţiune două jeturi a 2,5 l/s fiecare);

h_j = presiunea necesară pentru a obţine la vârful ajutajului metalic o vâna de apă compactă cu lungimea cerută (ℓ_j); se adoptă valoarea de 9 m, conform STAS 1478 - anexa A; anexa A din STAS 1478 transformată este redată în anexa 6.

$$\ell_j = \beta_1 \cdot H_V ,$$

β_1 = coeficient funcţie de înclinare a direcţiei de lansare a jetului (θ);

β_1 = 1,3, pentru θ = 15°;

β_1 = 1,20, pentru θ = 30°;

β_1 = 1,312, pentru θ = 45°;

H_V = presiune la ieşire din ajutaj (m), cu viteza V ($H_V \cong h_j$):

$$H_V \cong V^2/2g.$$

Ajutajele sunt produse la dimensiunile diametrului de 8, 14, 20, 26, 32 mm. Urmează un calcul prin aproximaţii succesive:

$H_V = \ell_j / \beta_1$ = 9/1,2 = 7,5 m (θ = 30°, înălţimea casei este relativ mică);

$V = \sqrt{2gH_V}$ = 12,1 m/s;

q_{ih} / V = A = $\pi D^2 / 4$; $A = 2{,}06 \cdot 10^2$ dm^2 ; D = 16,4 mm;

se alege un ajutaj cu diametrul D = 14 mm, $A = 1{,}5 \cdot 10^{-2}$ dm^2 ;

$V = q_{ih}/A$ = 2,5 /$1{,}5 \cdot 10^{-2}$ =16,6 m/s;

$H_V \cong V^2/2g$ =14 m;

$\ell_j = \beta_1 \cdot H_V$ = 16 m,

deci:

$p_s = h_f + \ell_j$ = 1,87 + 14 m = 15,87 m.

Pentru clădirile publice s-a considerat ca au maxim parter şi un nivel, cu înălţimea nivelului 4 m şi amplasarea hidrantului la 1 m peste pardoseala ultimului nivel, deci $H_c = 5$ m.

Presiunea la branşament va fi:

– pentru clădirile publice, cu hidranţi interiori:

$$H_b = H_c + h_{ri} + p_s + h_b,$$

cu: $H_c = 5$ m, $h_{ri} = 2$ m, $p_s = 15{,}87$ (calculat anterior), $h_b = 1$ m, (apreciat);

$H_b = 5 + 2 + 15{,}87 + 1 \cong 24$ m;

– pentru clădirile de locuit:

$h_{ri} = 3$ m; 2 m pentru p_s; 1 m pentru h_b şi 3 m înălţimea caturi;

cu: $H_b = (4+1)\cdot 3 + 3 + 2 + 1 = 21$ m.

Se poate calcula cota minimă a rezervorului (cuvei) castelului de apă;se apreciază că punctele care pot da valori maxime sunt: A, B, E, F (fig. 23). Rezultatul calculului este dat în tabelul 16.

Tabelul 16

Estimarea cotei necesare pentru cuva castelului de apă

Punctul	C_c	H_b [m]	h_e [m]			
			i_m	$i_m \cdot L$[m]	L [m]	C_{RC}
A	137	21	0,005	2,0	400	160
B	136	21	0,005	5,0	1000	**162**
E	131	24	0,005	4,75	950	159,75
F	127	21	0,005	9,35	1870	157,35

Rezultă că punctul B solicită cea mai mare cotă a castelului (162 mdM).

Înălţimea turnului castelului de apă va fi:

$$162 - 135 = 27 \text{ m}.$$

Pentru a putea folosi proiectul tip se alege o înălţime a turnului de 30 m şi deci cota castelului va fi:

$$C_{RC} = 135 + 30 = 165 \text{ m}.$$

Se observă că această cotă diferă numai cu 5 m faţă de cota apreciată iniţial, cotele de amplasare a construcţiilor, **rezervor, stație de pompare, castel de apă** vor fi cele din figura 24.

4.3. DETERMINAREA VOLUMULUI REAL DE COMPENSARE

4.3.1. INTRODUCERE

Pentru determinarea capacităţii reale de compensare a castelului şi deci şi a rezervorului precum şi a echipării staţiei de pompare, este necesar să fie cunoscute (real sau apreciat):

– *curba reală de consum*, de utilizare a apei în localitate; în literatura de specialitate, ca şi în formulările mai vechi ale STAS 1343 sunt date asemenea elemente; trebuie menţionat că în realitate această curbă este specifică fiecarei localităţi, ea rezultă ca o curbă înfăşurătoare a unei multitudini de curbe reprezentând modul de utilizare a apei în fiecare zi a anului; o apreciere cât mai corectă, urmată de măsurători în sistem, după darea lui în exploatare, poate conduce la o funcţionare raţională a sistemului; ca atare volumul real de compensare va fi cunoscut după o exploatare raţională a sistemului de alimentare cu apă;

– *curba reală de alimentare* cu apă a rezervorului; de regulă pentru a avea o exploatare mai simplă se asigură alimentarea continuă şi uniformă 24 ore/zi; există însa posibilitatea ca în anumite situaţii alimentarea să se facă şi altfel apa pompată uniform din puţuri (pentru protecţia puţurilor) se acumulează într-un rezervor tampon lângă captare; din acest rezervor tampon apa se repompează în regim variabil (debit mare între orele 22-5 şi 10-18, când consumul electric este mic şi costul energiei este mai mic şi debit zero în perioada 18-22 şi 5-10 dimineaţa când energia este scumpă; aceasta presupune (a) un rezervor tampon relativ mare, (b) o repompare a apei, (c) o aducţiune cu diametru mai mare; dacă se demonstrează că este mai raţională, soluţia poate fi adoptată; în calculele urmatoare s-a considerat *alimentarea uniformă cu apă a rezervorului*;

– o limită superioară a volumului maxim a cuvei castelului de apă (din motive tehnologice sau constructive); această limită permite alegerea tipului de castel, deci cunoaşterea cotei nivelului apei - cota de refulare a apei de către pompă.

4.3.2. DATE DE PLECARE

– castel de apă cu volum de $300\,m^3$, înălţimea turnului 30 m, cote reale în figura 25;

– alimentarea cu apă a rezervorului (curba A în fig. 24) uniformă şi constantă:

debitul orar va fi: $14250\,/24 = 594\,m^3/h$

sau în valori relative (consum orar din consum zilnic) (594/14 250)100 = 4,16%;

– calculul se va face pentru etapa finală, deci:

$$Q_I = 14\ 250\ \text{m}^3/\text{zi};$$

– utilizarea apei din castel (curba C) este dată cu valori în procente, direct în tabelul de calcul, tabelul 17 - coloana 5; cifra din dreptul fiecărei ore multiplicată cu Q_I exprimă consumul de apă din castel în ora respectivă, deci:

$$Q_{o\min} = (1{,}5/100)\cdot 14\ 250 = 213\ \text{m}^3/\text{h};$$

$$Q_{o\max} = (6{,}25/100)\cdot 14\ 250 = 890\ \text{m}^3/\text{h};$$

– se apreciază pierderea de sarcină pe sistemul de pompare la 1,0 m (pierderi locale şi distribuite);

– se stabileşte numărul maxim de porniri/opriri a pompelor (de regulă maximum 8... 10/oră).

NOTĂ. Atunci când curba *C* (*t*) nu este cunoscută, sau nu se poate aprecia practic, nu pot fi făcute asemenea calcule; neefectuarea unor asemenea calcule poate însă conduce la o alegere greşită a pompelor: acestea vor funcţiona cu randamente scăzute, vor avea un număr mare de porniri/cu riscul arderii motoarelor/sau lucrul cel mai grav, nu vor putea asigura debitul maxim cerut pentru consumul de vîrf, volumul castelului fiind prea mic/dar existent, executat/ pentru regimul real de pompare.

Este bine să se aprecieze o asemenea curbă după datele din literatură sau prin măsurători pe sisteme de alimentare cu apă ce se exploatează în condiţii similare.

4.3.3. DETERMINAREA VOLUMULUI

Se apreciază tipul de pompă necesar în staţia de pompare plecând de la ideea că regimul de pompare trebuie să fie aşa de elastic încât (v. fig. 24, 27,*a*.), *să se poată obţine o curbă de alimentare a castelului cât mai apropiată de cea de consum* (dacă ele coincid, teoretic, nu este nevoie de volum de compensare în castel); cum debitul minim cerut este de durată mare (v. tabelul 17, coloana 5)

Tabelul 17

Calculul volumului de înmagazinare (compensare) %

Ora	Alimentare		Pompare		Consum		Diferenţe				Nr. pompe
	orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	*A – C* (+)	*A – C* (-)	*P – C* (+)	*P – C* (-)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0 – 1	4,16	4,16	2,0	2,0	1,5	1,5	2,16	-	0,5	-	1
1 – 2	4,17	8,33	2,0	4,0	1,5	3,0	4,33	-	1,0	-	1
2 – 3	4,17	12,50	-	4,0	1,5	4,5	8,50	-	-	0,5	-
3 – 4	4,16	16,66	2	6,0	1,5	6,0	10,66	-	-	-	1
4 – 5	4,17	20,83	2	8,0	2,5	8,5	12,83	-	-	0,5	1
5 – 6	4,17	25,00	4	12,0	3,5	12,0	13,0	-	-	-	2
6 - 7	4,16	29,16	4	16,0	4,5	16,5	13,16	-	-	0,5	2
7 - 8	4,17	33,33	6	22,0	5,5	22,0	11,0	-	-	-	3
8 - 9	4,17	37,50	6	28	6,25	28,25	9,5	-	-	0,25	3
9 - 10	4,16	41,66	6	34	6,25	34,50	7,66	-	-	0,50	3
10 - 11	4,17	45,83	6	40	6,25	40,75	5,83	-	-	0,75	3
11 - 12	4,17	50,00	8	48	6,25	47,00	2,0	-	1,0	-	4
12 - 13	4,16	54,16	6	52	5,00	52,00	2,16	-	-	-	3
13 - 14	4,17	58,33	6	58	5,00	57,00	0,33	-	-	-	3
14 - 15	4,17	62,50	4	62	5,00	62,50	0,50	-	-	0,5	2
15 - 16	4,16	66,66	6	68	6,00	68,50	-	1,34	-	0,5	3
16 - 17	4,17	70,83	6	74	6,00	74,50	-	3,17	-	0,5	3
17 - 18	4,17	75,00	6	80	5,50	80,00	-	5	-	-	3
18 - 19	4,16	79,16	6	86	5,00	85,00	-	6,84	1	-	3

Tabelul 17 (continuare)

Ora	Alimentare		Pompare		Consum		Diferenţe				Nr. pompe
	orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	*A – C* (+)	*A – C* (-)	*P – C* (+)	*P – C* (-)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
19 - 20	4,17	83,33	4	90	4,50	89,50	-	6,67	0,5	-	2
20 - 21	4,17	87,50	4	94	4,00	93,50	-	6,50	0,5	-	2
21 - 22	4,16	91,66	2	96	3,00	96,50	-	4,34	-	0,5	1
22 - 23	4,17	95,83	2	98	2,00	98,50	-	2,17	-	0,5	1
23 - 24	4,17	100	2	100	1,5	100	-	-	-	-	1

rezultă că o pompă care să asigure acest debit este necesară; trebuie încercat dacă un multiplu raţional al aceleaşi pompe asigură debitul maxim:

$$Q_{o\max} / Q_{o\min} = 6{,}25/1{,}5 = 4 \text{ pompe.}$$

Pentru a găsi pompa este necesară şi înălţimea de pompare:

$$H = H_g + h_r = (169{,}46 - 136{,}10) + 1 = 33{,}36.$$

unde: H_g este înălţimea geodezică de pompare, iar h_r pierderea de sarcină.

Pentru debitul 213 m^3/h şi înălţimea 33 m se caută o pompă; din catalog rezultă pompa tip CERNA 200, rotor 330 mm, 1450 rot./min. şi puterea de 37kW.

Caracteristica pompei: Q =290 m^3/h; H = 33,5; η =80 % (randamentul pompei funcţionând singură nu în instalaţie).

Se poate calcula debitul orar asigurat de pompă, în procente:

$$(290/14\ 250)\cdot 100 = 2{,}0\ \%.$$

Acum se poate începe calculul efectiv.

Pentru uşurinţă se lucrează într-un tabel (tabelul 17); toate valorile fiind calculate în procente, pentru uşurinţa calculului. Completarea coloanelor şi liniilor în tabel se execută astfel:

- se completează coloanele 0, 1, 5;
- se completează pe linii coloanele 2 şi 6 prin cumulare succesivă a valorilor orare; pentru control la ora 23-24 suma trebuie să fie 100 %;
- în coloana 3 se introduce un debit pompat apropiat de cel de consum, coloana 5, pentru un număr întreg de pompe (coloana 11);
- se obţine prin cumulare succesivă pe linii, coloana 4;
- se scade, pe linie, din coloana 4 (curba de alimentare a castelului) coloana 6 (curba de consum), iar diferenţa se trece în coloana 9 sau 10 după cum diferenţa (atenţie P - C) este pozitivă sau negativă;
- din coloanele 9, 10 în final se aleg valorile maxime, pozitive (a′), şi negative (b′); în cazul de faţă a′=1,00 %, b′=0,75 %;
- se calculează volumul de compensare real din castel:

$$V_{comp}^{C} = [(a' + b')/100]\cdot 14\ 250 = 249\ m^3;$$

- dacă valoarea se consideră bună, aici este bună, atunci se completează tabelul în continuare; dacă volumul este prea mare se aleg alte valori ale pompării şi se reface calculul până la volumul de castel care este apreciat ca fiind bun;
- se scad pe linie valorile coloanei 4 din valorile coloanei 2 (A- P), iar diferenţele se trec în coloanele 7, 8 după cum sunt pozitive sau negative;
- se poate calcula volumul de compensare din rezervor:

$$V_{comp}^{R} = [(a + b)/100]\cdot 14\,250 = [(13{,}16 + 6{,}84)/100]\cdot 14\,250 = 2\,850\ \text{m}^3.$$

4.3.4. REZULTATE ŞI COMENTARII

Castelul de apă. Pentru a′=1,00 % şi b′=0,75 % (fig. 24) rezultă un volum de compensare în castel de 249 m^3.

În castel este însă necesar să se păstreze şi rezerva de incendiu pentru combaterea efectivă a incendiilor (*n*) din interior:

$$V_{inc}^{i} = T_i \cdot \sum Q_{ii} \cdot 3{,}6 = 9\ \text{m}^3.$$

Rezultă un volum al castelului de:

$$V_{castel} = V_{comp}^{C} + V_{inc}^{i} = 249+9=258\ \text{m}^3.$$

Se poate adopta un castel de 300 m^3, după proiectul tip.

Execuţia unui castel de 300 m^3 este o problemă complexă şi laborioasă, dar nu imposibil de rezolvat.

NOTĂ: Când suma valorilor pompate nu este 100%, apa nu este pierdută sau lipseşte, ci se utilizează în ziua următoare când volumul din rezervor este mai plin cu volumul de apa echivalent cu procentul rămas până la 100%.

Automatizarea pompelor se face după nivelul de apă din castel, nu după timp (se poate şi după timp).

Deci *castelul* va avea *300* m^3 volum şi *30* m înălţime.

Rezervorul. În rezervor va trebui pastrată:

- rezerva de incendiu 2·1 862=3 724 m^3;
- volumul de compensare:
  - valoare calculată conform STAS este 4 275 m^3;

– valoare calculată 2 850 m^3 din calculul de compensare. Fiind acoperitoare se adoptă valoarea dată după recomandarea STAS.:

$$V_R = 3\ 724 + 4\ 275 = 8\ 000\ m^3.$$

Se adoptă pentru rezervor soluţia: $2 \cdot 5000\ m^3$, rezervor din beton precomprimat.

Staţia de pompare. Din tabelul 17 rezultă că numărul maxim de pompe în funcţiune este de 4.

Pompele au toate aceeaşi mărime CERNA 200 cu rotor 330 mm şi caracteristicile:

$$Q = 290\ m^3/h, \qquad H = 34\ m.$$

Rezultă că pentru a asigura o funcţionare normală a alimentării cu apă vor fi necesare 4 + 1 pompe (una de rezervă) de tip C 200. Debitul staţiei va fi cuprins între 290 şi 1 160 m^3/h.

În caz de incendiu însă din rezervor mai trebuie pompat şi debitul pentru combaterea din exterior a acestuia, deci 2·20 l/s = 144 m^3/h. Din debitele de dimensionare ale reţelei rezultă însă că în caz de încendiu debitul necesar este de Q_{II}^{v} =205 l/s. Ca atare cele patru pompe pot asigura debitul şi în această perioadă cu condiţia ca staţia de pompare să aibă două linii de alimentare cu energie electrică, pentru siguranţă în funcţionare.

4.4. ELEMENTE CONSTRUCTIVE

Rezervorul. Se adoptă proiectul tip IPCT, cuva din beton precomprimat, 2·5 000 m^3. Elementele constructive principale sunt date în figura 25. Este dată şi o schemă cu instalaţia hidraulică (pentru conducte diametrul rezultă din condiţia ca viteza să aibă valori 0,8... 1,2 m/s).

Castelul de apă. Pentru valorile determinate V= 300 m^3 şi H = 30 m, s-a ales proiectul tip IPCT. Principalele elemente constructive sunt date în figura 25. Este dată şi schema instalatiei hidraulice.

Staţia de pompare. Se alcătuieşte schema tehnologică a staţiei de pompare pentru cele cinci pompe necesare. După amplasarea şi definitivarea instalaţiei hidraulice *se imbracă* spaţiul necesar într-o construcţie care să aibă dimensiuni modulate astfel încât să se poată utiliza elementele prefabricate pentru acoperiş.

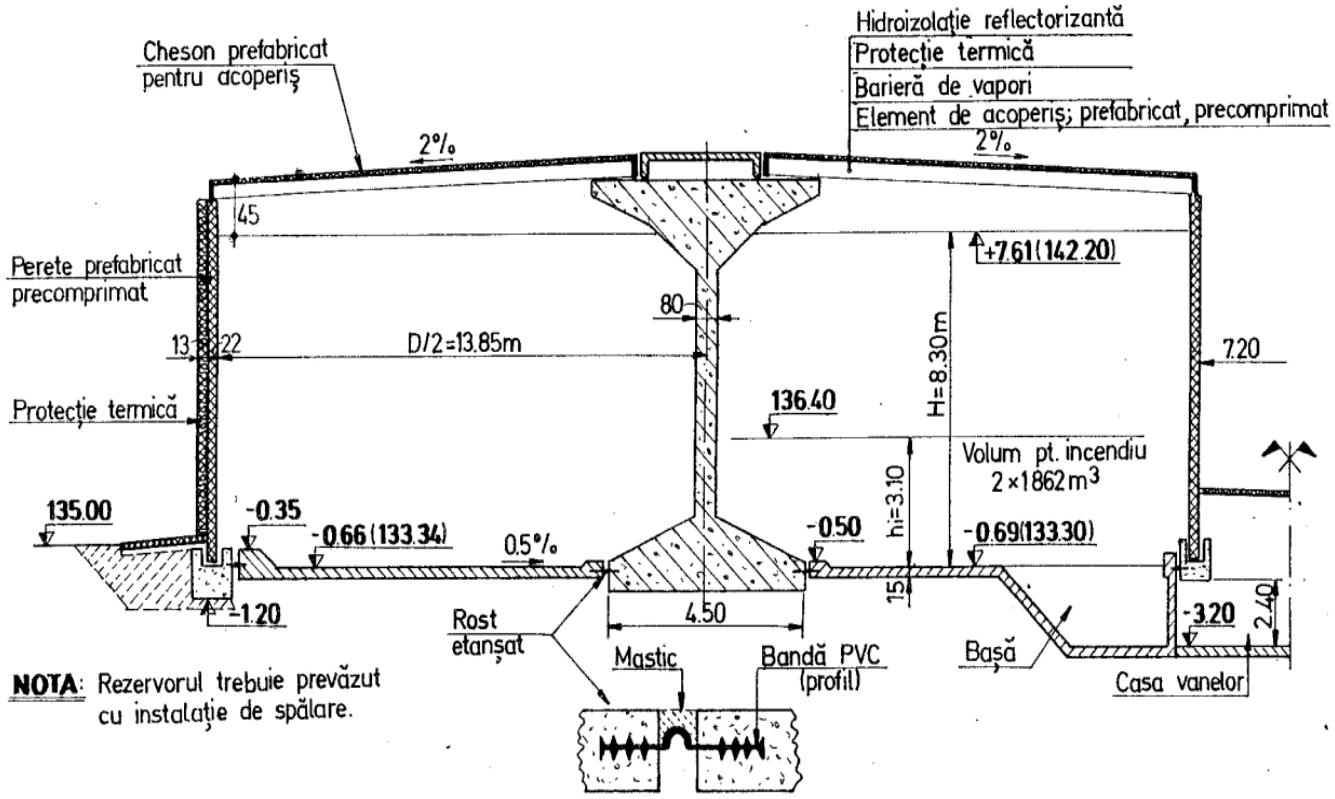


Fig. 25,*a* - Rezervor de 2 x 5.000 m^3 ; schița cu cote.

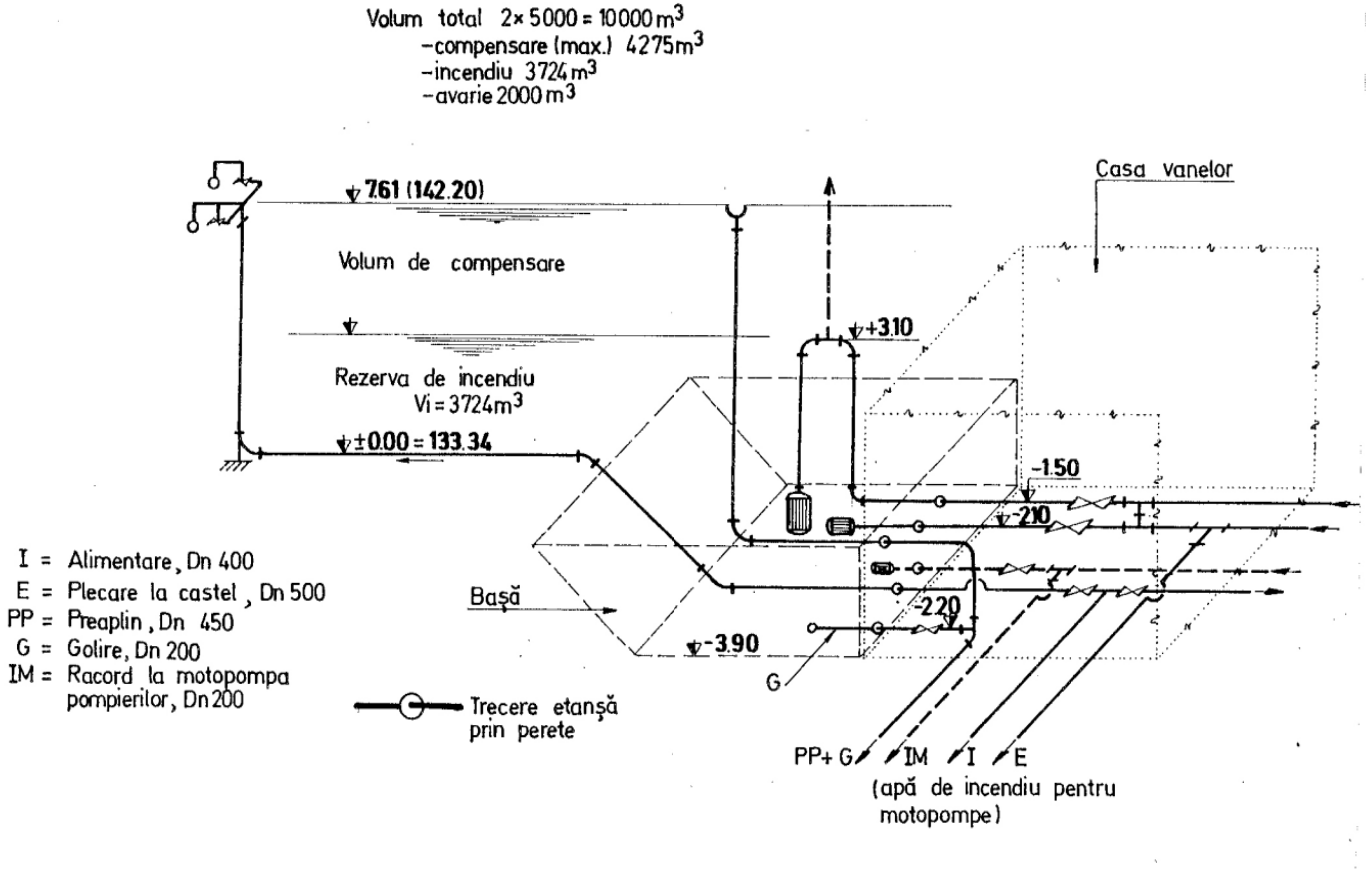


Fig. 25,*b* - Schema instalației hidraulice la rezervor.

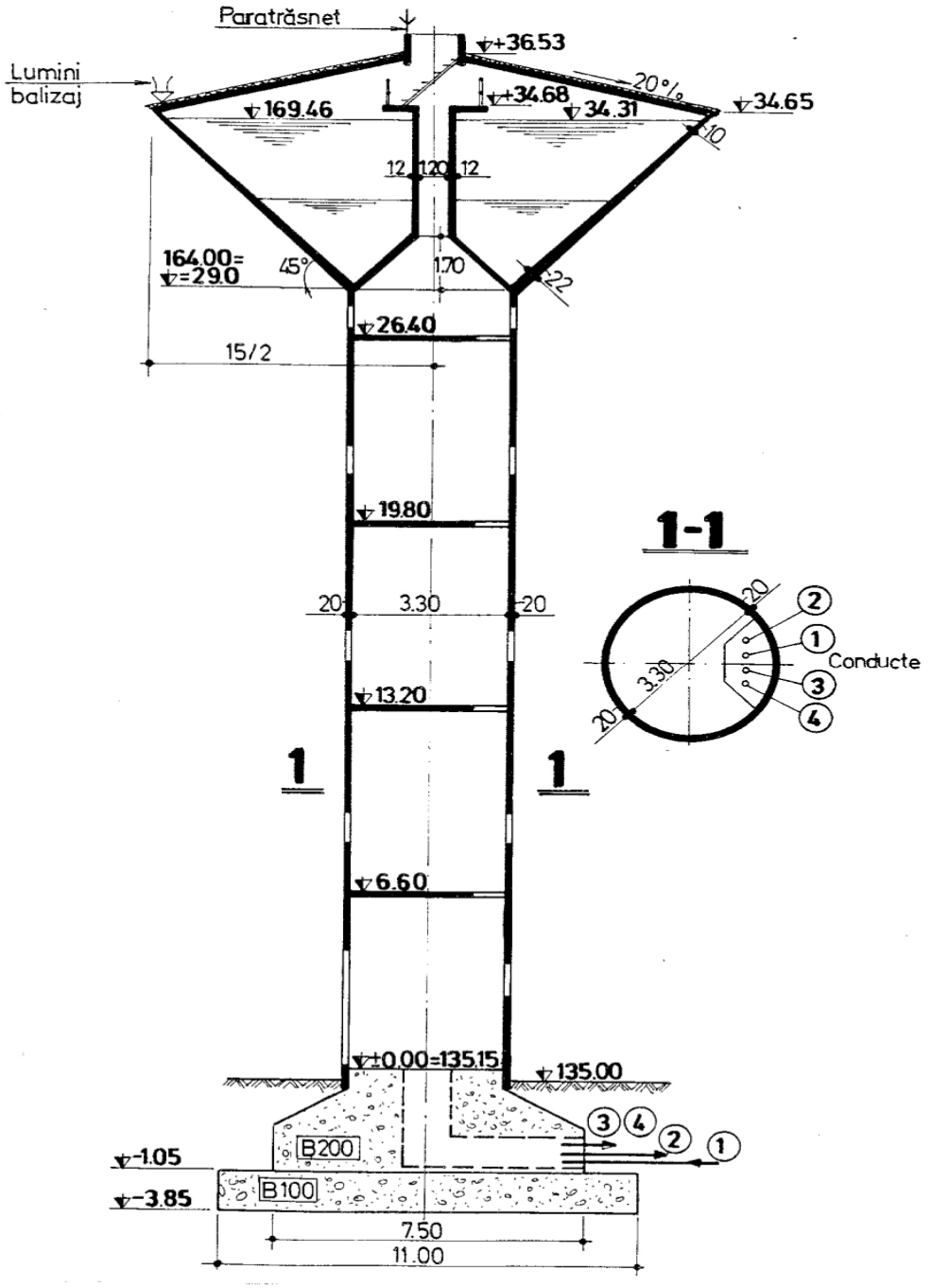


Fig. 25,*c* - Castel de apă de 300 m^3 şi 30 m înălţime.

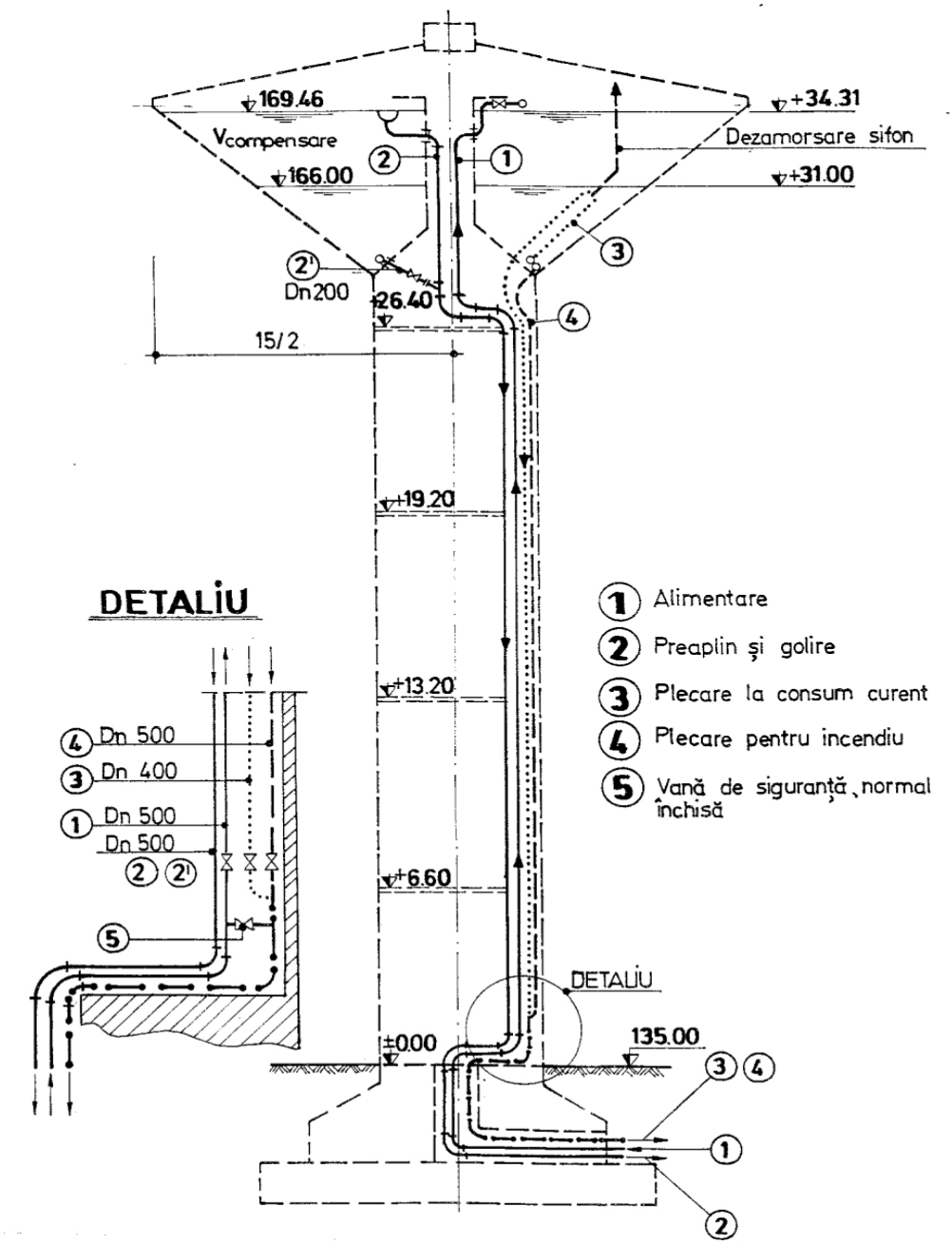


Fig. 25,*d* - Castel de apă de 300 m^3 - instalaţie hidraulică.

Staţia nu este îngropată întrucât nivelul apei în rezervor este ridicat, pompele fiind amorsate (chiar şi la incendiu, în momentul începerii utilizării rezervei de incendiu).

Pentru siguranţă este necesar ca la cota 134 a apei în rezervor să se verifice că $NSPH_{pompa} < NSPH_{instalatie}$.

Pentru a avea conducte de refulare îngropate la adâncimea de îngheţ staţia de pompare poate fi îngropată.

În figura 26 sunt date instalaţia hidraulică şi dimensiunile construcţiei.

4.5. DETERMINAREA REGIMULUI REAL DE FUNCŢIONARE A POMPELOR

Din calculele anterioare sunt cunoscute mărimea şi elementele constructive ale ansamblului rezervor-staţie de pompare-castel de apă. Calculele au fost făcute pentru situaţia limită; debite pentru etapa 25 ani, cota apei în rezervor minimă, la nivelul rezervei de incendiu, pe o perioadă de oprire a alimentării (rezerva de avarie goală).

În realitate însă exceptând cele trei ore când se combat cele două incendii teoretic simultane, iar rezerva de avarie se află la locul ei (pierderile din sistem sunt cele *normate*, consumul specific nu depăşeşte consumul *normat*, nu se face risipă de apă, iar ritmul de consum se află în limita valorilor luate în calcul), cota apei în rezervor este mai mare ca nivelul volumului de incendiu (ca atare înălţimea de pompare este mai mică, deci debitul pompelor mai mare); modul de utilizare a pompelor poate fi mai *relaxat*.

În practică automatizarea pompelor nu se face după timp, ci după volumul de apă din castel. În consecinţă nu este raţională o cuvă goală, astfel ca la o solicitare maximă pompele să nu acopere necesarul.

Determinarea corectă a regimului de exploatare este o problemă mai laborioasă, dar merită să fie facută întrucât la proiectare este necesar să se amplaseze traductorii de nivel ce comandă pornirea şi oprirea pompelor, iar în exploatare beneficiarul trebuie să-şi elaboreze (cu concursul proiectantului) regulamentul de exploatare. Totodată şi necesarul de apă se modifică în timp şi eventualele măsurători sunt de natură să ofere date pentru elaborarea altor lucrări.

4.5.1. SCHEMA DE CALCUL

Ca în orice problemă inginerească primul pas, după stabilirea datelor de bază, este de a realiza o schemă de calcul corectă din punct de vedere tehnologic şi care să asigure că soluţia dată va fi apropiată de soluţia finală (experienţa proiectantului este esenţială).

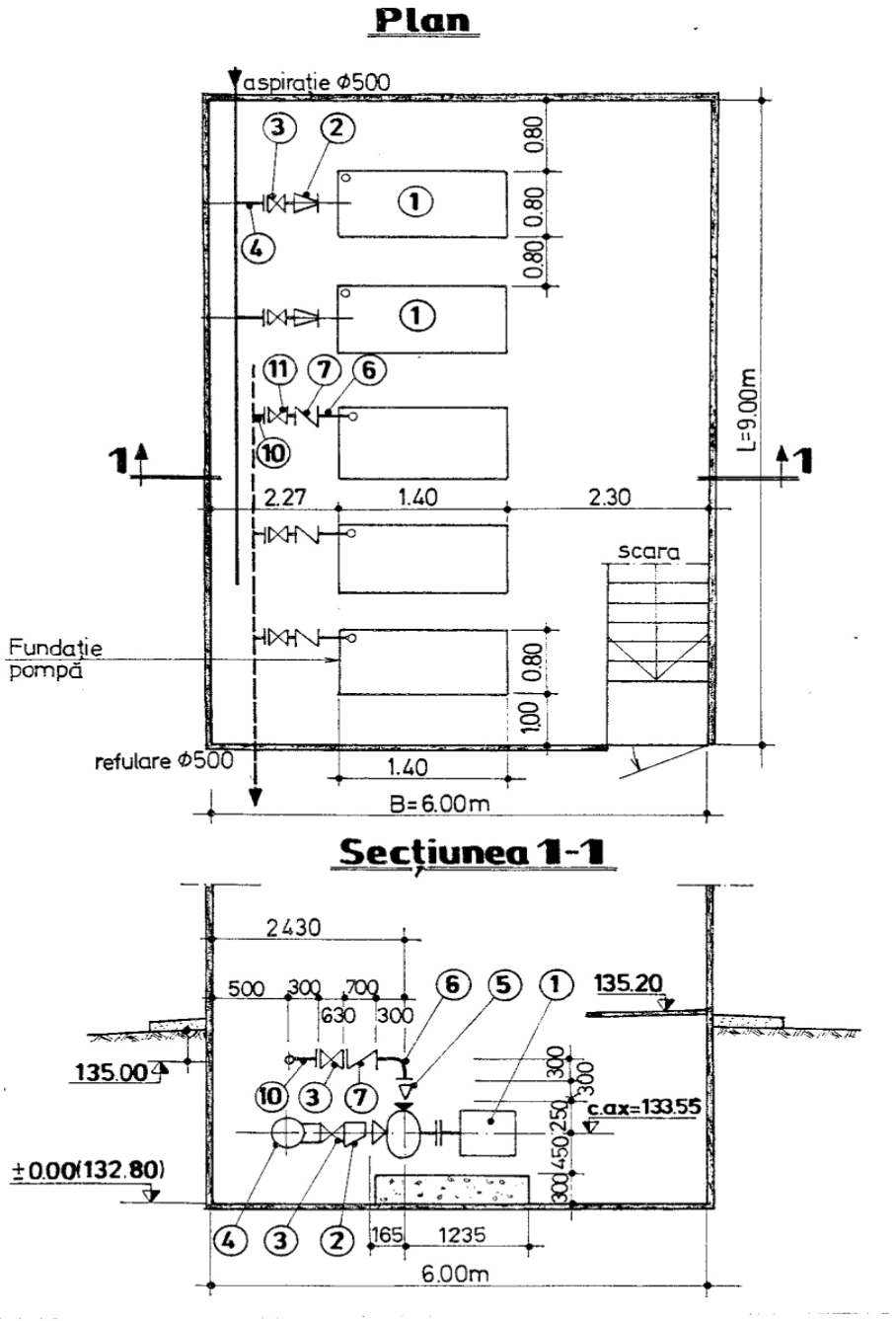


Fig. 26. Staţie de pompare treapta 1 (SP_1) - instalaţie hidraulică.

EXTRAS CU PIESE PENTRU STAȚIA DE POMPARE TREAPTA II

Poz.	DENUMIRE	Semn convențional	Dimensiuni	Cantitate buc.	Greutate, kg		Normă de fabricație
					Unitară	Totală	
1	Pompă C200, rotor 330mm, 1450 r/min			5			
2	Reducție asimetrică cu flanșe		300 / 200	5			
3	Vană fluture, acționată manual		300	5			
4	Teu asimetric cu flanșe, la 90°		300 / 500	5			
5	Reducție simetrică cu flanșe		150 / 300	5			
6	Cot la 90° cu flanșe		300	5			
7	Clapetă de reținere		300	5			
8	Țeavă oțel pentru legătură		300	dif.			
9	Flanșă oarbă		300	2			
10	Teu asimetric cu flanșe		300/500	5			
11	Vană plată PN 10 cu flanșe		300	5			

Fig. 26,*a* - Tabel cu extras de piese pentru stația de pompare SP_1 .

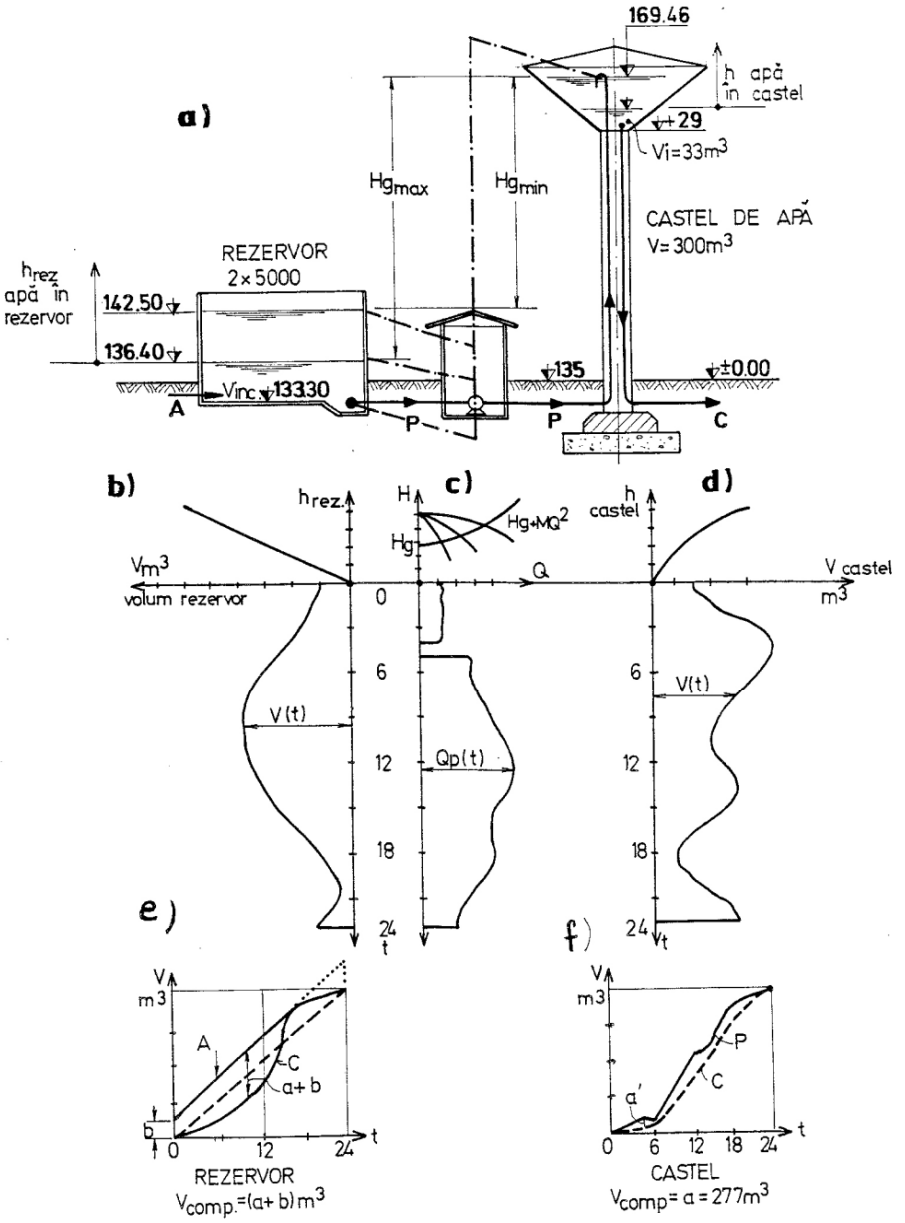


Fig. 27,*a* - Schema de principiu pentru verificarea regimului de funcţionare a pompelor; (*a*) cotele obiectelor implicate; (*b*) curba volumului rezervorului funcţie de înălţimea apei; (*c*) curba de funcţionare a staţiei de pompare; (*d*) curba variaţiei volumului castelului funcţie de înălţime; (*e*) volumul rezervorului - rezervă de compensare; (*f*) volumul castelului - rezervă de compensare.

Schema de calcul necesară este dată în figura 27,*a*.

Se presupune că sunt cunoscute:

- curba de consum a apei din castel (*C*);
- curba de alimentare cu apă a rezervorului (*A*);
- numărul şi tipul de pompe (deci curba caracteristică a pompei);
- instalaţia hidraulică a complexului (*Dn*, lungimi, armături);
- volumele rezervorului şi castelului de apă şi cotele caracteristice.

4.5.2. ETAPELE PREMERGĂTOARE CALCULUI PROPRIU-ZIS

– Se determină înălţimea geodezică maximă de pompare (pentru funcţionare normală, deci cota minimă a apei în rezervor):

$$Hg^{max} = 169{,}46 - 136{,}40 = 33{,}06 \text{ m}.$$

– Se determină curba variaţiei volumului rezervorului funcţie de mărimea nivelului apei deasupra cotei de incendiu (h_{rez}):

$$V_{rez} = \pi \cdot 13{,}85^2 \cdot h_{rez}, \qquad \text{(fig. 27,}b\text{.)}$$

precum şi curba volumului castelului funcţie de înălţimea apei (h_c):

$$V_{castel} = (\pi \cdot h_c)/3 \cdot [(3+h_c)^2 + (3+h_c) \cdot 3 + 3^2] - \pi \cdot 0{,}7^2 \cdot h_c . \qquad \text{(fig.27,}b\text{.)}$$

– Se construieşte curba caracteristică de funcţionare a unei pompe (din catalog) a două, trei şi patru pompe (fig. 27,*b*.); pentru o pompă se execută şi curba puterii $P(Q)$.

– Se construieşte curba conductei de refulare pentru Hg^{min}, Hg^{max}; pentru aceasta se determină lungimea echivalentă a conductei (pentru a ţine seama de armăturile din instalaţii).

Lungimea reală a conductei 100 m, Dn 600 mm;

- 11 coturi 90° $11 \cdot 15$ m = 165 m;
- 1 sorb 150 m;
- 1 clapet 70 m;
- 3 vane $3 \cdot 5$ = 15 m;
- 3 teuri 90° $3 \cdot 40$ = 120 m;

l_{echiv} = ***520 m;***

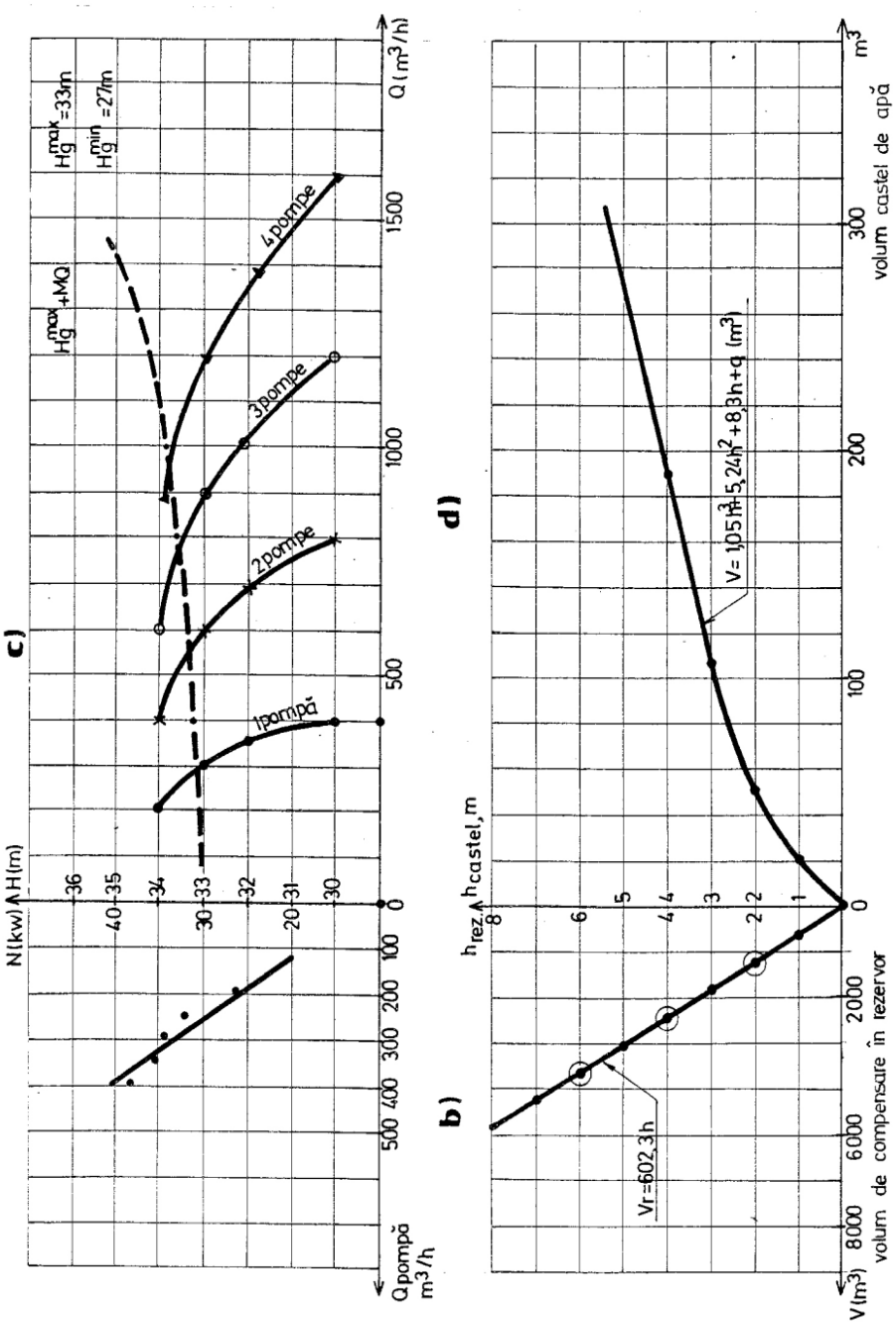


Fig. 27,*b* - Curbele b,c,d (v. fig. 27,*a*) - pentru determinarea practică a valorilor volumelor de compensare şi regimului de funcţionare a pompelor.

– curba caracteristică este dată în figura 27,*b*:

$$H = Hg + M \cdot Q^2 ,$$

unde $M = s_o \cdot 1 = 0{,}0228 \cdot 520 = 11{,}86\,\mathrm{s}^2/\mathrm{m}^5$ (pentru s_o, modulul specific de rezistenţă, vezi anexa 2);

– Se calculează elementele curbei de consum $C_{(t)}$ în unităţi fizice (procentul de consum din tabelul 17 multiplicat cu 14 250 m^3/zi = Q_1).

– Se calculează, în m^3, *b* şi *b′* din tabelul 17:

b =6,84 %; $b = (6{,}84/100) \cdot 14\,250 = 975\,\mathrm{m}^3$;
b′ = 0,75 %; $b' = (0{,}75/100) \cdot 14\,250 = 107\,\mathrm{m}^3$.

***Observaţie**:*

(1) Calculul se execută în unităţi fizice pentru exemplificare (în tabelul 17 valorile sunt date în %);
(2) Se poate lucra procentual ca în tabelul 17.

4.5.3. CALCULUL PROPRIU-ZIS

După realizarea unui tabel de forma tabelului 18 (care se mai poate complica, sau se mai poate simplifica) se începe completarea lui.

Se completează elementele cunoscute:

– *b* si *b′* pe linia zero, în coloana 5 şi respectiv 10, întrucât lucrând cu valori fizice (m^3) volumele rezervorului şi castelului nu pot avea valori negative;
– coloana 1, orele zilei;
– coloana 2, consumul orar şi coloana 3 consumul cumulat;
– schema de completare a tabelului este următoarea (v. şi fig. 27.);
– cu volumul de apă existent în rezervor, coloana 13/0, se determină înălţimea apei în rezervor şi se completează coloana 17/0 (numărătorul este numărul coloanei, numitorul poziţia liniei;
– se poate calcula înălţimea geodezică de pompare:

$$Hg = Hg^{max} - h_{rez} = 33 - h_{rez} .$$

Tabelul 17

Calculul volumului de înmagazinare (compensare) %

Ora	Alimentare		Pompare		Consum		Diferenţe				Nr. pompe
	orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	$A-C$ (+)	$A-C$ (-)	$P-C$ (+)	$P-C$ (-)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0 – 1	4,16	4,16	2,0	2,0	1,5	1,5	2,16	-	0,5	-	1
1 – 2	4,17	8,33	2,0	4,0	1,5	3,0	4,33	-	1,0	-	1
2 – 3	4,17	12,50	-	4,0	1,5	4,5	8,50	-	-	0,5	-
3 – 4	4,16	16,66	2	6,0	1,5	6,0	10,66	-	-	-	1
4 – 5	4,17	20,83	2	8,0	2,5	8,5	12,83	-	-	0,5	1
5 – 6	4,17	25,00	4	12,0	3,5	12,0	13,0	-	-	-	2
6 - 7	4,16	29,16	4	16,0	4,5	16,5	13,16	-	-	0,5	2
7 - 8	4,17	33,33	6	22,0	5,5	22,0	11,0	-	-	-	3
8 - 9	4,17	37,50	6	28	6,25	28,25	9,5	-	-	0,25	3
9 - 10	4,16	41,66	6	34	6,25	34,50	7,66	-	-	0,50	3
10 - 11	4,17	45,83	6	40	6,25	40,75	5,83	-	-	0,75	3
11 - 12	4,17	50,00	8	48	6,25	47,00	2,0	-	1,0	-	4
12 - 13	4,16	54,16	6	52	5,00	52,00	2,16	-	-	-	3
13 - 14	4,17	58,33	6	58	5,00	57,00	0,33	-	-	-	3
14 - 15	4,17	62,50	4	62	5,00	62,50	0,50	-	-	0,5	2
15 - 16	4,16	66,66	6	68	6,00	68,50	-	1,34	-	0,5	3
16 - 17	4,17	70,83	6	74	6,00	74,50	-	3,17	-	0,5	3
17 - 18	4,17	75,00	6	80	5,50	80,00	-	5	-	-	3
18 - 19	4,16	79,16	6	86	5,00	85,00	-	6,84	1	-	3

Tabelul 17 (continuare)

Ora	Alimentare		Pompare		Consum		Diferenţe				Nr. pompe
	orară	cumulată (A)	orară	cumulată (P)	orar	cumulat ©	*A – C* (+)	*A – C* (-)	*P – C* (+)	*P – C* (-)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
19 - 20	4,17	83,33	4	90	4,50	89,50	-	6,67	0,5	-	2
20 - 21	4,17	87,50	4	94	4,00	93,50	-	6,50	0,5	-	2
21 - 22	4,16	91,66	2	96	3,00	96,50	-	4,34	-	0,5	1
22 - 23	4,17	95,83	2	98	2,00	98,50	-	2,17	-	0,5	1
23 - 24	4,17	100	2	100	1,5	100	-	-	-	-	1

***Tabelul 18* - partea 1**

Verificarea regimului de pompare din rezervor în castel

Ora	CASTEL						STATIE DE POMPARE			
	CONSUM		ALIMENTARE (POMPARE)		Diferenţe	*H* apa	*Q*	*H*	Nr. pompe	*P*
	orar [mc]	cumul [mc] *C*	orar [mc]	cumul [mc] *P*	*P - C* [mc]	(*d*) [mc]	[mc/h]	[m]		[kW]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	-	-	-	142 (a)	142	3,4	-	-	-	-
0 - 1	214	214	370	512	298	5,3	370	31,7	1	34,5
1 - 2	214	428	-	512	84	2,5	-	-	-	-
2 - 3	214	642	400	912	270	5,0	400	30,4	1	40
3 - 4	214	856	-	912	56	2,0	-	-	-	-
4 - 5	356	1212	440	1352	140	3,3	440	29	1	44
5 - 6	500	1712	550	1902	190	4,0	550	33,4	2	64
6 - 7	641	2353	550	2452	99	2,8	550	33,4	2	64
7 - 8	784	3137	900	3352	215	4,3	900	34	3	102
8 - 9	891	4028	900	4254	224	4,4	900	34	3	102
9 - 10	891	4919	900	5152	233	4,4	900	34	3	102
10 - 11	891	5810	600	5752	58*	0	600	33,2	2	66
11 - 12	891	6701	900	6652	49*	0	900	34	3	102
12 - 13	712	7413	900	7552	139	3,3	900	34	3	102
13 - 14	712	8125	600	8152	27	0,3	600	33,2	2	66
14 - 15	712	8837	900	9052	215	4,2	900	34	3	102
15 - 16	855	9692	900	9952	260	4,8	900	34	3	102
16 - 17	855	10547	900	10852	305**	5,4	900	34	3	102

***Tabelul 18* - partea 1** (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
17 - 18	784	11331	600	11452	121	3,1	600	33,2	2	66
18 - 19	712	12043	600	12052	9**	0	600	33,2	2	66
19 - 20	641	12684	900	12952	268	5,0	900	34	3	102
20 - 21	570	13254	300	13252	2	0	300	33	1	33
21 - 22	428	13682	600	13852	170	3,7	600	33,2	2	66
22 - 23	285	13967	300	14152	185	4,0	300	33	1	33
23 - 24	214	14181	300	14452	271	5,0	300	33	1	33

***Tabelul 18* - partea 2**

Verificarea regimului de pompare din rezervor în castel

REZERVOR							OBSERVAŢII
ALIMENTARE		CONSUM (POMPARE)		Diferenţe	h_{rez}	Hg	
orar	cumul (A)	orar	cumul (C)	$A - P$		(c)	
[mc]	[mc]	[mc]	[mc[	[mc]	[m]	[m]	
12	13	14	15	16	17	18	19
-	975	-	-	-	1,3	31,7	- ora zero coincide de fapt cu ora 19.00 a - volum acumulat in castel la ora cu volum negativ maxim in rezervor (plecat cu b în rezervor) $c - Hg = Hg^{max} - h_{rez}$
594	1569	370	370	1200	1,8	31,2	
594	2163	-	-	1651	2,5	30,5	
594	2757	400	770	1987	3,2	30,8	
594	3351	-	770	2581	4,2	28,8	
594	3945	440	4385	- 440*	0	33	
594	4539	550	4935	- 396*	0	33	

***Tabelul 18* - partea 2** (continuare)

12	13	14	15	16	17	18	19
594	5133	550	5485	- 352*	0	33	$H = Hg + MQ^2$
594	5727	900	6385	- 660*	0	33	d - cota apei în castel ajută la automatizare
594	6321	900	7285	- 964*	0	33	
594	6915	900	8185	1270*	0	33	e - calculul trebuie reluat considerând rezervorul plin cu apă, cu diferenţa maxima 3130
594	7509	600	8785	1276*	0	33	
594	8103	900	9685	1582*	0	33	* - rezervor gol, mai este nevoie de acel volum de apă
594	8697	900	10585	1888*	0	33	
594	9291	600	1185	1894*	0	33	** - se pierde apă prin preaplin
594	9885	900	12085	2200*	0	33	
594	10479	900	12985	2506*	0	33	- consumul specific de energie: 1584 kWh/zi/14259 mc/zi = = 0.11 kWh/mc
594	11073	900	1388	2812*	0	33	
594	11667	600	14485	2818*	0	33	
594	12261	600	15085	2824*	0	33	- regimul de pompare diferă de cel din tabelul 17
594	12855	900	15985	3130 (e)	0	33	
594	13449	300	16285	2836*	0	33	
594	14043	600	16885	2842*	0	33	
594	14637	300	17185	-2548*	0	33	
594	15231	300	17385	-2154*	0	33	
-	-	-	-	-	-	-	-

– se completează coloana 18/0 (din motive de siguranţă castelul este alimentat cu apă pe la partea superioară);

– ştiind necesarul de apă în reţea, coloana 3/1 şi înălţimea geodezică *Hg* **se apreciază** (erorile sunt de ordinul de mărime al citirilor în grafice) din graficul *c* debitul pompei (pompelor), *Q* şi numărul de pompe;

– cu *Q* determinat se poate calcula înălţimea de pompare:

$$H = Hg + M \cdot Q^2 ;$$

– cu *H* se determină din acelaşi grafic (la numărul de pompe în funcţiune) debitul pompat şi se completează în coloana 9 coloana 4 şi coloana 14 (ar trebui refăcut calculul pentru *H* până când între două calcule succesive diferenţa este cea dorită);

– se calculează curba volumelor acumulate -pompate (coloana 5/1);

– dacă se scade din *P* (coloana 5) consumul din castel *C* (coloana 3/1) se obţine volumul de apă din castel (coloana 6/1) şi deci şi nivelul apei în cuvă, coloana 7;

– se calculează volumul consumat din rezervor, orar (coloana 14) şi cumulat (coloana 15);

– se calculează volumul de apă intrată în rezervor după una oră, prin cumularea valorii b (coloana 13/0) cu debitul adăugat în ora 0-1, coloana 12/1; rezultă cifra din coloana 13/1;

– dacă se scade volumul de apă consumat prin pompare (coloana 15/1) se obţine volumul de apă din rezervor la sfârşitul primei ore (coloana 16/1);

– se poate calcula nivelul apei în rezervor, coloana 17/1 şi ciclul reâncepe pentru ora a doua (1-2);

– calculul continuă linie de linie până la ora 24 când în rezervor şi castel ar trebui să rămână un volum de apă aproximativ egal cu cel existent la început (ora zero din ziua încheiată), de regulă apar diferenţe din cauza preciziei de lucru;

– se calculează puterea pompelor (din grafic pentru debitul total pompat se află debitul unei pompe şi în consecinţă din curba *P*(*Q*) puterea unei pompe) şi tabelul este complet;

Se poate calcula energia zilnică necesară prin sumarea valorilor *P* (coloana11, durata de funcţionare fiind de una oră) - ($\Sigma P \cdot 1 = E$, kWh/zi).

Observaţii:

– se constată diferenţe relativ mari la numărul pompelor în funcţiune între predimensionare (tab. 17) şi verificare (tab. 18);

– calculul, plecând de la acumularea în rezervor numai a rezervei b**,** a rezultat că nu este suficient; pentru a evita asemenea dificultăţi ar trebui plecat cu suma a+b; ora zero din tabel corespunde orei de realizare a volumului b (tab. 17);

– calculul ar trebui refăcut şi pentru altă ipoteză de funcţionare a pompelor pentru a vedea dacă numărul de pompe este suficient;

– se apreciază că numărul de pompe în staţie este de patru active şi una de rezervă;

– în timpul calculului se poate întâmpla ca volumul de apă din castel să devină negativ; cum acest lucru nu este posibil se măreste numărul de pompe în ora de calcul sau în ora precedentă;

– se poate întâmpla ca la numărul respectiv de pompe volumul pompat să ducă la depaşirea volumului castelului; în acest caz volumul din castel va avea valoarea maximă, toate pompele fiind oprite, altfel apa pompată pleacă prin preaplin;

– cum automatizarea funcţionării pompelor se face după volumul de apă din castel (nivelul de apă) este posibil ca unele pompe sa nu funcţioneze o oră întreagă, deci în coloana 9 debitul nu este obligatoriu să fie multiplu al debitului unei pompe;

– cunoaşterea nivelului de apă în cuva castelului permite stabilirea cotei de amplasare a traductoarelor de nivel care comandă presiunea şi oprirea pompelor;

– tot acest calcul se poate face printr-un program de calcul ce poate fi rulat pe un calculator PC;

– realizarea unui program de calcul poate permite simularea unor consumuri după curbe de consum diferite de cele luate în calcul şi în final limite de funcţionare (curbele de înfăşurare a ritmurilor de consum) a ansamblului cu condiţia respectării consumului zilnic de apă 14 250 m^3/zi;

– cu acelaşi program se poate determina limita la care *pierderea şi risipa de apă* pot conduce la posibilitatea unei alimentări continue (28);

– o asemenea schemă de calcul este necesară pentru reglarea sistemelor de automatizare a funcţionarii pompelor: intrarea în funcţiune la intervale de minim 8 minute pentru protejarea motoarelor; folosirea pompelor cu consum minim de energie;

– realizarea staţiei de pompare cu pompe cu turaţie variabilă conduce la obţinerea unui consum minim de energie electrică şi posibil, o automatizare mai uşoară.

Capitolul 5

DEZINFECTAREA APEI CU CLOR GAZOS

5.1. INTRODUCERE

Deşi apa obţinută din sursă, apa subterană, este potabilă, iar suprafaţa terenului de lângă captare este protejată (perimetrul de regim sever), din motive de siguranţă apa se clorizează înainte de a fi trimisă la consum. Dificultăţile ce pot apărea sunt legate de eventuala impurificare bacteriologică produsă în reţeaua de distribuţie, sau rezervoarele de înmagazinare.

Astfel în caz de reparaţii conducta de transport a apei vine în contact cu pământul din subsolul străzii, pământ care conţine un număr ridicat de microorganisme (ce pot fi şi patogene). În unele situaţii apa circulă cu viteză foarte redusă, pe unele tronsoane, existând posibilitatea ca substanţa organică pe care o conţine să permită dezvoltarea microorganismelor din apă.

După cum este deja cunoscut nivelul apei în rezervor este variabil, cel puţin de două ori pe zi se ridică. Când nivelul apei scade, aerul din exterior este *aspirat* prin sistemul de ventilaţie. Dar aerul conţine praf sau picaturi de apă ce pot fi impurificate. Ajunse în masa de apă microorganismele se pot dezvolta, în condiţii favorabile.

Este deci necesar un mijloc de combatere aflat *la faţa locului* mijloc care însă să nu fie periculos pentru organismul omenesc.

Mijlocul cel mai des utilizat pentru dezinfectare este *clorul gazos*.

Introducerea lui în apă se face după o dizolvare forţată în apă, la o presiune scăzută (circa 1 - 1,5 bari). În acest fel difuzarea în apă este mai bună, iar scăpările de clor gazos sunt reduse (se reaminteste că doze reduse de clor gazos inspirat pot produce mari dificultaţi organismelor vii inclusiv omului).

Se reaminteşte că introdus în apă clorul reacţionează:

$$Cl_2 + H_2O \rightarrow \mathrm{ClH} + \mathrm{HOCl};$$

$$2\mathrm{HOCl} \rightarrow 2\ \mathrm{ClO}^- + H_2\uparrow; \qquad \mathrm{HOCl} \rightarrow \mathrm{HCl} + \mathrm{O}\uparrow,$$

radicalul acidului hipocloros şi O fiind ionii cu proprietaţi bactericide (valoarea *p*H-ului este foarte importantă).

Din cauza acidului clorhidric produs este necesar ca instalaţia de pompare să fie realizată din materiale rezistente.

Schema instalaţiei de obţinere a clorului şi gospodărirea de clorizare (după proiectul tip) sunt date în figura 28.

Clorul, adus în butelii speciale, de 50 kgf, sub formă de clor lichid (6-10 bari) este depozitat în condiţii de siguranţă în spaţii bine ventilate natural şi artificial.

O butelie poziţionată vertical pe un cântar (care prin citiri succesive arată cantitatea de clor utilizată) este prevazută cu un reductor de presiune, de construcţie specială. Prin destindere, la 1 - 1,5 bari, clorul devine gazos şi este condus printr-un racord din conductă de Cu, Pb sau PE, după ce este filtrat preventiv (este clor tehnic) printr-un cartuş cu vată de sticlă la vasul de dizolvare. Apa în care se dizolvă este tot la presiunea de 1-1,5 bari şi este curată, apă obţinută din conducta ce pleacă din castel la reţea. Se obţine o apă de clor cu o concentraţie de 2...10 % clor. Apa de clor este introdusă (printr-o conducta de masă plastică) în cele două rezervoare. După un contact de circa 0,5 ore, apa poate fi utilizată.

Doza de clor se stabileşte astfel: *la ultimul robinet de utilizare a apei* din *reţea să mai existe urme de clor***;** este o dovadă că orice impurificare a fost combătută ramânând şi ceva exces; *atenţie!* -o doză mare de clor dă gust şi miros neplăcut apei. În unele cazuri poate da produse toxice, trihalometani (THM).

5.2. DIMENSIONAREA INSTALAŢIEI

5.2.1. DOZA DE CLOR

1- mg/dm^3 (1 g/m^3).

- **Cantitatea de clor** necesară zilnic;

- pentru etapa curentă:

C_{zi} =14 250 (m^3/zi)·1,0 (g/m^3) = 14 250 g/zi ≅ 14 Kgf/zi;

- pentru etapa 25 ani:

17 504·1,0 =17 504 g/zi = 18 Kgf/zi;

- **numărul de aparate** de clorizare, la necesarul orar de clor:

C_h = 14 250/24 = 600 g/oră şi

C_h = 17 504/24 =729 g/oră,

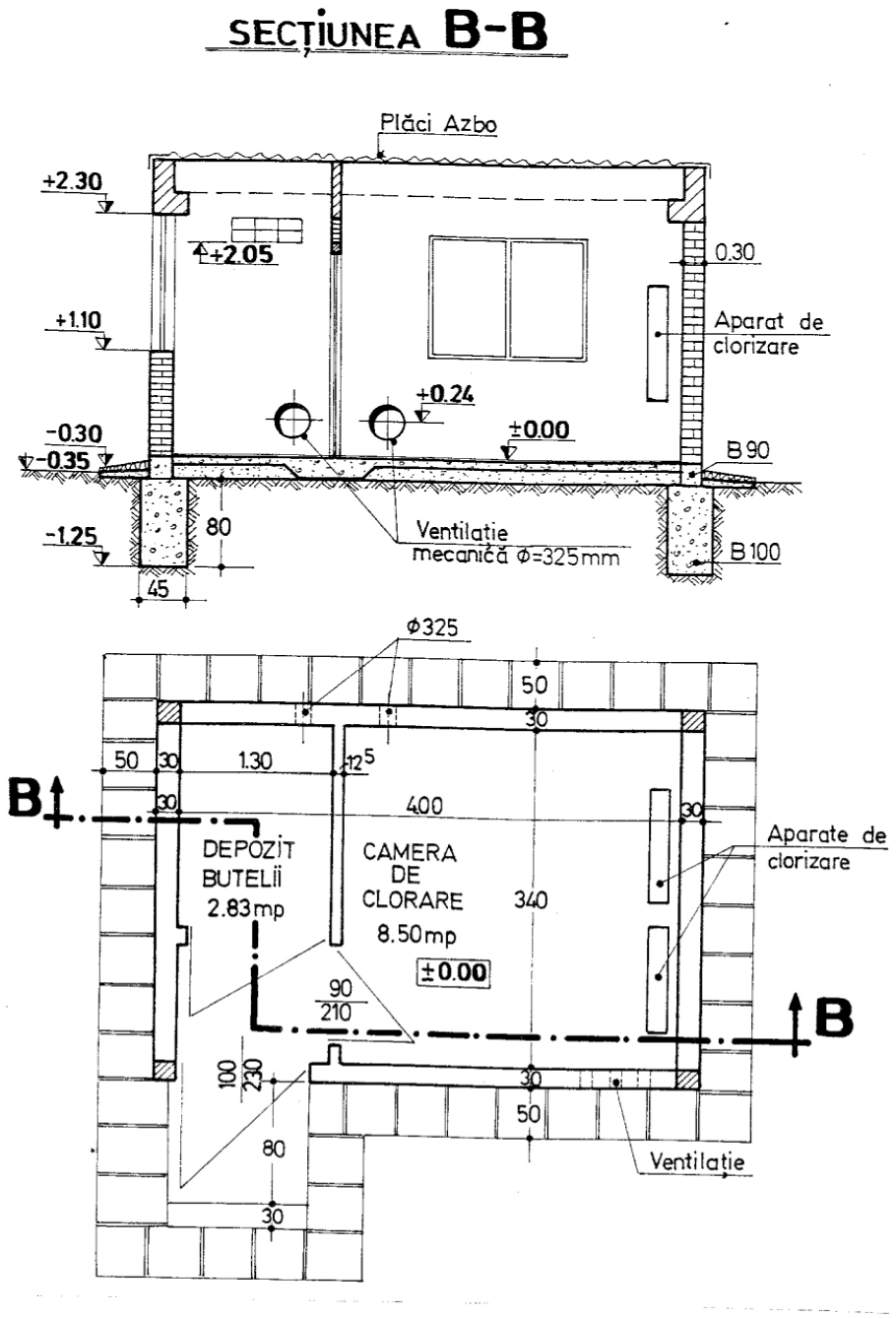


Fig. 28. Stație de clorizare cu clor gazos.

Se prevede un aparat în funcţiune (şi unul de rezervă) tip ADVANCE, cu capacitate de debitare de 140 - 680 g/oră /9/; aparatul are posibilitatea de a mări doza de clor până aproape la 2 mg/dm^3 în caz de nevoie (periodic); aparatul are în dotare un dispozitiv de oprire automată în caz de întrerupere a circuitului de apă, pentru a nu scăpa clor în exterior (funcţionare cu vacuum);

- **Mărimea depozitului** de butelii de clor. Se consideră rezerva de clor pentru maximum o lună:

$$V_{dep} = 30 \text{ zile} \cdot C_{zi} = 30 \cdot 14 = 420 \text{ Kgf.}$$

Rezultă un numar mic de butelii (cu 50 Kgf pe butelie):

420/50 = 8 butelii; şi panta respectivă
540/50 = 11 butelii;

Debitul de apă necesar pentru obţinerea apei de clor; se apreciază concentraţia soluţiei de clor, *c*, la 1% întrucât cantitatea de clor e mică, iar difuzia în rezervor se face mai bine la concentraţii mici, deci debite mai mari de apă de clor;

$$q = C_{zi}/c = (14\,250 \text{ g/zi})/(10 \text{ g}/dm^3) = 1\,425\, dm^3/\text{zi} = 0{,}16\, dm^3/\text{s},$$

(concentraţia este 1% deci $10\%_0$ sau 10 g Cl_2 /1 000 g apă sau 10 g Cl_2/dm^3).

Racordul se realizează printr-o conductă din PVC sau PE cu diametrul 12x1,1 mm; conductă din ţeava PVC tip G este folosită şi pentru trimiterea apei de clor la cele două rezervoare.

5.3. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII

Clorul fiind un gaz toxic, mai greu ca aerul. Pentru manevrarea lui sunt necesare măsuri de siguranţă pentru evitarea accidentelor:

– clădirea gospodăriei de clor se execută separat de alte clădiri, cu intrare din exterior;

– clădirea va avea ventilaţie artificială şi naturală, amplasate la partea de jos a încăperii din exterior (fig. 28);

– staţia de clorizare va fi aşezată astfel încât să nu fie pe direcţia vântului predominant spre localitate sau construcţii vecine pentru exploatarea lucrărilor; la staţii mari de clorizare vor fi elaborate studii de impact;

- buteliile de clor vor fi verificate la fiecare reâncarcare şi periodic în depozit; pentru a evita intrarea aerului umed în butelie (corodare butelie prin formarea acidului clorhidric) butelia nu va fi descarcată la zero, ci va rămâne cu o cantitate de clor pentru o presiune slabă, de obicei la presiunea permanentă de lucru în instalaţie (circa 1 atm.); *buteliile nu vor sta descoperite în bătaia soarelui;*
- în gospodăria de clor are acces numai personalul autorizat;
- personalul va avea masca de gaze în stare de funcţionare;
- vor fi afişate schema tehnologică a instalaţiei şi măsurile specifice de protecţia muncii, măsuri verificate periodic, conform normelor, de şeful staţiei;
- clădirea va avea semn distinct de acces interzis;
- vor fi luate măsuri preventive pentru a instrui personalul staţiei cum să se comporte în caz de accident.

5.4. PRECIZĂRI SUPLIMENTARE

– Se poate adopta şi soluţia de dezinfectare a apei cu ozon, dar deocamdată este mai scumpă, iar aparatura respectivă are o funcţionare pretentioasă; totodată efectul nu este permanent.

– S-ar putea adopta dezinfectarea prin radiaţie ultravioletă. Există acum echipamentul necesar, din import. Este însă o metodă de dezinfectare fără efect remanent.

– Se poate recurge şi la o instalaţie de preparare pe loc a dioxidului de clor; asemenea instalaţii, aduse din import, au avantajul că nu mai stochează cantităţile de clor lichid ce pot constitui un pericol.

– Amplasarea staţiei de clorizare lângă rezervor şi castel (complexul de înmagazinare) este dat schematic în figura 29).

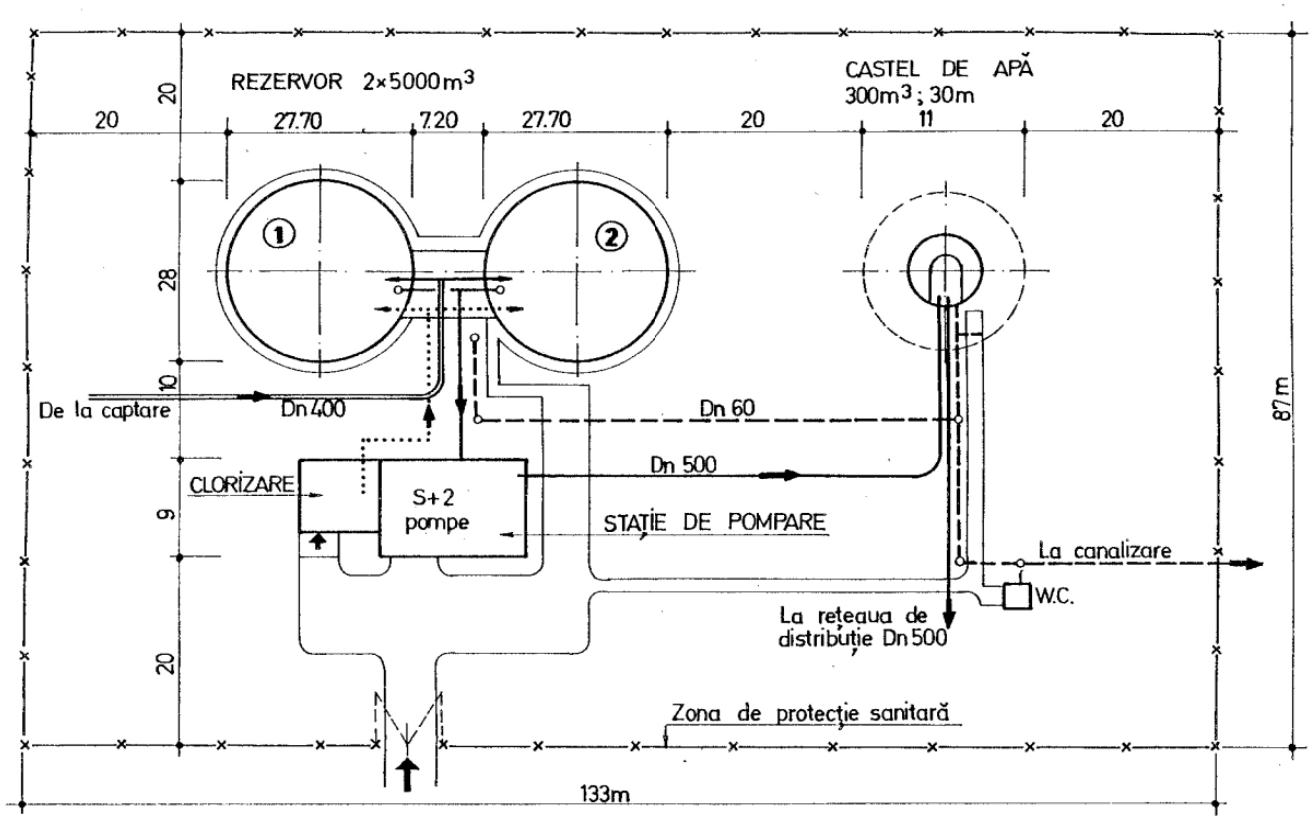


Fig. 29. Plan de situație al ansamblului rezervor - stație de pompare - castel de apă.

Capitolul 6

ADUCŢIUNEA

6.1. DETERMINAREA DIAMETRULUI ECONOMIC

Din schema de alimentare cu apă adoptată, precum şi din calculele făcute pentru captare, rezultă că apa trebuie pompată pentru a ajunge la rezervor.

Dimensionarea conductei funcţionând prin pompare se face astfel încât diametrul ales să corespundă unei cheltuieli anuale minime. Cheltuielile anuale sunt formate din cheltuielile de investiţie (cotă de amortisment) şi cheltuielile cu energia necesară pentru pomparea apei; cheltuielile cu reparaţiile şi retribuţia personalului de exploatare pot fi considerate constante.

$$C = C_i + C_e = \frac{I}{T_r} + E \cdot e \quad \text{(lei/an)},$$

unde:

T_r - timpul de recuperare a investiţiei; se adoptă conform legislaţiei în vigoare; $Tr = 50$ ani;

I - valoarea investiţiei, calculată pe baza indicilor specifici c, lei/m, pentru fiecare tip de material al conductei;

e - costul energiei de pompare; se adoptă costul de producere al energiei electrice 560 lei/kWh; costul creste în timp;

E - volumul de energie electrică necesar pentru pomparea apei:

$$E = P \cdot T = (\gamma \cdot Q \cdot H)/(102 \cdot \eta) \cdot T \quad \text{(kWh/an)},$$

P - puterea necesară în pompe, (kW);

T - timpul de funcţionare a pompelor; funcţionarea este continuă, deci $T = 8\,760$ ore/an;

η - randamentul mediu de funcţionare a pompelor; în lipsa dimensionării pompelor se adoptă valoarea medie, $\eta = 0{,}6$, valoare acoperitoare în cele mai multe cazuri;

Q - debitul de apă pompată; aici $Q = Q_1 = 166$ dm^3/s; se poate lucra şi cu debitul zilnic mediu;

H - înălţimea de pompare a apei, la debitul Q şi diametrul Dn;

$$H = Hg + i \cdot l,$$

l - lungimea aducţiunii: aici 3 850 m (v. fig. 30,*a*;*b*)

i - panta liniei piezometrice pentru debitul Q pompat pe conducta cu diametrul Dn (necunoscut) al conductei;

H_g - înălţimea geodezică de pompare; întrucât pentru captare au fost studiate trei variante a fost aleasă cea mai favorabilă, captarea cu sifonare cu cap autoamorsant; din figura 30,*b* rezultă:

$$H_g = 12{,}60 \text{ m}.$$

Se alege tipul de material pentru aducţiune:

– materialul să coste cât mai puţin şi să se poată executa aducţiunea uşor; tuburile din care se poate executa aducţiunea sunt tuburile de material plastic, PE şi fontă ductilă;

– tuburile materialului să reziste la presiunea de lucru a aducţiunii; întrucât nu se cunoaşte linia piezometrică se apreciază la circa 1,5 H_g ;

$$1{,}5 \cdot 12 = 20 \text{ m}.$$

Costul aducţiunii este dat direct în tabelul de calcul, tabelul 19.

Calculul efectiv are următoarea succesiune, urmărită în tabelul 19:

– cu valoarea Q_i din diagrama Manning (anexa), se alege primul diametru întâlnit pe verticală; la intersecţia cu Dn rezultă şi valoarea pantei piezometrice i;

– se calculează $h_r = i \cdot l$:

- $H = H_g + h_r$;
- $P = (Q \cdot H)/ (102 \cdot \eta)$ (kW); unde Q = l/s; H = m;
- $E = P \cdot T$; (kWh/an);
- $C_e = E \cdot e$ (lei/an);
- $I = c \cdot l$ (lei);
- $C_1 = I / T_r$ (lei/an);
- $C = C_1 + C_e$.

S-a considerat randamentul general $\eta = 0{,}7$.

Calculul se repetă pentru diametrul următor până când în succesiunea de valori C se obţine valoarea minimă (cuprinsă între două valori mai mari).

În tabelul 19.1 si 19.2 sunt prezentate calcule pentru exemplificare, pentru două tipuri de tuburi: fontă ductilă si polietilenă.

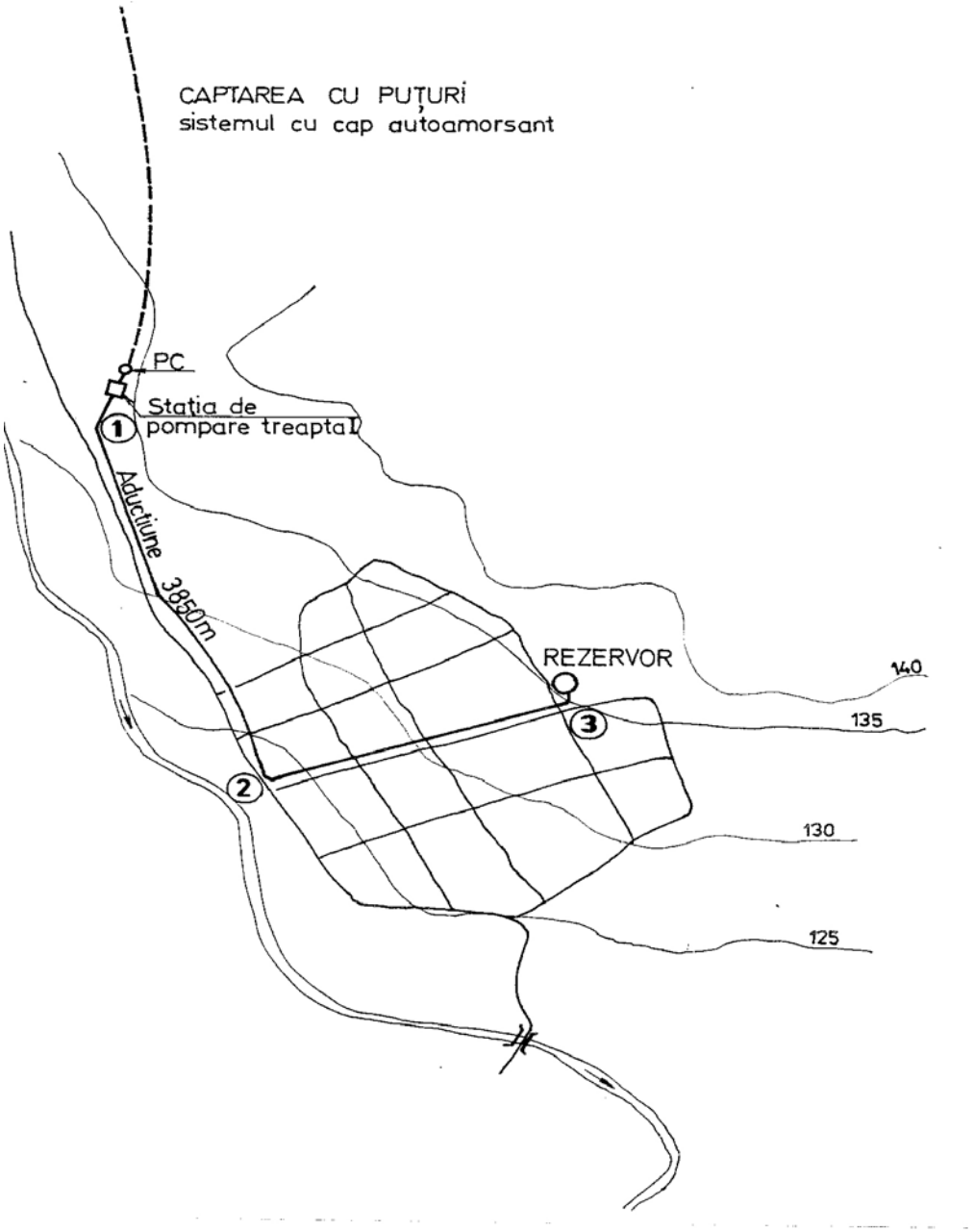


Fig. 30,*a* - Plan de situaţie al aducţiunii.

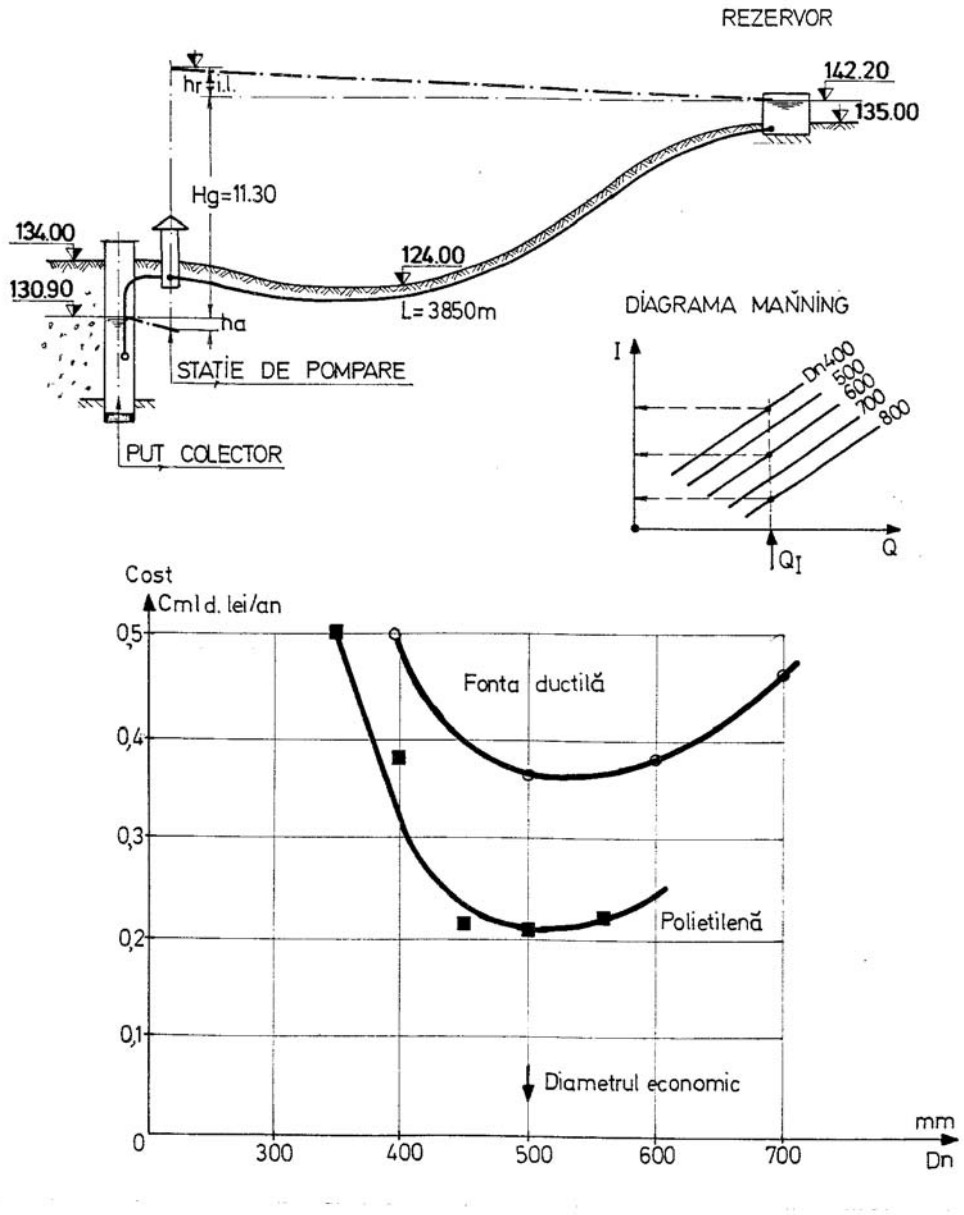


Fig. 30,*b* - Schema hidraulică şi determinarea diametrului economic al aducţiunii.

Tabelul 19.1

Determinarea diametrului economic al aducţiunii pentru tuburi din fontă ductilă

Diametrul conductei Dn [mm]	Panta hidraulică i	Viteza V [m/s]	Pierderea de sarcină h_r [m]	Înălţimea de pompare H (m)	Puterea pompei P [kW]
0	1	2	3	4	5
600	0,00061	0,6	2,3	13,6	32
500	0,0018	**0,9**	6,9	18,2	43
400	0,0055	1,35	21,2	32,5	77
700	0,00025	0,43	0,96	12,3	30

Diametrul conductei Dn [mm]	Costul energiei C_e [mil. lei/an]	Cost unitar conductă p [mii lei/m]	Valoarea investiţiei $I=c\cdot\ell$ 10^9 [lei]	Cost anual de investiţie C_i [mild. lei/an]	Cost total anual C [mild. lei/an]
0	6	7	8	9	10
600	156,8	3 000	11,55	0,23	0,39
500	210,7	2 100	8	0,16	**0,37**
400	377	1 700	6,5	0,13	0,51
700	147	4 200	16,2	0,32	0,467

Tabelul 19.2

Determinarea diametrului economic al aducţiunii
pentru tuburi din polietilenă de înaltă densitate (PN 2,5)

Diametrul conductei Dn [mm]	Panta hidraulică i	Viteza V [m/s]	Pierderea de sarcină h_r [m]	Înălţimea de pompare H (m)	Puterea pompei P [kW]
0	1	2	3	4	5
560	0,0009	0,48	3,46	14,76	35
500	0,0011	0,60	4,23	15,53	36,8
450	0,0013	0,70	5,0	16,3	38,6
400	0,0055	0,9	21,2	32,5	77
355	0,008	1,25	30,8	42,1	180

Tabelul 19.2 (continuare)

Diametrul conductei Dn [mm]	Costul energiei C_e [mil. lei/an]	Cost unitar conductă p [mii lei/m]	Valoarea investiţiei $I=c\cdot\ell$ 10^9[lei]	Cost anual de investiţie C_i [mild. lei/an]	Cost total anual C [mild. lei/an]
0	6	7	8	9	10
560	171,5	500	1,93	0,04	0,211
500	180,5	380	1,46	0,03	**0,21**
450	189	300	1,16	0,023	0,212
400	377	250	0,96	0,019	0,39
355	489	200	0,77	0,015	0,50

Reprezentarea grafică a valorilor costurilor energiei (coloana 7) costuri de investiţie (coloana 10) şi costul total (coloana 11) dă o imagine a jocului valorilor (fig. 30,*b*).

Rezultă din analiza acestor valori că în jurul valorii minime, pentru un diametru vecin, mai mare sau mai mic, valoarile costului total sunt sensibil apropiate; ca atare dacă nu se adoptă exact valoarea diametrului economic eroarea nu este mare; de aici rezultă o concluzie practică ce simplifică mai mult calculul: dacă se adoptă o limită de viteză se poate găsi un diametru de conductă care se află în zona diametrului economic.

6.2. COMENTARIU LEGAT DE DETERMINAREA DIAMETRULUI ECONOMIC

- În mod corect în valoarea de investiţie ar trebui cuprinsă şi valoarea investiţiei în staţia de pompare; acest lucru este mai dificil de făcut întrucât indicii de cost sunt puţin sensibili la variaţii mici ale caracteristicilor Q, H; aceasta permite o corectitudine bună a calculului, întrucât în zona diametrului economic valorile investiţiei staţiei de pompare sunt apropiate.
- Se poate constata că, în volumul total al cheltuielilor anuale, ponderea o are costul energiei; rezultă că este important să se aleagă totdeauna soluţii cu consum cât mai mic de energie; mai rezultă că valoarea diametrului economic se va modifica în timp odată cu creşterea costului energiei.
- Dacă s-ar face un calcul în care diametrul să corespundă minimumului de energie înglobată în sistem (energia pentru producerea materialului, pentru execuţie, pentru pompare) ar rezulta o valoare ceva mai mare a acestuia (de regulă cu o clasă, rezultă din calcule practice făcute).

- Dacă se schimbă tipul de material calculul este identic, cu valorile specifice pentru *i* şi *c*; dacă se fac calcule pentru mai multe materiale în final se alege *diametrul pentru* care *costul* este *cel mai mic dintre valorile minime*; în cazul de faţă polietilena; (întâmplător diametrul are aceeaşi valoare pentru ambele materiale).

- Atunci când aducţiunea este formată din mai multe fire paralele (debitul fiind mare nu se găseşte o conductă cu diametrul ce se produce curent sau este necesară o siguranţă sporită a funcţionării aducţiunii, în care caz se prevăd *n* fire paralele legate cu bretele de interconectare) se poate lucra identic pentru un fir ce transportă debitul *Q*/*n* sau pentru toate cele n fire (cumulând investiţia şi costul energiei) (Mănescu A., şi colab., 1994).

- Determinarea *diametrului economic al aducţiunii* atunci *când pomparea* apei *se face discontinuu*, deoarece se evită utilizarea energiei în orele de vârf (de regulă 6-8, 17-21) când costul energiei este mai mare (respectiv se penalizează utilizatorul în scopul aplatizării curbei de consum), se face în mod similar cu observaţia că se modifică timpul de funcţionare a pompelor (*T*) şi apare un volum de apă suplimentar în rezervor (din cauza modificării curbei de alimentare) precum şi un volum de compensare amonte de staţia de pompare.

Pentru exemplificare şi numai pentru exemplificare, se dă calculul care urmează, în condiţiile cazului precedent.

La o pompare discontinuă pentru o funcţionare tehnologică normală, schema se complică:

– este necesară o staţie de pompare continuă a apei din puţuri (în nici un caz nu este raţional ca puţurile să funcţioneze periodic, colmatarea mecanică şi afuierea lângă coloana puţurilor este sigură);

– amorsarea sistemului este o problemă delicată şi laborioasă;

– este necesar un rezervor tampon de stocare a apei din care să se poată pompa intermitent apă în rezervoarele localităţii;

– repomparea de două ori a apei conduce la o pierdere de energie (randamentul total este $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 = 0{,}5$ pentru o pompă cu η=0,7) care cu greu compensează eventualele avantaje ale pompării discontinue;

– diametrul aducţiunii va fi mai mare pentru a pompa un debit sporit (volumul zilnic de apă este acelaşi).

Pentru pompare discontinuă se presupune pomparea în afara orelor de vârf (6-8,17-21), deci: T = 18 ore / zi = 6 600 ore/ an.

Volumul suplimentar de apă este egal cu apa ce nu se pompează pe durata orelor de vârf (6 ore).

$$V_{\sup l} = 6 \text{ ore} \cdot (14\,250/24) = 3\,560\, m^3 .$$

Costul specific al rezervorului, este de circa 0,400 mil. lei/m^3 , deci:

$$I_R = 0{,}400 \cdot 3\ 560 = 1{,}42 \text{ mld. lei şi}$$
$$C_{iR} = I / T_r = 0{,}02 \cdot 1{,}42 \cdot 10^9 = 28 \text{ milioane lei/an.}$$

Deci pentru costul investiţiei suma va fi:

$$C_i = C_{i(D)} + C_{iR} = I / T_r + 28 \text{ mil. lei/ an.}$$

Calculul din tabelul 20 urmăreşte aceeaşi procedură de determinare a diametrului economic, debitul de calcul fiind:

$$Q = Q_I \cdot 24/18 = 221 \text{ l/s.}$$

Tabelul 20

Diametrul conductei la pompare intermitentă (18 ore/zi)

Diametrul conductei *Dn* [mm]	Panta hidraulică *i*	Viteza *V* [m/s]	Pierderea de sarcină h_r [m]	Înălţimea de pompare *H* [m]	Puterea pompei *P* [kW]	Costul energiei C_e [mld.lei/an]
0	1	2	3	4	5	6
700	0,0005	0,6	1,9	13,2	41,7	0,204
600	0,0012	0,8	3,1	14,4	45,5	0,223
500	0,003	1,15	4,4	15,7	49,6	0,243
400	0,01	1,8	38,5	49,8	157	0,770

Diam. cond. *Dn* [mm]	Costul unitar *c* [mii lei/m]	Investiţia *I* [mld.lei]	Investiţia anuală în conductă [mld.lei/an]	Costul anual al investiţiei C_i [mld.lei/an]	Costul total anual *C* [mld.lei/an]	OBS.
0	7	8	9	10	11	12
700	4 200	16,2	0,32	0,524	0,552	C_{iR} =
600	3 000	11,55	0,23	0,453	0,481	$=28 \cdot 10^6$lei
500	2 100	8	0,16	0,403	**0,431**	
400	1 700	6,5	0,13	0,90	0,928	

Se constată şi o creştere generală a consumului de energie şi a costului general cu 15...100 %. Ca atare soluţia nu convine nici din punct de vedere

economic.Se adopta pentru aductiune, conducta din polietilena clasa 2,5, cu diametrul 500 mm.

6.3. CONSTRUCŢII ACCESORII PE ADUCŢIUNE

Din planul de situaţie şi profilul longitudinal (care în realitate se realizează la scări mai mari şi deci pot fi vizualizate mai multe detalii) rezultă că sunt necesare următoarele construcţii accesorii (fig. 30,*a*):

- un cămin pentru vana de linie (la jumătatea aducţiunii) cu rol şi de cămin de golire (amplasat în punctul cel mai de jos);
- trei masive de ancoraj la coturile bruşte din punctele 1,2,3 (două la 45^{o} şi unul la 80^{o} în punctul 2);
- masive de probă de presiune pentru tronsoane de conducte de circa 500 m (circa 8 buc.).

6.3.1. DIMENSIONAREA MASIVULUI DE REAZEM (pct. 2 fig. 31)

Conducta din tuburi de polietilenă cu mufa şi garnituri de cauciuc. Îmbinarea nu este etanşă decât dacă se menţine în poziţie iniţială piesa de racordare, cotul. Dacă acesta, sub împingerea apei se deplasează, etanşeitatea se pierde.

Asupra cotului apasă forţele de presiune, care tind să-l îndepărteze din poziţia iniţială. Mărimea rezultantei este (fig. 31):

$$R = 2\,P_p \sin \alpha/2;\ P_p = p \cdot A,$$

unde:

p - presiunea maximă în conductă; aici s-a adoptat presiunea de încercare a conductei 6 bar (presiunea maximă admisă de tuburi);

A - secţiunea vie a conductei (în mod normal ar trebui considerat diametrul interior al manşonului);

α - unghiul de frângere bruscă a traseului conductei ($\alpha = 80^{o}$);

P_p - forţa de presiune dată de presiunea apei din conducte.

$$R = 2 \cdot 60(\text{tf/m}^2) \cdot 0{,}196\ (\text{m}^2) \cdot \sin 40^{o} = 15\ \text{tf}.$$

Pentru a asigura o poziţie fixă a cotului trebuie ca acesta să nu se deplaseze din cauza:

– strivirii pamântului la suprafaţa de contact cu masivul (se admite în general o rezistenţă unitară a pământului σ_1=1 daN/cm^2), deci:

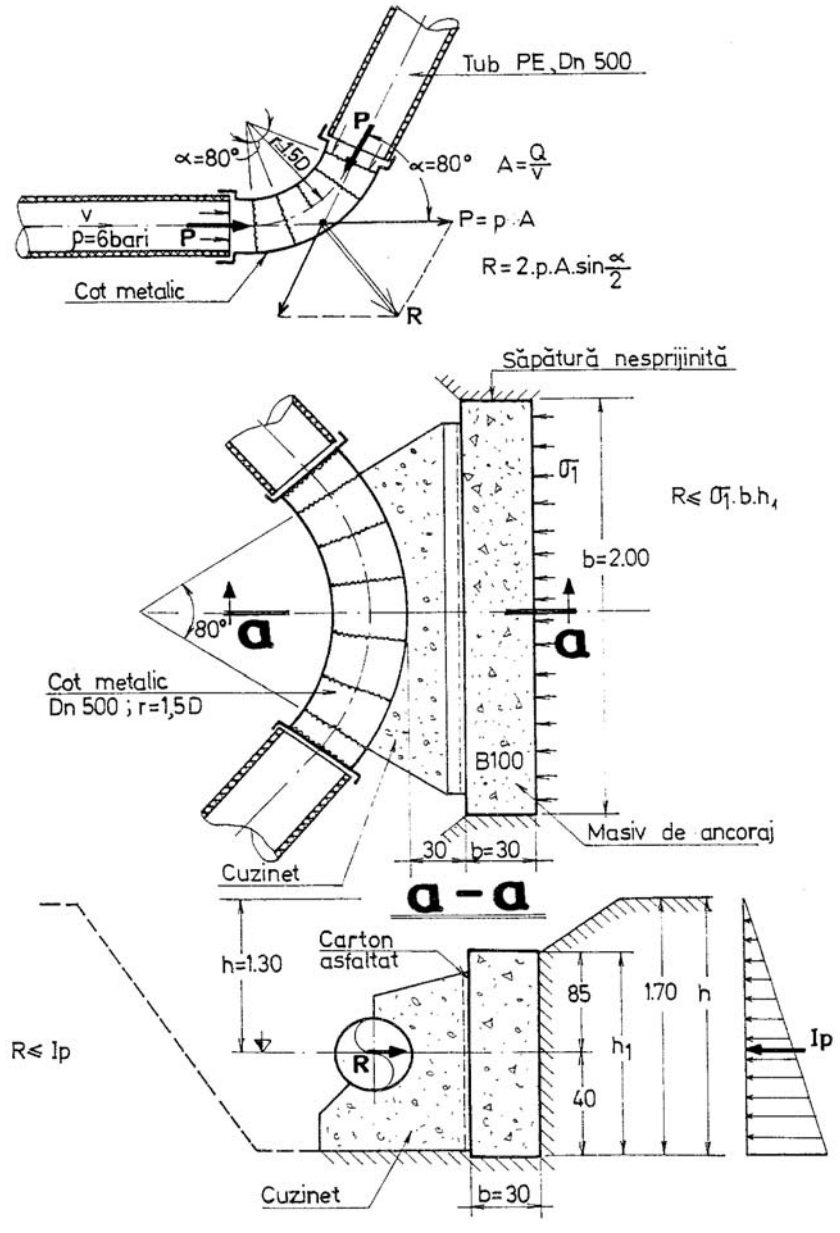


Fig. 31. Masiv de ancoraj.

$R \leq \sigma_1 \cdot b \cdot h$ (b şi h dimensiunile masivului);

– deplasării masivului ca urmare a depaşirii valorii rezistenţei pasive a pamântului; trebuie deci realizat:

$$R < k_p \cdot 1/2 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot b,$$

unde:

k_p - coeficientul de împingere a pământului;

γ_p - greutatea specifică a pământului.

Primele dimensiuni ale blocului de reazem:

$$bh = R/\sigma_1 = (15\ 000\ \text{daN})/(1\ \text{daN}/cm^2) = 15\ 000\ cm^2 = 1{,}5\ m^2;$$

cu o lungime a cotului $\ell_{cot} = 1{,}5\ D$, rezultă:

$$b_{min} \geq \ell_{cot} = 1{,}5\ D = 1{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 80\ (2\pi/360) \cong 1{,}10\ \text{m};$$

$h \geq 1{,}5/1{,}10 = 1{,}40$ m; se adoptă valoarea $h = 1{,}60$ m,

Valoarea împingerii pasive a pamântului ($\gamma_p = 1{,}8\ \text{tf}/m^3$, $\varphi = 30^o$, unghiul de frecare al pământului):

$$k_p = \text{tg}^2(45^0 + \varphi/2) = \text{tg}^2 60^o = 3;$$

$$I_p = 1/2 \cdot 1{,}8\ \text{tf}/m^3 \cdot 3 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}10 = 7{,}55\ \text{tf};$$

$R > 7{,}55$ deci cotul nu este asigurat;

– se măreşte dimensiunea masivului:

$h = 1{,}70$ m;

$b = 2{,}00$ m;

$$I_p = 1/2 \cdot 1{,}8\ \text{tf}/m^3 \cdot 3 \cdot 1{,}7^2 \cdot 2 = 15{,}6\ \text{tf},$$

şi acum $R < I_p$.

Pot fi definitivate cotele masivului (fig. 31). Frecarea masiv-pamânt şi forţa de forfecare pe lateral se consideră ca factori de siguranţă.

Capitolul 7

STAŢIA DE POMPARE TREAPTA I

7.1. DIMENSIONARE GENERALĂ

Schema de calcul, cu cotele rezultate de la determinarea diametrului economic este dată în figurile 30 şi 32. (Se analizează varianta în care sifonarea se face cu cap autoamorsant). Rezultă că trebuie asigurate pompe pentru:

$$Q = 166 \text{ d m}^3/\text{s} = 598 \text{ m}^3/\text{h};$$

$$H = Hg + h_r = 11{,}3 + 4{,}23 = 15{,}53 \text{ m}.$$

Din catalogul de pompe rezultă că sunt necesare două pompe şi una de rezervă tip DN-200-150-260 cu $Q = 300 \text{ m}^3/\text{h}$:

$$H = 17{,}0 \text{ m};$$

$$P = 22 \text{ kW};$$

1 500 rot/min.

7.2. VERIFICAREA PUNCTULUI DE FUNCŢIONARE

Pentru a verifica dacă cele două pompe legate în paralel realizează parametrii ceruţi se intersectează curba de pompare $Q(H)$ (a celor două pompe) cu curba caracteristică a conductei $H = Hg + MQ^2$, unde:

M - modulul de rezistenţă al conductei, calculabil cu expresiile:

$$M = [\lambda \cdot 1/D] \cdot [1/2g\ A^2] = s_o \cdot 1; \qquad \lambda = 8g/C^2;$$

$$C = (1/n) \cdot R_h^{1/6}; \quad R_h = Dn/4.$$

C - coeficientul Chèzy;
R_h - raza hidraulică;

A - secţiunea vie a conductei;
λ - coeficientul de rezistenţă hidraulică.

Curba $Q(H)$ a pompei, ca şi curbele $\eta(Q)$, P (Q) sunt date în catalogul de fabricaţie al pompei, pus la dispoziţie de fabrica furnizoare. Pentru pompa DN 200b este dată, în figura 32, pentru o pompă şi prin dublarea valorilor Q la acelaşi H curba a două pompe.

Curba caracteristică a conductei $H(Q)$ se construieşte, dând valori lui Q (pentru polietilenă $1/n$ =90):

$C = 90\cdot(0{,}5^{1/6}/4)=63{,}5;$

$\lambda = 8g/C^2 = 0{,}0198;\ A = 0{,}196\ m^2;$

$M = (0{,}0198/0{,}5)\cdot(1/20)\cdot(1/0{,}196^2)\cdot 3\,850 = 0{,}05\cdot 3\,850 \Rightarrow$

$\Rightarrow M = 196\ (s^2/m^5).$

Dând valori pentru debitul Q se calculează înălţimea de pompare şi deci coordonatele punctelor de pe curba de funcţionare a conductei:

$Q_0 = 0;$
$H_0 = H_g = 11{,}3$ m;

$Q_1 = 100\ m^3/h$ (27,8 l/s); $H_1 = 11{,}3 + 196\cdot 0{,}0278^2 = 11{,}45$ m;

$Q_2 = 200\ m^3/h$ (55,6); $H_2 = 11{,}3+196\cdot 0{,}0556^2 = 11{,}90$ m;

$Q_3 = 300\ m^3/h$ (83,5); $H_3 = 11{,}3+196\cdot 0{,}0835^2 = 12{,}66$ m;

$Q_4 = 400\ m^3/h$ (111,1); $H_4 = 11{,}3+196\cdot 0{,}111^2 = 13{,}7$ m.

Rezultă punctul de intersecţie F, punctul de funcţionare, pentru care se realizează parametrii:

$$Q = 638\ m^3/h,$$

faţă de 598 m^3/h necesar:

$$H = 16{,}2\ m.$$

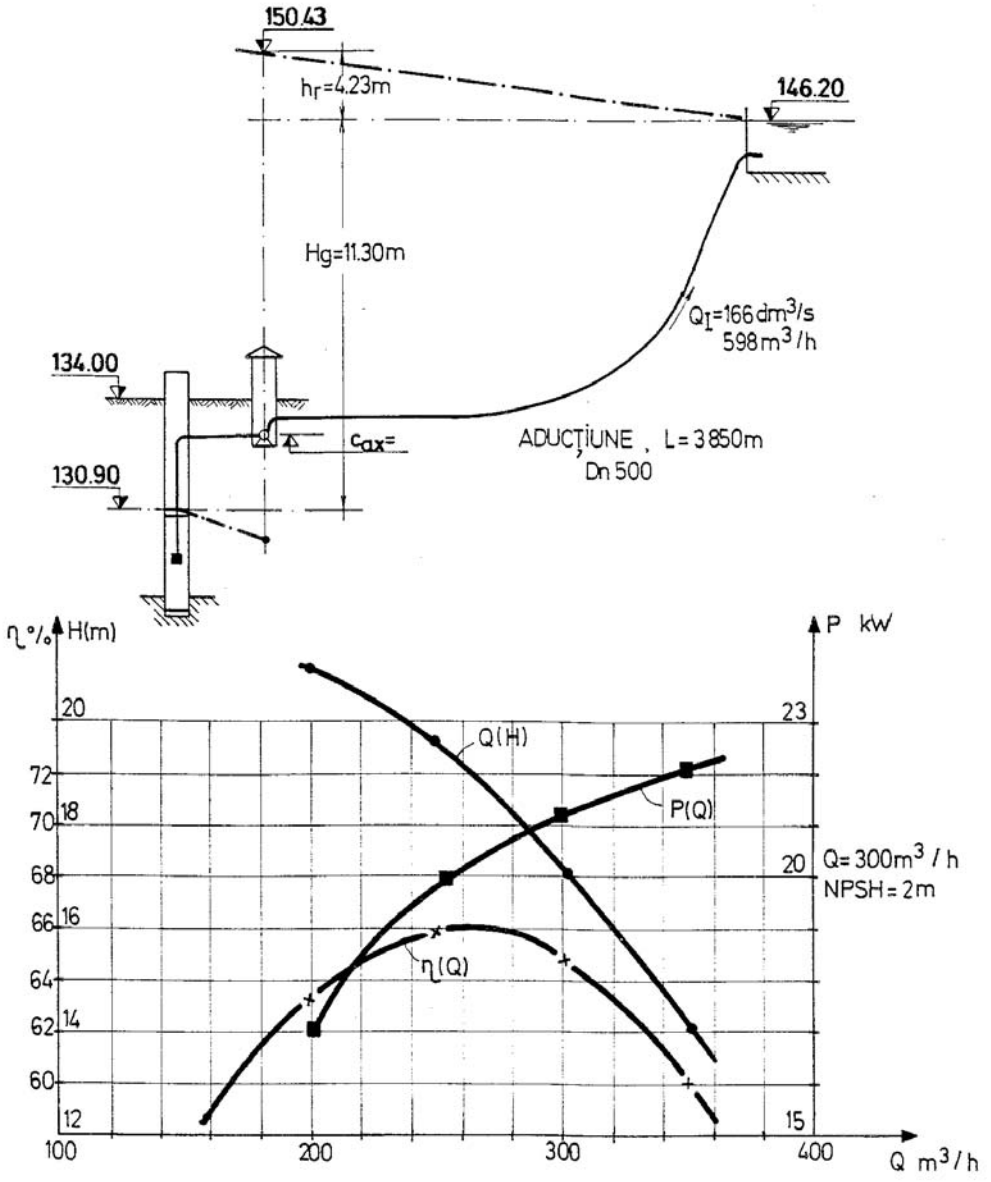


Fig. 32,*a* - Schema hidraulică a stației de pompare treapta 1 și curbele caracteristice ale pompei DN(TN) 200-150-260.

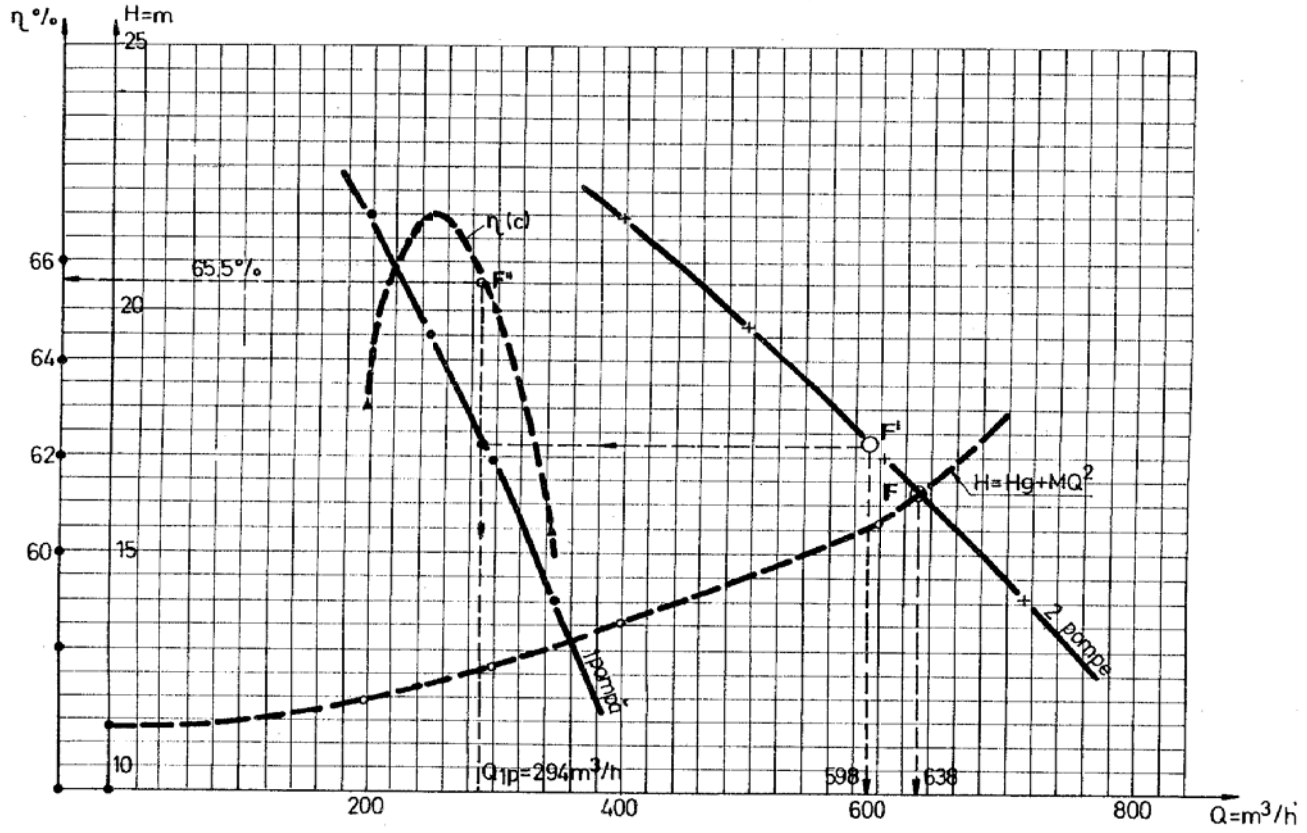


Fig. 32,*b* - Verificarea punctului de funcţionare al staţiei de pompare treapta 1.

Cum debitul realizat este ceva mai mare decât cel necesar rezultă că trebuie asigurat un reglaj din vană pentru a modifica parametrii curbei conductei (curba pompei este fixă). Închiderea vanei realizează punctul de funcţionare F'. Pentru valorile $Q = Q_I = 598\ \mathrm{m}^3/\mathrm{h}$, orizontala din F' la intersecţia cu curba unei pompe (F'') permite determinarea randamentului pompei, $\eta = 65\ \%$.

7.3. ALCĂTUIREA STAŢIEI DE POMPARE - INSTALAŢIE HIDRAULICĂ

Staţia de pompare conţine pompele pentru apă, 2 + 1 pompe DN 200 - 150 - 260 precum şi pompele de vacuum necesare pentru amorsarea sifonului de colectare a apei şi amorsarea pompelor de apă.

Pompele de vacuum sunt deja cunoscute, de la dimensionarea sistemului de sifonare: două pompe MIL 402, $Q = 60\ \mathrm{m}^3/\mathrm{h}$, $H = 200$ mm coloană de mercur, $P = 2{,}2$ kW.

Pentru automatizarea acestora şi amorsarea pompelor se prevede şi un cazan de vacuum, un recipient *tip Hidrofor* de 2 000 l.

Întrucât staţia de pompare va fi amplasată la cotă joasă, pentru a avea asigurată aspiraţia pompelor (ce are valori de 4...5 m), se preconizează executarea acesteia într-o construcţie monolit, izolată hidrofug. Construcţia va fi verificată la plutire.

Instalaţia hidraulică se alcătuieşte, cu elementele din figura 33, cu următoarele recomandări:

- viteza apei: pe aspiraţie 0,4...0,8 m/s; pe refulare 0,8...1,2 m/s;
- se evită pe cât posibil reducţiile întrucât piesele se execută greu şi au rugozitaţi interioare mari;
- se prevede vana pe fiecare intrare şi pe fiecare plecare din pompă;
- prima piesă (armatură) lângă pompă este o reducţie (reducţie asimetrică pe aspiraţie, reducţie normală pe refularea pompei);
- trecerea prin pereţi se va face prin piese etanşe;
- dimensiunile construcţiei vor fi modulate (multiplu de 3 m) pentru a permite executarea suprastructurii din elemente prefabricate-tip;

Pentru a putea definitiva instalaţia se acceptă pentru înălţimea de aspiraţie a pompelor 4 m, deci cota ax 131,0. Pentru această cotă şi conducta de refulare se află în pământ la o cotă bună 1,20 m.

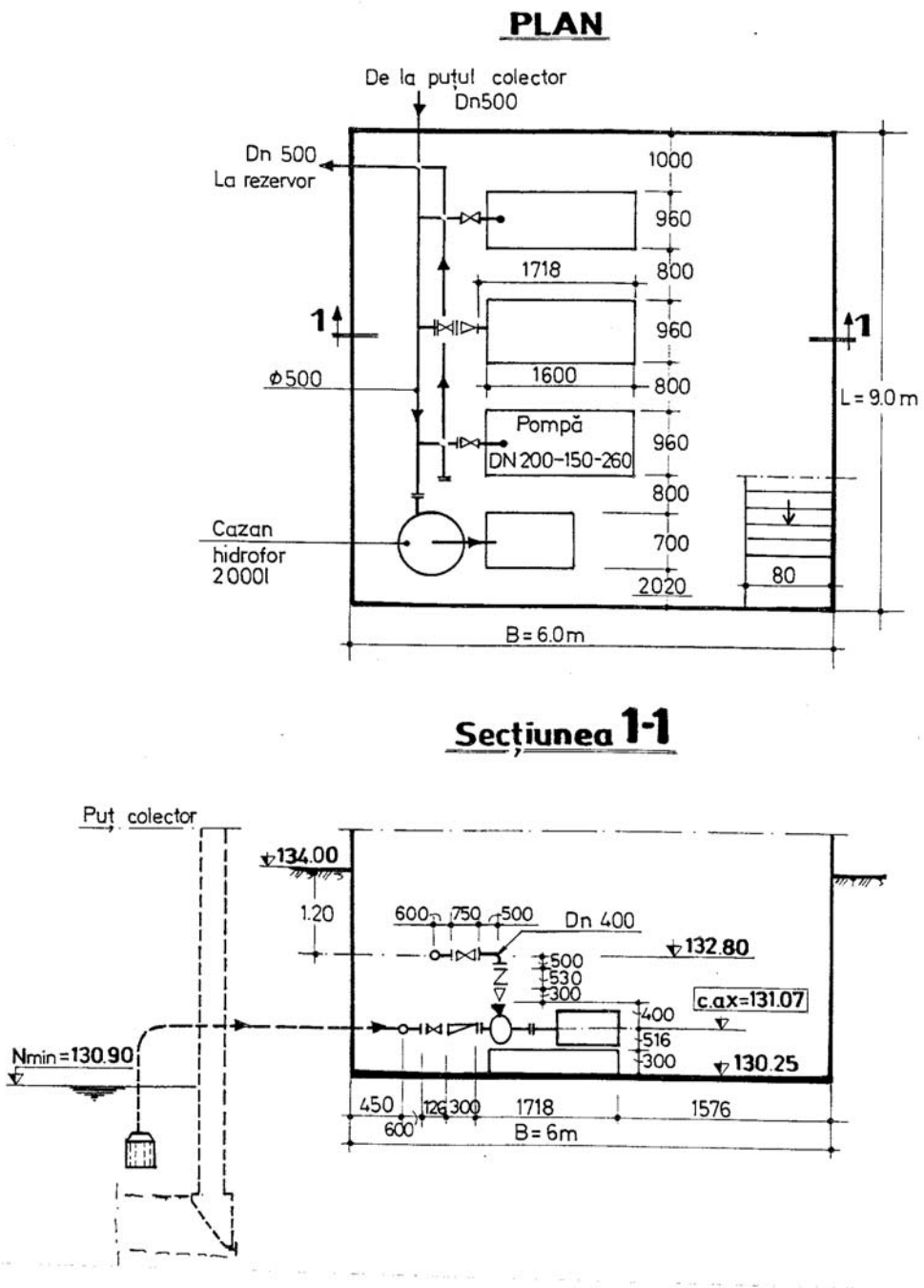


Fig. 33. Instalația hidraulică la SP_1.

7.4. DETERMINAREA COTEI AXULUI POMPEI

Pentru a asigura o funcţionare corectă a pompelor, pompe centrifugale, este esenţial ca acestea să fie amplasate astfel încât să nu intre în cavitaţie. Amplasarea axului pompei se face prin determinarea caracteristicii NPSH (Net Positive Suction Head, presiunea absolută pe aspiraţia pompei) a instalaţiei şi compararea acesteia cu NPSH pompă (dat de fabrica furnizoare). Semnificaţia NPSH instalaţie este dată în figura 34; este diferenţa între cota liniei piezometrice absolute din care se scade presiunea de vaporizare şi cota axului pompelor.

Este necesară determinarea pierderilor de sarcină pe aspiraţie, pierderi locale (h_1) şi pierderi distribuite (h_d); se utilizează relaţiile curente (Iamandi, C., 1978; 1986; Cioc, D., 1975):

$$h_1 = \sum \xi_1 \cdot (v^2/2g);$$

$$h_d = (\lambda \cdot l) \cdot v^2/D \cdot 2g;$$

şi
$$h_r = h_1 + h_d = \sum \xi_{echiv} \cdot v^2/2g = (\lambda \cdot \ell_{echiv}) \cdot v^2/D \cdot 2g.$$

Se adoptă a doua formulare (cu lungime echivalentă de conductă).

Transformarea rezistenţelor hidraulice ale armăturilor în pierderea de sarcină pe conducta echivalentă se face cu ajutorul anexei 5, la Dn = 500 mm:

ξ_{sorb} - ℓ_e = 130 m;

ξ_{cot} - ℓ_e = 16 m;

ξ_{teu} - ℓ_e = 50 m (2 teuri pentru pompa cea mai depărtată);

$\xi_{reductie}$ - ℓ_e = 15 m;

ξ_{real} - ℓ_e = 12 m (lungimea conductei drepte, fără armături);

ξ_{vana} - ℓ_e = 4 m;

$\ell_{echiv} = 130 + 16 + 2 \cdot 50 + 15 + 12 + 4 = 279$ m;

$h_r = i \cdot \ell_{echiv} = 0{,}0017 \cdot 279 = 0{,}47$ m (Dn 500, v = 0,85 m/s, i = 0,0017).

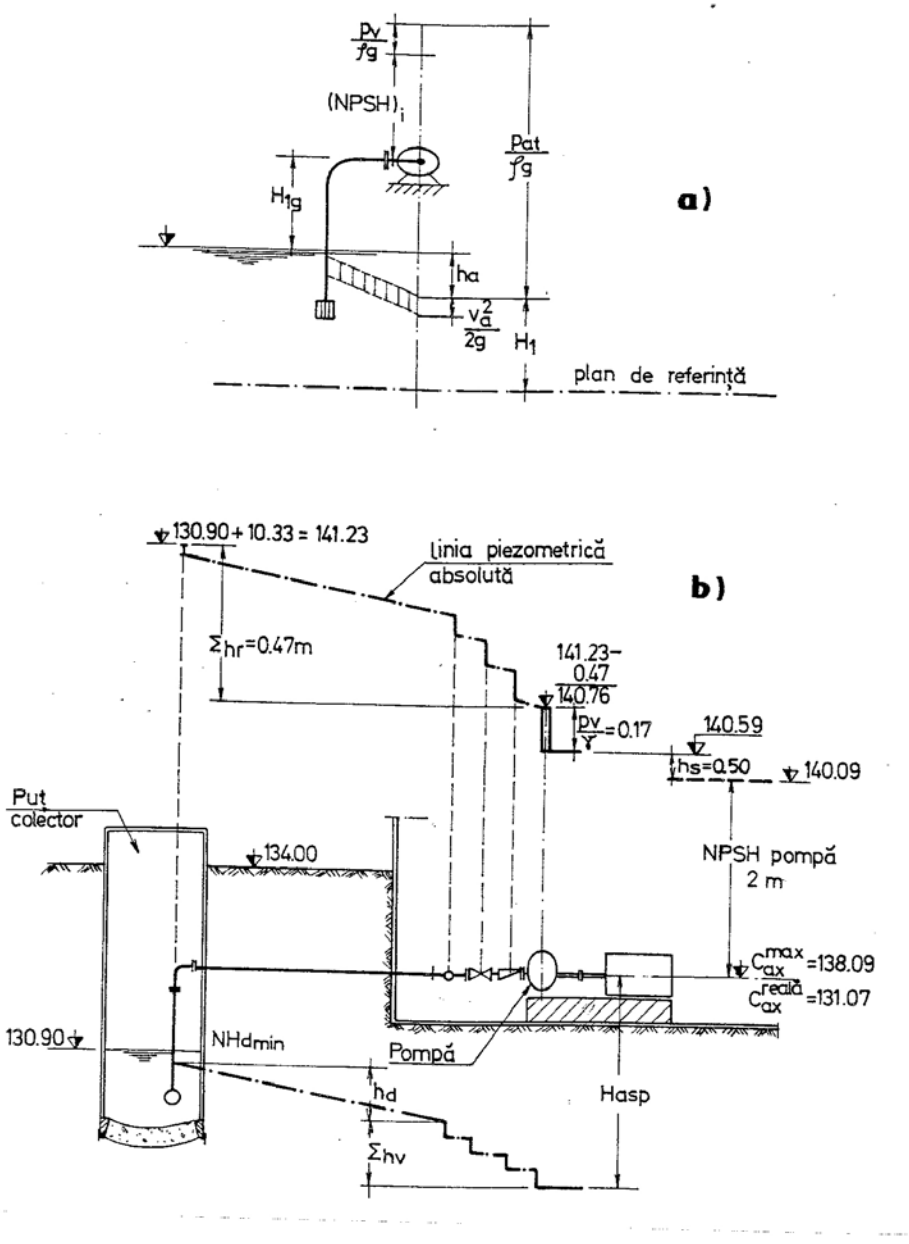


Fig. 34. Verificarea NPSH la staţia de pompare treapta 1 (*a*) notaţii generale; (*b*) cota axului pompei.

Presiunea de vaporizare a apei la temperatura de max. 14 °C, cât poate avea în subteran, este 1 705 N/m^2 (Iamandi, C., 1986).

$$p_v = 1\ 705\ \text{N/m}^2 = 0{,}17\ \text{m}.$$

Din figura 34 rezultă că pompa poate fi amplasată cu cota axului la orice valoare sub cota 140,09. Condiţiile constructive vor definitiva această valoare. Din figura 33 rezultă cota reală 131.07 (din catalogul de pompe pentru debitul dat NPSH pompa = 2m).

Cum condiţiile în care a fost determinat $\text{NSPH}_{\text{inst}}$ sunt cele mai dificile (nivel minim al apei în puţul colector, debit maxim, temperatura maximă a apei) pompa va funcţiona bine.

7.5. VERIFICAREA PRESIUNII MAXIME PE CONDUCTA DE REFULARE LA OPRIREA BRUSCĂ A POMPELOR (ÎNTRERUPEREA ENERGIEI)

În cazul întreruperii alimentării cu energie electrică a staţiei de pompare în conducta de refulare apare o mişcare nepermanentă (lovitura de berbec) cu efect de spargere a conductei sau aspiraţia garniturilor (la vacuum).

Calculul complet este suficient de complicat. Se poate face cu ajutorul metodologiei stabilite în Catedra de Hidraulică (prof. D. Cioc, prof. G. Tatu) şi concretizate în normativul I-30-75.

Un calcul manual se poate face cu metoda Schnyder -Bergeron (Cioc, D., 1975; Mănescu, A., 1975).

În cazul de faţă presiunea de lucru şi viteza având valori mici este posibil ca fenomenul să producă suprapresiuni mai mici.

Suprapresiunea maximă produsă la oprirea bruscă a pompei (care de fapt se face în câteva secunde sau uneori în zeci de secunde, după inerţia rotorului) se face cu formula Jukovski:

$$\Delta p = c \cdot v / g,$$

unde:

c - celeritatea, viteza de transmitere a undei de presiune, m/s;

v - viteza medie de curgere a apei (0,85 m/s);

g - acceleraţia gravitaţiei, aproximativ 10 m/s^2.

$$c = 1\ 425/[1 + E_a \cdot D / E_{PE} \cdot \delta]^{1/2},$$

în care:

E_{PE} = modul de elasticitate pentru polietilenă - 15 000 daN/cm^2;

E_a = modulul de elasticitate al apei -210 000 daN/cm^2;

D = diametrul conductei, Dn 500 mm;

δ = grosimea peretelui conductei =12,2 mm;

c = 60 m/s; Rezultă: $\Delta p = 0{,}85 \cdot 60/10 = 5{,}1$ m.

Presiunea maximă a apei în conductă nu va putea fi mai mare de:

$$p_{max} = p_r + \Delta p = (146{,}20 - 130) + 5{,}1 = 21{,}3 \text{ m}.$$

Rezultă că fără măsuri de protecţie conducta va suporta presiuni maxime de circa 2,5 atm Ca atare va trebui ales un tub de 2,5 atm, iar presiunea de încercare va fi tot de 2,5 atm. Dacă se intenţionează ca în viitor din motive justificate să se obţină o schemă în care presiunea va creşte se va ţine seama de acest lucru.

Se poate vedea comportarea bună a conductei de polietilenă; materialul fiind elastic atenuează mult fenomenul de suprapresiune.

7.6. STAŢIE DE POMPARE CU POMPE CU AX VERTICAL

Echiparea cu pompe cu ax orizontal prezintă urmatoarele dezavantaje:

- o construcţie mare, amplasată la o cotă joasă, pentru a asigura aspiraţia pompelor; executarea acesteia în apa subterană cu o hidroizolaţie bună;
- amorsarea pompelor se face cu o instalaţie auxiliară care costă, consumă energie şi ocupă spaţiu;
- accesul în staţia de pompare este greoi şi ocupă spaţiu;
- există instalaţie electrică de forţă într-o construcţie joasă;
- înlocuirea agregatelor se face cu greutate.

Diversificarea mare a tipurilor de pompe cu ax vertical permite astăzi luarea în considerare şi a unei variante cu asemenea echipare. Pot fi folosite pompe submersibile (tip HEBE, tip FLYGT-EPEG) sau pompe cu motor uscat (tip MV etc.).

Din catalog poate fi aleasă:

- pompa tip MV 253·1 cu caracteristicile:

Q = 166 dm^3/s, H = 17 m;

(sunt două pompe: una în funcţiune şi una de rezervă);

– sau pompa EPEG 200 cu:

$Q = 600$ m^3/h, $H = 14{,}2$ m;

– sau pompa HEBE HB 125·1 cu:

$Q = 150$ m^3/h, $H = 18$ m, motor de 13 kW;

(vor fi necesare patru pompe în funcţiune) etc.

Pompele vor fi amplasate chiar în puţul colector care va trebui redimensionat corespunzător (fig. 35).

Pompa va fi amplasată la minimum 1,0 m sub nivelul minim al apei în puţul colector. Conducta de refulare cu diametrul (la o pompa) de 250 mm va putea fi racordată la un colector în puţ sau în afara puţului colector.

Rezultă un puţ colector cu diametrul de 4 m.

7.7. MĂSURI DE PROTECŢIA MUNCII LA STAŢIA DE POMPARE

Pentru prevenirea producerii de accidente, la manipularea pompelor când se instalează, pe durata exploatării, sau când se execută operaţiuni de întreţinere curentă, este nevoie ca personalul să fie calificat şi să fie instruit special.

Câteva din regulile ce trebuie respectate sunt:

(1) Instalarea aparatajelor electrice precum şi orice lucrare executată asupra aparatajului electric se va executa în condiţiile deconectării instalaţiei electrice de la reţea.

(2) Aparatajul electric trebuie amplasat şi protejat astfel încât să se evite contactul accidental al personalului necalificat cu acesta.

(3) Înainte de punerea în funcţiune a instalaţiei electrice se va verifica dacă:

– sunt legate corespunzător la pământ toate piesele care pot veni în contact cu instalaţia electrică;

– piesele în mişcare au apărătoare de protecţie (atenţie la cuplajul elastic; dacă este vopsit cuplajul în exterior cu dungi albe se poate verifica imediat dacă pompa este sau nu în funcţiune).

(4) În staţia de pompare se va afişa la loc vizibil, după caz, schema instalaţiei în care sunt marcate: pompa, armăturile de manevrat şi instrucţiuni clare de supraveghere a funcţionării.

(5) Se interzice cu desăvârşire:

– repararea pompei, motorului sau pieselor anexă atâta vreme cât pompa funcţionează sau este sub tensiune;

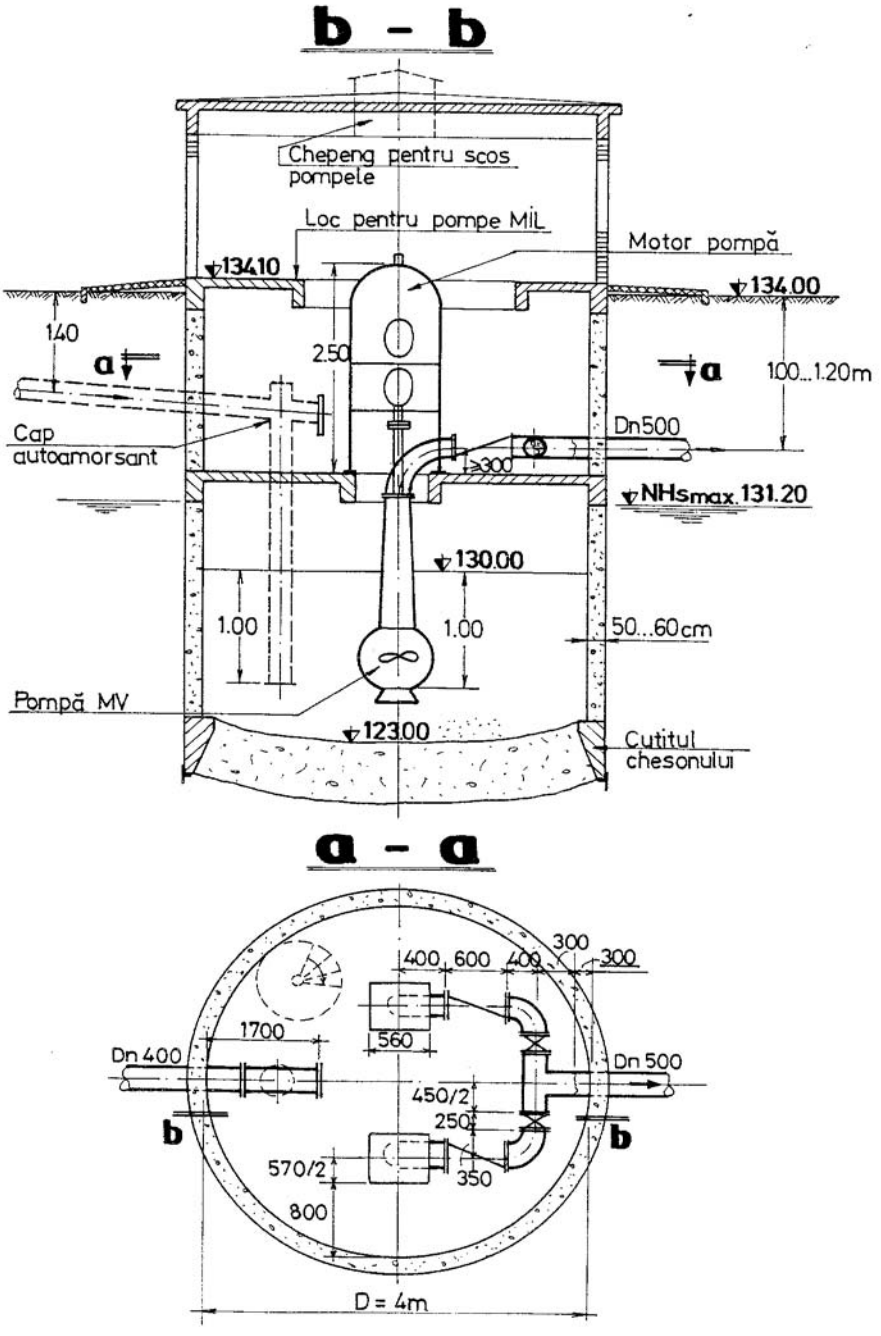


Fig. 35. Staţia de pompare treapta 1; varianta pompe cu ax vertical.

– folosirea în apropierea motorului, cuplajului sau altor piese în mişcare a halatelor legate slab, a părului neprotejat prin legare strânsă, a cârpelor sau frînghiei de etanşare care pot fi agăţate şi înfăşurate accidentând personalul;

– permiterea formării unui strat de apă pe podeaua construcţiei (când este cazul se poate prevedea instalaţie de epuizment);

– accesul la instalaţia electrică fără material de protecţie bun izolator (manuşi de cauciuc, cizme de cauciuc, grătar izolant lângă motoare şi panourile electrice);

– folosirea materialelor improvizate necalibrate etc. la reparaţii;

– pornirea pompei cu vana de pe refulare deschisă, existând riscul arderii motorului (exceptând situaţiile când pompa permite pornirea cu vana deschisă).

(6) Instruirea personalului se va face periodic, conform normelor specifice în vigoare; se va verifica gradul de reţinere a elementelor teoretice.

(7) În staţia de pompare nu vor avea acces persoane neautorizate, neânsoţite şi fără aprobarea persoanelor competente.

(8) Personalul va cunoaşte în amănunţime regulamentul de exploatare şi va nota toate manevrele făcute în registrul staţiei (cine a dat dispoziţia, ce trebuia executat, ce s-a executat, cine a executat, cine a verificat, data realizării, numele şi semnătura celui care a scris).

Capitolul 8

REŢEAUA DE DISTRIBUŢIE

Dimensionarea reţelei de distribuţie se execută conform prevederilor STAS 4163.

8.1. STABILIREA SCHEMEI REŢELEI

Principalele etape în stabilirea schemei reţelei de distribuţie sunt:

- forma reţelei care coincide cu reţeaua stradală (fig.36,*a*);
- numerotarea nodurilor;
- stabilirea unui sens de circulaţie raţională a apei; *apa să circule pe drumul cel mai scurt între castel şi beneficiar*; rezultă o reţea inelară (fig. 36,*b*);
- pe schema reţelei se calculează lungimile barelor şi lungimea totală:

$$\sum l = 15\ 110 \text{ m};$$

- stabilirea cotelor topografice ale nodurilor; sunt date direct în tabelele de calcul;
- se poziţionează nodurile din care se asigură debitul pentru cele două incendii simultane (interioare şi exterioare).

8.2. DIMENSIONAREA HIDRAULICĂ A REŢELEI

Stabilirea debitelor de calcul pe bare.

Ordinea de executare a operaţiunilor este:

- se consideră că apa se distribuie uniform pe lungimea conductelor egală cu lungimea străzilor şi ca atare se poate calcula un debit specific:

$$q = Q_{s\cdot o\,max} / \sum l = (\,Q_{II}^{d} - Q_{ii}\,) / \sum l = (230 - 15)/15\ 110 = 0{,}014 \text{ l/s·m}.$$

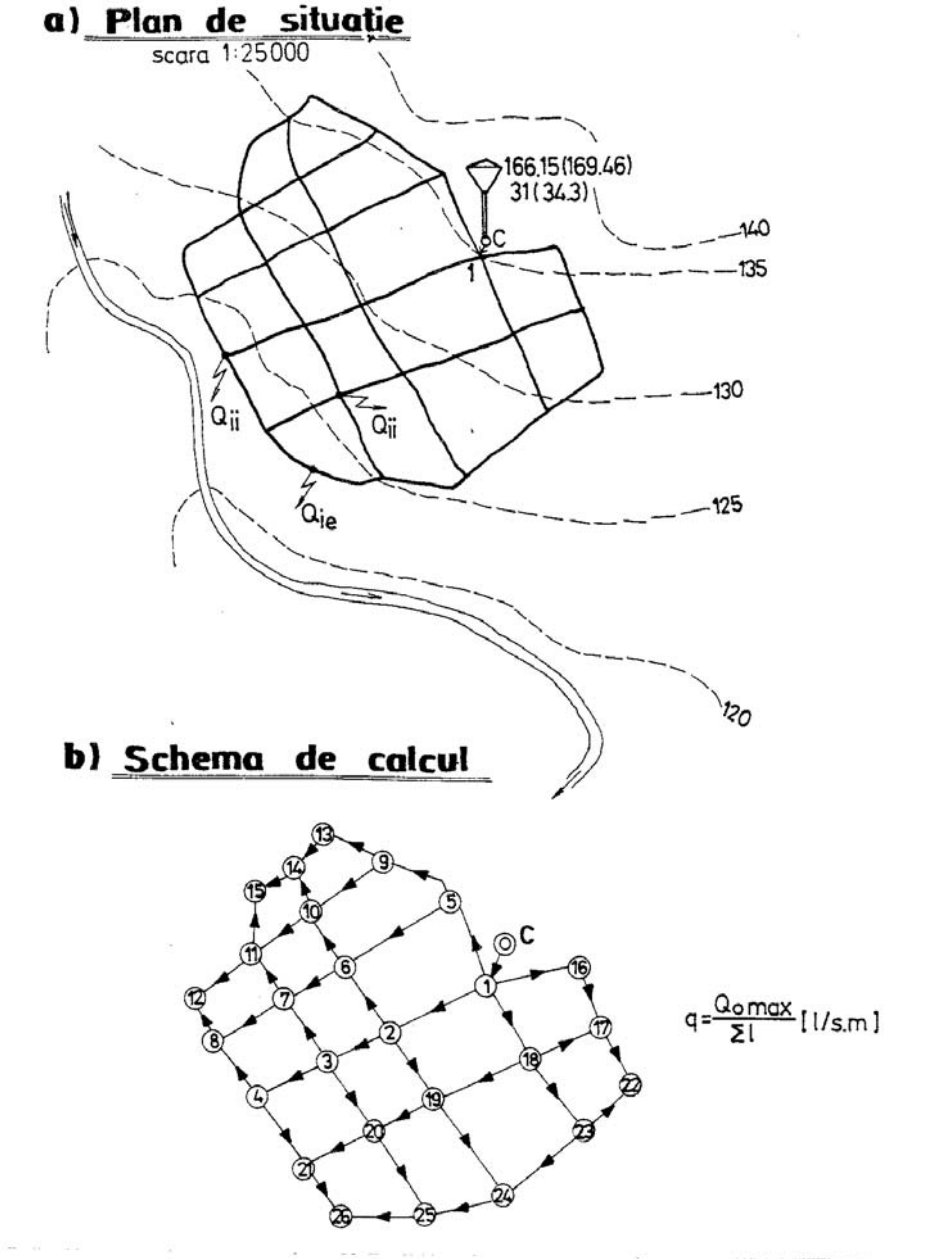


Fig. 36. Plan de situaţie (*a*) şi schema de calcul a reţelei de distribuţie (*b*).

– În nodul cel mai depărtat de castel, se poziţionează un incendiu exterior, cel de-al doilea fiind amplasat la distanţa *d* (v. verificarea reţelei);

– Se calculează debitele la capetele barelor (intrare în nod = q_i pe bară şi plecare din nod q_f pe bară) plecând de la nodurile la care sunt numai alimentări (toate săgeţile intră în nod) de exemplu nodurile 26, 12, 15, 22; pentru fiecare nod suma debitelor care intră trebuie să fie egală cu suma debitelor ce pleacă, conform ecuaţiei de continuitate:

$$\sum_{nod} Q = 0;$$

– în nodurile 4 şi 20 (ce alimentează clădiri pubice prevăzute cu hidranţi interiori) se adaugă şi debitul de incendiu (Q_{ii});

– *debitul* de plecare din bară q_f rezultă din echilibrul nodului (când nodul este alimentat prin mai multe bare distribuţia se face orientativ astfel încât traseele mai scurte să aibă debite mai mari şi totodată reţeaua să rezulte echilibrată); *debitul* de intrare în bară q_i se obţine din debitul final la care se adaugă debitul de apă consumată de bară $q \cdot \ell_{if}$:

$$q_i = q_f + \ell_{if} \cdot q;$$

– parcurgând reţeaua în sens invers săgeţilor, reprezentând sensul de circulaţie al apei, se ajunge în nodul de legătură cu castelul, nodul 1, nod în care suma debitelor care pleacă este cunoscută, prin calcul, dar este cunoscută şi valoarea debitului care intră, Q_{II}^d ;dacă nu sunt erori mari de calcul:

$$Q_{II}^d = q_{1-18} + q_{1-2} + q_{1-5};$$

– condiţia de închidere a nodului 1 este obligatorie; valorile debitelor sunt date în figura 37;

– cu debitele de la capetele barelor q_i , q_f se determină valoarea debitului de calcul pe bară:

$$q_c = (q_i + q_f)/2;$$

– în exemplul de faţă au fost calculate debitele q_c numai pentru barele celor patru inele şi a tronsoanelor dimensionate pentru verificarea cotei piezometrice, tabelul 21, figurile 37 şi 38; pentru simplificarea calculelor reţeaua (inelară) în totalitate a fost transformată într-o reţea mixtă;

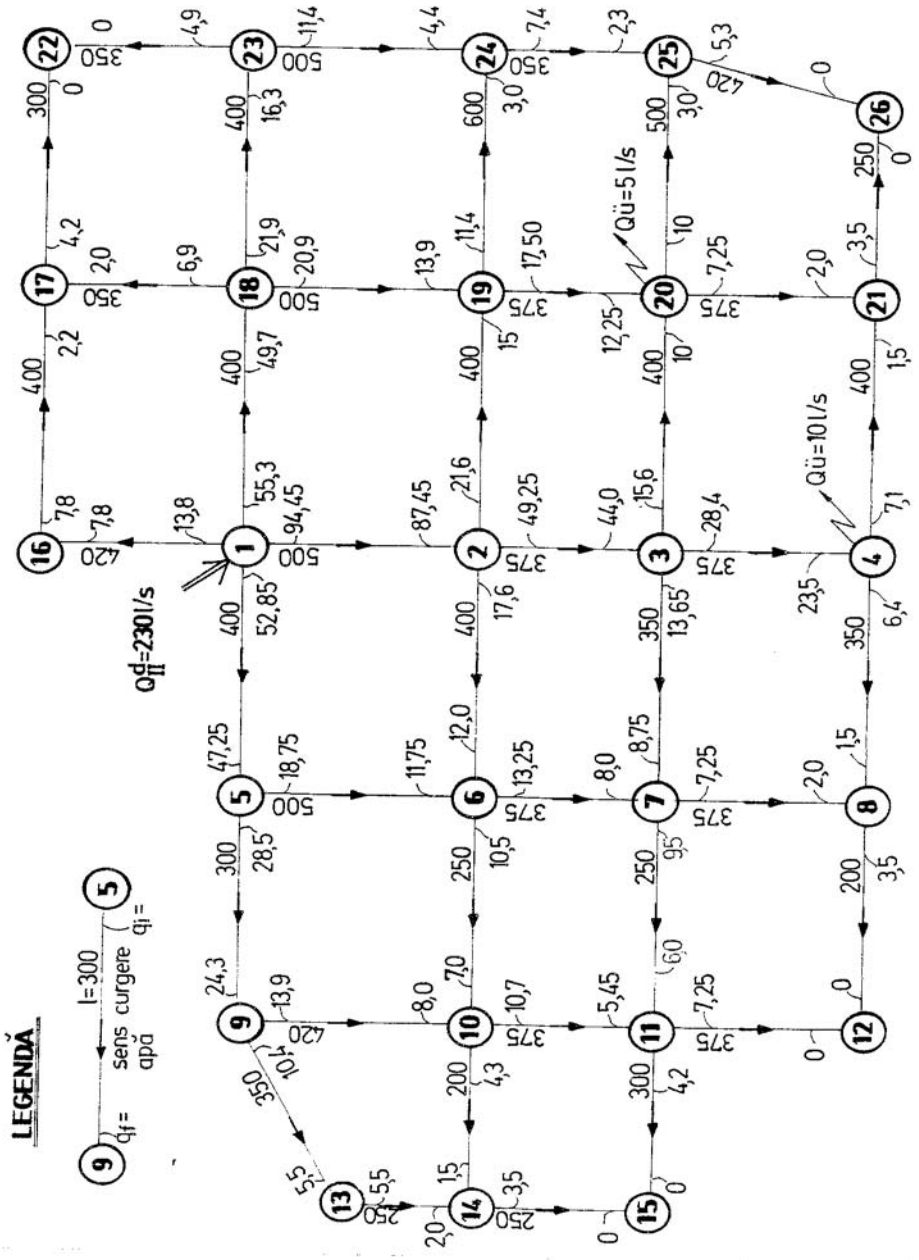


Fig. 37. Schema rețelei cu debitele de calcul.

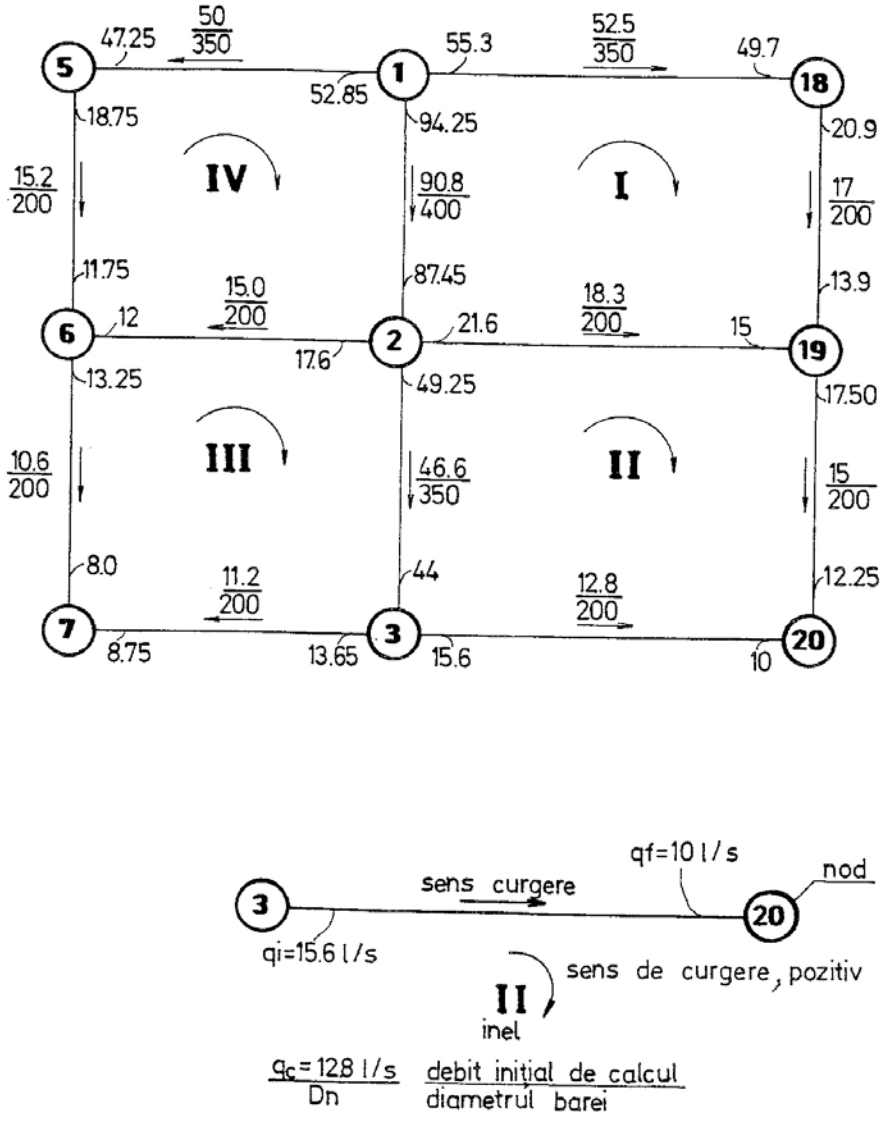


Fig. 38. Schema de calcul pentru rețeaua inelară.

– cum distribuţia debitelor este făcută arbitrar este necesar să se verifice ca pe fiecare inel suma pierderilor de sarcină să fie nulă:

$$\sum_{inel} h_r = 0 \ (\leq 0{,}5 \text{ m conform STAS 4163});$$

– cum calculul manual este laborios, iar pentru marea majoritate a barelor, debitele fiind mici, diametrul va avea valoarea minimă constructivă (pentru a permite montarea hidranţilor exteriori), calculul a fost făcut numai pentru inele vecine nodului 1.

Verificarea închiderii pierderii de sarcină pe inele.

Cu debitele de calcul pe bare din diagrama Manning (pentru tuburi din PE, mai ieftine, presiune mică în reţea) se aleg valorile pentru diametre astfel:

– viteza de curgere a apei să se găsească în limitele 0,6...1,5 m/s;

– panta piezometrică să nu depăşească valoarea $5‰$. decât accidental (este panta medie cu care s-a determinat cota castelului);

– barele ce alcătuiesc un inel să aibă diametre de valori apropiate (bine este în limita $D_{max} / D_{min} = 2$);

– pentru determinarea debitelor corecte pe bare, pentru care se realizează la fiecare inel $\sum h_r \leq 0{,}5$ m, se aplică metoda aproximaţiilor succesive (CROSS-LOBACEV).

- *Etapele de realizare a calculului* pot fi urmărite pe tabelele 21, 23:

– numerotarea inelelor (a barelor este deja făcută şi se menţine);

– alegerea unui sens pozitiv de parcurgere, sens pozitiv =sens orar (debitele care curg în sens pozitiv dau pierderi de sarcină pozitive, cele care curg în sens invers dau pierderi de sarcină cu sens negativ);

– completarea valorilor cunoscute în coloanele 1, 2, 3, 4, 7; debitele din coloana 7 au semnul (+) sau (-) după regula anterioară;

– calcularea modulului de rezistenţă (pentru polietilenă $1/n = 90$), coloanele 5, 6 astfel:

$$M = s_0 \cdot l = [(\lambda \cdot l)/D] \cdot (l / 2g\ A^2) = l \cdot l / A^2\ C^2 R = l \cdot l / K^2$$

Cu $A = \pi\ D^2/4$; $C = [(1/n)] \cdot R^{1/6}$; $R = D/4$ (valori în m şi s)

sau cu ajutorul valorilor s_0, K din tabelele (Iamandi, C., 1986; Mănescu, A., 1989), v. anexa 2;

Tabelul 21

Corecţia debitelor în cazul dimensionarii reţelei

Inel	Bară	Diam cond Dn [mm]	Lung. bară l [m]	Coef.spec.de rezistenţă s_0 [s^2/m^6]	Modul de rezistenţă $M = s_0 \cdot l$ [s^2/m^5]	Valori iniţiale		
						Q_0 [dm^3/s]	MQ_0	MQ_0^2 [m]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	1 - 18	350	400	0,0218	8,7	52,5	0,46	0,02
	18-19	200	500	0,0263	13,2	17,0	0,22	0,01
	19-2	200	400	0,0263	10,5	-18,3	0,19	- 0,03
	2 - 1	400	500	0,0209	10,5	-90,8	0,95	- 0,09
$\sum h_r = -0,09$								
II	2 - 19	200	400	0,0263	10,5	18,3	0,19	0,03
	19-20	200	375	0,0263	9,9	15,0	0,15	0,15
	20 - 3	200	400	0,0263	10,5	- 12,8	0,13	- 0,01
	3 - 2	350	375	0,0218	8,2	- 46,6	0,38	- 0,02
$\sum h_r = 0,15$								
III	2 - 3	350	375	0,0218	8,2	46,6	0,38	0,02
	3 - 7	200	350	0,0263	9,2	11,2	0,1	0,01
	7 - 6	200	375	0,0263	9,9	- 10,6	0,1	- 0,01
	6 - 2	200	400	0,0263	10,5	- 15,0	0,16	- 0,01
$\sum h_r = 0,01$								
IV	1 - 2	400	500	0,0209	10,5	90,8	0,95	0,09
	2 - 6	200	400	0,0263	10,5	15,0	0,16	0,01
	6 - 5	200	500	0,0263	13,2	-15,2	0,20	- 0,01
	5 - 1	350	400	0,0218	8,7	-50	0,44	- 0,02
$\sum h_r = 0,07$								

– se calculează valorile MQ, coloana 8 şi valorile MQ^2, coloana 9 (valorile MQ sunt toate pozitive, valorile MQ^2 au semnul lui Q:

$$Q \rightarrow MQ^2 = MQ\,|Q| \text{ (m)};$$

– pe inel se efectuează algebric $\sum MQ$ şi $\sum MQ^2$, coloana 9;

– $\Sigma\, MQ^2 = \Delta H$ poate avea semnul (+) sau (-);

– se calculează debitul de corecţie pe inel, ΔQ_j :

$$\Delta Q_j = - (\Delta H/2 \cdot \sum MQ);$$

(se observă că pentru uşurinţa calculului corecţia de debit se calculează cu semn schimbat) şi se completează coloana în 10;

– se completează coloana 11, corecţiile de debit pe barele comune inelelor $\Delta Q_k = -\Delta Q_j$.

***Notă*:** valorile reale ale coeficientului s_o sunt luate din anexa 2, echivalate cu valori pentru azbociment; valorile reale pot fi diferite din cauza dimensiunilor efective ale tubului diametru/grosime perete şi a rugozităţii ce poate fi mai mică.

– se calculează în coloana 12 valoarea corectată a debitului:

$$Q_I = Q_0 + Q_j + Q_k ;$$

– se calculează din nou MQ_I , MQ_I^2 şi se continuă până când pe fiecare inel $\sum MQ^2 \leq 0{,}5$ m;

– când $\sum MQ^2 \leq 0{,}5$ m în coloana 7, 12 (sau similară) se găseşte valoarea corectată a debitului, iar în coloana 9, 14 (sau similară) valoarea pierderii de sarcină pe fiecare bară.

Dacă se urmăreşte tabelul 21 se poate constata că au fost adoptate conducte cu diametre prea mari deoarece pierderea de sarcină pe conductă este mică. În acest fel se realizează rapid *închiderea* pe inel $\sum h_r \cong 0$.

Pentru a demostra că diametrele sunt bune ar trebui făcută evaluarea costului conductelor şi a costului energiei de pompare. Dacă soluţia este raţională, comparabilă cu multe altele care pot fi adoptate, se reţine.

Dacă la prima etapă a calculului $\sum MQ^2$ pentru un inel are valori mult mai mari ca la celelalte este bine să se vadă cauza şi să se corecteze; astfel închiderea este laborioasă;

La calculul pentru această etapă lucrările au fost oprite după coloana 9 întrucât toate corecţiile sunt sub 0,5 m;

Rezultă din calculul de până acum că este foarte importantă alegerea formei reţelei, distribuţia debitelor şi alegera diametrelor. Practic există o infinitate de soluţii pentru reţea. Soluţia bună poate fi obţinută numai după evaluarea costurilor sau din stabilirea unor condiţii suplimentare de siguranţă în funcţionare.

Determinarea presiunii disponibile în noduri.

Reţeaua trebuie să asigure presiunea la branşament (determinată anterior) de 21 m pentru clădirile civile şi 25 m pentru clădirile publice cu

Tabelul 22

Calculul presiunilor disponibile

Bara	Nod Iniţial. Nod finală	Lungime bară l [m]	Debit bară Q [l/s]	Diametre Dn [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierderea de sarcină $h_r = MQ^2 = i \cdot l$ [m]	COTE Piezom (CP) [m]	COTE Topo (CT) [m]	Pres. disp. $CP - CT$ [m]	OBS.
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1	500	90,8	400			0,09*	164	135	29	
	2							163,91	130	33,91	
2	2	375	46,6	350			0,02*	163,91	130	33,91	
	3							163,89	127,5	36,39	
3	3	375	26	200	0,006	1,10	2,25	163,89	127,5	36,39	
	4							161,16	124	37,64	
4	4	400	4.3	110	0,007	0,75	2,80	161,16	124	37,64	
	21							158,36	124	34,36	
5	21	250	1,7	90	0,003	0,30	0,75	158,36	124	34,36	
	26							157,61	124	33,61	
6	1	400	50	350			0,02*	164	135	29	
	5							163,98	136,5	27,48	
7	5	300	26,4	200	0,006	1,10	1,80	163,98	136,5	27,48	
	9							162,18	136,5	25,68	
8	9	350	8	150	0,003	0,60	2,10	162,18	136,5	25,68	
	13							160,08	136,5	23,58	
9	13	250	3,8	110	0,003	0,50	0,75	160,08	136,5	23,58	
	14							159,33	135	24,33	
10	14	250	1,7	90	0,003	0,30	0,75	159,33	135	24,33	
	15							158,58	132,55	26,08	

Tabelul 23

Verificarea la incendiu. Corectarea debitelor pe reţeaua inelară

Inel	Bara	M	Valori iniţiale			Corecţia 1[a]					Corecţia 2[a]	
		$[s^2/m^5]$	Q_o $[m^3/s]$	MQ_o	MQ_o^2 [m]	ΔQ_i $[m^3/s]$	ΔQ_k $[m^3/s]$	Q_1 $[m^3/s]$	MQ_1	MQ_1^2 [m]	ΔQ_i	...
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	1- 18	8,7	0,0625	0,15	0,01							
	18 - 19	13,2	0,017	0,22	0,01							
	19 - 2	10,5	- 0,013	0,14	- 0,01							
	2 - 1	10,5	- 0,0958	1,01	- 0,10							
					0,09							
II	2 - 19	10,5	0,013	0,14	0,01							
	19 - 20	9,9	0,010	0,10	0,01							
	20 - 3	10,5	- 0,0128	0,13	- 0,01							
	3 - 2	8,2	- 0,0566	0,46	- 0,03							
					-0,02							
III	2 - 3	8,2	0,0566		0,03							
	3 - 7	9,2	0,0912	0,1	0,01							
	7 - 6	9,9	- 0,0106	0,1	- 0,01							
	6 - 2	10,5	- 0,015	0,16	- 0,01							
					0,02							
IV	1 - 2	10,5	0,0958	1,02	0,10							
	2 - 6	10,5	0,015	0,16	0,01							
	6 - 5	13,2	- 0,0152	0,20	- 0,01							
	5 - 1	8,7	- 0,050	0,44	- 0,07							
					0,03							

Observaţie: Neînchiderile fiind mici, nu este necesară corecţia debitelor; valorile din coloanele 6 - 12, lipsă, sunt cele din tabelul 21.

hidranţi interiori; calculul se face sistematic într-un tabel de forma celui cu numărul 22. Au fost alese mai multe circuite (în realitate se determină pentru toate nodurile) care să cuprindă:

- traseele cu cote mari ale terenului 1 - 5 - 9 - 13 - 14 - 15;
- traseul cel mai lung, cu hidranţi interiori la clădiri-nodurile 1 - 2 - 3 - 4 - 21 - 26;

Completarea tabelului se face astfel:

- se completează valorile cunoscute în coloanele 0, 1, 2, 3, 4, 6, 8;
- se completează diametrele şi celelalte elemente (i, h_r, V) pe barele ce nu fac parte din inele;
- se calculează cota piezometrică a punctului 1, egală cu cota minimă a apei din castel, egală cu cota nivelului fundului cuvei, 164,00 (fig. 25,*c*); dacă legătura castel-punct 1 este mai lungă se poate scădea pierderea de sarcină pe această legătură;
- *dacă tronsoanele* (barele, coloana 0) au fost *scrise* în sensul de curgere a apei, atunci cotele piezometrice aval se obţin din cotele piezometrice amonte, scăzând pierderea de sarcină a tronsonului (barei), coloana 6, coloana 7.
- valorile în multe noduri sunt cu circa 10 m mai mari; nu se poate trage o concluzie finală decât după cunoaşterea tuturor cotelor în noduri şi după verificarea la incendiu;
- diferenţa pe linie dintre coloana 7 şi coloana 8 (cunoscută prin interpolări pe planul de situaţie) conduce la presiunea disponibilă din noduri, coloana 9; presiunea trebuie să fie mai mare ca presiunea minimă cerută, la branşament;
- dacă se calculează cotele în toate nodurile este obligatoriu ca în acelaşi nod diferenţa de cotă să nu depaşească 1,5 m.

8.3. VERIFICAREA FUNCŢIONĂRII REŢELEI ÎN CAZ DE INCEDIU

În caz de incendiu reţeaua asigură pentru primele 10 minute, funcţionarea hidranţilor interiori. Dacă însă după 10 minute incendiul nu a fost combătut, sau clădirea nu are hidranţi interiori se acţionează hidranţii exteriori (de către organele PSI). Pentru ca aceştia să funcţioneze bine, trebuie ca la debitul de incendiu *reţeaua să asigure în orice punct* al ei *presiunea de 7 m*.

Pentru a nu supradimensiona reţeaua la două sau mai multe incendii simultane, distanţa dintre ele trebuie să fie mai mare ca valoarea

$$d = 10\,000/\,N_d^{0,5}\,(\text{m}),$$

unde:

N_d = densitatea populaţiei (loc/ha), ca medie pe suprafaţa localităţii;

N_d = 32 000 loc/230 ha = 140 loc/ha;

şi d = 850 m.

Pentru a reduce numărul de variante pentru încercare se consideră situaţiile cele mai dificile:

- un incendiu în punctul cel mai depărtat (nod 26) sau de cota înaltă;
- un incendiu în nodul în care există racord la clădirea cu hidranţi interiori (nod 4) aflat la distanţa *d*.

a) *Stabilirea debitelor iniţiale pe bare* (fig. 39,*a*; *b*)

Stabilirea debitelor se face pentru ipoteza de calcul cea mai dezavantajoasă (v. tab. 6) un incendiu interior în punctul 4, un incendiu exterior şi debitul total Q_{max}; incendiul exterior se stabileşte în punctul cel mai depărtat (26) cu valoarea:

$$Q_{i\,e} = 20 \text{ l/s}$$

În cazul de faţă situaţia este cea mai dezavantajoasă deoarece:

- se ia în considerare incendiul interior, cu debit maxim, în punct depărtat;
- se asigură $Q_{o\,max}$, cu presiunea de utilizare normală pentru beneficiari, (exceptând zona incendiului exterior);
- incendiul exterior se află la cea mai mare distanţă (nu şi pe cota cea mai mare).

Ordinea operaţiunilor pentru stabilirea debitelor initiale, pe reţeaua inelară este:

- pe schema reţelei se amplasează debitul de incendiu şi se distribuie pentru a fi asigurat din castel astfel ca circulaţia apei să păstreze sensul de curgere al apei (fig. 39,*a*;*b*), iar circuitele cu bare cu diametru mai mare să fie mai încărcate;
- se adaugă debitul de incendiu (atenţie!- se scoate incendiul interior din punctul 20) la debitele finale de calcul din tabelul 21 (coloana 9).

b) Verificarea distribuţiei debitelor

Întrucât distribuţia debitelor de incendiu s-a făcut arbitrar, iar diametrele conductelor sunt cunoscute, trebuie corectată valoarea acestora pâna la verificarea închiderii pierderilor de sarcina pe inel $\sum_{inel} h_r \leq 0{,}5$ m.

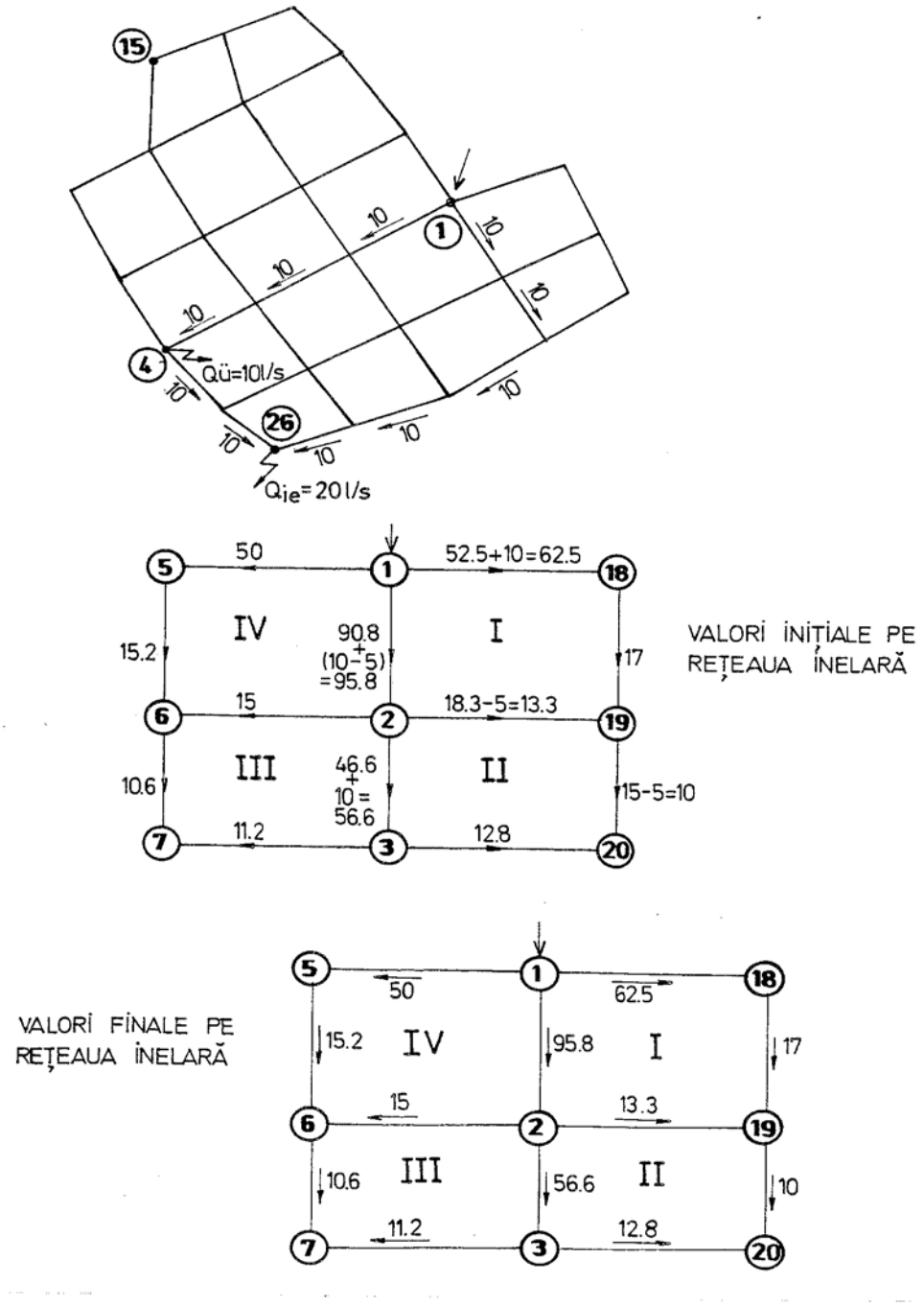


Fig. 39. Schema de calcul şi rezultatele la verificarea la incendiu.

Se face un calcul de corectare a debitelor după aceleaşi reguli ca cele de la dimensionare (completare tab. 21); valorile nou calculate sunt date în tabelul 23; au fost calculate debitele în m^3/s pentru exemplificare.

Cu debitele calculate în tabelul 23 se poate recalcula presiunea disponibilă din noduri după regulile folosite pentru completarea tabelului 22, (cu care se şi poate comasa la nevoie); datele sunt scrise în tabelul 24.

Rezultă că presiunea este asigurată în noduri pentru toate folosinţele:

– în punctul 4 şi 20 (cu hidranţi interiori) presiunea depăşeşte cei 25 m necesari;

– în toate punctele presiunea permite utilizarea apei în condiţii normale, cu excepţia zonei punctului 26 unde se combate incendiul (admisibil);

– în nodul 4 se asigură presiunea de 25 m necesari funcţionării hidranţilor interiori.

Se constată diferenţe mari de viteze pe conducte; fiind un caz de scurtă durată se poate accepta.

NOTĂ. În figura 40 este trasată linia piezometrică pe circuitele dimensionate. În punctele caracteristice au fost marcate şi presiunile necesare cerute la branşament.

- Cum se procedează dacă nu se asigură presiunea la branşament la dimensionarea reţelei?

Pot fi două situaţii distincte (şi combinaţii între ele):

– castelul are cotă prea joasă, sunt multe valori mici ale presiunii, iar pierderile de sarcină sunt relativ mici; soluţia se ridică nivelul cuvei cât este necesar;

– diametrul unor conducte este prea mic, şi pierderile de sarcină pe *unele* conducte sunt mari; *se măreşte diametrul* conductelor până când presiunea este asigurată (refacând toate calculele în care este implicat diametrul conductei);

- Pentru a fi bine dimensionată reţeaua trebuie verificată şi la alte ipoteze de funcţionare, de exemplu: două incendii teoretic simultane în punctele cele mai depărtate sau de cotă înaltă, la distanţa *d* între ele; avarie pe o bară importantă etc.
- Diametrul minim a barelor este dat de dimensiunea constructivă a hidranţilor (Φ 80 mm are hidrantul de incendiu), de viteza maximă în conductă, care nu trebuie să depăşească 3 m/s, de configuraţia reţelei şi siguranţa acesteia în funcţiune.
- Hidranţii exteriori se amplasează pe trotuar sau spatiul verde la circa 2 m de stradă, (bordură), în locurile accesibile, la minimum 5 m de clădire şi la maxim 100 m între ei; clădirile de tip *bloc* de locuinţe trebuie să aibă posibilitatea să utilizeze cel puţin trei hidranţi în caz de incendiu (vezi STAS 4163).

Tabelul 24

Verificarea presiunii în reţea în caz de incendiu

Bara	Nod iniţial. Nod final.	Lungime bară l [m]	Debit Q [l/s]	Diametrul conductei Dn [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierderea de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTE Piezom (CP) [m]	COTE Topo (CT) [m]	Pres. disp. $CP - CT$ [m]	OBS.
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1	500	95,8	400			0,10*	164	135	29	
	2							163,90	130	33,9	
2	2	375	56,6	350			0,03*	163,90	130	33,9	
	3							163,87	127,5	36,37	
3	3	375	36	200	0,012	1,75	4,5	163,87	127,5	36,37	
	4							159,37	124	35,37	
4	4	400	14,3	110	0,048	2,30	19,2	159,37	124	35,37	> 25 m
	21							140,17	124	16,17	
5	21	250	11,7	90	0,035	1,80	8,75	140,17	124	16,17	
	26							131,42	124	7,42	> 7 m
6	1	400	50	350			0,07	164	135	29	
	5							163,93	136,5	27,43	

Tabelul 24 (continuare)

Bara	Nod iniţial. Nod final.	Lungime bară l [m]	Debit Q [l/s]	Diametrul conductei Dn [mm]	Panta hidraulică i	Viteza v [m/s]	Pierderea de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTE		Pres. disp. $CP - CT$ [m]	OBS.
								Piezom (CP) [m]	Topo (CT) [m]		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
7	5	300	26,4	200	0,006	1,10	1,80	163,93	136,5	27,43	
	9							162,13	136,5	25,63	
8	9	350	8	150	0,003	0,60	2,10	162,13	136,5	25,63	
	13							160,03	136,5	23,53	
9	13	250	3,8	110	0,003	0,50	0,75	160,03	136,5	23,53	
	14							159,28	135	24,28	
10	14	250	1,7	90	0,003	0,30	0,75	159,28	135	24,28	
	15							158,53	132,55	26,03	

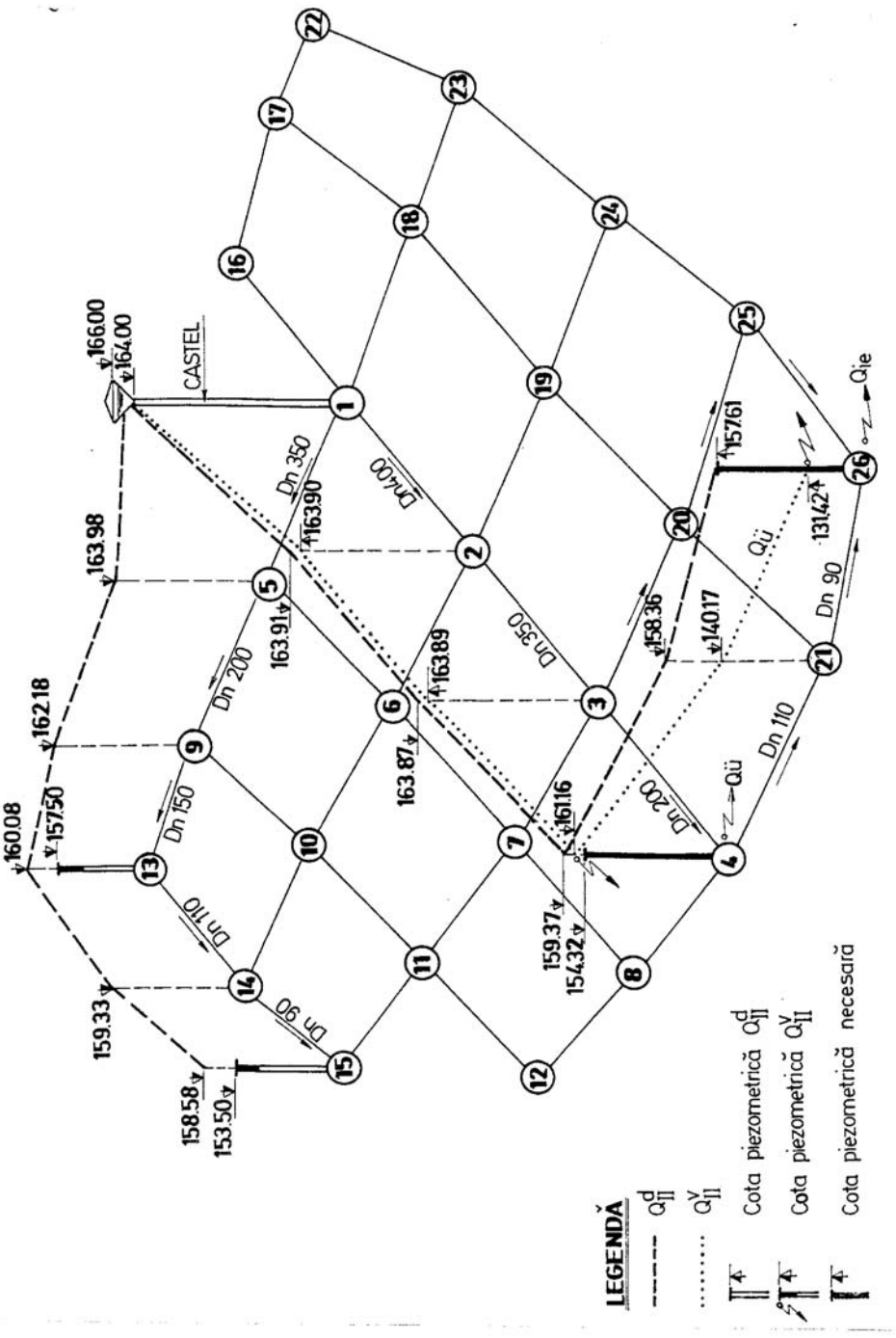


Fig. 40. Cote piezometrice şi presiuni disponibile în reţea.

Capitolul 9

PLANUL GENERAL DE SITUAŢIE

A SISTEMULUI DE ALIMENTARE CU APĂ

Acum când sunt cunoscute componenţa şi dimensiunile tuturor construcţiilor se poate definitiva planul general de situaţie al alimentării cu apă şi totodată şi profilul tehnologic general.

Aceste două desene de ansamblu dau o imagine completă, sintetică, asupra desfăşurarii lucrărilor şi permit factorilor de decizie să aprobe lucrările, iar beneficiarului să-si organizeze exploatarea. Totodată este posibilă organizarea execuţiei lucrărilor, precum şi racordarea cu alte lucrări necesare şi care fac obiectul unor proiecte de altă specialitate: drumuri de acces la obiective, racorduri electrice, telefonice etc.

În figura 41 este dat planul general de situaţie al alimentării cu apă, precum şi o schiţă a profilului tehnologic general. Este dată schiţa pentru că la o scară deformată pot fi mai bine redate elementele componete. În practică se elaborează de regulă profile tehnologice la scări convenabile, depinzând şi de etapa de proiectare.

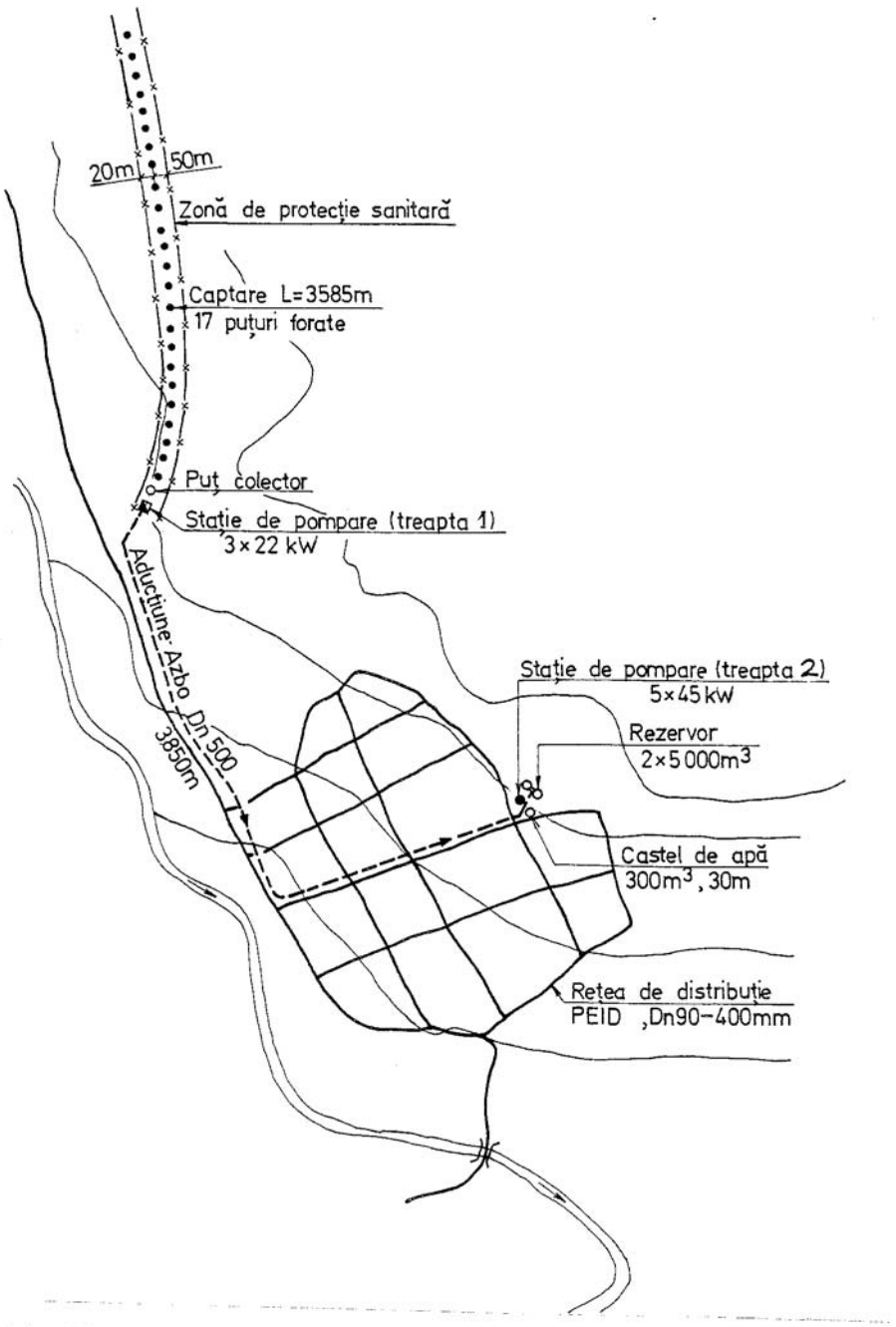
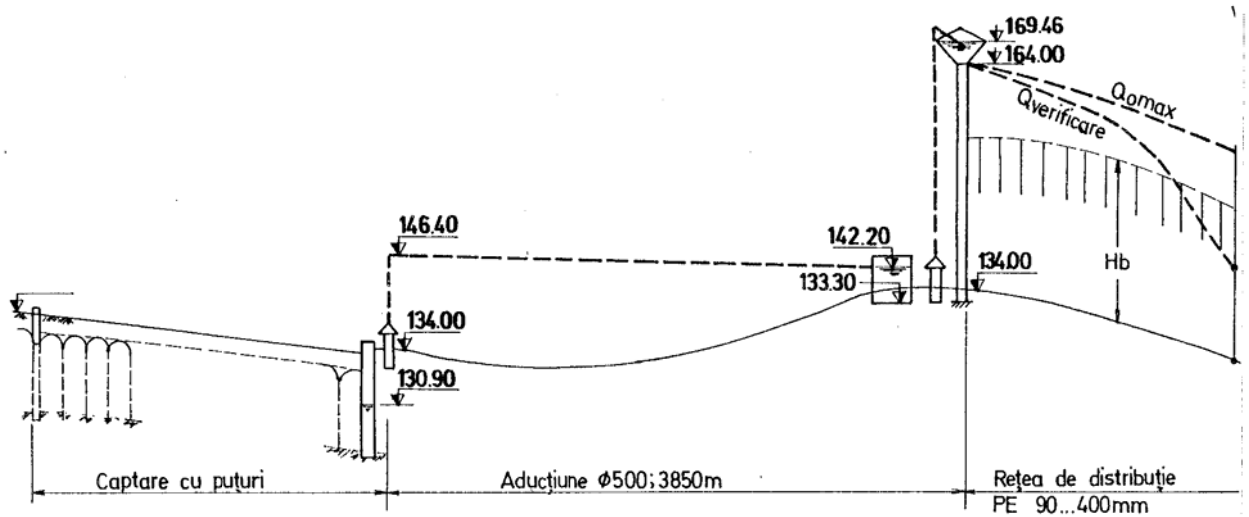


Fig. 41,*a* - Plan de situație al sistemului de alimentare cu apă pentru aplicația 2.



Punct	P_1	17 ×	P_{17}	SP_I	R	SP_{II}	CA				
Distanțe		3585									
Cotă teren			134.00	134.00		134.00					

Fig. 41,*b* - Schema tehnologică generală a sistemului de alimentare cu apă pentru aplicația 2.

PARTEA III

DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ A OBIECTELOR SCHEMEI DE ALIMENTARE CU APĂ CÂND SURSA ESTE APA DE RÂU

INTRODUCERE

În ţara noastră, din circa 2/3 din cantitatea disponibilă de apă este apa de suprafaţă. Cum această apă este relativ unform distribuită pe suprafaţa ţării, pentru debite relativ mari, peste 500 l/s, sursa de apă de suprafaţă este de multe ori cea mai avantajoasă soluţie. Avantajele sunt legate de mărimea debitului ce poate fi asigurat (sunt captări realizate pentru debite între 0,200 şi 20,0 m^3/s), din distanţa relativ mică între captare şi beneficiar (o aducţiune mai scurtă), dintr-un cost mai mic al lucrărilor de captare şi pompare. În schimb sunt două dezavantaje importante: calitatea apei din râu este variabilă în timp (şi se poate uşor înrăutăţi) şi este mai slabă decât calitatea de apă potabilă; din această cauză **apa din râu trebuie tratată**. Ori, staţia de tratare costă în general destul de mult ca investiţie, necesită o exploatare scumpă (reactivi, personal permanent-activ, energie) şi nu totdeauna se poate extinde pentru a putea prelua prin noi trepte de tratare pentru reducerea poluanţilor care pot fi prezenţi în apă. În aplicaţia 3 sunt dimensionate toate obiectele unui sistem de alimentare cu apă dar cu o dezvoltare mai mare pentru staţia de tratare. Staţia de tratare are o alcătuire clasică: limpezire (decantare, filtrare) şi dezinfectare. Pentru alte trepte de tratare (corectare gust, miros, poluare cu azot, substanţe toxice etc.) vor trebui consultate lucrări de specialitate şi făcute cercetări de laborator şi pe staţii pilot.

Capitolul 1

ELEMENTE GENERALE

1.1. TEMA APLICAŢIEI 3

Să se dimensioneze obiectele componente ale sistemului de alimentare cu apă necesar unei localităţi despre care se cunosc următoarele elemente:

- populaţia actuală este de 74 100 locuitori, cu un ritm mediu de creştere anual de $10^0/_{00}$;
- 50 % din populaţie este cazată în locuinţe parter şi patru, parter şi opt nivele, noi, prevăzute cu instalaţii interioare de apă caldă şi rece şi sistem centralizat de încălzire pentru apă caldă;
- 50 % din populaţie locuieşte în construcţii parter şi patru nivele care au instalaţii interioare de apă rece (cu mijloace locale de asigurare a apei calde menajere); încălzirea locuinţelor se asigură cu combustibil solid;
- construcţiile sunt executate din material cu grad I, II de rezistenţă la foc;
- dotările social-culturale ale localităţii sunt:
  - 10 şcoli, pentru toate nivelele de pregătire;
  - 4 cinematografe cu 600 locuri;
  - 1 teatru cu 900 locuri;
  - 2 spitale şi 6 policlinici;
  - 1 casă de cultură, cu sală pentru 600 locuri;
  - 1 sală de sport.
- reţeaua stradală şi forma reliefului terenului în zona localităţii sunt date în figura 42;
- sursa de apă care poate fi luată în considerare este râul care curge în apropierea oraşului, râu de categoria I (conform STAS 4706); calitatea apei din râu este acceptabilă din punct de vedere al caracteristicilor chimice şi are nevoie de îmbunătăţirea caracteristicilor fizice şi bacteriologice; studiile de laborator au arătat că apa este relativ uşor de tratat; valorile medii ale caracteristicilor apei sunt date în buletinul de analiză (anexa 7);

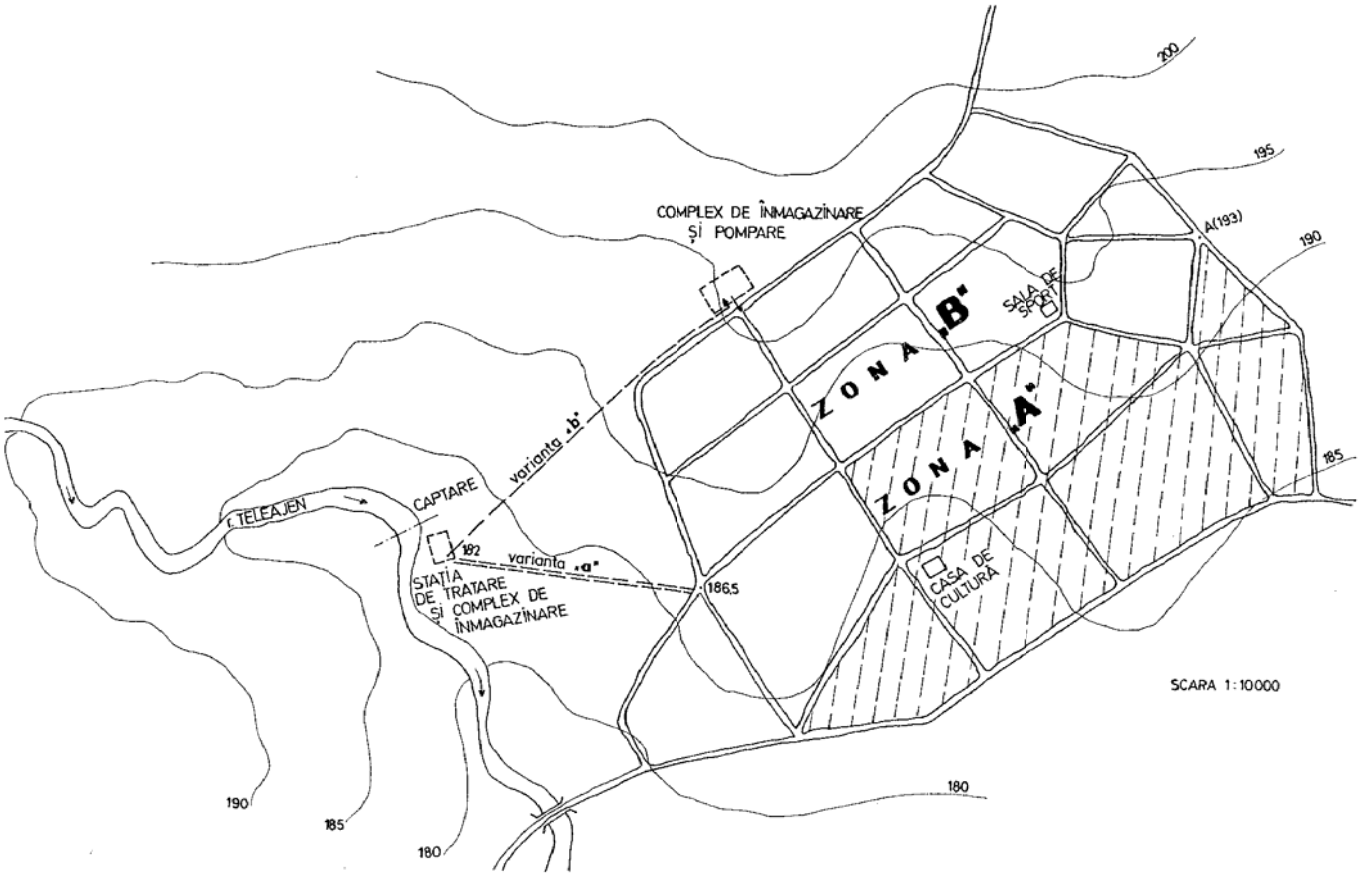


Fig. 42. Plan de situaţie, pentru aplicaţia 3.

– pentru asigurarea funcţionării întreprinderilor şi unitaţilor de industrie locală se apreciază un necesar de apă, mediu echivalent, de 30 dm^3 /loc·zi.

1.2. SOLUŢII PENTRU SCHEMA DE ALIMENTARE CU APĂ

1.2.1. ALEGEREA SCHEMEI

Stabilirea schemei de alimentare cu apă se face funcţie de elementele cunoscute:

– sursa de apă este apa de râu şi ca atare este necesară corectarea calităţii apei până la asigurarea valorilor cerute de STAS 1342 - 91;
– fiind vorba de apă potabilă staţia de tratare va cuprinde tehnologia pentru limpezirea totală a apei şi dezinfectarea cu clor;
– pentru siguranţa calităţii apei, captarea va fi amplasată amonte de localitate, într-o zonă stabilă a râului, cu mal înalt (neinundabil), pe acelaşi mal cu localitatea (se evită subtraversarea râului), pe partea concavă a unui cot (apa să ajungă natural lângă mal);
– apa va trebui pompată de cel puţin două ori: (1) din râu în staţia de tratare şi (2) din staţia de tratare la oraş (nu există cotă naturală pentru amplasarea unui rezervor pe sol);
– reţeaua de distribuţie va putea fi alimentată direct prin pompare (apa fiind luată dintr-un rezervor tampon) sau prin intermediul unui castel de apă, pentru menţinerea presiunii (fig. 43);
– reţeaua de distribuţie de joasă presiune (7 m presiune în caz de incendiu stins din exterior), va fi o reţea inelară (pentru siguranţă sporită în funcţionare).

Schema generală de alimentare cu apă şi schiţa profilului tehnologic sunt date în figura 43. Pe schemă sunt notate şi debitele de dimensionare a obiectelor componente, debite calculate în paragraful următor.

1.2.1.1. Schema a de alimentare cu apă:

– ***avantajele*** schemei din figura 43,*a*: (1) mai puţine pompări, deci mai puţină energie consumată; (2) toate obiectele gospodăriei ce necesită supraveghere continuă sunt grupate, deci este nevoie de personal calificat mai puţin numeros; (3) se evită un castel de apă, scump.

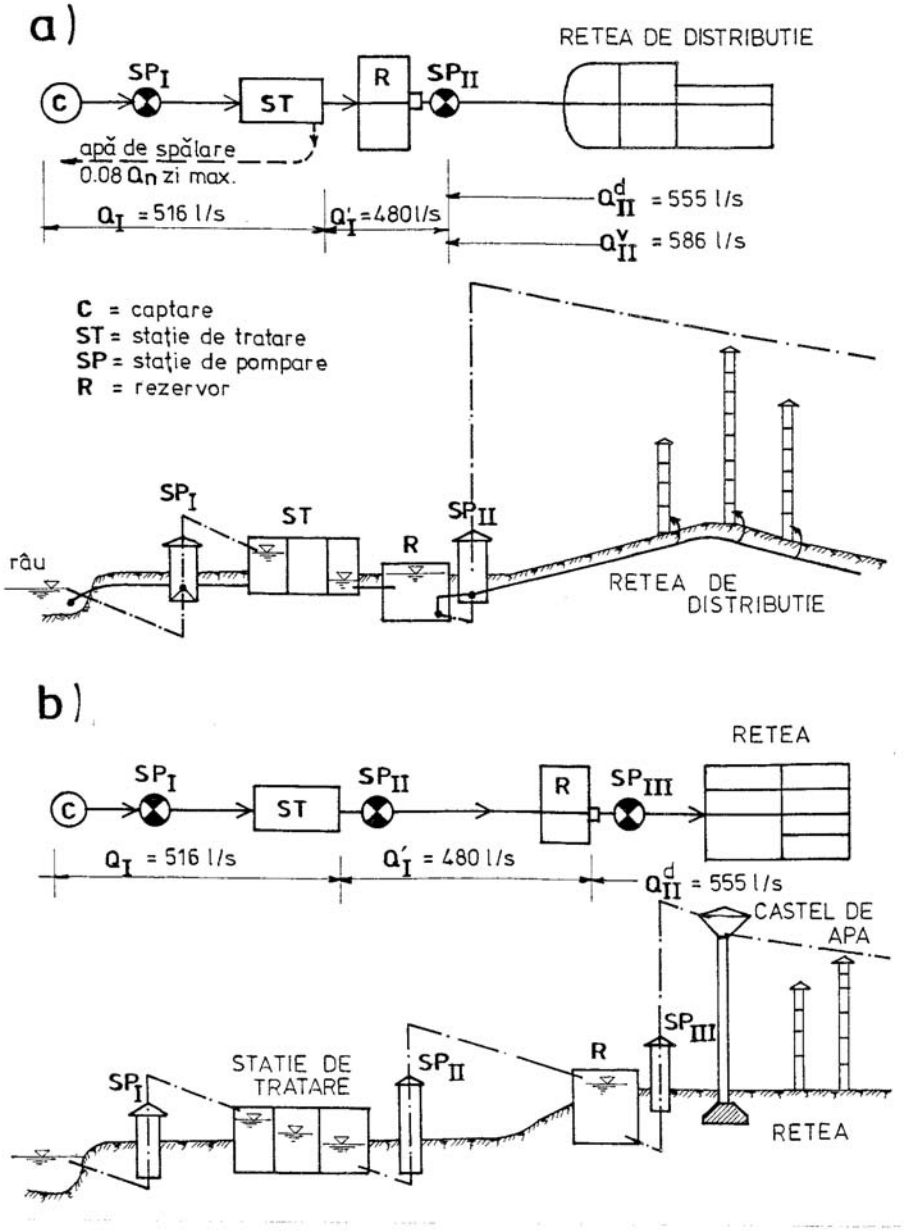


Fig. 43. Schema de alimentare cu apă la aplicaţia 3; (*a*) captare din râu, staţie de tratare, rezervoare şi pompare în reţea; (*b*) captare din râu, tratare, rezervor şi repompare în castelul de apă ce alimentează reţeaua de distribuţie.

– ***dezavantajele*** schemei: (1) automatizarea funcţionării corecte a SP II, pentru a funcţiona raţional (pompe cu turaţie variabilă); altfel pot apare dificultăţi în asigurarea presiunii apei în reţea şi pierderi mai mari de apă ca urmare a unei presiuni excesive; (2) SP II trebuie să aibă siguranţă mare de funcţionare întrucât alimentarea cu apă trebuie să fie continuă; (3) legătura între SP II şi reţea trebuie făcută cu două conducte.

1.2.1.2. Schema b de alimentare cu apă:

– ***avantajele*** schemei din figura 43,*b*: (1) o uşoară automatizare a SP III; (2) prezenţa castelului de apă asigură o marjă de 10-20 minute pentru punerea în funcţiune a sistemului de asigurare a apei pentru incendiu;

– ***dezavantajele*** schemei: (1) prezenţa unui castel de apă de mari dimensiuni (500 - 1000 m^3 circa 40 m înălţime) greu de executat, scump şi puţin aspectos; (2) pomparea de trei ori a apei deci un consum mai mare de energie; (3) două gospodării de supravegheat, deci personal mai numeros.

1 2.2. DEBITE DE DIMENSIONARE

a) *Date de bază*. Conform temei:

– numărul de locuitori $N_0 = 74\ 100$;

– rata de creştere a populaţiei $\gamma = 10\ ^0/_{00}$;

– 50 % din populaţie locuieşte în case p... p+ 4, cu apă rece, încălzire cu combustibil solid (grupa B);

– dotarea social - culturală este cunoscută;

– pentru industria locală se solicită 30 dm^3 /om, zi;

– apă din sursă - apă din râu.

b) Date calculate:

– Numărul de locuitori în perspectiva a 25 ani:

$$N = N_0 (1 + \gamma)^{25} = 74\ 100(1 + 0{,}01)^{25} = 1{,}282\ N_0 = 94\ 960 \text{ loc.}$$

– Necesarul specific de apă (conf. STAS 1343 /1-95)

zona A - categ. 5 (tab. 1) $q_{sp} = 380$ l/om,zi $K_{zi} = 1{,}10$;

zona B - categ. 4 a (tab. 1) $q_{sp} = 295$ l/om,zi $K_{zi} = 1{,}15$.

Se adaugă pentru fiecare zonă necesarul de apă pentru unităţile din industria locală, deci pentru:

zona A - q_{sp} = 380 + 30 = 410 l/om,zi;

zona B - q_{sp} = 295 + 30 = 325 l/om,zi;

- Coeficientul de variaţie orară (STAS 1343, tab. 2):

K_o = 1,13 (cu interpolare).

- Coeficienţii K_p = 1,1 şi K_s = 1,1 pentru obiectele până la staţia de tratare inclusiv şi K_s = 1,02 pentru toate obiectele după staţia de tratare;
- Două incendii teoretic simultane (v. tab. 3, STAS 1343/1);

Q_{ie} = 40 l/s.

- Debitul de incendiu pentru stingerea din interior (Q_{ii} - la clădiri publice), la dotarea dată:
  - una casă cultură Q_{ii} = 10 l/s (un incendiu)/
  - una sală sport Q_{ii} = 10 l/s (un incendiu)/
  - patru cinematografe Q_{ii} = 5 l/s,etc.

c) *Determinarea debitelor caracteristice de apă necesară efectiv, Q_n :*

- **zona A:**

$Q_{n\,zi\,med} = (N \cdot q_{sp})/1\,000 = 52\,500 \cdot 410/1\,000 = 21\,520\ m^3$/zi;

$Q_{n\,zi\,max} = K_{zi} \cdot Q_{n\,zi\,med} = 1{,}10 \cdot 21\,520 = 22\,500\ m^3$/zi;

$Q_{n\,o\,max} = K_0 \cdot Q_{n\,zi\,max} = 1{,}13 \cdot 22\,500/24 = 1\,035\ m^3$/h;

- **zona B:**

$Q_{n\,zi\,med} = 42\,460 \cdot 325/1\,000 = 13\,800\ m^3$/zi;

$Q_{n\,zi\,max} = 1{,}15 \cdot 13\,800 = 14\,400\ m^3$/zi;

$$Q_{o\,zi\,max} = 1{,}13 \cdot 14\,400/24 = 680\ \text{m}^3/\text{h};$$

- **Debite totale:**

$$Q_{n\,zi\,med} = 21\,520 + 13\,800 = 35\,320\ \text{m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{n\,zi\,max} = 36\,900\ \text{m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{o\,zi\,max} = 1\,715\ \text{m}^3/\text{h};$$

d) Debitele cerinţei de apă, Q_s *:*

$$Q_S = K_p \cdot K_s \cdot Q_n = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot Q_n = 1{,}21\, Q_n$$

$$Q_{s\,zi\,med} = 1{,}21 \cdot 35\,320 = 42\,740\ \text{m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{s\,zi\,max} = 1{,}21 \cdot 36\,900 = 44\,600\ \text{m}^3/\text{zi};$$

$$Q_{so\,\max} = 1{,}02 \cdot 1{,}1 \cdot 1\,715 = 1\,930\ \text{m}^3/\text{h}\ \text{(v. pct. b)};$$

e) *Debitele de dimensionare* a schemei de alimentare cu apă:

$$Q_I = Q_{s\,zi\,max} = 44\,600\ \text{m}^3/\text{zi} = 516\ \text{l/s};$$

$$Q_I' = Q_I \cdot 1{,}02/\ 1{,}1 = 480\ \text{l/s}\ \text{(pentru}\ K_s = 1{,}02);$$

$$Q_{II}^d = Q_{s\,0\,max} + n \cdot Q_{ii} \cdot 3{,}6 = 1\,930 + 2 \cdot 10 \cdot 3{,}6 = 2\,002\ \text{m}^3/\text{h} = \mathbf{555}\ \text{l/s};$$

$$Q_{II}^v(1) = 0{,}7 \cdot Q_{s\,0\,max} + n \cdot Q_{ii} \cdot 3{,}6 = 0{,}7 \cdot 1\,930 + 2 \cdot 40 \cdot 3{,}6 =$$

$$1\,638\ \text{m}^3/\text{h} = \mathbf{455}\ \text{l/s};$$

$$Q_{II}^v(2) = Q_{s\,0\,max} + Q_{ie} \cdot 3{,}6 + Q_{ii} \cdot 3{,}6 = 2\,110\ \text{m}^3/\text{h} = \mathbf{586}\ \text{l/s}.$$

Debitele de calcul sunt marcate pe schemele din figura 43.

Se apreciază că avantajele schemei **a** sunt mai mari decât cele ale variantei **b** şi în continuare calculele vor fi făcute pentru varianta **a** a schemei de alimentare cu apă (v. fig. 42 şi 43). Desigur că o apreciere absolut corectă trebuie facută şi după evaluarea valorică a celor două variante (dimensionare tehnologică, evaluare cost lucrări, evaluare cost întreţinere, costul apei).

Capitolul 2

CAPTAREA APEI

2.1. DATE DE BAZĂ

a) *Debitul râului în secţiunea de captare*. Conform regulilor generale de amplasare în poziţie favorabilă a captării:

- pe acelaşi mal cu utilizatorul (evită subtraversarea) ;
- în amplasament stabil, neinundabil (evită lucrări mari de regularizare);
- amonte de utilizator (evită impurificarea datorată utilizatorului, cotă mai mare deci economie de energie);
- în cot concav (apa aproape de mal înalt, deci o captare accesibilă şi sigură);
- amplasament uşor accesbil (cale de comunicaţie, racord electric... mai ieftine);
- spaţiu mare pentru a putea permite amplasarea şi a altor construcţii (staţie de pompare, deznisipator); captarea a fost amplasată pe plan (fig. 42) în zona de cotă 182.

Atenţie! Amplasarea captării se va face numai după cunoaşterea amplasamentului la faţa locului şi efectuarea de studii topo, hidro, geo.

Secţiunea prin albie în zona de captare este dată în figura 44; se observă că albia este bine dezvoltată şi la ape mici (asigurare 95...97 %) nivelul apei este scăzut (0,5...1,0 m stratul de apă); la ape mari (frecvenţa 1%) malul nu este inundabil (cota apei la 1,5 m sub nivelul malului), iar din studii rezultă o rugozitate $n = 0{,}033$ în albia majoră şi $n = 0{,}020$ în albia minoră.

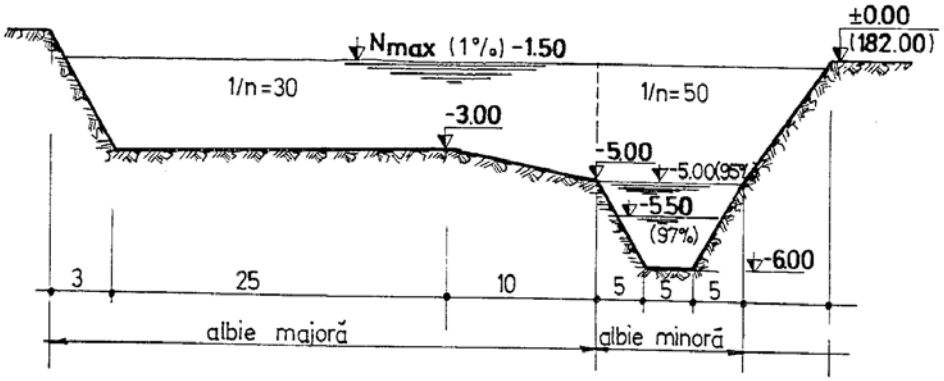
Panta longitudinală a cursului de apă este de 5 $^0/_{00}$ pentru ape mici si 8 $^0/_{00}$ pentru ape mari.

Valoarea secţiunii vii a albiei în amplasamentul captării este:

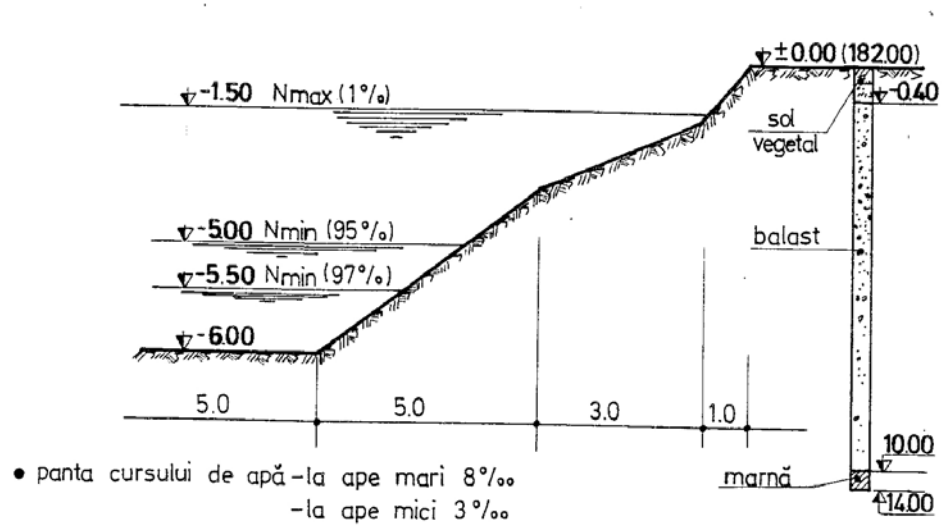
$A_{1\%} = 106\ \text{m}^2$ din care $63\ \text{m}^2$ în albia majoră ($n = 0{,}033$);

$A_{95\%} = 7\ \text{m}^2$;

Secțiune transversală tip prin rîu



Detaliu de secțiune prin mal



- panta cursului de apă – la ape mari 8‰
  – la ape mici 3‰
- secțiunea vie A 97% = 3 m²
  A 95% = 7 m²
  A 1% = 106 m²

Fig. 44. Profil caracteristic pentru albia râului în zona de captare.

$A_{97\%} = 3\ m^2$.

Debitul de apă în secţiunea captării, calculat cu datele de mai sus este dat în tabelul 25.

Tabelul 25

Debite caracteristice în albie

Nivel	Secţiunea vie A [m^2]	Rugozitatea $1/n$	Raza hidraulică R_h [m]	Coefic. Chèzy C	Panta i [$^0/_{00}$]	Debit Q [m^3/s]	Viteza v [m/s]
1%	63	30	1,5	32	8	220	4,2
	43	50	2,0	33,6	8	182	
95 %	7	50	0,8	48	3	16,3	2,3
97 %	3	50	0,4	42,8	3	5,0	1,60

Patul albiei este format din aluviuni de mari dimensiuni (viteza de curgere mare a spălat partea fină). În adâncime balastul neuniform se continuă până la adâncimea de 10 m sub teren. Stratul de bază este format din marnă vânătă în grosime de peste 4 m.

2.2. ALEGEREA TIPULUI DE CAPTARE

La ape mici râul are un debit de apă mare faţă de necesarul oraşului (5 m^3/s faţă de circa 0,5 m^3/s necesarul de apă), dar cu grosime mică a stratului, insuficientă pentru o captare în curent liber (la care grosimea minimă a stratului de apă este de 1,20...1,50 m). Rezultă că este necesară o construcţie care să ridice nivelul apei. Ca atare trebuie hotărât care din variantele posibile este mai uşor de aplicat:

- o captare în curent liber pe o albie minoră regularizată pentru a strangula secţiunea astfel încât să se asigure o înălţime a apei de minimum 1,20 m necesară pentru:
  - 0,50 m între fundul albiei şi grătarul de priză, în scopul evitării antrenării aluviunilor mari;
  - 0,2...0,30 m pentru stratul de gheaţă ce se poate forma la ape mici (deşi la viteze de minimum 0,7 m/s stratul este greu de format); este posibilă formarea de gheaţă amonte şi transportul acesteia sub formă de plăci;

- 0,4...0,50 m spaţiu liber pentru grătarul de priză;

– o captare cu prag de fund -un dig din beton amplasat transversal pe albie pentru a ridica nivelul apei astfel încât în amonte să se poată amplasa priza de apă într-un strat de apă suficient de gros.

În mod normal alegerea uneia din variante este laborioasă. Sunt necesare studii ample, pentru cunoaşterea comportării râului la eventualele construcţii de regularizare, evaluarea costului lucrărilor şi a posibilităţilor de execuţie etc.

Din motive de simplitate a calculelor, în cazul de faţă, a fost aleasă soluţia cu prag de fund şi priză în culee. Pentru menţinerea unui şenal curat şi evitarea depunerilor în faţa prizei (grătarului) este necesar să se prevadă deschideri de spălare.

2.3. PREVEDERI NORMATIVE (v. şi STAS 1629/4)

Priza şi construcţiile adiacente trebuie:

– să asigure captarea debitului necesar, inclusiv pentru extinderi previzibile;
– să asigure spălarea (autospălarea) aluviunilor din faţa grătarului;
– să permită migrarea peştilor pe râu (peştii sunt un indicator foarte important de calitate a apei râului);
– să asigure evacuarea în aval a tuturor debitelor de apă pe râu, fără a produce inundarea zonelor vecine;
– să permită realizarea măsurilor de protecţie sanitară, conform HG101/97;
– platformele de manevră pentru instalaţiile captării vor fi cu 50 cm mai sus de nivelul maxim al apei pe râu (la producerea valurilor);
– priza va fi amplasată într-un mal concav, în partea aval a celui de al treilea sfert al curbei sale sau cel puţin în aliniament;
– raza curbei în care se amplasează captarea se recomandă să aibă valoarea $3B < R < 5B$ (B = lăţimea albiei stabile în secţiunea de captare);
– viteza apei la trecerea prin grătare maximum 0,3 m/s, pentru protecţie contra zaiului, maximum 0,4 m/s pentru evitarea blocării plutitorilor pe grătar.

2.4. DIMENSIONAREA NODULUI HIDROTEHNIC DE PRIZĂ

Schema de alcătuire a nodului de priză este dată în figura 45. Se preconizează un prag de fund cu cota crestei la nivelul fundului albiei în zona

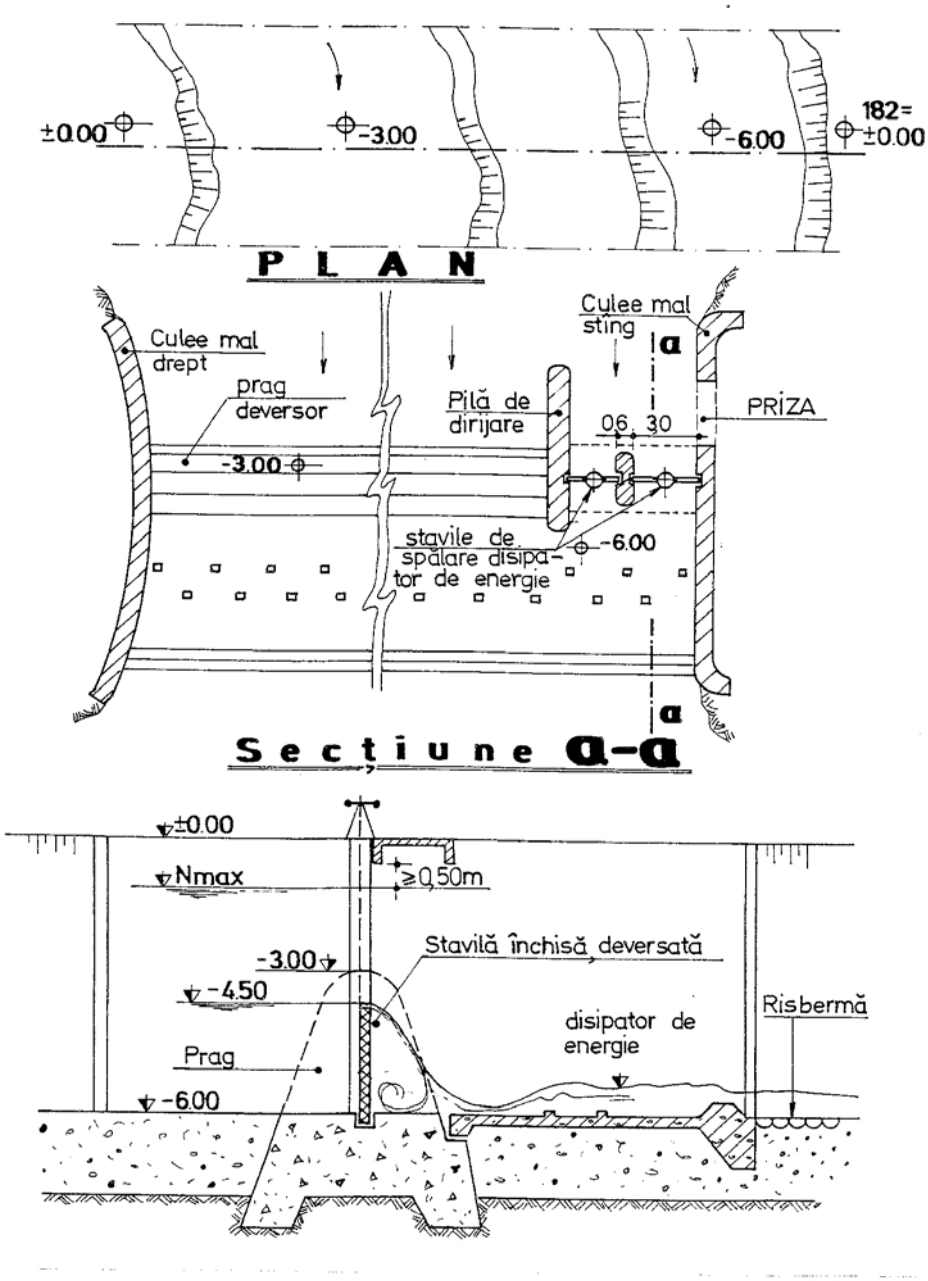


Fig. 45. Alcatuirea nodului de priză; schiţe pentru dimensionarea hidraulică.

albiei majore. Se alege o stavilă de spălare plană astfel încât prin închiderea parţială a acesteia să se realizeze, la ape mici, o retenţie de apă în amonte de 1,50 m (deci circa 1 m peste cota naturală a albiei în albia minoră).

În mod normal stavila este totdeauna deschisă astfel încât debitul de apă necaptată să treacă pe sub stavilă, în acest fel asigurându-se spălarea continuă de aluviuni a şenalului din faţa grătarului de priză.

La ape mari stavila poate rămâne în poziţia închis şi este deversată sau poate fi ridicată deasupra nivelului apei. Manevra stavilei (de fapt a stavilelor, întrucât, din motive constructive şi de siguranţă se prevăd două stavile identice) se face cu un dispozitiv metalic special realizat deasupra pasarelei de manevră.

Lăţimea unei stavile, se adoptă de 3 m, după dimensiunea de catalog, iar grosimea pilei de separare de 60 cm.

Cu aceste dimensiuni se poate face verificarea condiţiilor hidraulice de funcţionare a stavilei:

- gradul de deschidere al stavilelor la ape mici;
- nivelul apei în amonte, la ape mici;
- mărimea disipatorului de energie;
- mărimea vitezei apei în şenalul din faţa prizei de captare a apei.

Urmează dimensionarea prizei propriu-zise.

Pentru exemplificare se dă mai jos calculul poziţiei stavilei şi se face dimensionarea prizei. Celelalte elemente pot fi calculate după datele precizate în cursuri de specialitate, (Prişcu, R., 1974; Popovici, A., 1988), şi alte norme precum şi după experienţa proiectantului.

Poziţia stavilei: elementele generale sunt date în figura 46.

Debitul evacuat pe sub stavile este debitul la ape mici din care se scade debitul captat (v. tab. 25 şi fig. 46):

$$Q = \mu \cdot b \cdot n_s \cdot h \cdot (2gH_0)^{1/2},$$

unde:

μ este coeficient de debit, cu valori 0,6...0,63; se apreciază μ = 0,6;

n_s - numărul de stavile, două;

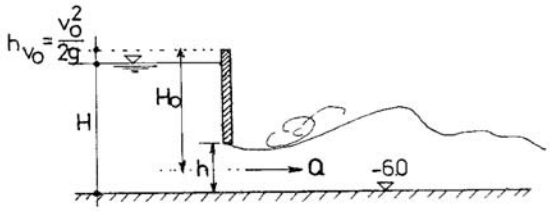
b - lăţimea efectivă între pile, b=3 m;

H_0 - sarcina amonte, măsurată la mijlocul deschiderii; se poate lua numai înălţimea apei sau adaugă şi sarcina dinamică;

$$h_{v_0} = \alpha \cdot v^2/2g,$$

h - deschiderea stavilei, m.

FUNCTIONAREA STAVILEI LA APE MICI



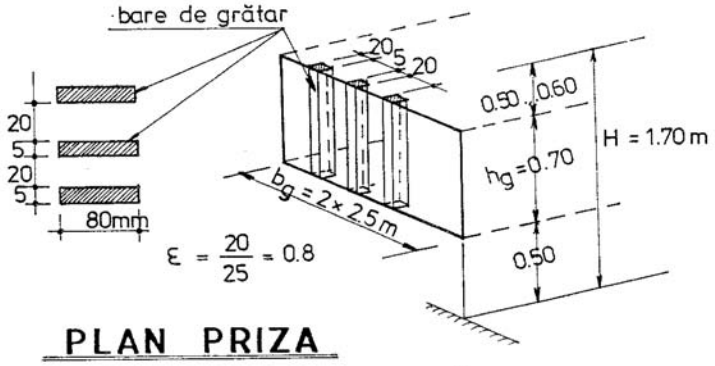
se consideră salt neînecat

$$Q_{a\,5\%}^{av} = 16.3 - 0.516 = 15.784\ m^3/s$$

$$Q_{a\,7\%}^{av} = 5.0 - 0.516 = 4.484\ m^3/s$$

$$H = H_o + \frac{h}{2} - h_{v_o} = 1.70 - 0.20 + \frac{0.21}{2} = 1.60\ m$$

DETALIU DE GRATAR



PLAN PRIZA

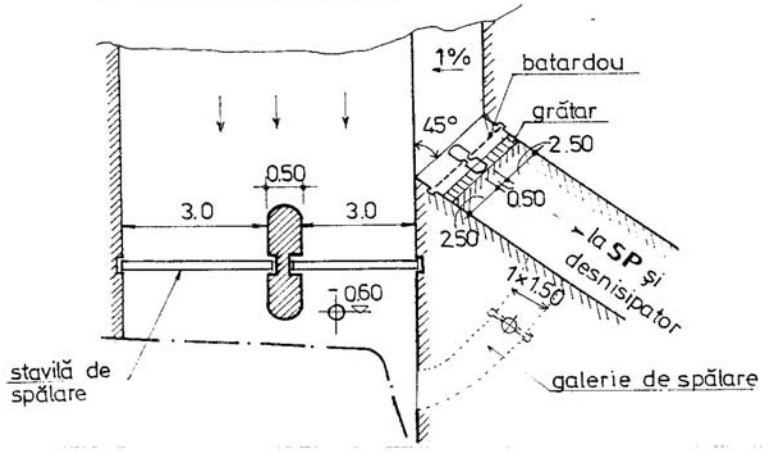


Fig. 46. Detalii privind dimensiunile prizei şi stavilelor de spălare.

Calculul se face prin încercări întrucât apar două necunoscute H_0 şi h.

În final rezultă pentru cele două debite, cu asigurarea de 95 % şi 97 % deschiderile de:

$$H_0 = 1{,}90 \text{ m}, \; h = 0{,}72 \text{ m, pentru } Q^{av}_{95\%} = 15{,}8 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$H_0 = 1{,}70 \text{ m}, \; h = 0{,}21 \text{ m, pentru } Q^{av}_{97\%} = 4{,}50 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Cum radierul stavilelor se află la cota - 6 m rezultă că nu se realizează o deversare peste prag, a cărei cotă este - 3 m (fig. 46).

Pentru ambele cazuri s-a apreciat $h_{v_0} = 0{,}20$ m.

Stavilele fiind deschise tot timpul se asigură şi circulaţia peştilor.

Viteza de curgere a apei pe sub stavilă fiind mare (cca. 3,5 m/s) radierul va fi betonat şi legat de placa disipatorului de energie.

2.5. DIMENSIONAREA PRIZEI

Dacă se consideră că din grosimea stratului de apă 0,50 m este spaţiu de siguranţă pentru evitarea antrenării aluviunilor târâte, iar la nivelul apei se mai asigură un spaţiu de 0,30 m pentru evitarea gheţii, mai ramâne liber un spaţiu de circa 70 cm pentru priza propriu-zisă.

Se adoptă grătar din platbandă 5/80 mm, cu interspaţii de 20 mm; se apreciază viteza medie de trecere a apei prin gratar:

$$v_g = 0{,}20 \text{ m/s}.$$

Rezultă secţiunea grătarului:

$$A_{g.ef} = Q_I / v_g = 0{,}516/0{,}2 = 2{,}60 \text{ m}^2;$$

$$A_{g.tot} = A_{g.ef} / \varepsilon = 2{,}60/0{,}80 = 3{,}25 \text{ m}^2;$$

$$B_g = A_{tot} / \; h_g = 3{,}25/0{,}70 = 4{,}60 \text{ m}.$$

unde ε este coeficientul de obturare cu bare a secţiunii grătarului.

Se adoptă un grătar din două panouri ($b_g = 2{,}50$ m) separate cu pilă intermediară.

În faţa grătarelor se prevăd stavile plane sau batardouri pentru a putea scoate din funcţiune grătarele.

Pentru spălarea spaţiului din spatele grătarului (aval de grătar) se prevede o galerie de spălare de 1/1,50 m (semicirculabilă); în mod normal galeria este închisă cu o stavilă la capătul amonte; ridicarea acestei stavile conduce apa în aval cu viteză sporită (această spălare se va realiza la ape cu nivel mai ridicat decât nivelul minim); galeria de spălare debuşează în disipatorul de energie.

Nivelul minim al apei în dreptul prizei nu va fi mai mic de:

$$- 6{,}0 + 1{,}40 = - 4{,}60 \text{ m } (177{,}40).$$

Se poate calcula valoarea pierderii de sarcină la trecerea prin grătar (de regulă are valori mici, de ordinul cm):

$$h_r = \beta\left(a / b\right)^{4/3} sin\theta\left(v_g^2 / 2g\right),$$

unde:

β este coeficient de formă al barelor grătarului (2,42 pentru bare din platbandă, 1,79 pentru bare rotunde);

a,b - dimensiunea lăţimii (grosimii barei grătarului) respectiv a golului dintre bare (a = 5 mm, b = 20 mm);

θ - unghiul grătarului faţă de verticală (aici grătar vertical);

v_g - viteza efectivă de trecere a apei prin grătar (0,2 m/s);

g - acceleraţia gravitaţiei, 9,81 m/s^2 ;

$$h_r = 2{,}42 \cdot \left(5 / 20\right)^{4/3} sin\,90^o \left(0{,}20^2 / 2g\right) = 0{,}8 \text{ mm}.$$

Din cauza vitezei mici a apei pierderea este foarte redusă. Ea poate însă creşte dacă grătarul se blochează cu plutitori.

Acum când principalele elemente ale prizei sunt cunoscute pot fi făcute calcule hidraulice amanunţite pentru dimensionarea disipatorului de energie, determinarea nivelelor apei în diferite cazuri de funcţionare, etc.

Când acestea sunt gata pot fi definitivate calculele legate de alcătuirea constructivă (stabilirea şi rezistenţa construcţiei nodului hidrotehnic) şi eventual refăcute unele calcule hidraulice.

Capitolul 3

STAŢIA DE POMPARE TREAPTA I

Dimensionarea captării asigură cunoaşterea cotei apei în bazinul de aspiraţie al pompelor (aici 177,40).

În schemele uzuale apa captată este transportată gravitaţional în deznisipator, amplasat de regulă undeva în avalul captării; în felul acesta se asigură şi o spălare mai uşoară, hidraulică, a deznisipatorului.

Aici însă înălţimea mare a malului conduce la o săpătură foarte mare, circa 8 m până la radierul deznisipatorului.

După cum se va vedea însă la alcătuirea staţiei de tratare este raţional să se grupeze obiectele staţiei de tratare pentru o exploatare mai uşoară şi cum apa tot trebuie pompată se optează pentru o pompare a apei brute înainte de deznisipator. În acest fel se simplifică mult soluţiile pentru construcţiile staţiei de tratare.

Rezultă, din alcătuirea staţiei, cota de refulare a apei 187,00 (se face o evaluare a profilului tehnologic raţional al staţiei de tratare).

Se poate calcula înălţimea geodezică:

$$Hg = 187\text{-}177{,}40 = 9{,}60 \text{ m.}$$

Se apreciază global o pierdere de sarcină de 1,0 m (aceasta se va recalcula după stabilirea ansamblului).

Pentru o înălţime de pompare de H = 10,6 m şi debitul necesar de 516 l/s (1860 m^3/h) din catalogul de pompe rezultă:

3+1 pompe MV 253·1,

cu caracteristica unei pompe: Q = 170 l/s; P = 30 kW; H = 12 m; turaţia = 1500 rot/minut.

Alegerea pompelor cu ax vertical este raţională deoarece nivelul apei în priză fiind jos se poate dezvolta o construcţie pe verticală; bazinul de aspiraţie este comun cu staţia de pompare (pompe în apă).

Schema instalaţiei şi principalele dimensiuni sunt date în figura 47.

Construcţia este gândită pentru a fi executată în săpătură deschisă; trebuie verificată la plutire (pentru nivelul maxim al apei în râu); rezultă un perete gros (0,60 m).

Conducta de refulare are diametrul 800 mm, şi poate fi din ţeava de oţel protejat sau polietilenă de înaltă densitate, fontă ductilă etc.

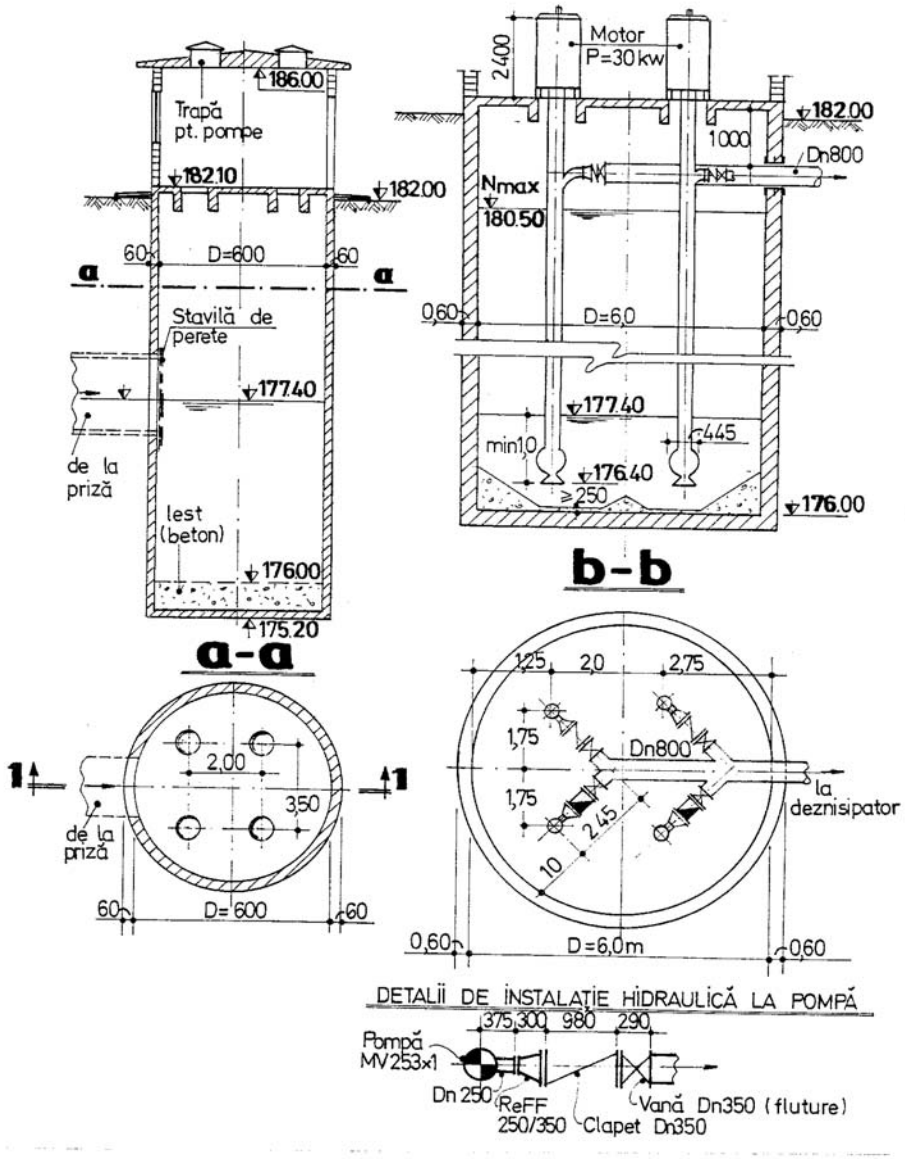


Fig. 47. Stație de pompare treapta 1 (SP_1).

Capitolul 4

STAŢIA DE TRATARE

4.1. DEZNISIPATORUL

După prevederile STAS 3573-91 dacă din apa brută se poate reţine, în 2-3 minute, 25-30 % din suspensii este raţională prevederea unui deznisipator. Înseamnă că din suspensiile din apa brută o cantitate importantă este formată din nisip (d > 0,2 mm). Din figura 48, curba de sedimentare a apei brute, rezultă că în primele 5′ se separă din apă, în condiţii statice, circa 60% din suspensiile din apă.

Dacă se acceptă un timp de trecere a apei de 2′ atunci în deznisipator s-ar putea reţine circa:

$$(2/5)\cdot 60 = 24\ \%\ \text{sau}\ 0{,}24\cdot 2\,190\ \text{mg/l} = 525\ \text{mg/l}.$$

În această situaţie în apa deznisipată ar mai rămâne, pentru perioada de ape tulburi:

$$2\,190 - 525 = 1\,665\ \text{mg suspensii/}\ell\text{apă}.$$

Cum din acestea maximum 50 mg/l pot ajunge în filtru rezultă că în decantor ar trebui reţinute:

$$1\,665 - 50 = 1\,615\ \text{mg/l}.$$

Aceasta conduce la o eficienţă a decantorului de cel puţin:

$$(1\,615/1\,665)\cdot 100 = 97\ \%,$$

eficienţa realizabilă numai cu un decantor perfecţionat şi o tratare adecvată cu reactivi.

4.1.1. PREVEDERI STAS PRIVIND ALCĂTUIREA DEZNISIPATORULUI (fig. 49)

Se adoptă deznisipatorul orizontal, cu curăţire hidraulică, discontinuă:

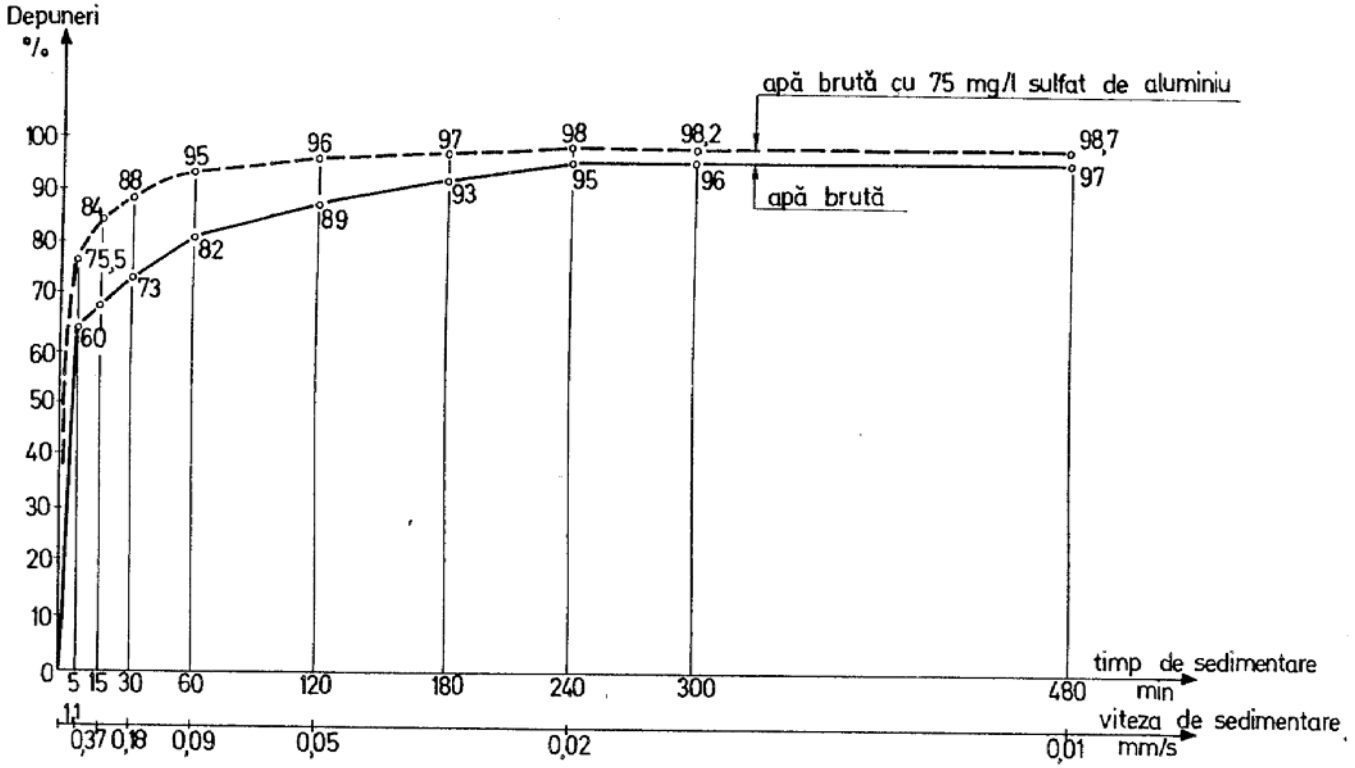
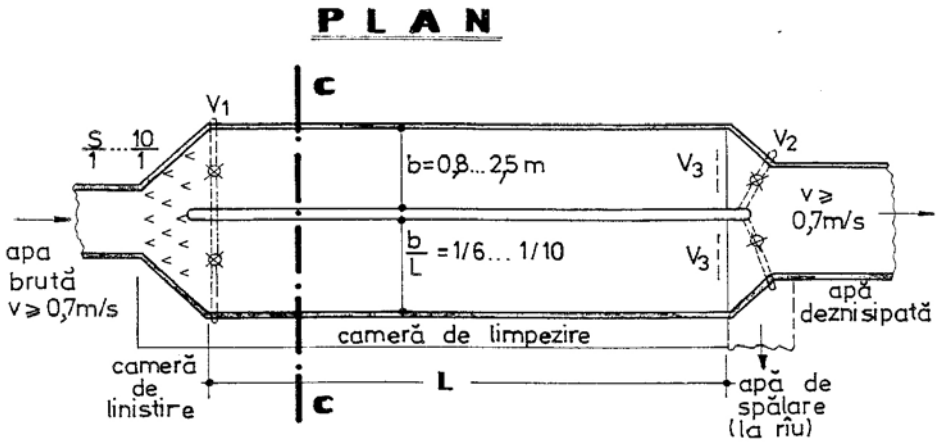
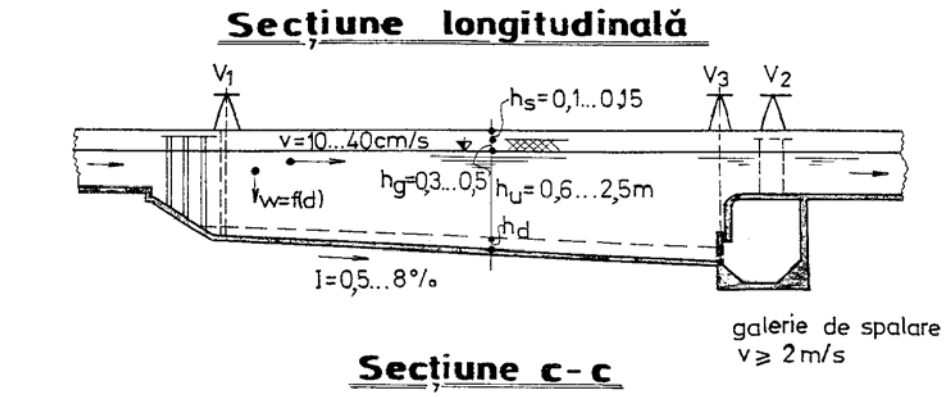
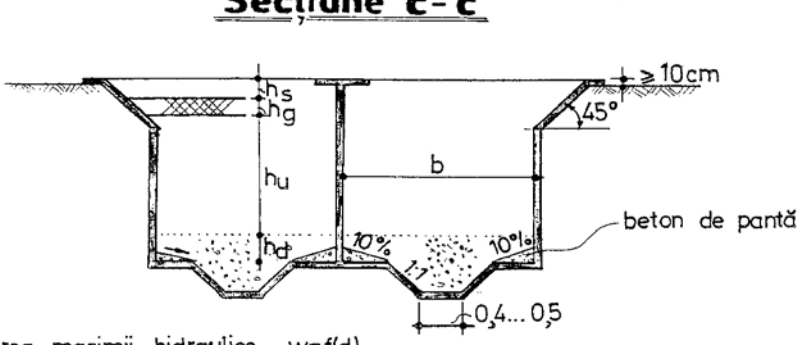


Fig. 48. Curbe de sedimentare a suspensiilor din apa brută, la viitură.







Valoarea marimii hidraulice w=f(d)
functie de marimea granulei de nisip

Tabel 26

d mm	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
w mm/s	1,73	6,92	21,6	32,4	43,2	54	64,8	73,2	80,7	87,5	94,4	

Fig. 49. Deznisipator orizontal - prevederi STAS.

– înălţimea deznisipatorului:

$$H = h_u + h_d + h_g + h_s ,$$

unde:

h_u este înălţimea utilă, a zonei active, 0,6...2,50 m;

h_d - înălţimea zonei de depuneri, max. 5 zile de acumulare;

γ_{nisip} = 2,65 daN/dm ^{3} (la 10 ^{o}C), uscat, îndesat;

h_g - înălţimea de siguranţă pentru îngheţ, 0,3...0,5 m;

h_s - înălţimea de siguranţă suplimentară, 0,1...0,15 m;

– lăţimea unui compartiment b = 0,8...2,50 m;
– raportul lăţime / lungime b/L = 1/6...1/10;
– raportul înălţime / lungime h_u /L = 1/10...1/15;
– viteza apei în zona activă v = 0,1...0,4 m/s;
– timpul de deznisipare 30...100 sec;
– panta longitudinală a radierului I = 0,5...8 % ($v \geq 2$ m/s);
– număr minim de compartimente n = 2.

4.1.2. DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ A DEZNISIPATORULUI

Etapa I: Predimensionare. Se adoptă:

t_d = timp de decantare 2′ = 120 sec;

v = 0,2 m/s;

n = 2 compartimente;

Se calculează:

- Lungimea desnisipatorului:

  $L = 1{,}2 \cdot v \cdot t_d = 1{,}2 \cdot 0{,}2 \cdot 120 = 29$ m;

- Secţiunea transversală:

  $A = Q_I /v$ (0,516 m ^{3} /s)/(0,2 m/s) = 2,58 m $^2 \cong$ 2,60 m ^{2} -

- Secţiune transversală utilă $A_1 = A/n$ = 2,60/2 = 1,30 m ^{2} ;

  $h_u = L/10 ... L/15$ = 2,9... 1,9 m; se poate lua h_u = 1,0

(din cauza dimensiunilor mici; altfel ar rezulta :

$b = A_1 / h_u$ =1,30/1,90 = 0,68 m→prea mic);

- $b = L/6...L/10$ = 4,9... 2,9 m; se poate lua $b = A_1 / h_u$ = 1,30 m

  (din cauză că dimensionările sunt mici);

- h_d = înălţimea spaţiului pentru a reţine 525 mg/dm ^{3} , suspensii, timp de 3 zile (la viitură).

  Cantitatea de suspensii reţinută în unitatea de timp:

$$G_N = 0{,}516 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 0{,}525 \text{ daN/dm}^3 = 0{,}271 \text{ daN/s},$$

Se apreciază că nisipul depus nu are timp de compactare, deci greutatea specifică poate fi:

$$\gamma = 1{,}8... \ 2 \text{ tf/m}^3,$$

şi atunci:

V_N =(0,271daN/s)/(2 daN/dm ^{3}) = 0,135dam ^{3} /s sau 11,7m ^{3} /zi nisip reţinut

- Pentru un timp, între două curăţiri succesive, de 3 zile (t_{ac})

$$V_d = t_{ac} \cdot V_N = 35 \text{ m}^3;$$

- Suprafaţa radierului deznisipatorului S_0 :

$$S_0 = L \cdot 2 \cdot b = 29 \cdot 2 \cdot 1{,}3 = 75{,}4 \text{ m}^2;$$

$$h_d = V_d / S_0 = 35 / 75{,}4 = 0{,}48 \text{ m} \cong 0{,}50 \text{ m},$$

Cu:

h_s = 0,15 m şi h_g = 0,30 m rezultă:

$$H = 1{,}0 + 0{,}50 + 0{,}15 + 0{,}30 = 1{,}95 \text{ m}.$$

Un compartiment de 1,95 m înălţime şi 1,30 m laţime este raţional.
Dimesiunile generale ale deznisipatorului sunt date în figura 50.

Spălarea deznisipatorului; etapa I - predimensionare. S-a adoptat soluţia cu spălare hidraulică, intermitentă. Tehnologia de spălare cuprinde următoarele operaţiuni:

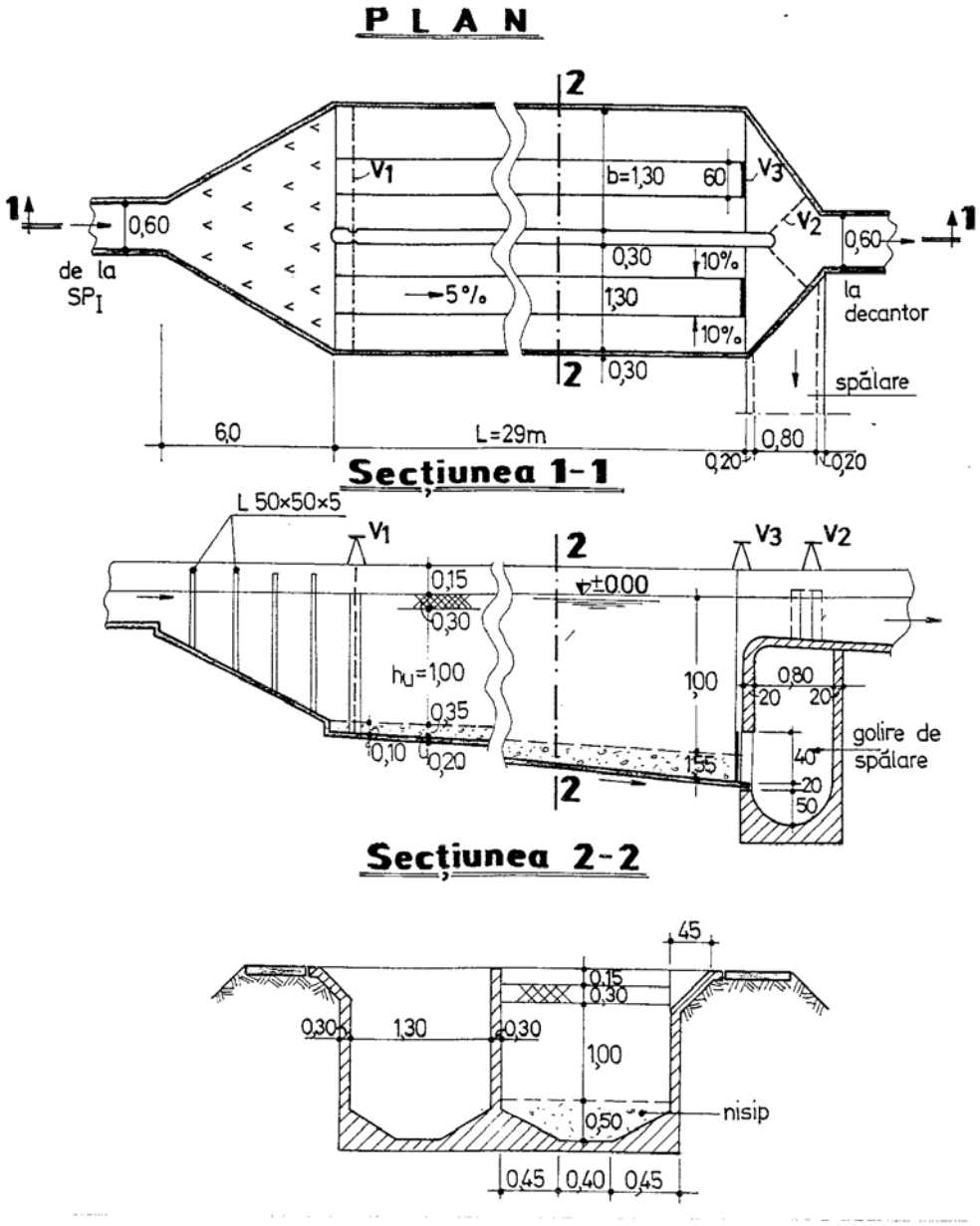


Fig. 50. Deznisipator orizontal -predimensionare.

– izolarea compartimentului, prin închiderea stavilelor de capăt V_1, V_2;
– deschiderea stavilei V_3 pentru golirea compartimentului; cu această ocazie se spală şi nisipul din zona aval; deschiderea vanei va fi corelată cu capacitatea de transport a galeriei;
– deschiderea parţială a stavilei V_1 astfel încât pe sub ea să se realizeze un jet de apă care curgând cu viteză mare să asigure spălarea nisipului rămas;
– când spălarea s-a terminat se închide vana V_3 şi se umple cuva; pe masură ce nivelul creşte se poate deschide progresiv vana V_1, astfel încât să nu se tulbure prea mult regimul de lucru al cuvei rămase în funcţiune.

Calculul timpului de golire:

– Volumul de apă al unui compartiment este de circa:

$$V_1 = L \cdot b\left(h_u + h_g + h_d\right) = 62 \text{ m}^3;$$

– Mărimea golului protejat de vana V_3 este 40·60 cm; $A = 0{,}24 \text{ m}^2$;
– Se presupune că galeria de spălare poate evacua, cu nivel liber, debitul maxim de spălare; înălţimea apei din galerie 0,70 m, iar cota la nivelul cotei radierului cuvei (curgere neînecată);
– La timpul $t = 0$ (teoretic) vana se deschide brusc:

$$Q = \mu A\sqrt{2gh},$$

unde:

μ	este	coeficient de debit, se apreciază la 0,40;
A		- secţiunea orificiului, $0{,}24 \text{ m}^2$;
H_{so}	-	înălţimea iniţială a apei, peste nivelul aval, 2,55 m;

$$Q_{so} = 0{,}67 \text{ m}^3/\text{s};$$

– Considerând orificiul ca un orificiu mic (în prima aproximaţie) timpul de golire se calculează cu relaţia cunoscută (Iamandi, C., 1978; 1986; Cioc, D., 1978):

$$t'_g = 2V_1 / Q_{so} = 2 \cdot 62 / 0{,}67 = 3 \text{ minute}.$$

Determinarea debitului minim de spălare a nisipului. Pentru a asigura spălarea nisipului necimentat (evacuare la max. 5 zile) este necesar ca jetul de apă de sub stavila V_1 să asigure o viteză de min. 2,5 m/s.

- mărimea secţiunii qunetei A = 0,43 m^2 (v. fig. 50, în secţiunea medie a deznisipatorului);
- perimetrul udat P_h = 170 cm şi raza hidraulică:

  R_h = 0,43/1,70 = 0,25 m; deci $C = (1/n) \cdot R_h^{1/6} = 50$;

- $Q_S = AC\sqrt{Ri}$ $\qquad$ Q_S = 2,30 m^3/s;
- $v_s = Q_s / A$ = 5,35 m/s.

Viteza de spălare este prea mare; nu supără atât viteza cât mărimea debitului; se reaminteşte că debitul de apă este pompat cu SP_I ; *se recalculează*.

Se determină mărimea pantei radierului pentru care se asigură viteza de spălare de 2,5 m/s:

v_s = 2,5 m/s;

$v_s = C\sqrt{Ri} = 50\sqrt{0.25 \cdot 0.01}$;

i = 0,01;

$Q_s = A \cdot v_s$ = 1,07 m^3/s.

Pot fi adoptate două soluţii:

(a) Se măreşte SP_I astfel ca la spălare să asigure şi debitul de spălare;

(b) Se adoptă panta longitudinală I = 0,01, iar debitul se reduce la debitul maxim de exploatare al cuvei Q_{s1}= 0,26 m^3/s pentru a nu suprasolicita sau supradimensiona staţia de pompare; se va mări însă durata de spălare.

4.1.3. VERIFICAREA FUNCŢIONĂRII DEZNISIPATORULUI

Etapa II. Studiul funcţionării deznisipatorului a condus la stabilirea unei metode de determinare a eficienţei, metoda statistică (Popovici, A., 1988). Rezultatul analizelor a condus la elaborarea unor grafice privind eficienţa reţinerii suspensiilor funcţie de principalii parametri ai deznisipatorului *v*, *w*,

h_u , *L*. Graficul după (Popovici, A., 1988) este reprodus în figura 51,*a*. Graficul poate fi folosit pentru dimensionare sau verificare: (1) la dimesionare se alege *v*, *w*, şi funcţie de procentul de suspensii ce trebuie reţinut se calculează h_u /*L* şi deci h_u şi *L*; (2) la verificare se procedează astfel:

- din curba granulometrică a suspensiilor depuse se găseşte curba (*w* este viteza de sedimentare a particulelor de nisip)

  $w_i = f(d_i)$, $p_i(d_i)$ şi $w_i(d_i)$ (v. tab. 26 din fig. 49);

- cu w_i / *v* se calculează cu ajutorul graficului 51,*a* procentul suspensiilor reţinute $p'(d_i)$;
- se calculează procentul total de suspensii reţinute

  $$p\% = \sum p(d_i) \cdot p'(d_i).$$

Pentru cazul deznisipatorului dimensionat valorile sunt date în tabelul 27.

Tabelul 27

Verificarea eficienţei deznisipatorului

d [mm]	0,05	0,1	0,20	0,40	0,70	1,0	Observaţii
Procentul $p(d_i)$ de granule existent în depunere	4	5	31	30	20	10	din curba granulome-trică
$w_i(d_i)$ [mm/s]	1,73	6,92	21,60	43,20	73,80	94,10	din tab.26
$w_i / v \cdot 10^3$	8,7	34,6	108	216	369	455	*v* = 20 cm/s
procentul probabil $p'(d_i)$ de suspensii reţinute	10	18	22	65	95	100	cf.grafic 51,*a* pt. h_u / L=0,035

Procentul total de reţineri este *p* = 68,5%.

Rezultă că în condiţii dinamice (de curgere a apei cu suspensii) procentul de suspensii nisipoase reţinute este mai mic. Dacă în laborator se reţineau 24% din suspensii acum sunt reţinute numai 68,5% din acestea, deci 16,5%.

Apa deznisipată va avea deci mai multe suspensii:

$$p_{dezn} = p_{brut} - p_d = 2\ 190 - (16{,}5 / 100) \cdot 2\ 190 = 1\ 830 \text{ mg/l}.$$

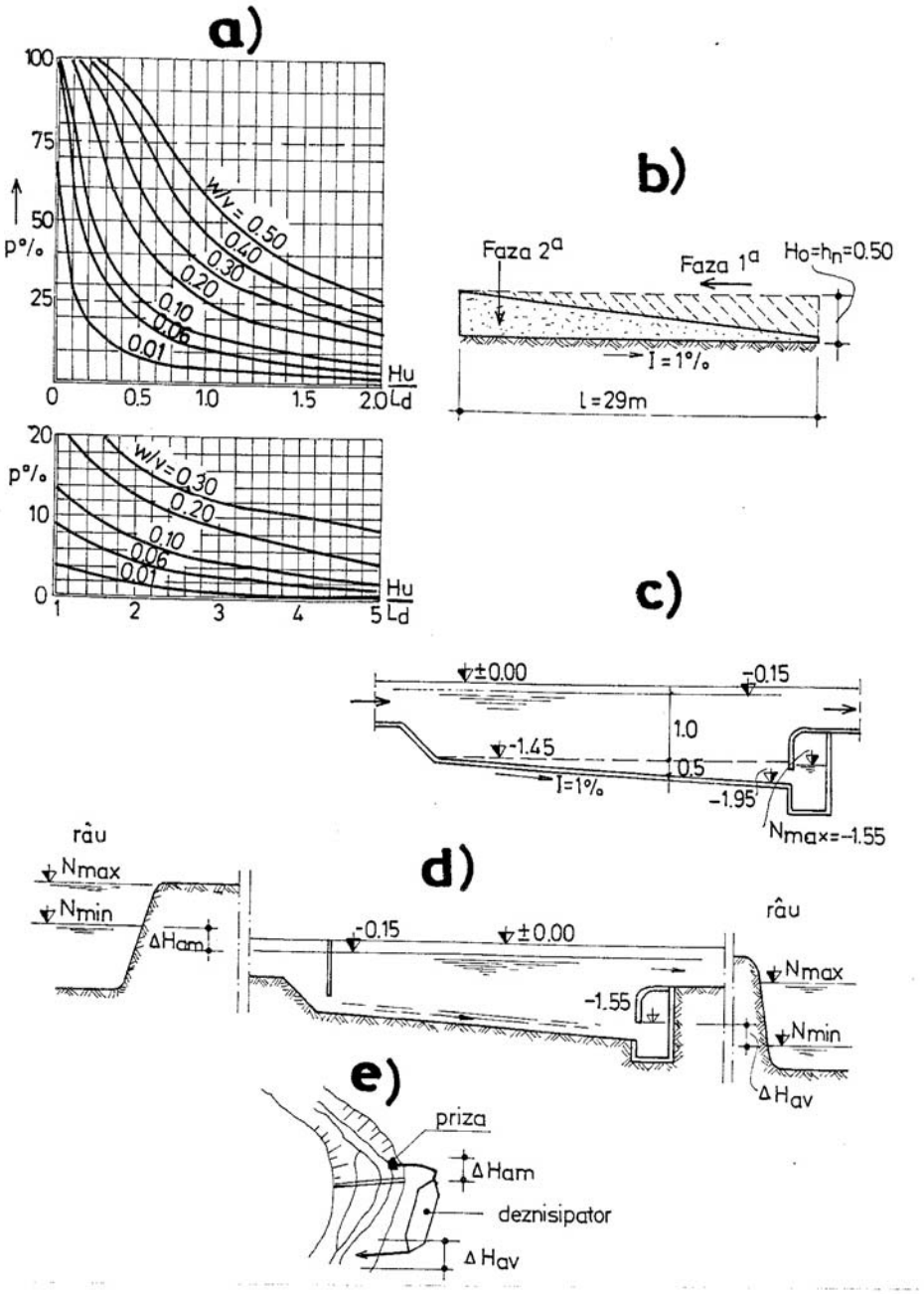


Fig. 51. Scheme de calcul pentru spălarea deznisipatorului; (*a*) curbele Velikanov; (*b*) schema de calcul pentru faza I de spălare; (*c*) nivele de apă în deznisipator; (*d*) schema de amplasare a deznisipatorului.

Acum este necesar să se verifice gradul de limpezire cerut decantorului şi dacă acesta nu poate fi realizat prin tipul de decantor preconizat se reia calculul deznisipatorului (se micşorează *v*, se modifică raportul h_u /*L*, *b*/*L* etc).

Cu conţinutul de suspensii real reţinute (16,5%·2 190 = 630 mg/l) se recalculează spaţiul de depuneri:

- volumul suspensiilor reţinute:

$$Q_n = Q_1 \cdot p_{dezn} \cdot 1/\gamma_n = (0{,}516\ \text{m}^3/\text{s}) \cdot (0{,}360\ \text{daN/m}^3) \cdot (1/2{,}0) = 0{,}093\ \text{dm}^3/\text{s};$$

$$Q_n = 0{,}093\ \text{dm}^3/\text{s} = 8\ \text{m}^3/\text{zi};$$

- timpul de umplere al spaţiului de depunere:

$t_d = V_n / Q_n = 26{,}4/8 = 3{,}3$ zile, apropiat de timpul normat, (max. 5 zile).

Verificarea timpului de spălare a deznisipatorului. Se apreciază că deznisipatorul se spală în 2 faze (v. fig. 51,*b*)

- faza 1 când se antrenează prismul aval - deasupra;
- faza 2 când se spală prismul amonte - jos (Popovici, A., 1988) .

Timpul de spălare în faza 1 (T_1) se poate calcula cu relaţia (Popovici, A., 1988):

$$T_1 = \left(\gamma_d \cdot b\right) / \left(2K_1 \cdot H_0^{0,3}\right) \cdot \left(1/2{,}3\right) \cdot L^{2,3};$$

$$K_1 = 1{,}34\gamma_d \cdot Q_{sp}\left(Q_{sp}^2 / g \cdot b \cdot d^3\right)^{0,025},$$

unde:

γ_d este greutatea specifică a materialului din depozit, 1,6... 2 daN/dm^3;

Q_{sp} - debitul de spălare a unui compartiment; din faza de predimensionare s-a stabilit $Q_{sp} = Q_{1/2} = 0.26\ \text{m}^3/\text{s}$;

H_0 - grosimea iniţială a stratului de depuneri; se consideră egală cu grosimea stratului de depuneri la mijlocul compartimentului-0,5m.

d - diametrul mediu al granulelor de nisip; se apreciază sau se calculează prin mediere $d = \sum(p_i \cdot d_i / 100)$.

Din tabelul 27 rezultă:

$d = (4 \cdot 0{,}05 + 5 \cdot 0{,}1 + 31 \cdot 0{,}20 + 30 \cdot 0{,}40 + 70 \cdot 0{,}20 + 10 \cdot 1{,}0)/100 = 0{,}43$ mm;

$K_1 = 1{,}34 \cdot 1{,}6 \cdot (0{,}516/2) \cdot (0{,}260^{\,2} / 10 \cdot 1{,}3 \cdot 0{,}00043^{\,3})^{\,0{,}025} = 0{,}51;$

$T_1 = [(1{,}6 \cdot 1{,}3)/(2 \cdot 0{,}51 \cdot 0{,}5^{\,0{,}3})] \cdot (1/2{,}3) \cdot 29^{\,2{,}3} = 2\ 380$ sec.

Timpul de spălare în faza a II-a (T_2) se poate calcula cu relaţia:

$$T_2 = (10/3) \cdot K_3 \cdot H_0^{-0{,}3}$$

cu:
$$K_3 = \left(\gamma_d \cdot b \cdot L_0^{2{,}3}\right) / 2K_1;$$

sau:

$$T_2 = (10/3) \cdot 2{,}3T_1 = 7{,}67T_1 .$$

Rezultă că timpul total de spălare este

$$T_1 + T_2 = 8{,}67T_1 = 20\ 600 \text{ sec.} \cong 5{,}7 \text{ ore}$$

Într-un schimb se poate spăla o cuvă a deznisipatorului (**atenţie!** în acest schimb, oraşul va primi 1/2 din cantitatea de apă).

Amplasarea deznisipatorului în spaţiu. De regulă, deznisipatorul se ampla-sează lângă captare, de multe ori făcând corp comun cu nodul hidrotehnic. Debitul de apă de spălare, care este mare, se poate obţine din râu, din debitul de servitute, debit care pe perioada spălării nu mai curge prin stavilele de spălare.

Atenţie! Atunci când debitul de spălare este mai mare ca debitul captat pentru utilizare este necesar să se dimensioneze toate elementele implicate la debitul de spălare sau debitul cel mai mare rezultat din schema de exploatare.

În afara debitului de spălare este necesar să se verifice şi dacă apa de spălare poate fi evacuată în râu în aval. Se procedează astfel:

- când captarea este cu prag sau râul are denivelări mari se aşează deznisipatorul în acelaşi corp cu captarea;
- când captarea este în curent liber atunci (1) fie se pompează apa şi deznisipatorul se amplasează lângă captare (2) fie deznisipatorul se amplasează în aval unde se poate asigura căderea necesară, fără pompare;
- când nu se poate asigura debit de apă de spălare se recurge la o curăţire cu pod raclor (cu lama raclor-evacuare gravitaţională sau pompare, sau cu aer-lift).

În cazul deznisipatorului dimensionat rezultă că este necesară o cădere de min. (v. fig. 51,*c*; 51,*d*):

$$\Delta H = \Delta H_{am} + \Delta H_{av} + \Delta H_{dezn},$$

unde:

$\Delta H_{am,av}$ este pierderea de sarcină pe sectorul amonte (priza-canal-galerie de legatură) şi aval (galerie de spălare cu $v > 2$ m/s) care se pot calcula după metode folosite curent în hidraulică;

ΔH_{dezn} - pierderea de sarcină în deznisipator; este de regulă egală cu căderea în deznisipator în cazul spălării hidraulice.

Pompând apa la circa 10 m cu SP_1 faţă de nivelul apei în bieful amonte se asigură cu mult peste căderea necesară spălării deznisipatorului.

4.1.4. OBSERVAŢII FINALE

- Când nu se poate asigura căderea generală, sau debitul de apă de spălare, se adoptă altă metodă de curăţire: mecanică sau mecano-hidraulică (pod raclor echipat cu pompă mamut); în acest caz dimensiunile vor fi coordonate cu cele ale utilajelor existente (catalog utilaje, 1980); soluţia are avantajul că nu solicită practic apă de spălare dar necesită energie pentru pompare.
- Evaluarea pierderilor de sarcină în deznisipator este greu de făcut întrucât depinde de modul de realizare a racordului de intrare şi a dispozitivului de uniformizare a mişcării; pierderea de sarcină în camera de lucru este foarte redusă, chiar şi în cazul podului de gheaţă; o evaluare corectă se obţine numai prin încercări pe model hidraulic sau măsurători la scară naturală; este bine ca în sistem să existe o rezervă de cădere pentru a compensa, la nevoie, pierderile de sarcină datorate şi eventualelor erori de amplasare pe verticală sau de construcţie; funcţionarea înecată a deznisipatorului poate avea efecte neplăcute.
- Atunci când nu este viitură (când suspensiile din apă nu sunt în cantitate mare) timpul între două curăţiri se va stabili după experienţă: (1) când se umple compartimentul de depuneri şi există riscul reantrenării nisipului sau (2) când există riscul de colmatare a nisipului şi spălarea devine dificilă; în orice caz experienţa celor din exploatare trebuie să îi ajute să spele deznisipatorul înainte de viitură.
- Întrucât în normative nu se prevede obligativitatea unui preaplin, va fi analizată situaţia de la caz la caz; este necesar ca în cazul închiderii stavilelor, apa să poată fi evacuată în siguranţă fără inundarea platformei; în cazul deznisipatorului dimensionat acesta fiind alimentat prin pompare este necesar să se oprească pompele înainte de a bloca circulaţia apei în ambele cuve sau să se lege, prin amenajare specifică, cele două cuve cu galeria de spălare.

- Întrucât pe durata spălării, debitul ce pleacă spre staţia de tratare, se poate reduce (se scoate o cuva din funcţiune pentru spălare) vor trebui luate măsurile corespunzătoare la toate compartimentele afectate.

4.2. DECANTORUL

4.2.1. ALEGEREA TIPULUI DE DECANTOR

După cum a rezultat din verificarea funcţionării deznisipatorului, la viitură, cele 2 190 mg/l suspensii trebuie să fie reţinute integral în următoarele trepte de limpezire - decantoare şi filtre.

Cum este cunoscut că filtrul nu funcţionează raţional decât dacă primeşte apă cu conţinut redus de suspensii (10-30 mg/l - maximum 50 mg/l după normele noastre, sub 0,5 mg/l - 5 mg/l în străinătate).

Rezultă că sarcina cea mai grea în limpezirea apei revine treptei de decantare**.** Trebuie realizat un grad de limpezire foarte ridicat (la viitură).

$$K = (p_b - p_d)\cdot 100/p_b = [(1\,830 - 50)/1\,830]\cdot 100 = 97{,}5\ \%.$$

Mai rezultă din curba de limpezire din figura 48 că pentru a putea realiza o asemenea performanţă este necesar un adaos de reactivi de floculare a suspensiilor fine din apă. Reactivul încercat este sulfatul de aluminiu, în doză de 75 mg/l. Tot din curbă rezultă că obţinerea unei limpeziri înaintate se face la o sedimentare simplă după o durată mare de timp, $t_{dec.}$ = 4 ore. Aceasta corespunde unei viteze minime de sedimentare (în regim static) de w = 0,02 mm/s.

Cum decantorul este obiectul de bază în limpezirea apei, vor fi făcute calcu-le de dimensionare pentru mai multe tipuri de decantoare urmând ca la sfârşit să se facă o discuţie asupra avantajelor celui mai bun dintre tipurile studiate.

Conform STAS 3620/1,2-85 pot fi alese decantoare:

- orizontale longitudinale;
- orizontale radiale;
- decantoare cu recircularea mecanică a nămolului;
- decantoare cu viteza ascensională variabilă;
- decantoare lamelare.

Pentru o alcătuire raţională ar trebui analizată varianta cu decantoare în două trepte: o treaptă de predecantare la care limpezirea gravitaţională este preponderentă (primele trei tipuri de decantoare menţionate) şi treapta a doua,

de finisare, cu decantor suspensional cu lamele sau un decantor pulsator) decantor care să reducă turbiditatea sub 5^{o} SiO_2.

a. ***Decantorul orizontal longitudinal.***

Avantaje:

- există proiecte tip pentru o gamă mare de dimensiuni, poate fi executat relativ simplu, parţial chiar din elemente prefabricate;
- se exploatează simplu şi este robust în funcţionare;
- este relativ puţin sensibil la variaţia bruscă a conţinutului de suspensii;

Dezavantaje:

- nu poate realiza performanţe ridicate decât la o exploatare extrem de atentă (o dozare riguroasă a reactivilor);
- are parametrii hidraulici mai slabi (încărcarea hidraulică u = 1-2 m/h, timp de decantare 2...4 h) de unde rezultă volume construite mari, din cauza sistemelor de colectare şi distribuţie deficitare se pot realiza *spaţii moarte* de 20...40 %;
- se exploatează greu în condiţii de iarna severă;
- este influenţat defavorabil de viiturile puternice;
- necesită personal permanent de manevrare a utilajelor de curăţire (de regulă).

Exemple de lucrări în funcţiune: Bucureşti-Arcuda, Brăila, Timişoara, Iaşi etc.

b. ***Decantorul orizontal radial.***

Avantaje:

- asemănătoare celui orizontal longitudinal, în plus:
- automatizare simplă pentru funcţionarea sistemului de colectare şi evacuare a nămolului;
- performanţe tehnologice mai bune.

Dezavantaje:

- un pod raclor relativ greu;
- funcţionare grea iarna;
- parametrii tehnologici relativ modeşti (u = 1-2 m/h, t_d = 2..4 h);
- execuţie mai pretenţioasă;
- poate realiza spaţii *volume moarte* importante (până la 40 %);
- partea centrală a decantorului foarte adâncă;
- având suprafaţa mare, suferă o influenţă defavorabilă la vânt.

Exemple de lucrări în funcţiune: Cîmpina-Paltinu, Piteşti, Comăneşti etc.

c. ***Decantorul cu recircularea mecanică a nămolului.***

Avantaje:

- performanţe tehnologice mai bune (u=1,5...3m/h, t_d = 1,5...2 ore), deci spaţiu construit mai redus;
- curgere ascensională, deci probleme mai puţine iarna;
- reactivii pot fi introduşi chiar în decantor, în zona centrală.

Dezavantaje:

- funcţionarea este esenţial influenţată de o dozare corectă a reactivilor;
- construcţie complicată pentru podul raclor, sau dispozitivul de amestec şi antrenare (recirculare).

• Pentru eliminarea dezavantajului folosirii unui pod raclor complicat a fost dezvoltat sistemul cu hidroejector de joasă presiune cunoscut sub numele de decantor tip ICB - (Mănescu, A., 1994).

• Exemple de lucrări în funcţiune: Bucureşti-Roşu, Craiova, Cluj, Bistriţa, Piteşti, Iaşi-Chiriţa, Braşov, Brăila-Chiscani etc.

d. ***Decantor cu pulsaţie şi lamele*** (Sandu, M., 1981; Mănescu, A., 1994).

Avantaje:

- asigură o limpezire bună, stabilă şi controlată;
- are performanţe tehnologice ridicate (u=4...6 m/h, t_d = 1 h);
- nu are piese în mişcare în apă, deci forma în plan poate fi oricare (simetrică însă);
- pierde puţină apă la evacuarea nămolului.

Dezavantaje:

- nu suportă încărcări mari în suspensii (max. 2 000 mg/l);
- solicită o exploatare riguroasă în dozarea reactivilor;
- nu există proiecte tip pentru o gamă largă de tipodimensiuni;
- nu există încă o soluţie bună pentru executarea în ţară a modulelor lamelare pe cale industrială.

Exemple de lucrări în funcţiune: Constanţa, Tg. Mureş (în curs Bucureşti Crivina).

e. ***Decantor lamelar*** (Degremont, 1989; Moraru, G., 1992). Realizat relativ recent decantorul de tip vertical este echipat cu module lamelare (spaţii închise de circa 4-6 cm, înclinate la 52 - 60^{o} şi lungi de 0,8...1,20 m).

Avantaje:

- poate fi exploatat la încărcări relativ mari; în mod normal 2...6 m/h, dar cu o reacţie bună sunt realizări de 10...50 m/h;

– are adâncimi relativ mici;
– nu este influenţat de vânt, deşi în mod normal ar trebui acoperit în zonele cu ierni grele.

Dezavantaje:

– nu există, încă, în ţară, o soluţie pentru modul (la scară industrială);
– costul modulului este relativ mare;
– evacuarea nămolului poate deveni o problemă dacă nu este bine gândită şi realizată;
– nu avem în ţară o experienţă largă.

Exemple de lucrări în funcţiune: Luduş, Huşi.

Din motive didactice, în aplicaţia de faţă vor fi dimensionate aceste tipuri de decantoare deşi de la început se poate vedea că performanţele decantorului pulsator cu lamele şi a celui lamelar sunt cele mai bune, deci el ar trebui luat în considerare. Sunt însă executate multe decantoare din celelalte tipuri şi este bine să fie cunoscută tehnologia de dimensionare.

4.2.2. DIMENSIONARE TEHNOLOGICĂ

4.2.2.1. Decantor orizontal longitudinal. Parametrii tehnologici, daţi de STAS 3620/1, 2-85, sunt precizaţi şi în figura 52,*a*.

Se cunosc deci:

- Q = 516 l/s;
- c_b = 1 830 mg/l;
- c_d = 50 mg/l;
- t_d = 4 h;
- w = 0,02 mm/s.

Se aleg din valorile recomandate de STAS:

- v = 10 mm/s = 36 m/h;
- u = 2 m/h;
- h_s = 0,30 m.

Dimensiunile decantorului:

- $L = 2 + L_u$;
- $L_u = h_u\left(v / u\right) = h_u\left(36 / 2\right) = 18h_u$;
- $h_u = u \cdot t_d$ = 2 (m/h) · 4 h = 8 m.

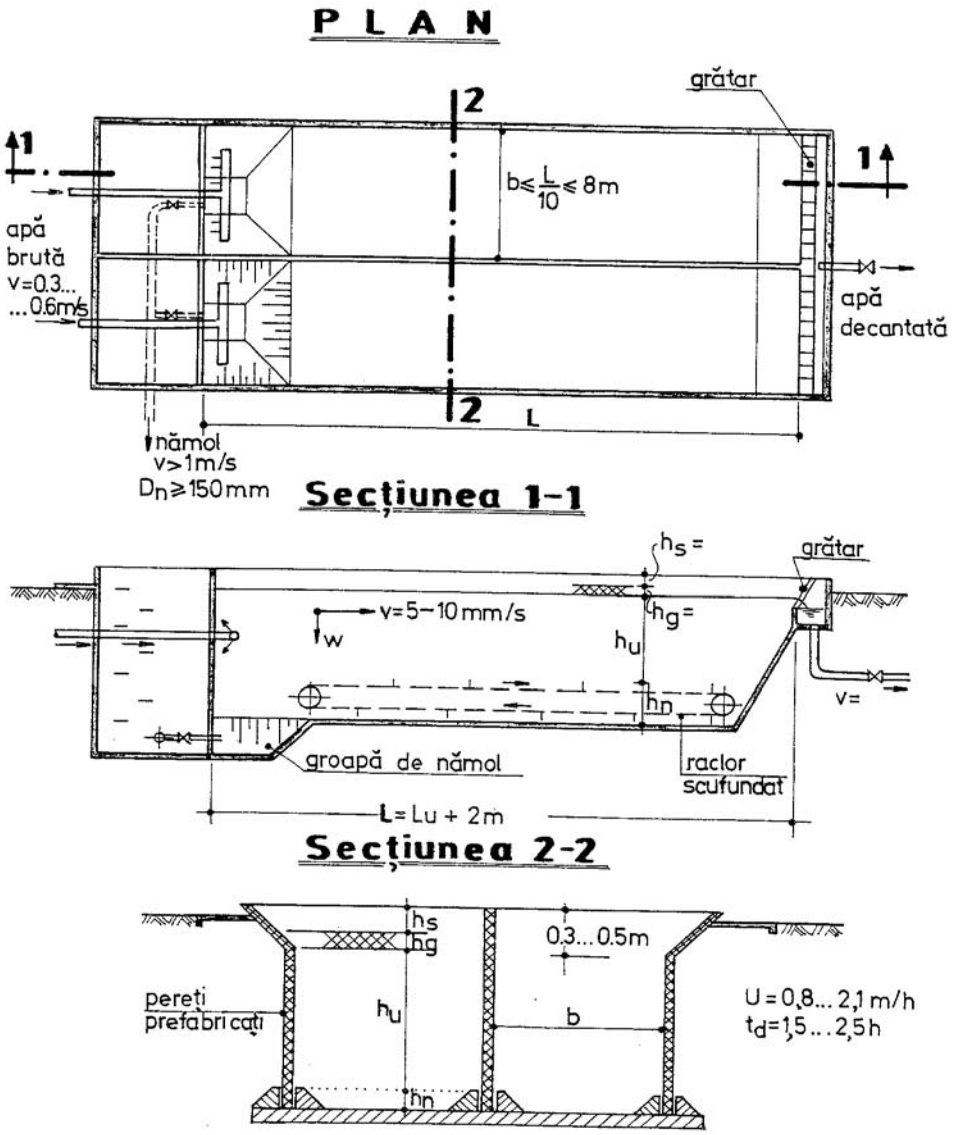


Fig. 52,*a* - Dimensiuni şi parametri de calcul pentru decantorul orizontal longitudinal.

Cum înălţimea utilă este foarte mare se alege, din datele pentru elementele proiectului tip, adâncimea utilă maximă h_u = 3,20 m. În tabelul 28 sunt date, după pr. tip ISLGC, principalele elemente ale decantorului orizontal.

Este obligatorie alegerea a cel puţin două compartimente şi din tabelul 28 la adâncimea de 3,20 m $\rightarrow$ b_1 = 9 m.

Tabelul 28

Dimensiunile decantorului orizontal longitudinal

Dimensiunea [m]	Lăţimea b (b_1) [m]							
	3	(3,5)	4	5	6	7	8	9
Lungimea L [m]	20..30	21..35	25..40	30..50	40..50	45..60	50..65	55..70
Lăţimea b_2 [m]	2,3	2,8	3,3	4,3	5,3	6,3	7,3	8,3
Înălţimea totală H[m]	2,6	2,60	2,80	3,0	3,40	3,6	3,8	4,0
Înălţimea zonei utile h_u [m]	2,1	2,10	2,25	2,40	2,75	2,90	3,05	3,20
Înălţimea totală de apă [m]	2,3	2,30	2,50	2,70	3,10	3,20	3,50	3,70
Înălţimea zonei de depuneri h_d [m]	0,20	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Înălţimea de siguranţă	0,30 m							
Ecartamen-tul podului reclor	b_1 + 0,55 m				pod de suprafaţă			

Secţiunea transversală utilă a compartimentului va fi:

$S_1 = b_1 \cdot h_u = 9 \cdot 3{,}20 = 28{,}80 \text{ m}^2$.

Pentru cele două compartimente:

$S_t = n_c \cdot S_1 = Q/v = (516 \text{ dm}^3/\text{s})/(0{,}1 \text{ dm/s}) = 51{,}6 \text{ m}^2$;

$n_c = S_t / S_1 = 51{,}6/28{,}8 = 1{,}80 \cong 2$,

deci decantorul va avea două compartimente.

Viteza reală de circulaţie a apei:

$$v = Q/S_t = (0{,}516\ \text{m}^3/\text{s})/(2 \cdot 28{,}80\ \text{m}^2) = 9\ \text{mm/s} = 32{,}4\ \text{m/h}$$

şi atunci lungimea utilă a decantorului va fi:

$L_u = 3{,}20 \cdot (32{,}4/0{,}8) = 130$ m, dimensiune mare.

Viteza de sedimentare va fi, la $h_u = 3{,}20$ m:

$$u = h_u / t_d = 3{,}20/4 = 0{,}80\ \text{m/h}.$$

Se poate reduce dimensiunea compartimentului prin schimbarea valorii vitezei de curgere a apei în cuvă; se adoptă valoarea $v = 5$ mm/s = 18 m/h şi atunci:

- $S_t = 516/0{,}05 = 10\,320\ \text{dm}^2 = 103{,}2\ \text{m}^2$;
- $n = S_t / S_1 = 103{,}2/28{,}80 = 4$ compartimente (grupate câte 2);
- $v = 0{,}516/(4 \cdot 28{,}80) = 4{,}5$ mm/s = 16,2 m/h;
- $L_u = 3{,}20 \cdot (16{,}2/0{,}8) = 65$ m;
- $L_t = L_u + 2 = 67$ m.

Valorile obţinute se încadrează în limitele date de proiectul tip.

Spaţiul de nămol. Este de remarcat că forma plată şi orizontală a radierului decantorului deşi oferă avantaje constructive importante (folosirea aceluiaşi prefabricat) nu este cea mai bună din punct de vedere al colectării suspensiilor depuse, a nămolului. În mod normal decantorul ar trebui să aibă un radier în pantă, iar groapa de nămol, başa de colectare a nămolului, să fie amplasată la 0,2...0,3 din lungimea decantorului, faţă de capul amonte.

Pentru a determina volumul de nămol trebuie hotărât tipul de pod raclor. Sunt posibile două soluţii:

- se acceptă un strat de nămol cu grosimea de maxim 50 cm şi o curăţire periodică la un interval de:

  $$t_c^{(1)} = V_d\ /\text{debitul suspensiei reţinute}$$

  cu ajutorul unui pod raclor de suprafaţă (numai lama curăţitoare intră în apă); acţionarea podului se face de regulă prin comandă manuală;

- curăţirea continuă, un pod raclor scufundat, de tip lanţ cu recleţi, cu funcţionare grea în mediu apos dar cu strat subţire de nămol; evacuarea nămolului din başă se face hidrauluic la umplerea acesteia (cu volumul V_g).

Volumul suspensiilor reţinute în unitatea de timp:

$$Q_N = \left[Q\left(c_b - c_d\right) / c_N \right] \text{m}^3/\text{h},$$

unde:

Q este debitul de apă supusă decantării, m^3/h;

$\left(c_b - c_d\right)$ - cantitatea de suspensii reţinute în decantor, mg/l sau g/m^3;

c_N - concentraţia în substanta solidă a namolului depus,%, se adoptă valoarea $c_N = 5\%$ (echivalent 50 000 mg/l).

$$Q_N = [1\,860\ (1\,830 - 50)/50\,000] = 66\ \text{m}^3/\text{h}.$$

S-a apreciat că greutatea specifică a suspensiilor depuse, în mediul apos, este egală cu a apei (în realitate are valori 1,01...1,1 daN/dm^3.

Se adoptă curăţirea intermitentă, deci $h_u = 0{,}50$ m.

$$V_d = 2 \cdot L \cdot b \cdot h_d = 2 \cdot 67 \cdot 9 \cdot 0{,}50 = 603\ \text{m}^3.$$

Umplerea spaţiului de nămol se realizează (la ape mari, cu încărcarea din temă) în:

$$t_c^{(1)} = 603/66 = 9{,}1\ \text{h}$$

timp care corespunde intervalului între două curăţiri (treceri a lamei racloare).

Durata unei curăţiri cu podul raclor este:

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 + t_4,$$

unde:

t_1 este durata ridicării lamei din apă (la sfârşitul cursei); se apreciază la 10 minute (urmează ca dispozitivul de ridicare să realizeze acest lucru, sau se corectează calculul);

t_2 - durata de mers în gol (cu lama ridicată de la capătul amonte la capătul aval, pentru o nouă cursă); la o viteză de deplasare de 6 cm/s (216 m/h) rezultă:

$$t_2 = L^x /216 = 65/216 = 0{,}30 \text{ h} = 18' ;$$

L^x - lungimea efectivă a cursei podului care este mai mică decât lungimea L; aici pentru simplificare s-a adoptat valoarea L;

t_3 - durata de coborâre a lamei, din poziţia de transport de lucru; se apreciază simetric lui t_1 ; t_3=10 minute;

t_4 - durata de deplasare a podului cu lama pe radier curăţind nămolul; se apreciază că viteza de deplasare a podului nu trebuie să depăşească viteza apei; v= 0,45 cm/s.

$$t_d = L^x /v = 65/(0{,}45 \cdot 10^2) = 240 \text{ min.}$$

Deci:

$$T_c = 10 + 18 + 10 + 240 = 278 \text{ min} = 4{,}6 \text{ h.}$$

Pentru a evita o transbordare complicată a unui pod raclor între cele două grupe de cuve este raţional să se prevadă câte un pod raclor pentru fiecare (în acest caz automatizarea este mult mai simplă).

Nămolul este colectat într-o başă de nămol aflată în partea amonte. Pentru o adâncime de 1 m şi celelalte dimensiuni din figura 52,*b* rezultă un volum al başei de 36 m^3. Timpul între două goliri va fi :

$$t_c^{(2)} = V_{basa} / Q_N = 36/66 = 0{,}55 \text{ ore.}$$

Instalaţia hidraulică prevăzută din ţeava de oţel, protejată, are dimensiunile:

- **alimentarea:**
  - conducta generală Q = 516 l/s, v = 0,3...0,9 m/s;
  - pentru două cuve de decantor Q_1 = 256 l/s:

$$Dn = D_1 = 800 \text{ mm } (v = 0{,}52 \text{ m/s});$$

  - pentru o cuvă de decantor Q_2 = 128 l/s:

$$Dn = D_2 = 500 \text{ mm } (v = 0{,}67 \text{ m/s});$$

- **evacuarea apei** decantate (v = 0,6...1 m/s) pentru un grup de două decantoare; Q = 256 l/s, $Dn = D_4$ =500 mm (v = 1,30 m/s);

- **evacuarea nămolului** : volumul başelor 36 m^3 ; se adoptă un timp de golire de $10'$, deci :

$$q_N = 36/(10/60) = 216 \text{ m}^3/\text{h} = 60 \text{ l/s;}$$

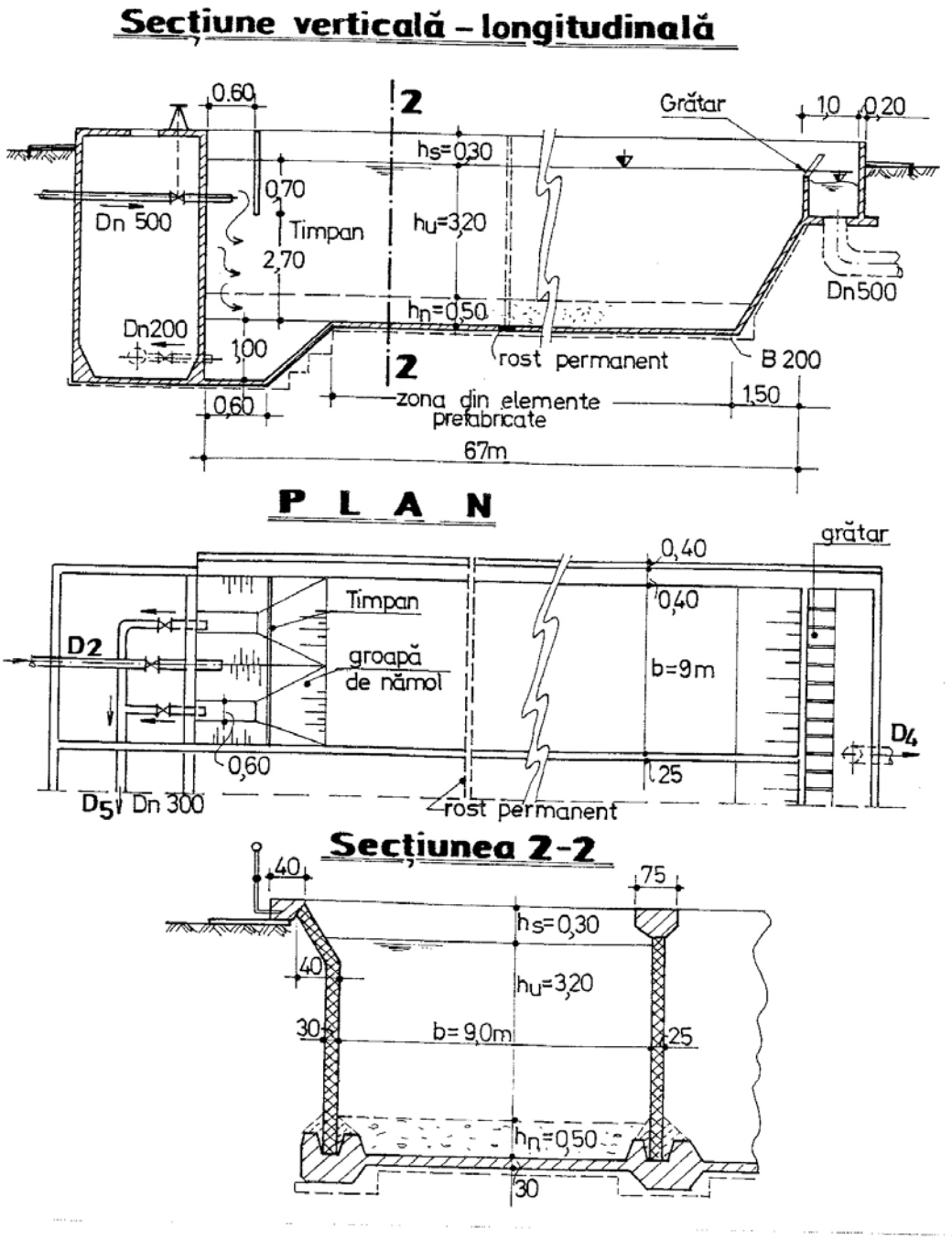


Fig. 52,*b* - Decantorul orizontal - dimensiuni principale.

$v \geq 2$ m/s $\qquad\qquad$ $Dn = D_5 = 200$ mm ($v = 2$ m/s);

Evacuarea va funcţiona la fiecare jumătate de ora în perioada apelor mari; în celelalte perioade intervalul de funcţionare va fi corelat cu funcţionarea podului raclor (la fiecare cursă a podului se va goli başa).

Remarcă:

(1) Decantorul nu are prevăzut preaplin, deci în momentul în care se prevede vana pe conducta de plecare este necesar să se prevadă şi preaplin.

(2) Evacuarea nămolului trebuie făcută pe durate cât mai mici pentru a evita pierderea de apă şi obţinerea unui nămol cât mai concentrat (mai ales când nămolul urmează să fie tratat într-o gospodărie separată). Cantitatea de apă evacuată cu nămolul este de circa 70 m^3/h (de două ori pe oră volumul başelor); această pierdere reprezintă 70 m^3/h (circa 19 l/s) deci 19/516 = 3,7 % din sporul de 10 % ($K_s = 1{,}1$) asigurat pentru sistem.

4.2.2.2. Decantorul orizontal radial.

Dimensiuni generale. Prevederile STAS legate de dimensionarea decantoa-relor radiale sunt identice celor de la decantoarele longitudinale; schema de funcţionare tehnologică este dată în figura 53,*a*.

Pentru elementele de bază cunoscute: $Q = 516$ l/s; $K = 97{,}5$ %; $t_d = 4$h; $w = 0{,}02$ mm/s, sunt necesare minimum două decantoare.

În tabelul 29 sunt date principalele dimensiuni ale decantoarelor radiale după proiectele tip.

Notaţiile sunt date pe figura 53.

Din proiectul tip se alege $h_u = 2{,}90$ m (pentru decantorul de 45 m):

$u = h_u / t_d = 2{,}90/4 = 0{,}725$ m/h - apropiat de limita 0,8 m/h;

$S_u = (\pi / 4)\left(D^2 - d_1^2\right)$ - suprafaţa utilă a decantorului

$V_u = Q \cdot t_d = S_u \cdot h_u$ - volumul util al decantorului (volumul spaţiului de limpezire)

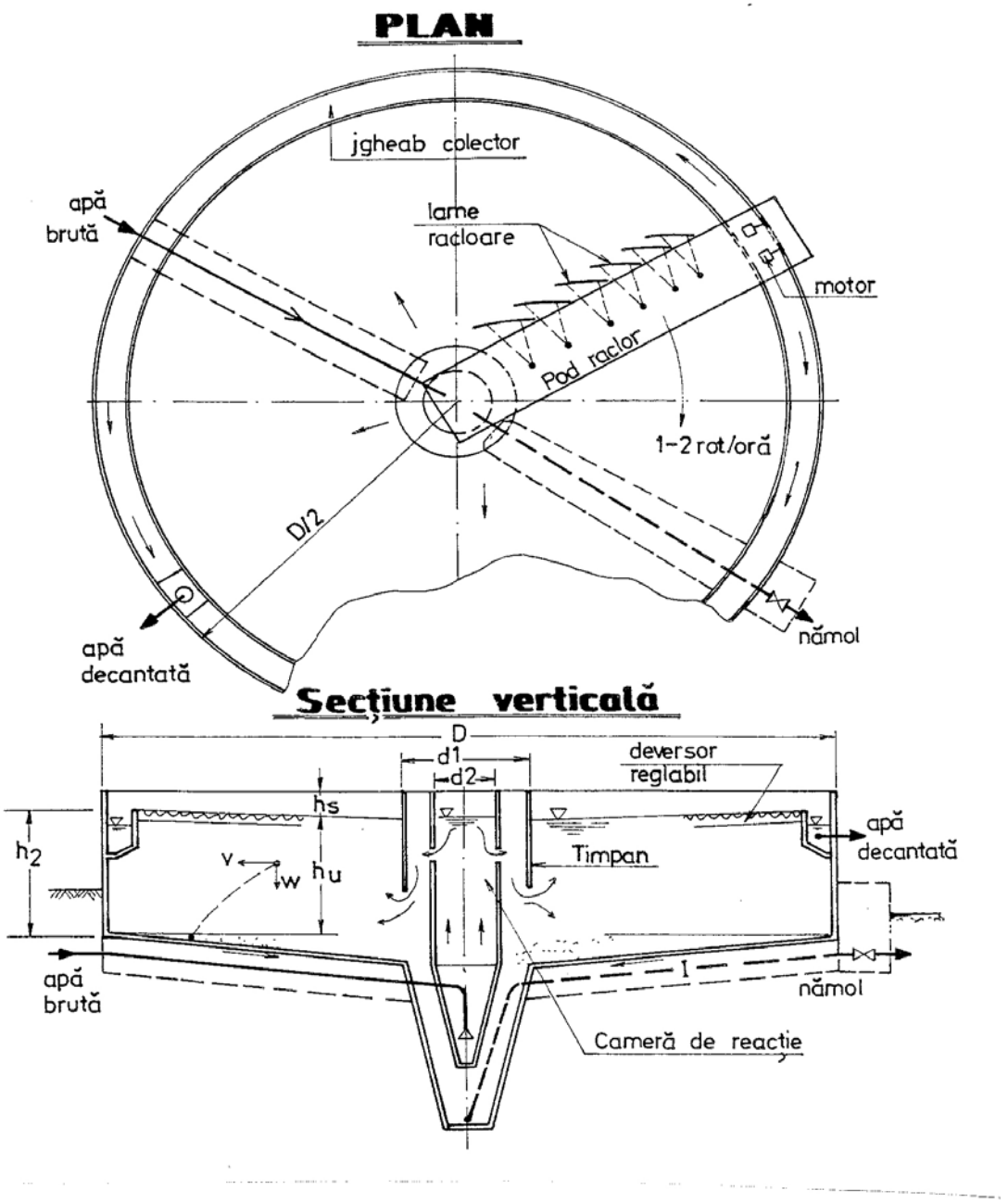


Fig. 53,*a* - Decantor orizontal -radial; schemă de funcționare.

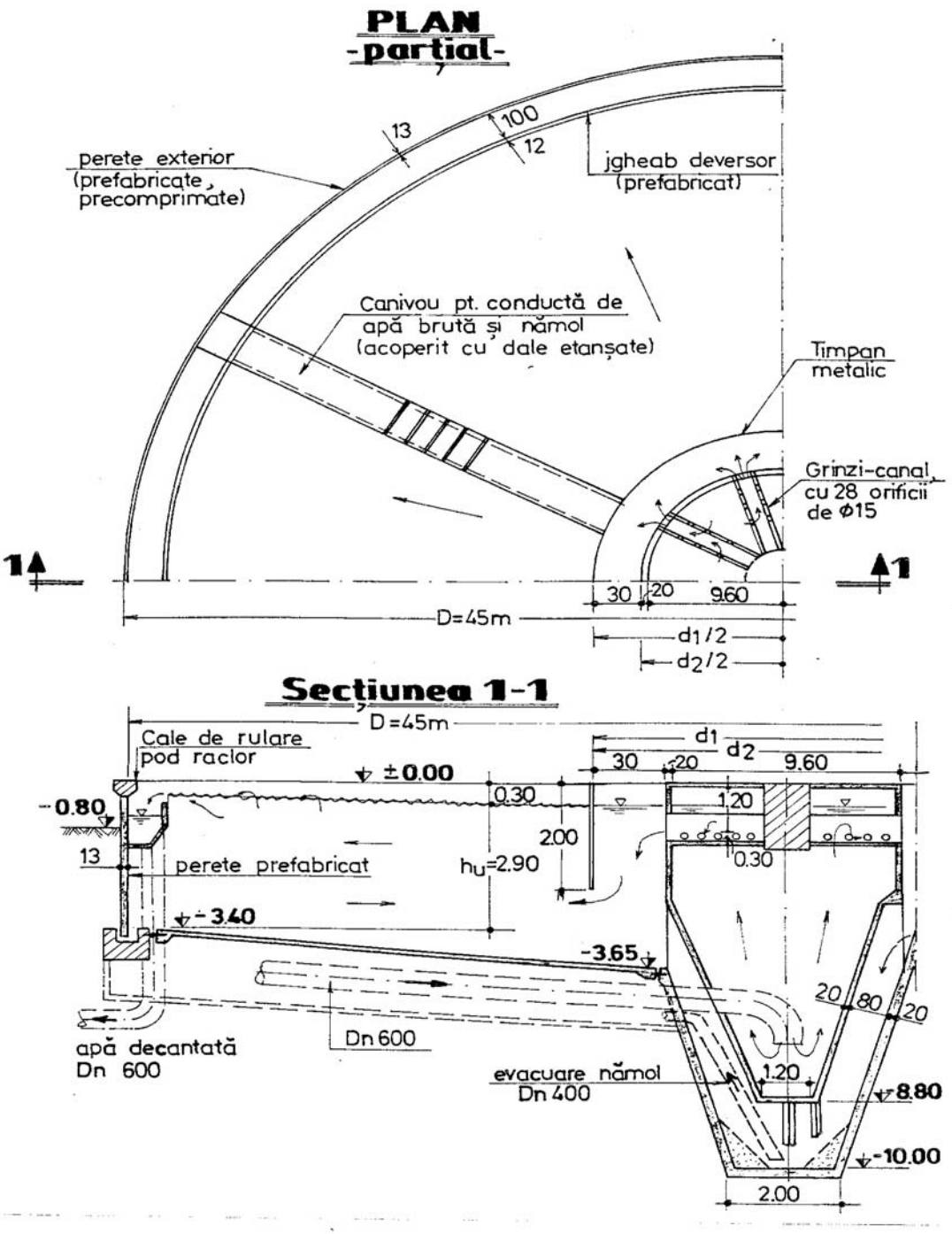


Fig. 53,*b* - Decantor radial de 45 m diametru; dimensiuni generale.

Tabelul 29

Dimensiunile decantoarelor radiale (Pâslăraşu, I., 1981)

Tip	Dimensiuni generale, [m]									
	D	D_1	D_2	d_1	d_2	d_3	d_4	h_1	h_2	h_3
16	16		14,7	5,6	4,6	5	-	0,4	2,0	0,37
20	20		18,5	5,6	4,6	5	-	0,4		0,50
25	25		23,5	6,6	5,6	6	2	0,4		0,63
30	30		28,1	7,6	6,6	7	2	0,4	2,5	0,77
35	35		33,1	9,0	7,6	8	2	0,4		0,90
40	40		37,7	10,0	8,6	9	2	0,4	3,0	1,03
45	45		42,7	11,0	9,6	10	2	0,5		1,17

Tip	Pod reclor	
	Putere, [kW]	Greutate, [daN]
16	2·0,37	3 150
20		
25		4 360
30	2·0,55	4 910
35		5 830
40	2·0,75	7 385
45		8 710

$S_u = Q \cdot t_d \,/\, h_u = 1\,860 \cdot 4/2{,}90 = 2\,560 \text{ m}^2$,

pentru: $D = 45$ m, $S_u = \pi/4\,(45^2 - 11^2) = 1\,490 \text{ m}^2$/decantor

$n = S_u \,/\, s_u = 2\,560/1\,490 = 1{,}72 \cong 2$ decantoare ($t_d > 4$ h deci $K > 97{,}5$ %).

Se alege decantorul de 45 m care pentru două unităţi realizează un timp de decantare ceva mai mare ca durată necesară pentru limpezirea cerută; se mai are în vedere şi faptul că din cauza realizării încă deficitare a sistemului de întroducere şi evacuare a apei din decantor se realizează *volume moarte* care pot avea valori importante şi care reduc de fapt eficienţa decantorului (după standardul SNIP fost URSS - volumul mort poate atinge şi 40 %).

Dimensiunile decantorului sunt date în figura 53. Podul raclor are o viteză de deplasare de 1-2 ture/oră.

Grosimea stratului de nămol. La două ture/oră a podului (deci o rotaţie completă la 1/2 ore) volumul de nămol depus este:

V_N = 66 m^3/h·1/2 h = 33 m^3 (pentru 66 m^3/h, v. dec. orizontal);

$h_u = V_u / S_u$ = 33/2·1 490 = 1,10 cm.

Volumul conului pentru colectarea nămolului (concentratorul de nămol) este, conform proiectului tip, 150 m^3. Rezultă că golirea conului se va putea face la un interval de

t_c = 150 m^3 / 66 m^3/h = 2,3 ore, la ape mari.

Pentru evitarea cimentării nămolului în con, mai ales atunci când se ştie că deznisiparea apei se face greu, se recomandă ca intervalul între două goliri să nu depăşească 12 ore. La volume mai mici golirea se va face parţial urmărind concentraţia nămolului evacuat.

Instalaţia hidraulică.

- conducta de alimentare cu apă brută ($v \cong 1$ m/s):

Q = 256 l/s, *Dn* 600 mm (v = 0,96 m/s);

- conducta de evacuare a apei decantate ($v \cong 1$ m/s):

Dn 600 (v = 0,96 m/s);

- secţiunea jgheabului de colectare a apei decantate (v = 0,6 m/s), debitul evacuat:

$Q/2$ = 128 l/s;

$A_j = Q/v$ = 128/6 = 21 dm^2;

- panta jgheabului de colectare 1%, obţinută cu beton de pantă, (**atenţie!** dimensionarea exactă a secţiunii jgheabului este o problemă complicată; curgerea apei este o *curgere răsucită* şi cu debit variabil din cauza apei deversate continuu în lungul jgheabului);
- conducta de evacuare a nămolului (*Dn* >150 mm, v > 2 m/s);

se propune un timp de golire de 10 minute:

$Q_N = V_d / t_g$ = 150 m^3/10,60 = 0,25 m^3/s,

ţeava *Dn* 400, v = 2 m/s;

– mărimea lamei deversante; pentru realizarea unei colectări uniforme a apei din decantor, jgheabul de beton se corectează la partea superioară cu o lama metalică, tip deversor triunghiular, reglabilă; deversorul are unghi la centru 90^{o} şi înălţimea dinţilor (joantivi sau un dinte da unul nu) de 10 cm;

- lungimea jgheabului:

$$\pi\ (D - 2) = 135\ \text{m};$$

- debitul evacuat pe metru de jgheab:

$$q_j = 256/135 = 1{,}9\ \text{l/s·m};$$

- debitul printr-un deversor triunghiular (5 buc./m):

$$q_{dev} = 1{,}9/5 = 0{,}4\ \text{l/s·deversor};$$

- înălţimea lamei deversante, curgere liberă:

$q_{dev} = 1{,}42\ \text{h}^{5/2}$, formula Thomson (Cioc, D., 1986; Idlicik, 1988);

- timpul de trecere prin camera de reacţie:

$$t_r = V_{con}/Q = 300\ \text{m}^3/0{,}256\ \text{m}^3/\text{s} = 1\ 170\ \text{sec} = 19{,}5\ \text{min};$$

timpul este bun având în vedere că literatura recomandă 10-20 minute;

- timpul mediu de trecere prin decantor:

$$t_d = V/Q = 1\ 603\ \text{m}^3/920\ \text{m}^3/\text{h} = 2{,}6\ \text{h} < 4\ \text{h}.$$

4.2.2.3. Decantor suspensional cu recircularea mecanică a nămolului. Dintre multitudinea de tipuri de decantoare suspensionale, dezvoltate în lume şi în mare parte şi în ţara noastră, se ia în considerare decantorul cu recircularea mecanică a nămolului *tip ROŞU*. Principalele dimensiuni sunt date în tabelul 30 şi în figura 54.

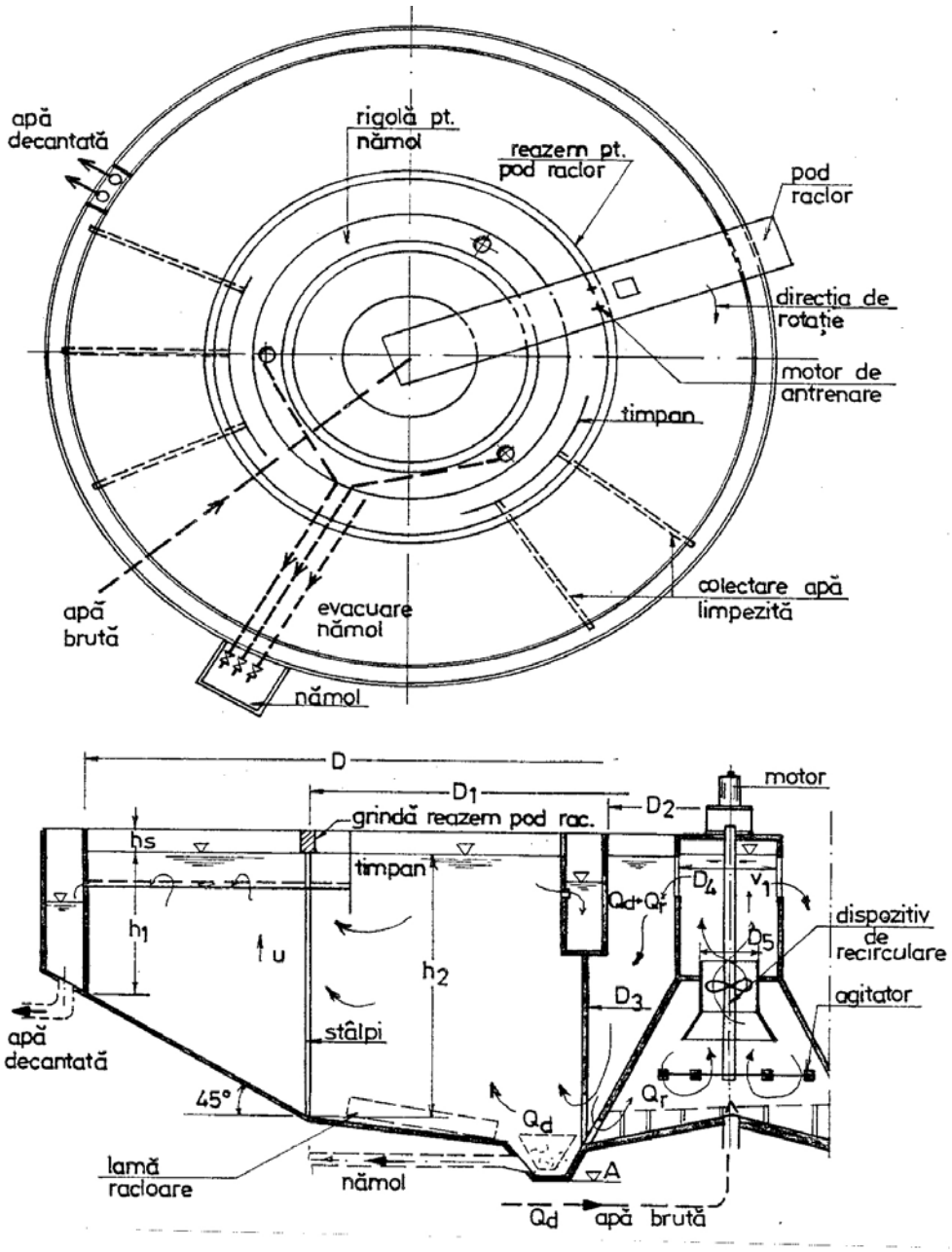


Fig. 54,*a* - Decantor suspensional cu recircularea mecanică a nămolului; schemă generală.

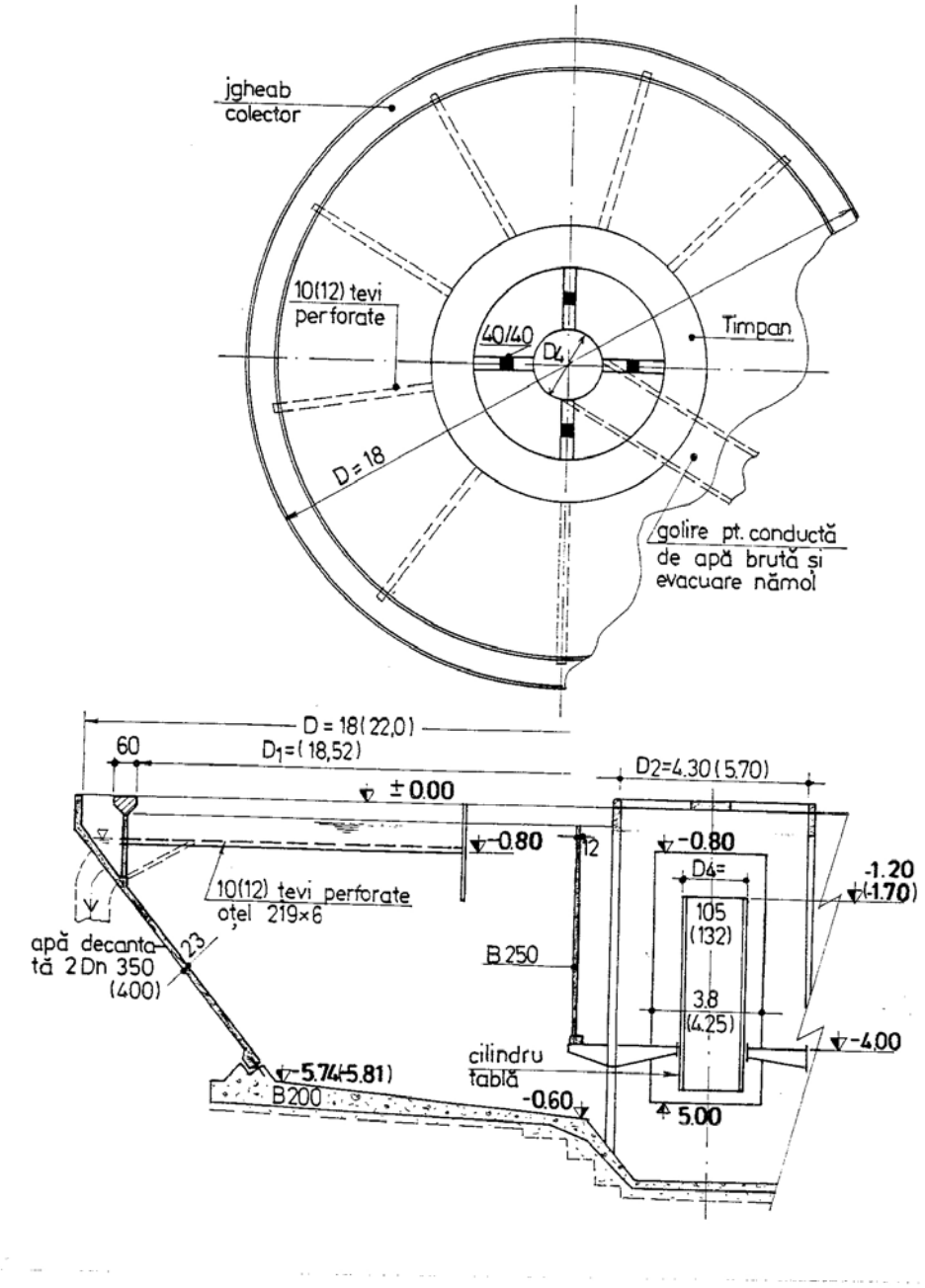


Fig. 54,*b* - Decantor suspensional cu recircularea nămolului, pentru 160 l/s.

Tabelul 30

Dimensiunile decantorului cu recirculare mecanică

Q [l/s]	D [m]	D_1 [m]	D_2 [m]	D_3 [m]	D_4 [m]	D_5 [m]
200	24	20,6	8,18	7,46	3,50	1,65
350	30	21,10	10,30	9,58	4,40	2,08
500	34	25,30	11,32	11,72	4,90	2,44
800	43	34,30	14,38	13,56	6,20	2,95

Q [l/s]	Nr. conducte i	A	b [cm]	c [cm]	e [m]
200	14 ţevi $i = 3\ ^{o}/_{oo}$	-7,50	55	40	0,65
350	22 ţevi $i = 4,5\ ^{o}/_{oo}$		56	40	1,55
500	18 ţevi $i = 3\ ^{o}/_{oo}$	-8,15	65	40	2,75
800	30 ţevi $i = 4\ ^{o}/_{oo}$	-8,0	60	50	4,65

Elementele de dimensionare date de STAS 3620/2-85 sunt marcate pe figura 54,*a*.

- Pentru spaţiul de amestec:
  - viteza de rotaţie a dispozitivului de recirculare 0...18 rot/min., funcţie de gradul de recirculare;
  - viteza apei la ieşirea din spaţiul de amestec:

$$v_1 = 0{,}15...0{,}20 \text{ m/s};$$

- Pentru spaţiul de reacţie:
  - timpul total de amestec şi reacţie (în volumul cilindrului de diametru D_3) 15...20 min;
  - viteza apei la ieşirea din spaţiul de reacţie

$$v_2 = 0{,}06...\ 0{,}08 \text{ m/s};$$

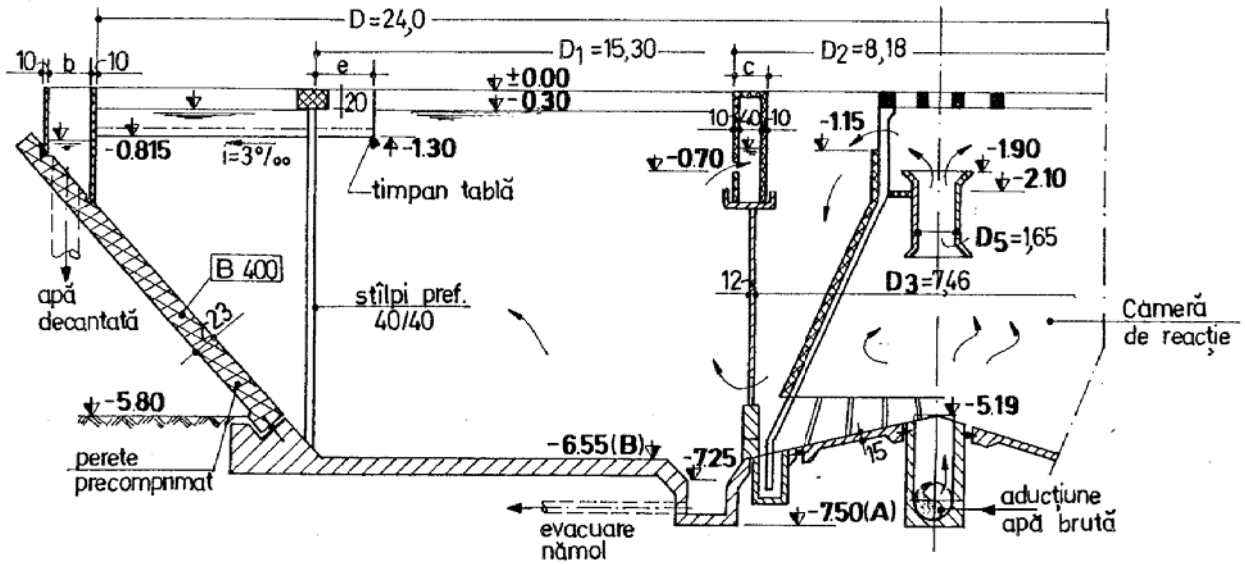
- Pentru spaţiul de limpezire:
  - timpul de limpezire 1,5... 2 ore;
  - viteza ascensională a apei (echivalent încărcare hidraulică):

$$u = \max 3 \text{ m/h};$$

  - spaţiul de siguranţă:

$$h_s = 0{,}30 \text{ m};$$

Pentru sistemul de colectare a apei decantate:



Dimensiuni generale

Tabel 31

Q l/s	D m	D1 m	D2 m	D3 m	D4 m	D5 m	n țevi i ‰	(A)	b cm	c cm	e cm	(B)
200	24	15,30	8,18	7,46	3,50	1,65	14 țevi 3‰	-7,50	55	40	65	-6,55
350	30	21,10	10,30	8,58	4,40	2,08	22 țevi 4,5‰		56		1,55	
500	34	25,30	11,32	10,72	4,90	2,44	28 țevi 3‰	-8.15	65		2,75	
800	43	34,30	14,38	13,56	6,20	2,95	30 țevi 4‰	-8,00	60	50	4,65	-6,75

Fig. 54,*c* - Decantor suspensional cu recircularea mecanică a nămolului; dimensiuni generale.

- viteza apei în conductele radiale şi în rigola periferică:

$$v_3 = 0{,}7...\ 0{,}8 \text{ m/s};$$

- diametrul conductelor min. 100 mm;
- panta longitudinală a conductelor $i = 4^0/_{00}$;
- gradul de umplere a conductelor max. 0,85;
- diametrul orificiilor în conductă min. 10 mm;
- distanţa dintre orificii max. 30 cm;
- viteza apei în orificii 1,5... 2 m/s;
- înălţimea apei peste conducte 0,30 m;

– Pentru sistemul de colectare şi evacuare a nămolului:

- viteza periferică a podului raclor 1 - 2 rot/oră = 3... 6 cm/s;
- umiditatea nămolului ce se evacuează 96%;
- viteza nămolului în conducta de evacuare, min. 1,5 m/s.

Dimensionarea generală a decantorului. Se prevăd cel puţin 2 decantoare identice ($n_c = 2$):

- debitul decantorului $Q_{dec} = 256$ l/s = 925 m^3/h;
- suprafaţa utilă a decantorului:

$$S_u = Q_{dec}/u = 925/3 = 308 \text{ m}^2;$$

– Pentru decantorul cu diametrul de 24 m, $S_u = 375$ m^2 (tab. 31), apropiată, deci se poate alege decantorul cu $D = 24$ m, pentru care:

$$u_{ef} = Q_{dec} / S_u = 925/375 = 2{,}46 \text{ m/h}.$$

Tabelul 31

Dimensiuni generale ale decantorului

Q [l/s]	D [m]	D_1 [m]	D_2 [m]	D_3 [m]	D_4 [m]	D_5 [m]
200	24	15,30	8,18	7,46	3,50	1,65
350	30	21,10	10,30	8,58	4,40	2,08
500	34	25,30	11,32	10,72	4,90	2,44
800	43	34,30	14,38	13,56	6,20	2,95

Tabelul 31 (continuare)

Q [l/s]	*n* ţevi *i* ‰	(*A*)	*b* [cm]	*c* [cm]	*e* [m]	(*B*)
200	14 ţevi $3^0/_{00}$	-7,50	55	40	65	- 6,55
350	22 ţevi $4,5^0/_{00}$		56		1,55	
500	28 ţevi $3^0/_{00}$	-8,15	65		2,75	
800	30 ţevi $4^0/_{00}$	-8,0	60	50	4,65	- 6,75

– Pentru timpul de limpezire t_d = 2h rezultă volumul necesar pentru decantor:

$$V_{dec} = t_d \cdot Q_{dec} = 2 \cdot 925 = 1\,850 \text{ m}^3 .$$

Din datele priectului tip rezultă:

- volumul efectiv:

$$V = [(\pi \cdot D^2)/4] \cdot h_1 + (\pi \cdot h_2 /4 \cdot 3) \cdot (D^2 + D \cdot D_2 + D_2^2) - \pi \cdot h_2 (D_2^2 /4) = 1517 \text{ m}^3 ;$$

- timpul mediu de trecere al apei:

$$t_d = 1\,577/925 = 1,65 \text{ ore (în limita normală 1,5... 2 ore);}$$

- timpul de amestec - reacţie:

volumul asigurat $h_2 (D_3^2 /4) = 263 \text{ m}^3$;

$$t_{a+r} = 262/925 = 17 \text{ min;}$$

- diametrul camerei de amestec:

$$A = Q_{dec} / v_1 = (0,256 \text{ m}^3/\text{s}) \cdot (0,15 \text{ m/s}) = 1,71 \text{ m}^2 ,$$

se asigură $D_5 = 1,65$ m;

– Pentru viteza maximă admisă în sistemul de amestec $v_1 = 0,20$ m/s prin orificiul central $D_5 = 1,65$ m se poate asigura debitul maxim de:

$$Q_{max} = (\pi \cdot D_5^2 /4) \cdot v_1 = 0,428 \text{ m}^3/\text{s};$$

rezultă că se poate realiza un grad de recirculare de maximum:

$$Q_{max} / Q_{dec} = 0,428/0,256 = 1,67;$$

– Pentru valoarea debitului de 0,256... 0,428 m^3/s şi o denivelare de ordinul 5 cm, la turaţia de 10...15 rot/minut se alege dispozitivul de recirculare (tip rotor de pompă) cu 1...2 viteze de rotaţie şi poziţie variabilă pe verticală; motorul de antrenare are putere mare din cauza reductorului de turaţie 750/10; valorile practice de funcţionare a agitatorului vor fi stabilite în perioada de probă tehnologică sau în exploatare, când valorile maxime nu au fost prinse în perioada de probă;

– Mărimea spaţiului de trecere a debitului recirculat (Q_r). Se alege o viteză de curgere egală cu viteza admisă în camera de reacţie $V_r = 0{,}06$ m/s:

$$A_{orif} = Q_r / V_r = (0{,}428 - 0{,}256)/0{,}06 = 2{,}87 \text{ m}^2;$$

– Această suprafaţă se distribuie constructiv, simetric, în peretele dintre cele două spaţii, asigurând însă şi spaţiu de trecere pentru personal (în caz de reparaţii);

• mărimea spaţiului de trecere a apei din camera de reacţie în camera de limpezire ($V_2 = 0{,}06$ m/s):

$$A_{orif} = Q_{dec} / V_2 = 0{,}256/0{,}06 = 4{,}27 \text{ m}^2.$$

Spaţiul este inelar, cu diametrul D_3 şi are o înălţime de min, Δh:

$$\Delta h = A_{orif} /(\pi \cdot D_3) = 4{,}27/(\pi \cdot 7{,}46) = 0{,}18 \text{ m}.$$

Spaţiul de nămol. Nămolul este colectat continuu prin curgere liberă pe peretele exterior, înclinat, al decantorului şi prin curăţire cu lama racloare pe radier; nămolul colectat este împins la o rigolă centrală de unde este evacuat hidraulic prin sifonare cu ajutorul a trei guri de evacuare, dispuse simetric. O vană specială, cu deschidere automată, se deschide când sapa legată de podul raclor (şi care impinge nămolul în rigolă) se apropie de orificiu. Rezultă că timpul de golire pe un orificiu nu poate dura mai mult de 1/3 din timpul de rotaţie al podului; valorile maxime pot fi, pentru turaţia minimă o rotaţie pe oră:

– timpul între două goliri succesive:

$$t_g = (2/3) \cdot 1 \text{ oră} = 0{,}66 \text{ ore};$$

– debitul de nămol, calculat la celelalte tipuri de decantoare, este de 66m^3/h (calculat pentru concentraţia de 5%, realizabilă):

$$V_N = 66 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 0{,}66 \text{ ore} = 43 \text{ m}^3.$$

Rigola are dimensiunile 0,40 m lăţime, 1,0 m adâncime şi (D_2 + 1) m lungime, deci volumul total este:

$$V_R = 0{,}4 \cdot 1 \cdot \pi \, (8{,}18 + 1) = 11{,}6 \text{ m}^3$$

2/3 din acest volum se va umple între două treceri succesive ale podului raclor deci timpul de umplere va fi 11,6 m^3 /66 m^3 /h = 10 min.

Cum viteza maximă de rotaţie este două rotaţii/oră, deci durata între două treceri este 30′ rezultă că nămolul nu va putea fi acumulat în rigolă. Volumul rigolei trebuie mărit de circa 3 ori; se adoptă dimensiunle 1,0 m lăţime, 1,20 m înălţime şi atunci se obţine un spaţiu suficient.

Instalaţia hidraulică.

- Conducta de alimentare cu apă brută ($v \cong 1$ m/s, apa nu este tratată cu reactiv, deci nu există riscul de spargere a flocoanelor); Q = 256 l/s, *Dn* 500 (v = 1,3 m/s) ţeavă de oţel.
- Apa decantată se poate evacua tot printr-o conductă *Dn* 500 mm.
- Conductele de colectare a apei limpezite; în proiectul tip sunt prevazute 14 ţevi de colectare:
  - debitul pe conductă $q_c = 256/14 = 18{,}4$ l/s;
  - pentru $h/D \leq 0{,}85$, $Q/Q_{pl} = 1$ (v. anexa 4) pentru i = 3 $^0/_{00}$ rezultă conducta din oţel *Dn* 200 (v = 0,6 m/s);
  - numărul de orificii, aşezate la 20 cm, rezultă (lungimea ţevii 5m) 25 bucăţi pe conductă;
  - debitul pe orificiu este $q_o = 18{,}4/25 = 0{,}74$ l/s;
  - se alege o viteza de 1,4 m/s pentru trecerea prin orificiu, deci

    $A_o = q_o / v_o = 0{,}74/14 = 0{,}049$ dm^2, $d_o = 0{,}26$ dm

    se adoptă orificii de 30 mm, $d_o = 30$ mm, $A_o = 0{,}07$ dm^2;
  - înălţimea apei peste conductă (sarcina orificiului):

    $$q_o = (\mu \cdot A_o \, (2g \cdot h)^{1/2},$$

    cu μ = 0,40 şi A_o = 0,07 dm^2, rezultă h = 3,5 dm, în limita recomandată;

- Conductele de evacuare a nămolului:

- 1/3 din volumul rigolei se evacuează în 1/3 din timpul de rotaţie;
- timpul minim de rotaţie este 0,5 ore (2 ture/ore) deci timpul de golire va fi t_g = 1/3·0,5 = 10 min;
- în 10′ trebuie golit 1/3 din volumul rigolei, volum egal cu $1 \cdot 1{,}20 \cdot \pi \, (D_2 + 1) = 34 \text{ m}^3$; deci debitul de nămol evacuat $q_N = 34 \text{ m}^3 / 10' = 34/(10/60) = 204 \text{ m}^3/\text{h} = 57$ l/s;
- pentru viteza de circa 2 m/s rezultă ţeavă *Dn* 200 (v = 1,95 m/s); sunt trei conducte ce funcţionează succesiv.

La debite mai mici, sau suspensii mai puţine, se poate regla timpul de golire la mai puţin de 10 minute astfel încât să se poată păstra viteza de circa 2 m/s pe conductă.

Sarcina pentru funcţionarea conductei va fi (lucrând cu conducta de lungime echivalentă, v. anexa 5):

Intrare	l_e = 4 m
2 coturi la 90^o	l_e = 2·4 m = 8 m
1 vana fluture	l_e = 2 m
1 ieşire în cămin	l_e = 8 m
Lungimea efectivă	l_e = 8 m
	l_{ech} = 30 m

$h_r = i \cdot l_{ech} = 0{,}03 \cdot 30 \text{ m} = 1 \text{ m}$

4.2.2.4. Decantor cu pulsaţie şi lamele

a. *Elemente generale. Predimensionare.* Dezvoltarea cercetărilor privind cunoaşterea mecanismului de reţinere a suspensiilor din apă au condus la realizarea unei serii de decantoare cu performanţe din ce în ce mai ridicate. Performanţele sunt reflectate în: sporirea eficienţei de limpezire, sporirea productivităţii (încărcare hidraulică mare), posibilitatea intervenirii în mecanismul reţinerii suspensiilor prin reactivi şi mijloace mecano-hidraulice, o mai bună folosire a reactivilor; solicită însă construcţii mai complicate şi o supraveghere calificată, permanentă şi disciplinată.

Cu cercetarile făcute în ţara noastră, parţial publicate (Sandu, M., 1981) şi cu date şi din literatura de specialitate (Trofin, P., 1983; Pâslăraşu, I., 1981; Degremont, 1989) se va face dimensionarea unui decantor cu pulsatie şi lamele.

Întrucât decantorul preia o apă cu calitate variabilă în timp (uneori rapid variabilă) este raţional să se prevadă şi mijloace pentru a permite adaptarea funcţionării acestuia în mod efectiv.

Schema de funcţionare a decantorului este dată în figura 55,*a*.

Date de bază:

- debitul total al apei brute (de limpezit) 0,516 l/s (1 860 m^3/h);
- conţinutul în suspensii al apei brute (max.) c_b = 1 830 mg/l;
- conţinutul în suspensii al apei decantate 20... 50 mg/l;
- apa se tratează cu sulfat de aluminiu şi silice activată (sau alt adjuvant) în doze stabilite de laborator (în etapa de studiu dozele sunt 75 mg/l sulfat de aluminiu şi 8 mg/l silice);
- pentru motive de siguranţă şi manevrabilitate vor fi prevăzute cel puţin două decantoare.

Parametrii tehnologici de bază adoptaţi:

- încărcarea hidraulică 4... 6 m/h; se adoptă valoarea 5 m/h;
- timpul de pulsare
  - acumulare t_{ac} = 20 sec (verificare 10 sec);
  - lansare t_g = 7 sec (verificare 15 sec);
- concentraţia nămolului:
  - în stratul suspensional 10 000 mg/l ($\gamma_n \cong$ 1 daN/dm^3);
  - în concentrator 50 000 mg/l ($\gamma_n \cong$ 1 daN/dm^3);
- timpul de parcurgere în floculator 10 - 15 min;
- valoarea numărului *Re*;
  - în modulul inferior (floculator), max. 200;
  - în modulul superior, max. 20;
- înclinarea lamelelor modulului lamelar, 60^o;
- lungimea lamelelor (pe direcţia curgerii);
  - modulul inferior 1 500... 2 000 mm;
  - modulul superior 1 000 mm;
- raportul $v/w > 10$.

Dimensiuni generale ale decantorului (fig. 55,*b*). Debitul unei cuve, din cele două decantoare, Q = 930 m^3/h:

- *Suprafaţa utilă* a decantorului:

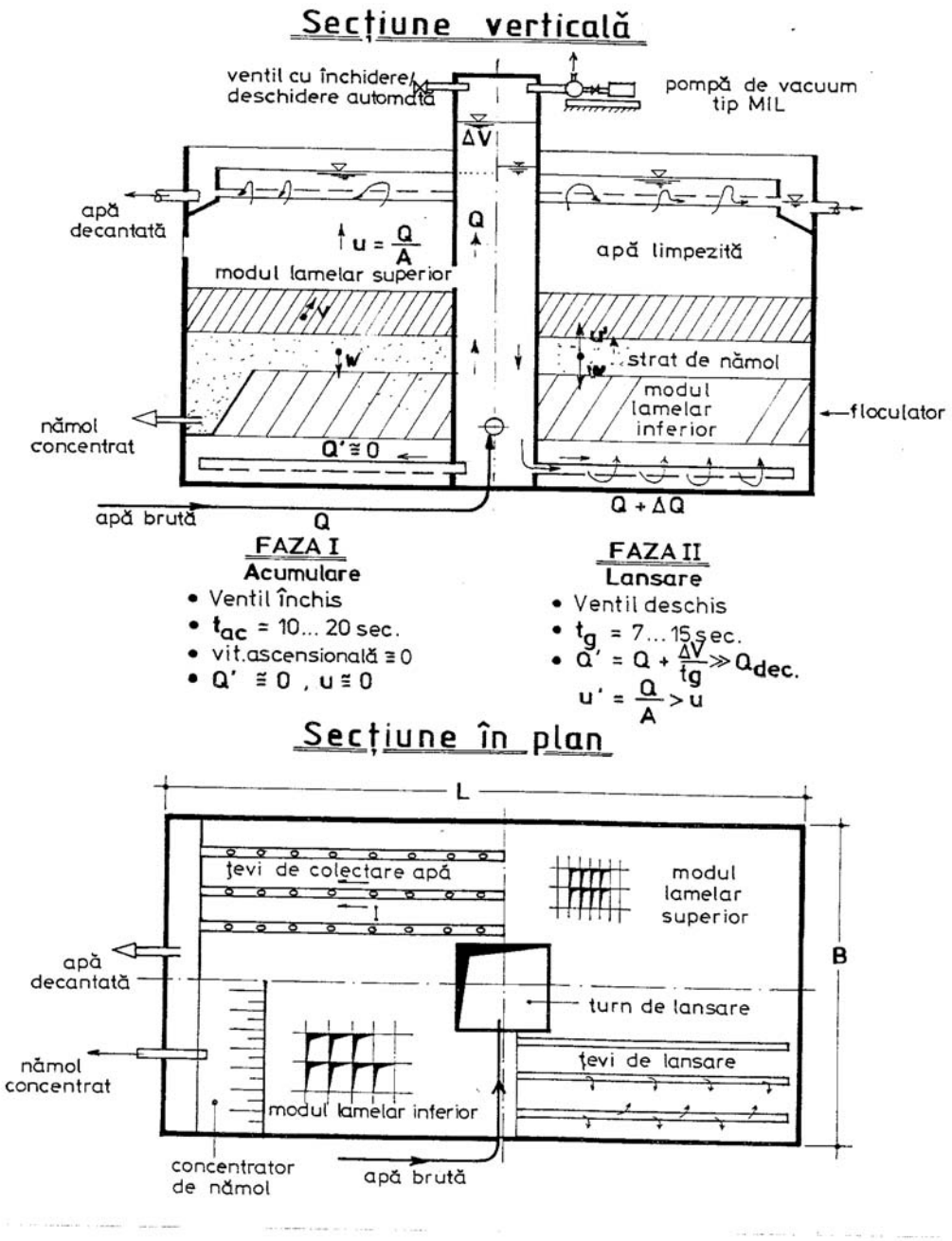


Fig. 55,*a* - Decantor suspensional cu pulsaţie şi lamele; scheme de funcţionare .

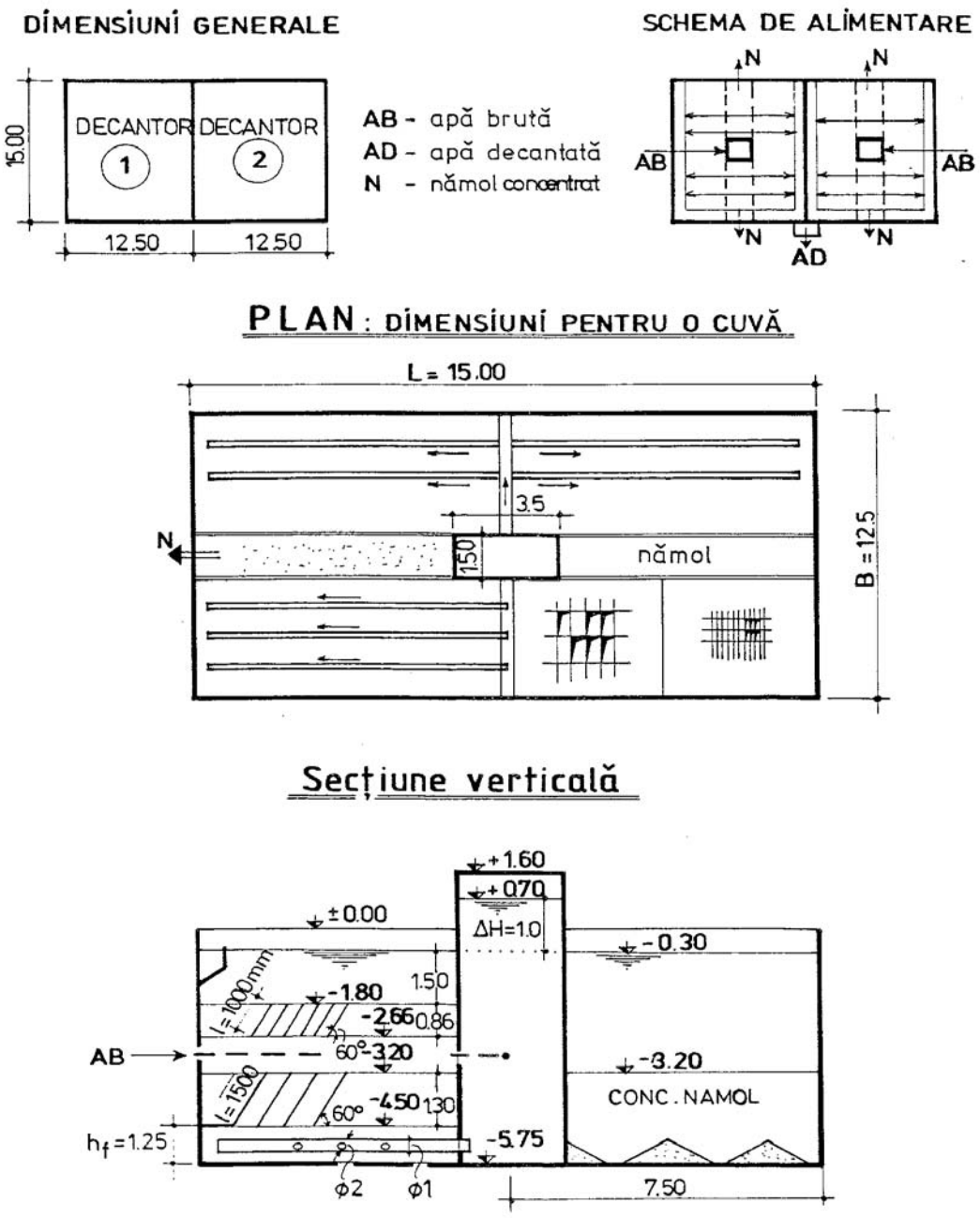


Fig. 55,*b* - Decantor cu pulsație și lamele; dimensiuni generale.

$$S_u = Q/v = (930 \text{ m}^3/\text{h})/(5 \text{ m/h}) = 186 \text{ m}^2 .$$

Se adoptă o cuvă de 15·12,5 m, astfel încât cele două cuve asezate joantiv să formeze o placă de baza 15·25 m placă ce nu are nevoie de rost permanent de contracţie (cuve din beton armat).

– *Înălţimea floculatorului*, pentru un timp de floculare de $15'$; rezultă:

$$V_f = Q \cdot t_{ac} = (930 \text{ m}^3/\text{h}) \cdot (15/60 \text{ ore}) = 230 \text{ m}^3 ;$$

cu înălţimea floculatorului:

$$h_f = V_f / S_u = 232/186 = 1{,}25 \text{ m};$$

– *Înălţimea totală a decantorului rezultă* din figura 55,*b* :

$$H_t = 5{,}75 \text{ m};$$

– *Dimensiunea turnului de lansare* .

- volumul de apă acumulat:

$$V_{ac} = Q \cdot t_{ac} = (0{,}256 \text{ dm}^3/\text{s}) \cdot 20 \text{ sec.} = 5{,}16 \text{ m}^3 ;$$

- înălţimea apei în turn se alege de ordinul 0,80...1,20 m, se adoptă:

$\Delta H = 1{,}0$ m;

- secţiunea orizontală a turnului:

$$S_t = V_{ac}/H = 5{,}16 \text{ m}^2 ;$$

- se adoptă dimensiunile 1,50*3,50 = 5,25 m^2 .

b. Dimensionarea elementelor componente şi definitivarea dimensiunilor decantorului.

Dimensionarea sistemului de lansare a apei brute (fig. 55,*c*). Sistemul este format din două ramuri simetrice; fiecare ramură are o conductă principală de distribuţie (D_1), care la decantoare mai mari se poate transforma în galerie şi un număr de conducte perforate pentru distribuţie (D_2).

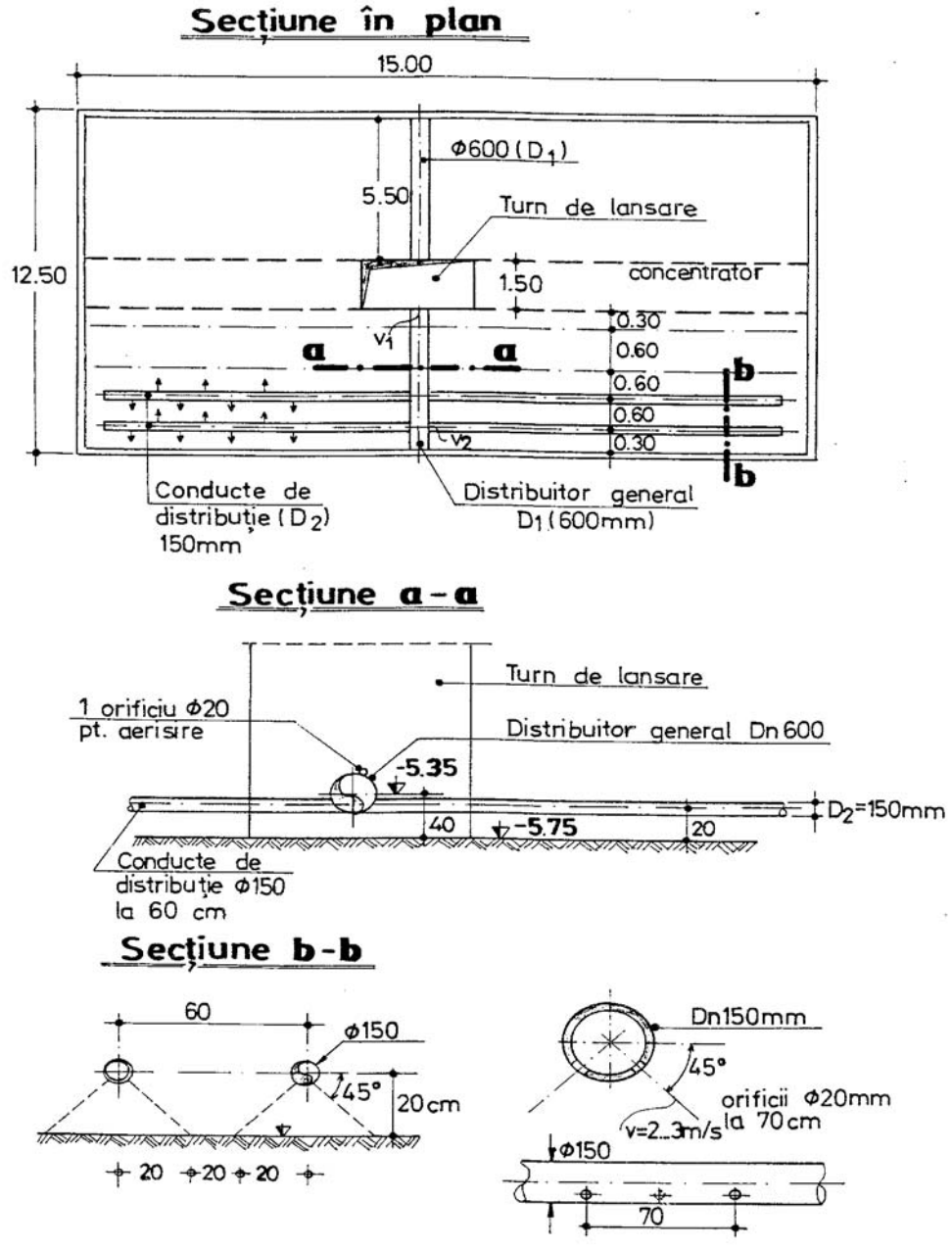


Fig. 55,*c* - Decantor cu pulsație și lamele; sistemul de lansare (introducere) a apei brute.

– *Conducta principală* (D_1) se dimensionează la debitul maxim lansat; debitul lansat este variabil; debitul maxim se realizează la începutul fazei când se evacuează debitul de apă brută Q şi debitul (ΔQ) necesar pentru golirea apei acumulate în turn V_{ac}:

$$\Delta Q = V_{ac} / t_g = 5{,}16 \text{ m}^3 /15 \text{ sec.} = 0{,}344 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_{total} = Q + \Delta Q = 0{,}256 + 0{,}344 = 0{,}600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Conducta funcţionează cu debit variabil; la fiecare pereche de conducte perforate debitul scade; se poate face un calcul expeditiv presupunând că debitul se distribuie uniform:

$$Q_{conducta} = Q_{total}/2 = 0{,}300 \text{ m}^3/\text{s};$$

Dacă se aşează ţevile perforate la 60 cm între ele vor fi necesare 5,5/0,6 = 9 conducte şi deci debitul unei conducte va fi:

$$q_c = (0{,}300 \text{ m}^3/\text{s})/2 \cdot 9 = 16 \text{ l/s}.$$

Deci, la intrare în conducta principală, debitul va fi 0,3 m^3/s, iar la sfârşit (la ultima ramnificaţie $2\,q_c$ = 32 l/s):

$$Q_{med.cond} = (300 + 32)/2 = 166 \text{ l/s}.$$

Se alege ţeava de oţel şi pentru o viteză V_1 = 0,8...1 m/s rezultă din diagramă Dn = 600 mm; ca atare în secţiunea de intrare viteza va fi v_1 = 1,1 m/s (Q = 300 l/s).

– Conductele de distribuţie (D_2) se amplasează astfel încât:

- să asigure o distribuţie cât mai uniformă a apei pe suprafaţa decantorului;
- să lanseze apa sub formă de jeturi suficient de puternice astfel încât energia dezvoltată de jet pe radier să nu permită depunerea nămolului; în cazul unei opriri accidentale a decantorului, jetul să poată disloca stratul de nămol depus; pentru aceasta apa se lansează spre radier cu viteză mare 2-3 m/s, jeturile a două conducte vecine fiind intreţesute;

– Diametrul conductei:

- debitul conductei 16 l/s, distribuit uniform, $q_m = (16 + 0)/2 = 8$ l/s;
- lungimea conductei l_c = (15 - 0,6)/2 = 7,2 m;

- pentru debitul 8 l/s şi viteza medie de 0,8... 1 m/s rezultă conducta *Dn* 150, cu o viteză medie la capul amonte $v_2 = 0{,}9$ m/s ($q_c = 16$ l/s).

– Numărul şi dimensiunea orificiilor:

- Se adoptă orificii de 20 mm cu viteză de lansare de 2,5 m/s:

  $q_o = v_o \cdot A_o = 25 \cdot \pi \cdot 0{,}2^2/4 = 0{,}785$ dm^3/s;

- numărul de orificii:

  $n_o = q_c / q_o = 16/0{,}785 \cong 20$ orificii, aşezate pe două generatoare;

- distanţa între orificii:

  $a = l_c/n = 7{,}2/(20/2) = 72$ cm, puţin cam mare.

– Determinarea pierderii de sarcină în sistem pentru a asigura o distribuţie uniformă a apei.

Pentru a avea o distribuţie uniformă a apei în sistem este necesar ca sarcina de lansare (supraînălţarea apei în turnul de lansare) să fie egală cu rezistenţa hidraulică a sistemului:

$$\Delta H = \Delta h_{orificiu} + \Delta h_{conducta}\,.$$

Se adoptă relaţia de calcul cunoscută în literatura de specialitate (Trofin, P., 1983):

$$\Delta H = 9 \cdot (v_1^2/2g) + 10 \cdot (v_2^2/2g).$$

În primele secunde ale începerii lansării, vitezele v_1 şi v_2 sunt cele calculate mai sus:

$$v_1 = 1{,}1 \text{ m/s}, \qquad v_2 = 0{,}9 \text{ m/s}.$$

Rezultă: $H = 9 \cdot (1{,}1^2/2g) + 10 \cdot (0{,}9^2/2g) = 19/2g = 0{,}95$ m.

Rezultă că supraînălţarea apei din turn asigură lansarea uniformă a apei în decantor (dacă această condiţie nu este îndeplinită se modifică succesiv diametrul conductelor până la satisfacerea condiţiei).

- Viteza de lansare a apei în orificii va fi, la $t = 0$:

$v_o = \varphi(2g \cdot \Delta H)^{1/2} = 0{,}9 \cdot (2g \cdot 0{,}95)^{1/2} = 4{,}1$ m/s; viteza este mare.

- Se recalculează diametrul orificiilor (şi se mai modifică şi distanţa dintre orificii care era cam mare); se adoptă a = 30 cm, deci n_o =(7,2/0,3)·2=48; debitul pe orificiu va fi:

q_o = (16 dm^3 /s)/48 = 0,334 dm^3 /s, iar secţiunea orificiului:

$$A_o = q_o / v_o = (0{,}334 \text{ dm}^3/\text{s})/(4{,}1 \text{ m/s}) = 0{,}0082 \text{ dm}^2 = 0{,}82 \text{ cm}^2;$$

$$d_o = 10 \text{ mm}.$$

– *Sistemul de colectare a apei limpezite*. Se prevede colectarea apei prin conducte perforate deoarece sistemul este mai uşor de executat, mai puţin sensibil la erorile de montare şi mai robust în ce priveşte comportarea la îngheţ.

Conductele se aşează paralel cu latura mică a decantorului. Conductele debuşează în două canale aşezate monolit pe peretele interior. Canalele evacuează apa în exteriorul decantorului.

Schema generală de amplasare şi unele detalii sunt date în figura 55,*d*.

Debitul de calcul al conductelor perforate se apreciază la dublul valorii debitului de apă brută, întrucât viteza apei pe verticală fiind variabilă este necesar să existe siguranţa funcţionării sistemului (teoretic debitul care intră în spaţiul de limpezire are valori între zero şi Q_{tot} = 0,6 m^3 /s).

– *Numărul de conducte perforate*. Pentru asigurarea unei curgeri relativ verticale în spaţiul de limpezire se impune ca distanţa distanta dintre conducte să nu fie mare. Practic se adoptă o distanţă între conducte egală, cel mult, cu grosimea stratului de apă limpezită, în cazul de faţă 1,50 m; pe lăţimea de 15,0 m a decantorului se pot aşeza:

15/1,5 = 9 ţevi.

Pentru a nu avea lungimi prea mari conductele se aşează în două pante; vor fi deci 18 ţevi identice.

– Debitul pe una ţeavă:

$$q_c = (2 \cdot Q_{dec}) / n \text{ ţevi} = (2 \cdot 256 \text{ dm}^3/\text{s})/ 18 = 32{,}2 \text{ l/s};$$

– Diametrul ţevii: se consideră curgerea cu nivel liber, cu grad de umplere de max. 85 %, cu orificiile amplasate pe generatoarea de sus, cu panta longitudinală I = 3%; se adoptă ţeavă de oţel pentru o rezemare uşoară (la

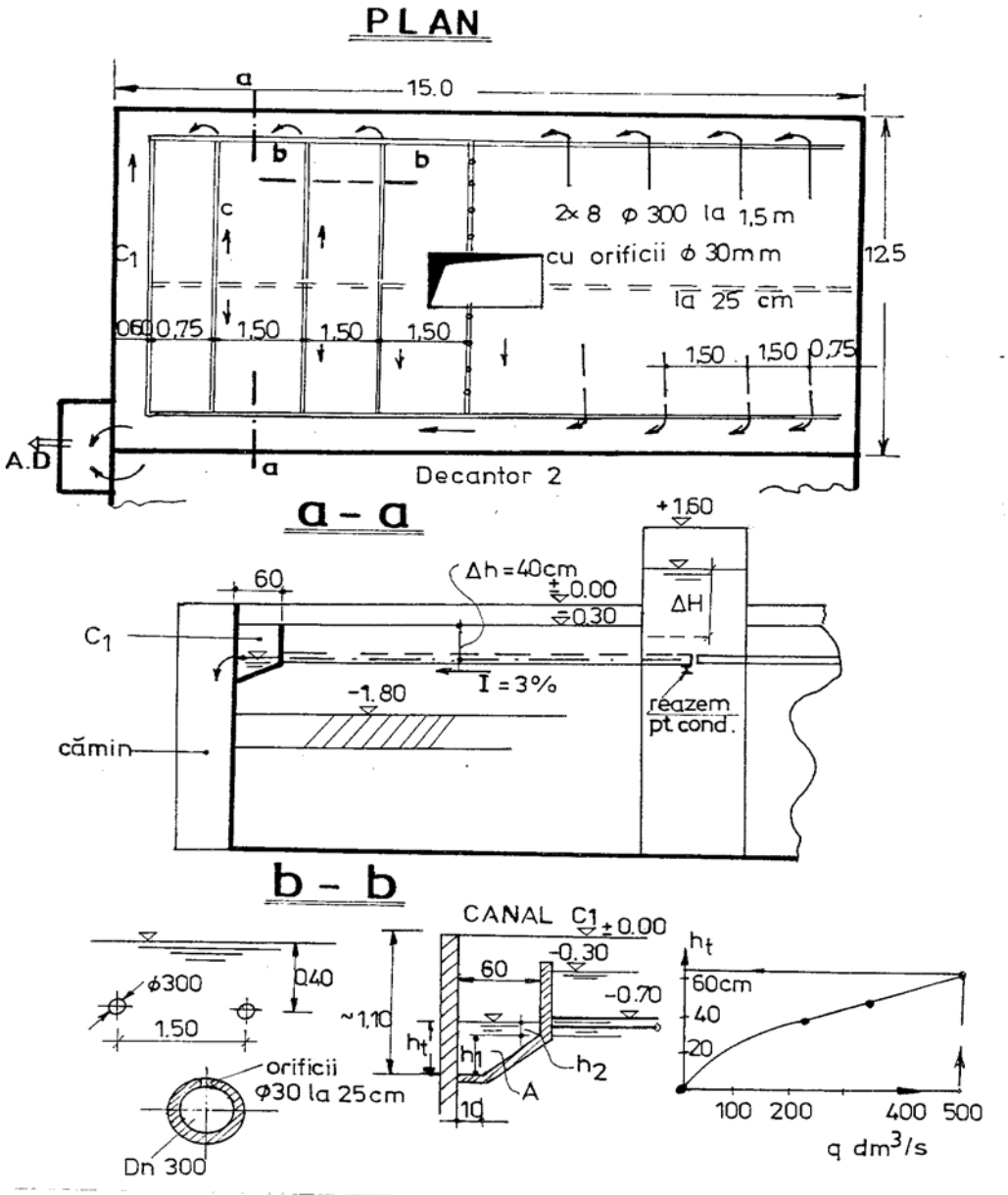


Fig. 55,*d* - Decantor cu pulsaţie şi lamele; sistemul de colectare a apei limpezite.

7,5 m lungime poate fi autoportantă); dacă se adoptă ţeava din PVC, mai uşor de prelucrat şi protejat contra coroziunii, sunt necesare elementele de susţinere adecvate (grinzişoare sub conducte):

- pentru $h/D = 0{,}50$ rezultă $Q/Q_{pl} = 0{,}50$ (anexa 4);

$$Q_{pl} = 2 \cdot 32{,}2 = 64{,}4 \text{ l/s};$$

- pentru $Q_{pl} = 64{,}4$ l/s şi $I = 3^0/_{00}$ din anexa 3,*a* rezultă:

$$Dn\ 300 \text{ şi } v_{pl} = 0{,}82 \text{ m/s}.$$

– Dimensiunile orificiilor: se adoptă orificii cu $d_o = 30$ mm diametru ($A_o = 7{,}2$ cm^2); se aşează conducta la adâncimea de $\Delta h = 40$ cm sub nivelul mediu al apei:

$$q_o = \mu \cdot A_o (2g \cdot \Delta h)^{1/2} = 0{,}6\ (0{,}072) \cdot (2 \cdot 100)^{1/2} \cdot (4)^{1/2} = 1{,}18 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

– Numărul de orificii:

$$n_o = q_{cond} / q_o = 32{,}2/1{,}18 = 27 \text{ orificii}.$$

– Distanţa între orificii:

$$a = L_{cond} / n_o = [(12{,}5/2) - 0{,}60]/n_o \cong 21 \text{ cm}.$$

– Canalul colector C_1: lăţimea 0,60 m (constructiv); panta longitudinală $I = 1\%$; înălţimea apei, din cheia limnimetrică (cote in fig. 55,*d*):

$$h_t = 60 \text{ cm, cu datele din tabelul 32.}$$

Tabelul 32

Elementele pentru cheia limnimetrică a canalului C_1

h [dm]	*A* [dm^2]	*P* [dm]	*R* [m]	*C*	$R^{1/2}$	*Q* [m^3/s]	Obs.
2	4	5,8	0,069	47,5	0,26	0,0495	
4	12	9,8	0,122	52,2	0,35	0,219	
5	17,5	13,1	0,133	53,0	0,36	0,334	
6	23,5	15,1	0,157	54,5	0,395	0,504	

Conductele perforate debuşează astfel în canal încât să se asigure o curgere de nivel liber; funcţie de aceasta se determină cota radierului canalului.

Observaţie: Asigurarea curgerii cu nivel liber în conducte conduce la o pierdere de sarcină egală cu circa Δh (adâncimea de cufundare a conductelor sub nivelul apei).

- *Sistemul de realizare a pulsării*. Sunt cunoscute două sisteme de realizare a pulsării: (1) sistemul cu pompă de vacuum şi ventil cu comandă automatizată şi (2) sistemul de sifonare (de tip sifon autodescărcător). Alegerea unuia dintre sisteme este relativ complicată, depinzând de sistemul de alimentare a decantorului (când alimentarea este gravitatională, sistemul de sifonare este mai bun), de existenţa utilajelor şi randamentul lor de funcţionare. Sistemul cu sifon necesită încercări experimentale şi reglaje complicate (Tatu, G., 1991).

În cazul de faţă, se alege sistemul cu pompă de vacuum (cel cu sifonare este realizat şi patentat în ţară).

– *Alegera pompei de vacuum*. Pompa de vacuum trebuie să realizeze un vacuum egal cu vacuumul necesar pentru supraînălţarea apei în turnul de lansare ΔH = 1,0 m şi un debit egal cu debitul de apă acumulat în timpul de umplere al turnului, deci, aproximativ

$$Q_{aer} = V_{ac} / t_u = 5{,}16 \text{ m}^3 /10 \text{ sec} = 0{,}516 \text{ m}^3 /\text{s} = 1\,800 \text{ m}^3 /\text{h},$$

(pentru t_u se alege valoarea de verificare, pentru a obţine debitul maxim).

Din catalog (ISLGC, 1981, AVERSA 1993) rezultă 7 + 1 pompe tip MIL 502 cu caracteristica pompei:

$$Q = 240 \text{ m}^3 /\text{h}, H = 160 \text{ mm Hg}, P = 10 \text{ kW}, 1\,500 \text{ rot/min},$$

prin numărul variabil de pompe în funcţiune se poate obţine un debit de aer mai mic, realizându-se şi o pulsare convenabilă ($t_u = 10...20''$, $t_g = 7\text{-}15''$).

Observaţie. Se poate adopta şi slouţia cu 2+1 pompe MIL 1000 cu Q=1000 m^3/h, H = 160 mm Hg, P = 30 kW, dar cu o elasticitate mai mică în funcţiune şi puterea instalată puţin mai mare;

– Conducta de legatură la pompă (transportă aer, deci v = 10...15 m/s); pentru Q = 516 l/s, $A_c = 516/150 = 3{,}40 \text{ dm}^2$, d = 2,08 dm. Se alege conducta de oţel de 250 mm;

– Ventilul ce realizează dezamorsarea clopotului are comandă automatizată, ce poate realiza un timp de umplere-golire cel mai potrivit pentru decantorul respectiv (teoretic ritmul ar trebui reglat după încărcarea în suspensii din apă);

se alege un ventil *Dn* 250 sau un număr de robineţi ce asigură o suprafaţă echivalentă cu a secţiunii de trecere; dispozitivul de acţionare trebuie realizat sau importat.

- *Modulul superior:*

– Se adoptă modul confecţionabil din elemente din PVC, tip perete înalt (37/40,5 mm), vezi figura 55,*e*, cu raza hidraulică 9,7 mm (pentru alte tipuri de lamele calculul se adaptează). Lungimea lamelei 1,0 m, unghiul de înclinare a lamelei $\theta = 60^{o}$.

Din secţiunea orizontală a decantorului de 12,5·15 m se pierde la margine (spaţiu mort) $2\cdot(1\cdot\cos 60^{o}\cdot 12{,}5\text{ m}) = 12{,}50\text{ m}^2$.

Suprafaţa efectivă de limpezire a decantorului:

$$S_{ef} = 12{,}5\cdot 15 - 12{,}5 = 160\text{ m}^2.$$

Viteza medie (verticală) efectivă de curgere a apei în zona modulului:

$$v_{ef} = (930\text{ m}^3/\text{h})/160\text{ m}^2 = 5{,}8\text{ m/h},$$

(se poate compara cu viteza medie de 0,8...2 m/h, încărcarea hidraulică la decantoarele clasice).

– Viteza apei prin caseta lamelei:

$$v_{ef}' = v_{ef}/\cos 30^{o} = 5{,}8/0{,}86 = 6{,}60\text{ m/h} = 1{,}82\text{ mm/s} \cong 6{,}6\text{ m/h}.$$

– Mărimea vitezei de sedimentare pentru particula cea mai mică ce se poate reţine în decantorul lamelar; apa parcurge spaţiul lamelar l = 1,0 m cu viteza de 1,82 mm/s în timpul egal cu timpul necesar ca particula să parcurgă spaţiul dintre marginea de sus a lamelei şi marginea de jos:

$$d_v = e/\sin 30^{o} = 74\text{ mm},$$

(cu e = 37 mm), deci:

$$e/v_{ef}' = d_v/w \quad \text{şi} \quad w_{min} = v_{ef}' \cdot d_v/e = 1{,}82\cdot(74/100) = 0{,}134\text{ mm/s}.$$

Notă: **V**iteza de separare suspensională se poate calcula şi cu relaţia (Sandu, M., 1981):

$$u_s = (e\cdot v_{ef}')/(l\cdot\cos 60^{o}) = (37\cdot 1{,}82)/(1\,000\cdot 0{,}5) = 0{,}134\text{ mm/s} = 0{,}48\text{ m/h}.$$

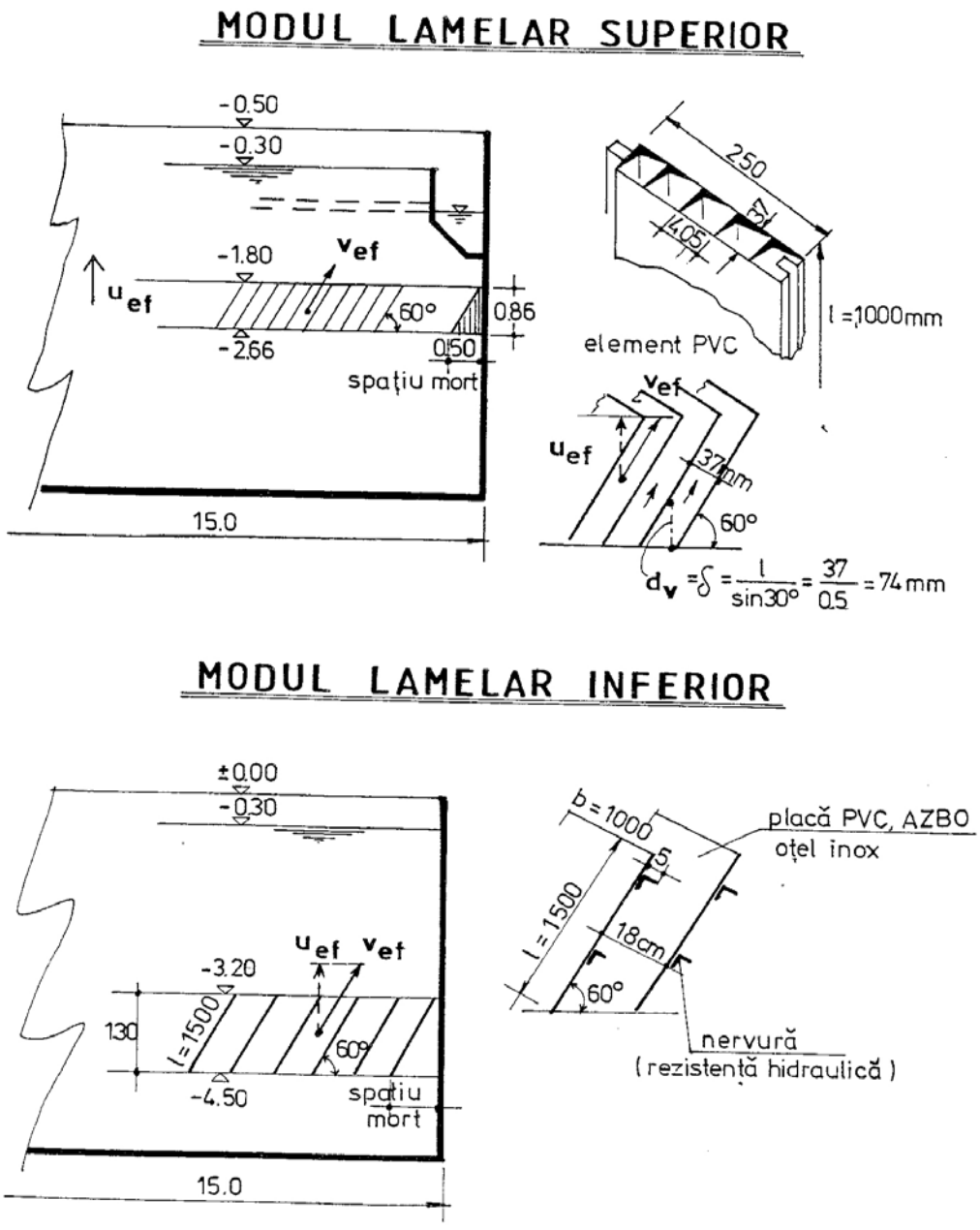


Fig. 55,*e* - Decantor cu pulsaţie şi lamele; module lamelare (superior şi inferior) - schema de calcul.

– Eficienţa modulului se calculează cu relaţia:

$$E = v_{ef} / w_{min} = (5{,}8 \text{ m/h})/(0{,}48 \text{ m/h}) = 12,$$

apropiată de valoarea 10 indicată ca bună în literatura de specialitate.

– Timpul de curgere a apei prin modulul superior:

$$t_s = 1/ v_{ef} = 1\,000/1{,}82 = 550 \text{ sec} \cong 9{,}2 \text{ min}.$$

– Valoarea numărului Reynolds pentru curgerea în modul

$$Re = (v_{ef} \cdot R_h)/ \nu = (0{,}182 \cdot 0{,}97)/(1{,}3 \cdot 10^2) = 12{,}9,$$

$Re < 20$, deci bun cu $\nu = 1{,}3 \cdot 10^2$ cm^2/s pentru $t = 10^{\circ}$ C.

• *Modulul inferior* (v. fig. 55,e). Se adoptă modul confecţionabil din plăci plane cu lungimea de 1 500 mm, lăţimea 1 000 mm (AZBO, PAS, PVC etc) pe care se montează rezistenţe hidraulice de 50 mm înălţime la 20 cm; distanţa între plăci 18 cm (Sandu, M., 1981).

– suprafaţa moartă din cauza plăcilor:

$$S'_m = 12{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}75 = 18{,}75 \text{ m}^2 ;$$

– suprafaţa moartă din cauza concentratorului de nămol:

$$S''_m = 15 \cdot 1{,}5 = 22{,}5 \text{ m}^2 ;$$

– suprafaţa efectivă de curgere a apei (din care nu s-a scos însă suprafaţa ocupată de grosimea plăcilor):

$$S_{ef} = 12{,}5 \cdot 15 - (18{,}75 + 22{,}5) = 146 \text{ m}^2 ;$$

– viteza ascensională a apei în spaţiul modulului:

$$u_{ef} = Q/ S_{ef} = (930 \text{ m}^3 \text{/h})/146 \text{ m}^2 = 6{,}36 \text{ m/h};$$

– viteza medie de curgere a apei printre lamele, în afara secţiunii cu rezistenţa hidraulică:

$$v_{ef} = u_{ef} /\cos 30^{\circ} = 6{,}36/0{,}86 = 7{,}4 \text{ m/h} = 2{,}06 \text{ mm/s};$$

– timpul mediu de parcurgere a modulului, de către apă, aproximativ:

$$t_i = 1/v_{ef} = 1\ 500/2{,}06 = 730 \text{ sec} \cong 12 \text{ min};$$

– raza hidraulică în zona fără nervură:

$$R_h = s \cdot b/2 \cdot (s + b) = 18 \cdot 100/2 \cdot (18 + 100) = 7{,}65 \text{ cm};$$

– numărul *Re* pentru modulul inferior:

$$Re = v_{ef} \cdot R_h / \nu = 0{,}206 \cdot 7{,}65/(1{,}3 \cdot 10^2) = 121 < 200, \textit{ bun}.$$

Pentru elemente de detaliu se poate vedea (Moraru, G., 1992).

- *Timpul total de parcurgere al apei prin decantor :*

– în floculator:

$$t_f = h_f / u_{med} = 1{,}25/(930/187) = 1{,}25/4{,}98 = 0{,}252 \text{ ore} \cong 15{,}2 \text{ min};$$

– în stratul de apă limpezită:

$$t_l = h_l / u_{med} = 1{,}50/4{,}98 = 0{,}3 \text{ ore} = 18 \text{ min};$$

– în spaţiul dintre module:

$$t_m = h_m / u_m = 0{,}54/4{,}18 = 0{,}11 \text{ ore} = 6{,}5 \text{ min};$$

– în modul superior: $t_s = 9{,}2$ min;

– în modul inferior: $t_i = 12$ min;

Rezultă timpul total de parcurgere:

$$T_d = \sum t = 61 \text{ min}.$$

- *Concentratorul de nămol.* Spaţiul pentru colectarea şi concentrarea nămolului este format din două canivouri de lăţimea turnului de lansare şi aflate simetric faţă de acesta (fig. 55,*f*).

Marginea concentratorului se găseşte la nivelul cotei superioare a modulului lamelar inferior. Volumul brut al concentratorului este:

$$V_{CN} = b_1 \cdot L \cdot h_N = (1{,}50 - 2 \cdot 0{,}10) \cdot (15 - 3{,}5 - 2 \cdot 0{,}10) \cdot 1{,}50 = 23 \text{ m}^3.$$

Cotele sunt date în figură; pentru h_N s-a luat spaţiul fără beton de pantă:

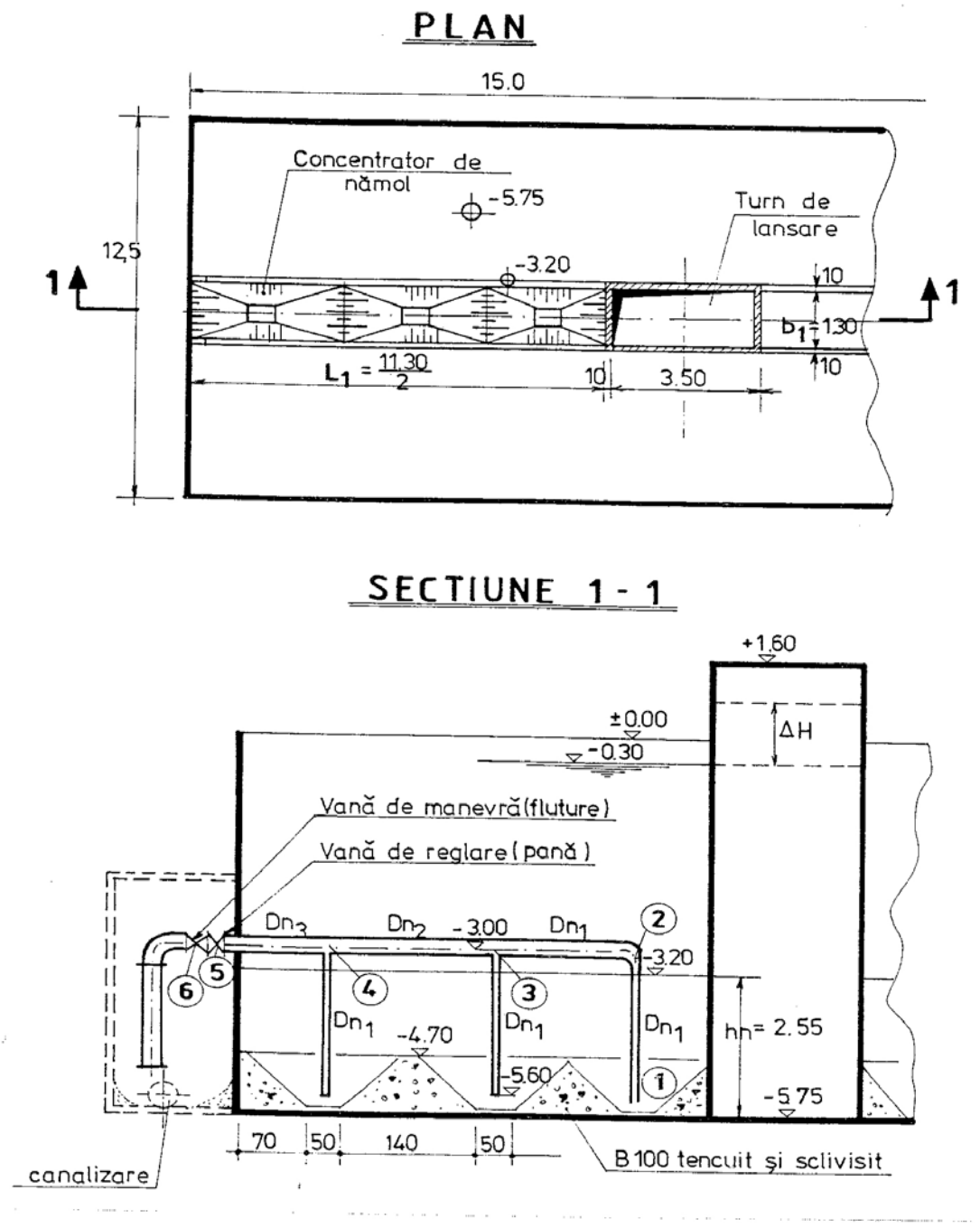


Fig. 55,*f* - Decantor cu pulsaţie şi lamele; sistemul de colectare şi evacuare nămolului.

h_N = 1,50 m.

Cantitatea de nămol, cu concentraţia de 50 000 mg/l este cea calculată anterior este 66 m^3/h.

Timpul de umplere a concentratorului (timpul minim între două goliri succesive):

$$T_{ac} = V_{CN} / Q_N = 23\ m^3/(66\ m^3/h) = 0{,}35\ \text{ore} \cong 20\ \text{min}.$$

Observaţie: Pentru concentraţii mai mici de suspensii se va proceda la testarea timpului de umplere a concentratorului; nu se va lăsa nămolul neevacuat întrucât acesta conduce la sporirea concentraţiei namolului în stratul suspensional şi chiar la posibilitatea antrenării acestuia în apa decantată.

- *Sistemul de evacuare a nămolului*. În cele două compartimente de acumulare a nămolului se introduce câte o conductă de sifonare. Pentru a putea determina dimensiunea acesteia trebuie reamintit că diametrul trebuie să fie cel puţin 150 mm, iar viteza de curgere cel puţin 1,5...2 m/s. Se alege un timp de golire de 2 minute.

$$q_N = V_{CN}/2 \cdot t_g = 23/(2 \cdot 2 \cdot 60) = 0{,}096\ m^3/s$$

rezultă deci:

Dn 1 = 150 mm (0,032 m^3/s; *V* =1,8 m/s; *i* = 0,038);

Dn 2 = 200 mm (0,064 m^3/s; *V* = 2 m/s; *i* = 0,032);

Dn 3 = 250 mm (0,096 m^3/s; *V* = 2 m/s; *i* = 0,024).

Căderea disponibilă este diferenţa între nivelul apei (-0,30) şi cota conductei după vana a doua (după aceasta poate urma o curgere nepermanentă, aerată, dictată de diferenţa de cota între conductă şi cota de ieşire, legată de cota canalizării).

Trebuie verificat dacă această cădere disponibilă este suficientă pentru realizarea vitezelor calculate.

$$h_r \leq \Delta H = 3 - 0{,}30 = 2{,}70\ \text{m}.$$

Se caută coeficienţii de rezistenţă locală (Iamandi, C., 1978; Idelcik, 1988); indicii coeficienţilor arată poziţia secţiunii (fig. 55, *f*):

ξ_1= 0,8; ξ_2 = 0,2; ξ_3 = 1,0; ξ_4 = 1,0; ξ_5 urmează să fie calculat; ξ_6 = 1,0;

$$\sum h_1 = [(\xi_1 + \xi_2)\cdot(v_1^2/2g)] + [\xi_3\cdot(v_2^2/2g) + (\xi_4 + \xi_6)\cdot(v_4^2/2g) = 0{,}57 \text{ m};$$

$$\sum h_d = \sum i_i \cdot l_i = (2{,}30 + 1{,}90)\cdot 0{,}038 + 1{,}9\cdot 0{,}032 + 1{,}90\cdot 0{,}024 = 0{,}26 \text{ m};$$

$$\sum h_r = \sum h_1 + \sum h_d = 0{,}83 \text{ m}.$$

Deci, pentru evacuarea nămolului este nevoie de o sarcină mult mai mică (0,83 m) decât cea disponibilă (2,70 m). Ca atare este nevoie de o vană de reglare (ξ_5) care să poată asigura diferenţa, astfel că atunci când vana finală se deschide să nu se realizeze un debit prea mare, care să inunde chiar canalizarea. Este bine ca debitul de nămol să nu fie prea mare, deoarece poate conduce (la o valoare mare) la perturbarea sedimentării lamelare. Ar trebui ca la limită, debitul de nămol să nu depaşească debitul de apă brută.

Acum când toate elementele principale ale decantorului sunt cunoscute şi parametrii realizaţi sunt buni, se poate trece la recalcularea cu valori exacte a tuturor elementelor folosind aceiaşi metodologie.

4.2.2.5. Decantorul lamelar. Deşi sistemul de decantare lamelară a fost pus la punct de relativ multă vreme în ţara noastră el nu s-a folosit din cauză că nu este încă realizat industrial elementul principal - modulul lamelar.

Din această cauză acest tip de decantor nu va fi dezvoltat în această aplicaţie.

Pentru o eventuală dimensionare pot fi folosite elementele date pentru dimensionarea modulului superior al decantorului pulsator cu lamele. Pentru evacuarea nămolului pot fi adoptate următoarele sisteme:

- un sistem mecanic, tip pod raclor scufundat (fig. 52,*a*), sau alte tipuri (Degremont, 1989);
- un sistem hidraulic cu ţevi perforate (Sandu, M., 1981; Mănescu, A., 1994);
- un sistem clasic de colectare, con cu pereţi înclinaţi la $50...60^{o}$ şi evacuare prin sifonare, pentru decantoarele mici (până la 7...8 m dimensiunea laturii, diametrului decantorului).

4.2.3. COMPARAŢIE SINTETICĂ ÎNTRE DECANTOARE

După obţinerea dimensiunilor decantoarelor dimensionate (la care mai pot fi adaugate şi altele) şi au fost reliefate unele din avantajele şi dezavantajele lor, se poate hotărî asupra tipului de decantor cel mai potrivit (sigur că se poate face şi o evaluare a costului de investiţie, care să intre şi ea în comparaţie).

În mod corect trebuie evaluată şi consecinţa aval; un decantor mai bun conduce la o apă bine limpezită deci la o funcţionare mai bună a filtrelor (se spală mai rar, deci se obţine mai multă apă şi se economiseşte apa de spălare).

Pentru o urmărire mai uşoară în tabelul 33 sunt redate succint elementele de comparaţie şi aşezarea decantorului pe unul din cele patru locuri începând cu locul 1, decantorul cu parametrii cei mai buni. Punctajul minim conduce la decantorul cel mai bun. Elementele luate în discuţie nu se pot totuşi compara direct din această cauză s-a recurs la clasificare. Comparaţia este calitativă.

În realitate, s-ar putea alege decantorul folosind un singur indicator, costul total de exploatare la aceeaşi eficienţă tehnologică finală.

Din elementele menţionate se poate deduce:

- decantorul pulsator oferă mai multe avantaje constructive şi tehnologice; costul specific este compensat de volumul construit mult mai mic; numai puterea instalată este un indicator dezavantajos; este decantorul care nu are utilaje în apă;
- cu excepţia decantorului longitudinal toate celelalte au camera de reacţie înglobată;
- automatizarea cea mai slabă, deci la care compensarea trebuie să se facă prin activitatea manuală a personalului (greu de controlat în condiţii meteorologice grele) este la decantorul orizontal.

Desigur că pentru compararea tipurilor de decantoare trebuie ca rezultatul final să fie acelaşi: dacă decantorul orizontal este mai robust poate avea o eficienţă mult mai mică decât a decantorului cu pulsaţie şi lamele la care exploatarea este mult mai pretenţioasă (este bine dacă se află în construcţie acoperită, vezi decantoarele Bucureşti - Crivina).

4.3. FILTRE RAPIDE

Procesul de limpezire avansată a apei (eliminarea practic totală a suspensiilor vizibile) este *filtrarea*. Filtrarea se realizează prin trecerea apei bine decantate, cu un conţinut de 10...50 mg/l suspensii fine, printr-o masă granulară de nisip (strat filtrant) de dimensiuni astfel alese încât să reţină suspensiile.

Pentru debite mari de apă (peste 100 l/s) filtrarea se realizează de regulă în *filtre rapide*. Suspensiile reţinute în stratul de nisip al filtrului rapid se elimină prin spălarea pe loc a nisipului în contracurent de apă şi aer.

În mod obişnuit filtrele sunt cu nivel liber, dar închise în clădire specializată.

Prescripţiile de proiectare sunt date în STAS 3602-87 iar detaliile de execuţie în proiecte tip (Pâslăraşu, I., 1981; ISLGC, 1990). Alte elemente pot fi găsite în literatura tehnică de specialitate.

Tabelul 33

Elemente pentru compararea decantoarelor

Decantor / Indicator	longitudinal	radial	suspensional	pulsator cu lamele
1. Încărcare hidraulică *u* [m/h]	0,8 **3**	0,72 **3**	2,46 **2**	5-5,8 **1**
2. Timp de decantare	4 ore **3**	4 ore **3**	2 ore **2**	cca.1 ora **1**
3. Suprafaţa construită [m^2]	2·2·9·69 = 2 400 4 cuve **3**	2·45 m; 3 200 m^2 (2 cuve) **4**	2·375 m^2 = 750 m^2 2 cuve **2**	2·12,5·15 = 375 m^2 2 cuve **1**
4. Volum construit [m^3]	2 400·3,70 = 8 900 **3**	11 000 **4**	3 700 **2**	5,5·375 = 2 060 m^3 **1**
5. Adâncime construcţie	1-2 m **1**	6...8 m **2**	1-2 m **1**	1 - 2 m **1**
6. Utilaje (greutate)	pod raclor dublu 4·4,7 = 18,8 t **4**	2 pod raclor 17,5 tone **2**	2·7,4 = 14,8 t **3**	7 pompe MIL-uscate **1**
7. Putere instalată [kW]	4·0,5 = 2,0 **1**	2·2·0,75 = 3 **2**	agitator 0,37 raclor 0,8; pompa 1,5; 2·2,67 = 5,4 **3**	7·10 = 70 (cca.20 kW sistem sifonare) **4**
8. Automatizarea	minimă **4**	simplă **2**	mai complicată **3**	uşoară **1**
9. Cameră de reacţie	nu are cameră **2**	are camera **1**	are cameră **1**	are cam. de reacţie şi floculare **1**
10. Cost m^3 construit [mii lei/ m^3]	350 **2**	200 **1**	510 **3**	845 **4**
punctaj total	**26**	**24**	**22**	**16**
Clasificarea decantorului (loc.)	4	3	2	1

4.3.1. PRESCRIPŢII DE PROIECTARE

În lipsa unor elemente rezultate din cercetări specializate sau din practică pot fi adoptate următoarele valori:

- curgerea apei în filtru este descendentă (de regulă);
- filtrele se amplasează în apropierea decantoarelor;
- numărul minim de cuve, $n_f = 3$; pentru $n_f \leq 10$ se adaugă o cuvă suplimentară; pentru $n_f > 10$ se adaugă două cuve suplimentare pentru a compensa cuva (cuvele) scoase din funcţiune pentru reparaţii, refacerea stratului de nisip, drenajului etc;
- filtrele se adăpostesc în hale închise în care temperatura nu trebuie să scadă iarna sub + 5 ^{o}C (în condiţiile ţării noastre);
- filtrele pot funcţiona, de regulă, cu debit variabil sau cu nivel constant (menţinut cu dispozitive speciale);
- viteza de filtrare (raportul între debitul filtrului şi suprafaţa orizontală a stratului de nisip) la începutul ciclului de filtrare 6...8 m/h, chiar şi în momentul spălării uneia dintre cuve;
- grosimea stratului de nisip 1,1-1,2 m;
- pierderea maximă de sarcină în stratul filtrant se consideră 85% din grosimea stratului de nisip şi a apei de deasupra;
- jgheaburile de spălare, cu muchia orizontală (+/- 1 mm) se amplasează la maximum 2,50 m între ele şi la minimum 0,30 m peste nivelul nisipului expandat în timpul spălării;
- spălarea se face pentru a singură cuvă, dar pompele vor avea o rezervă de 50%;
- vitezele recomandate pe conducte:
  - apă decantată 0,7... 1 m/s;
  - apă filtrată 0,8...1,2 m/s;
  - apă de spălare 1,6... 1,8 m/s;
  - aer pentru spălare 15... 20 m/s;
- pentru cuvele cu suprafaţă unitară $a_f \geq 25$ m^2 comanda vanelor se va face prin acţionare pneumatică numai de la pupitre de comandă;
- sulflantele vor fi protejate printr-o liră, în sus, cu cota la min. 2 m peste cota apei, contra inundării cu apă prin conducta de refulare a aerului;
- volumul de apă de spălare se calculează pentru spălarea unei cuve dacă $n_f \leq 16$ şi se dublează la un număr mai mare de cuve (cuvele se spală una după alta);

– pereţii cuvelor şi altor elemente de beton se sclivisesc (dacă este posibil, pot fi acoperite cu faianţă sau materiale asemănătoare).

Schema generală de alcătuire şi funcţionare a filtrului rapid este dată în figura 56,*a*.

4.3.2. DIMENSIUNI GENERALE ALE STAŢIEI DE FILTRARE

Debitul de apă ce urmează să fie filtrată:

$$Q_I = 516 \text{ l/s} = 1\,860 \text{ m}^3/\text{h};$$

(deşi o parte, circa 3 %, s-a pierdut odată cu evacuarea nămolului din decantor).

Se adoptă soluţia cu filtre rapide, deschise, cu strat uniform de nisip şi drenaj cu crepine (plăci cu crepine).

Dimensiuni generale. Suprafaţa totală de filtrare:

$$A_f = Q/v_f = (1\,860 \text{ m}^3/\text{h})/(7 \text{ m/h}) = 266 \text{ m}^2.$$

Conform datelor obţinute prin compararea tehnico-economică a mărimii cuvelor de filtru (Pâslăraşu, I., 1981; Sandu, M., 1981), din care câteva elemente sunt extrase în tabelul 34, rezultă că este bine să se adopte 7 cuve de 40 m^2; dacă se mai adaugă o cuvă de rezervă, rezultă un total de 8 cuve de 40 m^2 fiecare:

$$a_f = 40 \text{ m}^2; \; n_f = 8.$$

- viteza medie de filtrare:

$$v_f = Q_I/(n_f \cdot a_f) = 1\,860/(8 \cdot 40) = 5{,}85 \text{ m/h};$$

- viteza maximă de filtrare, la spălarea unei cuve:

$$v_{f(n-1)} = Q_I/[(n_f - 1) \cdot a_f)] = 1\,860/280 = 6{,}7 \text{ m/h}.$$

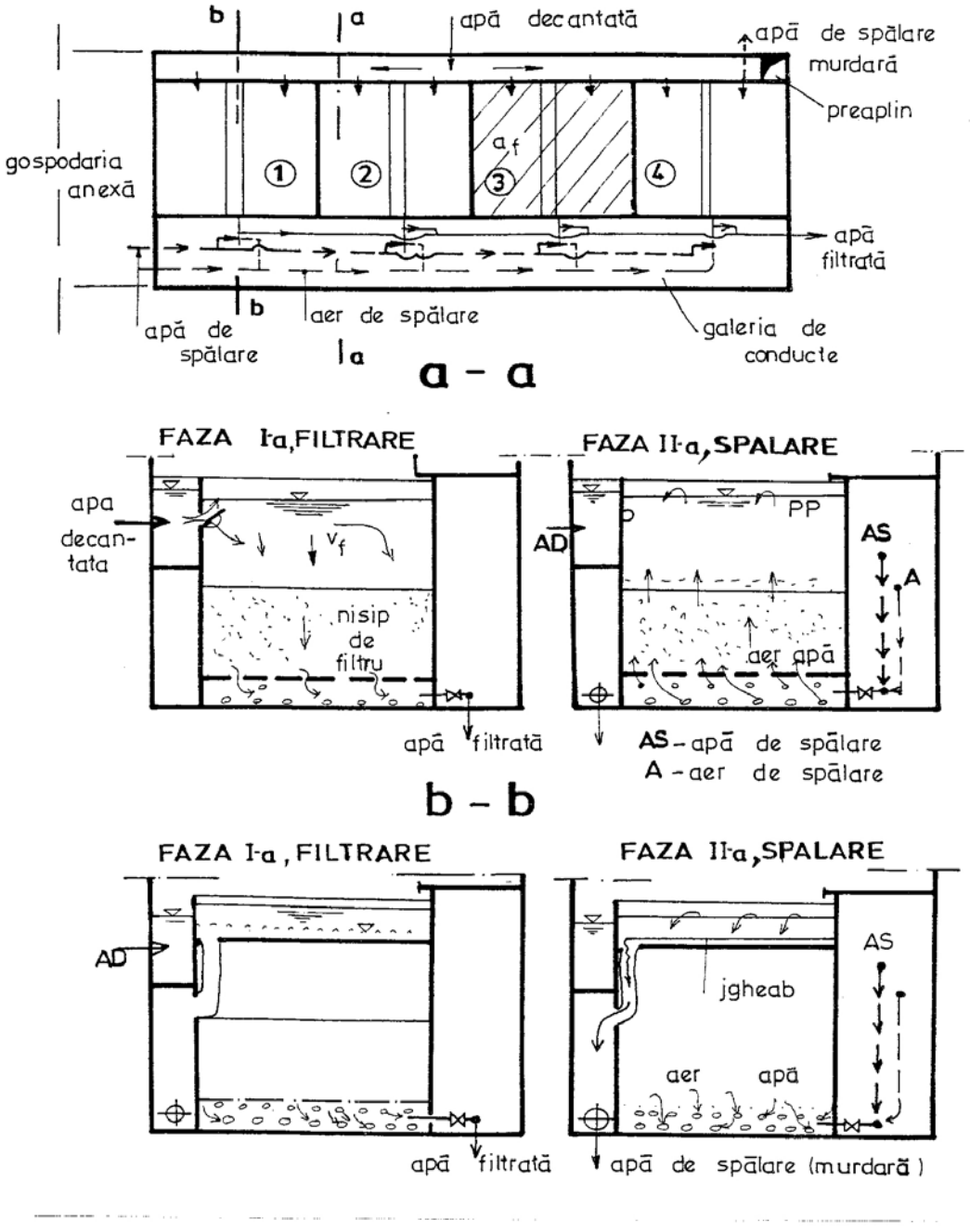


Fig. 56,*a* - Filtre rapide; schema generală.

Tabelul 34

Dimensiuni generale ale cuvelor tip, de filtru rapid (Pâslăraşu, I., 1981)

Tipul staţiei	a_f [m^2]	$A_f = n_f \cdot a_f$ [m^2]						
		3	4	5	6	8	10	12
Filtre fără rezervor (FN)	16	**48**	**64**	**80**	96			
	20	60	80	100	120	160	200	240
	25	75	100	**125**	**150**	200	250	300
Filtre cu rezervor sub cuvă (FT)	40	120	160	**200**	**240**	**320**	400	
	63	-	252	**315**	**378**	**504**	**630**	**756**
	80	-	320	400	480	640	800	**960**

Notă: Valorile subliniate sunt recomandate ca fiind optime.

Elementele constructive ale cuvelor, după proiectul tip, sunt date în tabelul 35, iar semnificaţia lor în figura 56,*b*, iar pentru cuva de 40 m^2 detaliat în figura 56,*c*.

Pentru determinarea înălţimii rezervorului de apă de spălare trebuie calculat volumul necesar.

Volumul rezervorului se determină ca fiind valoarea maximă între:

(1) necesarul de apă de spălare pentru o cuvă;

(2) necesarul de apă pentru asigurarea timpului de reacţie a clorului introdus pentru dezinfectarea apei;

(3) realizarea unei înălţimi constructive de min. 2 m.

Tabelul 35

Elementele constructive pentru filtre rapide (după pr. tip ISLGC, 1985)

a_f [m]	B [m]	l [m]	b [m]	e [cm]	c [cm]	d [cm]	f [cm]	g [cm]	i [cm]	k [cm]	j [cm]	n orif.
16	10	6,3	2,5	20	25	20	65	2,25	45	0	0	50
20	10	6,3	3,15	20	25	20	65	2,25	45	0	0	50
25	12	8,0	3,15	20	25	20	70	2,50	45	0	0	64
40	12	8,0	5,0	20	25	20	80	2,40	45	45	65	64
63	15	10,0	6,30	20	25	20	120	3,0	45	55	65	80
80	18	12,5	6,30	20	25	20	120	3,50	50	60	65	100

Din practica curentă se alege spălarea cu apă şi aer, după o reţetă acoperitoare (ce urmează să fie definitivată în practica staţiei):

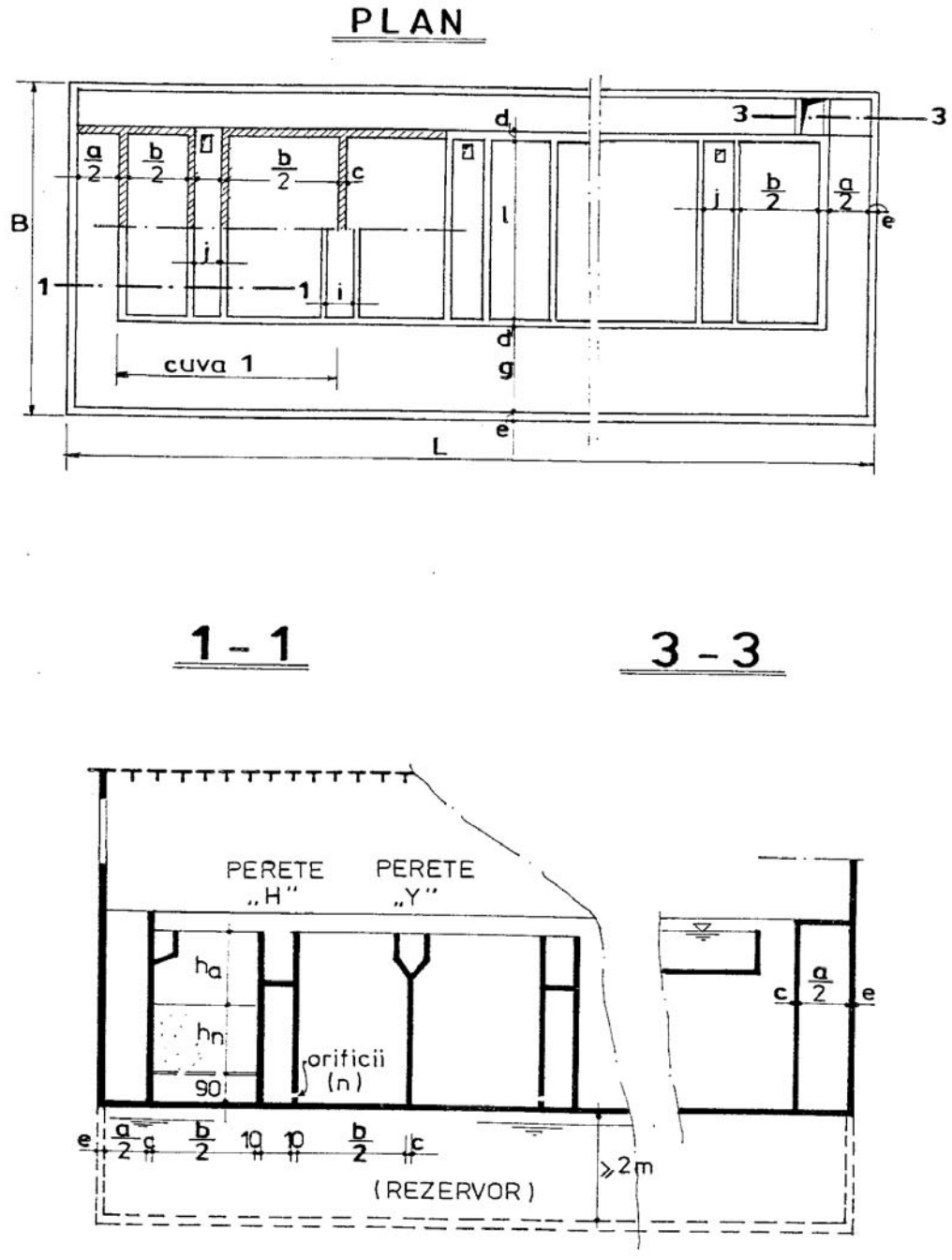
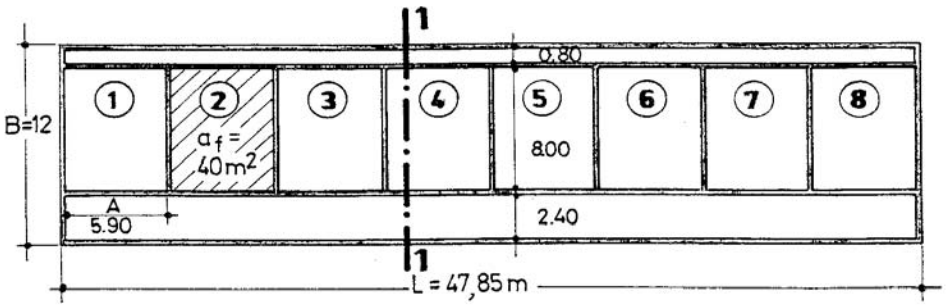


Fig. 56,*b* - Filtre rapide; dimensiuni ale cuvelor tipizate.



$A = b + j + c = 5,90\ m$

$L = 8 \times A + c + 2e = 47,85\ m$

Secţiunea 1-1

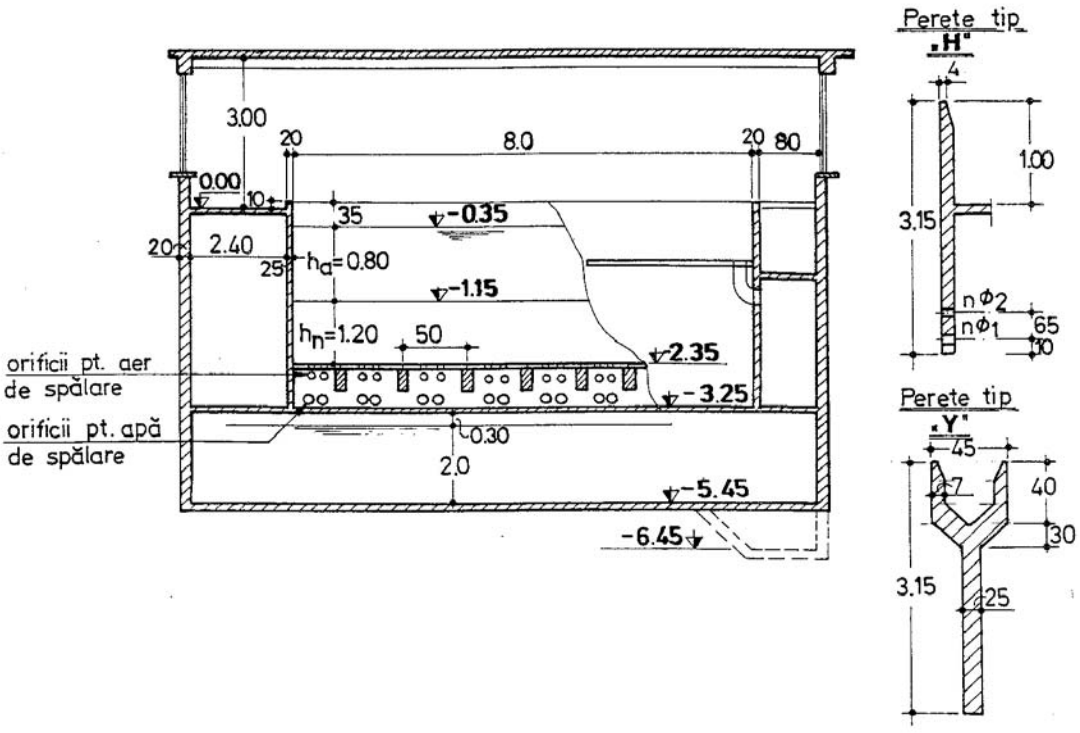


Fig. 56,*c* - Filtre rapide; dimensiunile generale ale staţiei de filtre.

– aer de spălare:

q_{aer} = 20 l/s·m^2 ; t_{sp} = 6...7 min;

– apa de spălare:

q_a = 8 l/s·m^2 ; t_{sp} = 20 min.

Deci:

(1) volumul pentru apa de spălare:

$$V_{(1)} = a_f \cdot t_{sp} \cdot q_a = 40 \cdot (20 \cdot 60) \cdot 8 \cdot (1/1\,000) = 384 \text{ m}^3;$$

(2) volumul necesar pentru clorizare (timp minim de contact 30 min.):

$$V_{(2)} = Q_I \cdot t_{cl} = 1\,800 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 0{,}5 \text{ ore} = 900 \text{ m}^3;$$

(3) volumul pentru a asigura o înălţime constructivă de 2 m din care 0,30 m spaţiu de gardă, h_u = 1,70 m:

$$V_{(3)} = (B - 2e) \cdot (L - 2e) \cdot h_u = (12 - 0{,}40) \cdot (47{,}85 - 0{,}40) \cdot 1{,}70 = 935 \text{ m}^3.$$

Se alege volumul de 935 m^3, cuva de rezervor sub toată construcţia cu înălţimea 2 m din care 1,70 apă.

În mod corect, ar trebui ales volumul $V_{(1)} + V_{(2)}$ egal cu 1 284 m^3 (rezervor de 2,5 m înălţime): se poate conta pe aportul de apa al celor (n-1) cuve în funcţiune.

4.3.3. DIMENSIONAREA INSTALAŢIEI HIDRAULICE

Dimensionarea se face ţinând seama de limitele de viteză date în standard:

– **conducta de apă filtrată** (fiecare cuvă evacuează apa filtrată în rezervorul de sub cuvă):
  - debitul de apă al unei cuve 516/8 = 65 l/s;
  - conducta de oţel Dn 300, v = 0,9 m/s;
  (pentru cazul spălării unei cuve 516/7=74 l/s, v = 1,04 m/s);

– **conducta de spălare:**
  - debitul maxim de apă de spălare = 40 m^2 ·8l/s·m^2 = 320 l/s; pentru *Dn* 500, v = 1,7 m/s, i = 0,0065.

Atenţie! **C**onducta de apă de spălare este conducta de refulare a pompelor de spălare; diametrul se poate calcula după tehnologia folosită la

diametrul economic; se va avea în vedere ca durata de folosire a conductei este durata de pompare-spălare, deci numărul de spălări pentru toate cuvele într-un an multiplicat cu durata medie de spălare; în unele cazuri viteza apei pe conductă poate fi mare, ajungând şi până la 3 m/s; pentru uşurinţă se transformă conducta scurtă în conductă lungă, cu acelaşi diametru, dar cu lungime echivalentă.

- **conducta pentru aer de spălare:**
  - debitul de aer 40 m^2 ·20 l/s·m^2 = 800 l/s;
  - pentru o viteză de 15 m/s, rezultă la debitul 800/150 = 6,56 dm^2, *Dn* 300 mm.

Schema instalaţiei hidraulice este dată în figura 56,*d*.

4.3.4. DIMENSIONAREA STAŢIEI DE POMPARE PENTRU SPĂLARE

Practic fiecare staţie de filtre are un program de spălare propriu şi normal ar fi ca acest program de spălare să fie funcţie de calitatea apei tratate (deci variabil în timp). El se obţine de către beneficiar prin încercări succesive, care conduc la o spălare eficientă şi economicoasă (minimum de apă şi energie), şi se statuează în regulamentul de exploatare.

În proiect însă este necesar să se prevadă utilaje şi posibilităţi de reglare pentru a acoperi gama de valori pe care staţia le va solicita efectiv, altfel aceasta nu-şi poate găsi regimul optim de exploatare.

În practică, în ţara noastră, se utilizează de multe ori o *reţetă de spălare* de tipul:

- etapa I de spălare, cu durata 3...5 minute:
  - aer de spălare 15...20 l/s·m^2;
  - apă de spălare 2...4 l/s·m^2;
- etapa II de spălare, cu durata 15...30 min, etapa de limpezire:
  - apă de spălare 8...10 l/s·m^2.

Se alege deci pentru apa de spălare:

etapa I - Q_{apa} = 4 l/s·m^2 ·40 m^2 = 160 l/s

etapa II - Q_{apa} = 8 l/s·m^2 ·40 m^2 = 320 l/s (1 140 m^3/h)

Pentru uşurinţa manevrării este raţional să se prevadă doua pompe, una funcţionând numai etapa I şi ambele în etapa II, şi una de rezervă (de acelaşi tip)

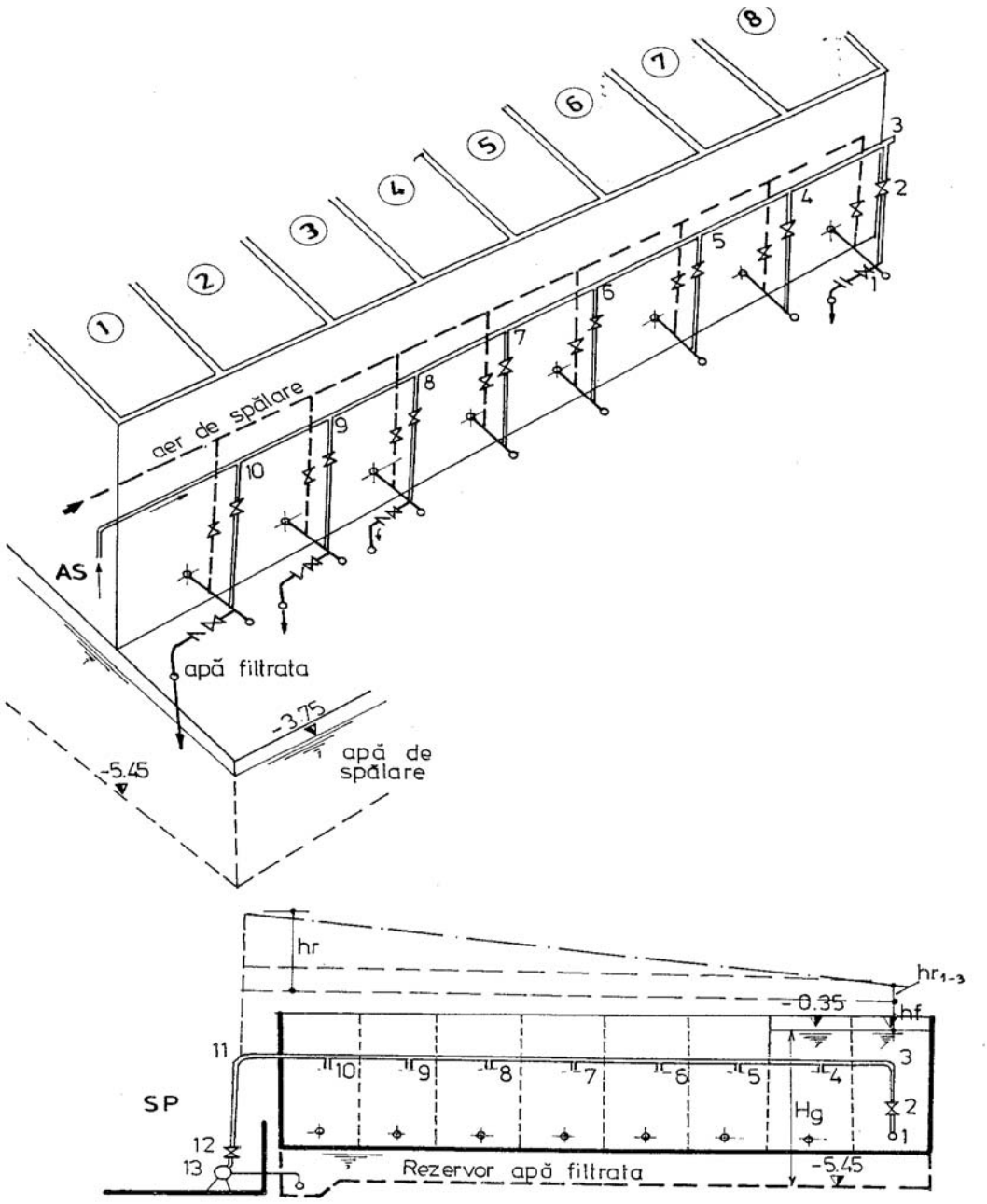


Fig. 56,*d* - Filtre rapide;schema instalaţiei hidraulice de spălare cu apă.

Înălţimea de pompare se calculează pentru cazul cel mai dezavantajos; cuva cea mai depărtată:

$H = H_g + h_r + h_f + h_{sp}$, unde:

H_g = 5,45 - 0,35 = 5,10 (fig. 56,*d*)

h_r = pierderea de sarcină, din sistemul de transport; va fi calculată ca rezistentă distribuită pe o conductă de lungime echivalentă: $h_r = i \cdot L_{echiv}$; i = 0,0065.

Din anexa 5, pentru lungimi echivalente, cu notaţia din figura 56,*d*:

$\xi_1 = \xi_4 = \xi_5 = \xi_6 = \xi_8 = \xi_9 = \xi_{10}$ = 9 m;

$\xi_2 = \xi_{12}$ = 4 m;

$\xi_3 = \xi_{11}$ = 16 m;

$l_{efectiv}$ = 55 m;

$L_{echiv} = l_{ef} + \sum l_{ech}$ = 183 m;

$h_r = i \cdot L_{ech}$ = 0,0065·183 = 1,19 m;

h_f = pierderea de sarcină prin drenajul de plăci cu crepine; după măsurătorile făcute, această pierdere de sarcină este funcţie de intensitatea de spălare a celor două fluide (apă-aer); în figura 56,*e* sunt date graficele cu valorile rezistenţelor hidraulice ale tipurilor de drenaje utilizate în ţară la noi în soluţia adoptată (64 crepine/m^2); se observă că pentru intensităţile de spălare adoptate, rezistenţa hidraulică a drenajului este mică 0,10...0,15 m;

h_{sp} = pierderea de sarcină în stratul de nisip; este calculabilă cu diferite formule stabilite prin prelucrarea rezultatelor multor încercări experimentale (Trofin, P., 1979; Rusu, G., 1980); din practica de exploatare şi experimentări pe staţii pilot rezultă valori uzuale de 0,5...0,60 m; una din formulele de calcul este:

$$h_{sp} = (200 \cdot i_{2\,apa} \cdot h_n)/[\, i_{2\,apa}^{1,5} \cdot d_{60}^{0,95} + 18 \cdot d_{60}^{0,65} - 0,1)] \text{ (cm)},$$

unde:

$i_{2\,apa}$ este intensitatea de spălare cu apă în faza II, numai apă, l/s·m^2;

h_n - grosimea stratului de nisip (m)

d_{60} - diametrul ochiului sitei prin care trece 60% din nisipul stratului filtrant, (mm); se determină cu ajutorul curbei granulometrice.

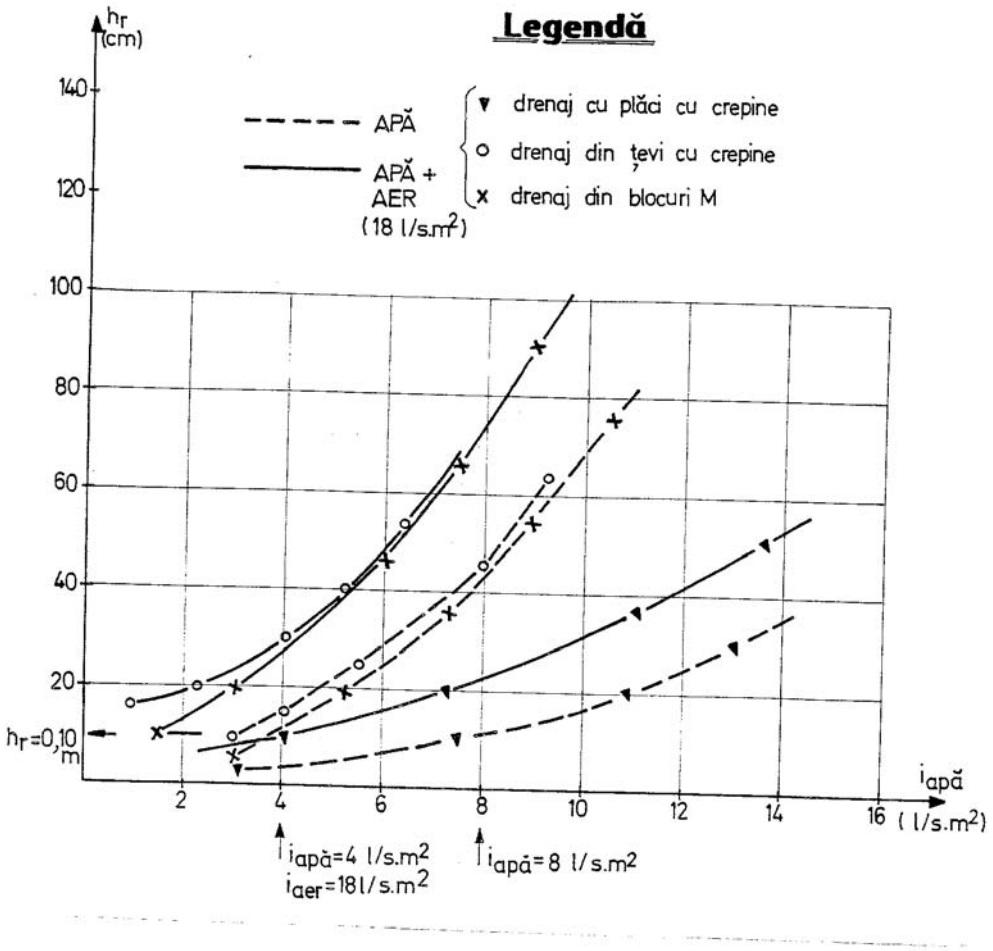


Fig. 56,*e* - Filtre rapide; pierderi de sarcină în drenajul cu plăci cu crepine (Sandu, 1981), în funcţie de intensitatea de spălare.

Rezultă, pentru înălţimea de spălare, valoarea:

$$H = 5{,}10 + 1{,}19 + 0{,}10 + 0{,}60 = 7{,}00 \text{ m}.$$

Pentru debitul de apă de spălare de 320 l/s (1 150 m^3/h) rezultă 2+1 pompe BRATES 350 cu caracteristicile:

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{h}, H = 7 \text{ m}, \qquad P = 30 \text{ kW}, 750 \text{ rot/min}.$$

Punctul caracteristic de funcţionare este dat în figura 56,*f*.

Se vede că pentru BRATES 350 *b* valorile realizate sunt mari.

Cu pompa BRATES 350 *c* se realizează valori de debite funcţie de nivelul apei în rezervor (variaţia nivelului poate fi de ordinul 1,50 m). În grafic sunt marcate numai valorile extreme când rezervorul este plin (deci pompa realizează valori maxime pentru debit) şi rezervor gol (la sfârşitul operaţiunii de spălare), când intensitatea de spălare realizată este minimă. Valori intermediare pot fi realizate prin reglarea din vană, sau cel mai bine, prin adoptarea de pompe cu turaţie variabilă. În acest fel s-ar putea păstra intensitatea de spălare necesară cu consum minim de energie.

Pentru faza I de spălare, se lucrează cu vana parţial închisă, altfel intensitatea de spălare realizată este 7 l/s · m^2 (1 000 m^3/h). La sfârşitul fazei a doua de spălare, când rezervorul se poate goli (depinde de modul de funcţionare a celor n_f - 1 cuve rămase în funcţiune) se asigură debitul de 1 170 m^3/h, deci intensitatea de 8 l/ s·m^2.

Suflantele de aer tip SRD se dimensionează la debitul de aer de 800 l/s şi o presiune de 4...5 m col. apă (în cuva de filtru presiunea aerului trebuie să aibă o valoare egală sau mai mare cu grosimea totală a stratului de apă). Din catalog rezultă 2+1 suflante SRD 40 cu: Q = 1.500 m^3/h; H = 4,5 m; P = 40 kW; tura-ţie 960 rot/min.

Schema instalaţiei hidraulice pentru staţia de pompare apă şi aer de spălare este dată în figura 56,*g*.

Durata între două spălări se alege funcţie de calitatea apei decantate supusă filtrării (cu cât apa este mai limpede durata filtrării este mai mare, rezultă de aici grija deosebită ce trebuie acordată limpezirii prin decantare), funcţie de granulozitatea nisipului de filtru, funcţie de mărimea pierderii de sarcină ce poate fi acceptată în filtru (fără a atinge valori la care se produce vacuum în cuvă) calitatea apei filtrate şi de calitatea spălării filtrului..

Conform prevederilor STAS pierderea de sarcină din filtru nu poate depăşi 85 % din grosimea stratului de apă şi a nisipului:

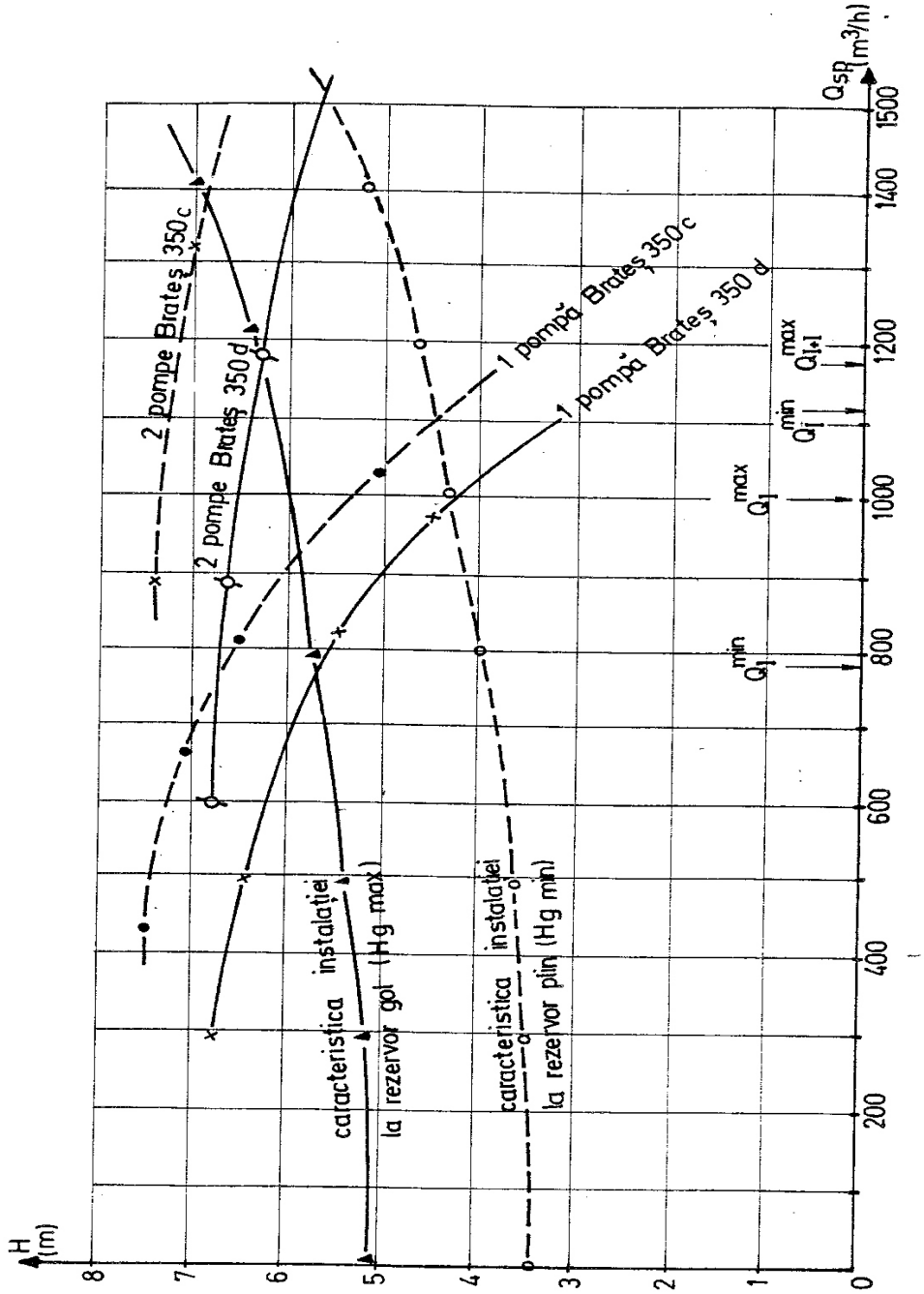


Fig. 56,*f* - Filtre rapide; determinarea punctului de funcționare a pompelor de spălare.

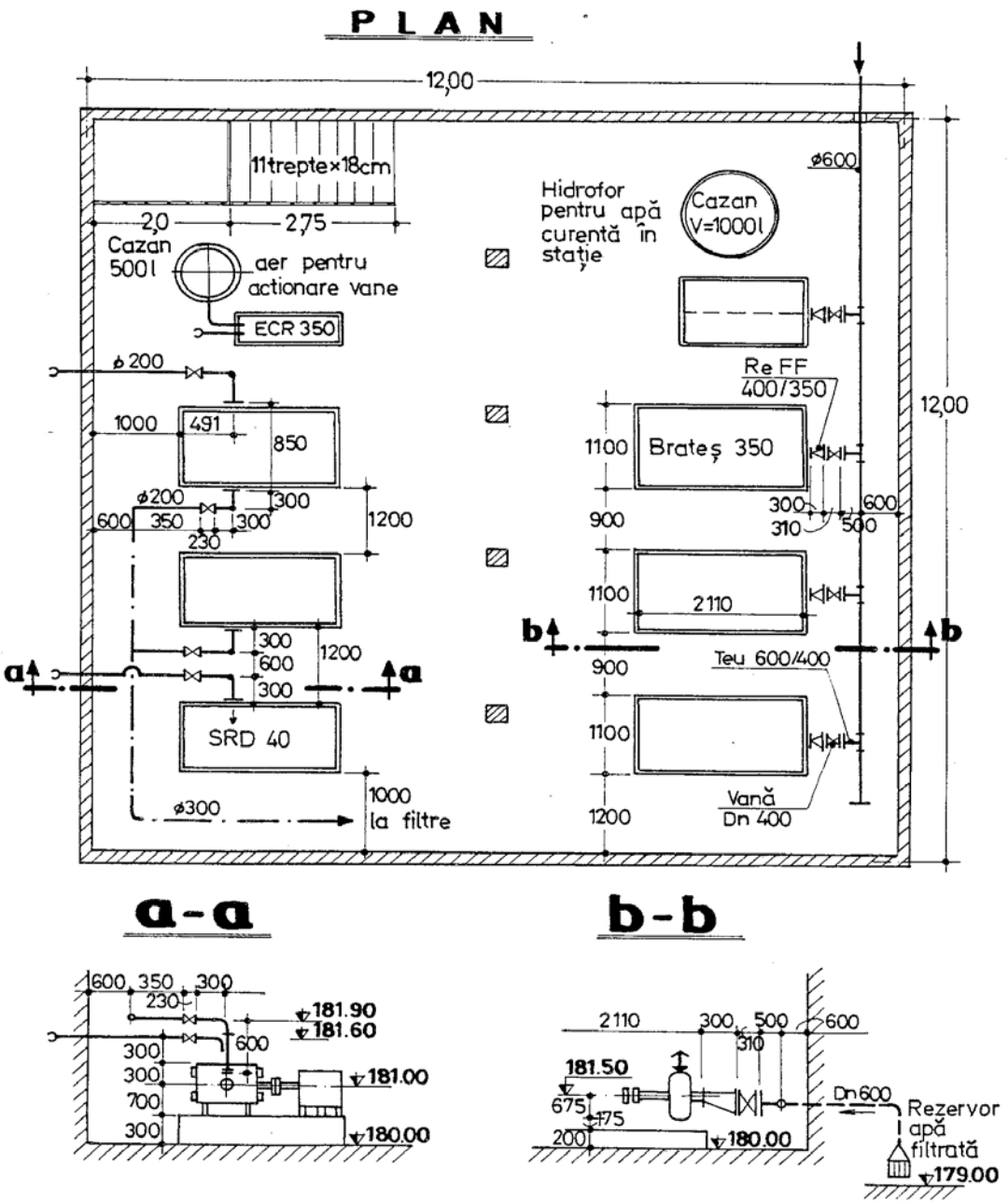


Fig. 56,*g* - Filtre rapide; staţia de pompare pentru spălare cu apă şi aer; schema de amplasare a utilajelor.

$$h_{r\,max} = 0{,}85\ (1{,}20 + 0{,}80) = 1{,}70\ \text{m}.$$

Atingerea acestei valori se poate obţine repede la o apă cu conţinut mare de suspensii (sau într-o cuvă care a fost rău spălată).

În practică se consideră ca spălarea la 1-2 zile este raţională. Nu se recomandă spălarea la mai mult de 3 zile (din motive sanitare) şi nici la mai puţin de 1/2 zile (ca neraţională).

După cum este cunoscut, durata de filtrare se hotărăşte între cele două limite (1) calitatea apei filtrate în limite cerute de beneficiar şi (2) valoarea pierderii de sarcină ce nu depăşeşte valoarea limită. Funcţie de parametrii reali de funcţionare, pentru fiecare staţie de filtru (uneori se poate merge până la fiecare cuva) se stabileşte, prin regulament, intervalul între două spălări succesive.

Durata între două spălări şi reţeta de spalare depinde şi de modul de spălare a drenajului de mare rezistenţă (v. fig. 56,*h*).

4.3.5. CANTITATEA DE APĂ PIERDUTĂ PRIN SPĂLARE

Se consideră că in mod normal cuvele se spală *o dată* pe zi, deci volumul de apă utilizat va fi, maximum:

$$V_{apa\,sp} = n_f \cdot a_f \cdot i_{apa} \cdot t_{sp} \cdot 1/\text{ zi} = 8 \cdot 40 \cdot 8 \cdot 20 \cdot 60 \cdot (1/\text{zi}) \cdot (1/1\ 000) = 3\ 060\ \text{m}^3/\text{zi}.$$

Această cantitate reprezintă în medie 35,5 l/s sau circa 6% din cantitatea de apă supusă tratării.

Observaţii:

(1) Dacă se ţine seama că pentru evacuarea nămolului din decantoare se utilizează circa 3,7% din cantitatea de apă, iar la spălarea filtrelor se utilizează circa 6% rezultă un total de 9,7% deci apropiat de 10%, valoare luată în calcul prin coeficientul de spor tehnologic ($K_S = 1{,}10$); rezultă încă o dată necesitatea unei evacuări corecte a nămolului şi o spălare raţională a filtrelor.

(2) În cazul unei surse mai sărace în apă, se poate gândi o schema în care să se recupereze această apă şi să se reintroducă în circuit, de obicei înainte de decantoare. Conţinutul în suspensii al apei de spălare este într-o primă etapă (câteva minute în faza I) de maximum 1 500 mg/l, iar în faza II câteva zeci de mg/l. Pe de altă parte suspensiile din apă, deja floculate, pot avea şi un rol de floculant pentru suspensiile din apa brută supusă decantării. Atenţie la conţinutul în substanţa organică.

(3) Se poate lua în considerare şi o spălare a filtrului folosind numai apă. Tehnica de specialitate din multe ţări (SUA, URSS fost) foloseşte pe scară largă

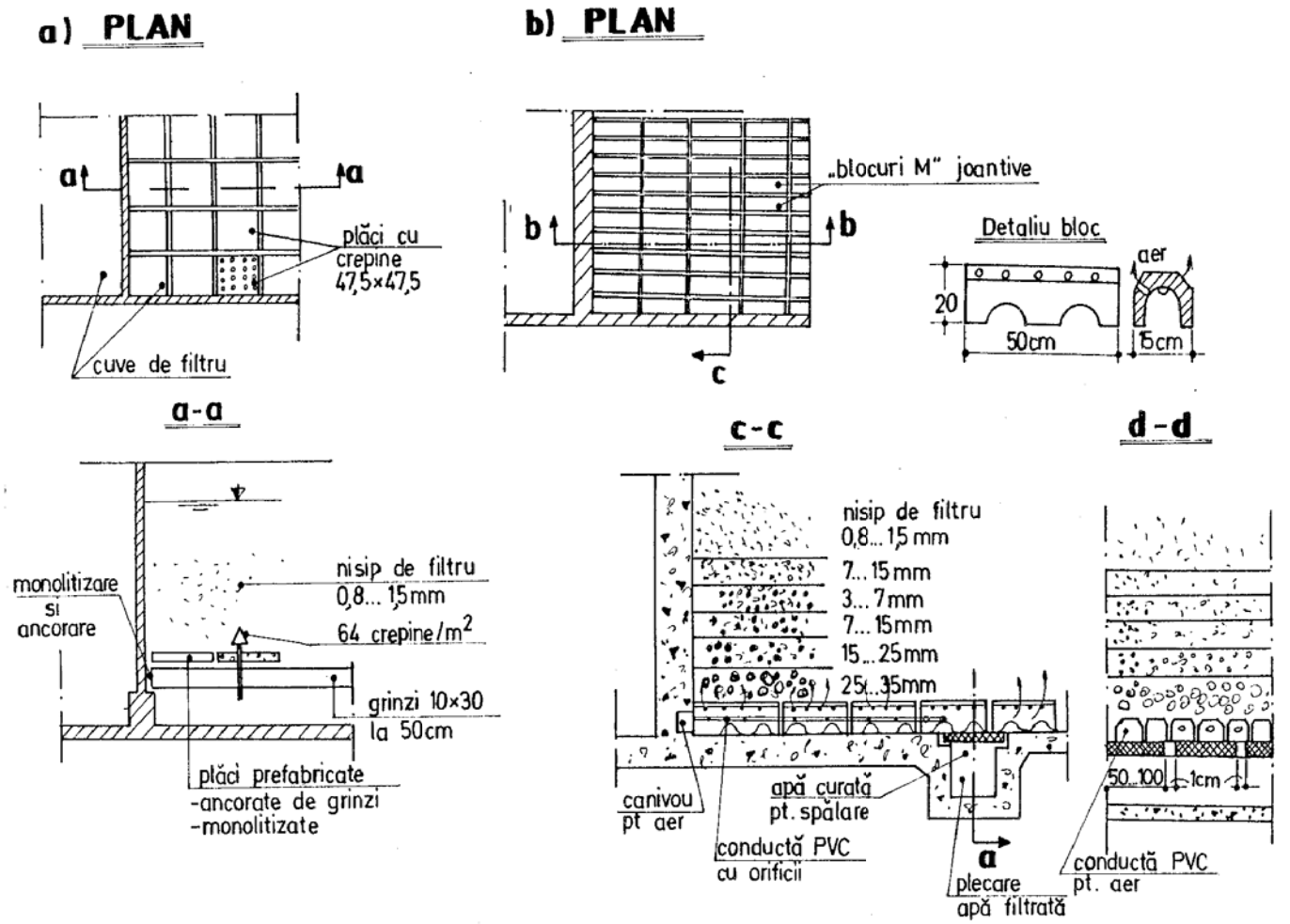


Fig. 56,*h* - Filtre rapide: alcătuirea drenajului cu crepine (*a*) sau cu blocuri M (*b*).

o asemenea posibilitate. Se recomandă o intensitate de spălare ceva mai mare 12...14 $l/s \cdot m^2$ şi o durată de spălare relativ scurtă 10...20 minute. Intensitatea de spălare este mai mare la început, pentru desprinderea peliculei de nămol de pe granulele de nisip şi ceva mai mică la sfârşit. Pentru aplicaţia de faţă, pompele pot asigura 1 150 m^3/h în cel mai rău caz, debit ce asigură o intensitate de spălare de 10,8 $l/s \cdot m^2$; pot fi prevăzute pompe BRATES 350 *b* (cu rotor mai mare) şi se poate asigura o intensitate de spălare mai mare (11,3 $l/s \cdot m^2$).

Avantajele soluţiei: (a) se spală numai cu apă, deci instalaţia de spălare este mai simplă, puterea instalată mai mică (suflantele cer 120 kW instalaţi din care 60 în funcţiune); (b) nu se introduce periodic (zilnic) aer în stratul de nisip deci nu se aerează stratul de jos al nisipului, puţin mobil: în acest fel nu se accelerează oxidarea unei părţi din substanţa organică (pe cale biologică de regulă), oxidare care produce o *mâzgă* ce conduce la colmatarea progresivă a nisipului şi la necesitatea spălării acestuia prin scoatere în exterior (uneori se produce chiar şi încărcarea crepinelor); spălarea cu apă clorizată temporizează acest fenomen.

Dezavantajul soluţiei este că, se foloseşte uneori ceva mai multă apă de spălare, din cauza intensităţii mai mari cu care se lucrează; dacă însă se recuperează apa de spălare atunci dezavantajul se reduce în mare măsură.

(4) Pentru spălarea cu apă a filtrului se poate utiliza şi soluţia de acumulare, a apei într-un castel sau rezervor de apă aşezat la o cotă ridicată (10...15 m. peste filtru); pomparea cu debit redus, însemnează o putere instalată mică, iar apa acumulată poate fi utilizată oricând; sigur că sunt necesare construcţii suplimentare care cer o investiţie uneori mare; în cazul aplicaţiei de faţă reţeaua electrică fiind puternică pe platformă, întrucât este amplasată şi staţia de pompare treapta II, pare mai raţional să se spele cu apa pompată direct.

(5) În cazul particular când pe amplasamentul staţiei sunt prevăzute şi rezervoarele de compensare a consumului, se poate lua în considerare soluţia filtru fără rezervor; apa de spălare va fi luată direct din rezervoarele finale; se poate lua în considerare şi o cuplare a construcţiilor staţiei de pompare pentru spălare şi a staţiei de pompare treapta II -a.

(6) Pentru evitarea pierderii nisipului de filtru în faza I de spălare (cu apă şi aer), când violenţa spălării este mare (necesară pentru ruperea peliculei de substantă legată de granula de nisip), se poate adopta următoarea soluţie:

- se goleşte cuva de apă, obţinând apă filtrată mai multă, până ce nivelul apei ajunge la 10 - 15 cm peste nisip;
- se începe spălarea, după reţeta raţională, nu neapărat cea dată în proiect; nisipul spălat violent nu poate fi evacuat prin jgheabul de spălare cum se întâmplă când se spală cuva plină;

- se opreşte aerul de spălare (sau se reduce intensitatea) când apa ajunge la nivelul jgheabului;
- se spală cu apă până la limpezire sau cel mai bine până când apa de spălare are aceeaşi turbiditate cu turbiditatea apei de filtrat; se economiseşte şi ceva apă.

(7) În unele cazuri, în special când condiţiile de iarnă nu sunt foarte grele (apa nu îngheaţă timp îndelungat, peste o lună), se poate lua în considerare şi soluţia cu filtre lente (Mănescu, A., 1994).

Soluţia are avantajul unei tratări avansate (apă de bună calitate) şi unei dezinfectări naturale (prin membrana biologică, specifică acestui tip de filtru); aceasta conduce la o dezinfectare *mai blândă* deci la o mai redusă posibilitate de producere a produşilor secundari din grupa THM (tri-halometani- substanţe cancerigene).

Mai mult decât atât, în cazul necesităţii eliminării unor micropoluanţi (gust. miros, toxici) masa filtrantă se poate alcătui din strate succesive de nisip şi cărbune activ granulat CAG; condiţia este ca *epuizarea* capacităţii de reţinere a cărbunelui să nu se facă repede deoarece înlocuirea lui este scumpă şi greoaie (apa este limpede când ajunge la stratul de CAG. Pentru aplicaţia de faţă, la o viteză de filtrare de 4 m/zi, ar rezulta o suprafaţă de $44\ 500\ m^3$/zi: 4 m/zi = $11\ 150\ m^2$.

Suprafaţa este mare (peste 1 ha), dar în ţară avem filtre lente de dimensiuni mai mari (Bucureşti-Arcuda, $S = 17\ 000\ m^2$) ce funcţionează de peste 100 ani.

Calitatea deosebit de bună a apei filtrate a condus la dezvoltarea de echipamente de *spălare* a stratului de nisip colmatat în locul sistemului clasic de curăţire manuală/uscată.

4.4. GOSPODĂRIA DE REACTIVI

Pentru corectarea caracteristicilor apei, ale cărei valori pentru perioada de viitură sunt date în buletinul de analiză, este necesară o gospodărie specializată. După cum s-a văzut, această gospodărie comportă *limpezirea* apei (deznisipare, decantare şi filtrare şi *dezinfectarea* apei.

Pentru o bună funcţionare a ansamblului decantor-filtru este necesară folosirea unor reactivi.

4.4.1. REACTIVI DE COAGULARE - FLOCULARE

Destabilizarea soluţiei coloidale de suspensii argiloase (în special) din apă şi formarea unor flocoane mari (grele, stabile şi rezistente), care să fie uşor reţinute prin decantare şi filtrare, se realizează prin adăugarea de reactivi de floculare. Se deosebesc *reactivi de bază* (sulfat de aluminiu, sulfat feros, clorură ferică etc) şi *reactivi ajutători* sau *adjuvanţi* (silice activată, var, polielectroliţi etc) care îmbunătăţesc modul de lucru

al reactivilor de bază şi permit reducerea dozei acestora. Pentru distrugerea microorganismelor (viruşi, bacterii etc) care scapă procesului de limpezire (din cauză că nu sunt fixaţi pe particulele reţinute în decantoare şi filtre) se realizează oxidarea acestora cu un **agent oxidant** puternic (în doze netoxice pentru organismul omenesc); aceşti reactivi sunt de regulă clorul, dioxidul de clor, ozonul, apa oxigenată etc; alegerea tipului de reactiv, a locului de introducere şi dozei pot fi făcute numai după încercări pe staţii pilot.

În cazuri speciale gama reactivilor se poate extinde cu reactivi care să corecteze gustul şi mirosul apei, să micşoreze conţinutul de azot, să micşoreze conţinutul (total sau parţial) a unor micropoluanţi. Cărbunele activ sub formă de praf (CAP) sau granulat (CAG) este deseori utilizat.

Atenţie! Toţi reactivii utilizaţi la tratarea apei, pentru potabilizare, trebuie să fie avizaţi de organele sanitare (nu trebuie să aibă sau să producă substanţe toxice).

4.4.2. PRESCRIPŢII DE PROIECTARE

În STAS 12362 - 96 sunt date următoarele prescripţii şi recomandări:

– **dozele de reactivi** (tab. 36), substanţa activă, (sulfat de aluminiu, sulfatul feros (1), clorură ferică (2)) sunt date şi se adoptă în cazul în care pentru apa respectivă nu au fost facute studii dezvoltate în laborator sau nu există rezultate prealabile ale unei staţii pilot; **atenţie!** valorile trebuie să permită în exploatare adaptarea la nevoile reale de funcţionare a staţiei;aceste doze sunt, de regulă, maxime, în exploatare ele fiind variabile funcţie de modificarea calităţii apei.

Tabelul 36

Doza de sulfat de aluminiu, valori orientative

Conţinutul în suspensii (c_b) [mg/l]	Doza de reactivi a [mg/l]	Conţinutul în suspensii c_b [mg/l]	Doza de reactivi a [mg/l]
< 100	25...35	800...1 000	60...90
100 - 200	30...50	1 000...1 400	65...105
200 - 400	40...60	1 400...1 800	75...115
400 - 600	45...75	1 800...2 000	85...125
600 - 800	55...80	2 200...2 500	90...130

Notă: (1) doza pentru sulfatul feros este bună (aşa cum este dată în tabel) dacă oxidarea se face cu clor; dacă nu se oxidează cu clor (**atenţie!** se prevede şi gospodărie de clor) doza se măreşte cu 50 %; (2) pentru clorura ferică doza se micşorează cu 50 %.

- *doza de silicat de sodiu* se poate lua orientativ (când nu sunt studii de specialitate) de 10 % din doza de coagulant (reactiv de bază);
- *doza de polielectrolit* se poate lua orientativ (pentru calcule) de 0,1...1mg/l;
- *doza de var* se alege astfel încât să se asigure reacţia sulfatului de aluminiu şi corectarea valorii *p*H-ului apei, fară a depăşi însă limita cerută de STAS 1342-91 (în cazul apei potabile) pentru alcalinitate;
- *spaţiile de depozitare* vor fi calculate pentru durata de o lună, luna cu solicitarea cea mai mare (pentru sulfat de aluminiu se poate lua 2 m^3 stoc depozit lichid pentru o tonă de sulfat solid); varul şi cărbunele activ pot fi depozitaţi în silozuri; stiva de cărbune activ depozitat în saci nu va avea o înălţime mai mare de 1,5 m;
- *concentraţia reactivilor* dozaţi în apă, sub formă de soluţie/suspensie va fi:
  - 10% pentru coagulanţi;
  - 1% pentru var, cărbune activ, silice activă;
  - 0,1% pentru polielectroliţi;
- *dozarea reactivilor* se face cu dispozitive de precizie (+/-) 5%; pentru fiecare reactiv vor fi prevăzute cel puţin două dispozitive;
- se prevăd instalaţii corespunzătoare pentru *neutralizarea* fiecăruia din reactivi (pentru protecţia personalului, instalaţiilor, râului, apei subterane şi mediului ambiant);
- construcţia, instalaţiile, utilajele şi aparatura vor fi *protejate anticoroziv*;
- între instalaţii, aparate, utilaje şi pereţii construcţiei vor fi lăsate spaţii de minimum 80 cm;
- instalaţiile mari, pentru debite de peste 1 000 l/s apă, vor avea instalaţie de ventilaţie artificială;
- în general folosirea unui reactiv presupune trecerea prin trei etape: depozitare, preparare, dozare.

4.4.3. DIMENSIONAREA TEHNOLOGICĂ GENERALĂ

– **Linia de sulfat de aluminiu.** În general pentru dozarea corectă şi uşoară a reactivilor se utilizează linii tehnologice (în cadrul aplicaţiei au fost prevăzute doua linii paralele), formate din trei trepte succesive.

Treapta 1 - **depozitul de reactivi**. La o stocare de T = 30 zile, cu o doză de sulfat de 75 mg/l (substanţa activă rezultată din experimentările făcute în laborator, v. fig. 48) şi un debit de apă brută Q_I = 516 l/s = 44.500 m^3/zi, rezultă:

$$C_{dep} = Q \cdot a \cdot T = 100 \text{ tf.}$$

Cu precizarea anterioară, la depozitarea în stare lichidă se asigură 2 m^3 soluţie la tona de sulfat, rezultă:

$$V_{dep} = 100\ t \cdot 2\ m^3/t = 200\ m^3.$$

Depozitul se asigură în două bazine de 100 m^3 fiecare, cu dimensiunile din figura 57,*a*. Concentraţia soluţiei de sulfat în depozit nu poate depăşi, în mod normal, 20-25%; în depozitul prevăzut dizolvarea sulfatului se va face progresiv.

Pentru uniformizarea soluţiei şi activarea dizolvării este necesară agitarea cu aer comprimat, sau recircularea soluţiei cu o pompă specializată. Se recomandă (Pâslăraşu, I., 1981) debitul de recirculare de 2 l/s pentru 1 m^3 soluţie stocată. Cum debitul ce rezultă este foarte mare, 100 $m^3 \cdot 2$ l/s/ m^3 = 200 l/s şi solicită pompe speciale, se adoptă soluţia cu aer comprimat.

Se adoptă o agitare cu intensitate de 0,30 kW/m^3, adică o putere a suflantei de, 30·100 m^3 = 30 kW, deci o suflantă SRD 40, Q = 1 500 m^3/h. Dacă se foloseşte suflanta pentru o singură cuvă rezultă o intensitate de agitare de 1 500/3,6/24 m^2 = 17,5 l/s·m^2. Suflantele pot fi aşezate afară, pe platforma protejată. Pomparea soluţiei din bazin la treapta următoare din linia de sulfat se asigură cu două pompe (1 + 1) tip PCH 40-160 cu Q = 6,3 m^3/h, H = 8 m, P = 3 kW. Pompa va putea fi utilizată şi ca element pentru recircularea soluţiei, atunci când soluţia este mai diluată.

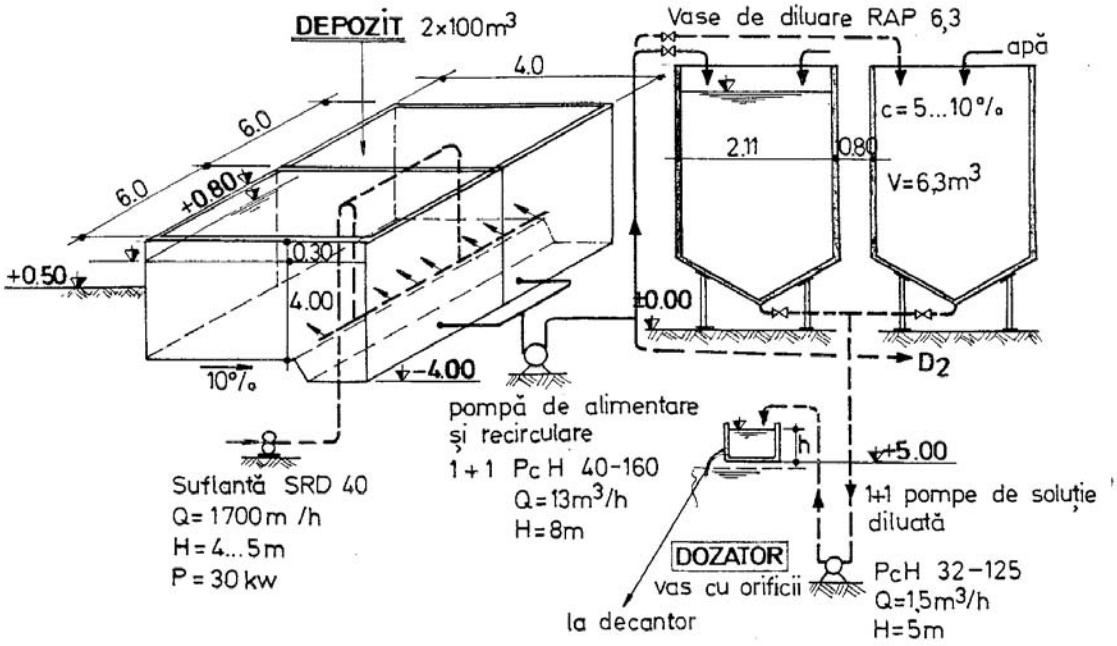
Treapta a 2- a - **diluarea soluţiei (prepararea soluţiei)**. Pentru creşterea preciziei de dozare a reactivului şi stăpânirea mai bună a concentraţiei de preparare (măsurabilă prin densitate, cu ajutorul densimetrului), se diluează soluţia din depozit până la concentraţia de 5...10%; se lucrează în şarje (preparări discontinue, în bazine specializate).

Se consideră că se prepară una şarjă pe schimb, deci trei pe zi (n = 3).

Volumul de soluţie necesară pentru concentraţia 10% va fi:

$$V_{sol} = (Q \cdot a \cdot t)/(\gamma \cdot c \cdot n) =$$

$$= [44\ 500\ (m^3/zi) \cdot 75(mg/m^3) \cdot 1\ zi]/[1\ 100\ (kg/m^3) \cdot 3 \cdot 0{,}1 \cdot 1\ 000] = 11\ m^3;$$



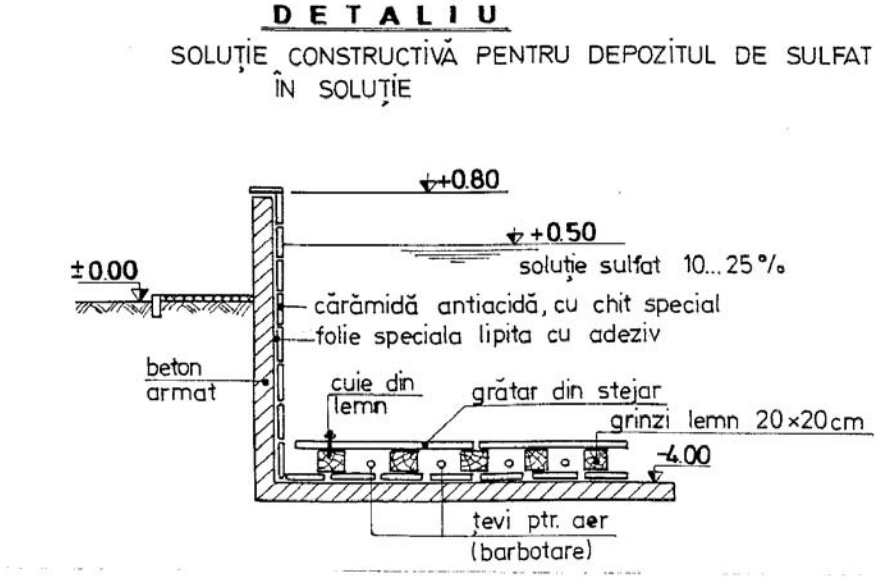


Fig. 57,*a* - Gospodăria de reactivi; linia de sulfat de aluminiu.

(greutatea specifică a unei soluţii de sulfat cu concentraţie până la circa 20% este liniar proporţională cu concentraţia; pentru c = 10%, $\gamma \cong 1{,}1$ daN/ dm ^{3}).

Se aleg din catalog (ISLGC, 1980) doi recipienţi tip RAP 6,3, cu un volum de 6,3 m ^{3} fiecare; deci în fiecare schimb se va prepara alternativ câte o şarjă de sulfat; durata unei preparări 1-2 ore.

Pentru cantităţi mai mici de sulfat se va reduce concentraţia soluţiei.

Treapta a 3- a - dozarea soluţiei. Dozarea soluţiei se poate face cu vase de dozare, prevăzute cu orificii calibrate, sau cu pompe de dozare; pentru dimensionare este necesar să se cunoască debitul de soluţie:

- *debitul maxim* de soluţie q_{max} se determină pentru cazul dozei maxime de reactiv (a = 75 mg/l); pentru concentraţia soluţiei de 10% a rezultat ca necesar un volum de 11 m ^{3} soluţie pe schimb, deci:

$$q_{max} = 11 \text{ m}^3/8 \text{ h} = 1{,}4 \text{ m}^3/\text{h} = 0{,}4 \text{ dm}^3/\text{s};$$

- *debitul minim* de soluţie se determină pentru cazul dozei minime de reactiv (a = 20 mg/l); dacă se presupune că pentru acest caz se reduce şi concentraţia (c = 5 %), atunci (c = 50 g/dm ^{3}):

$$V_{sol} = (44\,500 \cdot 20 \cdot 1)/(3 \cdot 50 \cdot 1\,000) = 5{,}95 \text{ m}^3 \text{ / schimb};$$

$$q_{min} = 5{,}95 \text{ m}^3/8 \text{ h} = 0{,}75 \text{ m}^3/\text{h} = 0{,}21 \text{ l/s}.$$

- Pentru dozarea cu pompe se alege o pompă de dozare tip DOFIN, al cărei debit pe un capăt este 0-4 000 l/h, debit reglabil; dezavantajele sunt: pompa are o putere instalată mare -3 kW, soluţia trebuie să fie totdeauna curată. Din cataloagele firmelor specializate pot fi alese pompe de dozare cu turaţie variabilă ce asigură doze diferite la soluţie cu concentraţie constantă.
- Pentru dozarea cu bazine de nivel constant şi orificii calibrate:
  - recipientul este dat în proiectul tip (ISLGC, 1980);
  - se alege: înălţimea soluţiei în bazin, h = 30 cm, diametrul unui orificiu 5 mm (A_o = 0,20 cm ^{2}) şi rezultă debitul unui orificiu:

$$q_o = \mu A_o (2g \cdot h)^{1/2} = 0{,}4 \cdot 0{,}2\ (2 \cdot 981 \cdot 30)^{1/2} = 19{,}5 \text{ cm}^3/\text{s}.$$

  - numărul de orificii:
    - la debitul maxim:

$$n_{max} = q_{max} / q_o = 390/19{,}5 = 20 \text{ orificii}$$

– la debitul minim:

$$n_{min} = q_{min} / q_o = 210/19{,}5 = 11 \text{ orificii.}$$

Cum standardul cere ca precizia de dozare să fie (+/-) 5% rezultă că prin scoaterea sau adăugarea unui orificiu se realizează o modificare a debitului de 19,5 cm^3/s sau 19,5/390 = 4%. La debite mici ar trebui o concentraţie mai mică a soluţiei.

Pompa de alimentare cu soluţie a dozatorului se alege pentru înălţimea de pompare necesară (soluţia trebuie să ajungă în bazinul care se amplasează deasupra decantorului, la + 5 m peste teren); pentru *debitul* q_{max} şi H = 5 m se alege o pompă (1 + 1) tip PCH 32-125; excesul de debit va fi recirculat în bazinul de preparare (RAP).

Ajuns în apa brută (în bazinul de amestec ce poate fi separat sau comasat cu decantorul) reactivul difuzează în masa de apă (cu cât soluţia este mai puţin concentrată, cu atât amestecul se va face mai repede) şi realizează (a) destabilizarea soluţiei de suspensie coloidală şi (b) aglomerarea particulelor rezultate în flocoane mari, mai uşor sedimentabile.

Destabilizarea soluţiei coloidale de suspensie cu ajutorul hidroxidului de alumuniu rezultat din reacţia:

$$Al_2(SO_4)_3 + Ca(HCO_3)_2 \rightarrow Al(OH)_3 \downarrow + CaSO_4 + CO_2 ;$$

dacă în apă nu există o cantitate suficientă de bicarbonaţi (duritatea temporară este mică) reacţia este slabă şi efectul este redus; în acest caz se durizează apa cu lapte de var (se poate şi cu alt reactiv, varul fiind cel mai ieftin); doza de var se determină cu relaţia (Trofin, P., 1983; Pâslăraşu, I., 1981):

$$x = (0{,}05a - D_t + 2) \cdot k \text{ (mg/l),}$$

unde:

a este doza de reactiv, sulfat, mg/l;

D_t - duritatea temporară a apei, grade;

k - coeficient egal cu 10 mg/l pentru var ($Ca(OH)_2$), 18,9 mg/l pentru sodă calcinată (Na_2CO_3) şi 14,3 mg/l pentru sodă caustică (Na OH).

Calculând doza de var rezultă o valoare negativă

$$x = (0{,}05 \cdot 75 - 8 + 2 \cdot 10 = - 2{,}25 \text{ mg/l,}$$

deci în cazul apelor mari nu este necesar să fie adăugat var.

Aglomerarea particulelor de suspensie destabilizată (flocularea) cu cele de hidroxid de aluminiu permite o separare mai uşoară; pentru a se forma aceste flacoane, apa trebuie să aibă o mişcare lentă (0,01...0,1 m/s) întrucât flocoanele formate sunt foarte fragile.

– **Linia de silice activată.** Silicatul de sodiu, industrial, livrat în butoaie de 200 l (densitate 1,37 g/cm ^{3}), cu un conţinut de 25...28% substanţă activă, este activat cu un acid (clorhidric, sulfuric etc) rezultând silicea activă. Pentru preparare, în regim continuu sau discontinuu, este esenţial să se lucreze în soluţii foarte diluate 0,5...2% sau la un *p*H strict controlat, de ordinul 7,9...8; altfel se produce gelificarea soluţiei şi în consecinţă înfundarea instalaţiei.

Soluţia cea mai controlată este aceea de preparare discontinuă. Se adoptă urmatoarele valori:

– depozit de silicat pentru una lună;
– doză de silice 10 % din doza de sulfat;
– numărul de preparări pe zi, $n = 3$;
– activare cu soluţie de sulfat de aluminiu după reţeta: pentru 1 t SiO_2 (100%) este necesară utilizarea a 3,5 t silicat de sodiu (28,5% SiO_2) şi 1,8 t de sulfat de aluminiu (sol. conc. 4,5%).

Atenţie! (1) în staţia de tratare reţeta trebuie verificată la fiecare lot de butoaie cu silicat de Na; variaţii mari de concentraţie pot da deficienţe de preparare după o reţetă fixă; (2) există şi alte reţete de preparare: ex. reţeta Baylis- 25 ml soluţie de silicat concentat (28% SiO_2) diluat cu 500 ml apă, activată cu 2,7 ml acid sulfuric concentrat (fumans), diluat în 170 ml apă; după două ore de maturare se diluează la 1 000 ml; (3) cercetări recente au arătat că la concentraţii de 1 % SiO_2 efectele de limpezire sunt mai bune; activarea cu acid sulfuric este mult mai bună decât activarea cu sulfat de alumuniu; (4) la preparare discontinuă este absolut necesar să se păstreze un *p*H ridicat 8,6... 9, altfel pericolul de gelificare este mare.

Depozitul de silicat de sodiu Na_2SiO_3.

– cantitatea de silicat necesară zilnic (cu 25% SiO_2); doza de silice este 10% din doza de sulfat, iar silicatul conţine 25% silice, deci doza de silicat va fi:

$d_{si} = 4 \cdot a \cdot 0{,}1 = 30$ g/cm ^{3}

şi cantitatea zilnică de silicat;

$C_{si} = [Q\ (\text{m}^3/\text{zi}) \cdot\ d_{si}\ (\text{g/m}^3) \cdot 1/10^6\ (\text{t})] = 44\ 500 \cdot 30 \cdot 1/10^6 = 1{,}33$ t/zi

şi cantitatea de silice:

C_{silice} = 0,33 t/zi.

C_{Al} =44 500·75·1/10 ^{6} = 3,3 t/zi;

– *Volumul* depozitului de silicat:

$V_{Si} = C_{Si} \cdot T/\gamma_{Si}$ ={1,33(t/zi)·[30 (zile)/1,37 (t/m ^{3})]} = 29 m ^{3} (40 t).

Rezultă un număr de [29 m ^{3} /0,2 (m ^{3} /butoi)]145 butoaie; depozitul este mare şi manevrarea acestora greoaie. Se adoptă soluţia cu depozit fix, recipient metalic în hală, în care se aduce soluţia din butoaie. Se prevăd doi recipienţi tip RAP 16 cu volume de 16 m ^{3} fiecare. Recipientul se acoperă pentru a evita o gelificare rapidă. Pentru trecerea silicatului din butoaie se adoptă soluţia cu vas de transvasare tip, de 1,5 m ^{3} şi aer comprimat (fig. 57,*b*).

– *activarea silicatului de sodiu*
  - pentru uşurinţă în lucru se lucrează cu soluţie de 2%; pentru întreruperea reacţiei de activare se diluează soluţia la 1%;
  - se lucrează alternativ cu câte un recipient, în fiecare schimb;
  - necesarul de silice activă, pe schimb este 0,33 t/3 = 0,11 t
  - volumul soluţiei diluate 1% (10 kg/m ^{3}) este

    0,11 (t)·1 000(kg)/10 (kg/m ^{3}) = 11 m ^{3} ;
  - se alege recipient RAP 6,3 (2 recipienţi) cu volumul de 6,3m ^{3} ;
  - necesarul de reactivi pentru o preparare pe schimb (vas cu 5,5 m ^{3} soluţie SiO_2 concentraţie1%) (pentru 1 t SiO_2 se utilizează 3,5 t silicat şi 1,8 sulfat, deci pentru 0,11 t SiO_2 vor fi necesare):

    3,5 t $SiO_3Na_2 \cdot 0{,}11$ = 0,385 t SiO_3Na_2 ;

    1,8 t $Al_2(SO_4)_3 \cdot 0{,}11$ = 0,198 t sulfat;

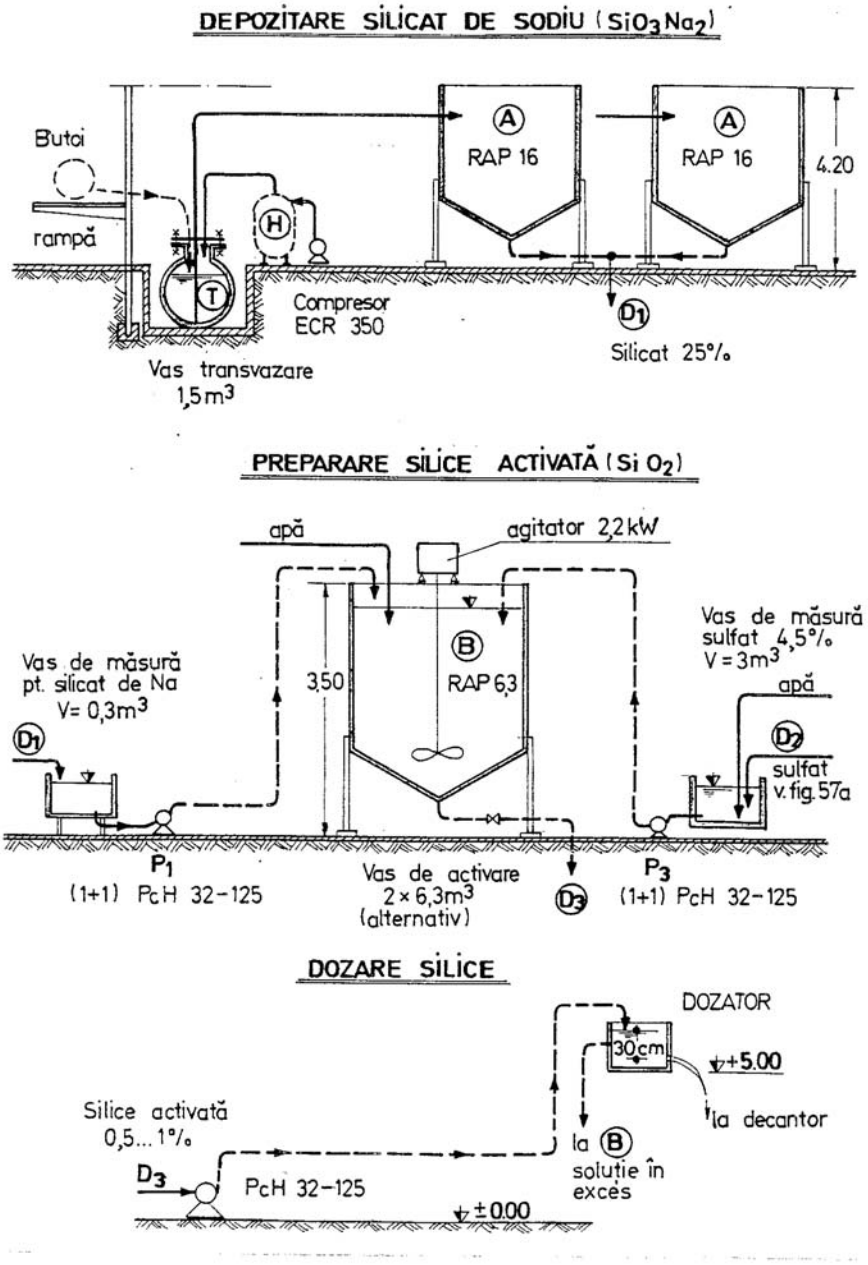


Fig. 57,*b* - Gospodăria de reactivi; linia de silice activată (SiO_2).

În faza de activare (faza 1) volumul este jumătate plin, întrucât concentraţia trebuie să fie 2%; în volumul de 5,5 m^3 se află:

- 0,385 (t) silicat sau [0,385/1,37 (t/ m^3)] = 0,275 m^3 silicat;
- 0,198 (t) sulfat sau [0,198/45 (kg/ m^3)]= 4,4 m^3 sulfat (conc. 45%) ;
- apă până la volumul de 5,5 m^3 :

$$5,5 - 0,275 - 4,4 = 0,825 \text{ m}^3 \text{ apă.}$$

Operaţiunea de activare durează două ore, timp în care soluţia trebuie agitată continuu (bazinele de preparare vor fi prevăzute cu agitatoare); după activare se adaugă 5,5 m^3 apă (în ambele vase) şi reacţia se întrerupe; soluţia obţinută conţine SiO activ cu concentraţia 1%.

Dozarea soluţiei de silicat activă; dozarea se adoptă ca la sulfat, cu vase de dozare cu orificii calibrate. Debitul de soluţie:

$$q_{max} = 11 \text{ m}^3/\text{schimb} = 1,37 \text{ m}^3/\text{h},$$

Se poate adopta acelaşi dispozitiv ca la sulfatul de aluminiu.

Pompe pentru vehicularea soluţiilor. Pompa P_1 pompează soluţia de silicat de sodiu din vasul de măsură D_1 în vasul de activare *B*:

- pentru o şarjă volumul de soluţie este 0,275 m^3 (pentru 2 bazine);
- timpul de lucru al pompei se presupune 15 min.

$$Q = 0,275/(2 \cdot 15/60) = 0,51 \text{ m}^3/\text{h};$$

- înălţimea de pompare, circa 4 m.

Rezultă o pompă (şi una de rezervă) tip PCH 32 - 125 (1 450 rot/min) *P*=0,75kW; pompa se opreşte când s-a pompat volumul de soluţie.

Pompa P_2 asigură pomparea soluţiei de sulfat de aluminiu (concentraţie 4,5%) din vasul de măsură D_2 în recipientul de activare;

- debitul pompat Q = [(4,4 m^3 /2)/0,5 ore] = 4,4 m^3 /h;
- înălţimea de pompare, circa 3,5 m; din catalog se alege pompa tot PCH 32-125, P = 0,75 kW.

Soluţia de sulfat de aluminiu se prepară din soluţie de sulfat concentrată (din depozit, pompată cu pompa utilizată pentru linia de sulfat) şi apa din reţeaua staţiei; concentraţia se verifică periodic prin control cu densimetrul.

Modul de preparare al soluţiei: (1) din depozit se aduce (gravitaţional) în vasul de măsură D_1 - cantitatea de 0,138 m^3 soluţie silicat; (2) se completează vasul cu 0,412 m^3 apă; se pompează soluţia obţinută în vasul de activare *B* şi se pune în funcţiune agitatorul mecanic; (3) se aduce din depozit 0,099 t sulfat de aliminiu în soluţie concentrată şi se diluează în vasul de măsură D_2 până la 4,5 % adăugând apă până la volumul de 2,2 m^3; soluţia cu concentraţia 4,5% se pompează în vasul de activare *B*; (4) se agită două ore soluţia cu concentraţia 2%; (5) se adaugă 2,75 m^3 apă (până la volumul de 5,5 m^3 în bazin), reacţia se întrerupe şi după realizarea legăturilor soluţia poate fi dozată; concentraţia soluţiei este 1% SiO_2 activ.

Operaţiunea se repetă cu vasul golit, (cei doi recipienţi RAP lucrează alternativ).

Linia de clor. Pentru staţii de tratare cu debite medii se acceptă ca staţia de clorizare (pentru dezinfectarea apei sau pentru preclorizare în vederea reducerii substanţelor organice etc.) se poate amplasa în aceeaşi clădire cu ceilalţi reactivi (separată însă etanş de toate celelalte încăperi, cu intrare numai din exterior şi cu instalaţie de ventilaţie naturală şi artificială).

Depozitul de clor:

- Se apreciază o doză de clor de 2 mg/dm^3 (doza reală se va stabili după analize efectuate asupra apei livrate şi confirmată periodic de organele sanitare).
- Mărimea depozitului pentru o perioadă de stocare de 30 zile:

  V_{dep} = 44 500 (m^3 / zi)·2(g/ m^3)·30 zile·1/1 000 = 2 670 kgf.

- Se asigură păstrarea clorului sub formă de clor lichid, în recipienţi metalici speciali, cu capacitatea de 500 l şi în care, conform fişei tehnice (ISLGC, 1980), se pot transporta 550 kg clor lichid (la presiunea 5...11 bar); rezultă un număr de recipienţi egal cu:

  2 670 kg/550 kg = 4,8 ≅ 5 recipienţi.

- Recipientul plin cântăreşte circa 1 250 kgf; ca atare manevrarea lui nu se poate face decât cu utilaje mecanice adecvate (monorai de regulă); recipienţii vor fi

păstraţi în depozit la o temperatură de maximum $40\ ^0$C, iar în perioadele reci spaţiul va fi încălzit la min. $16\ ^0$C sau pe recipient va fi turnată apă caldă;

- Gabaritul unui recipient: diametru 0,86 m, lungime 1,6 m; se păstrează orizontal.

Aparate de dozare a clorului gazos. Clorul se dozează în apă sub formă de soluţie de apă de clor (pentru a evita scăpările de clor care sunt toxice în doze mari); apa de clor se obţine în aparatul de clor; se produc mai multe tipuri: SOLAVAY, ADVANCE etc.

- Cantitatea de clor necesară orar:

$C = [(44\ 500\ \text{m}^3/\text{zi})/24\ \text{h}]\cdot 2\ (\text{g/m}^3) = 3\ 800\ \text{g}\ Cl_2/\text{oră}.$

- Se adoptă aparatul de clorizare tip CC-ld cu capacitatea de 600-1 460 g/clor/oră; sunt bune aparatele tip ADVANCE ce lucrează cu vacuum şi asigură o protecţie suplimentară contra scăpărilor de clor.

Numărul necesar de aparate de clorizare:

$n = 3\ 800/1\ 460 = 2{,}5 \cong 3$ aparate,

la care se adaugă unul de rezervă (montat); aparatul lucrează la presiunea de 1-1,5 bari; gabaritul aparatului, spaţiul de montaj necesar, (gabaritul efectiv este mic) $1\cdot 1{,}6\ \text{m}^2$ (circa $2\ \text{m}^2$); ca atare camera aparatelor (complet separată de depozit) va avea circa $8\ \text{m}^2$.

Verificarea dozei de clor se va face pe cale triplă: (a) prin cântărire repetată a recipientului, în depozit,(deci recipientul *în lucru* va sta pe un cântar adecvat - într-o poziţie stabilă), (b) prin urmărirea dozatorului aparatului de clorizare şi (c) prin verificarea dozei introduse în apă sau a dozei remanente (analiza de laborator). Doza de clor la ultimul robinet din reţea trebuie să fie circa 0,1 mg/l, aşa numitul clor rezidual.

Neutralizarea scăpărilor de clor.

Vas tampon pentru neutralizarea clorului scăpat din recipient. Clorul care poate scăpa accidental dintr-un recipient (acesta se verifică obligatoriu la fiecare încărcare) este toxic în doze mici întrucât se difuzează în aer şi poate fi inhalat de personal, sau populaţia din apropiere. Este deci obligatoriu să existe mijloace de combatere, de blocare a clorului scăpat. În zona spaţiului de depozitare se prevede deci *un bazin de neutralizare* în care recipientul defect va fi cufundat într-o soluţie adecvată. Totodată, se poate prevedea şi pulverizarea de soluţii în depozit

(neutralizarea se face cu sodă caustică şi hiposulfit de sodiu) în care caz depozitul va fi prevăzut cu sifoane de pardoseală.

Clorul liber este *blocat* de reactivi astfel:

$$Cl_2 + NaOH \rightarrow NaClO + NaCl + H_2O\ ;$$

$$Cl_2 + Na_2S_2O_3 \rightarrow H_2O + Na_2SO_4 + 2HCl + S\ .$$

Dacă, de exemplu, se presupune că un întreg recipient s-a avariat în asemenea măsură că tot clorul trebuie neutralizat (recipientul nu face explozie, atunci nu mai este aproape nimic de făcut, în afară de alarmare şi îndepărtare din zonă, cu masca de gaze) necesarul de sodă caustică va fi:

$$Cl_2 + NaOH \rightarrow NaOCl + NaCl + H_2O$$

$$2\cdot 36\ g + 2(23+16+1)g \rightarrow$$

pentru 72 g Cl sunt necesare 80 g sodă

pentru 500 kg Cl.....x kg

---

x = 555 kg sodă caustică.

Dacă reactivul se păstrează în soluţie, concentraţie 20% (200 kg/ m^3) rezultă că este nevoie de un recipient de 3 m^3; pentru simplificare se poate alege tot un recipient RAP 6,3; recipientul, amplasat în hala comună, va fi legat cu vasul tampon şi se păstrează plin cu apă şi acoperit, pentru a evita accidentele.

Atenţie! (1) soda caustică este o bază foarte puternică şi sunt necesare măsuri de protecţia muncii (haine groase, ochelari, în caz de stropire se spală cu acid slab aflat în dotarea punctului sanitar); (2) când se utilizează pentru pulverizare în depozitul de butelii va fi diluată la concentraţii mici; (3) având un *p*H mare nu este agresivă faţă de metale (*p*H = 11 la concentraţie 1%).

Pentru elemente mai detaliate se poate consulta (PROED, 1997).

4.4.4. CLĂDIREA GOSPODĂRIEI DE REACTIVI

De regulă, la staţii de tratare cu debite mici - medii gospodăria reactivilor se asigură într-o clădire comună. Mărimea construcţiei se stabileşte după componenţa, fluxul tehnologic, gabaritul şi spaţiul de manevră al recipienţilor, aparaturii şi utilajelor.

Interiorul construcţiei se protejează anticoroziv pentru toate obiectele şi construcţiile funcţie de gradul de agresivitate al celui mai activ reactiv, în cazul de faţă sulfatul de aluminiu.

Aparatura şi echipamentul de automatizare (se poate merge până la automatizare totală) vor fi rezistente la agresiunea reactivilor.

Pardoseala clădirii se asigură cu gresie antiacidă, cu pante de scurgere la o canalizare interioară, canalizare care este racordată la canalizarea exterioară (şi este din materiale anticorozive până la racord) printr-un *cămin de neutralizare* (bazin uneori).

Instalaţia (şi recipienţii) va fi vopsită în culori distincte pe circuite de reactivi.

Schema de amplasare a recipienţilor în clădire este dată în figura 57,*c*. Înălţimea construcţiei se stabileşte în funcţie de gabaritul celui mai mare recipient, aici RAP 16; rezultă o înălţime de 6 m.

În exterior clădirea va avea drum de acces şi uşi pentru introducerea uşoară a reactivilor, cu spaţii de manevră pentru vehiculele care transportă reactivi.

Rezultă o construcţie de 12x18 m (modulată la 3 m pentru a permite folosirea prefabricatelor pentru stâlpi, pereţi, grinzi, acoperiş) cu înălţimea de 6 m. Lângă construcţia închisă se execută, monolit, bazinul pentru stocarea semisolidă a sulfatului de aluminiu.

Când sunt necesari şi alţi reactivi (var, cărbune activ etc.) construcţia se dimensionează şi se alcătuieşte similar, respectând dimensinile din proiectele tip şi instrucţiunile de păstrare şi manipulare a reactivilor; se va ţine seamă totdeauna de faptul că reactivii fiind scumpi este nevoie să fie gospodăriţi cu cea mai mare atenţie (de regulă nu sunt materiale recuperabile, tehnologiile pentru recuperarea unora fiind considerate încă foarte costisitoare).

Dacă se poate procura un reactiv bun, pentru sulfat, var, se poate recurge şi la stocarea şi dozarea uscată a acestora.

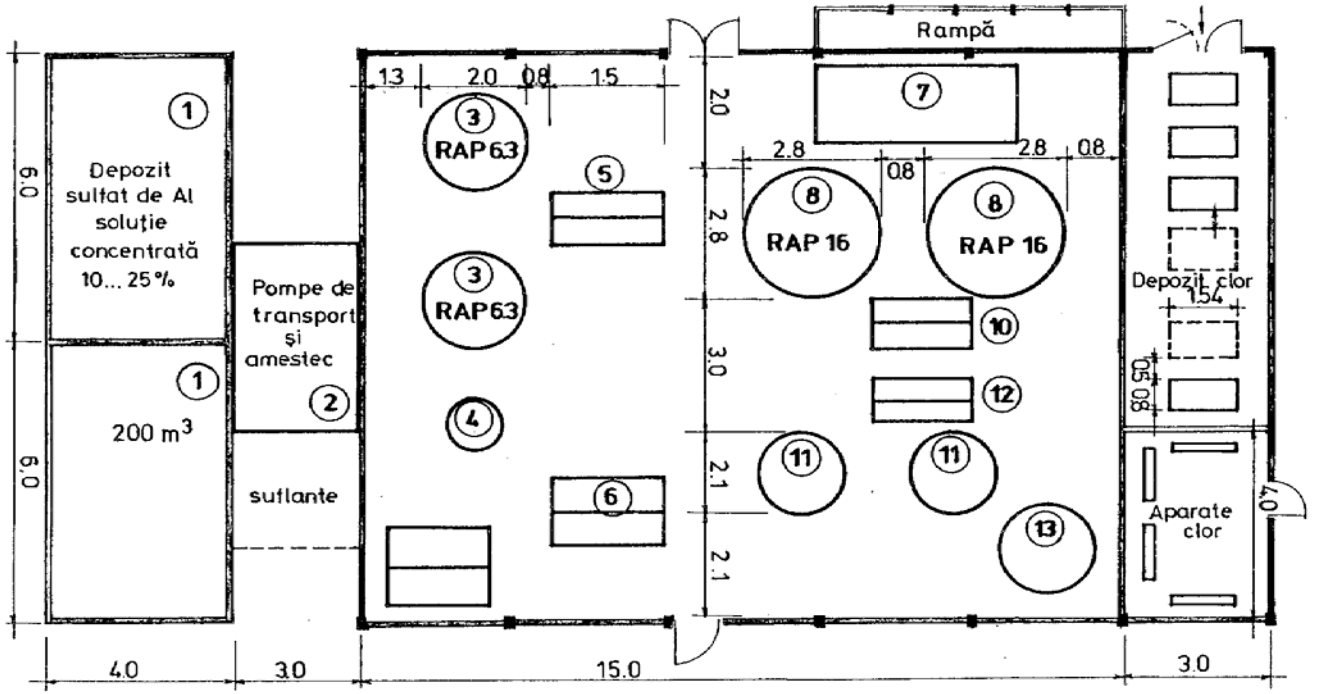
Pentru dozarea cantităţilor mici de reactivi (polielectrolit, clor din clorura de var etc.) pot fi folosite echipamente care asigură şi dozarea automată cu pompe dozatoare specializate (livrate, de regulă, monobloc).

4.5. ANSAMBLUL STAŢIEI DE TRATARE

4.5.1. DOTĂRI ALE STAŢIEI DE TRATARE

În afara obiectelor ce au rol funcţional legat de apă o staţie de tratare bine dotată mai trebuie să aibă:

- căi adecvate de acces, iar în caz de izolare mare, pavilion pentru lociunţa personalului strict necesar pentru exploatare;
- mijloace telefonice, radio de comunicaţie; legătură adecvată la dispeceratul gospodăriei de apă;



(1) Depozit sulfat de Al, soluţie concentrată 25%;
(2) Cămin pentru pompe de transport şi amestec;
(3) Recipienţi pentru diluat sulfat 2 x 6,3 m3;
(4) Vas pt. diluare şi măsurare sulfat 4,5% ;
(5) Pompă pentru dozarea sulfatului diluat ;
(6) Pompe transport sulfat pentru activare ;
(7) Recipient de transvazare în depozitul (8) de silicat de sodiu ;
(8) Depozit de silicat de sodiu ;
(9) Vas de dozare silicat de sodiu ;
(10) Pompe pentru transport silicat de sodiu;
(11) Recipienţi pentru activarea silicatului 2 x 6.3 m3;
(12) Pompe pentru dozarea silicei active (1%)
(13) Depozit pentru soluţie neutralizare clor

Fig. 57,*c* - Gospodăria de reactivi; schiţa construcţiei.

- sursa energetică pentru încălzire (gaz,combustibil solid şi centrală termică);
- laborator pentru analize fizico - chimice şi biologice; dacă localitatea nu are alte posibilitaţi de cooperare (laboratoare specializate), atunci vor trebui şi dotări pentru analize bacteriologice şi radiologice; dotarea materială va trebui dezvoltată progresiv pentru măsurarea indicatorilor de calitate ceruţi (v. STAS 1342/91); se poate începe cu o dotare *clasică*: balanţă tehnică/analitică, cuptor electric, etuvă termoreglabilă, baie de apă, agitator mecanic, *p*H-metru, echipament de recoltat probe, frigider, aparat de distilat/bidistilat apă, turbidimetru, (Jar - Test), aparat complex DR 2000/4000, analizator de carbon organic total, spectrofotometru UV, gaz cromatograf etc; mărimea camerelor pentru laborator $10...20\,m^2$, cu toate utilitaţile necesare;laboratoarele pentru determinarea indicatorilor chimici, biologici, bacteriologici vor fi separate şi vor funcţiona cu avizul organelor de protecţie sanitară (pentru unele detalii v.ROMAQUA - Sept. 96).

Deşi nu sunt cunoscute toate elementele (cf. schemei de alimentare cu apă, figurile 42, 43, pe amplasamentul staţiei de tratare sunt prevăzute şi rezervoarele de înmagazinare şi staţia de pompare treapta II, obiecte care nu sunt încă dimensionate) din motive de urmărire mai uşoară a desfăşurării aplicaţiei va fi discutată acum alcătuirea staţiei de tratare (în cele mai multe cazuri în practică staţia de tratare este complet separată de rezervoarele de compensare a consumului). Tot pentru motive didactice va fi calculat şi costul de tratare al apei.

Cu obiectele componente, ale căror dimensiuni principale sunt acum cunoscute (deznisipator, decantor, filtre, gospodăria de reactivi) se elaborează concomitent două documente-coordonate: planul de situaţie şi schema tehnologică, sau profilul tehnologic al staţiei de tratare.

Ideile de bază după care se alcătuiesc cele două documente:

- amplasament stabil, neinundabil, cu posibilitaţi de dezvoltare, uşor accesibil, fără apă subterană pe 3-5 m sub teren (dacă se poate);
- suprafaţa afectată trebuie să fie cât mai compact ocupată cu realizarea unui flux raţional al apei şi cu asigurarea spaţiilor pentru circulaţie şi pentru intervenţii la clădiri, conducte, în timpul exploatării;
- folosirea la maximum a căderilor de cotă date de teren în scopul evitării pompării apei pe fluxul de tratare;
- amplasarea construcţiilor sub cota de îngheţ;
- evitarea fundării, pe umplutură, a obiectelor mari;
- asigurarea de pierderi de sarcină minime între obiecte.

Ţinând seama de configuraţia terenului din figura 42 (în cazuri reale se dispune de planuri de situaţie detaliate, scara 1:200...1:500) se alcătuieşte planul şi schema tehnologică, prin încercări succesive, figura 58,*a...e*.

Pentru o vedere de ansamblu, se predimensionează şi rezervoarele şi staţia de pompare SPII: (1) se acceptă două cuve rezervor de 15 000 m^3 după proiect tip ISLGC cu dimensiuni în plan 48·72 m, adâncime 6,5 m şi cota apei la 0,50 m peste cota terenului (**atenţie**, este unul din elementele fixe ale schemei tehnologice); (2) se apreciază că staţia de pompare treapta II va avea o dimensiune în plan de 12·12 m (mici modificări nu sunt grave; cota de fundare poate fi aleasă ulterior funcţie de profil); (3) se alege o dimensiune şi pentru staţia de pompare I - construcţia este mică şi poate fi amplasată uşor (aici dimensiunea este cunoscută- cheson cu diametrul 6 m; în realitate, SP I nu se poate dimensiona decât după cunoaşterea amplasării obiectelor în staţia de tratare, când va fi cunoscută cota de refulare).

Cu aceste dimensiuni se schiţează (proporţionat) convenţional construcţiile cu dimensiunile în secţiune verticală şi se grupează în plan urmărind ca fluxul apei să fie cât mai raţional (drum parcurs minim, pierdere de sarcină minimă).

Se începe cu profilul vertical:

- se aşează în ordine obiectele din fluxul apei: deznisipator, decantor, filtru, rezervor final;
- se lucrează în cote relative, deocamdată;
- se decalează obiectele, pe verticală, astfel încât între nivelul apei între două nivele vecine pe flux să se asigure pierderea de sarcină minimă ce asigură curgerea apei în toate situaţiile;
- pierderea de sarcină între obiecte nu este cunoscută (nu se ştie distanţa şi nici alcătuirea sistemului de transport), de aceea se apreciază, la început:
    - 0,20... 0,40 m între deznisipator şi bazinul de distribuţie;
    - 0,50... 1,00 m între bazinul de distribuţie şi decantor;
    - 0,80... 1,00 m între decantor şi filtru;
    - 2,50... 3,00 m între filtru şi rezervor;
- se amplasează obiectele astfel încât să se asigure căderea de nivel şi se marchează în cote relative toate radierele construcţiilor; se alege ca obiect de bază decantorul (fig. 58,*a*);
- se trasează linia terenului, astfel încât toate construcţiile mari să fie amplasate sub cota de îngheţ (fig. 58,*b*);
- se alege cota relativă a terenului - 4,50 faţă de decantor (care se execută la 1 - 1,10 m sub teren);
- cunoscând cota reală şi cota relativă a terenului (- 4,50 = 182) se poate calcula cota absolută a tuturor construcţiilor, figura 58,*c*.

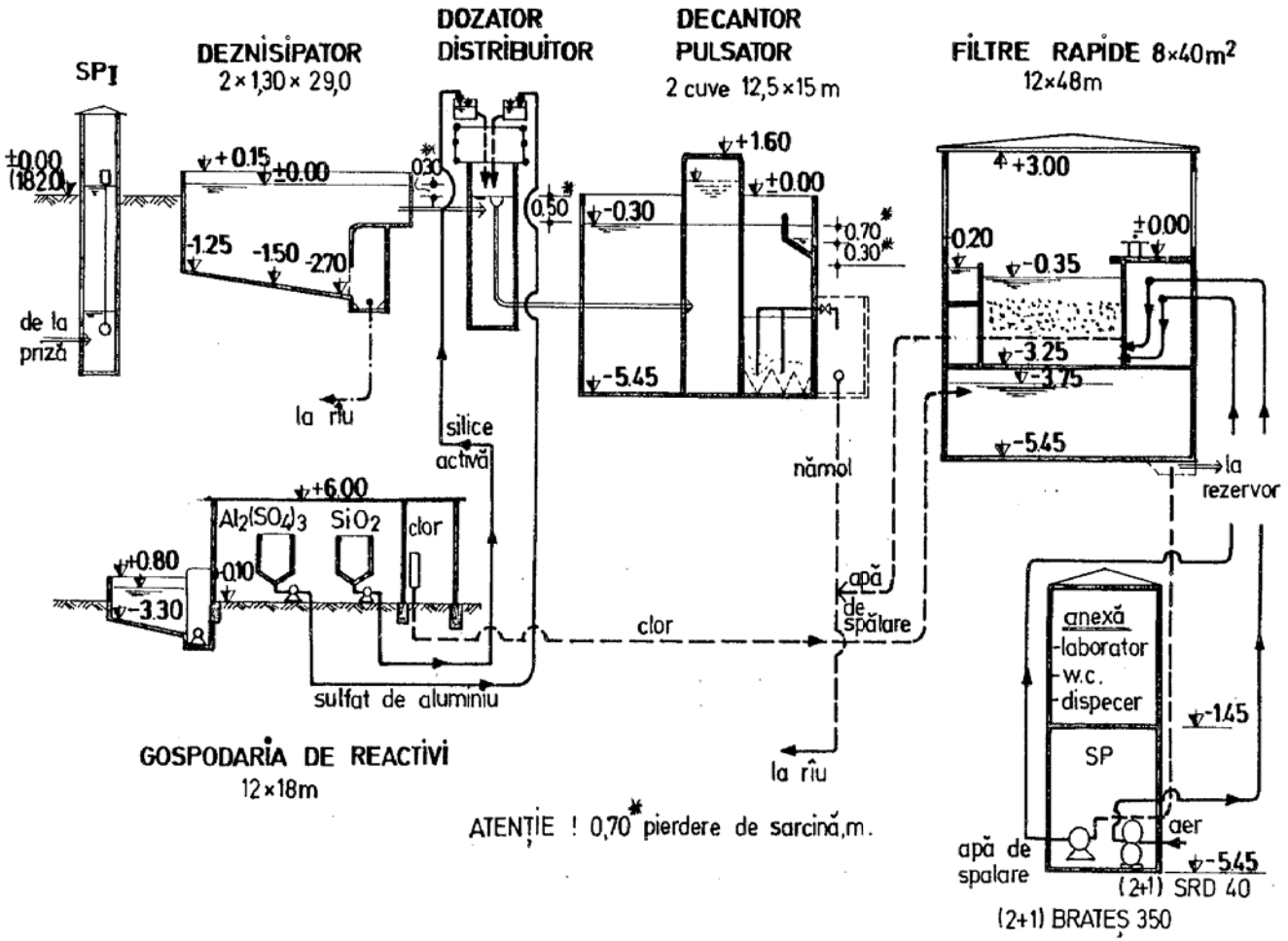


Fig. 58,*a* - Stația de tratare; profil tehnologic în cote relative.

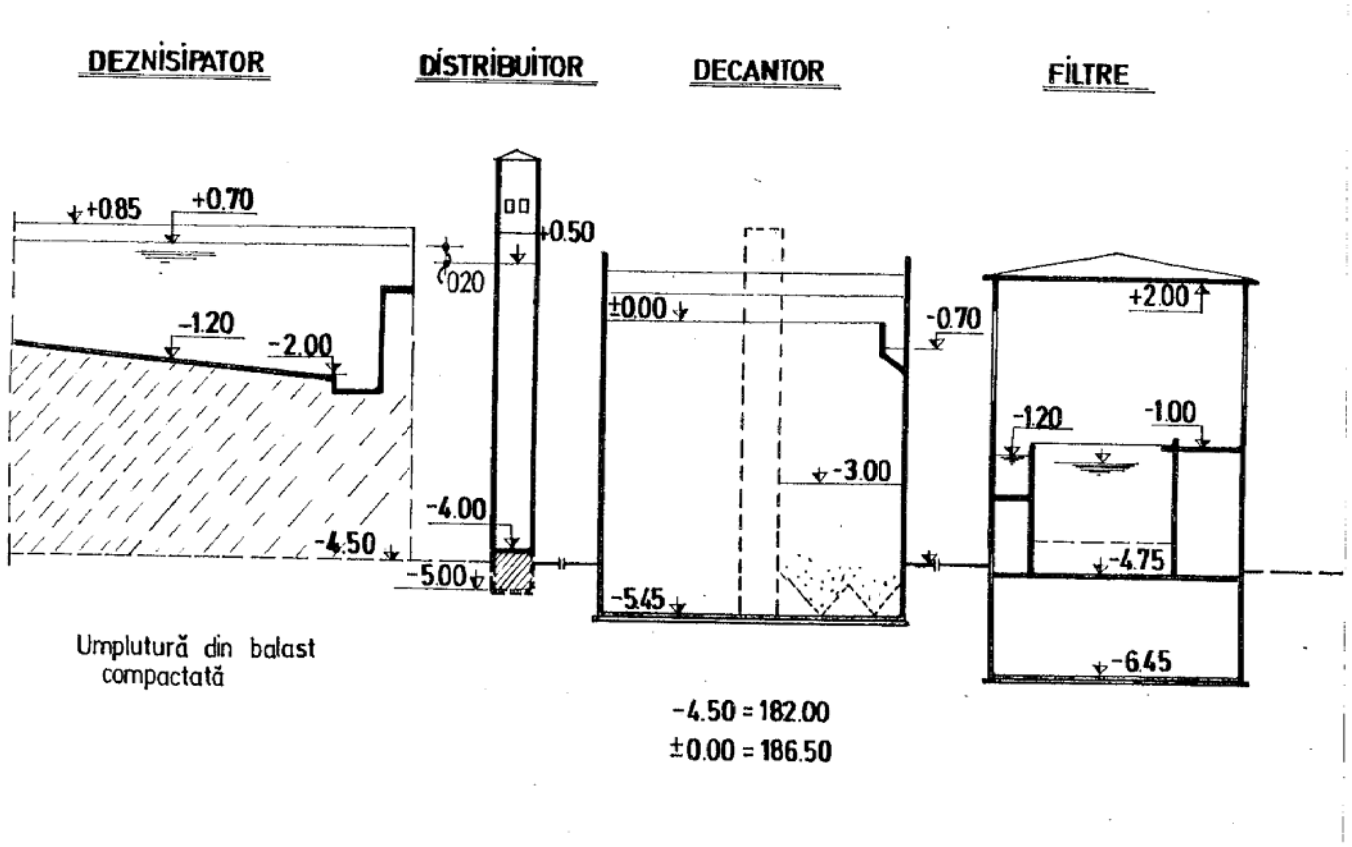


Fig. 58,*b* - Staţia de tratare; stabilirea cotelor reale ale obiectelor.

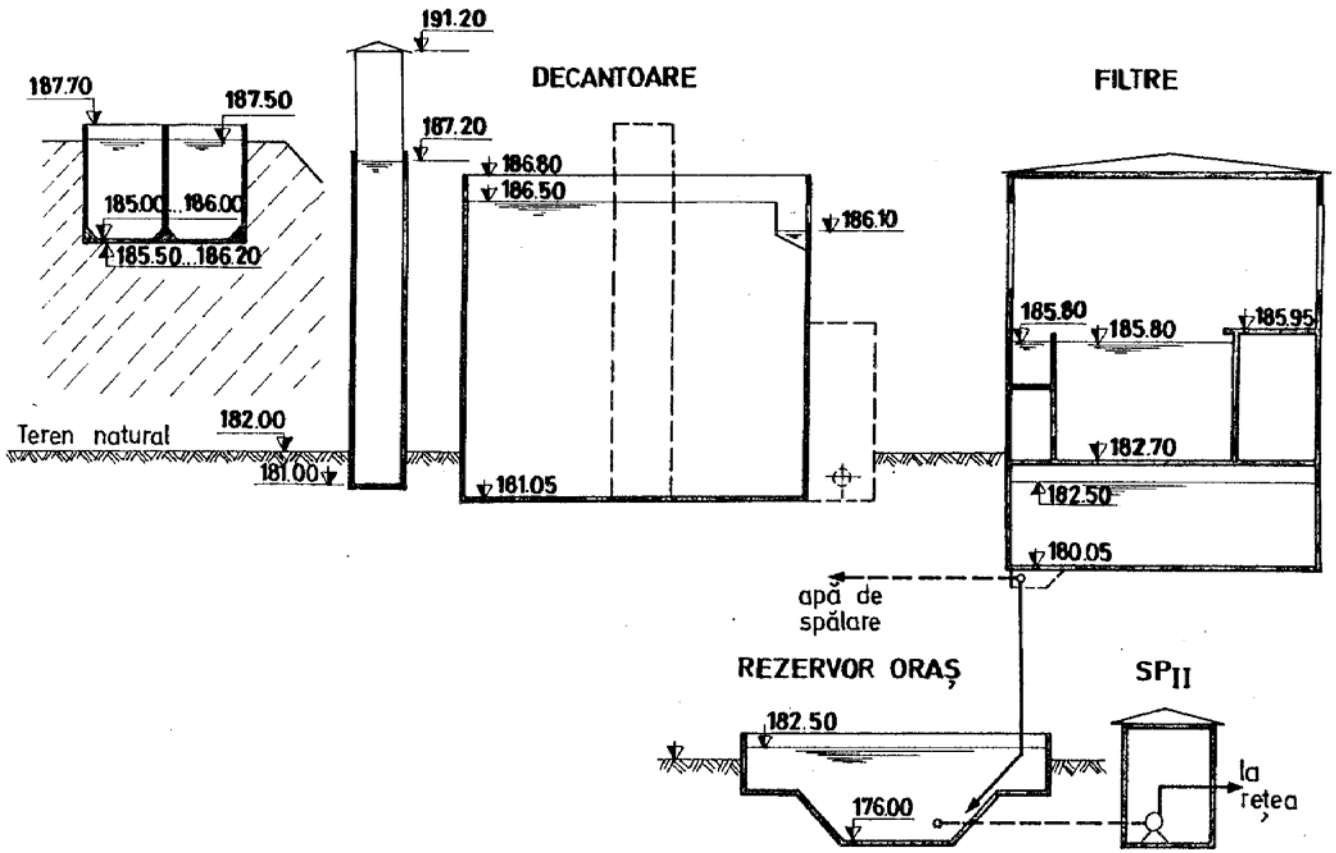


Fig. 58,*c* - Staţia de tratare; schema tehnologică în cote absolute.

Atenţie! În profil, cea mai mică dintre construcţii (şi cu înălţimea cea mai mică) a fost aşezată pe umplutură; dacă şi aceasta ar fi fost amplasată pe terenul natural, atunci la rezervor s-ar fi obţinut adâncimi de execuţie foarte mari, în apa subterană sau trepte de pompare intermediare; este unul din motivele pentru care deznisipatorul se amplasează de regulă mult în amonte de staţia de tratare; se mai observă că prevederea staţiei de filtre fără rezervor ar fi necesitat executarea acesteia în umplutură (soluţie foarte grea), sau coborârea cotei de fundare a tuturor construcţiilor; aceasta ar fi implicat un rezervor final de cotă foarte joasă (circa 8 m) cu nivel de apă de circa 2,5 m sub teren şi cu mari complicaţii în realizarea preaplinului şi în general a instalaţiei (ca şi a staţiei de pompare II); totodată pentru realizarea staţiei de pompare pentru spălare ar fi rezultat o soluţie foarte grea, cu o exploatare dificilă.

- acum există o primă soluţie de amplasare pe verticală a obiectelor, deci se poate face dimensionarea staţiei de pompare I (când s-a făcut dimensionarea exista precizarea că se cunoaşte cota de refulare; de aici se cunoaşte); staţia de pompare II se va putea dimensiona după cunoaşterea cotei de refulare în reţea, deci după dimensionarea reţelei de distribuţie;
- se trece la amplasarea în plan a obiectelor, păstrând distanţele menţionate mai înainte; pot fi obţinute mai multe variante; în figura 58,*d,e* sunt date două din variante; -se alege varianta care oferă avantaje maxime (flux mai bun, suprafaţa ocupată mai redusă, posibilităţi de extindere mai bune etc.).

Acum se poate trece la etapa a II-a de lucru: finalizarea amplasării obiectelor, stabilirea sistemului de legatură, calculul pierderilor de sarcină pe ansamblu, compararea cu cele efectiv adoptate şi eventuale corectări. Când amplasamentul este definitivat se trece la amplasarea tuturor reţelelor şi dimensionarea lor coordonat cu capacitatea de transport ce trebuie asigurată (pentru reţeaua de canalizare panta minimă $1^{o}/_{oo}$, viteza de curgere a apei 0,7...5 m/s, în general tuburi din beton); acolo unde este preaplin, apa evacuată prin debitul de dimensionare se consideră egal cu cea mai mare valoare a debitului care alimentează obiectul respectiv; vor fi luate măsuri ca evacuările de nămol să fie coordonate şi cu eventuala funcţionare a preaplinului, astfel încât canalizarea să nu fie pusă sub presiune, sau şi mai rău, platforma să fie inundată urmare a lipsei capacităţii de transport.

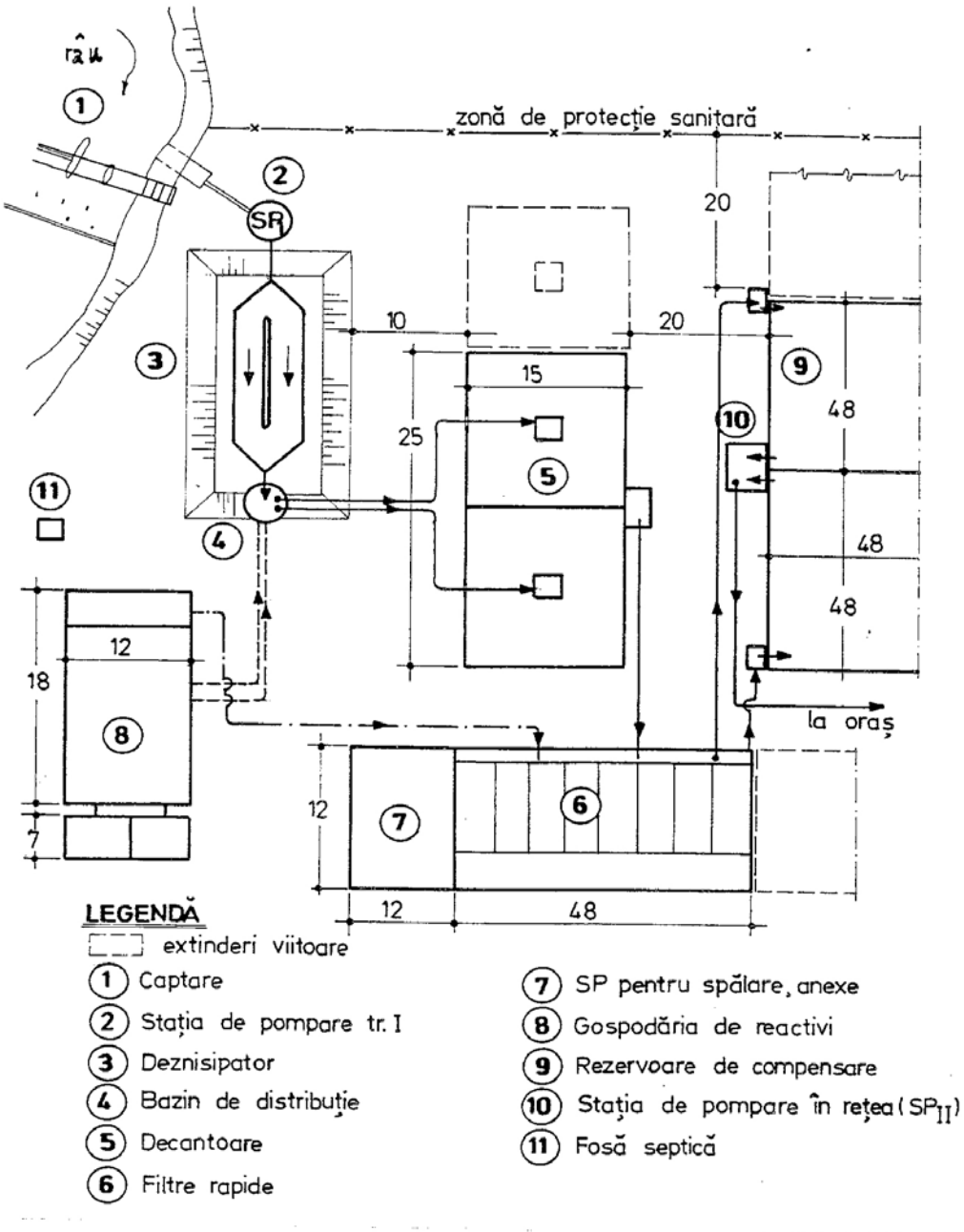


Fig. 58,*d* - Staţia de tratare; plan de situaţie - varianta 1.

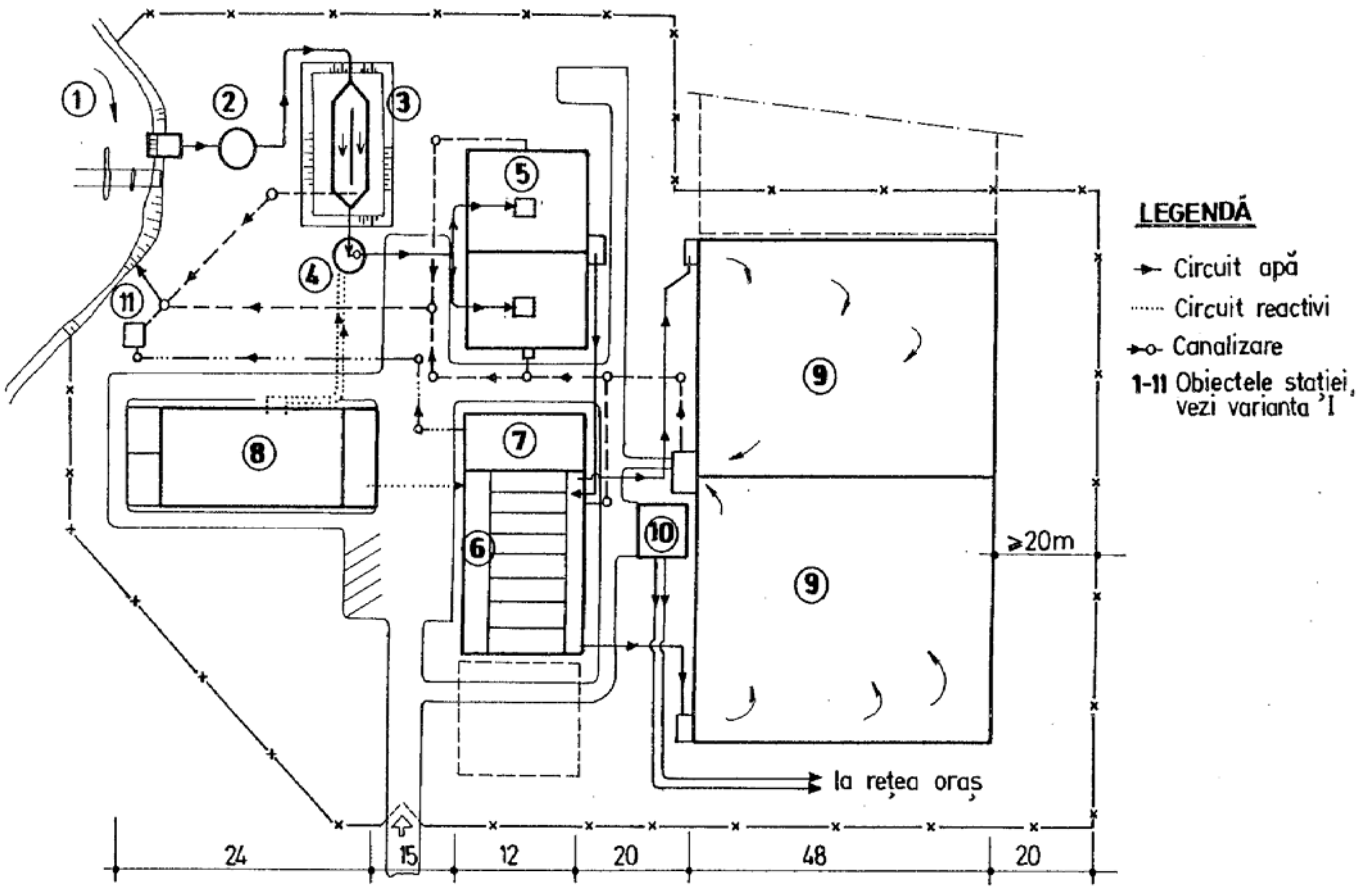


Fig. 58,*e* - Staţia de tratare; plan de situaţie - varianta 2.

Apa uzată menajeră de la grupurile sanitare se colectează într-o reţea separată, se epurează, cel puţin parţial şi apoi se evacuează la râu (când se poate racorda la altă canalizare soluţia poate fi mai simplă); aici s-a prevăzut o fosă septică pentru apa uzată menajeră.

Apa meteorică se colectează şi se evacuează separat în reţeaua de canalizare a apelor tehnologice; se va da atenţie specială apelor căzute pe platformele unde se manevrează reactivi; acestea ar trebui conduse în prealabil la căminul de neutralizare şi apoi în canalizare.

În aplicaţia de faţă din lipsă de spaţiu nu s-a făcut verificarea pierderilor de sarcină. Se atrage însă în mod special atenţia că o subdimensionare poate conduce la înecarea unora din obiecte sau pierderea de apă prin preaplin. Din punct de vedere hidraulic staţia de tratare este un sistem autoreglabil.

4.6. COSTUL DE TRATARE A APEI

Evaluarea separată a cheltuielilor de tratare permite evidenţierea acestora şi găsirea de soluţii pentru reducerea lor. Spre deosebire de alte obiecte, staţia de tratare trebuie condusă activ. Are consum de reactivi, materiale şi energie şi necesită personal permanent de supraveghere.

Aceste cheltuieli sunt variabile depinzând de calitatea apei brute, de preţul reactivilor şi dozele folosite, precum şi de modul de exploatare a staţiei (calificare personal, automatizare etc.).

Folosirea raţională a reactivilor şi energiei constituie o cale de reducere a costului apei după cum automatizarea funcţionării reprezintă o altă cale (concomitent cu calificarea personalului).

Evaluarea va fi făcută pe grupe de cheltuieli pentru o mai bună evidenţiere:

- cheltuieli cu investiţia (cota de amortisment; se apreciază global că timpul de amortizare este 30 ani, în realitate este 10 ani pentru utilaje şi până la 50 ani la construcţii şi instalaţii);
- cheltuieli cu energia, considerând un timp mediu de funcţionare, fără a contoriza energia pentru iluminat, încălzire etc;
- cheltuieli cu retribuţia personalului de supraveghere şi întreţinere.

Desigur că o asemenea evaluare poate fi în limita a 20% în plus sau minus faţă de un cost real.

4.6.1. EVALUAREA COSTULUI LUCRĂRILOR

Folosind indici de cost practicaţi în elaborarea proiectelor şi evaluând global lucrările neexplicitate se poate obţine costul de investiţie. Este posibil să fie puţin subevaluate lucrările anexe exterioare: racordul electric, drum de acces, regularizarea râului etc. În cazuri reale se dispune de detalii care permit o evaluare suficient de bună.

Evaluarea este dată sintetic în tabelul 37, dimensiunile specifice pentru fiecare construcţie fiind cele de la dimensionarea tehnologică.

Tabelul 37

Cost de investiţie al staţiei de tratare

Nr.	Denumire obiect	Dimensiune	Indice cost	Investiţie [mil lei]	Obs.
1.	Deznisipator	117 m^3	520 000 lei/ m^3	60,08	asem. dec. oriz.
2.	Decantor pulsator cu lamele	2 050 m^3	850 000 lei/ m^3	2 297	
3.	Filtru rapid (8·40)	320 m^2	13,6 mil lei/ m^2	4 243	
4.	Bazin de distribuţie	556 l/s	381 000 lei/l/s	212	
5.	Gospodăria de reactivi	556 l/s	1,04 mil lei/l/s	578	
6.	Staţie de clorizare	556 l/s	78 000 lei/l/s	43	
7.	Amenajări interioare (20% din total (1))	Total (1)	1 486,8	7 433,8	
		I = 8 925mil. lei			

4.6.2. EVALUAREA COSTULUI CHELTUIELILOR ANUALE

a) Costul reactivilor. **Sulfat de aluminiu**:

– se apreciază o doză medie de 30 mg/l (după realizarile mai multor instalaţii din ţară);

– volumul mediu de apă tratată ($Q_{zi\ med}$ = 38 000 m^3 /zi):

$$V = 38\ 000\ m^3/zi \cdot 365\ zile/an = 14{,}2 \cdot 10^6\ m^3/an;$$

– cantitatea de sulfat solid (comercial), dublă faţă de doza reală de reactiv, din cauza apei de cristalizare ($Al_2(SO_4)_3\ 18H_2O$); cantitatea de sulfat va fi:

$$C_{SO_4} = 2 \cdot 30\ g/m^3 \cdot 14{,}2 \cdot 10^6\ m^3/an = 852\ t/an,$$

cu un cost al sulfatului de 245 000 lei /t rezultă costul sulfatului de aluminiu $208{,}7 \cdot 10^6$ lei/an.

Silicea activă:

– după cum s-a apreciat necesarul de silice este circa 10% din cantitatea de sulfat; cantitatea de silicat va fi (SiO_2 este 25% din soluţia de silicat):

$$852\ t/an/(1/2)/(10/100) \cdot 4 = 170\ t/an;$$

– costul silicatului de sodiu industrial 153 000 lei/t;

– costul total anual al silicatului va fi 26 mil. lei/an.

Clorul:

– se apreciază o doză medie de 1 g/m^3 ;
– cantitatea necesară de clor va fi 14,2 t/an, iar cu
– costul clorului de 320 000 lei/t, iar costul anual este 4,5 mil. lei/an.

Rezultă în total un cost al reactivilor ® de 230 milioane lei/an.

b) *Costul energiei*. Pentru prepararea şi dozarea soluţiilor de reactivi au fost prevăzute pompe acţionate electric; este necesară aprecierea duratei de funcţionare; pentru uşurinţa urmăririi, calculul este făcut pe linii tehnologice.

Linia de sulfat de aluminiu:

– pompe pentru omogenizarea şi transportul soluţiei concentrat (P = 3 kW); se apreciază că functionează o oră pe schimb;

$$E_1 = P \cdot 1\ oră/schimb \cdot 3\ schimb/zi \cdot 365\ zile = 3\ 300\ kWh/an;$$

– suflanta SRD pentru agitarea soluţiei în vederea dizolvării (P = 40 kW); se apreciază că funcţionează 2 ore pe zi;

$$E_2 = P \cdot 2ore/zi \cdot 365\ zile = 29\ 200\ kWh/an;$$

– pompe de dozare tip DOFIN, P = 3 kW, ce funcţionează continuu:

$E_3 = P \cdot 8\ 760$ore/an = 26.300 kWh/an.

Linia de silice activă:

– pompa pentru transport soluţie de silicat la dozare (P = 0,75 kW); se apreciază că funcţionează 10 min. pe schimb (30 min./zi):

$E_4 = 0{,}75 \cdot (30/60) \cdot 365 = 137$ kWh/ an;

– pompe pentru transportul sulfatului necesar pentru activare (P = 0,75kW); se apreciază că funcţionează 20 min. pe schimb (1h/zi) timpul de funcţionare;

$E_5 = 0{,}75 \cdot 1 \cdot 365 = 274$ kWh/an;

– agitator pentru vasele de activare (2,2 kW); funcţionează circa 3 ore/şarjă (sunt 2 şarje pe schimb) pe o durată de circa 6 luni pe an;

$E_6 = 2{,}2$kW·2 recip·3 ore/şarjă·3 şarje/zi·6 luni·30 zile/lună = 7 150 kWh/an;

– pompă de dozare, tip DOFIN, P = 3 kW, funcţionare continuă:

$E_7 = 3 \cdot 8.760$ ore/an = 13 000 kWh/an.

Consumul total de energie va fi în total circa E = 50 160 kWh/an (nu se cuprinde iluminat, energia pentru hidrofoare etc.), iar costul acesteia circa 28 mil. lei (la un cost specific al energiei e = 560 lei/kWh).

c) *Retribuţia personalului*. Se apreciază personalul minim necesar pentru ţinerea în funcţiune a fluxului tehnologic:

- 1	şef staţie	1·	1 000 000	lei/lună
- 1	chimist/tură	3·	800 000	lei/lună
- 1	biolog	1·	800 000	lei/lună
- 3+1	electromecanici	4·	500 000	lei/lună
- 3+1	operatori	4·	600 000	lei/lună
- 3+1	muncitori necalificaţi	4·	300 000	lei/lună
			9,8 mil	lei/lună

Retribuţia anuală va fi S = 117,6 mil. lei/an.

4.6.3. COSTUL DE TRATARE AL APEI (*c*)

Costul de tratare al apei rezultă din raportul de cheltuielilor totale anuale şi volumul de apă produs:

c = cheltuieli anuale/volum apă tratată =

$= \{[(I/T_r) + (E \cdot e) + R + S]\ (\text{lei/an})\}/14{,}2 \cdot 10^6\ \text{m}^3/\text{an};$

$c = [89\ 25 \cdot 10^6/30 + 50\ 160 \cdot 560 + 230 \cdot 10^6 + 117 \cdot 10^6]/14{,}2 \cdot 10^6 =$

$= 50\ \text{lei/m}^3.$

Capitolul 5

CONSTRUCŢIA DE ÎNMAGAZINARE

Conform schemei de alimentare cu apă construcţia de înmagazinare va fi prevazută cu rezervor la sol amplasat lângă (în) staţia de tratare. Debitul zilnic maxim necesar, se reaminteşte, este 44 500 m^3/zi.

Volumul rezervorului va fi (cf. STAS 4165) format din:

$$V_{REZ} = \max (V_c + V_a) \text{ şi } (V_c + V_{RI}).$$

- Volumul de compensare (V_c) conform tabel 14 va fi 25% din necesarul zilnic:
  - $V_c = 0{,}25 \cdot 44\,500 = 11\,100\ m^3$.
- Volumul de avarie; se apreciază la 25% din necesarul zilnic;
  - $V_a = 0{,}25 \cdot 44\,500 = 11\,100\ m^3$.
- Volumul de apă necesară pentru combaterea incendiului (şi asigurarea apei în incintă pe perioada combaterii incendiului):

$$V_{RI} = Te\,(Q_{o\,max}) + n \cdot Q_{ie} \cdot Te \cdot 3{,}6 + \sum Q_{ii} \cdot T_i \cdot (3{,}6/60)]\ (m^3) =$$

$$= 3 \cdot 1\,930 + 2 \cdot 40 \cdot 3 \cdot 3{,}6 + 2 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 3{,}6 = 6\,676\ m^3.$$

Deci:

$$V_{REZ} = V_a + V_c = 22\,200\ m^3.$$

Se adoptă soluţia rezervor de 30000 m^3 format din două cuve de 15000 m^3, executabile după proiectul tip. Acest volum asigură de fapt volumul pentru toate cele trei scopuri (avarie, incendiu, compensare) şi el poate fi suficient dacă se controlează consumul de apă (care trebuie să fie în limita normelor de consum acceptate) şi mai ales pierderile din sistem.

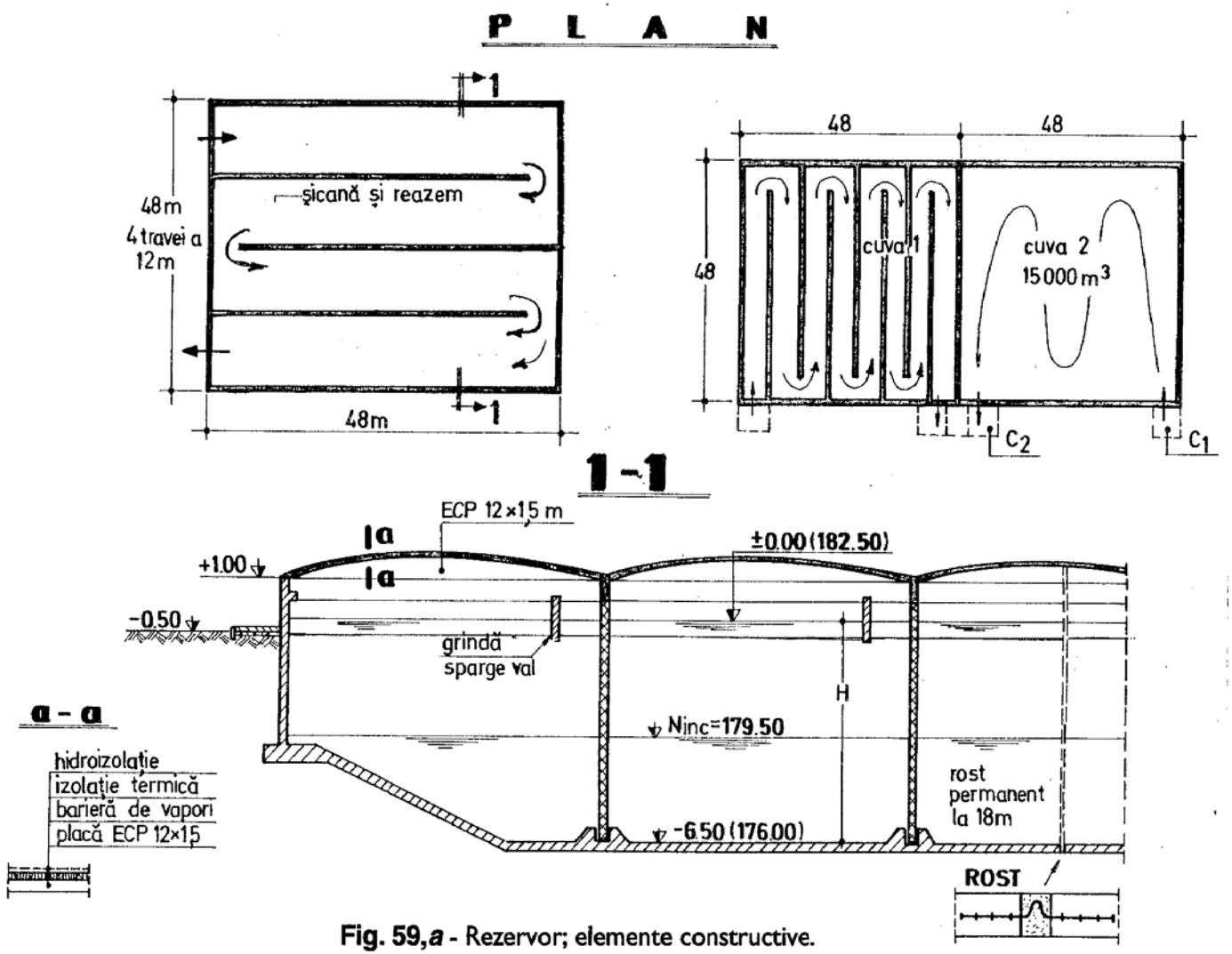


Fig. 59,*a* - Rezervor; elemente constructive.

Elementele generale ale construcţiei rezervorului, după proiectul tip ISLGC sunt date în figura 59,*a*. Se observă că pereţii şi radierul sunt elemente monolite, la fel şi pereţii şicană, pereţi care au şi rolul de reazem pentru elementele prefabricate din care se execută acoperişul. După modul de amplasare a şicanelor rezultă că sunt necesare două case ale vanelor, întrucât intrarea şi plecarea apei se face în colţuri diferite.

Instalaţia hidraulică se dimensionează la debitele cunoscute:

- $Q_{zi\,max}$ pentru intrare şi preaplin;
- constructiv, după situaţia locală, pentru golire;
- $Q_{0\,max}$ pentru plecare la reţea ;
- Viteza de curgere a apei are limite normale 0,8...1,5 m/s.

Intrarea conductelor în rezervor se face prin două cămine (fig. 59,*b*), C_1 şi C_2 astfel: în căminul C_1; *intrarea apei*, Dn 800, conducta cu vană; în căminul C_2 ; *plecarea*, pentru consum curent, conducta Dn 1000, cu vană şi plecare pentru apă la incendiu, Dn 1000, cu vană acţionată special (la dispoziţia organelor PSI);

Preaplinul, Dn 800, fără vană, va fi amplasat în căminul C_2 .

Golirea, Dn 300, cu vană, va fi racordată la canalizare.

Racordarea preaplinului la canalizarea din incinta staţiei de tratare se va face astfel încât punerea accidentală sub presiune a canalizării să nu conducă la intrarea apei prin preaplin. Racordarea se va face printr-un cămin specializat, cu gardă hidralulică. Se poate încerca şi o racordare separată a preaplinului direct la râu.

Conductele sunt din oţel, protejate contra coroziunii.

Trecerea conductelor prin pereţi se realizează prin piese de trecere etenşe.

Căminele vor fi executate monolit, cu pereţi şi radier etanş,cu scară de acces şi iluminat de siguranţă. Vor fi ţinute uscate.

În jurul rezervorului se va asigura perimetrul de siguranţă pentru protecţia calităţii apei (20 m de la peretele construcţiei).

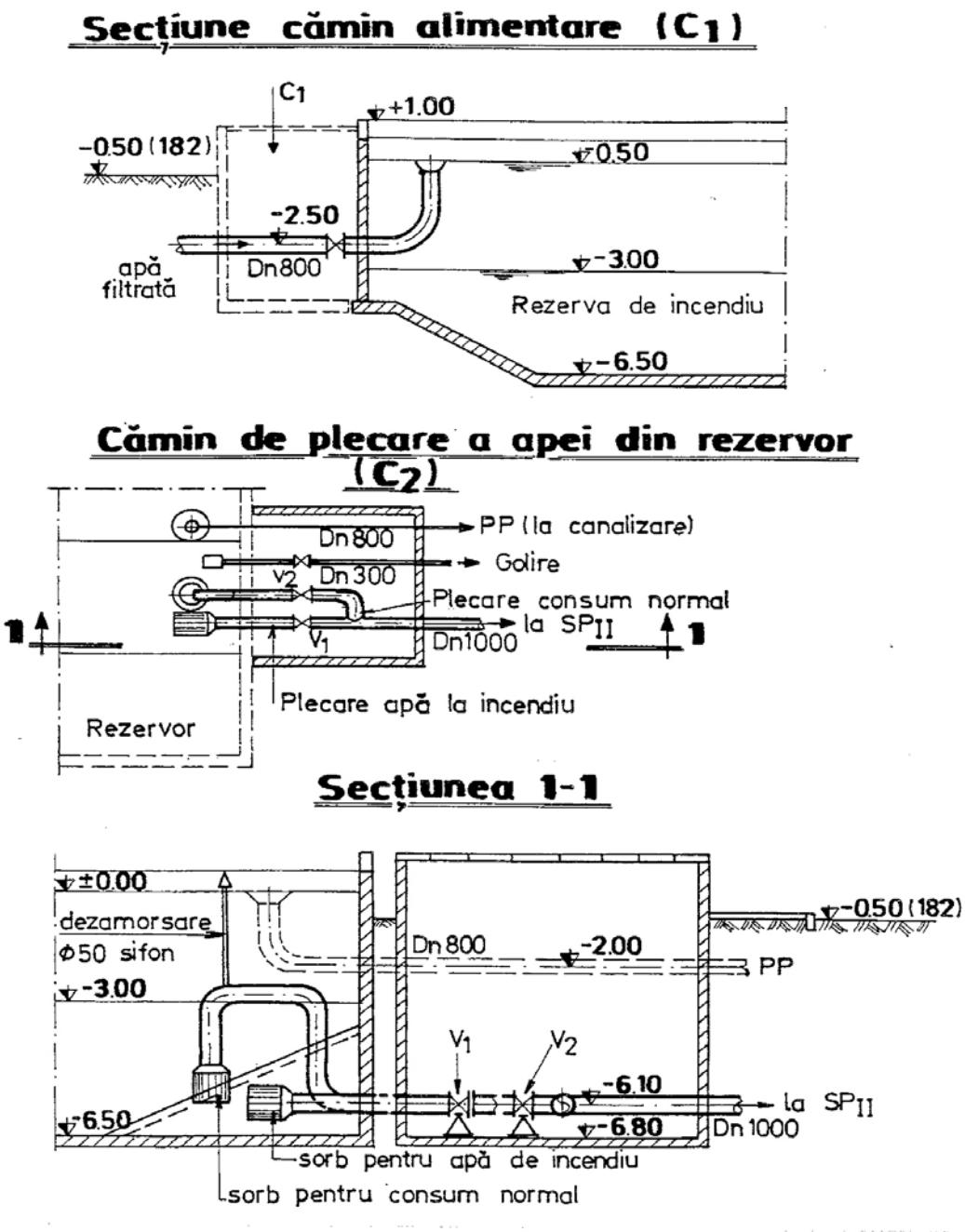


Fig. 59,*b* - Rezervor; instalaţie hidraulică.

Capitolul 6

STAŢIA DE POMPARE TREAPTA 2

Din considerentele arătate la stabilirea schemei de alimentare cu apă, dar şi din motive didactice, alimentarea cu apă a reţelei de distribuţie se realizează prin pompare directă. În această situaţie la dimensionarea atât a staţiei de pompare cât şi a reţelei-întrucât ele vor lucra concomitent-sunt necesare unele precizări şi ipoteze suplimentare, deoarece:

- staţia de pompare trebuie astfel alcătuită încât să poată prelua cât mai bine variaţia de debit cerută în reţea (cel mai bine s-ar putea rezolva problema folosind pompe cu turaţie variabilă), fără a depaşi presiunea maxima în reţea, 60 m;
- siguranţa în funcţionare a staţiei de pompare trebuie să fie sporită, întrucât trebuie să asigure alimentarea continuă a reţelei, chiar şi (mai ales) în caz de incendiu; pentru aceasta staţia de pompare va avea sursa dublă de alimentare cu energie (racord separat la două reţele de alimentare cu energie, racord la o reţea electrică şi grup electrogen pentru furnizarea energiei electrice la motoarele existente, sau trecerea pe motopompe în caz de avariere a singurului racord la reţeaua electrică);
- legătura între staţia de pompare şi reţea trebuie făcută în condiţii de siguranţă sporită; în cazul de faţă se prevăd două conducte; la nevoie, pot fi prevăzute şi bretele de legătură între aceste conducte (când acestea au peste 2km lumgime);
- pompele vor fi amplasate, astfel încât să fie tot timpul amorsate.

6.1. DIMENSIONAREA HIDRAULICĂ

Condiţiile de dimensionare a staţiei de pompare sunt legate de cele două obiecte pe care le racordează: (1) nivelul apei în rezervor, continuu variabil, şi care poate fi foarte jos; ca atare, se prevăd pompe cu ax vertical sau pompe cu ax orizontal amplasate într-o construcţie cu radierul foarte jos; (2) reţeaua de distribuţie ce funcţionează cu debite continuu variabile, ca atare şi presiunea în reţea (deci în punctul de injecţie, presiune care stabileşte cota de refulare a staţiei de pompare) va fi variabilă; staţia va trebui deci verificată la mai multe regimuri de funcţionare.

Schema generală de dimensionare a staţiei de pompare este dată în figura 60. Cota piezometrică maximă de intrare în reţea nodul 15, (după predimensionarea reţelei de distribuţie în situaţia cea mai dezavantajoasă) este 231,83. Din motive de siguranţă legatura între staţia de pompare şi reţea (nodul 1) se prevede a fi executată din două conducte paralele, Dn 600, PREMO (i=1,5 $^{o}/_{oo}$, v = 0,9 m/s). Cota de refulare va fi 233.

Schema corectă de calcul a ansamblului SP-reţea este:

- se predimensionează reţeaua de distribuţie;
- rezultă cotele de refulare pentru staţia de pompare;
- se dimensionează staţia de pompare;
- se optimizează ansamblul SP-reţea prin reluarea calculelor şi respectarea criteriilor de optimizare (cost, consum energie etc).

Rezultă elementele generale ale staţiei de pompare:

Q_{II}^{d} = 555 l/s (2 000 m ^{3} /h), din care 20 l/s pentru combaterea incendiului interior;

H = 233 - 176 = 57 m.

Se acceptă că debitul minim orar este circa 1/4 din debitul orar maxim (valoare ce trebuie verificată în practică, întrucât după datele din literatura aceasta poate ajunge şi 1/25 din valoarea maximă). Aceste debite sunt necesare pentru a găsi unitatea de pompare care funcţionând continuu noaptea, să asigure debitul minim:

$$Q_{0\,min} = 535/4 = 134 \text{ l/s} \; (\; 485 \text{ m}^3 \text{/h}).$$

Din catalogul de pompe rezultă că se poate face urmatoarea echipare:

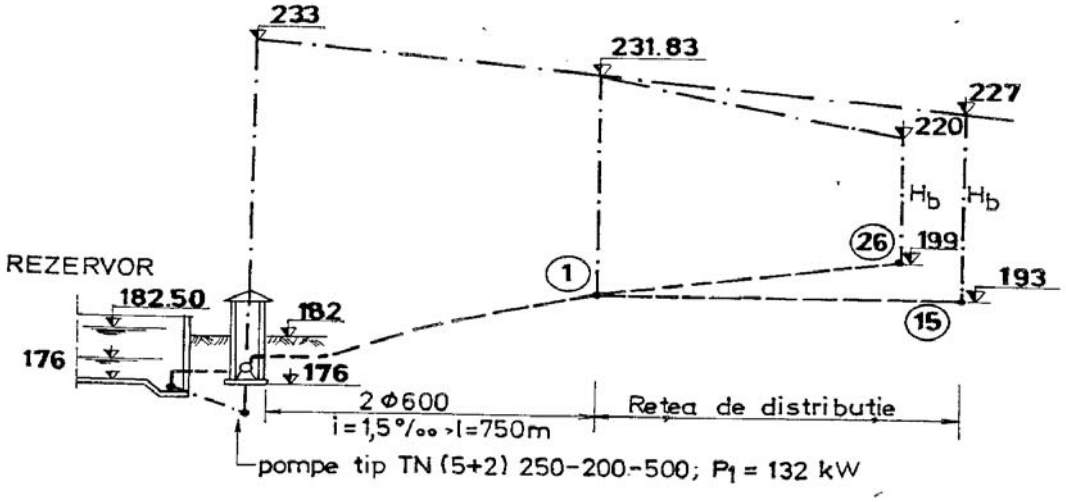
- *pompe cu ax vertical***,** amplasate în camere umede, tip MV 803 sau echivalente, cu caracteristicile: Q = 150...170 l/s; H = 56...60 m; turaţia 750 rot/min; P = 132 kW.

Pentru funcţionarea staţiei vor trebui:

- la debit minim (134 l/s) una pompă în funcţiune;
- la debit maxim (555 l/s) patru pompe în funcţiune;
- la debit maxim şi incendiu exterior, patru pompe;
- pentru cazul de funcţionare a retelei la debitul de verificare;

$$0{,}7 \; Q_{0\,max} + n \cdot Q_{ie} = 455 \text{ l/s - } trei \text{ pompe.}$$

a)Schema cu pompe cu ax orizontal



b)Schema de pompare cu pompe cu ax vertical

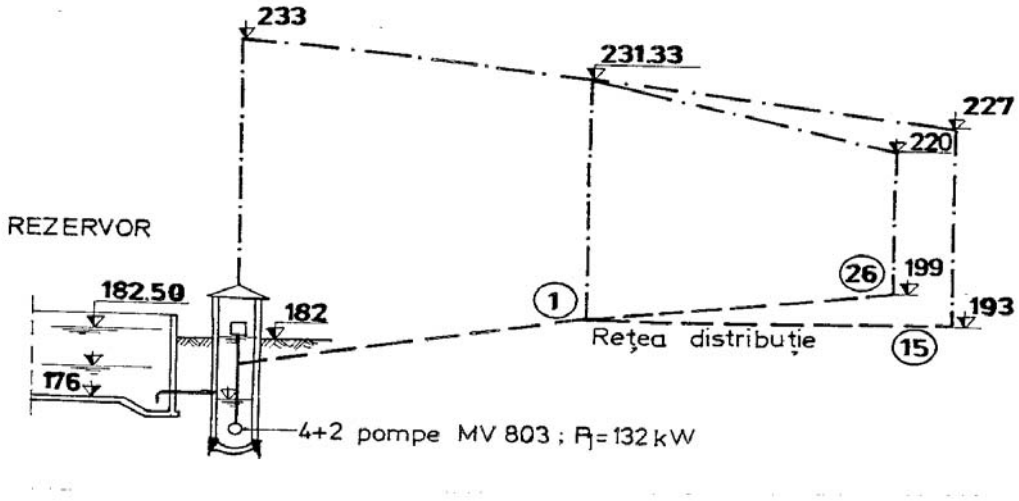


Fig. 60. Staţia de pompare treapta 2 (SP_2); schema de dimensionare.

Deci staţia ar putea fi echipată cu patru pompe în funcţiune şi două de rezervă (4 + 2) tip MV 803.

– *pompe cu ax orizontal* tip TN 200-250-500 sau similar, cu caracteristicile: Q = 140 l/s; H = 55 - 60 m; turaţia 1 500 rot/min; P = 132 kW.

Echiparea necesară a staţiei va fi:

- pentru debit minim (134 l/s) una pompă;
- la debit maxim (555 l/s) patru pompe;
- la debit maxim la incendiu (615 l/s) - cinci pompe.

Rezultă o echipare necesară de 5 + 2 pompe tip TN 200-250-500. Schemele de echipare cu cele două tipuri de pompe sunt date în figura 61,*a* şi 61,*b*.

6.2. VERIFICAREA FUNCŢIONĂRII STAŢIEI DE POMPARE

Întrucât cota de plecare a apei din rezervor, la nivele mici, este foarte joasă, este mai avantajoasă soluţia cu pompe cu ax vertical. Verificarea va fi făcută numai pentru această soluţie. Pentru cazul al doilea (pompe cu ax orizontal) metodologia de lucru este similară.

Verificarea funcţionării staţiei se poate face *numai după dimensionarea reţelei* de distribuţie. Există mai multe ipoteze (de regulă câte pompe pot fi în funcţiune simultan şi câtă apă se consumă din reţea), dar în cazul de faţă au fost alese numai trei:

– debit de dimensionare (Q_{II}^{d} = 555 l/s), cota de aspiraţie egală cu cota apei la nivelul rezervei de incendiu;
– debit de verificare la incendiu (Q_{II}^{v} (2)), cota de aspiraţie egală cu cota radierului rezervorului (la sfârşitul incendiului când rezerva de apă este goală);
– debit minim în reţea, cu cota apei la nivelul rezervei de incendiu.

Dimensiunea reţelei fiind făcută (pentru debitul Q_{II}^{d} = 555 l/s, v. tab. 39, 40) se poate calcula cota reală a liniei piezometrice la intrare în reţea. În tabelul 38 sunt date sintetic calculele făcute.

Pentru a obţine curba caracteristică a reţelei (reţea inelară cu 18 inele) se poate proceda în două moduri:

(1) să se calculeze reţeaua pentru diferite debite de injecţie; în tabelul 38 au fost luate în calcul debitele 1/4,1/2,3/4,1/1 din Q_{II}^{d} ; distribuţia valorilor este cea rezultată din dimensionarea reţelei: cu cele 4 valori ale debitelor (există de la dimensionare valoarea Q_{II}^{d}) pot fi obţinute cotele de refulare, deci 4 puncte pe curba caracteristică a reţelei;

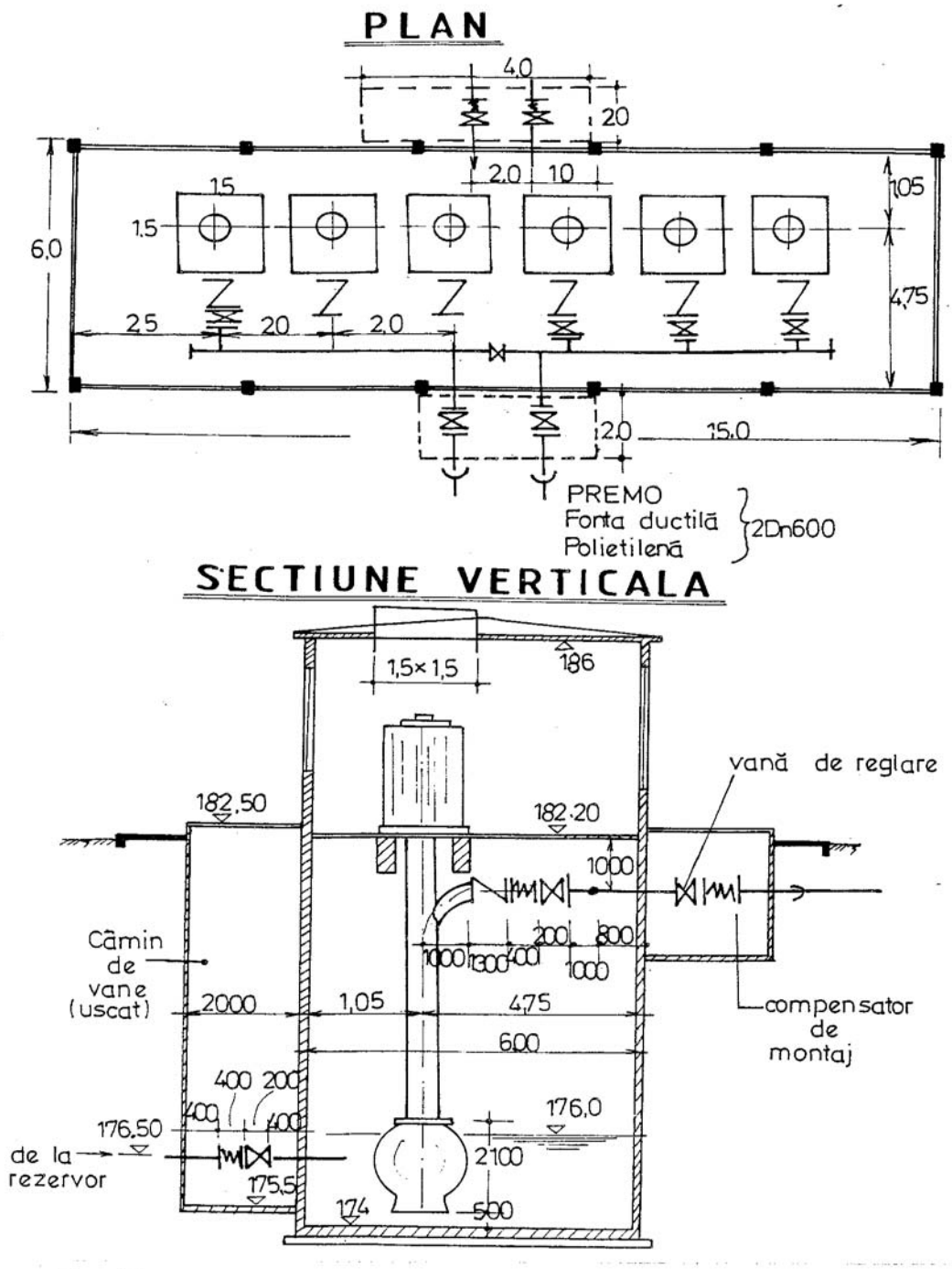
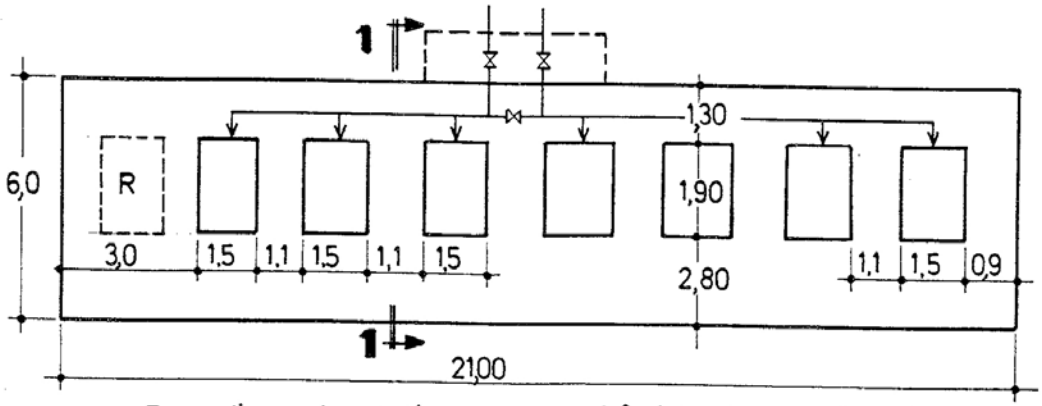
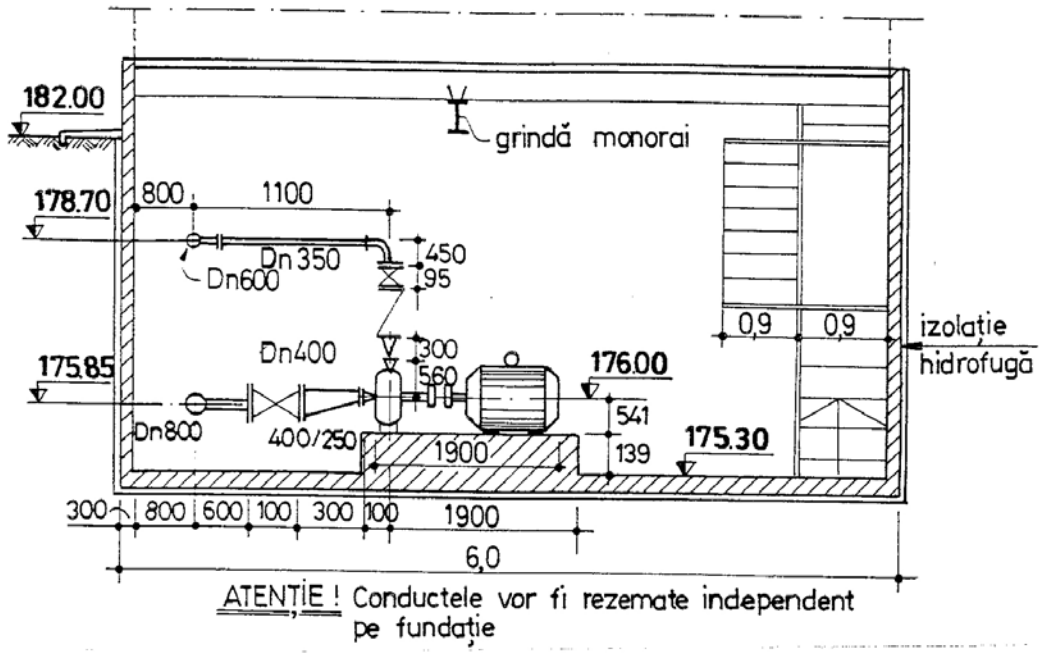


Fig. 61,*a* - Staţia de pompare treapta 2; varianta cu pompe cu ax vertical.



R – spațiu pentru staționarea pompei înainte de a fi ridicată, prin trapă, în exterior

Secțiunea 1-1



ATENȚIE ! Conductele vor fi rezemate independent pe fundație

Fig. 61,*b* - Stația de pompare treapta 2; varianta cu pompe cu ax orizontal.

Tabelul 38

Valori pentru calculul curbei caracteristice a reţelei

Inel	Bara	Diam. Dn [mm]	Modul de rezistenţă M [s^2/m^5]	$Q1=Q/4$		$Q2=Q/2$		$Q3=3Q/4$		$Q4=Q$		OBS.
				Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
I	1 - 2	300	180	25	0,11	50	0,45	75	1,0	99,25	1,78	$Q=Q_{II}^d$
	2 - 3	100	116000	0,6	0,04	1,30	0,20	1,8	0,38	2,55	0,76	
	1 - 3	150	19500	3,0		6,0		9				
II	2 - 8	300	200	9		18		27				
	8 - 4	200	2720	6		12		18				
	2 - 4	200	4080	6,4		12,8		19,2				
III	1 -12	600	12	83,3	0,08	166,6	0,33	250	0,71	345,4	1,44	
	12 - 8	300	109	18		36		54				
	8 - 2	300	200	9		18		27				
	2 - 1	900	180	25		50		75				
IV	1 - 16	300	102	17,2		34,4		51.6				
	16 - 17	250	915	9		18		27				
	17 - 12	250	580	5		10		15				
	12 - 1	600	12	83,3		166,6		250				

Tabelul 38 **(**continuare)

Inel	Bara	Diam. Dn [mm]	Modul de rezistenţă M [s^2/m^5]	$Q1=Q/4$		$Q2=Q/2$		$Q3=3Q/4$		$Q4 = Q$c		OBS.
				Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
V	16 - 22	200	1900	5,1	0,05	10,26	0,20	15,4	0,45	20,56	0,80	$Q = Q_{II}^d == Q_c$
	22 - 23	150	12000	3	0,11	6	0,43	9	0,97	11,76	1,65	
	23 - 17	150	7870	4	0,12	8	0,50	12	1,14	16,00	1,90	
	17 - 16	250	915	9	0,07	18	0,30	29	0,67	36,00	1,18	
					Σ= - 0,03		Σ= - 0,17		Σ = - 0,39		Σ = - 0,63	
VI	23 - 24	150	12600	2,75		5,50		8,25				
	24 - 18	150	7870	2,75		5,60		8,30				
	18 - 17	200	2850	6		12		18				
	17 - 16	150	7870	3,3		6,6		10				
VII	17 - 18	200	2850	5,2		10,4		15,6				
	18 - 13	200	1900	4,6		9,2		13,8				
	13 - 12	500	22	57,6		115,2		172,8				
	12 - 17	250	580	5		10		15				
VIII	12 - 13	500	22	57,6	0,07	115,2	0,29	172,8	0,67	230,5	1,16	
	13 - 9	350	129	15		30		45				
	9 - 8	250	870	10,3		20,6		31				
	8 - 12	300	109	18		36		54				

Tabelul 38 **(**continuare)

Inel	Bara	Diam. Dn [mm]	Modul de rezistenţă M [s^2/m^5]	$Q1=Q/4$		$Q2=Q/2$		$Q3=3Q/4$		$Q4 = Q$c		OBS.
				Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
IX	8 - 9	250	870	10,3		20,6		31				
	9 - 5	200	2580	5,4		10,8		16				
	5 - 4	200	3400	5,5		11		16				
	4 - 8	200	2720	6,0		12		18				
X	9 - 10	250	1120	10,7		21,4		32		43	2,10	*
	10 - 6	150	15750	3,2		6,4		9,8				
	6 - 5	150	15750	3,3		6,6		10				
	5 - 9	200	2580	5,4		10,8		16				
XI	13 - 14	400	56	32	0,06	65,2	0,27	98	0,54	130,6	0,95	
	14 - 10	250	790	10,3		20,6		31				
	10 - 9	250	1140	10,3		20,6		31				
	9 - 13	300	129	15		30		45				
XII	18 - 19	150	12600	2,9		5,8		8,7				
	19 - 20	125	15000	1,6		3,2		4,8				
	20 - 14	300	187	16,3		32,6		49				
	14 - 13	400	54	32,6		65,2		98				
	13 - 18	200	1900									

Tabelul 38 **(**continuare)

Inel	Bara	Diam.	Modul de rezistenţă	$Q1=Q/4$		$Q2=Q/2$		$Q3=3Q/4$		$Q4 = Q$c		OBS.
		Dn	M	Q_c	$M\,Q_c^2$	Q_c	$M\,Q_c^2$	Q_c	$M\,Q_c^2$	Q_c	$M\,Q_c^2$	
		[mm]	[s^2 / m^5]	[l/s]	[m]	[l/s]	[m]	[l/s]	[m]	[l/s]	[m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XIII	24 - 25	125	29200	2,1		4.2		6,.3				
	25 - 19	125	20800	1,7		3,4		5,1			*	
	19 - 18	150	12600	2,9		5,8		8,7				
	18 - 24	150	7870	2,9		5,8		8,7				
XIV	25 - 26	100	65800	0,9		1,8		2,7				
	26 - 21	150	15000	1,5		3,0		4,5				
	21 - 20	200	2040	7,0		14,0		21,0				
	20 - 19	125	15000	1,6		3,2		4,8				
	19 - 25	125	20800	1,7		3,4		5,1				
XV	20 - 21	200	2040	7		14		21				
	21 - 15	125	2340	1,6		3,2		4,8				
	15 - 20	150	12000	4,0		8,0		12,0				
XVI	20 - 15	150	12000	3,6	0,15	7,2	0,62	10,8	1,40	15,9	3,04	
	15 - 10	150	10700	2,8		5,6		8,4				
	10 - 14	250	790	11,3		22,6		34				
	14 - 20	300	187	15,7	0,05	31,4	0,19	47,1	0,35	65,2	0,80	

Tabelul 38 **(**continuare)

Inel	Bara	Diam. Dn [mm]	Modul de rezistenţă M [s^2 / m^5]	$Q1=Q/4$		$Q2=Q/2$		$Q3=3Q/4$		$Q4 = Q$c		OBS.
				Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	Q_c [l/s]	$M\,Q_c^2$ [m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XVII	10 - 15	150	10700	1,3		2,6		3,9				
	15 - 11	150	12600	2,1		4,2		6,3			*	
	11 - 10	200	2040	- 6,4		- 12,8		- 19,2				
XVII	10 - 11	200	2040	6,4		12,8		19,2				
	11 - 7	150	16400	2,5		5		7,5				
	7 - 6	100	32000	- 0,7		- 1,4		- 2,0				
	6 - 10	150	15750	3		6		9				
	SP - 1	2·Dn 600	14,2	136/2	0,09	270/2	0,26	400/2	0,57	555/2	1,10	
				Σhr =	0,50		1,96		4,24		7,66	

* Valori din tabelul 39.

Tabelul 39

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	$M\,Q_0$	$M\,Q_0^2$	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	$M\,Q_1$	$M\,Q_1^2$
		[m]	[mm]	[s^2 / m^6]	[s^2 / m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
I	1 - 2	530	300	0,34	180	120,4	20,7	2,63	- 3,45	- 17,7	99,25	18	1,78
	2 - 3	440	100	274	116000	6	318	2,20	- 3,45		2,55	295	0,76
	1 - 3	620	150	31,5	19500	- 8,4	164	-1,38	- 3,45		- 11,85	2,3	- 2,74
							Σ = 502,7	Σ = 3,45					Σ = - 0,20
								ΔQ = - 3,45 l/s					
II	2 - 8	620	300	0,34	200	50,4	10	0,50	3,6	- 17,7	36,1	7	0,26
	8 - 4	400	200	6,79	2720	24	65	1,57	3,6	- 3,3	24,3	66	1,60
	2 - 4	600	200	6,79	4080	- 29	118	-3,45	3,6		25,4	103	- 2,60
							Σ = 193	Σ =- 1,38					Σ = - 0,74
								ΔQ = 3,6 l/s					

l – lungimea barei
s_0 – modul specific de rezistenţă
Q_0 – debit iniţial
ΔQ_j – corecţie proprie
Q_1 – debit corectat
Dn – diametrul barei
M – modul de rezistenţă
$M\,Q_0^2$ – pierdere de sarcină
ΔQ_k – corecţia inelului vecin
$M\,Q_1^2$ – pierdere de sarcină

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	$M\,Q_0$	$M\,Q_0^2$	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	$M\,Q_1$	$M\,Q_1^2$
		[m]	[mm]	[s^2 / m^6]	[s^2 / m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
III	1 - 12	540	600	0,019	12	335,2	4	1,35	17,7	- 7,5	345,4	4	1,44
	12 - 8	320	300	0,34	109	56	6	0,34	17,7	- 2,0	71,7	8	0,56
	8 - 2	620	300	0,34	200	- 50,4	10	- 0,50	17,7	- 3,6	36,1	7	- 0,26
	2 - 1	530	300	0,34	180	- 120,4	20,7	- 2,63	17,7	3,45	-99,25	18	- 1,78
							Σ = 40,7	Σ = - 1,44					Σ = - 0,04
								ΔQ = 17,7 l/s					
IV	1 - 16	300	300	0,34	102	61,3	6	0,38	7,5		68,8	7	0,48
	16 - 17	440	250	2,07	915	26	24	0,62	7,5	2,44	36,0	33	1,18
	17 - 12	280	250	2,07	580	- 25,7	15	- 0,38	7,5	- 1,5	- 19,7	11	- 0,23
	12 - 1	540	600	0,019	12	335,2	4	- 1,35	7,5	- 17,7	- 345,4	4	- 1,44
							Σ = 49	Σ = - 0,73					Σ = - 0,01
								ΔQ = 7,5 l/s					
V	16 - 22	280	200	6,79	1900	23	6,79	1,05	- 2,44		20,56	39	0,80
	22 - 23	380	150	31,5	12000	14,1	169	2,36	- 2,44		11,76	141	1,65
	23 - 17	250	150	31,5	1870	- 12,2	96	- 1,17	- 2,44	1,4	- 16	126	- 1,90
	17 - 16	440	250	2,07	915	- 26	24	- 0,62	- 2,44	- 7,5	- 36	33	- 1,18
							Σ = 333	Σ =1,62					Σ = - 0,63
							ΔQ = - 2,44 l/s						

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	$M\,Q_0$	$M\,Q_0^2$	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	$M\,Q_1$	$M\,Q_1^2$
		[m]	[mm]	[s^2 / m^6]	[s^2 / m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
VI	23 - 24	400	150	31,5	12600	12,4	156	1,96	- 1,4		11	138	1,51
	24 - 18	250	150	31,5	7870	- 10	79	- 0 79	- 1,4	0,25	-11,1	88	- 0,97
	18 - 17	420	200	6,79	2850	- 20,6	61	- 1,27	- 1,4	-1,50	-23,5	67	- 1,58
	17 - 23	250	150	31,5	7870	12,2	96	1,17	- 1,4	2,44	13,2	104	1,38
							Σ = 392	Σ =1,07					Σ = - 0,34
							ΔQ = - 1,4 l/s						
VII	17 - 18	420	200	6,79	2850	20,6	59	1,22	1,5	- 1,4	20,7	59	1,22
	18 - 13	280	200	6,79	1900	- 20	38	-0,76	1,5	1,1	- 17,4	33	- 0,56
	13 - 12	440	500	0,05	22	- 230	5	-1,17	1,5	- 2,0	- 230,5	5	- 1,17
	12 - 17	280	250	2,07	580	25,7	1,5	0,38	1,5	- 7,5	19,7	11	0,23
							Σ = 97	Σ =-0,28					Σ = - 0,28
							ΔQ = 1,5 l/s						
VIII	12 - 13	440	500	0,05	22	230	5	1,16	2,0	- 1,50	230,5	5	1,16
	13 - 9	380	350	0,34	129	52	7	0,35	2,0	5,60	59,6	8	0,46
	9 - 8	420	250	2,07	870	- 40	35	- 1,39	2,0	- 3,30	- 41,3	36	- 1,48
	8 - 12	320	300	0,34	109	- 56	6	- 0,34	2,0	- 17,7	-71,7	8	- 0,56
							Σ = 55	Σ =- 0,22					Σ = - 0,42
							ΔQ = 2,0 l/s						

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	$M\,Q_0$	$M\,Q_0^2$	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	$M\,Q_1$	$M\,Q_1^2$
		[m]	[mm]	[s^2 / m^6]	[s^2 / m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
IX	8 - 9	420	250	2,07	870	40	35	1,38	3,3	- 2,0	41,3	36	1,48
	9 - 5	380	200	6,79	2580	17.6	45	0,80	3,3	0,53	21,4	55	1,18
	5 - 4	500	200	6,79	3400	- 24,8	84	- 2,10	3,3		-21,5	73	- 1,57
	4 - 8	400	200	6,79	2720	- 24,0	66	- 1,60	3,3	- 3,6	-23,7	64	- 1,52
							Σ = 230	Σ = - 1,52					Σ = - 0,43
							ΔQ = 3,3 l/s						
X	9 - 10	550	250	2,07	1120	38	42	1,60	- 0,53	5,6	43	49	2,10
	10 - 6	500	150	31,5	15750	12	168	2,25	- 0,53	0,25	12,8	202	2,60
	6 - 5	500	150	31,5	15750	- 12,8	200	- 2,56	- 0,53		- 13,3	210	- 2,80
	5 - 9	380	200	6,79	2580	- 17,6	45	- 0,80	- 0,53	- 3,3	- 21,4	55	- 1,08
							Σ = 475	Σ = 0,51					Σ = 0,72
							ΔQ = - 0,53 l/s						
XI	13 - 14	320	400	0,17	56	135,1	7	0,98	- 5,6	1,10	130,6	7	0,95
	14 - 10	380	250	2,07	790	50	40	2,00	- 5,6	- 1,40	43	34	1,46
	10 - 9	550	250	2,07	1140	- 38	43	- 1,64	- 5,6	0,53	- 43	49	- 2,10
	9 - 13	380	300	0,34	129	- 52	7	- 0,35	- 5,6	- 2,0	- 59,6	8	- 0,46
							Σ = 87	Σ = 0,98					Σ = - 0,15
							ΔQ = - 5,6 l/s						

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	$M\,Q_0$	$M\,Q_0^2$	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	$M\,Q_1$	$M\,Q_1^2$
		[m]	[mm]	[s^2 / m^6]	[s^2 / m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XII	18 - 19	400	150	31,5	12600	12,4	156	1,95	- 1,1	0,25	11,55	146	168
	19 - 20	180	125	83,3	15000	- 5	75	- 0,38	- 1,1	- 0,40	- 6,50	98	- 0,64
	20 - 14	240	300	0,78	187	- 62,7	12	- 0,73	- 1,1	- 1,40	- 65,20	12	- 0,80
	14 - 13	320	400	0,17	54	- 135,1	7	- 0,98	- 1,1	5,60	- 130,6	7	- 0,95
	13 - 18	280	200	6,79	1900	20	36	0,72	- 1,1	- 1,50	17,4	33	0,56
							Σ = 87	Σ = 0,98					Σ = - 0,15
							ΔQ = - 5,6 l/s						
XIII	24 - 25	350	125	83,3	29200	8,70	255	2,21	- 0,25		8,45	246	2,19
	25 - 19	260	125	83,3	20800	- 6	125	- 0,75	- 0,25	- 0,40	- 6,65	138	- 0,92
	19 - 18	400	150	31,5	12600	- 12,40	156	- 1,84	- 0,25	1,10	- 11,55	143	- 1,68
	18 - 24	250	150	31,5	7870	10	79	0,79	- 0,25	1,40	11,15	88	0,97
							Σ = 615	Σ = 0,31					Σ = 0,46
							ΔQ = - 0,25 l/s						
XIV	25 - 26	240	100	274	65800	3,2	210	0,67	0,40		3,6	236	0,85
	26 - 21	480	150	31,5	15000	- 6,5	98	- 0,64	0,40		- 6,1	91	- 0,56
	21 - 20	300	200	6,79	2040	- 27,6	57	- 1,56	0,40	- 0,60	- 27,8	57	- 1,88
	20 - 19	180	125	83,3	15000	5	75	0,38	0,40	1,10	6,5	98	0,64
	19 - 25	260	125	83,3	20800	6	125	0,75	0,40	0,25	6,65	138	0,92
							Σ = 565	Σ = - 0,40					Σ = 0,31
							ΔQ = 0,40 l/s						

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	MQ_0	MQ_0^2	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	MQ_1	MQ_1^2
		[m]	[mm]	[s^2/m^6]	[s^2/m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XV	20-21	300	200	6,79	2040	27,6	56	1,56	0,60	0,40	27,8	57	1,88
	21-15	280	125	83,3	23400	5,6	131	0,73	0,60		6,2	145	0,90
	15-20	380	150	31,5	12000	15,1	181	2,75	0,60	1,40	15,9	191	3,04
							$\Sigma = 368$	$\Sigma = -0,46$					$\Sigma = -0,54$
							$\Delta Q = 0,60$ l/s						
XVI	20 - 15	380	150	31,5	12000	15,1	182	2,74	1,4	- 0,5	15,9	190	3,04
	15 - 10	340	150	31,5	10700	- 15,6	167	- 2,61	1,4	5,0	- 9,2	98	- 0,90
	10 - 14	380	250	2,07	790	- 50	40	- 2,0	1,4	5,6	- 43	34	- 1,46
	14 - 20	240	300	0,78	187	62,7	12	0,73	1,4	1,1	- 65,2	12	0,80
							$\Sigma = 401$	$\Sigma = - 1,14$					$\Sigma = 1,4$
							$\Delta Q = 1,4$ l/s						
						corecţie suplimentară	Q	13,7	- 11,4	- 45	63		
						(final)	MQ^2	2,25	- 1,4	- 1,61	0,74		$\Sigma = - 0,02$
XVII	10 - 15	340	150	31,5	10700	15,6	167	2,60	- 5,0	- 1,4	9,2	98	0,90
	15 - 11	400	150	31,5	12600	13,4	168	2,25	- 5,0		8,4	106	0,90
	11 - 10	300	200	6,79	2040	- 21	42	- 0,90	- 5,0	0,25	- 25,75	52	- 1,38
							$\Sigma = 377$	$\Sigma = 3,75$					$\Sigma = 0,42$
							$\Delta Q = -5,0$ l/s						

Tabelul 39 (continuare)

Inel	Bara	l	Dn	s_0	M	Valori iniţiale			Corecţia I				
						Q_0	$M\,Q_0$	$M\,Q_0^2$	ΔQ_j	ΔQ_k	Q_1	$M\,Q_1$	$M\,Q_1^2$
		[m]	[mm]	[s^2 / m^6]	[s^2 / m^5]	[l/s]		[m]	[l/s]	[l/s]	[l/s]		[m]
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
XVIII	10-11	300	200	6,79	2040	21	43	0,91	-0,25	5,0	25,75	52	1,38
	11-7	520	150	31,5	16400	10,4	170	1,76	-0,25		10,15	166	1,68
	7-6	120	100	274	32000	-2,4	77	-0,18	-0,25		-2,65	85	-0,22
	6-10	500	150	31,5	15750	-12,0	188	-2.26	-0,25	0,53	-11,7	184	-2,75
								Σ = 478	Σ =				Σ = 0,70
							0,23						
								ΔQ = - 5,6 l/s					

Tabelul 40

Calculul presiunii disponibile

Tronson (bară)	Diam. D_1 [mm]	Debit Q [l/s]	Pierdere de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTA [m]		Pres. disp. [m]	Pres. la branşament H_b (nec) [m]
				Piezom.	Topo		
1-12	600	345,4	1,44	234 232,56	186,5 188	47,5 44,56	21 34
12-13	500	230,5	1,16	232,56 231,40	188 189	44,56 42,40	34 34
13-14	400	130,6	0,95	231,40 230,45	189 193	42,40 37,45	34 34
14-20	300	63	0,74	230,45 229,71	193 196	37,45 33,71	34 21
20-21	200	27,8	1,54	229,71 228,17	196 195,5	33,71 32,67	21 21
21-26	150	6,1	0,56	228,17 227,61	195,5 199	32,67 **28,61**	21 21
1-16	300	68,8	0,48	234,00 233,52	186,5 189,5	47,5 44,02	21 21
16-22	200	20,56	0,80	233,52 232,72	189,5 196	44,02 36,72	21 21
22-23	150	11,76	1,65	232,72 231,07	196 195,5	36,72 35,57	21 21
23-24	150	11	1,51	231,07 229,56	195,5 195,5	35,57 34,06	21 21
24-25	125	8,45	2,09	229,56 227,47	195,5 197	34,06 30,47	21 21
25-26	100	3,60	0,85	227,47 226,62	197 199	30,47 **27,62**	21 21
1-2	300	99,25	1,78	234 232,22	186,5 183	47,5 49,22	21 34
2-4	200	25,40	2,60	232,22 229,62	183 182	49,22 47,62	34 34
4-5	200	21,5	1,57	229,62 228,05	182 185,5	47,62 42,55	34 34
5-6	150	13,3	2,80	228,05 225,25	185,5 185	42,55 40,25	34 34
6-7	100	2,65	0,22	225,25 225,03	185 185,5	40,25 40,03	34 34
14-10	250	45,2	1,61	230,45 228,84	193 190,5	37,45 38,34	34 34
10-11	200	25,75	1,38	228,84 227,46	190,5 188	38,34 39,46	34 34

Tabelul 40 (continuare)

Tronson (bară)	Diam. D_1 [mm]	Debit Q [l/s]	Pierdere de sarcină $h_r = MQ^2$ [m]	COTA [m]		Pres. disp. [m]	Pres. la branşament H_b (nec) [m]
				Piezom.	Topo		
11-7	150	10,15	1,68	227,46 225,78	188 185,5	39,46 40,28	34 34
20-15	150	13,17	2,25	229,71 227,46	196 193	33,71 **34,46**	21 **34**

(2) făcând o observaţie importantă, şi anume: *dacă reţeaua inelară* este dimensionată, la debitul maxim, pierderea de sarcină pe inele este echilibrată ($\sum h_{r\,inel} \leq 0{,}5$ m); calculul este făcut astfel încât fiecare bară a reţelei asigură debitul maxim; dacă în reţea se reduce debitul total, debitul pe bare se va reduce $Q_i' < Q_i$; dacă $\sum MQ_i^2 \leq 0{,}5$ m pe fiecare inel, atunci şi $\sum M\left(Q_i'\right)^2 < 0{,}5$, deci reţeaua va rămâne echilibrată (în condiţiile date în STAS nu în valoare absolută); ca atare este suficient să se determine circuitul care produce pierderea de sarcină maximă (reţeaua dimensionată la debitul maxim) în reţea şi numai pe acest circuit să se calculeze pierderea de sarcină pentru valori intermediare a debitului (proporţionale cu raportul Q_i / Q_{max}); pentru uşurinţa urmăririi, verificarea din tabelul 38, unde valorile au fost marcate; se vede că ipoteza făcută se verifică în toate cazurile.

La sfârşitul tabelului 38 sunt date calculele pentru înălţimea de pompare pentru 1/4,1/2,3/4 şi 1/1 din Q_{II}^d valori cu care se poate construi curba caracteristică. În aplicaţie a fost adoptată varianta (2).

În figura 61,*c* sunt date curbele caracteristice pentru trei nivele ale apei din rezervor: *rezervor gol*, înălţime maximă de pompare, când se poate asigura debitul 563 l/s; *rezervor plin numai* cu rezerva de apă pentru incendiu; *rezervor plin*, caz mai rar şi de scurtă durată, când se poate realiza debitul maxim de 630 l/s.

Ritmul de pornire a pompelor, funcţie de cerinţa de apă din reţea (oraş) trebuie asigurat prin sistemul de automatizare.

Automatizarea legată corespunzător de sistemul de semnalizare din reţea va trebui să asigure şi funcţionarea pompelor fără ca presiunea din reţea să depăşească valoarea de 60 m.

O soluţie bună pentru funcţionarea unei asemenea staţii de pompare este folosirea pompelor cu turaţie variabilă.

În figura 62 este dată schema de alcătuire a căminului de racord între conductele de refulare de la pompe şi reţea. Legătura nu oferă siguranţă maximă şi în consecinţă ar trebui refăcută structura de bază a reţelei şi calculul reluat.

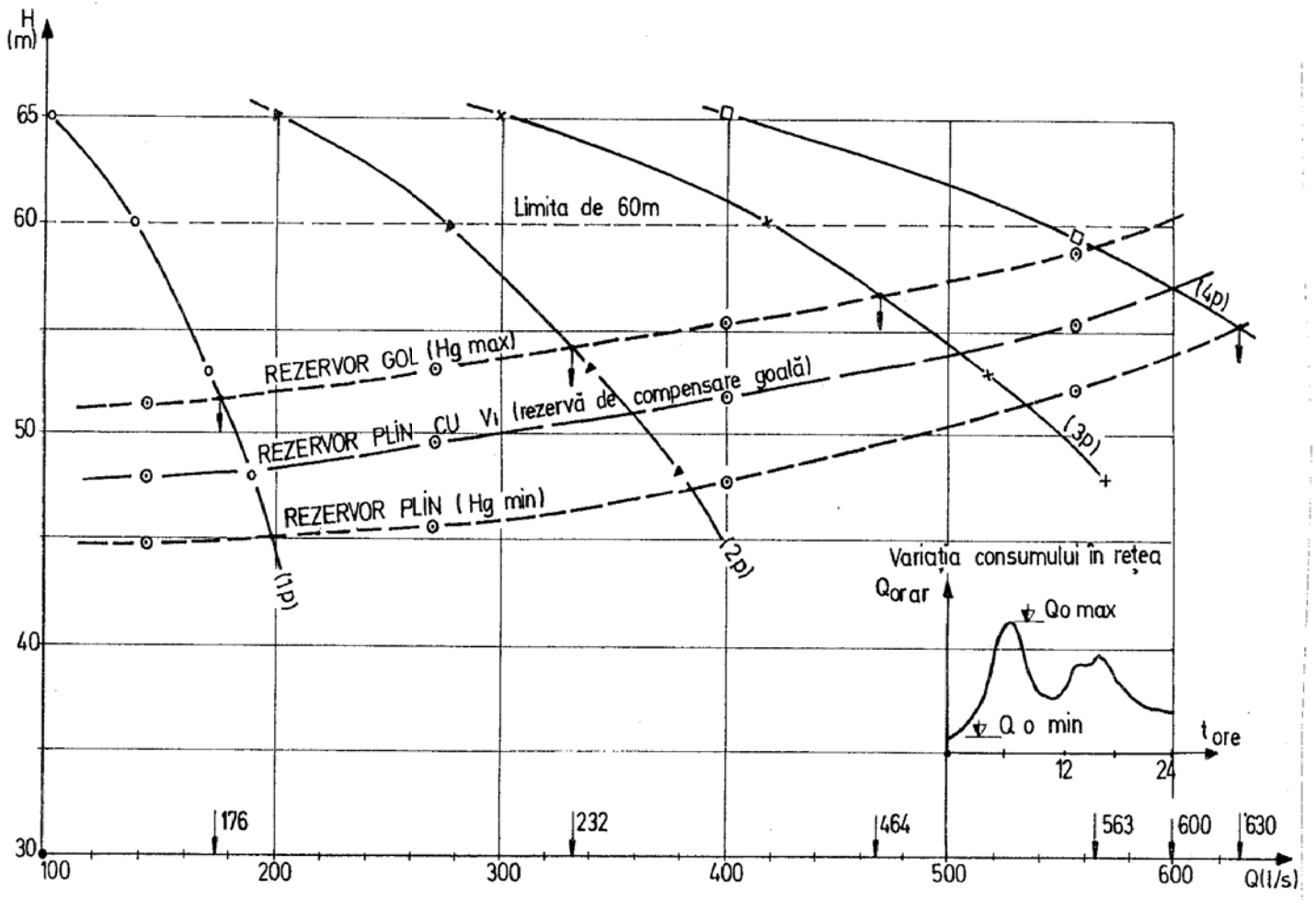


Fig. 61,*c* - Staţia de pompare treapta 2; curba caracteristică de funcţionare.

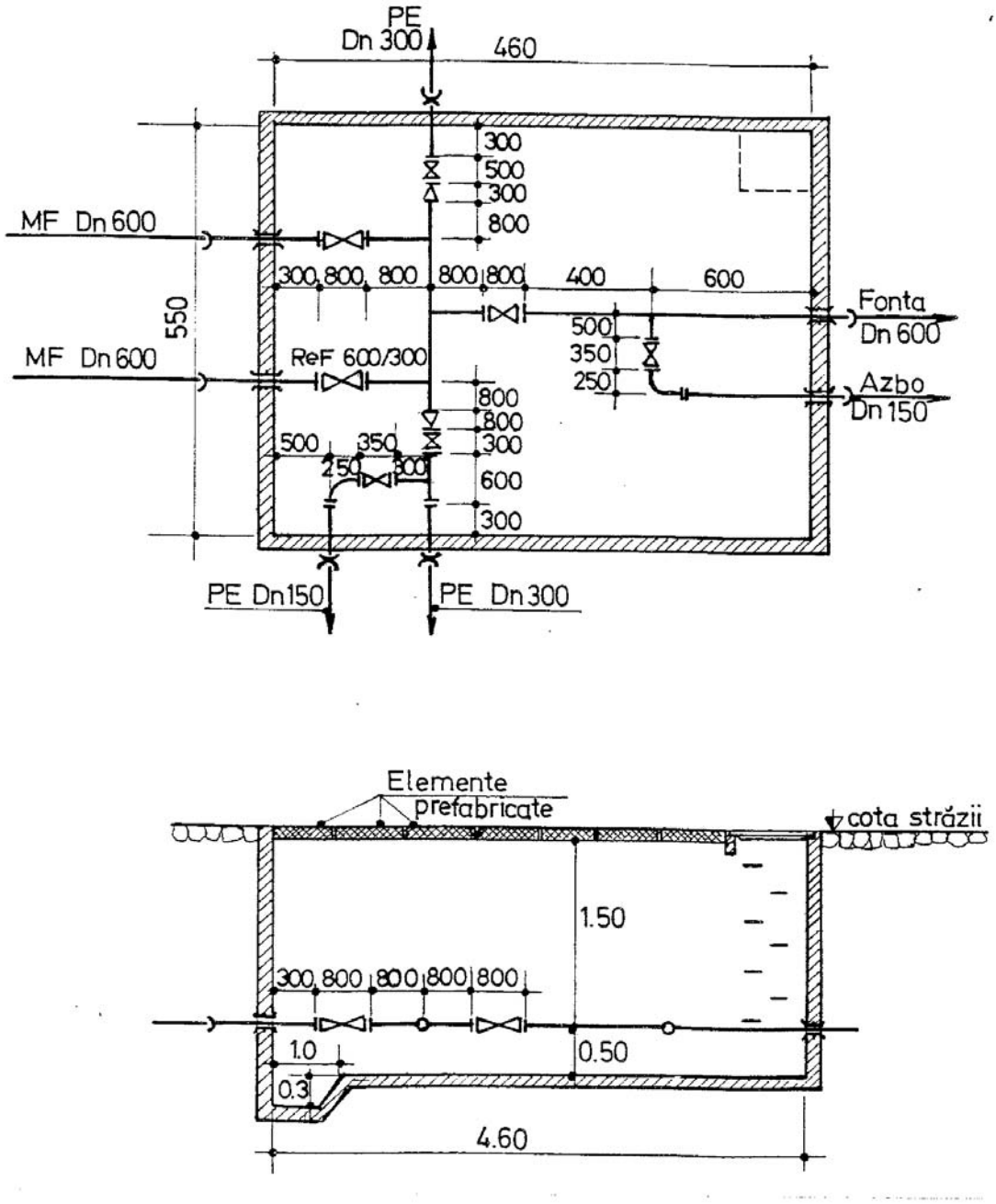


Fig. 62. Cămin de legătură la reţeaua de distribuţie.

Capitolul 7

REŢEAUA DE DISTRIBUŢIE

7.1. DATE DE BAZĂ

a. *Debitul de calcul*. Conform datelor de bază, odată cu stabilirea schemei de alimentare cu apă au fost stabilite şi debitele de dimensionare şi verificare a reţelei (v. fig. 43).

Q_{II}^{d} = 555 l/s, din care 20 l/s debit pentru hidranţi interiori în nodurile 8 şi 14;

$Q_{II}^{v}(2) = Q_{0\,max} + Q_{ii} + Q_{ie}$ = 586 l/s (în ipoteza a doua de verificare, conform STAS 1343/1); incendiul interior va fi cel din nodul 14, iar incendiul exterior în nodul 26, cel mai depărtat şi mai sus.

b. *Schema reţelei de distribuţie* . Schema reţelei, stabilită conform reţelei stradale, este dată în figura 63,*a*; sunt numerotate nodurile reţelei, sunt date lungimile barelor şi sensul raţional de curgere al apei, precum şi cotele topografice în noduri.

Încărcarea hidraulică a reţelei este diferită - zona de sus, cu clădiri mai mici şi zona de jos (separate prin conturul 2-8-12-13-14-10-15), cu clădiri înalte.

S-a adoptat o schemă unică de alimentare cu apă. După ce modul de calcul este învăţat se poate analiza şi varianta cu *două reţele de distribuţie*: una pentru partea de oraş cu blocuri parter şi patru nivele şi alta cu blocuri parter şi opt nivele (se presupune că această distribuţie se păstrează şi în viitor). Analizând şi această variantă se poate întâmpla ca, în anumite cazuri, să ofere avantaje importante la energia de pompare.

c. *Presiunea de branşament* **.** Se stabileşte după metodologia cunoscută:

$$H_b = H_c + h_{ri} + p_s + h_c\,,$$

H_c este înălţimea casei alimentate cu apă (parter şi opt nivele sau parter şi patru nivele, după zonă);

h_{ri} - pierderea de sarcină în reţeaua interioară;

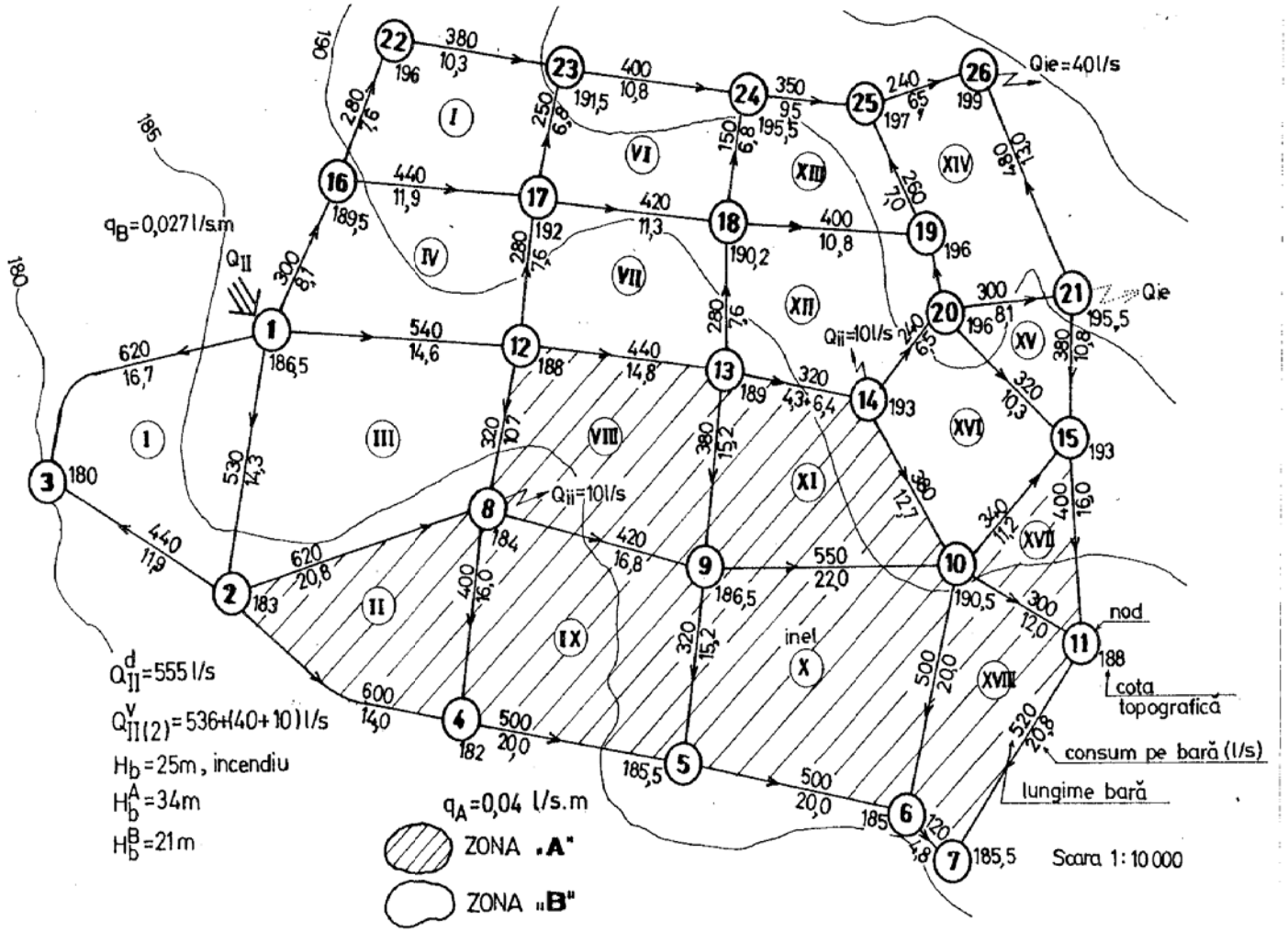


Fig. 63,*a* - Reţeaua de distribuţie; schema generală.

p_s - presiunea de utilizare la ultimul robinet, alimentat cu apă (la construcţiile civile robinetul care umple rezervorul WC-ului la ultimul nivel); se normează 2 m;

h_c - pierderea de sarcină în branşament şi contor de apă;

– *pentru zona de sus*, parter şi patru nivele:

$$H_b = 5(3 \text{ m/etaj}) + 2 + 2 + 2 = 21 \text{ m};$$

– *pentru zona de jos*, parter şi opt nivele:

$$H_b = 9(3) + 3 + 2 + 2 = 34 \text{ m};$$

– *pentru clădiri cu hidranţi* interiori, la fel ca în aplicaţia 2, $H_b = 25$ m (se consideră că sunt clădiri parter şi un nivel).

d. *Stabilirea debitelor de dimensionare***.** Debitele de dimensionare, la fel ca în aplicaţia 2, se stabilesc în ipoteză că debitul care alimentează reţeaua, $Q_{0\,max}$ se distribuie uniform pe lungimea reţelei, proporţional cu densitatea populaţiei. Rezultă debitul specific pe unitatea de lungime a reţelei:

– *pentru zona* parter şi patru nivele:

$$q = [535/2 \text{ (l/s)}]/9\,820 \text{ (m)} = 0{,}027 \text{ l/s·m};$$

– *pentru zona* parter şi opt nivele:

$$q = [535/2 \text{ (l/s)}]/6\,780 \text{ (m)} = 0{,}040 \text{ l/s·m}.$$

Echilibrând nodurile ($\sum Q_i = 0$) se obţin debitele pe bare (intrare şi ieşire), prin medierea cărora rezultă debitul de calcul pe fiecare bară. Valorile debitelor, pentru uşurinţa urmăririi, sunt date în figura 63,*b*.

7.2. DIMENSIONAREA REŢELEI

Pentru exemplificare (din lipsă de spaţiu) se va executa numai dimensionarea reţelei. Faza a doua de verificare se execută la fel ca în aplicaţia 2. Calculul se va face tot cu mijloace manuale. Pentru reţele mai complicate se poate apela la un program de calcul pe calculator (existent în Universitatea Tehnică de Construcţii sau institute de proiectare; unul din cele mai dezvoltate exista la PROED / ISLGC).

Calculul este dat în tabelul 39, iar rezultatele sunt concretizate în schema din figura 63,*c*.

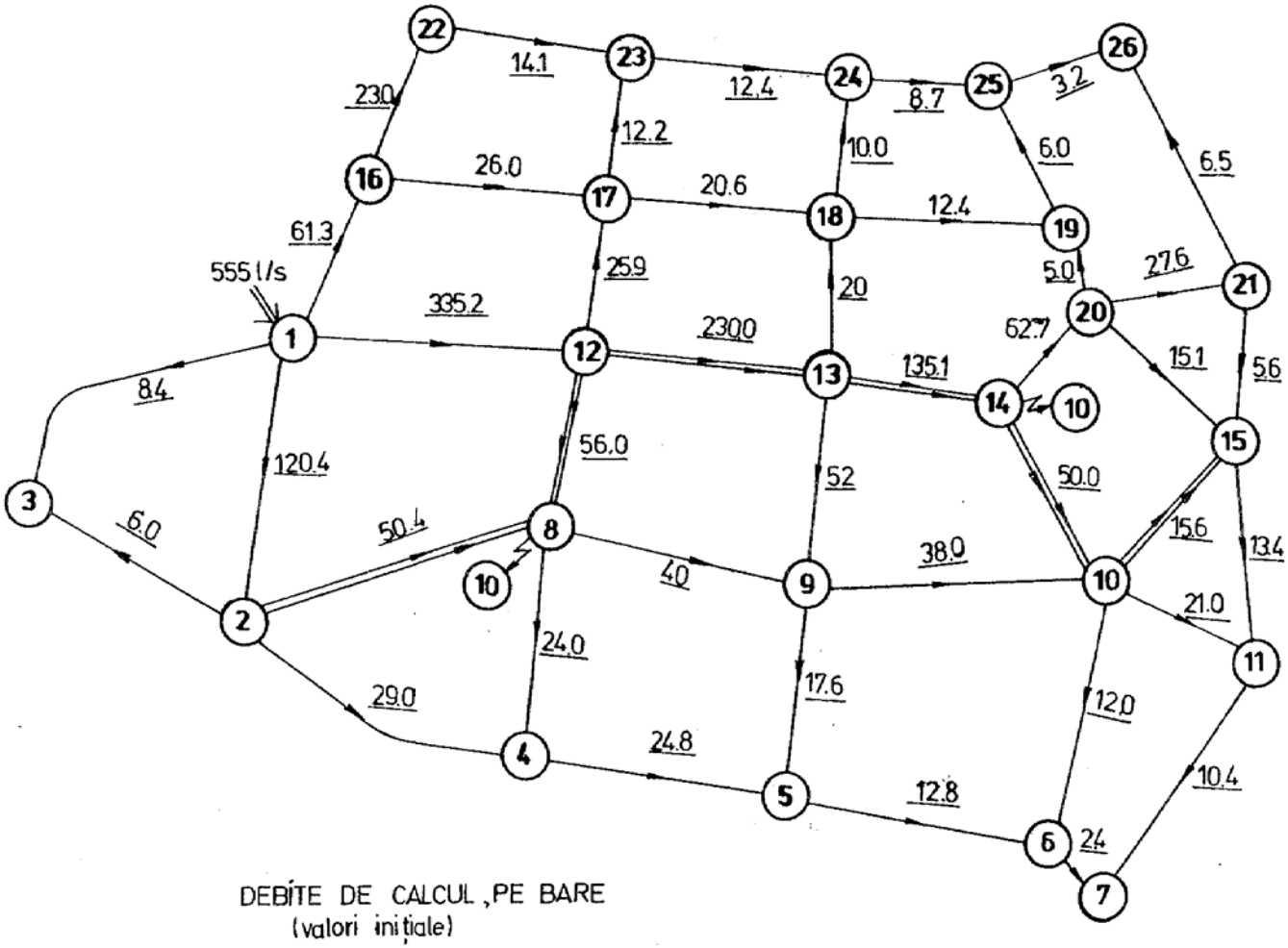


Fig. 63,*b* - Reţeaua de distribuţie; debite de calcul pe reţea.

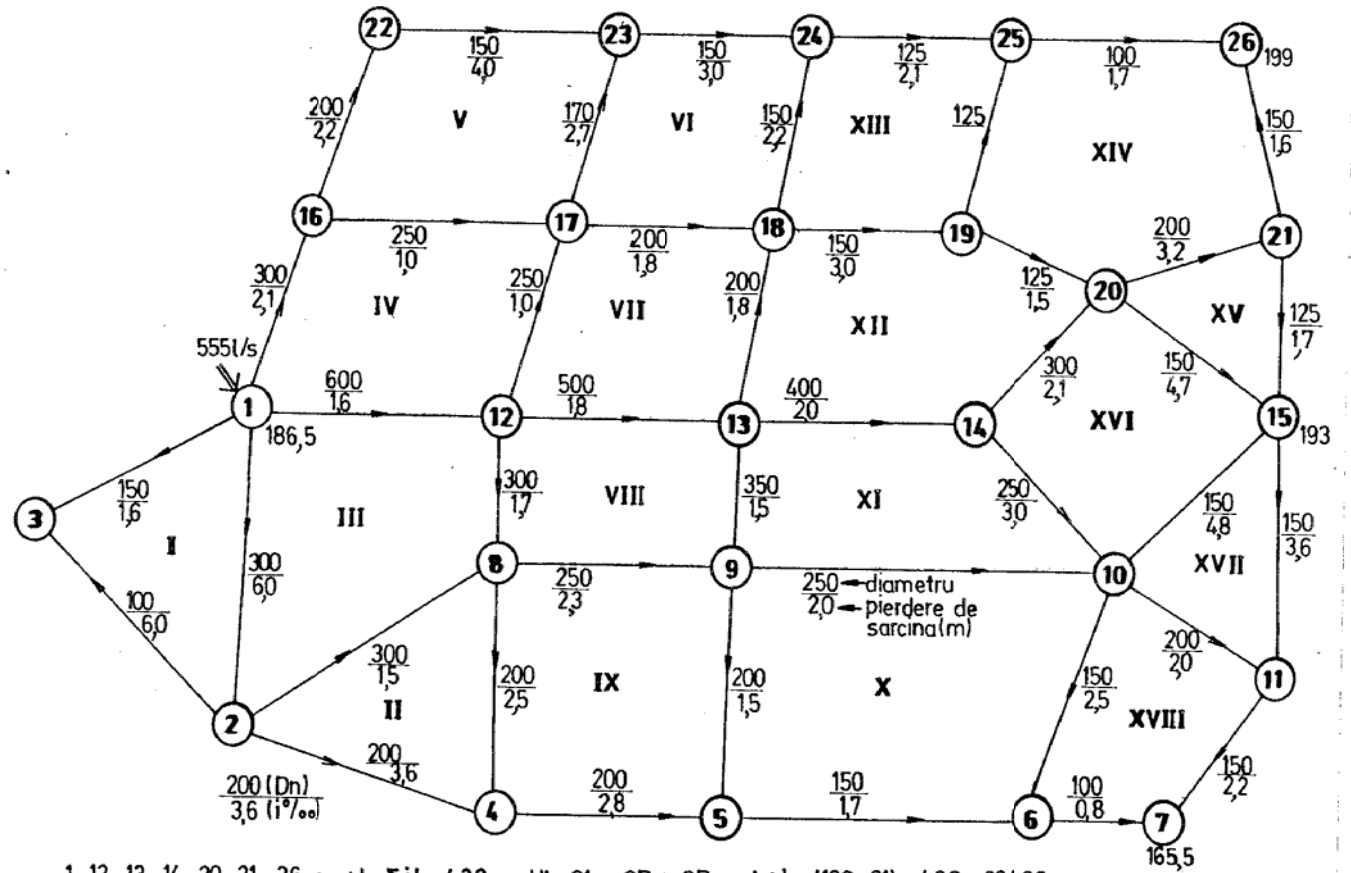


Fig. 63,*c* - Dimensiunile barelor rețelei de distribuție.

În calcul, apare nou faptul că nu se cunoaşte cota piezometrică a nodului 1 (de alimentare) şi ca atare se procedează astfel:

- se găseşte în reţea punctul (nodul) care solicită cea mai mare cotă piezometrică ($C_p = H_b + C_T$), alegând în ambele zone de presiune nodurile cu cota de teren (C_T) mare şi adăugând presiunea la branşament; rezultă că nodurile care intră în discuţie sunt nodul 26 (cota maximă de teren) şi nodul 15 (cu presiune mare la branşament):

  C_p (26) = 199 + 21 = 220;

  C_p (15) = 193 + 34 = 227;

- deci *nodul 15* este nodul care *va comanda cota piezometrică* la intrarea în reţea;
- se stabileşte circuitul cel mai scurt prin care apa ajunge de la nodul 1 în nodul 15 (reţeaua fiind inelară circuitul este indiferent, dar pentru un calcul mai simplu circuitul trebuie să fie mai scurt); intrucât va fi nevoie de acest circuit şi la dimensionarea staţiei de pompare (după cum s-a văzut pentru determinarea curbei caracteristice a reţelei) se alege traseul 1-12-13-14-20-15; pierderea de sarcină pe acest circuit este (cu $h_r = MQ^2$ din tab. 39):

  1,44 + 1,16 + 0,95 + 0,74 + 2,25 = 6,54 m;

- se stabileşte cota piezometrică a punctului 1:

  $C_p(1) = C_p(15) + 6{,}54$ m = 227 + 6,54 = 233,54 ≅ **234;**

- cu cota piezometrică stabilită pentru nodul de alimentare se poate calcula cota piezometrică a oricărui punct; pentru principalele circuite din reţea calculul este dat în tabelul 40; pentru uşurinţa urmăririi circuitele au fost marcate prin nodurile barelor;
- calculele au fost făcute pentru conductă din fontă cenuşie; pentru alte tipuri de materiale (fontă ductilă, polietilenă), vor fi luate în calcul valorile rugozităţii cunoscute.

Se observă în tabelul 40:

- închiderea inelelor este corectă (în acelaşi punct presiunea nu diferă cu mai mult de 1,0 m, faţă de 1,50 admis de STAS, indiferent de drumul parcurs), vezi nodurile 26,7;
- în toate nodurile presiunea disponibilă acoperă presiunea de branşament; nodul cu presiunea cea mai mică este nodul 15.

În cazul unor reţele mai complicate ca alcătuire, relief al terenului pe care se desfăşoară, intercalarea construcţiilor înalte-joase, sau cu presiune la branşament foarte diferită, pentru a evita încercările se poate face un calcul exact, însă pe circuit dublu:

- se alege pentru nodul de injecţie (aici 1), dacă sunt mai multe noduri se alege ca nod de bază cel la care se asigură debitul cel mai mare, *o cotă piezometrică arbitrară* suficient de mare; de regulă se alege o cifră rotundă pentru calcule mai uşoare;
- se calculează cota piezometrică *pentru toate nodurile* folosind cota relativă a nodului de alimentare;
- se calculeză în toate nodurile presiunea disponibilă şi se caută cea mai mică valoare (p_{min}); dacă iniţial cota nodului de alimentare a fost suficient de mare, toate valorile sunt pozitive;
- se scade din valoarea presiunii disponibile calculate cu valoarea minimă (p_{min}) valoarea presiunii la branşament necesară ($p_{min} - H_b = \Delta H$); valoarea ΔH reprezintă diferenţa dintre linia piezometrică şi linia necesară în reţea (cea mai joasă linie piezometrică la distribuţia dată a debitelor);
- se scade din cota arbitrară a nodului de injecţie valoarea ΔH şi se obţine cota piezometrică reală a nodului;
- se calculează valorile reale ale cotelor piezometrice şi presiunii în noduri folosind valoarea reală a cotei piezometrice a nodului de alimentare.

7.3. DIMENSIONAREA REŢELEI DE DISTRIBUŢIE FOLOSIND CALCULATORUL

Calculele executate manual pentru dimensionarea celor două reţele (aplicaţia 2 şi 3) şi o verificare la incendiu (aplicaţia 2), arată că este nevoie de un volum relativ mare de timp şi de abilitate în alcătuirea reţelei şi dezvoltarea calculelor.

Progresele făcute în folosirea calculatoarelor (performanţe şi dotare) au făcut ca, în ultimile două decenii, să se desfăşoare eforturi susţinute pentru folosirea acestora la dimensionarea reţelelor de distribuţie.

Avantajele sunt multiple: reducerea timpului de lucru (o reţea de 3- 400 inele poate fi calculată în zeci de secunde); obţinerea unui volum mare de informaţii prin posibilitatea realizării unui număr mai mare de variante; posibilitatea obtimizării reţelei funcţie de diferite criterii (investiţie minimă, energie minimă,

cost minim al apei etc); posibilitatea verificării funcţionării reţelelor existente în vederea completării sau extinderii.

Astăzi există un număr mare de programe, mai simple sau mai complicate, pentru rezolvarea problemelor legate de reţele, fără ca domeniul să fie epuizat. Pot fi menţionate: cercetările şi programul foarte complet elaborat de colectivul prof. D. Cioc de la catedra de Hidraulică şi Protecţia Mediului din Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, program care se pretează în special la problemele de cercetare; programul elaborat de ISLGC sub conducerea dr. ing. D. Astrahanţev, complet şi calat pe probleme de proiectare (modul de apelare este dat în Pâslăraşu, I., 1981); cercetările efectuate de colectivul prof. C. Jura de la U.T.Timişoara care dispune de asemenea de un program bun (Jura, 1976), U.T.Iaşi prin prof. Bârsan, care are un program performant etc. O schemă logică este de asemenea dată în (Trofin, P., 1983; Simpozion CNPDAR, 1997).

Aplicarea programelor existente, posibilă în cadrul programului de instruire al studenţilor, este bine să se facă însă abia după intuirea jocului valorilor în dimensionarea unei reţele noi altfel riscul ca reţeaua să fie bine dimensionată dar rău alcătuită este mare. Abia când se ştie bine ce se doreşte de la reţea se poate trece şi la calculul automat rezultatele fiind mult mai bune.

Problema alcătuirii raţionale şi calculării cu programe pe calculator este încă o problemă deschisă. Este total deschisă şi problema funcţionării reţelei de distribuţie cu un anume grad de siguranţă.

Capitolul 9

COSTUL LUCRĂRILOR. COSTUL APEI

Sunt cunoscute acum componenţa lucrărilor sistemului de alimetare cu apă, tipul şi dimensiunile lucrărilor, indicii de cost specifici pe tipuri de lucrări. Se poate face un calcul al costului lucrărilor şi al costului apei.

Observaţie: Valorile indicilor sunt date ca exemplu de calcul (sunt apropiaţi de valorile reale dar nu pot fi luaţi în considerare pentru calcule reale).

a) *Costul lucrărilor* (valoarea INVESTIŢIEI). Pentru uşurinţa calculul este dat tabelar, vezi tabelul 41, pentru principalele lucrări; pentru detalierea reţelei calculul este dat în tabelul 42.

Tabelul 41

Valoarea investiţiei în sistem

Nr.	Denumirea obiectului	Parametrul caracteristic	Cost unitar	Valoare investiţie [10^9 lei]
1.	Captare cu prag deversor	$Q1\%<1000$ m^3/s	7 mld. lei/ buc.	7
2.	Staţie de pompare I(SPI)	$H<10$m, $Q=516$l/s	1,54 mld. lei/buc.	1,54
3.	Staţie de tratare	-	cf. tab.37	8,92
4.	Rezervoare	30000 m^3	0,45 mil/ m^3	13,5
5.	Staţia de pompare II(SPII)	$H=60$ m,$Q=5$-600 l/s	-	2,66
6.	Conducte de legătură la reţea	2 Dn 600, $l=2\cdot750$m	0,600mil.lei/an	0,9
7.	Reţea de distribuţie	-	eval. cf. tab.42	26,1

Total: $C = 60{,}62 \cdot 10^9$ lei

Tabelul 42

Evaluarea reţelei de distribuţie

Diametru mm	Cost mii lei/m	Cantitate m	Cost total mil. lei	Obs.
100	200	800	160	
	200	5420	1084	**1**
125	300	1170	351	
150	450	5420	2440	
200	500	3760	1880	
250	590	2070	1220	
300	690	1670	1150	
350	800	380	256	
400	920	320	295	
500	1.200	440	528	oţel
600	1.150	540	736	PREMO
100	200	80000	16000	**2**
		Total: 102 000	26 100	

Observaţie:

1. conducte de serviciu ce dublează conductele principale (arterele) pe stradă;
2. conducte de serviciu pentru distribuţia apei în cvartalele de locuinţe; se apreciază la 1 m/loc;
3. toate conductele sunt din tuburi de fontă ductilă.

b) *Calculul costului apei.* Costul unui m^3 de apă distribuit utilizatorilor se stabileşte cu relaţia:

c = [cheltuieli totale anuale (lei)]/volumul mediu de apă livrată (m^3)

sau explicitat (Trofin, P., 1983):

$$c = 1{,}07\, c_0 + [(C_1 i_1 + C_2 i_2 + C i_3 + C_e + R + S)/365\, Q_{n\,zi\,med}] \text{ lei/m}^3,$$

unde:

c_0 este preţul apei brute, conform tarif, contract cu Regia Apelor Române, reprezentând contribuţia sistemului de alimentare cu apă la recuperarea investiţiilor făcute în bazinul hidrografic din care este preluată apa (pentru regularizarea debitului albiei, păstrarea calităţii apei etc.); pentru aplicaţia de faţă se consideră $c_0 = 0$ (în scopul reliefării numai a cheltuielilor proprii);

C_1 - costul de investiţie în lucrările de construcţii montaj;

i_1 - cota de amortizare a lucrărilor de construcţii montaj pentru centre populate $i_1 = 0{,}033$, pentru industrie $i_1 = 0{,}075$ - $0{,}10$;

C_2 - costul de investiţie în utilaje; rezultă din evaluarea pe bază de deviz; în aplicaţia de bază se va considera jumătate din costul staţiilor de pompare;

i_2 - cota de amortizare pentru investiţiile în utilaje ($i_2 = 0{,}075 - 0{,}10$) se adoptă valoarea $i_2 = 0{,}10$;

C - costul total de investiţie, (tab. 41);

i_3 - cota de întreţinere, uzual $i_3 = 0{,}01$;

C_e - cheltuielile anuale cu energia consumată în sistem pentru transportul apei; se calculează pentru cele două staţii de pompare şi pentru exploatarea staţiei de tratare;

R - cheltuielile anuale pentru exploatarea gospodăriei de reactivi;

S - retribuţiile anuale ale personalului de exploatare a lucrărilor de alimentare cu apă;

$Q_{n\,zi\,med}$ - debitul necesar, mediu, zilnic de apă, calculat după STAS 1343/1-95.

Pentru a reliefa ponderea diferitelor cheltuieli în costul apei relaţia va fi transformată astfel (s-a notat $V = 365\, Q_{n\,zi\,med} = 11{,}65 \cdot 10^6\ \mathrm{m}^3$/an);

$$c = [\, C_1 i_1 /V + C_2 i_2 /V + C i_3 /V + C_e /V + R/V + S/V \,] \qquad (\mathrm{lei/m}^3);$$

$$c = c_i + c_u + c_{rep} + c_e + c_s + c_{trat};$$

– *Ponderea costului de investiţie*, c_i:

$$c_i = C_1 i_1 /V = [60{,}62 - (1/2)(1{,}54 + 2{,}66)] \cdot 10^9 \cdot 0{,}033/(11{,}65 \cdot 10^6) = 16{,}5\ \mathrm{lei/m}^3$$

(suma de 2 500 mii lei reprezintă costul utilajului);

– *Ponderea costului utilajului*, c_u:

$$c_u = C_2 i_2 /V = [(1/2)(1{,}54 + 2{,}66) \cdot 0{,}10 \cdot 10^9]/(11{,}65 \cdot 10^6) = 18\ \mathrm{lei/m}^3;$$

– *Ponderea cheltuielilor de reparaţii*, c_{rep}:

$$c_{rep} = C i_3 /V = [60{,}62 \cdot 10^9 \cdot 0{,}01]/[11{,}65 \cdot 10^6] = 52\ \mathrm{lei/m}^3;$$

– *Ponderea costului energiei*, c_e:

- necesarul de energie în *staţia de pompare I*:

3 pompe în funcţiune, continuă, $P = 130$ kW;

P_I = (3·30)/1,15 = 78 kW (s-a făcut corecţia cu K_{zi}, întrucât pompele sunt dimensionate la $Q_{s\,zi\,max}$);

- necesarul, în *staţia de pompare II*:

4 pompe în funcţiune, cu puterea 132 kW; pompele sunt dimensionate la $Q_{s\,0\,max}$, deci se va corecta consumul cu K_0 şi K_{zi}:

$$P_{II} = (4 \cdot 132)/(1{,}13 \cdot 1{,}15) = 405 \text{ kW};$$

- costul energiei (la un cost unitar de 560 lei/kWh):

$$C_e = (405 + 78)(\text{kW}) \cdot 8\,760(\text{ore/an}) \cdot 560(\text{lei/kWh}) = 2.370 \cdot 10^6 \text{ lei/an};$$

$$c_e = (2\,370 \cdot 10^6)/11{,}65 \cdot 10^6 = 203{,}4 \text{ lei/m}^3.$$

Observaţie: Se poate calcula şi cantitatea de energie înmăgazinată în apă prin pompare:

$$[(405+78) \cdot 8\,760)\text{ore/an}]/(11{,}65 \cdot 10^6) = 0{,}362 \text{ kWh/m}^3 = 362 \text{ kWh/1000 m}^3$$

(atenţie la energia pierdută odată cu apa pierdută; dacă apa se poate regăsi undeva, energia nu).

– *Ponderea costului tratării apei*, c_{trat}. Din capitolul tratarea apei, evident pentru un consum mediu de reactivi, rezultă valoarea totală a reactivilor $238 \cdot 10^6$ lei:

$$c_{trat} = (238 \cdot 10^6)/(11{,}65 \cdot 10^6) = 20{,}4 \text{ lei/m}^3;$$

– *Ponderea cheltuielilor cu retribuţia personalului*, c_s. Se apreciază personalul strict necesar în sistem (pentru staţia de tratare s-a apreciat şi va fi luată cifra (valoarea) totală $117{,}6 \cdot 10^6$ lei/an):

– şef sistem	1·1,2 mil. lei/lună;
– şef tură	3·0,8 mil.lei/lună;
– instalatori	30·0,4 mil. lei/lună;
– maiştri	10·0,7 mil. lei/lună;
– muncitori	10·0,3 mil. lei/lună;
Total:	$25{,}6 \cdot 10^6$ lei/lună;
	$307 \cdot 10^6$ lei/an;

$$c_s = [(307+117{,}6) \cdot 10^6]/11{,}65 \cdot 10^6 = 36{,}5 \text{ lei/m}^3,$$

Rezultă costul total al apei: c = 495 lei/m^3.

Se apreciază că apa costă destul de mult, ponderea mare fiind dată de investiţie, energie, reactivi şi salarii.

Capitolul 10

ANSAMBLUL SISTEMULUI DE ALIMENTARE CU APĂ

Şi pentru cazul aplicaţiei 3 au fost obţinute dimensiunile tehnologice pentru principalele obiecte componente ale sistemului de alimentare cu apă. Acolo unde au fost mai multe variante a fost aleasă una dintre ele. Este adevărat că nu au fost dimensionate toate elementele. Aşa de exemplu nu au fost dimensionate (din cauza lipsei de spaţiu şi din dorinţa de a nu complica foarte mult materialul), sistemul de canalizare din incinta staţiei de tratare, gospodăria de prelucrare a nămolului şi reţinerea sulfatului de aluminiu, pierderea de sarcină între obiectele staţiei de tratare, bazinul de distribuţie între decantoare etc.

Pe baza acestor dimensiuni tehnologice se poate trece acum la dimensionarea constructivă, cu care ocazie sunt posibile mici modificări a acestor dimensiuni şi chiar a formei. După stabilirea condiţiilor reale de construcţie se poate reface calculul tehnologic în vederea obţinerii parametrilor reali, finali de lucru.

Abia acum se poate realiza planul general de situaţie şi profilul (schemă) tehnogic general al sistemului de alimentare cu apă. În figura 64 *a, b*, sunt date aceste două elemente generale de ansamblu a sistemului de alimentare cu apă.

La scara la care sunt reprezentate ele dau mai mult o imagine calitativă, dar corectă, pentru aprecierea exactă a mărimii ansamblului şi greutăţilor de proiectare, execuţie şi mai ales de exploatare pe care le comportă de regulă o asemenea lucrare.

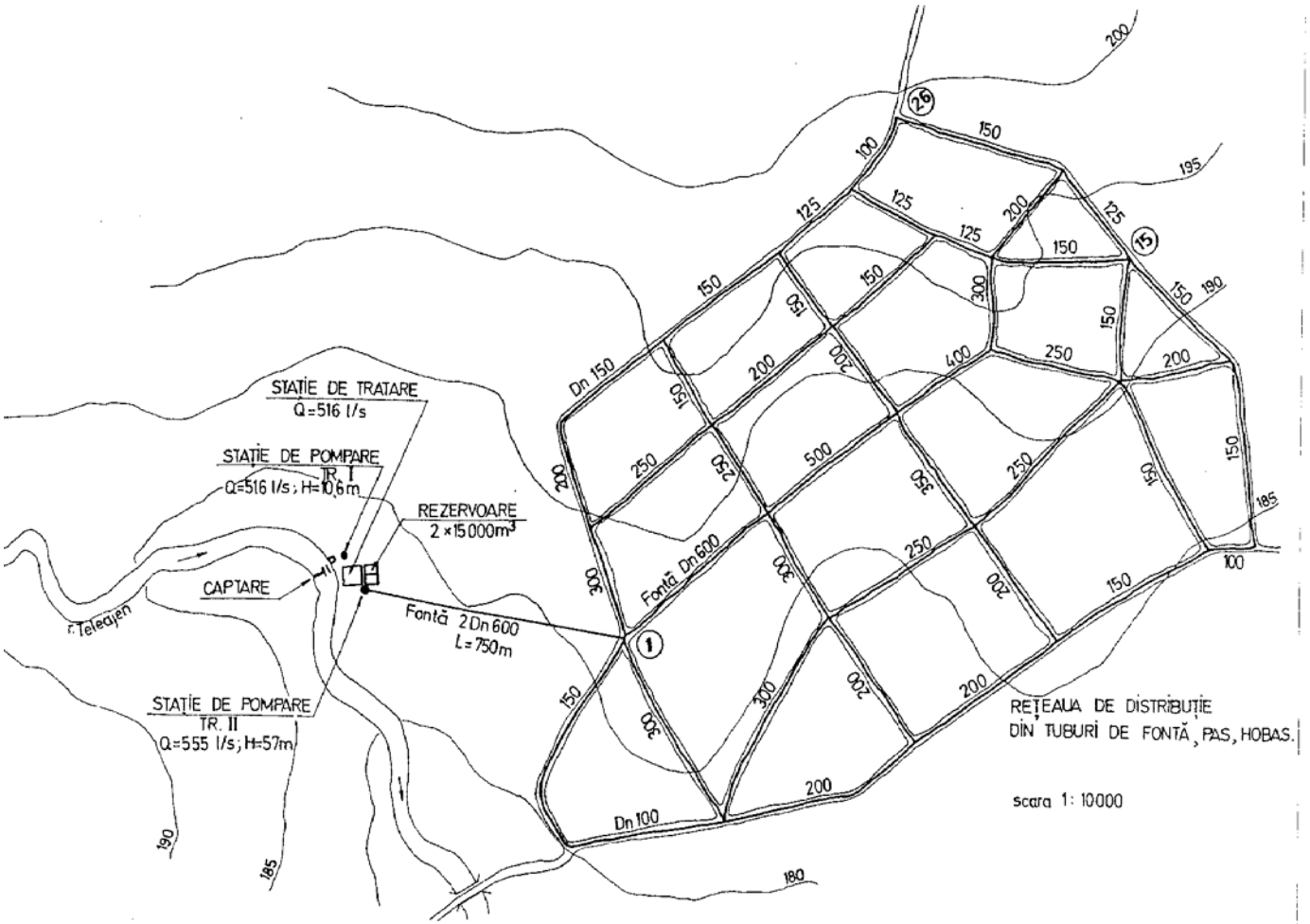


Fig. 64,*a* - Plan general de situație al sistemului de alimentare cu apă din aplicația 3.

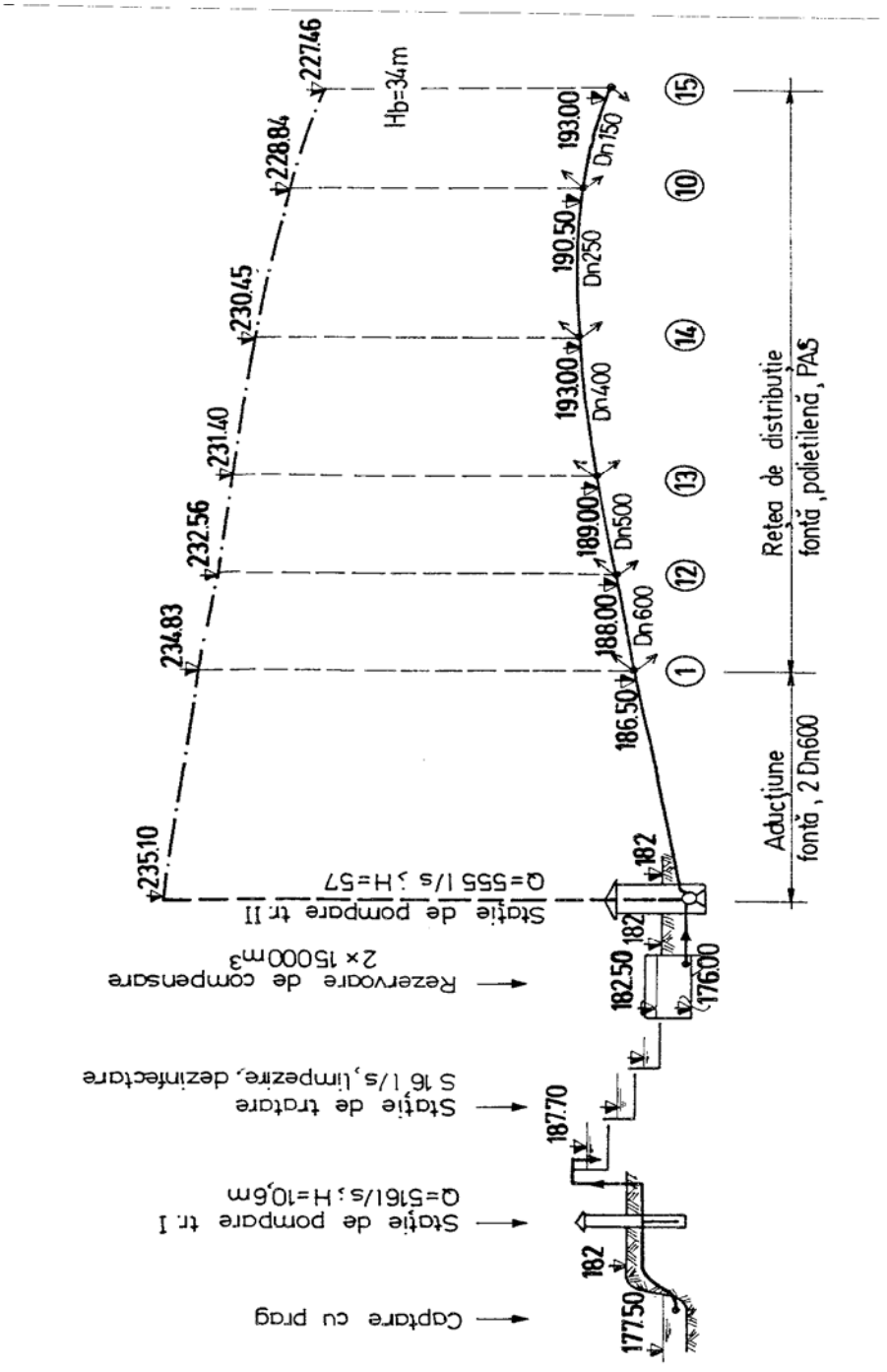


Fig. 64,*b* - Profil tehnologic general al sistemului de alimentare cu apă din aplicația 3.

Anexa 1

STANDARDE

cu aplicare în domeniul Alimentărilor cu Apă

STAS 1342/91	Alimentări cu apă. Apă potabilă.
STAS 1343/1-95	Alimentări cu apă. Determinarea cantităţilor de apă de alimentare pentru centre populate.
STAS 1478/90	Instalaţii sanitare. Alimentarea cu apă la construcţii civile şi industriale. Prescripţii fundamentale.
STAS 1628/2-96	Alimentări cu apă. Surse de apă de suprafaţă. Investigaţii, studii şi cercetări de laborator.
STAS 1629/1-81	Alimentări cu apă. Captarea izvoarelor. Prescripţii de proiectare.
STAS 1629/2-96	Alimentări cu apă. Captarea apelor subterane prin puţuri. Prescripţii de proiectare.
STAS 1629/3-91	Alimentări cu apă.Captarea de apă subtarană prin drenuri. Prescripţii de proiectare.
STAS 1629/4-90	Alimentări cu apă. Captări de apă din râuri. Prescripţii de proiectare.
STAS 1629/5-90	Alimentări cu apă. Captări de apă din lacuri. Prescripţii de proiectare.
STAS 1712/1-91	Alimentări cu apă. Nisip şi pietriş cuarţos pentru filtrarea apei şi prevenirea înnisipării.
STAS 2308-81	Alimentări cu apă. Capace şi rame pentru cămine de vizitare.
STAS 3602-87	Alimentări cu apă. Filtre de nisip cu nivel liber. Prescripţii de proiectare.
STAS 3620/1-85	Alimentări cu apă. Decantoare cu separare gravimetrică. Prescripţii de proiectare.
STAS 3620/2-85	Alimentări cu apă. Decantoare cu recircularea mecanică a nămolului. Prescripţii de proiectare.
STAS 3573/91	Alimentări cu apă. Deznisipatoare. Prescripţii generale.

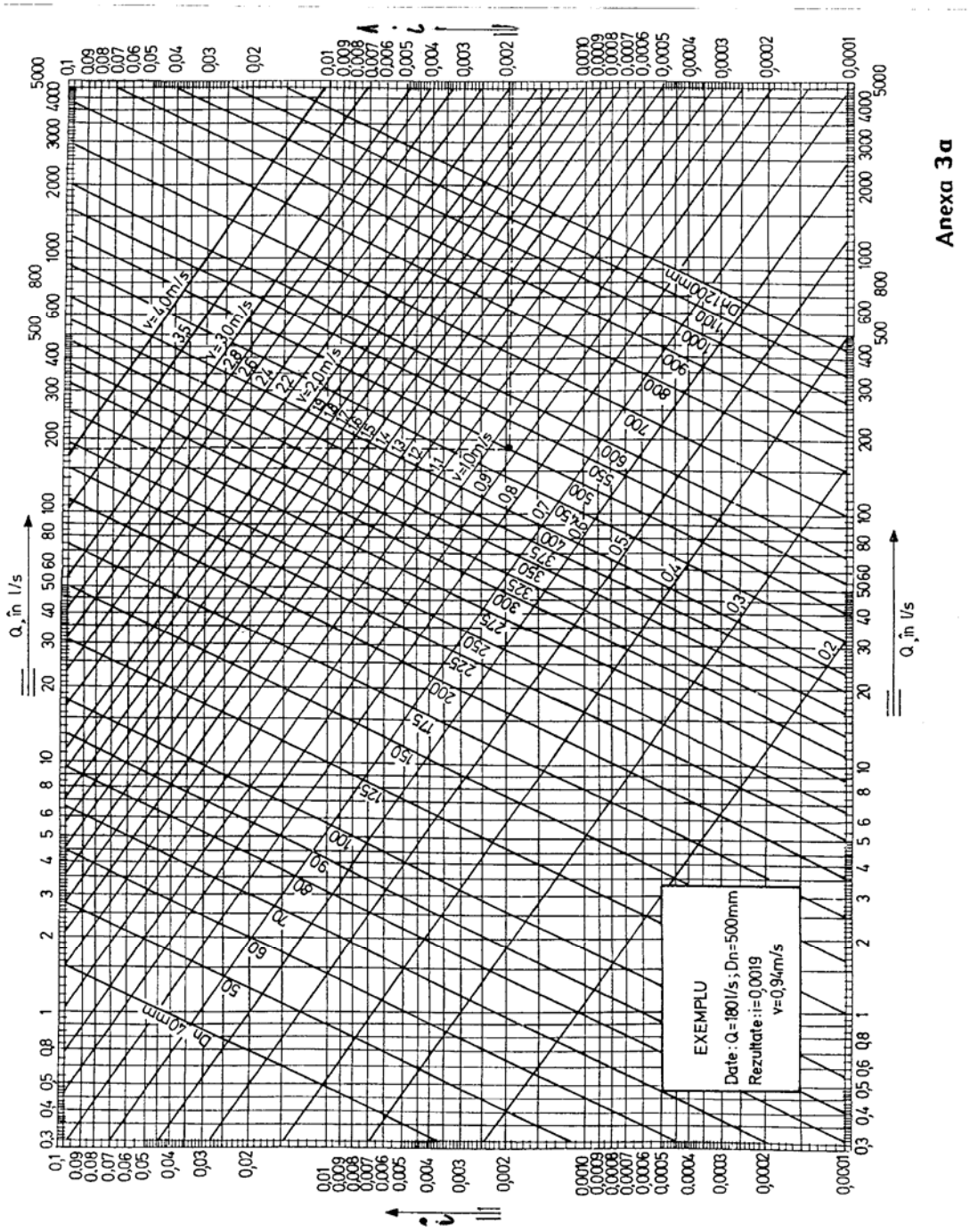
STAS 4068/2-87	Debite şi volume maxime de apă. Probabilităţile teoretice ale debitelor maxime în condiţii normale şi speciale de exploatare.
STAS 4163/1-95	Alimentări cu apă. Reţele exterioare de distribuţie. Prescripţii fundamentale de proiectare.
STAS 4165/83	Alimentări cu apă. Rezervoare din beton armat şi beton precomprimat. Prescripţii generale.
STAS 4273/83	Construcţii hidrotehnice. Încadrarea în clase de importanţă.
STAS 4163/2 -95	Alimentări cu apă. Reţele de distribuţie. Prescripţii de calcul.
STAS 4163/3-96	Alimentări cu apă. Reţele de distribuţie. Prescripţii de execuţie şi exploatare.
STAS 4706/88	Ape de suprafaţă. Categorii şi condiţii tehnice de calitate.
STAS 5088/75	Lucrări de artă. Hidroizolaţii. Prescripţii de proiectare şi execuţie.
STAS 6054/77	Teren de fundare. Adâncimi maxime de îngheţ. Zonarea teritoriului.
STAS 6819/82	Alimentări cu apă. Aducţiuni. Studii, proiectare şi date constructive.
STAS 7335/3-86	Protecţia contra coroziunii construcţiilor metalice îngropate. Izolarea exterioară cu bitum a conductelor din oţel.
STAS 8591/1-91	Amplasarea în localităţi a reţelelor edilitare subterane, executate în săpătură.
STAS 8593/88	Lucrări de regularizare a albiei râurilor. Prescripţii pentru întocmirea studiilor.
STAS 9268/89	Lucrări de regularzare a râurilor. Prescripţii de proiectare.
STAS 9295/73	Alimentări cu apă. Staţii de deferizare şi demanganizare. Prescripţii şi studii de proiectare.
STAS 9296/96	Alimentări cu apă şi canalizări. Staţii de dozare a clorului gazos pentru dezinfectarea apei. Prescripţii generale de proiectare.

STAS 9312/87	Subtraversări de căi ferate şi drumuri cu conducte în afara localităţilor. Prescripţii de proiectare.
STAS 9470/73	Hidrotehnica. Ploi maxime. Instalaţii, durată, frecvenţă.
STAS 9570/1-89	Marcarea reţelelor de conducte şi cabluri în localităţi.
STAS 10110/85	Alimentări cu apă. Staţii de pompare. Prescripţii generale de proiectare.
STAS 10898/85	Alimentări cu apă şi canalizări. Terminologie.
STAS 11100/1-93	Zonare seismică. Macrozonarea teritoriului României.
STAS 11372/80	Protecţia contra coroziunii a construcţiilor din beton armat.
STAS 12362/96	Alimentări cu apă. Gospodărie de reactivi. Prescripţii de proiectare.
STAS 12277/84	Alimentări cu apă. Staţii de potabilizarea apei. Studii pentru proiectare.

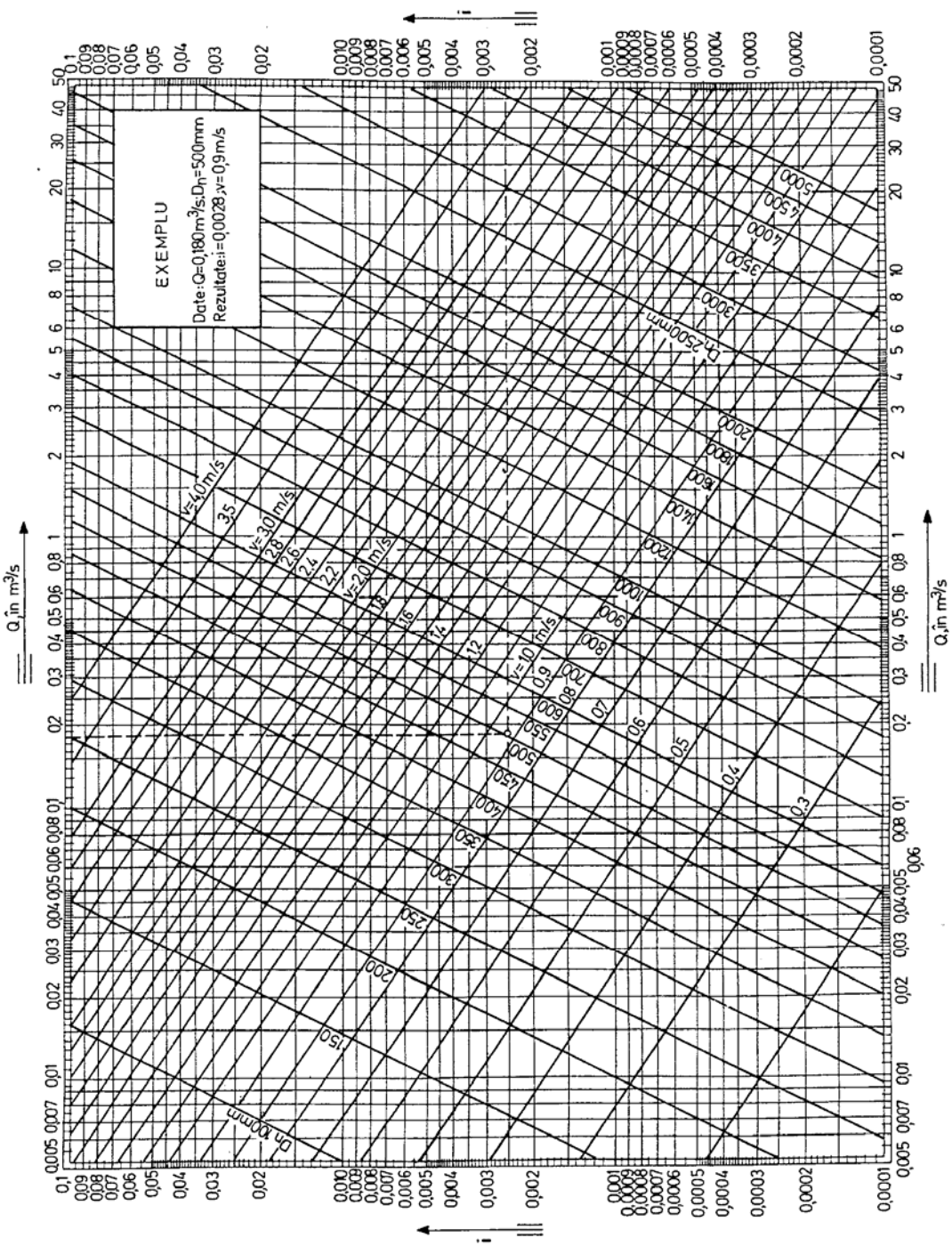
Anexa 2

Valori ale coeficientului specific de rezistenţă, s_0 , a modulului de debit K şi a coeficientului λ

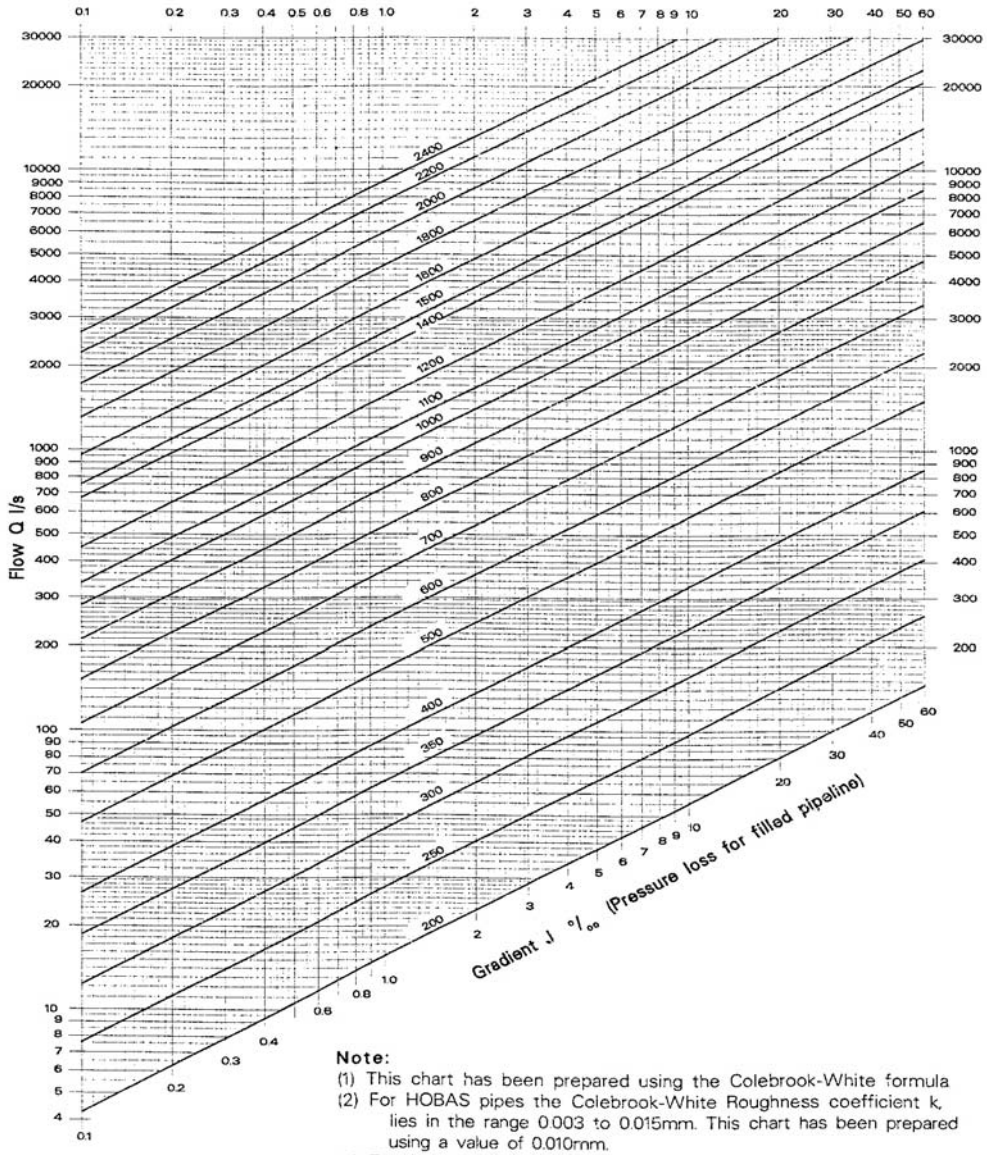
Dn [mm]	CONDUCTE DIN								
	BETON ($1/n = 74$)			OŢEL ($1/n = 83$)			MATERIAL PLASTIC ($1/n = 90$)		
	λ	K [m^3/s]	s_0 [s^2 / m^6]	λ	K [m^3/s]	s_0 [s^2 / m^6]	λ	K [m^3/s]	s_0 [s^2 / m^6]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	0,0617	0,00783	16300	0,0491	0,00888	13000	0,0417	0,0095	11000
75	0,0539	0,02310	1880	0,0429	0,0259	1490	0,0365	0,0281	1270
100	0,0490	0,04970	405	0,0389	0,0557	322	0,0331	0,0604	274
125	0,0455	0,0910	123	0,0362	0,101	97,9	0,0307	0,110	83,3
150	0,0428	0,1470	46,6	0,0340	0,164	37,0	0,0289	0,178	31,5
200	0,0389	0,3160	10,0	0,0309	0,354	7,98	0,0263	0,384	6,79
250	0,0361	0,5720	3,06	0,0287	0,642	2,43	0,0244	0,696	2,07
300	0,0340	0,9300	1,16	0,0270	1,040	0,918	0,0230	1,130	0,781
350	0,0323	1,400	0,508	0,0257	1,570	0,404	0,0218	1,710	0,343
400	0,0309	2,000	0,249	0,0245	2,250	0,198	0,0209	2,440	0,168
450	0,0297	2,740	0,133	0,0236	3,080	0,106	0,0201	3,340	0,0899
500	0,0287	3,620	0,0758	0,0228	4,070	0,0602	0,0194	4,420	0,0512
600	0,0270	5,910	0,0287	0,0214	6,630	0,0228	0,0182	7,180	0,0194
700	0,0256	8,910	0,0126	0,0204	9,990	0,01	0,0173	10,80	0,00851
800	0,0245	12,70	0,00618	0,0195	14,30	0,00491	0,0166	15,50	0,00418
900	0,0236	17,40	0,00330	0,0187	19,50	0,00262	0,0159	21,20	0,00223
1000	0,0227	23,10	0,00188	0,0181	25,90	0,00149	0,0154	28,10	0,00127


Q, în l/s
i
v=4,0m/s
v=3,0m/s
v=2,0m/s
v=1,0m/s
Dn 10mm
Dn 1200mm
EXEMPLU
Date: Q=180l/s; Dn=500mm
Rezultate: i=0,0019
v=0,94m/s

Anexa 3a


EXEMPLU
Date: Q=0,180 m³/s; Dn=500mm
Rezultate: i=0,0028; v=0,9 m/s
Q, în m³/s
i
v=4,0 m/s
v=3,0 m/s
v=2,0 m/s
v=1,0 m/s
Dn 100mm
Dn 2500mm

Anexa 3b



Note:

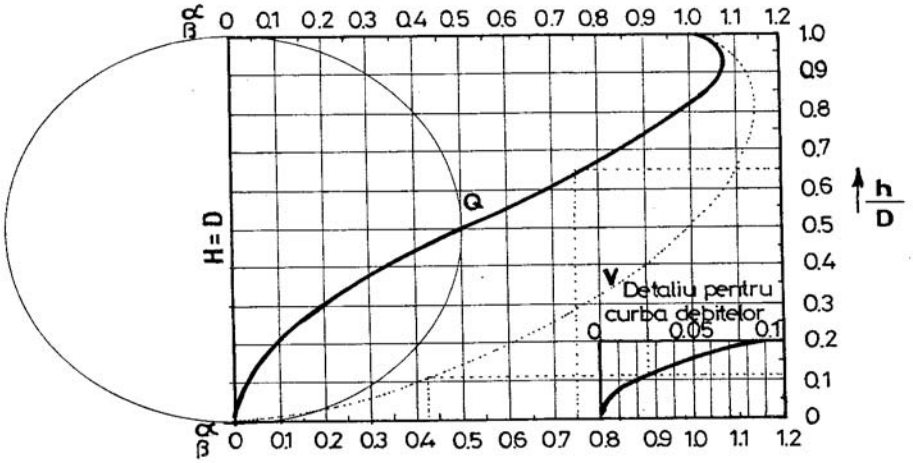
(1) This chart has been prepared using the Colebrook-White formula
(2) For HOBAS pipes the Colebrook-White Roughness coefficient k, lies in the range 0.003 to 0.015mm. This chart has been prepared using a value of 0.010mm.
(3) The internal pipe dimensions used are for PN 10 SN 10000 pipes.
(4) This chart has been calculated for water viscosity at 10 degrees C.

FLOW RESISTANCE CHART - HOBAS PRESSURE PIPE.

HOBAS

CURBELE DE UMPLERE PARTIALA

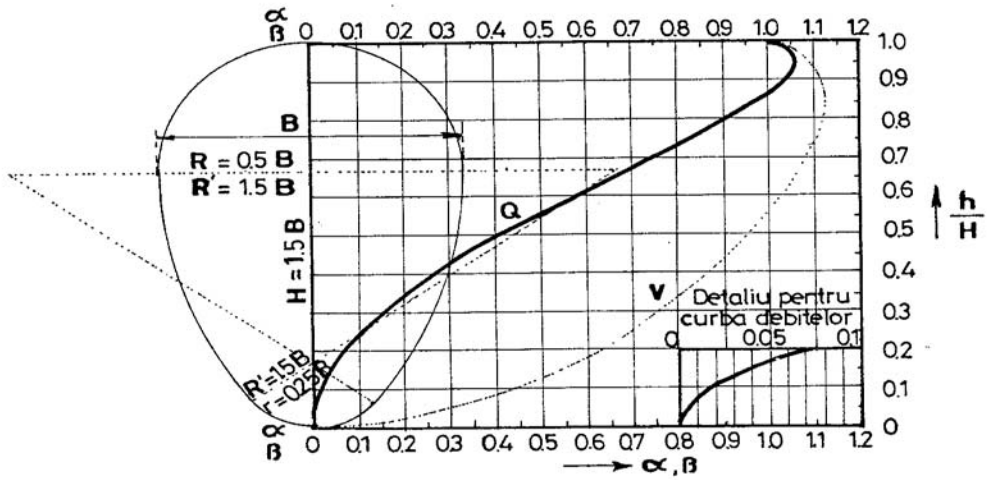
PROFIL CIRCULAR



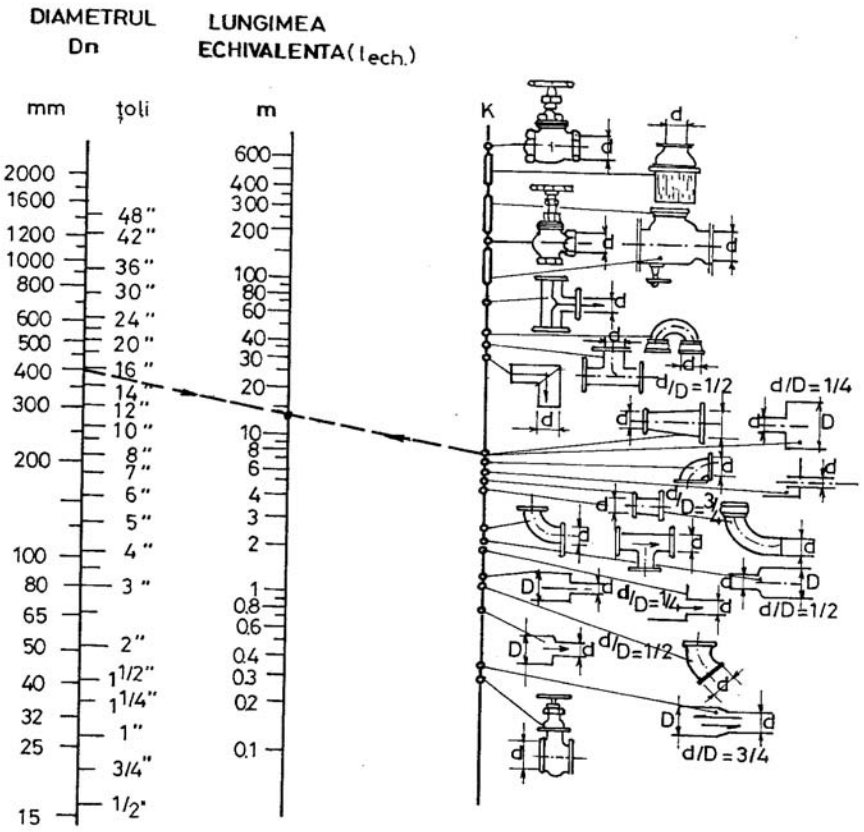
$Q = \alpha Q_p$
$V = \beta V_p$

Q_p, V_p = debitul şi viteza la secţiune plină

PROFIL OVOIDAL



ANEXA 4

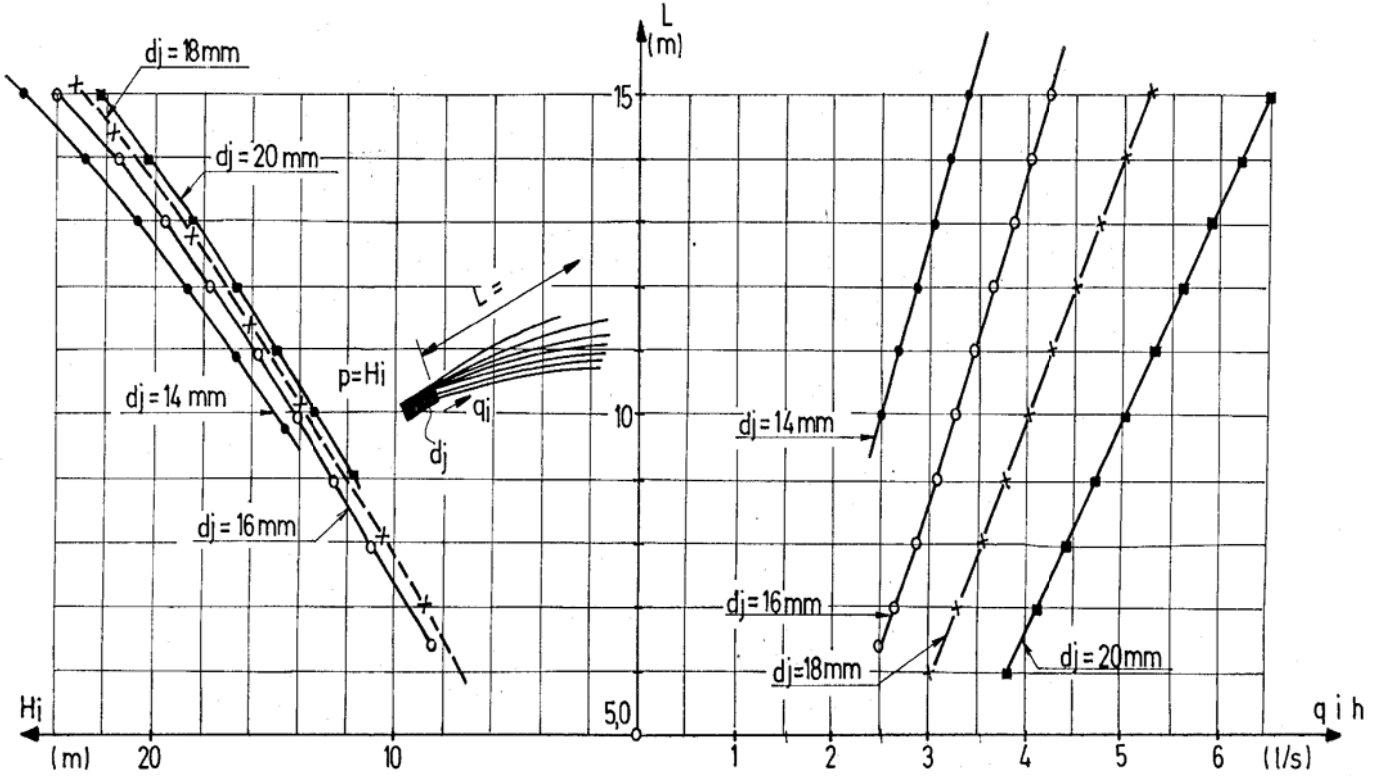


NOTA : Pentru lărgire sau îngustare de secţiune se va lua pe scară D_n cel mai mic: exemplu - pentru reducţie 400/800(d=400mm pe scara D_n) rezultă $L_{ech} = 14$ m

ABACA PENTRU TRANSFORMAREA VALORII PIERDERII DE SARCINA LOCALA IN PIERDERE DE SARCINA DISTRIBUITA

$$\zeta \frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda . L_{ech.}}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

ANEXA 5



Lungimea jetului de apă (L), la furtunul hidrantului interior, funcție de presiunea (Hi) la ajutajul țevii de refulare, diametrul ajutajului (dj) și debitul de apă (qi).

Anexa 6

Anexa 7

UNITATEA _____ DATA _____

LABORATORUL _____

BULETIN DE ANALIZA Nr. _____
pentru proba de apă _____

Data luării probei: ***23. XI.1979*** Observaţii la proba recoltată: ***apă tulbure, fără miros, cu sediment***		
DETERMINĂRI		Rezultat analiză
1	2	3
Aspect		***fără culoare***
Materii în suspensie	mg/L	***2190***
Concentraţia ionilor de hidrogen (*p*H)		***7.60***
Subst. Organice (consum $KMnO_4$)	mg/L	***22.80***
Bioxid de carbon liber (CO_2)	mg/L	***6.0***
Ionul Carboinic (HCO_3)	mg/L	***210***
Alcalinitate M la 100 cc apă	ccHC/N_{10}	
Alcalinitate p la 100 cc apă	ccHC/N_{10}	
Duritate temporară	^{0} germane	***9.5***
Duritate totală	^{0} germane	***13.8***
Duritate permanentă	^{0} germane	***4.3***
Reziduu la 105^{0}C	mg/L	***100***
Suspensii calcinate	mg/L	***1500***
Silice (SiO_2)	mg/L	***2.0***
R_2O_3 (Fe, Al, Mn)	mg/L	***0.30***
Oxid de calciu (CaO)	mg/L	***98***
Ca` ++	mg/L	***-***
Oxid de magneziu (MgO)	mg/L	***30***
Mg` ++	mg/L	***-***
Sulfaţi	mg/L	***60***
Fosfaţi (P_2O_5)	mg/L	***-***
Mangan (Mn)	mg/L	***lipsă***
Cloruri (Cl_2)	mg/L	***42***
Nitraţi (N_2O_5)	mg/L	***20***
Nitriţi (N_2O_3)	mg/L	***lipsă***
Amoniac (NH_3)	mg/L	***lipsă***
Hidrogen sulfurat (H_2S)	mg/L	***lipsă***
CONCLUZII: ***apa se limpezeşte uşor, prin tratare cu Sulfat de Aluminiu***		

Şef laborator, Verificat, Ing. Chimist

BIBLIOGRAFIE

Cioc, D., *Hidraulică*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1975.

Danchiv, A., Stematiu, D., *Metode numerice în hidrogeologie*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1997.

Dassargues, A., *Modeles mathematiques en hydrogèologie*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1995.

Degremont, *Memento Tehnique de l'eau*, Paris, 1989.

Drobot, R., *Hidrologie. Aplicaţii. Programe de calcul în hidrologia apelor subterane*. Institutul de Construcţii Bucureşti, 1984.

Iamandi, C., Petrescu, V., *Mecanica fluidelor*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1978.

Iamandi, C., ş.a., *Hidraulica instalaţiilor*. Editura Tehnică, 1986.

Idelcik, I. E., *Îndrumător pentru calcule hidraulice*. Editura Tehnică, 1988.

Jura, C., *Alimentari cu apă*. IP Timişoara, 1976.

Mănescu, Al., *Exploatarea captărilor de apă subterană*. Editura Tehnică, 1973.

Mănescu, Al., *Alimentări cu apă. Captarea şi transportul apei*. Lito, ICB, Vol. I, 1975.

Mănescu, Al., *Alimentări cu apă*. Lito, ICB, 1984.

Mănescu, Al., *Alimentări cu apă. Exemple de calcul pentru proiecte şi aplicaţii*. Lito, ICB,1989.

Mănescu, Al., *Necesitatea perfecţionării drenajului filtrelor rapide*. Hidrotehnica 10-12/90.

Mănescu, Al., Sandu, M., Ianculescu, O., *Alimentări cu apă*. Editura Didactică şi Pedagogică. 1994.

Moraru, Gh., *Contribuţii la soluţionarea tehnică şi economică a proceselor de tratare a apelor industriale*; Teză de doctorat - ICB, 1992.

Pâslăraşu, I., ş.a., *Alimentări cu apă*. Editura Tehnică, 1981.

Popovici, A., *Construcţii Hidrotehnice - Aplicaţii 2*. Lito, ICB, 1988.

Prişcu, R., *Construcţii Hidrotehnice*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1974.

Rojanschi, V., *Cartea operatorului de staţii de tratare şi epurare a apelor*. Editura Tehnică, 1989.

Rusu, G., Rojanschi, V., *Filtrarea în tehnica tratării şi epurării apelor*. Editura Tehnică, 1980.

Sandu, M., *Metodologie de calcul şi proiectare pentru decantoare cu pulsaţii şi lamele*. Buletinul Ştiinţific ICB, 3-4 /1981.

Sandu, M., ş.a, *Cercetări privind drenajele de mare rezistenţă pentru filtrele rapide*. Hidrotehnica nr. 4/1981.

Tatu, G., Chilărescu, I., *Modelarea matematică a regimurilor nepermanente în sistemele hidraulice ale decantoarelor cu pulsaţii şi lamele*. Conferinţa IP Timişoara 1991 cu tema: Sisteme hidrotehnice în impact de mediu.

Trofin, P., Sandu M., *Optimizarea construcţiilor pentru tratarea apei*. ICB,1979.

Trofin, P., *Alimentări cu apă*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1983.

C.P.C.P./I.S.L.G.C. *Catalog de utilaje şi echipamente pentru alimetări cu apă şi canalizări* (2 volume), 1980.

C.P.C.P./I.S.L.G.C. *Alimentări cu apă şi Canalizări. Catalog de proiecte tip*, 1985 (uz intern).

*** *Catalog de pompe - AVERSA*. Bucureşti, 1993.

Zamfirescu, F., *Elemente de bază în dinamica apelor subterane*. Editura Didactică şi Pedagogică, 1997.

*** *Manual pentru proiectarea construcţiilor şi instalaţiilor aferente staţiilor de clorare pentru tratarea apei cu clor gazos în vederea satisfacerii exigentelor de siguranţă în exploatare şi sănătatea oamenilor*. PROED - MLPLAT/1997.

*** *Reducerea pierderilor energetice şi a consumului de apă în sistemele de alimentare cu apă*. Simpozion Naţional CNPDAR - mai 1997.