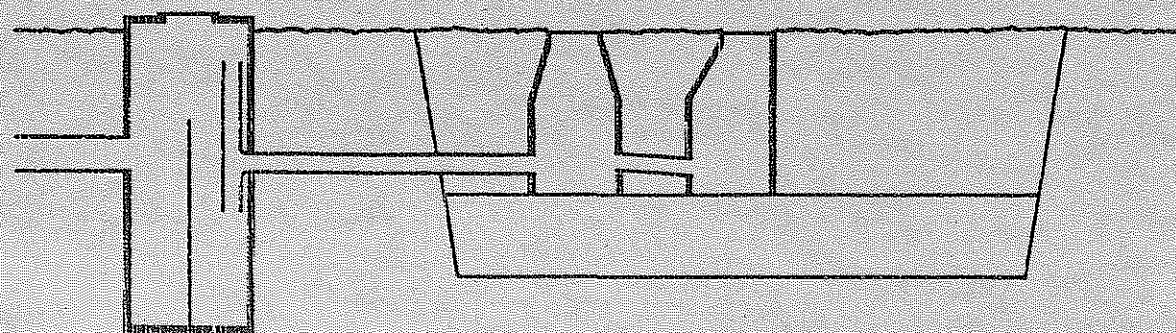




Institutionen för vattenbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola

Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology



Perkolationsanläggning i Halmstad

Mats Ericsson
Per Cedergårdh
Kenneth Svensson

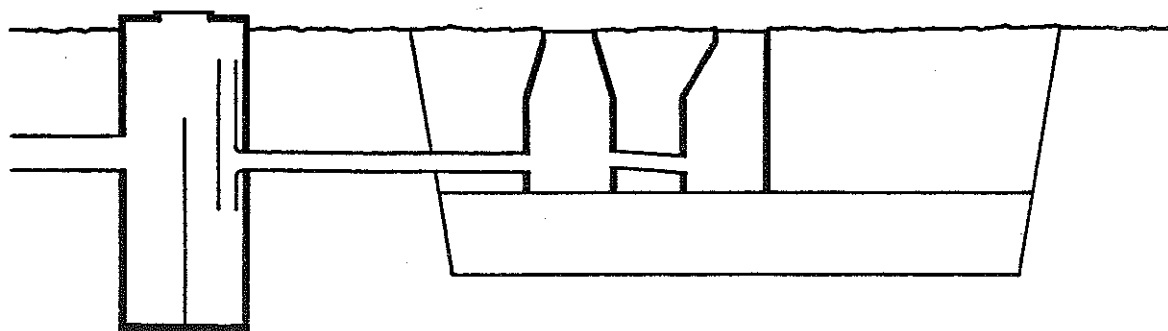
Examensarbete
1976:2

Göteborg
1978



Institutionen för vattenbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola

Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology



Perkolationsanläggning i Halmstad

**Mats Ericsson
Per Cedergårdh
Kenneth Svensson**

**Examensarbete
1976:2**

**Göteborg
1978**

FÖRORD

Examensarbetet har utförts som en delutredning inom Geohydrologiska forskningsgruppens, vid CTH, verksamhet, huvudsakligen inom ramen för forskningsprojektet "Lokalt omhändertagande av dagvatten" vilket bekostas av Statens råd för byggnadsforskning (BFR). Arbetet omfattar studier av en perkolationsanläggning för dagvatten vid Falckens väg i Halmstad.

Halmstads kommun har konstruerat och byggt perkolationsanläggningen. Kommunen har också medverkat vid uppförandet av mätutrustningen.

Handledningen för examensarbetet har delats mellan institutionerna för vattenbyggnad, VA-teknik och geologi. Examensarbetet har administrativt förlagts till institutionen för vattenbyggnad.

Göteborg 1978-02-28

Olle Holmstrand Sven Lyngfelt Per-Arne Malmquist

INNEHÅLL

SAMMANFATTNING

SUMMARY

1	EXAMENSARBETETS SYFTE OCH OMFATTNING	3
2	BAKGRUND	4
2.1	Allmänt om avloppssystem	4
2.2	Allmänt om dagvatten	5
2.2.1	Problemställningar i samband med dagvattenavledning	5
2.3	Allmänt om dagvattenavledning genom perkolation	6
3	BESKRIVNING AV PERKOLATIONSANLÄGGNINGEN PÅ FALCKENS VÄG	8
3.1	Områdesbeskrivning	8
3.2	Beskrivning av perkolationsanläggningen	12
4	OMGIVNINGENS GEOLOGI	16
4.1	Geologiska förhållanden i nära anslutning till perkolationsanläggningen	16
4.2	Infiltrationsförsök	20
4.3	Enhålsförsök - slugtest	20
4.3.1	Bakgrund	20
4.3.2	Utförande	22
4.3.3	Grafisk metod för bestämning av transmissivitetskoefficient	23
4.3.4	Numerisk metod för bestämning av transmissivitetskoefficienten	24
4.3.5	Resultat av slugtesten	24
4.4	Grundvattenståndsobservationer	26
4.5	Grundvattenströmningen	28
5	DAGVATTNETS KVANTITET	32
5.1	Mätning av nederbörd och avrinning	32
5.1.1	Nederbörd	32
5.1.2	Avrinning	
5.1.3	Nederbördshyetografer med tillhörande avrinningshydrografer	37

5.2	Dagvattnets kvantitet - utvärdering	37
5.2.1	Samband mellan nederbördsvolym - av- runnen volym	47
5.2.2	Simulering av avrinningsflöde med hjälp av datormodell	51
6	PERKOLATIONSANLÄGGNINGENS FUNKTION	54
6.1	Långtids- och korttidsförsök	54
6.2	Permeabiliteten	56
6.3	Magasinets kapacitet	57
6.4	Synpunkter på anläggningens utformning	57
7	DAGVATTNETS KVALITET OCH DESS PÅVER- KAN PÅ OMGIVNINGEN VID INFILTRATION	62
7.1	Målsättning	62
7.2	Provtagning	62
7.2.1	Kemisk-fysikaliska analyser på dag- vattnet	62
7.2.2	Analysmetoder	64
7.2.3	Värdering av analysresultat	64
7.3	Undersökning av tungmetaller	65
7.3.1	Utförande och resultat	65
7.3.2	Diskussion	67
7.4	Suspenderat material	75
7.5	Elektrisk ledningsförmåga och pH	79
8	LITTERATURLISTA	81

SAMMANFATTNING

Examensarbetet omfattar studier och undersökning av en perkolationsanläggnings funktion och inverkan på omgivningen. Undersökningen ingår som en del i ett större projekt om lokalt omhändertagande av dagvatten som handhas av Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, Göteborg.

Mätningar av nederbörd och tillhörande dagvattenavrinning har gjorts vid ett antal regntillfällen. Jämförelser mellan nederbördsvolym och avrunnen volym visar att vi i detta nederbördsområdet har en ytmagasineringskapacitet av 0,44 mm. Nederbördsdata från 4 olika regntillfällen har bearbetats i en datorbaserad beräkningsmodell för simulering av dagvattenavrinning. Den med hjälp av datormodellen framtagna avrinningen överensstämmer väl med den observerade avrinningen.

Undersökningar av perkolationsanläggningens funktion visar att magasinets kapacitet är mer än tillräcklig men att fördelningsbrunnarna är en begränsande faktor. Detta visar att det är viktigt att alla delar av anläggningen är dimensionerade för samma kapacitet.

Analyser av dagvattnets innehåll av tungmetaller och suspenderat material har gjorts. Halterna av koppar, zink, bly och suspenderat material i dagvattnet bedöms som normala för ett område av den typ vi har studerat (mindre bostadsområde). Risken för igensättning av magasinet förefaller liten. Jämförelser mellan grundvattnets och dagvattnets kvalitet visar att infiltrationen av dagvatten inte ökar halterna av koppar, zink eller bly i grundvattnet.

SUMMARY

This work of diploma thesis comprises a study of the function of a percolation basin and its influence on the surroundings. The study is a part of a larger project called "Local Infiltration of Storm Water". This project is carried out by the Urban Geohydrology Research Group, Chalmers University of Technology, Göteborg.

Measurements of rainfall and corresponding runoff has been done at nine different events. Comparisons of rain volume and runoff volume indicate a 0,44 mm retention storage in this catchment. Rain data from four different events has been used in a computerized storm water model for simulation of storm water runoff. The runoff estimated by the computerized model corresponds well with the observed runoff.

The investigations on the function of the percolation basin shows that the capacity of the basin is more than sufficient but the inlet wells are a narrow section. This is pointing at the necessity of corresponding design of all parts.

Analysis of heavy metals and suspended solids in the runoff water has been done. The proportions of Copper, Zinc, Lead and suspended solids in the runoff water is estimated to be normal for a catchment like the one in this investigation (a smaller dwelling area). The risk of clogging the basin seems to be small. Comparisons of the quality of the ground water and the rain water indicates that the proportions of Copper, Zinc and Lead in the ground water do not increase by the percolation of rain water.

Examensarbetet omfattar undersökning av en befintlig perkolationsanläggning med avseende på funktion, kapacitet och inverkan på omgivningen. Examensarbetet ingår som en del i ett större projekt, "Lokalt omhändertagande av dagvatten", vid Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH. Denna forskningsgrupp består av forskare från institutionerna för vattenbyggnad, vattenförsörjnings- och avloppsteknik, geologi samt geoteknik med grundläggning. Ansvaret för examensarbetets handledning har delats av assistenter från de tre förstnämnda institutionerna. Examensarbetet har därför delats upp i tre delar där undersökningarna har gällt respektive institutioners verksamhetsområden.

Arbetet har omfattat följande moment:

- Kartering av avrinningsområdet med avseende på deltagande ytors storlek, lutning och ytstruktur.
- Registrering och studier av nederbördshyetografer och avrinningshydrografer.
- Jämförelse mellan uppmätt avrinningshydrograf och avrinningshydrograf framtagen med hjälp av datormodell.
- Undersökning av tungmetallhalter i dagvattnet och grundvattnet.
- Kartering av eventuella föroreningskällor i området.
- Undersökning av mängden suspenderat material i dagvattnet.
- Grundvattenobservationer.
- Bestämning av markens transmissivitetskoefficient genom slugtest.
- Undersökning av perkolationsmagasinets funktion genom långtids- och korttidsförsök.

2 BAKGRUND

2.1 Allmänt om avloppssystem

Beroende på sättet att ta hand om och transportera bort de olika slagen av avloppsvatten (spillvatten, dräneringsvatten, dagvatten etc) skiljer man på separat system, duplikatsystem och kombinerat system.

Separat system

Spillvatten och dräneringsvatten från husgrundernas dräneringsledningar avleds genom avloppsledningsnätet, medan dagvattnet avleds genom öppna diken. I ett flertal förorter har separatsystemet tidigare kommit till användning inom villaområden. Numera används det endast i undantagsfall.

Duplikatsystem

Spillvatten och dagvatten avleds i skilda ledningar. Dräneringsvatten avleds i möjligaste mån i dagvattenledningen och i övrigt i spillvattenledningen. Duplikatsystem är för närvarande det mest förekommande systemet vid nyanläggning.

Kombinerat system

Vid det kombinerade systemet avleds såväl spill-, dränerings-, som dagvatten genom samma ledningsnät. En stor del av städernas äldre rörnät är anlagt enligt detta system. Systemets fördelar är att anläggningskostnaderna är lägre än för duplikatsystem och att dagvattnet vid små regnintensiteter kan föras till reningsverket för behandling. Inga nya anläggningar byggs dock i Sverige, eftersom det kombinerade systemet bl a har följande nackdelar:

- Vid häftiga regn bräddas obehandlat avloppsvatten till recipienten.
- Vid regn av sådan intensitet att ledningarnas kapacitet överskrids, kan källaröversvämningar med spillvatten uppstå.

2.2 Allmänt om dagvatten

Dagvatten utgörs av ytaavrinnande vatten i form av regn- och smältvatten från gator, gårdar, tak, parker och torg inom bebyggda områden. Vid dimensionering av dagvattensystem utgår man från statistiskt erhållna nederbördsintensiteter. Här i Sverige brukar man dimensionera efter de nederbördsintensiteter som har en statistisk återkomsttid på mellan 1 och 10 år, bl a beroende på typ av nederbördsområde. Vanligen dimensionerar man efter det regn vars intensitet i medeltal överskrids en gång vartannat år, det s k "2-årsregnet".

2.2.1 Problemställningar i samband med dagvattenavledning

Att leda bort dagvattnet tillsammans med annat avloppsvatten är i många avseende en metod som ej kan rekommenderas. Regnets normala intensitetstoppar medför stora belastningar på avloppsnätet. Följden blir att ledningarna måste ha stora dimensioner, för att inte översvämningar skall inträffa. Detta medför stora anläggningskostnader. Dessutom är det svårt att erhålla självrensningseffekt vid normalt avloppsvattenflöde, då ledningarna är dimensionerade för mycket större flöden. Reningsverken klarar sällan av att ta emot de stora avloppsvattenmängderna som kommer plötsligt vid ett nederbördsfall. Detta resulterar i att stora delar av avloppsvattnet måste bräddas av och släppas ut orenat i recipienten.

På grund av den ökande andelen impermeabla ytor inom urbaniserade områden minskar nederbördens naturliga infiltration i marken. Vattnets naturliga kretslopp störs och det kan inte utnyttjas för den biologiska produktionen. Omfattande ledningssystem, kulvertar, tunnlar och rörgravar dränerar dessutom bort det befintliga grundvattnet. Grundvattenytan sänks och följderna blir kostsamma sättningar i hus och byggnader på grund av det minskade porvattentrycket.

Alla dessa faktorer pekar på att man bör leda ner dagvattnet till grundvattnet så tidigt som möjligt. Föroreningsgraden i dagvattnet skiftar mycket mellan olika områden, men oftast behövs ej rening vid reningsverk. I vissa tätbebyggda områden med mycket biltrafik kan dock dagvattnet innehålla icke försumbara halter av tungmetaller, främst bly.

2.3 Allmänt om dagvattenavledning genom perkolation

Problemen med dagvattnet i urbana områden skulle kunna undvikas eller åtminstone minskas genom ett lokalt omhändertagande av vattnet i enlighet med naturliga förhållanden. Detta är avsikten med tillskapandet av perkolationsanläggningar. Dessa kan dels avse att skapa förutsättningar för infiltration och grundvattenbildning, dels avse att utjämna och fördröja avrinningen i de fall när infiltrationskapaciteten är för liten och då alltså bräddning till dag- eller spillvattennätet måste ske.

Perkolationsmagasin har visat sig vara en såväl tekniskt som ekonomiskt attraktiv lösning av problemet att omhänderta dagvattnet. Ett flertal anläggningar har sålunda utförts eller projekterats. Metodens förutsättningar, dess eventuella miljöpåverkan samt magasinets samspel med andra tekniska system är emellertid ej tillräckligt utredda. Kännedom om magasinens funktion är också bristfällig.

Lokalt omhändertagande av dagvatten innefattar en rad skilda problem. Regnvattenavrinningen från olika ytor måste kunna beräknas så att perkolationsmagasinen kan dimensioneras för erforderlig utjämning av dagvattenflöden, och så att förutsättningar för infiltration skapas. Magasinen måste vidare placeras i området och utformas så att de med hänsyn till geologiska och geohydrologiska förutsättningar fungerar optimalt. Infilt-

ration och perkolation av vatten från ett perkolationsmagasin bör ske genom markens omättade zon, den s k markvattenzonen, eftersom föroreningar bryts ned lättare vid tillgång till luftens syre. Grundvattennivån bör alltså ligga lägre än magasinsbottennivån. För att klargöra ett perkolationsmagasins funktion krävs ingående kännedom om förhållandena i markvattenzonen. Eftersom dagvattnet innehåller vissa föroreningar är det också angeläget att beakta infiltrationsvattnets påverkan på förhållandena i marken och i grundvattnet.

3 BESKRIVNING AV PERKOLATIONSANLÄGGNINGEN PÅ FALCKENS VÄG

3.1 Områdesbeskrivning

Avrinningsområdet är beläget i nordvästra Halmstad (se FIG. 3.1). Det begränsas i norr av Broddesonsgatan, i väster av Vapnövägen, i öster av Hvitfeldtsgatan och i söder av Falkenbergsgatan och Västkustbanan (se FIG. 3.3). Delar av dessa gator ingår i avrinningsområdet.

Området kan karakteriseras som ett bostadsområde där bebyggelsen utgörs av 24 st mindre bostadshus och ett barndaghem. En park är belägen i områdets södra del mellan Falckens väg och Falkenbergsgatan varifrån perkolationsanläggningen är anlagd. De permeabla ytorna i området består av grusgångar, gräsytor eller andra trädgårdsanläggningar. Samtliga hustak i området är för närvarande anslutna till spillvattensystemet. Perkolationsanläggningen är dimensionerad för att hustaken skall anslutas till den, men så har ännu inte skett. De till perkolationsanläggningen avvattnade impermeabla ytorna består alltså endast av asfalterade ytor såsom gator, trottoarer och garageinfarter till husen i området. Avrinningsområdets totala yta är 3,7 ha och de impermeabla ytornas andel är ca 10% (se TAB. 3.1 och FIG. 3.2).

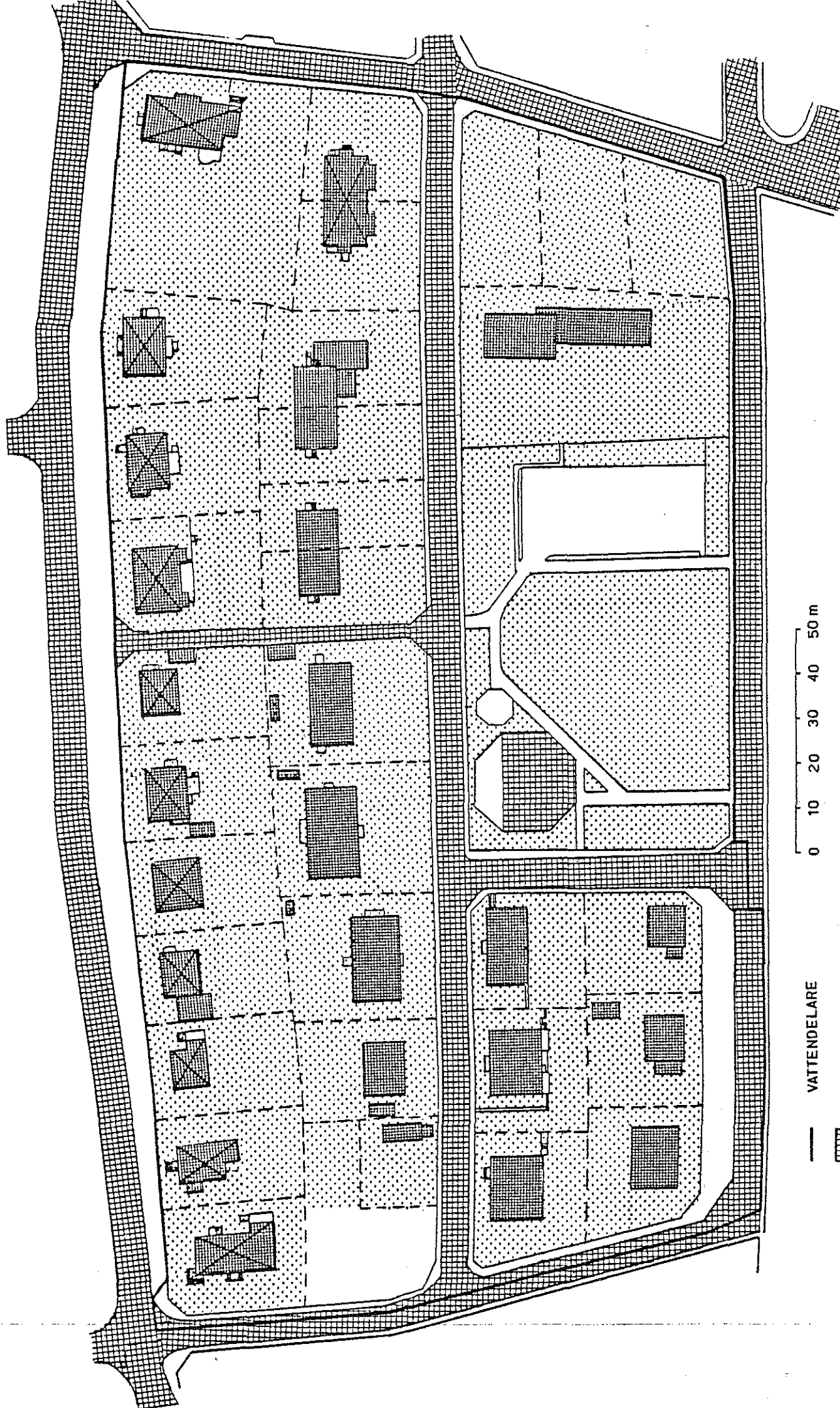
TAB. 3.1. Asfalterade ytor inom avrinningsområdet.

Vapnövägen:	770 m ²
Falckens väg:	1460 m ²
Syrénvägen:	290 m ²
Floragatan:	390 m ²
Falkenbergsgatan:	410 m ²
Asfalterade trottoarer:	240 m ²
Uppkörslar:	110 m ²
SUMMA	3670 m ²

Hela avrinningsområdets totala area: 37050 m²



FIG. 3.1. Karta över Halmstads centrala delar med det aktuella avrinningsområdet markerat. Skala 1:25000.



0 10 20 30 40 50 m

- VATTENDELARE
- ▧ ASFALTERADE YTOR
- ▨ TAKYTOR
- ▩ PERMEABLA YTOR

FIG. 3.2. Karta över avrinningsområdet. Deltagande ytor.

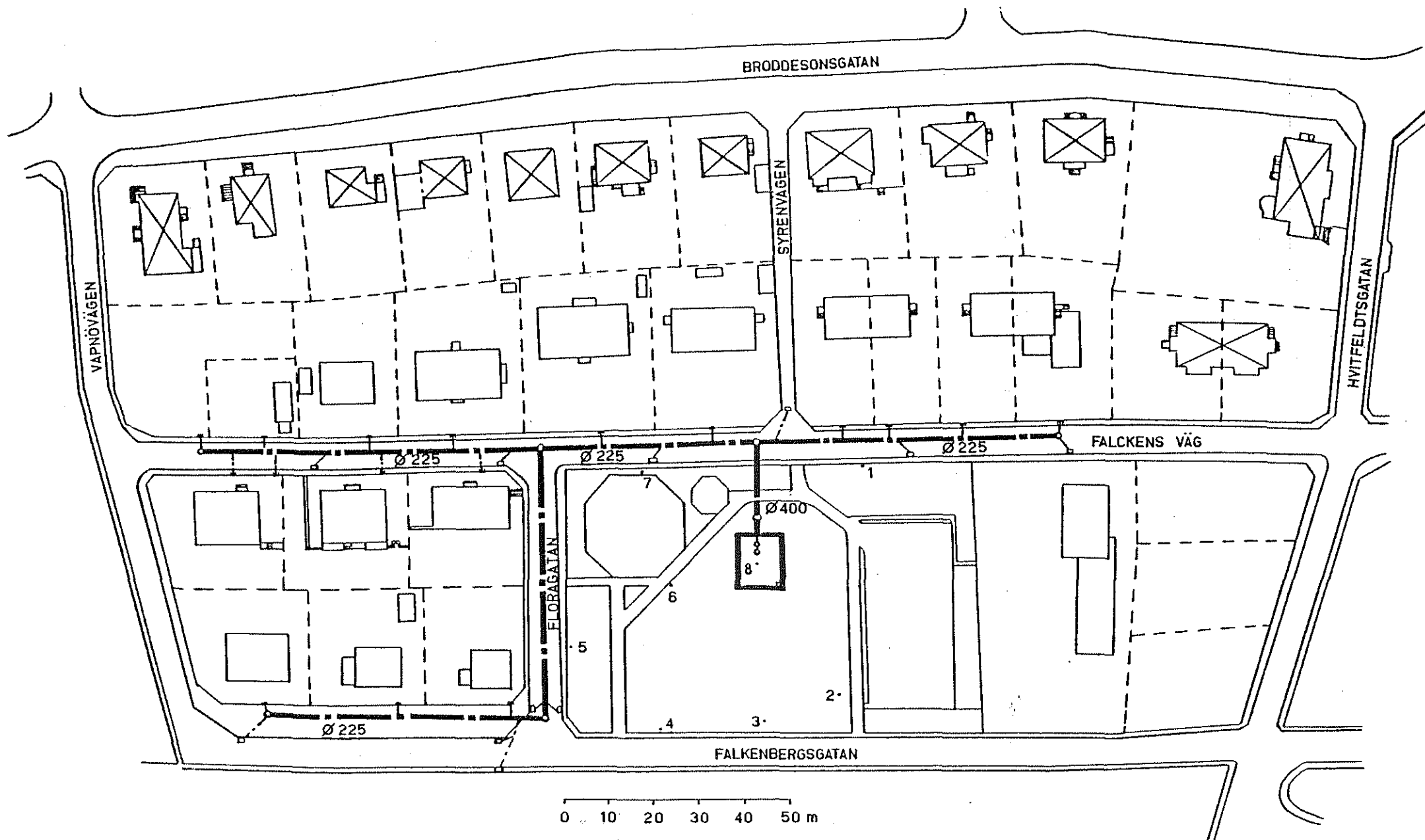


FIG. 3.3. Karta över avrinningsområdet. Ledningssystemet.

Dagvattenavledningen i området har tidigare ombesörjts av ett kombinerat system. På grund av underdimensionerade ledningar har översvämningar i lågt belägna källare ägt rum vid ett flertal tillfällen. Perkolationsanläggningen var från början tänkt som ett provisorium för att lösa detta problem, tills Västkustbanans dragning flyttas och en ny stamledning anläggs i anslutning till en planerad infartsväg till Hälmstad. Om anläggningen ger goda driftserfarenheter behöver man troligen inte ansluta området till den nya stamledningen.

Nya dagvattenledningar \varnothing 225 har anlagts utmed Falckens väg, Floragatan och Falkenbergsgatan mellan Vapnövägen och Floragatan (se FIG. 3.3). Förutom till dessa ledningar hörande dagvattenbrunnar, har även en sedan tidigare befintlig dagvattenbrunn på Syrénvägen kopplats till ledningssystemet. Detta system är sedan via en ledning \varnothing 400 anslutet till själva perkolationsanläggningen.

3.2 Beskrivning av perkolationsanläggningen

Anläggningen består i stort av en slamavskiljare och två fördelningsbrunnar över perkolationsmagasinet (se FIG. 3.4 och 3.5). Slamavskiljaren är prefabricerad av typ B, men är något modifierad beträffande ursparing i mellanväggen och intagshålens placering i mellanväggen. Magasinets övre yta har avjämnats med 50 mm grus på nivån +4,90 m och tätats mot ovanliggande massor som är moig sand med ett filter, Nordifa 5-71-045 special. Utbytbara filter är utlagda på gruset i fördelningsbrunnarna. Under magasinet har ett dräneringslager av grus utlagts. Ett observationsrör är placerat mitt i anläggningen (obs-rör nr 8, \varnothing 50). En nödavloppsledning \varnothing 150 på nivån +5,15 m är placerad i anslutning till en inspektionsbrunn i det ena bortre hörnet av anläggningen. Nödavloppsledningen är ansluten till det befintliga spillvattensystemet.

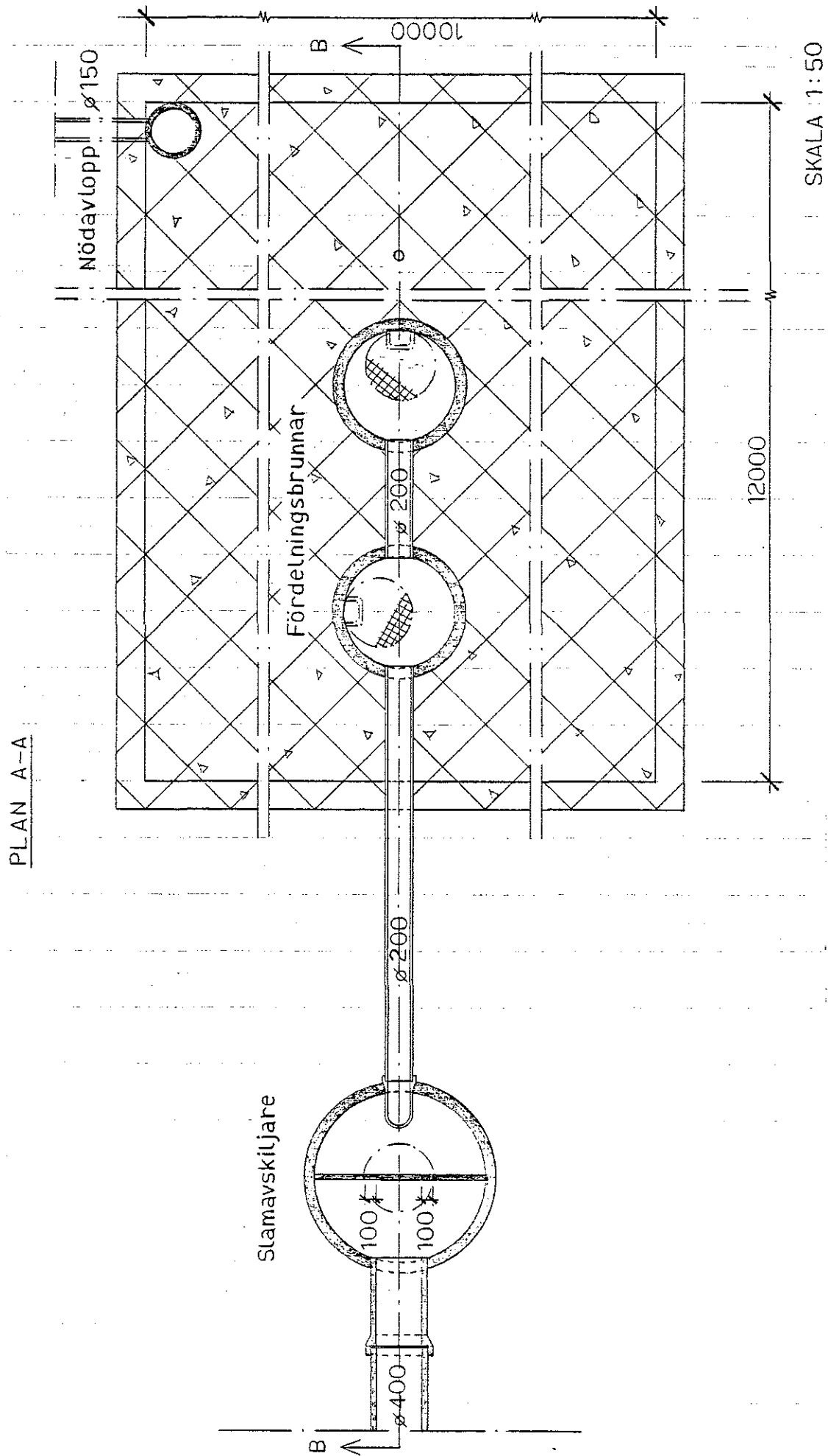


FIG. 3.4. Plan över perkolationsanläggningen.

SEKTION B-B

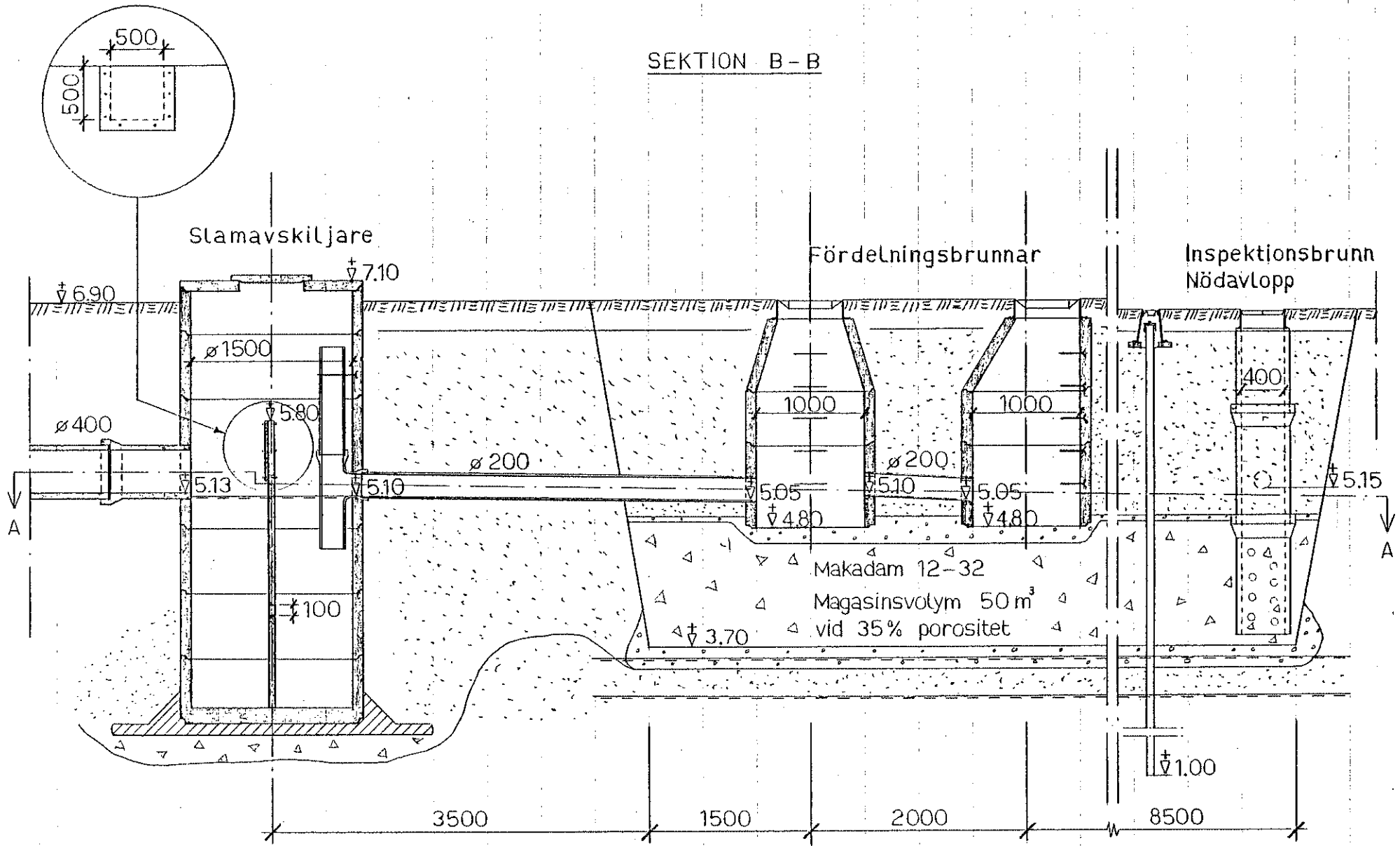


FIG. 3.5. Sektion av perkolationsanläggningen. I figuren har grundvattennivån, för april 1975 +3,60 m och maj 1975 +3,25 m, markerats.

SKALA 1:50

Plåten som täcker ursparingen i mellanväggen ersattes under försöken med ett Thomsonöverfall. Intagshålen i mellanväggen tätades med plywoodskivor som drogs ihop på var sida om mellanväggen med en centrumskruv. Härvid sattes mellanväggens slamavskiljande funktion ur spel. Detta bedömdes ha liten betydelse eftersom försöken endast var temporära och T-röret på utloppet fortfarande fungerade som slamavskiljare.

4 OMGIVNINGENS GEOLOGI

4.1 Geologiska förhållanden i nära anslutning till perkolationsanläggningen

I anslutning till perkolationsanläggningen har en geologisk sammanställning tidigare utförts (Lind, 1977). Följande uppgifter i detta kapitel och kapitel 4.2 är hämtade ur nämnda arbete. Denna sammanställning har utförts dels med hjälp av prover tagna av gatukontoret i Halmstad i samband med anläggningen av magasinet och dels med hjälp av resultaten från de rördrivningar som gjorts för att komplettera grundvattenobservationsnätet. En spadborrning till ca 2,25 m djup har också givit värdefull information.

Vid utgrävningarna för magasinet togs i schaktväggen jordprover för var 0,25 m. Dessutom dokumenterades schaktväggens utseende genom fotografering. Dessa prover och foton har analyserats och sammanställts till profilen i FIG. 4.1. Lagerföljden utgörs här från ytan räknat av ett tunt lager grusig sand underlagrat av ca 1,4 m fyllnadsmassor, bestående av i huvudsak sand och grovmo med kraftigt inslag av tippsten. Därunder ligger ett par cm tjockt torvlager, troligtvis utgörande den ursprungliga markytan, vilande på moig sand övergående till mo och mot djupet mjällig mo.

Spadborrningen som är utförd ett tiotal meter väster om magasinet (se FIG. 4.4) har legat till grund för profilen i FIG. 4.2. Lagerföljden i denna profil utgörs från ytan räknat av ca 0,3 m mo med inslag av grus och rötter. Därunder ca 0,2 m grovmo-sand vilande på ca 0,25 m sand med lerklumpar följt av ren sand. Det därunder liggande torvlagret vilar på ett tunt lager av mo med inslag av småsten. Detta lager övergår i sand med inslag av rötter och tegelfragment.

Vid neddrivning av de nya observationsrören 1, 2, 4, 5 och 6 (se FIG. 4.4) har prover tagits för analys för

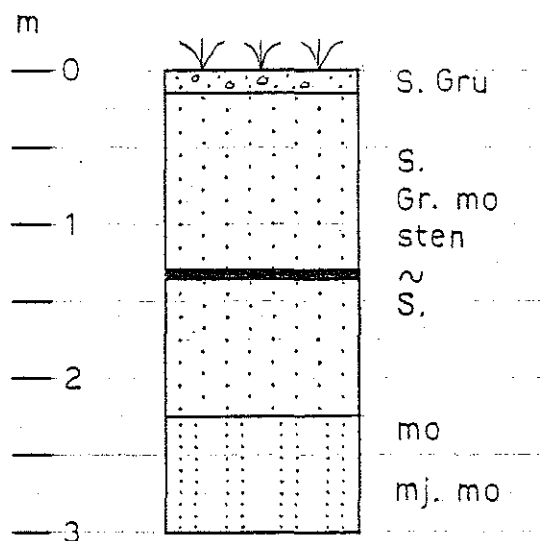


FIG. 4.1. Jordprofil i magasinets schaktvägg (efter Lind, 1977).

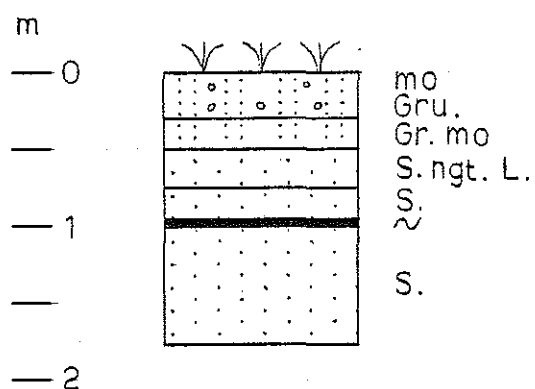


FIG. 4.2. Jordprofil erhållen m h a spadborrning ett tiotal meter väster om magasinet (se FIG. 4.4). (Efter Lind, 1977).

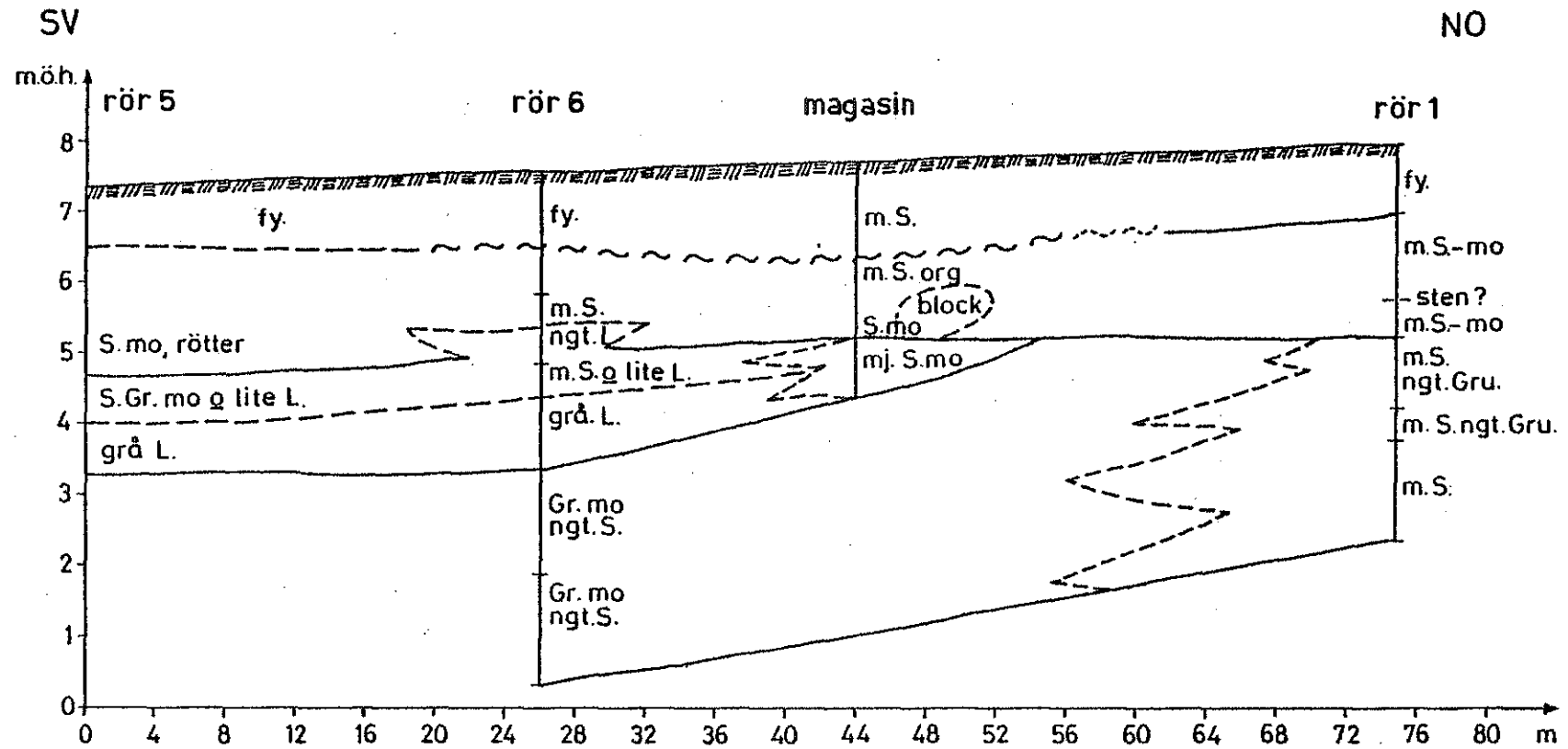


FIG. 4.3. Sektion genom parken vid Falckens väg, grundad på utförda rördrivningar och provtagningar. Sektionens läge framgår av FIG. 4.4 (ur Lind, 1977).

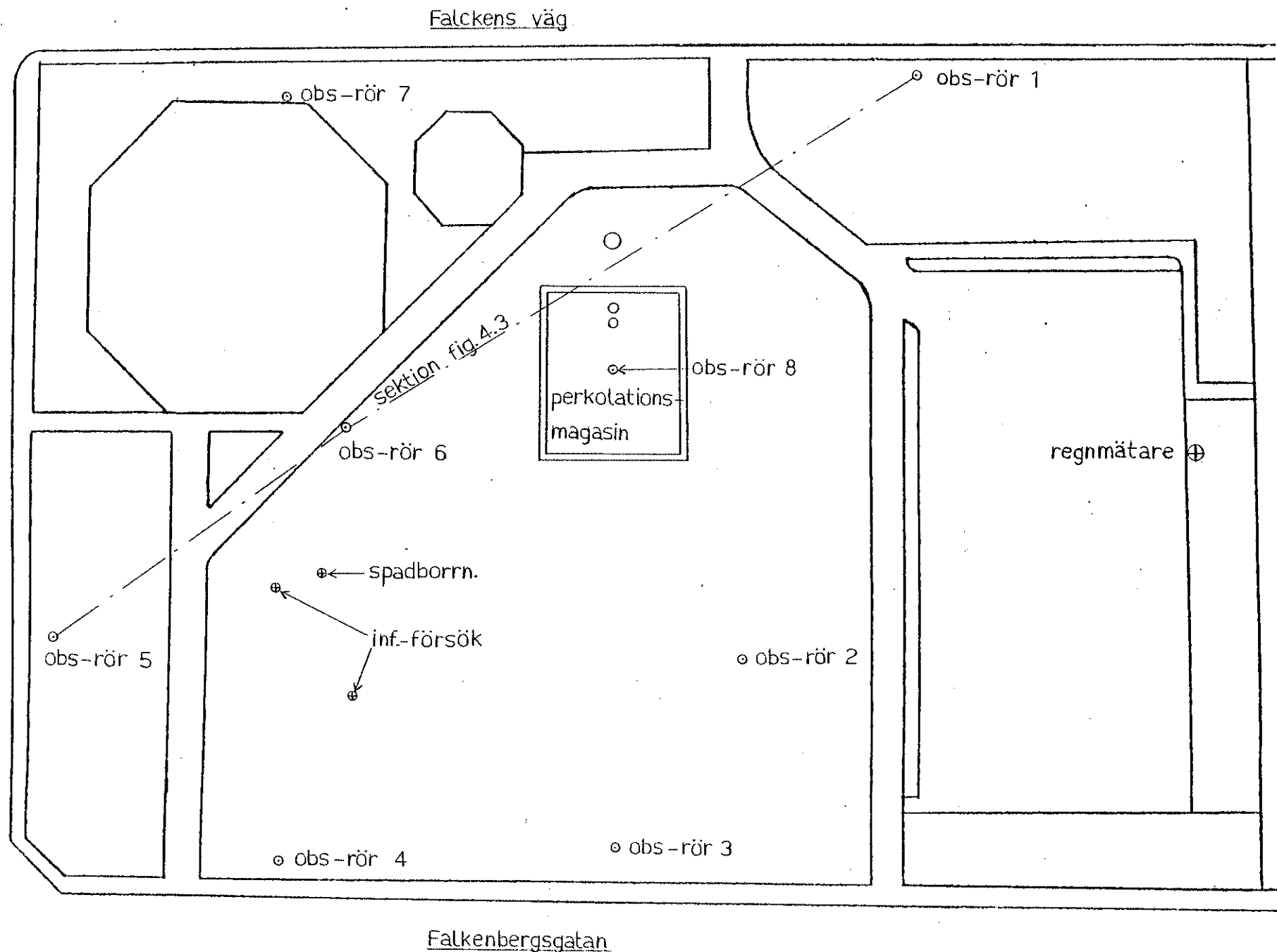


FIG. 4.4. Karta över parken vid Falckens väg. Skala 1:400.

var 1,5 m. Neddrivning har skett med hejarbock försedd med en 60 kg frifallshejare. Prover från lagerserien har erhållits genom successiv uppspolning. Resultaten från rördrivningen har sammanställts till sektionen FIG. 4.3. Vid konstruktionen av sektionen har hänsyn även tagits till profilerna FIG. 4.1 och 4.2. Marklagren i sektionen utgörs i stort sett av 1-2 m moiga-sandiga fyllnadsmassor med kraftigt inslag av tippsten. Detta lager skiljs via ett lager av organiskt material från underliggande naturliga material av sand och mo med någon inlagring av rottrådar. Det mellanlagrande skiktet av organiskt material utgörs i punkten för magasinet av torv, medan det utåt sektionens bägge sidor övergår i en mullhaltig fossil markhorisont. I mo- och sandskiktet påträffades vid grävningssarbetet till synes primärt inlagrade block. I sektionens sydvästra del underlagras de moiga-sandiga sedimenten av en lerlins, som åt nordost snabbt tunnare ut och övergår i mjåla och mo. Övergången till leran synes ske successivt och utan skarp gräns. Lerskiktet underlagras av sand och mo.

4.2 Infiltrationsförsök

Infiltrationsförsök har gjorts (Lind, 1977) i avsikt att bedöma markytans infiltrationskapacitet i parkens naturliga marklager vid sidan om perkolationsmagasinet. Av dessa framgår att infiltrationskapaciteten varierar lokalt mellan vida gränser, men är i stort sett att betrakta som mycket god. De värden på infiltrationskapaciteten som uppmättes var 420 mm/tim respektive 140 mm/tim. Infiltrationsplatsernas lägen framgår av FIG. 4.4.

4.3 Enhålsförsök - slugtest

4.3.1 Bakgrund

Bestämning av transmissivitetskoefficienten hos materialet närmast grundvattenobservationsrören har utförts som slugtest. Metoden innebär ett momentant tillförande

eller borttagande av en känd vattenvolym från en brunn. Beroende på genomsläppligheten hos materialet omedelbart utanför brunnen, kommer vattenytan i brunnen att återgå till sin ursprungliga nivå enligt en tidsfunktion $H(t)$.

Det utvärderingsförfarande som finns att tillgå vid beräkning av transmissivitetskoefficienten, gäller en brunn utan vattenuttag i en homogen och isotrop sluten akvifer av jämn mäktighet med brunnsfilter som täcker hela akvifermäktigheten (se FIG. 4.5). Om emellertid, vid en öppen akvifer, grundvattenfluktuationerna är små i förhållande till akviferens mäktighet, kan samma utvärderingsförfarande användas. Detta antagande har vi gjort vid den aktuella undersökningen.

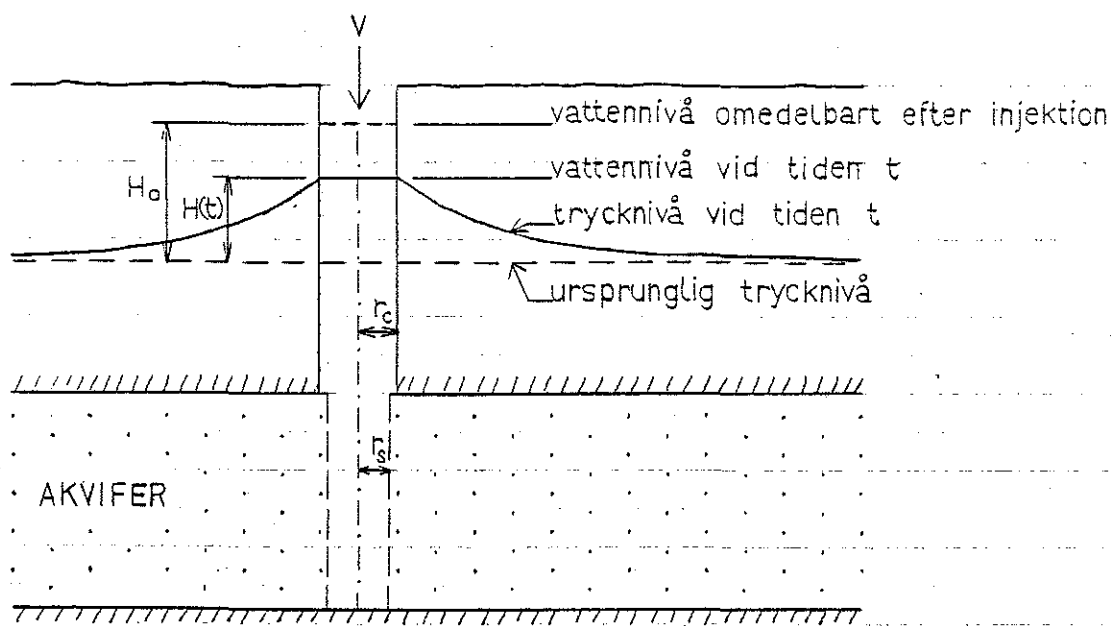


FIG. 4.5. Vatten- och trycknivåns förändring efter det att viss vattenvolym tillförts.

Varaktigheten av en slugtest är mycket kort och därför representerar den bestämda transmissiviteten endast det vattenförande materialet närmast brunnen. Testen utgör dock ett enkelt sätt att bestämma transmissiviteten punktvis. I vissa typer av grundvattenundersökningar kan ett stort antal sådana transmissiviteter punktvis ofta vara

av större värde än ett enstaka värde på transmissivitet som erhållits vid ett långvarigt pumpförsök.

Metoden kan inte användas vid transmissiviteter som väsentligen överstiger $T = 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$, då förhöjningen av vattennivån som erhållits av slugen försvinner så snabbt att datakurvan inte kan bestämmas tillräckligt noggrant.

4.3.2 Utförande

Brunnen, observationsröret, påfylldes momentant en känd volym V , i detta fall en massiv stav med $V = 1002,7 \text{ cm}^3$. Härvid erhöles en momentan vattenståndshöjning till nivå $H_0 = \frac{V}{r_c^2 \cdot \pi}$ (r_c = brunnsradien) över den ursprungliga nivån (se FIG. 4.5). Denna vattenståndshöjning och efterföljande nivåsänkning registrerades med hjälp av ett ljuslod samtidigt med noggrann tidsnotering.

Obs-rören har dimensionen 2" (med undantag av rör 7 som har dimensionen 3"). Detta medför att vi erhåller en teoretisk överhöjning av $H_0 = \frac{1002,7}{2,5^2 \cdot \pi} = 51 \text{ cm}$. Trots att ljuslodet sänktes ned samtidigt med den massiva staven har vi erhållit värden på H_0 som i stort varierar mellan 34 cm och 48 cm. Orsaken till att vi har fått värden på H_0 som är mindre än det teoretiska kan vara, förutom rena avläsningsfel, att en rörskarv som ej är ordentligt ihopdragen befinner sig någonstans mellan ursprungliga vattenytan och överhöjningens nivå. I rör 8 har vi dock erhållit det anmärkningsvärt låga värdet $H_0 = 13 \text{ cm}$, som ej kan förklaras med det ovanstående.

Fördelen med att använda en massiv stav i stället för injicering av en vattenmängd är att starttidpunkten blir mera väldefinierad än när vatten hålls i brunnen och helt eller delvis rinner ned utefter brunnsväggen. Vattennivåmätningarna måste snabbt påbörjas efter det att "slugen" införts i brunnen.

4.3.3 Grafisk metod för bestämning av transmissivitetsskoefficient

En skara typkurvor, där H/H_0 som funktion av $\frac{Tt}{r^2 c}$ finns uppritade på halvlogaritmiskt papper, möjliggör transmissivitetsbestämning, (se FIG. 4.6.).

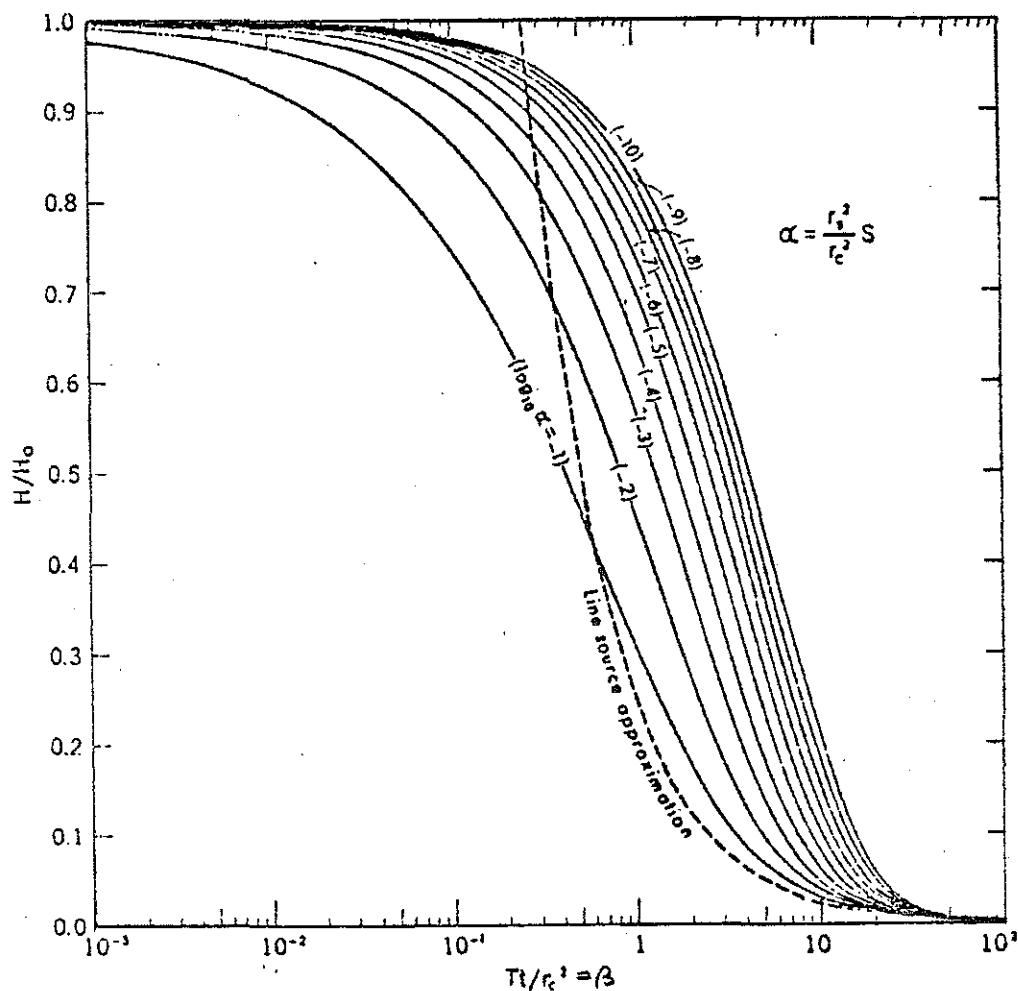


FIG. 4.6. Exempel på typkurvor för momentan vattenövershöjning i en brunn med ändlig diameter (ur Ferris, 1963).

De erhållna värdena på H/H_0 som funktion av tiden t plottas på halvlogaritmiskt papper med samma skala som typkurvorna. Denna plot placeras över typkurvorna. Med plottens tidsaxel sammanfallande med typkurvornas $\frac{Tt}{r^2 c}$ -axel förskjuts dataplotten till det läge där den bäst passar med någon av typkurvorna. I detta läge avläses samhörande värden på t och $\frac{Tt}{r^2 c}$ varur T kan beräknas enligt:

$$\left(\frac{Tt}{r_c^2}\right)_{\text{avläst}} = \frac{Tt_{\text{avläst}}}{r_c^2}$$

där T = transmissivitetskoefficienten
 t = tiden
 r_c = brunnsradien.

4.3.4 Numerisk metod för bestämning av transmissivitetskoefficienten

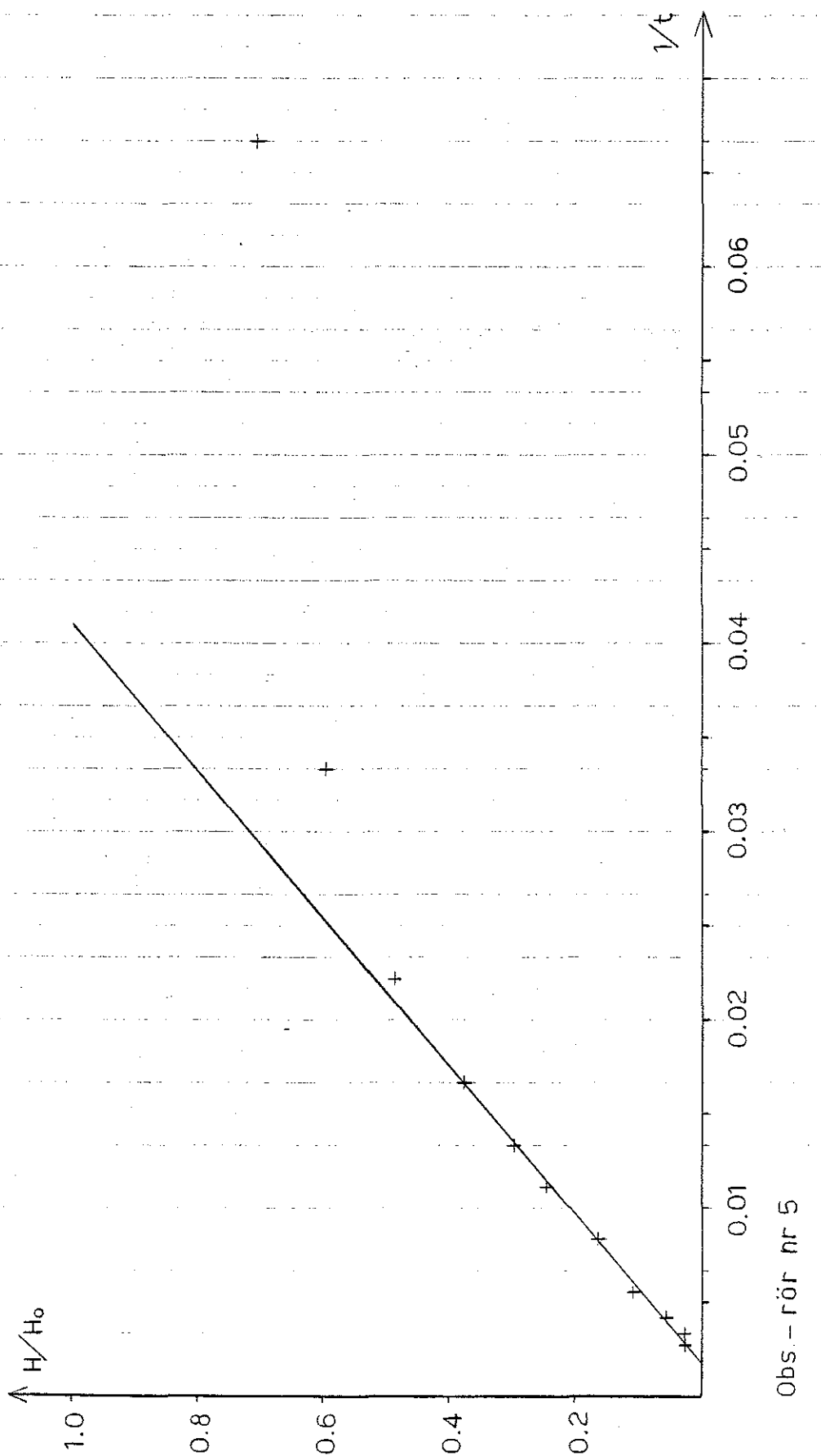
De erhållna värdena på H/H_0 som funktion av $\frac{1}{t}$ plottas i linjär skala. De plottade värdena skall då definiera en rät linje genom origo. Utifrån koordinaterna i en godtycklig punkt på den räta linjen kan T beräknas med hjälp av ekvationen

$$H/H_0 = \frac{r_c^2}{4T} \cdot \frac{1}{t}$$

Det föreligger alltså ett rätlinjigt förhållande mellan H/H_0 och $\frac{1}{t}$ och uttrycket $r_c^2/4T$ är lika med linjens riktningskoefficient. I FIG. 4.7 visas exempel på det rätlinjiga förhållandet mellan H/H_0 och $1/t$.

4.3.5 Resultat av slugtesten

De erhållna värdena på transmissivitetskoefficienterna redovisas i TAB. 4.1 nedan. Någon bestämning av transmissivitetskoefficienten vid observationsrör 3 och observationsrör 7 har ej kunnat göras. Vid försöken i rör 3 visade det sig att den massiva staven ej kunde sänkas ned så långt att den helt täcktes av vatten. Detta kan bero på att röret ej är drivet tillräckligt långt under grundvattenytan. Vid försöken i rör 7 kunde ej någon avsänkning av förhöjningen iakttas. Detta tyder på en mycket låg transmissivitetskoefficient eller också på att vattnet i röret kommunicerar dåligt med omgivande mark. Observationer av grundvattenytans fluktuationer under längre tid visar dock att rör 7 ej är helt tilltäppt (se FIG. 4.8).



Obs. - rör nr 5

FIG. 4.7. Exempel på det närlinjiga förhållandet mellan H/H_0 och $1/t$. Försök i observationsrör nr 5, 1976-08-18.

TAB. 4.1.

Rör nr	T grafisk metod	T numerisk metod
1	$2,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$0,23 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
2	$20,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$9,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
3	-	-
4	$33,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$6,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
5	$33,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$6,1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
6	$14,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
7	-	-
8	$8,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$3,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Rören 1, 6 och 8 uppvisar något lägre värden på transmissivitetskoefficienten än övriga uppmätta rör. Detta bekräftas av att grundvattenytans gradient, som erhållits från grundvattenståndsobservationer, är högre i närheten av dessa rör (se FIG. 4.9 och 4.10).

Resultaten från rör 8 får anses som något osäkrare än de övriga. Bestämningen av dess parameter H/H_0 blev något grov eftersom H_0 var så låg som 13 cm och avläsningen av H ej kunde göras med bättre upplösning än 1 cm.

I stort skiljer sig resultaten upp till en 10-potens mellan de båda metoderna, vilket hänger samman med olikheter i utvärderingsförfarandet. För övrigt uppvisar resultaten god samstämmighet och de erhållna resultaten stämmer väl överens med de värden som man normalt erhåller för grovmo.

4.4 Grundvattenståndsobservationer

Observationer av grundvattenytans nivå har gjorts i samtliga observationsrör i en månads tid under perioden 760818-760919. Observationerna har gjorts med 1 veckas mellanrum eller mindre. En sammanställning av de uppmätta grundvattennivåerna presenteras i FIG. 4.8 tillsammans med den aktuella dygnsnederbörden som registrerats under perioden.

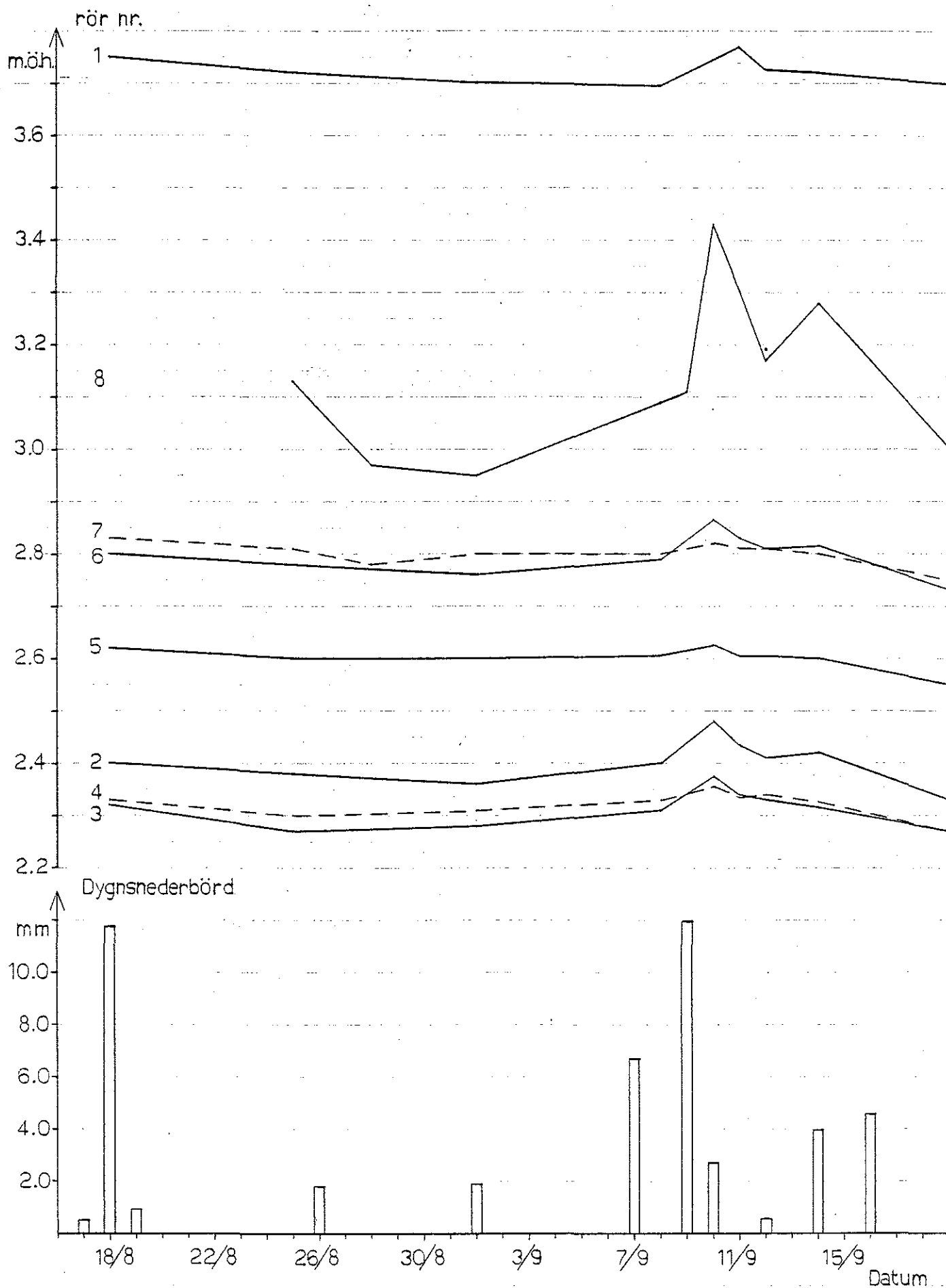


FIG. 4.8. Grundvattenobservationer under perioden 1976-08-18-1976-09-19 tillsammans med aktuell dygnsnederbörd.

Som framgår av FIG. 4.9 och 4.10 är observationsrör 1 placerat i grundvattenströmmen uppströms perkolationsmagasinet. Den höjning av grundvattenytan som registrerats under perioden 760908-760911 är således orsakad av det dagvatten som infiltrerats direkt genom permeabla ytor i och utanför området. Den lokala förhöjningen av grundvattenytan som perkolationsmagasinet orsakar, medför en minskad gradient på grundvattenytan uppströms magasinet. Detta medför, att vi får en uppdämning av grundvattenströmmen vilket i sin tur förstärker höjningen av grundvattenytan uppströms perkolationsmagasinet. Att toppen infaller ett dygn senare i rör 1 än i övriga rör, tyder på att den tidigare nämnda infiltration sker på ett visst avstånd från rör 1 och/eller att det tar denna tid att få en reaktion på överhöjningens uppdämningseffekt.

Rör 2 uppvisar något större fluktuationer än rör 6 trots större avstånd från magasinet. Detta kan bero på att rör 2 ligger mera rakt i strömningsriktningen än rör 6.

Rör 7 är placerat vid sidan av magasinet i strömningsriktningen. Därav uppvisar rör 7 lika små fluktuationer som rör 4 och 5 trots det kortare avståndet. Dessutom visar slugtesten (se 4.3.4) att transmissivitetskoefficienten troligtvis är lägre i närheten av rör 7 än i närheten av rör 4 och 5.

Att toppen i rör 8 ligger 1 dygn efter det stora regnet 760909 beror på att avläsningen den dagen gjordes vid en tidpunkt innan regnet. Rör 8 reagerar tämligen omedelbart vid vattentillförsel i magasinet, vilket tyvärr inte framgår av figuren.

4.5 Grundvattenströmningen

Med hjälp av rätlinjig interpolation mellan observationsrören har en beskrivning av grundvattenytan i området gjorts. Resultatet kan med denna metod endast

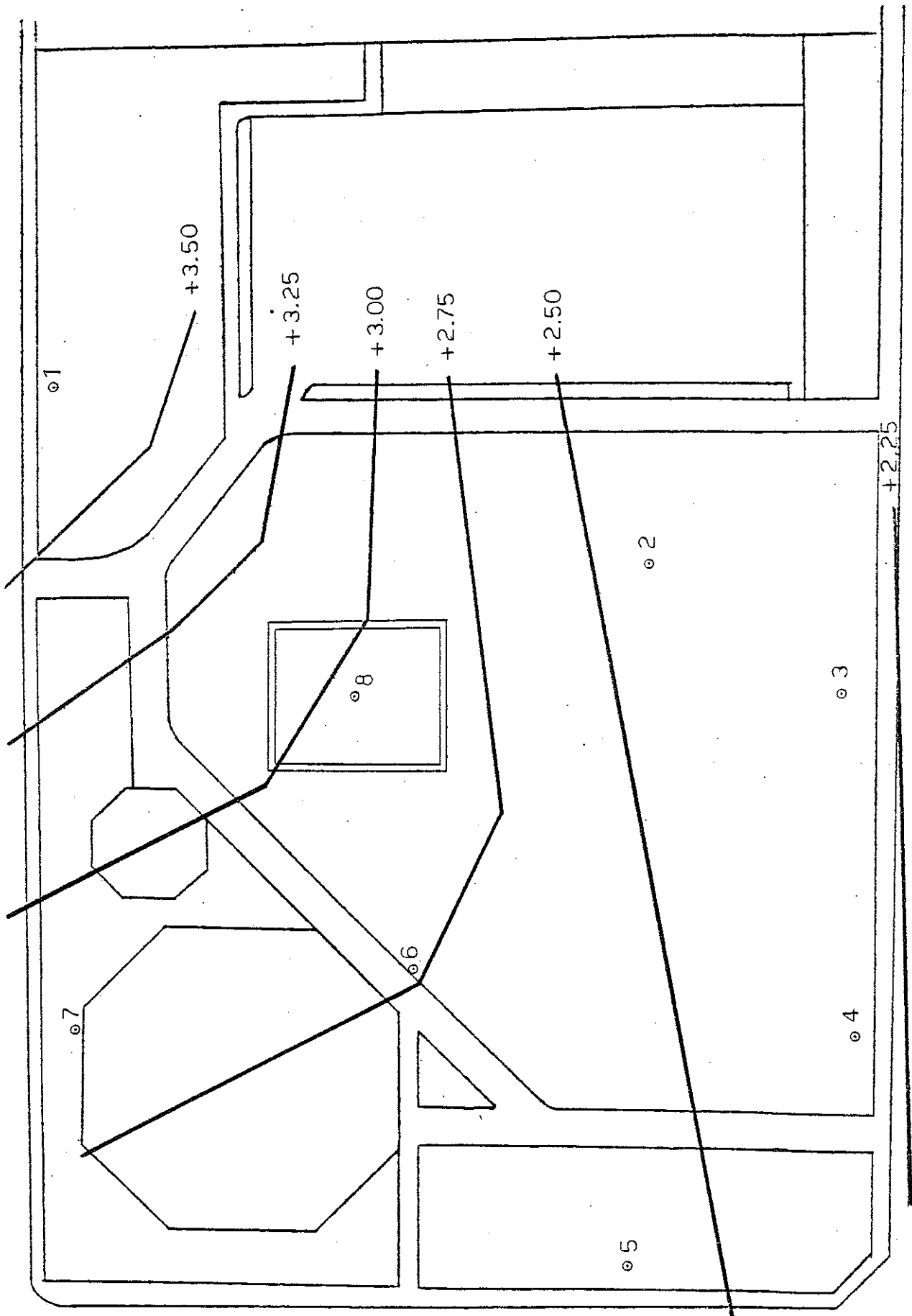


FIG. 4.9. Grundvattentytan 1976-09-01. Skala 1:400.

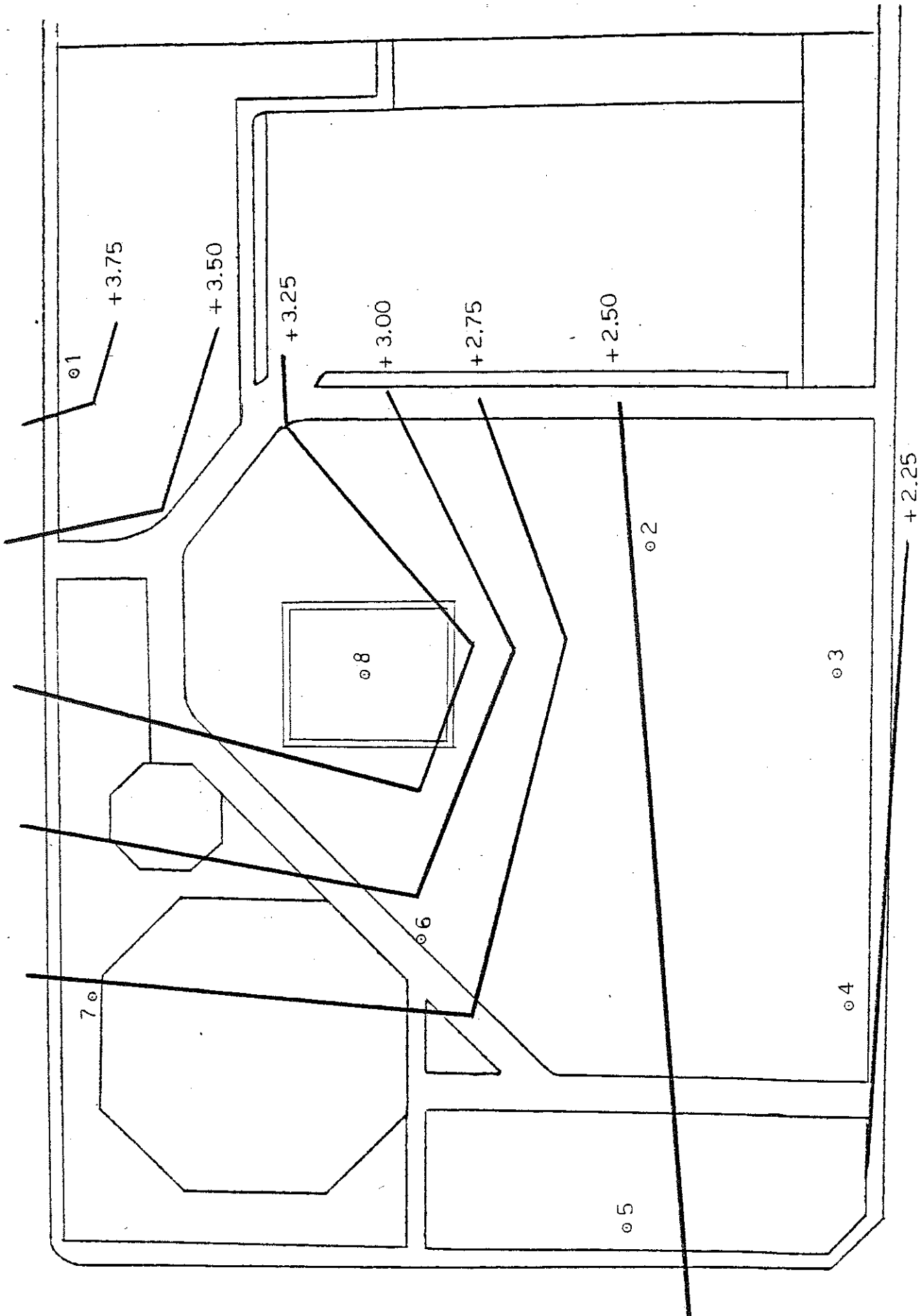


FIG. 4.10. Grundvattentytan 1976-10-20. Skala 1:400.

bli ytterst schematiskt men kan ändå ge en ungefärlig bild av hur grundvattnet strömmar. FIG. 4.9 och 4.10 har uppritats utgående från grundvattenståndsmätningar 760901 resp 761020. FIG. 4.9 visar grundvattenbilden efter en period av 13 dygn med måttlig nederbörd (se FIG. 4.8). FIG. 4.10 visar en grundvattenbild som föregås av en period där sammanlagt 38 mm fallit inom 5 dygn. Här kan man tydligt se en lokal överhöjning av grundvattenytan orsakad av de vattenmängder som tillförts perkolationsmagasinet.

5 DAGVATTNETS KVANTITET

5.1 Mätning av nederbörd och avrinning

5.1.1 Nederbörd

Nederbörden registrerades i en punkt några tiotal meter öster om perkolationsanläggningen (se FIG. 4.4). Mätaren var av flottörtyp (Hellman) som ger ackumulerad nederbörd på ett avlöpande diagrampapper med frammatningshastighet 40 mm/tim (se FIG. 5.1 och 5.2). Då nederbörds-mängden uppgått till 10 mm tömmes, med hjälp av en hävert, flottörhusets innehåll ned i ett plåtkärl. Framdrivningen av diagrampapperet ombesörjdes av ett urverk med en gångtid på ca 3 veckor. Trots diverse justeringar för att få urverket att gå exakt rätt, lyckades inte detta. Detta problem fick lösas genom täta tidsmarkeringar på diagrampapperet. Vid den efterföljande bearbetningen av nederbördsdata fick rätt tid interpoleras fram mellan tidsmarkeringarna.

Vi har valt tidssteget 2 min vid konstruktionen av nederbördshyetograferna, dvs nederbördskurvan har indelats i 2 min-intervall och sedan har differenserna dem emellan uppritats som stapeldiagram uttryckt i dimensionen mm/tim (se FIG. 5.5-5.13).

5.1.2 Avrinning

Flödesregistrering har skett i slamavskiljaren medelst ett 90° Thomsonöverfall och en akustisk pegel med skrivare, se FIG. 5.3. Thomsonöverfallet infästes i en ursparing i slamavskiljarens mellanvägg.

Kalibrering och flödesmätningen tillgick på så sätt att vatten från en brandpost spolades ned i anslutningsbrunnen uppströms slamavskiljaren samtidigt som pegelns skrivare registrerade vattenytans höjd över mätöverfallets spets. Flödet från brandposten registrerades med hjälp av en på ståndaren befintlig volymmätare.

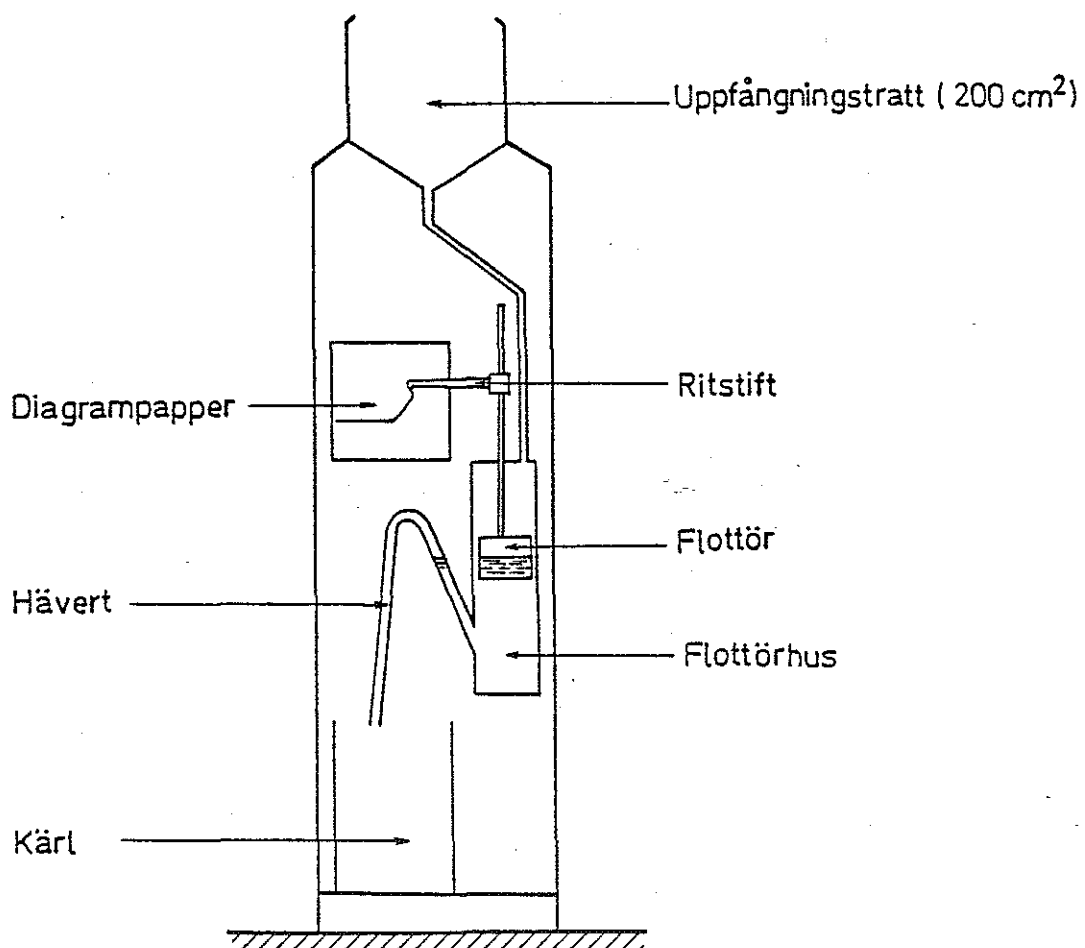


FIG. 5.1. Nederbördsrätare typ Hellmann (ur Arnell, 1975).

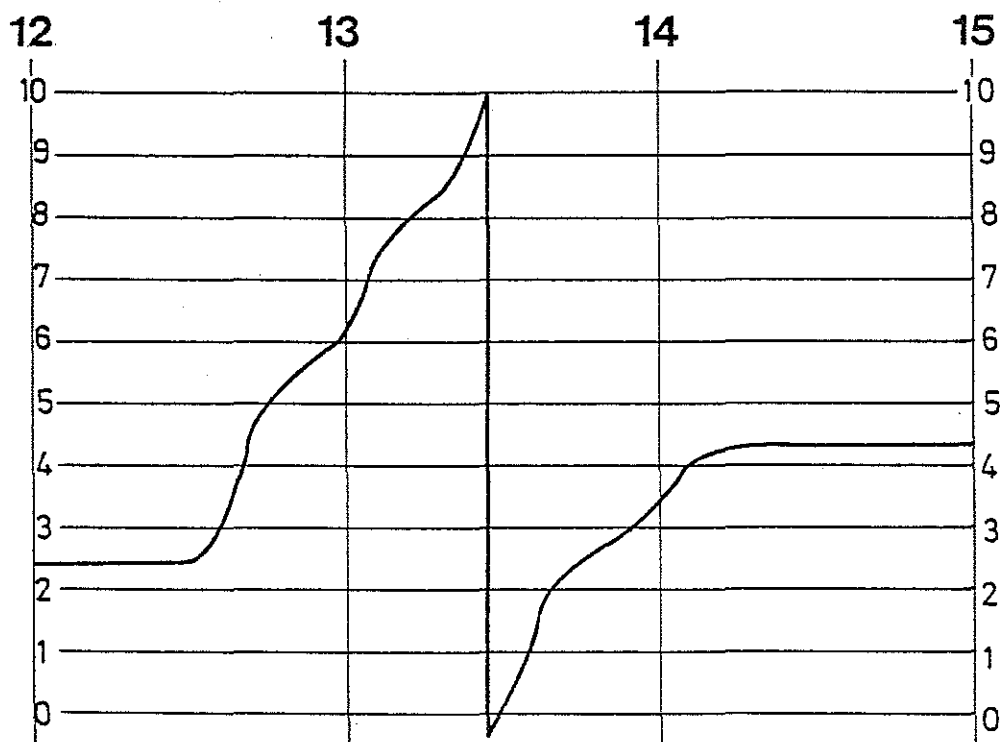


FIG. 5.2. Nederbördsdiagram från Hellmanrätare (ur Arnell, 1975).

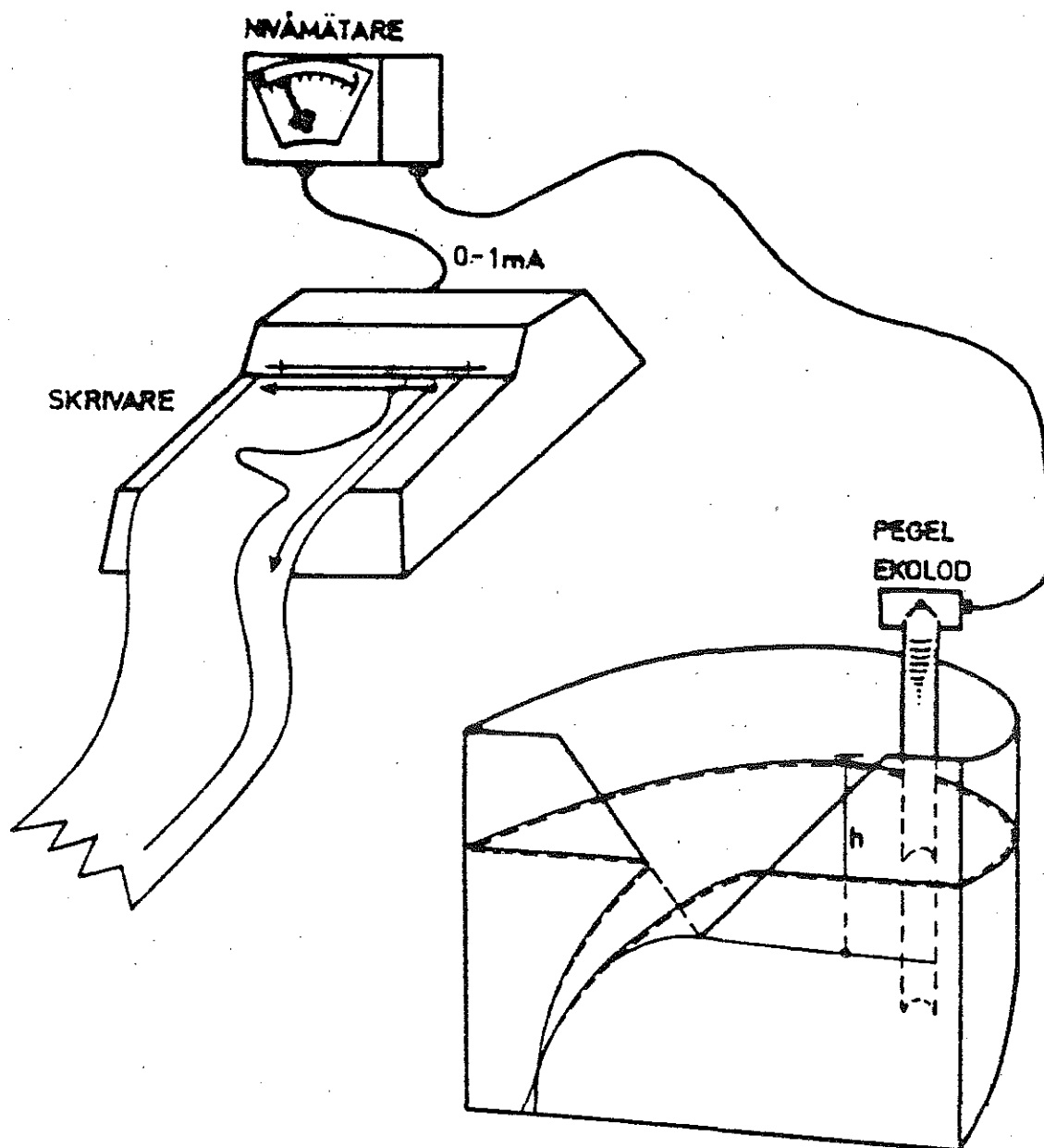


FIG. 5.3. Utrustning för avrinningsmätning (ur Ericsson, 1977).

Ursprungligen sattes Thomson-överfallets spets på nivån +5,55 m. Därvid uppkom svårigheter att i torrperioder få uppströmsvattenytan att förhålla sig konstant i höjd med överfallets spets. Orsaken till detta antogs vara läckage i rörskarvarna uppströms. För att minska antalet rörskarvar belägna under lugnvattenytan sänktes överfallet till nivån +5,30 m. Den därefter observerade sänkningen av vattenytan under torrperioder var obetydlig.

Avbördningen q över ett Thomson-överfall fås teoretiskt ur formeln:

$$q = \frac{8}{15} \mu \sqrt{2g} h^{5/2}$$

där q = avbördning i m^3/s
 μ = avbördningskoefficient ($0,57 < \mu < 0,63$)
 h = lugnvattenytans höjd över spetsen i m.

Beräkningar enligt denna formel stämmer ej väl överens med våra erhållna kalibreringsvärden. Detta kan bero på läckage i ledningarna uppströms överfallet och att inkommande vattenström i slamavskiljaren påverkar strömmingen över Thomson-överfallet. Försök gjordes att ändra värdet på μ för att därigenom närma sig våra kalibreringsvärden. Detta gav dock ej tillfredställande resultat ($\mu = 0,89$, se FIG. 5.4). I stället anpassades en exponentialfunktion enligt minsta kvadratmetoden till kalibreringsvärdena (FIG. 5.4).

Avbördningsfunktion: $q = 0,0567 h^{1,98}$

där q = avbördning i l/s
 h = lugnvattenytans höjd över spetsen i cm.

Vid uppritandet av avrinningskurvan tillsammans med nederbördshyetografen, har flödet dividerats med de impermeabla ytornas totala area ($A = 3670 m^2$) och multiplicerats med 3600s. Härigenom fås avrinningen uttryckt i mm/tim vilket underlättar jämförelser mellan nederbörden och avrinningen (se FIG. 5.5-5.13).

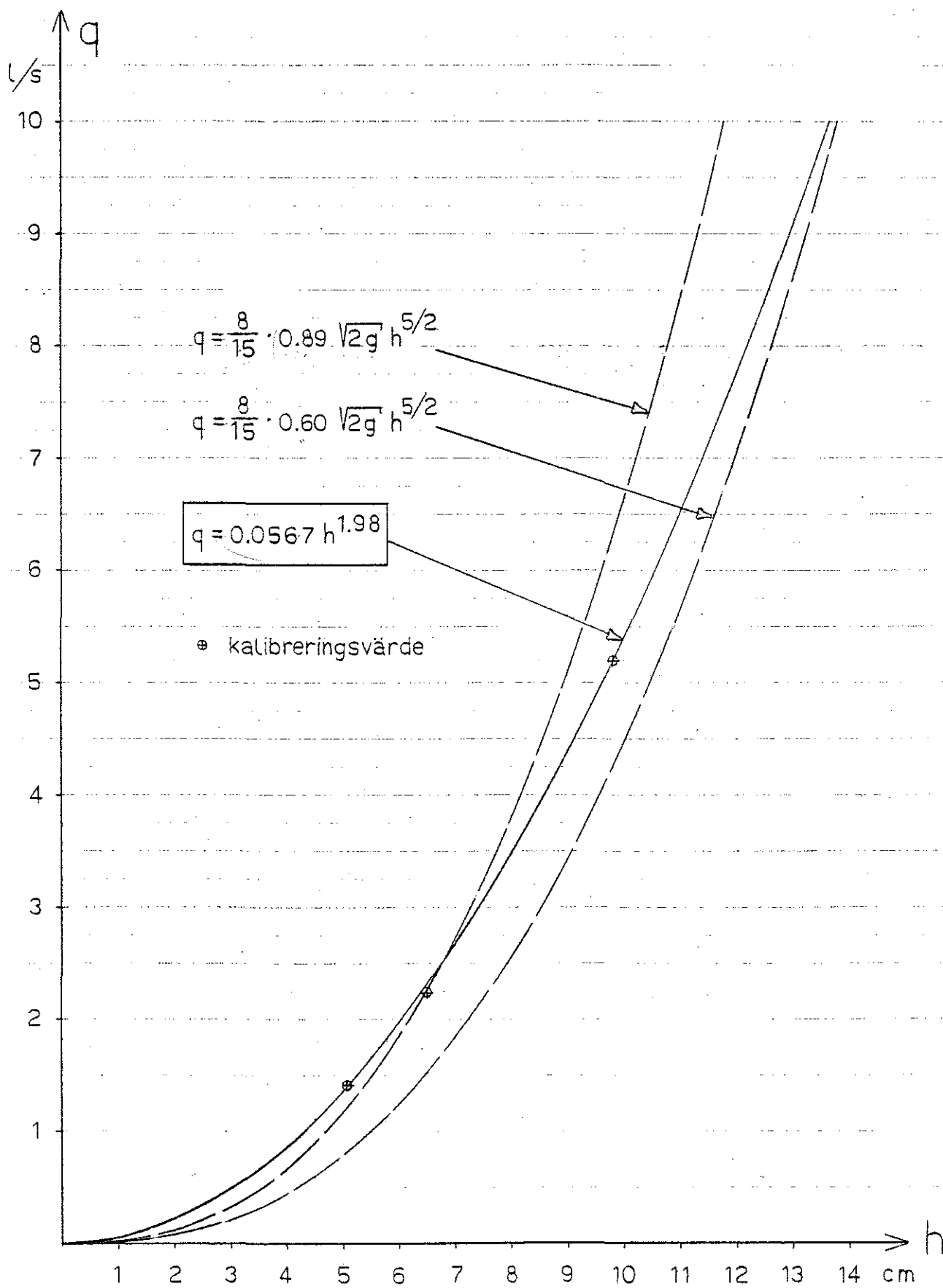


FIG. 5.4. Jämförelse mellan kalibreringsvärden och olika avbördningsfunktioner.

5.1.3 Nederbördshyetografer med tillhörande avrinningshydrografer

Följande figurer (FIG. 5.5-5.13) redovisar 9 regntillfällen där regnintensitetens variationer presenteras tillsammans med avrinningens flödesvariationer. Nederbörden presenteras i form av ett omvänt stapeldiagram i den övre delen där varje stapel representerar medelintensiteten under 2 min. Avrinningshydrografen är den heldragna kurvan i nedre delen av diagrammet. Svårigheterna att mäta nederbörd och avrinning innebär att man allmänt kan räkna med mätfel på upp till 10 ä 15%. De i figurerna redovisade mätningar har sannolikt ej större mätfel.

I FIG. 5.10-5.13 redovisas dessutom den i kap 5.2.2 beskrivna simuleringen av avrinning.

5.2 Dagvattnets kvantitet - utvärdering

En stor del av ytorna i urbana områden är utjämnade och impermeabla (gator, tak, etc) och dagvattenledningarna ger en nästan obefintlig magasinering. Avrinningsförloppet sker därför snabbare i urbana områden än i rurala. Vi får höga och kortvariga flöden med variationer i en tidsskala jämförbar med nederbördens intensitetsvariationer och "reaktionstiden" (tiden från regnintensitetsmaximum till flödesmaximum) blir mycket kortare. Detta medför att kortvariga regn med hög intensitet ger de högsta flödena.

FIG. 5.14 visar en schematisk bild av det hydrologiska kretsloppet för ett område. Blocken representerar olika delar av området och pilarna de processer som transporterar vattnet mellan delarna. De processer som här är av intresse är nederbörden, infiltrationen, ytmagasinering, avrinningsförloppet på ytorna samt avrinningen i ledningssystemet (streckad rektangel i FIG. 5.14).

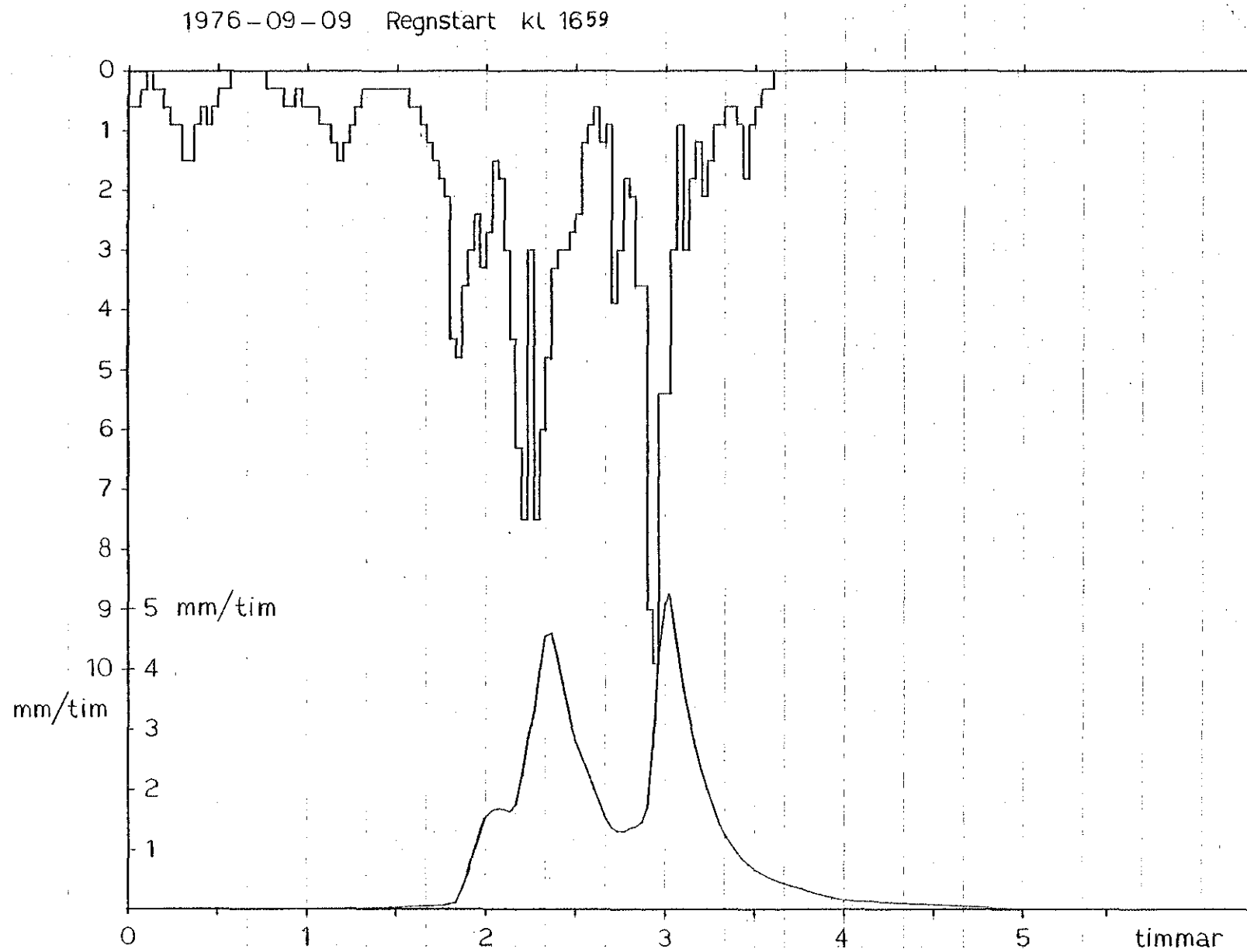


FIG. 5.5. Nederbördshyetograf och avrinningshydrograf, Halmstad
1976-09-09 klockan 16.59.

1976-10-05 Regnstart kl 09.59

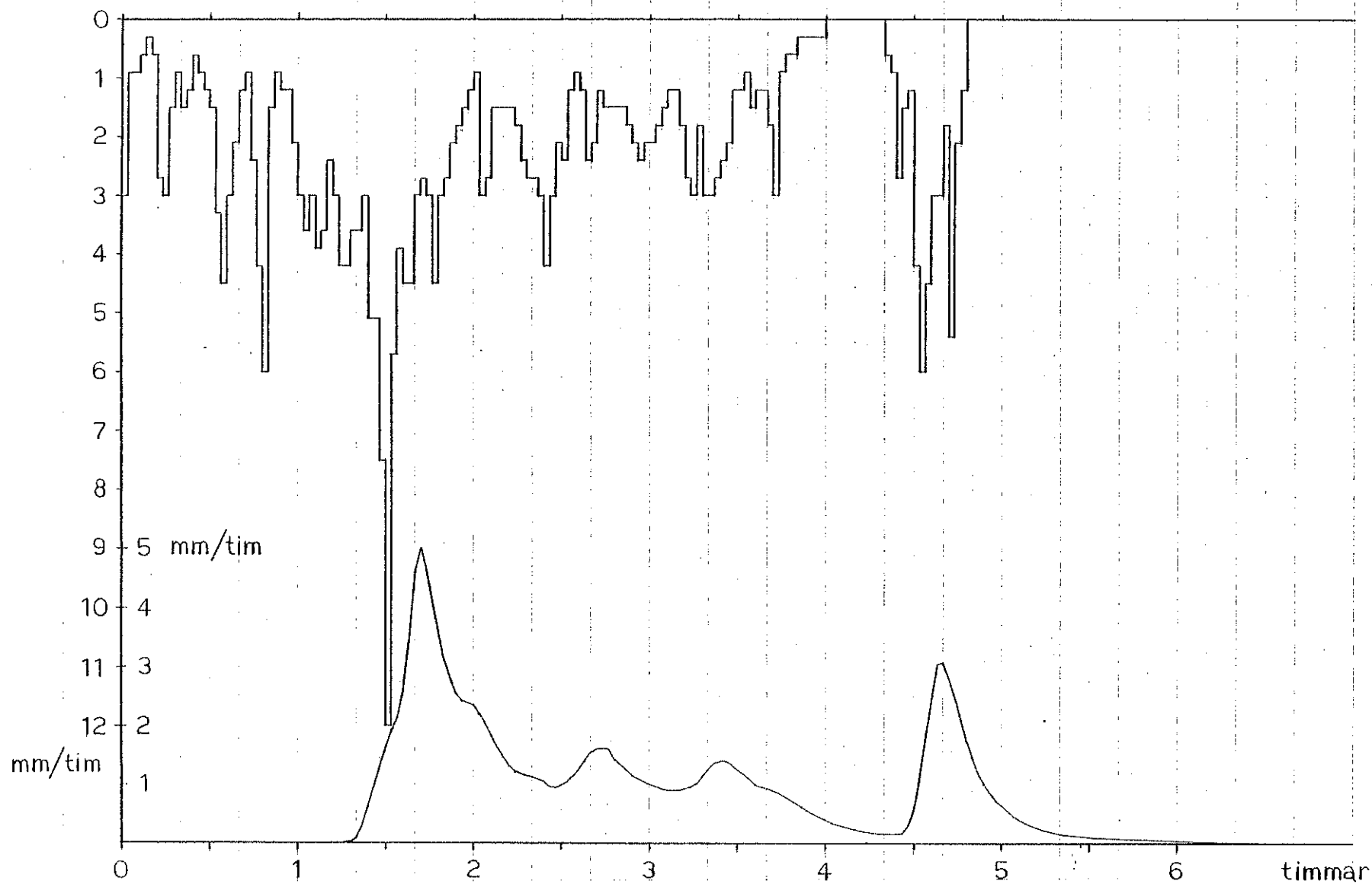


FIG. 5.6. Nederbördshyetograf och avrinningshydrograf, Halmstad
1976-10-05 klockan 09.59.

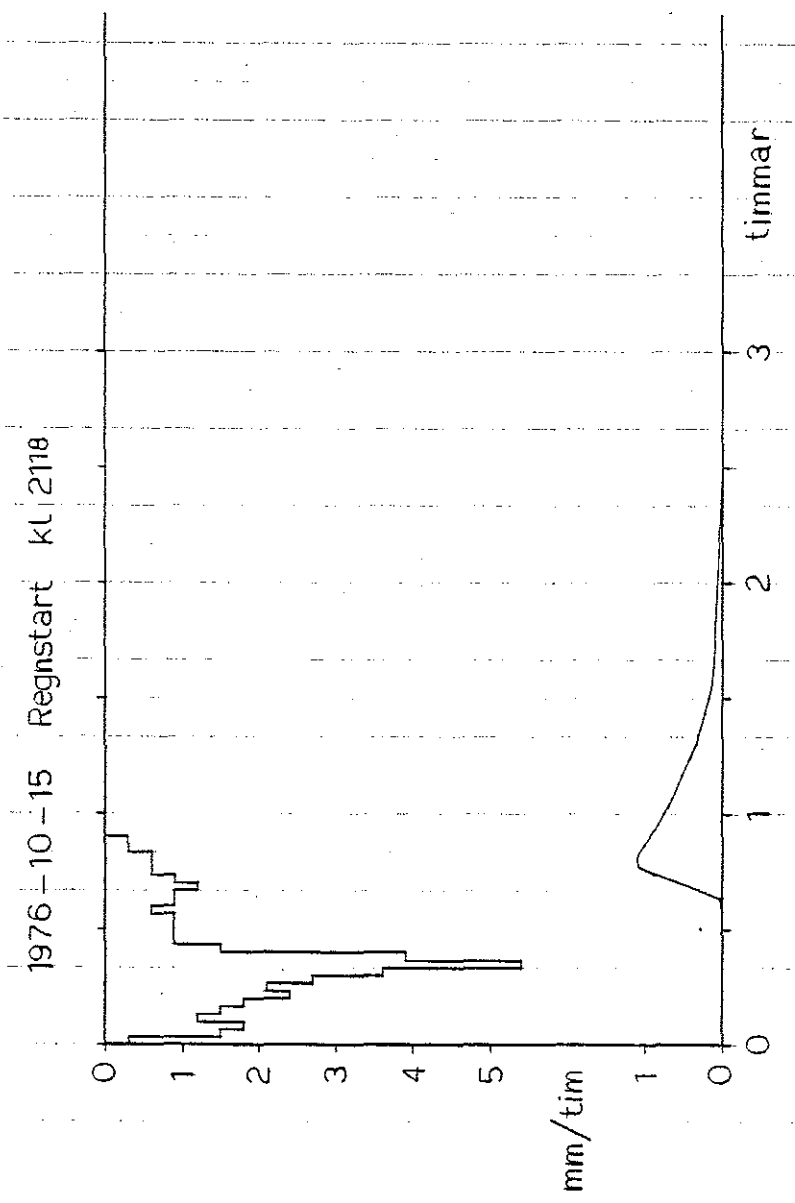


FIG. 5.7. Nederbördshydrograf och avrinningshydrograf, Halmstad
1976-10-15 klockan 21.18.

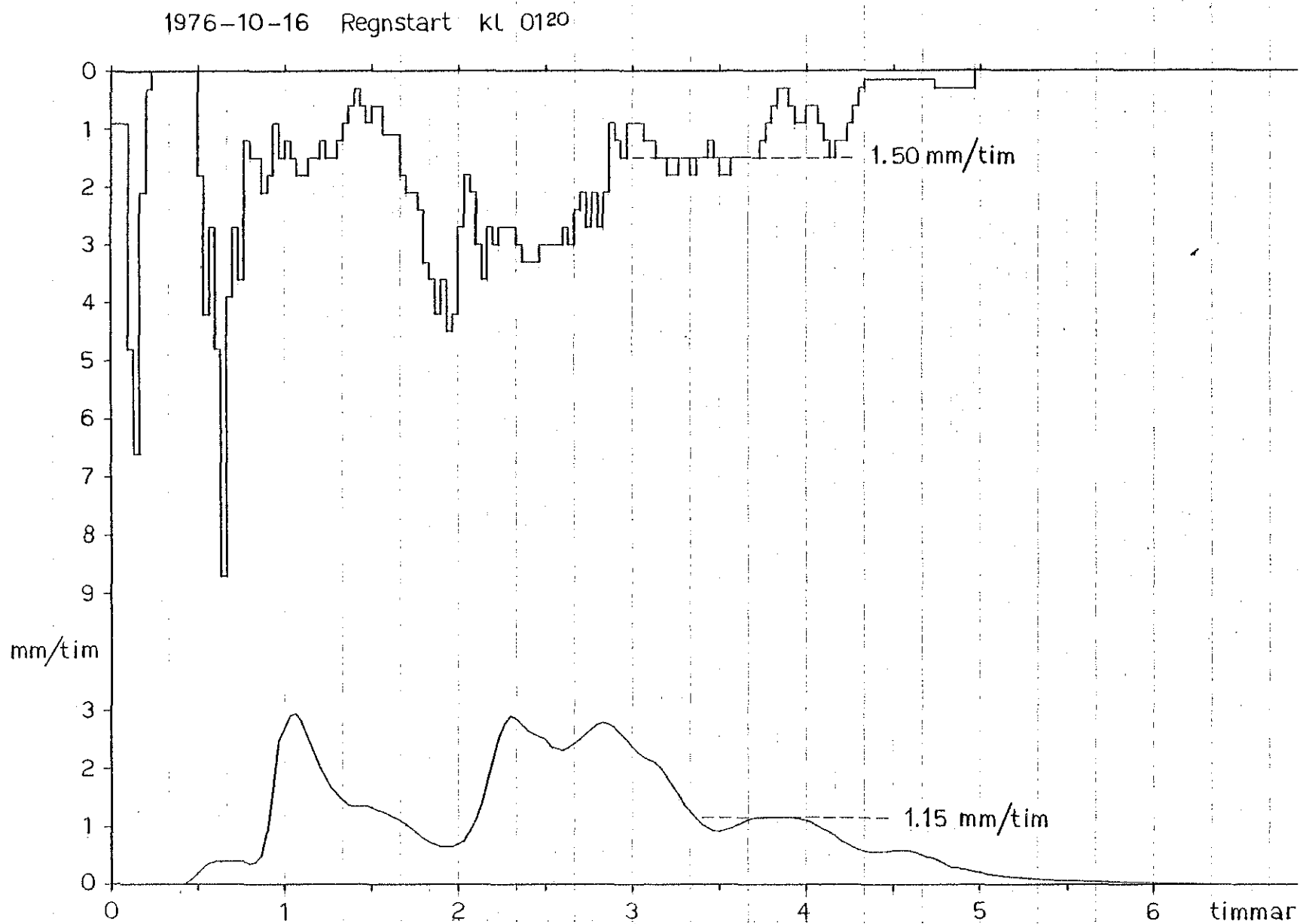


FIG. 5.8. Nederbördshyetograf och avrinningshydrograf, Halmstad
1976-10-16 klockan 01.20.

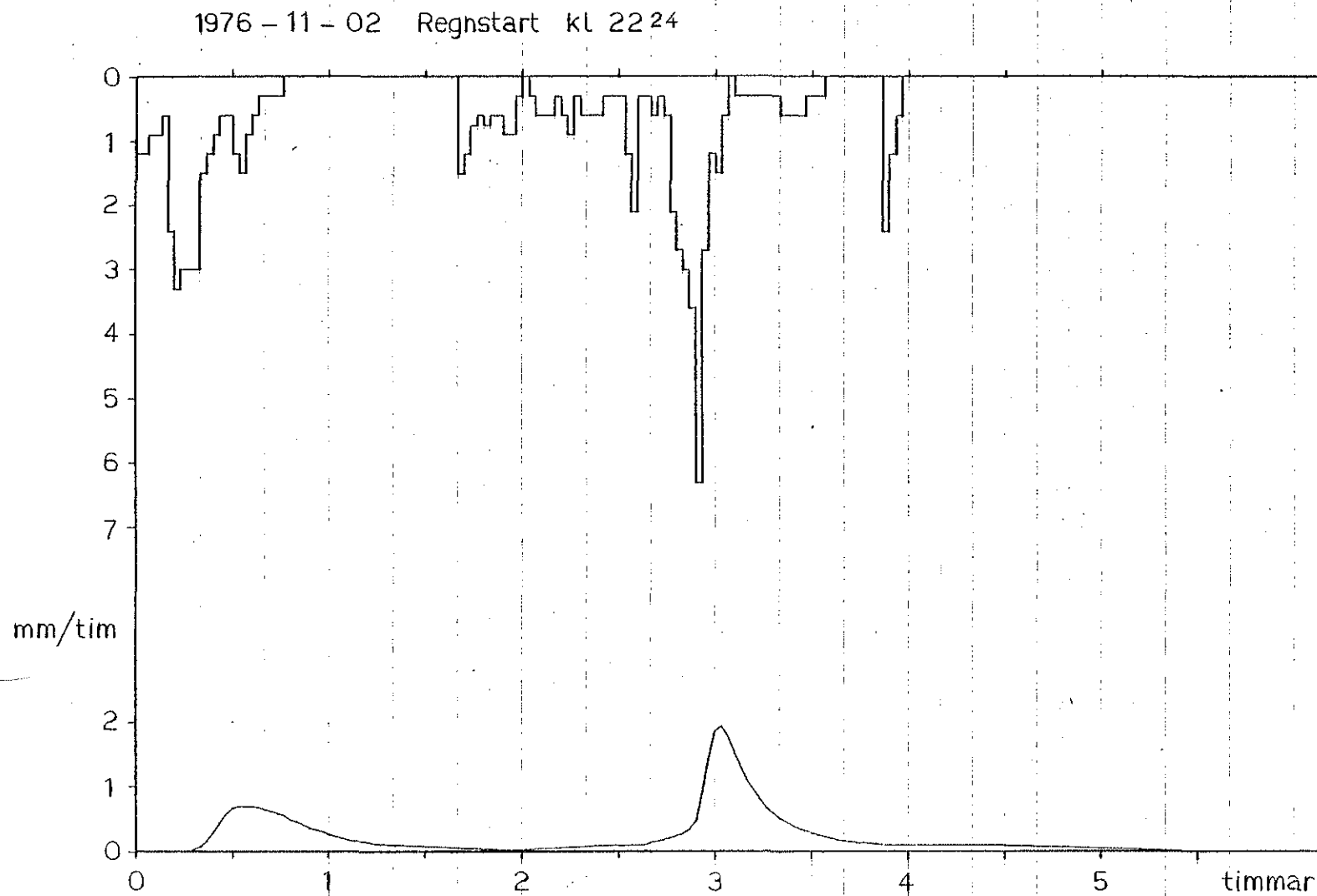


FIG. 5.9. Nederbördshyetograf och avrinningshydrograf, Halmstad
1976-11-02 klockan 22.24.

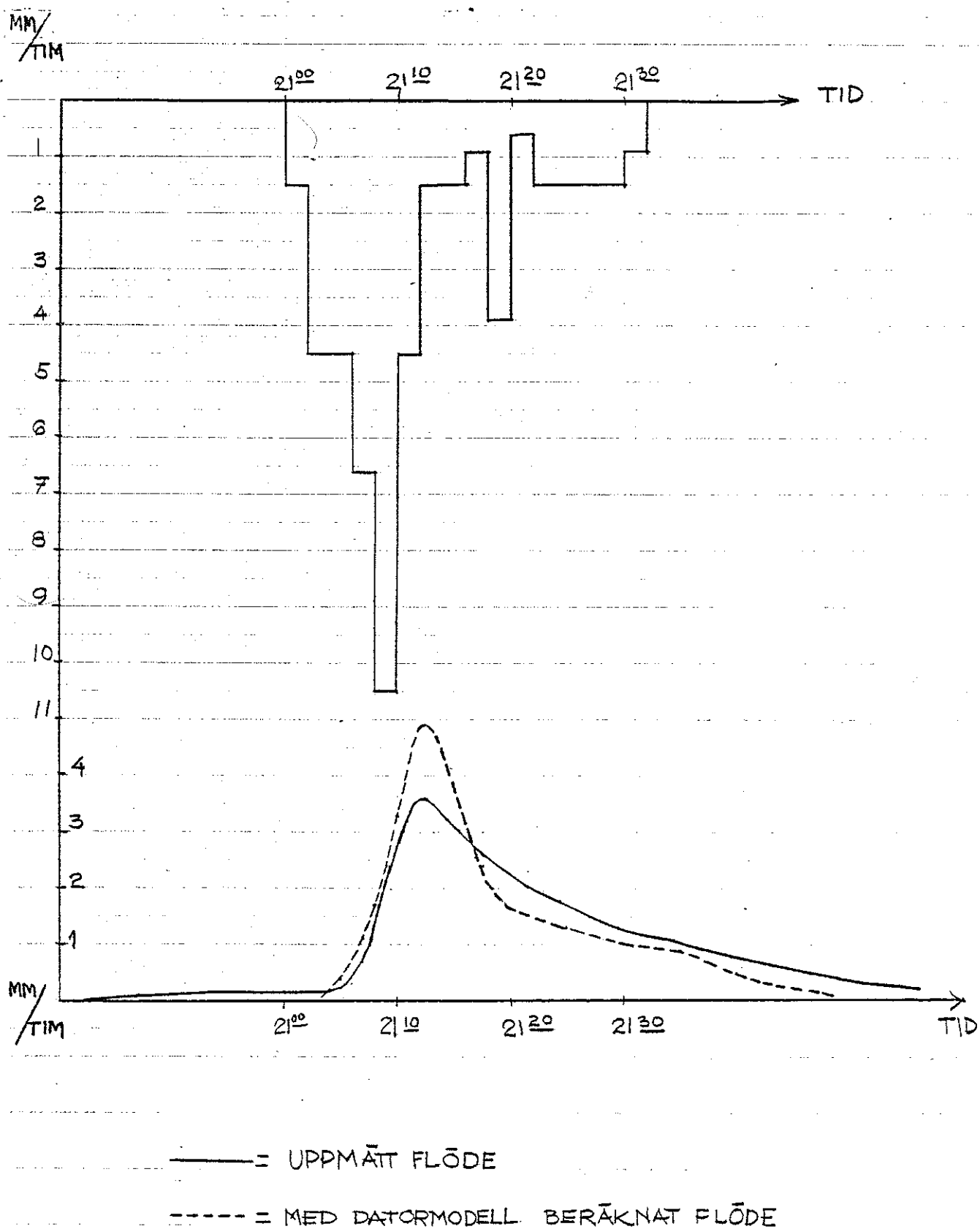


FIG. 5.10. Nederbördshyetograf, beräknad och observerad avrinningshydrograf, Halmstad 1976-09-10 klockan 21.00.

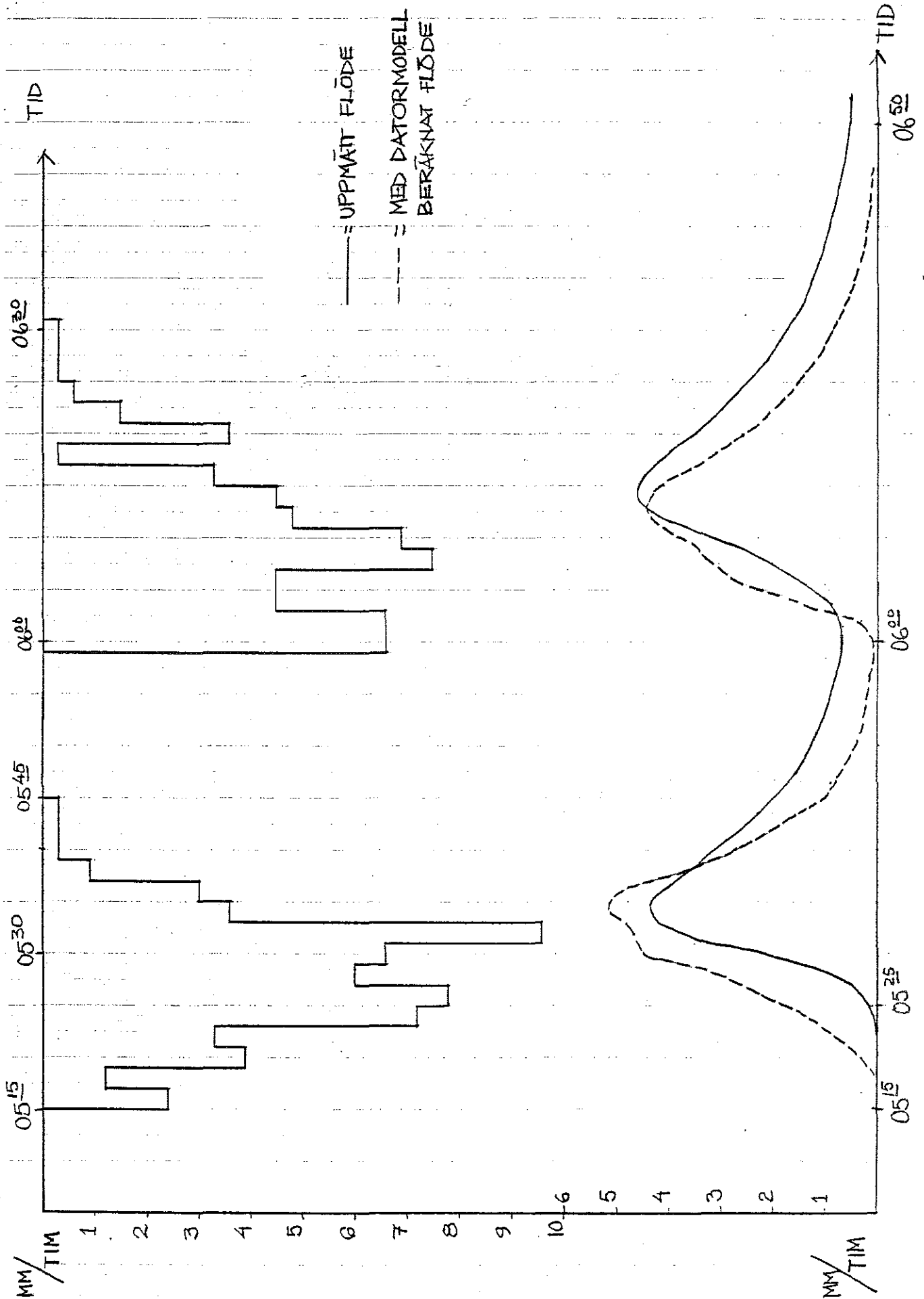


FIG. 5.11. Nederbördshyetograf, beräknad och observerad avrinningshydrograf, Halmstad 1976-09-14 klockan 05.15.

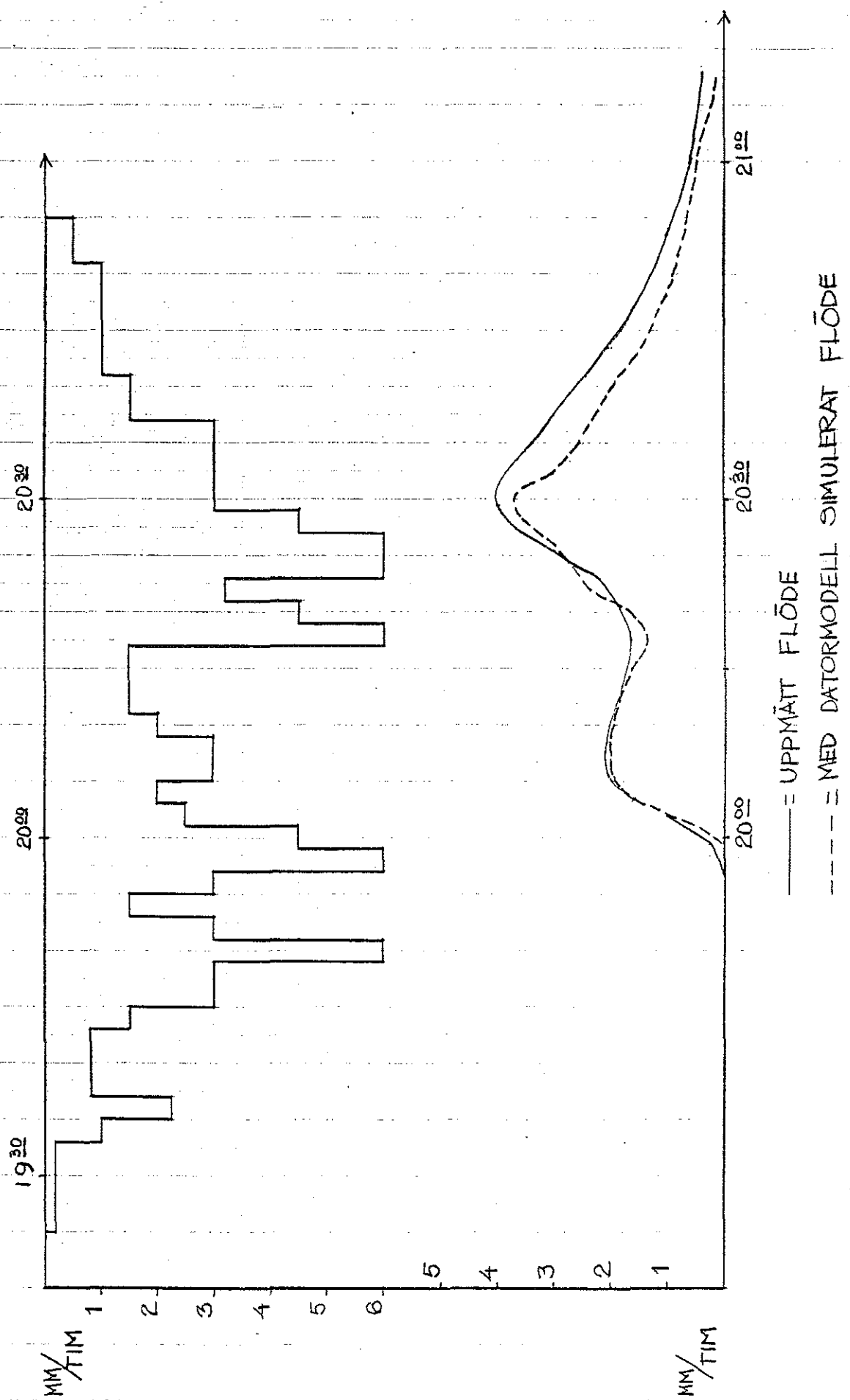


FIG. 5.12. Nederbördshyetograf, beräknad och observerad avrinningshydiograf, Halmstad 1976-10-06 klockan 19.25.

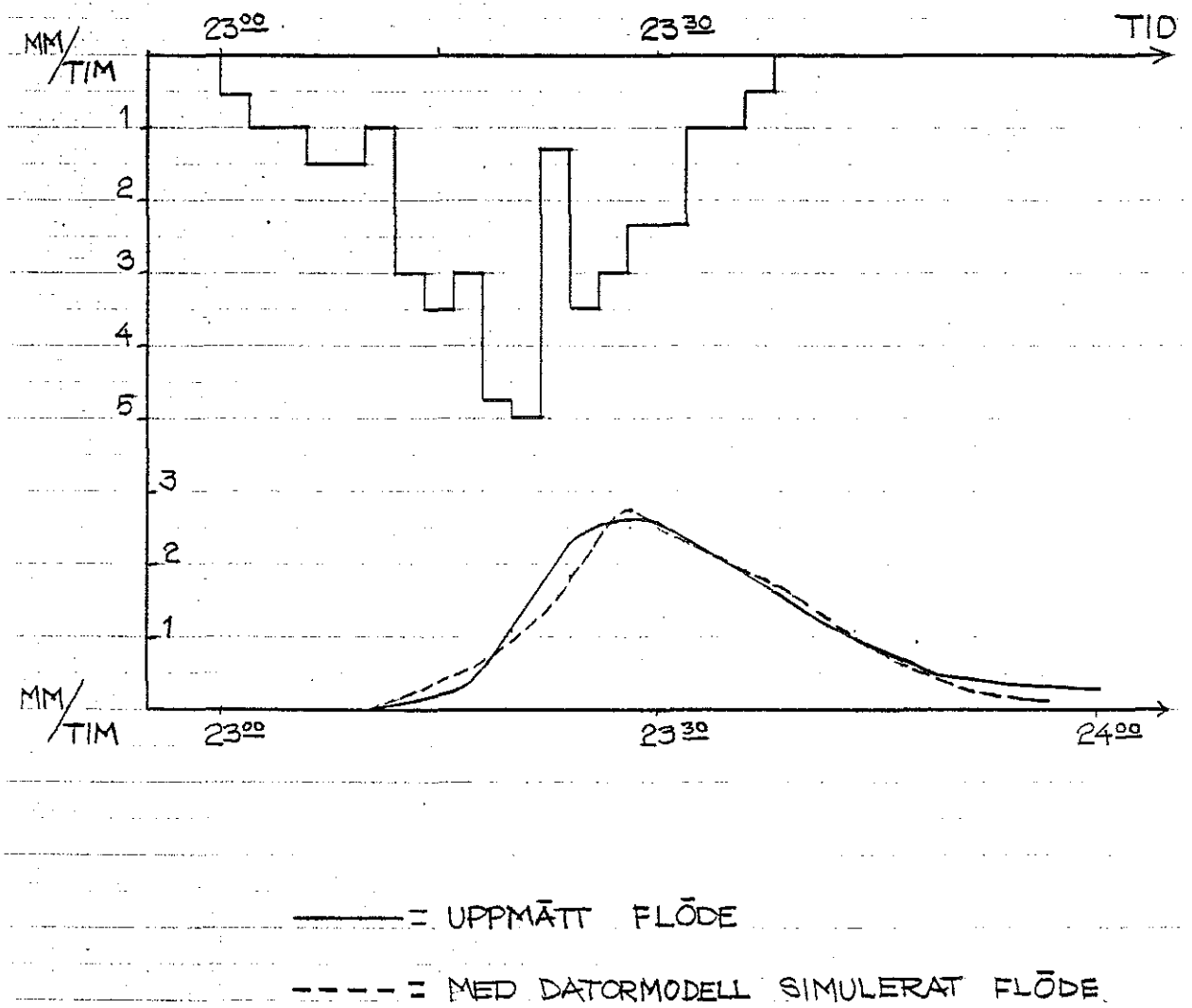


FIG. 5.13. Nederbördshyetograf, beräknad och observerad avrinningshydrograf, Halmstad 1976-10-06 klockan 23.00.

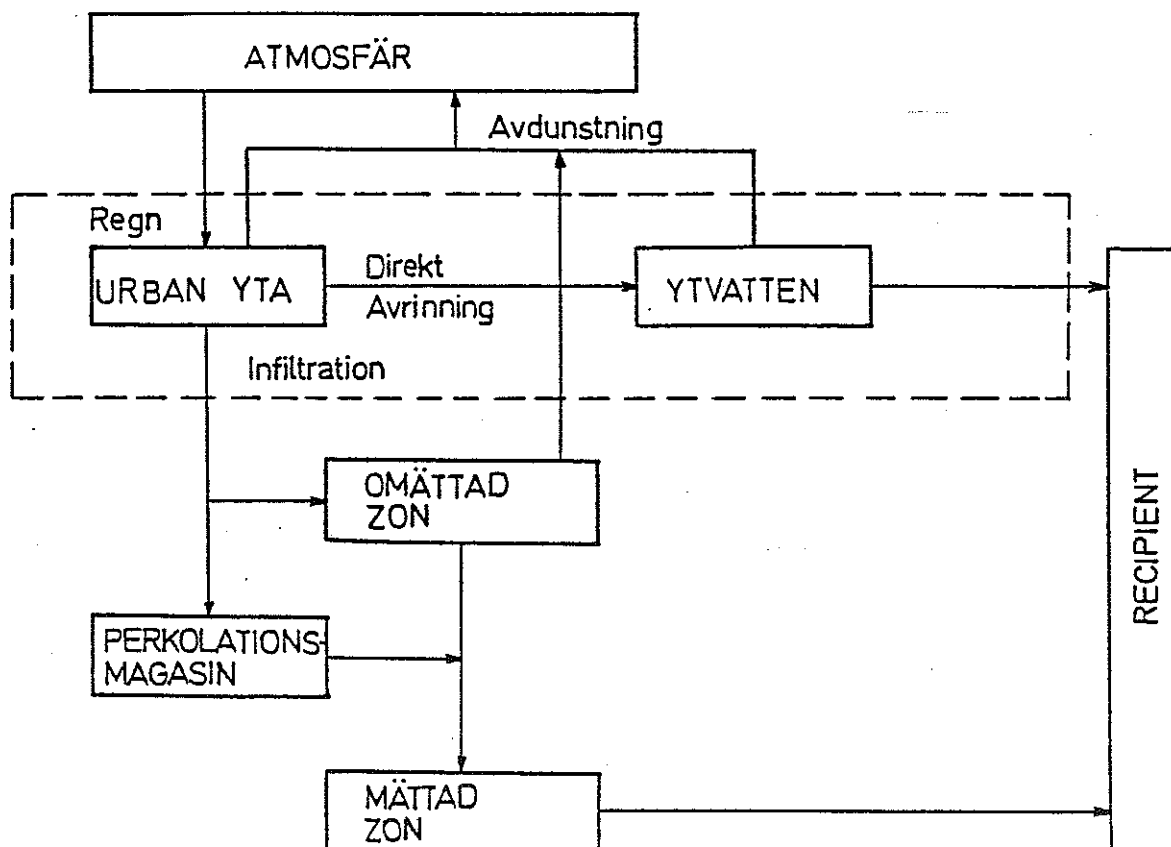


FIG. 5.14. Det urbana vattnets kretslopp (ur Arnell, 1975).

Vid anläggning av dagvattensystem är man i huvudsak intresserad av det maxflöde som systemet skall dimensioneras för och vid dimensionering av utjämningsmagasin dessutom av tillrinningshydrografens form och den totala volymen. Bearbetningen av nederbörds-avrinningsmätningarna har därför koncentrerats dels till ett studium av sambandet mellan nederbördsvolym och avrunnen volym, dels användning av en avrinningsmodell för simulering av avrinning från området. Avrinningsmodellen kan betraktas som ett första steg i en framtida modell för dimensionering av perkolationsanläggningar.

5.2.1 Samband mellan nederbördsvolym - avrunnen volym

De flesta urbana områden har en betydande andel permeabla ytor (gräsmattor, lekplatser, etc). Mätningar av in-

filtrationskapaciteten för olika marktyper i urbana områden, har visat på mycket höga värden jämfört med normala svenska nederbördsintensiteter (Holmstrand, 1977). Avrinning från permeabla ytor är sålunda tämligen sällsynt. De regnintensiteter som vi har registrerat i den här aktuella undersökningen är mycket låga i jämförelse med de infiltrationskapaciteter som har uppmätts i området (se 4.2). Vi har därav antagit att ingen avrinning från permeabla ytor bidrar till dagvattenflödet i det aktuella området vid de studerade regntillfällena.

När nederbörd faller över en torr yta sker först en uppfuktning av ytmaterialet och en uppfyllnad av håligheter. Detta ytmagasin avrinner aldrig utan avdunstar efter det att regnet upphört. Resten av vattnet avrinner från ytorna och leds bort via ledningssystemet. De faktorer som inverkar på ytmagasinet är förutom ytans "bucklighet" även meddellutning och ytmaterialets ojämnheter. Vid beräkning av avrinning för extrema nederbördstillfällen spelar ytmagasineringsen en mycket liten roll för maxflödets storlek.

En bra överblick över sambandet mellan regn och avrinning ger FIG. 5.15. Där visas nederbördsvolymen med tillhörande avrinningsvolym för 9 st uppmätta regn. För att kunna jämföra nederbördsvolymen med avrunnen volym har uppmätt nederbördsmängd (mm) multiplicerats med avrinningsområdets yta och innehåller därmed ett eventuellt mätfel (<5%). Antalet regn är egentligen för litet för att man skall kunna dra några definitiva slutsatser om sambandet mellan nederbördsvolym och avrunnen volym men tidigare utförda undersökningar i Bergsjön (Arnell, 1975) tyder på att sambandet är linjärt. Låt oss nu anta att, de punkter i figuren som representerar varje regntillfälle bildar en rät linje genom origo som har lutningen 45° . Då betyder det att avrinningsytornas area är korrekt bestämd och att allt vatten som faller ned i form av regn också rinner av. Men en regressionslinje, (enligt "minsta kvadratmetoden") för punkterna, skär abskissan vid

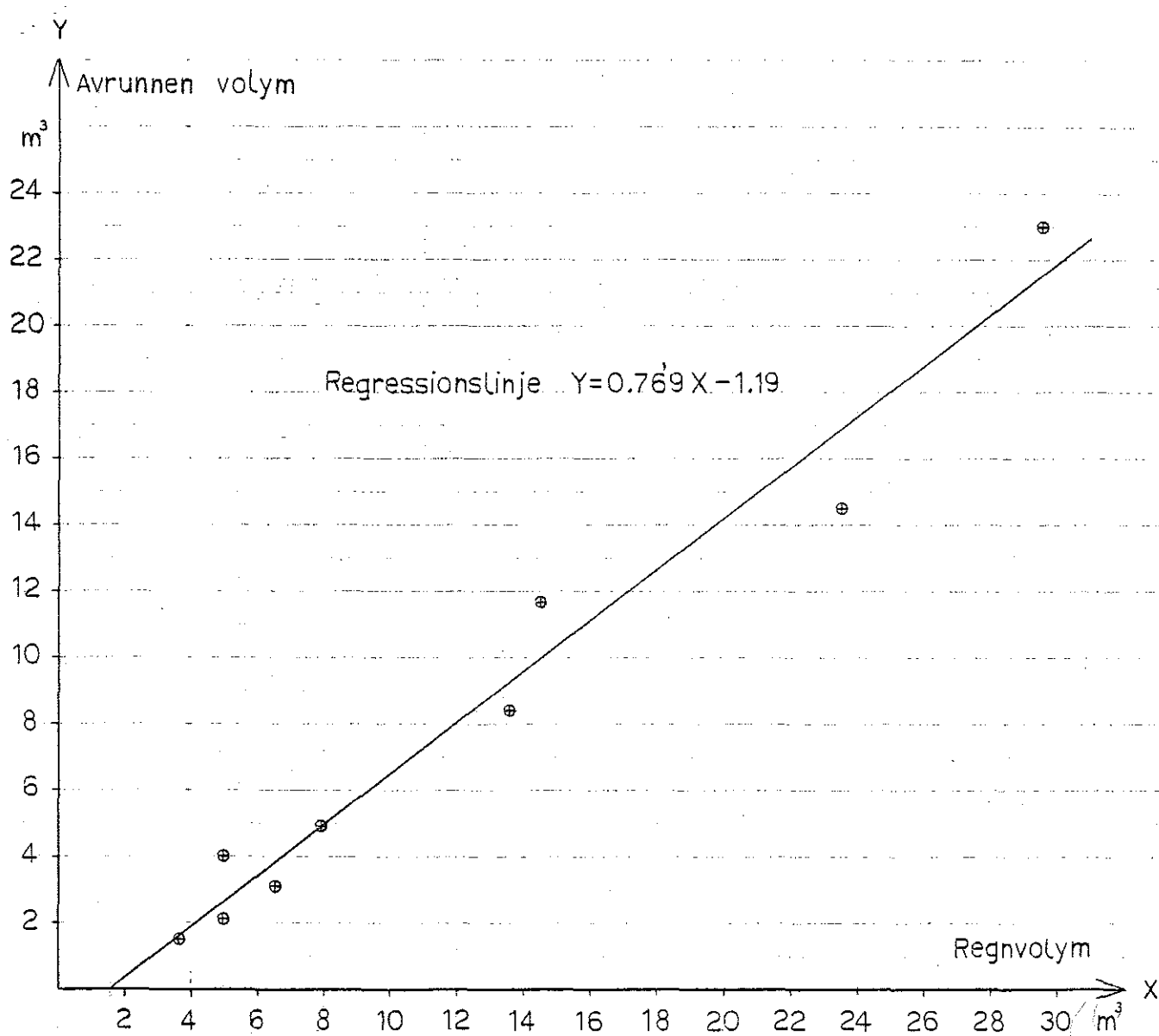


FIG. 5.15. Sambandet mellan regnvolym och avrunnen volym för 9 regn.

ca 1,6 m³. Det betyder att vi här har en viss volym som aldrig rinner av. Detta ger en uppfattning om den ungefärliga ytmagasineringen för deltagande ytor. Ytmagasinering: $\frac{1,6 \text{ m}^3}{3670 \text{ m}^2} = 0,44 \text{ mm}$ (Avrinningsytornas area: A = 3670 m²). Detta värde stämmer mycket väl överens med motsvarande undersökningar som gjorts i Bergsjön (0,4 - 0,5 mm. Arnell, 1975).

Att lutningen på linjen i FIG. 5.15 är mindre än 45° betyder att vi här har en förlust som är direkt proportionell mot nederbördsmängden. Regressionslinjens lutning är i det här fallet 77%. Detta kan uppfattas som att 23% av de impermeabla ytorna ej deltar i avrinningen. Men det förefaller föga troligt att en förlust av 23% beror enbart på en felaktig bedömning av ytornas storlek. En stor del av denna förlust kan troligen hänföras till läckage i ledningarna. Åtgärderna för att förhindra det tidigare betydande läckaget i ledningarna under torrperioder (se 5.1.2) har ej eliminerat läckage vid regn eftersom vattenytan då stiger över de läckande rörskärvorna.

En jämförelse mellan nederbördsintensiteten och avrinningen vid stationära förhållanden kan ge en uppfattning om sambandet mellan nederbörd och avrinning vid ett speciellt tillfälle. Vid studium av ett regn 761016 (FIG. 5.8) fann vi ett avsnitt i avrinningshydrografen som visar konstant flöde och att motsvarande avsnitt av nederbördshydrografen var lätt att identifiera. Jämförelsen visar att avrinningsflödet är $\frac{1,15}{1,50} = 77\%$ av regnintensiteten vilket är samma värde som erhållits ur regressionslinjens lutning i FIG. 5.15. Avsnittet vi här valt att studera, ligger i slutskedet av ett långvarigt regn med någorlunda hög intensitet i initialskedet för att vi därigenom skall undvika de förluster som där förekommer i form av ytmagasinering och liknande.

5.2.2 Simulering av avrinningsflöde med hjälp av datormodell

Avrinningsförloppet spelar en avgörande roll vid planering och dimensionering av utjämnings- och perkolationsmagasin. Därför är det viktigt att man bildar sig en uppfattning om hur avrinningshydrografen, för det dimensionerande regnet, ser ut. Det finns ingen enkel metod att noggrant beskriva avrinningsförloppet. Att noggrant beräkna avrinningen från större områden som

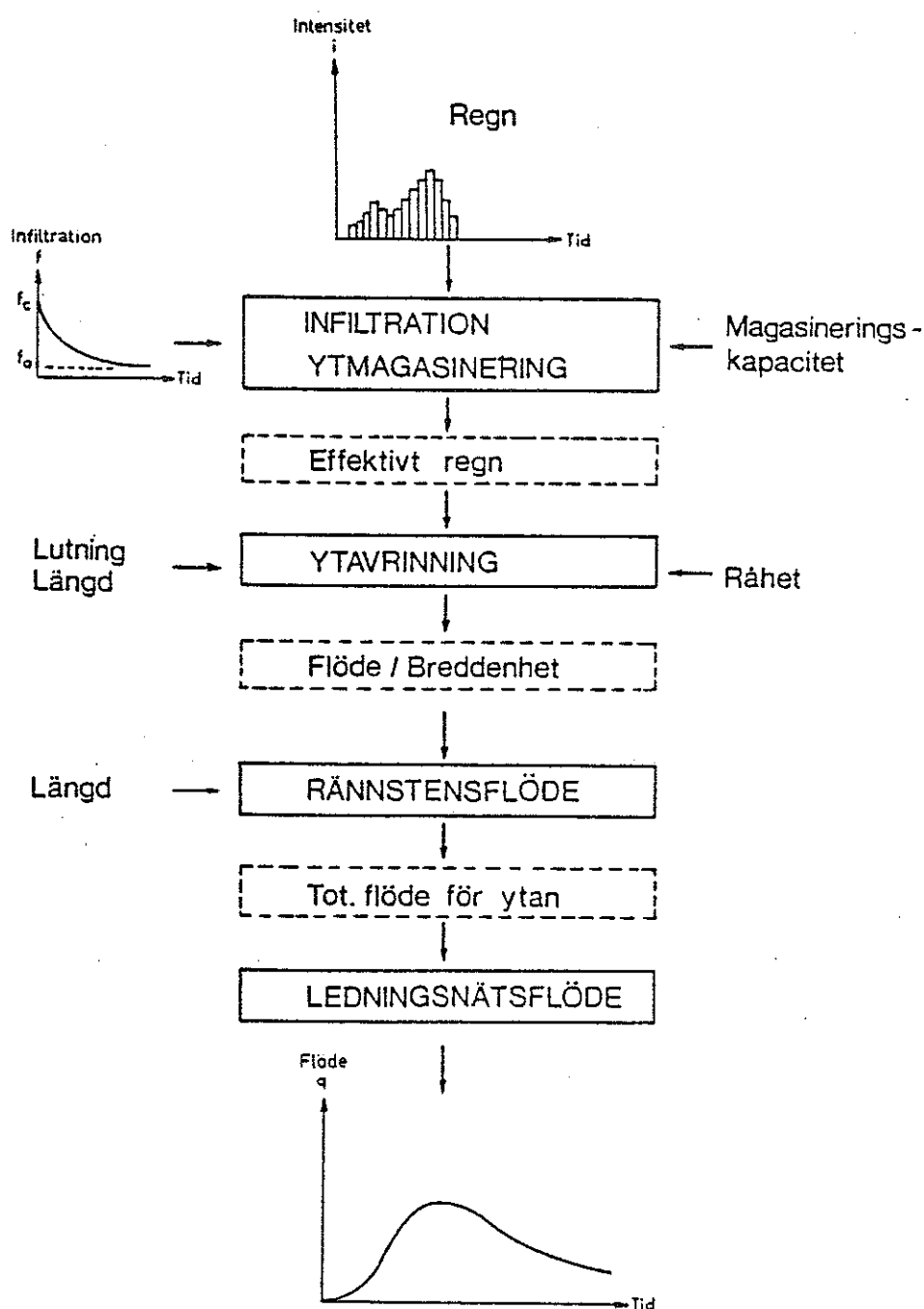


FIG. 5.16. Beräkningsmodellens struktur (ur Arnell, 1976).

består av många avrinningsytor och långa ledningar, skulle bli mycket tidskrävande att utföra "för hand". På institutionen för vattenbyggnad, CTH, har man utvecklat en datorbaserad avrinningsmodell. Denna avrinningsmodell beskriver avrinningsförloppet i delprocesser och beräkningsrutinerna har kopplats samman till en modell som kan beskriva avrinningen från ett godtyckligt urbant område (se FIG. 5.16). I modellen beräknas infiltration, ytmagasinering och ytavrinning för varje yta i området och ledningsflödet beräknas för varje delsträcka. Som resultat erhålles avrinningshydrografer i olika punkter i ledningssystemet. Modellen kan användas dels för dimensionering av system och dels (som i vårt fall) för analys av befintliga system. I tabellen nedan sammanfattas erforderliga ingångsvärden för att kunna simulera avrinning.

<u>Delprocess</u>	<u>Parameter</u>
Nederbörd	Nederbördshyetograf som beskriver regnintensitetens variationer med tiden.
Infiltration	Infiltrationskapacitetens startvärde (mm/h) och slutvärde (mm/h) samt avklingningsfaktor (1/h).
Ytmagasinering	Total ytmagasinskapacitet (mm).
Ytavrinning	Delytornas längd (m), lutning (‰) och råhet.
Rännstensflöde	Rännstenens längd (m), lutning (‰) och råhet.
Ledningsflöde	Ledningarnas längd (m), lutning (‰), dimension (d) och råhet.

I vårt fall medverkar endast avrinningen från hårdgjorda ytor eftersom vi har konstaterat att infiltrationskapaciteten för de permeabla ytorna i området är mycket större än högsta uppmätta regnintensitet. Simuleringen av ytavrinning, rännstensflöde och ledningsflöde utföres alla enligt de allmänna ekvationerna (Lyngfelt, 1977):

$$\begin{cases} Q_{ut}^{m+1} + A_n^{m+1} \cdot \frac{2L_o}{\Delta t} = A_n^m \cdot \frac{2L_o}{\Delta t} + (Q_{in}^m + Q_{in}^{m+1} - Q_{ut}^m) \\ Q_{ut} = a \cdot (A_n)^b \end{cases}$$

där

Q_{ut} = utflödet
 Q_{in} = inflödet
 A_n = flödesarean
 L_o = ytans längd i flödesriktningen
 Δt = valt tidssteg
 (index m betecknar början på tidssteget och index m+1 betecknar slutet)
 a och b är konstanter som ändras beroende på typ av avrinning; ex ytavrinning: $a = I_o \cdot M$
 $b = 5/3$
 (I_o = bottenlutning, M = Mannings tal).

Av de under mätperioden uppmätta regnen har 4 st utnyttjats för simulering i datormodellen. I FIG:5.10-5.13 visas dessa fyra analyserade nederbördstillfällen. Regnintensiteten ges i den övre delen som ett stapeldiagram med tiden som axel. Den heldragna kurvan svarar mot uppmätt avrinning från området och den streckade mot beräkning. Vid bedömning av resultatet bör man ha i minnet att nederbörds- och avrinningsvärdena kan vara behäftade med mätfel på 10-15%. Mot denna bakgrund bedöms överensstämmelsen mellan simulerad och uppmätt avrinning vara god. Vid analys av samtliga registrerade nederbörds- och avrinningsförlopp fann vi att tidsförskjutning mellan nederbörd och avrinning var betydligt större (15-30 min) än vad som kan förväntas i ett område som det vid Falckens väg (2-10 min). Detta beror sannolikt på fel i tidsangivelserna på diagrampapperen. Därför har vi valt att presentera den uppmätta avrinningshydrografen förskjuten i förhållande till den beräknade avrinningskurvan så att topparna sammanfaller.

Den här beskrivna modellen för simulering av tillrinning skulle kunna användas för beräkning av hur ett magasin i nedströmsänden skulle fungera för det aktuella regnet. För närvarande finns emellertid ingen rutin i modellen som beskriver perkolationsmagasin. Däremot kan rena utjämningsmagasin studeras. I framtiden kommer troligen denna typ av beräkningar att användas vid dimensionering av olika typer av magasin.

6 PERKOLATIONSANLÄGGNINGENS FUNKTION

6.1 Långtids- och korttidsförsök

Parallellt med att flödesmätningen kalibrerades gjordes även vissa iakttagelser av vilka verkningar de tillförda vattenmängderna hade på perkolationsanläggningen. FIG. 6.1 visar vattenståndsvariationerna i observationsrören tillsammans med de tillförda vattenflödena.

Vid en intensitet av 5,2 l/s kunde vi konstatera en stigande vattenyta i fördelningsbrunnarna. Detta trots att vattenståndet i observationsröret i magasinet (rör 8) var 1,3 m lägre. De utbytbara filtren i fördelningsbrunnarna var dessutom avlägsnade vid detta tillfälle. Den vid intensiteten 2,2 l/s erhållna vattenytan i fördelningsbrunnarna befann sig på konstant nivå. Detta tyder på att vid intensiteter större än 2,2 l/s är infiltrationskapaciteten i fördelningsbrunnarna en begränsande faktor. 2,2 l/s motsvaras teoretiskt av en konstant regnintensitet av 2,2 mm/tim.

Vid ett inkommande flöde av 11,4 l/s erhöles en stighastighet av ca 1,7 cm/min på vattenytan i fördelningsbrunnarna. 11,4 l/s motsvaras teoretiskt av en konstant regnintensitet av 11,2 mm/tim. Djupet i fördelningsbrunnarna är ca 2 m. Detta skulle alltså medföra att ett regn med medelintensiteten 11,2 mm/tim skall ha en varaktighet av över 100 min innan fördelningsbrunnarna och anläggningen uppströms översvämmas.

Den totala summan av de mängder vatten som tillförs magasinet under kalibreringsförfarandet var ca 70 m³ (magasinsvolym 50 m³). Dessa mängder tillfördes under en tid av 8 tim och 11 min, fördelade enligt FIG. 6.1. Vi tvingades avbryta försöken eftersom anläggningen uppströms fördelningsbrunnarna hotade att översvämmas. Vid tidpunkten för försökens avbrytande var vattennivån i slamavskiljaren ca 10 cm över mellanväggen. En vattenyta kunde då iakttas på botten av inspektionsbrunnen

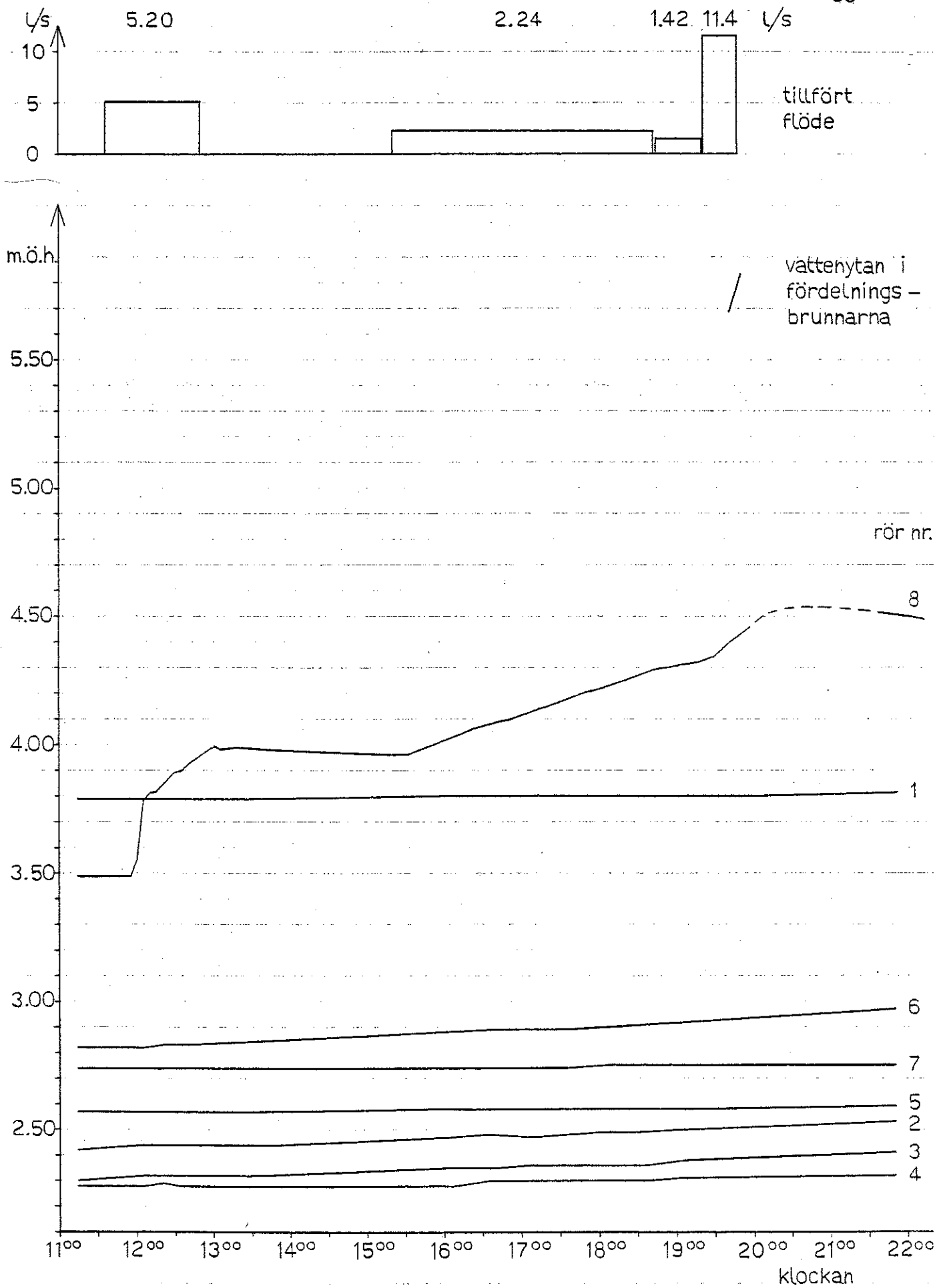


FIG. 6.1. Vattenståndsväxlingar i observationsrören i samband med tillförda vattenflöden.

vid nödavloppet (se FIG. 3.3 och 3.4 beträffande nivåer och placering av mellanvägg respektive nödavlopp!).

6.2 Permeabiliteten

Med hjälp av det "återhämtningsförlopp" som registrerades efter tillförsel av stora vattenmängder har vi kunnat göra vissa beräkningar på permeabiliteten genom magasinsbotten. Beräkningarna har gjorts med hjälp av formeln (se FIG. 6.2):

$$Q = K \cdot \frac{h}{L} \cdot A$$

där $Q = \frac{\text{magasinsavsänkning} \cdot \text{porositet} \cdot \text{magasinsbottenarea}}{\text{återhämtningstiden}}$

K = permeabiliteten

h = vattenytans i magasinet höjd över ursprungliga grundvattenytan

L = avståndet mellan magasinsbotten och ursprungliga grundvattenytan

A = magasinsbottenarean

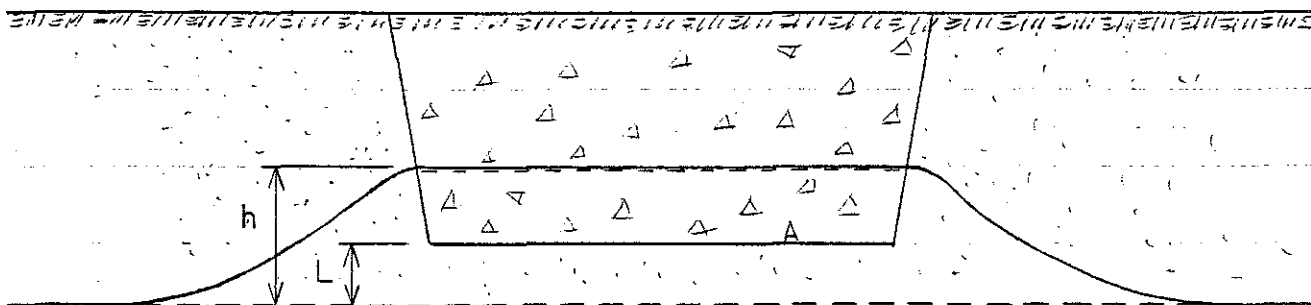


FIG. 6.2. Överhöjningen orsakad av tillförda vattenmängder i perkolationsmagasinet.

Den härvid beräknade permeabiliteten blev $0,6 \cdot 10^{-6}$ m/s - $0,9 \cdot 10^{-6}$ m/s. Dessa värden stämmer mycket väl överens med motsvarande värden på transmissiviteten som erhållits ur slugttesten (se 4.3). Här bör påpekas att jämförelser mellan magasinsbottens permeabilitet och de tidigare nämnda infiltrationsförsöken (se 4.2) i markytans torrskorpa ej är relevanta.

6.3 Magasinets kapacitet

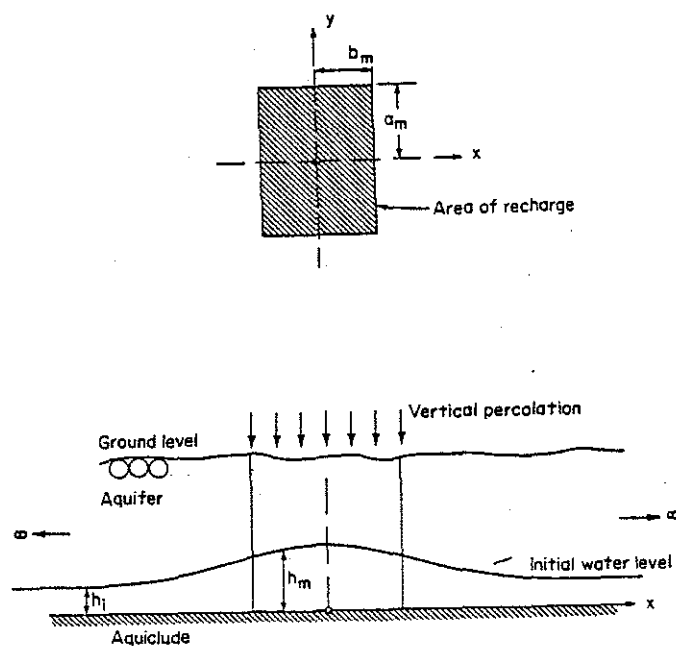
Grundvattenytans överhöjning orsakad av infiltration kan beräknas med hjälp av den i FIG. 6.3 visade formeln (Walton, 1970). Utgående från denna formel har FIG. 6.4 framtagits. Denna figur anger hur lång tid olika regnkapaciteter kan tas emot innan bräddning till nödavloppet sker. För att vi skulle kunna göra dessa beräkningar har vi måst göra följande antaganden: Akviferen har oändlig utsträckning och mäktigheten 10 m, grundvattenytans ursprungliga nivå är +3,0 m och effektiva porositeten är 0,15.

Om vi studerar den regnkapacitet som motsvarar 2,2 l/s så ser vi att FIG. 6.4 ger att bräddning till nödavloppet sker efter ca 15 timmar. Om vi nu i stället studerar FIG. 6.1 så ser vi där, att vattenytans höjning i rör 8 orsakat av tillflödet 2,24 l/s kan approximeras med en rät linje med lutningen 1 m : 10 timmar. Det vill säga vattenytans höjning från +3,0 m till bräddnivån +5,15 m skulle då ta tiden $10 \cdot (5,15 - 3,0) = 21,5$ timmar. En jämförelse mellan detta värde och värdet som fås ur FIG. 6.4 ger förvånansvärt god överensstämmelse med tanke på de antaganden som ligger till grund för framtagningen av FIG. 6.4. Skillanden är dock sådan att man ej får se FIG. 6.4 som något representativt för perkolationsanläggningen i fråga, utan endast som en beskrivning av hur funktionen kan se ut under givna förutsättningar.

Det vore naturligtvis önskvärt med ett större antal jämförelsevärden för att därigenom kunna bedöma om kurvan endast skall parallellförflyttas eller om den kanske har en flackare form. Detta kräver ytterligare undersökningar som tyvärr ej inryms i detta arbete.

6.4 Synpunkter på anläggningens utformning

I relation till storleken på fördelningsbrunnarnas bottenarea och att de utbytbara filtren hade avlägs-



$$\begin{aligned}
 h_m^2 - h_i^2 = \frac{W_m \bar{m} t}{15 S_y} & \left\{ W^* \left[1.37(b_m + x) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}}, 1.37(a_m + y) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}} \right] \right. \\
 & + W^* \left[1.37(b_m + x) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}}, 1.37(a_m - y) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}} \right] \\
 & + W^* \left[1.37(b_m - x) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}}, 1.37(a_m + y) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}} \right] \\
 & \left. + W^* \left[1.37(b_m - x) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}}, 1.37(a_m - y) \sqrt{\frac{S_y}{Tt}} \right] \right\}
 \end{aligned}$$

- where h_i = initial height of water table above aquiclude, in feet
 h_m = height of water table above aquiclude with recharge, in feet
 W_m = recharge rate, in gpd per unit area
 \bar{m} = $0.5(h_i + h_m)$, in feet
 t = time after recharge starts, in days
 S_y = specific yield of aquifer, fraction
 b_m = one-half width of recharge area, in feet
 x, y = coordinates of observation point in relation to center of recharge area, in feet
 T = coefficient of transmissibility, in gpd/ft
 a_m = one-half length of recharge area, in feet

The function of W^* is defined by

$$W^*(\alpha_m, \beta_m) = \int_0^1 \operatorname{erf} \left(\frac{\alpha_m}{\sqrt{\tau_m}} \right) \operatorname{erf} \left(\frac{\beta_m}{\sqrt{\tau_m}} \right) d\tau_m$$

FIG. 6.3. Formel för beräkning av grundvattentytans överhöjning orsakad av infiltration (ur Walton, 1970).

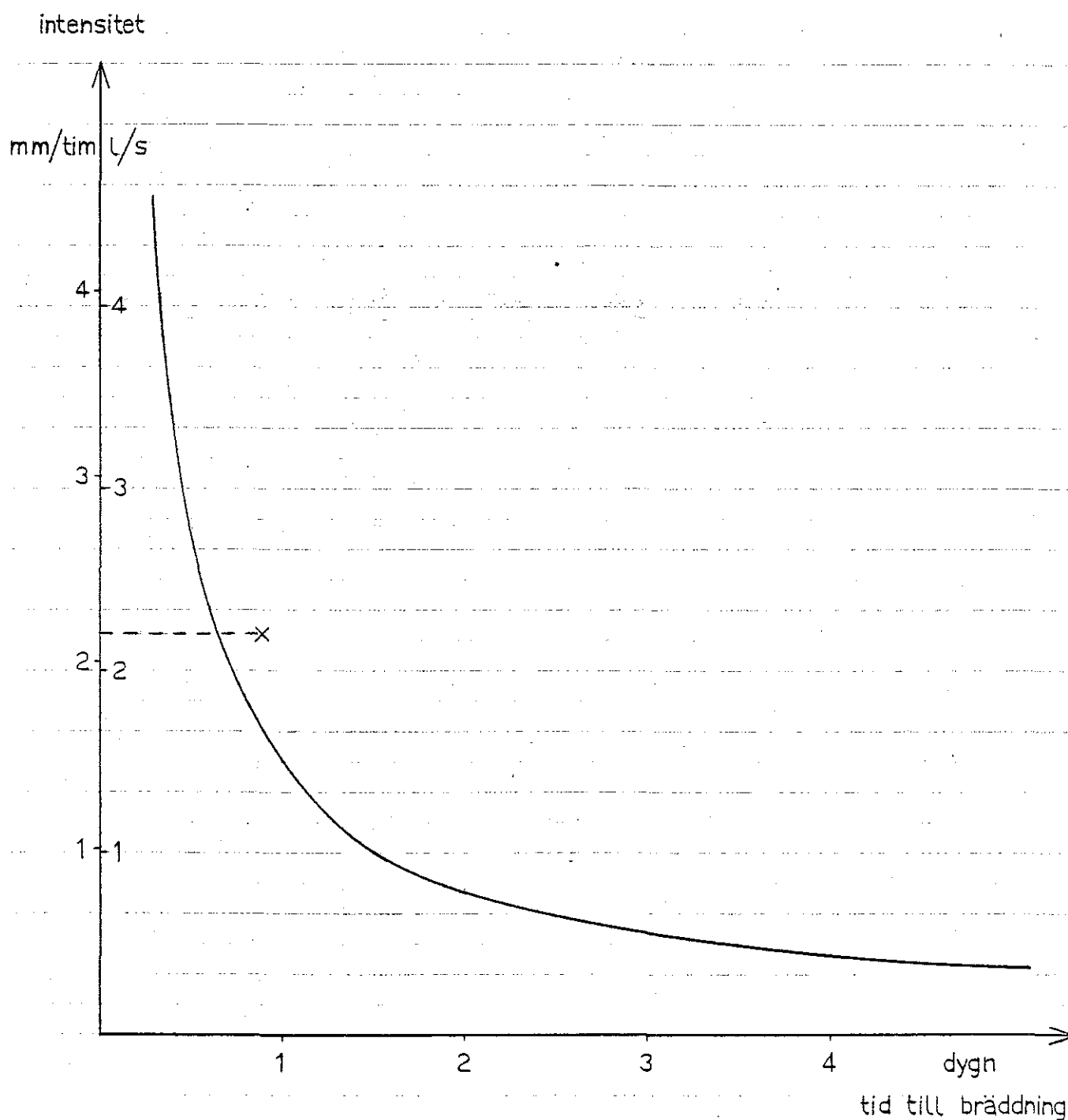


FIG. 6.4. Den tid magasinet kan ta emot olika regnkapaciteter innan nödavloppet träder i funktion. Funktionen är uppriktad efter formeln i FIG. 6.3 under förutsättning att, akviferen har oändlig utsträckning och mäktigheten 10 m, grundvattenytans ursprungliga nivå är +3,0 m och effektiva porositeten är 0,15. Kryssset anger det värde som erhålls ur FIG. 6.1 för 2,2 l/s.

nats, bedömdes max infiltrationskapacitet 2,2 l/s vara låg. Med anledning härav gjordes sikttanalys av sanden i fördelningsbrunnarna. FIG. 6.5 visar den erhållna siktkurvan. Provet kan karakteriseras som grusig sand. Siktkurvans utseende antyder att kapaciteten ej kan ökas nämnvärt genom utbyte mot annat material eller genom att sanden avlägsnas helt. Men trots att infiltrationen ej klarar ens medelmåttliga intensiteter så fungerar anläggningen som helhet mycket bra. Vid intensiteter högre än vad som infiltrationskapaciteten klarar av fungerar anläggningen uppströms infiltrationsytorna som ett utjämningsmagasin med tillräcklig kapacitet.

Om man vid eventuella framtida behov vill kunna höja infiltrationskapaciteten så kan man då göra detta genom att öka infiltrationsytan. Antingen genom att diametern ökas på brunnarna eller genom att ansluta en tredje fördelningsbrunn till de övriga. Ett tredje alternativ kan tänkas vara att lägga perforerade ledningar ut från fördelningsbrunnarna över perkolationsmagasinet.

På grund av det ringa avståndet mellan magasinsbotten och grundvattenytan föreligger stor risk att den lokala överhöjningen av grundvattenytan under magasinet når upp till magasinsbotten. Detta medför att dagvattnet, i stället för att perkolera genom en luftad zon, infiltreras direkt ner i vattenmättad mark utan tillgång till luftens syre. Detta har stor betydelse vid förekomst av föroreningar i dagvattnet. För att minska risken att överhöjningen skall nå upp till magasinsbotten borde magasinet ha gjorts grundare och bottenarean utökats för att bibehålla erforderlig magasinvolym. (Detta speciellt med tanke på att den disponibla ytan i parken är betydligt större än vad som har tagits i anspråk.)

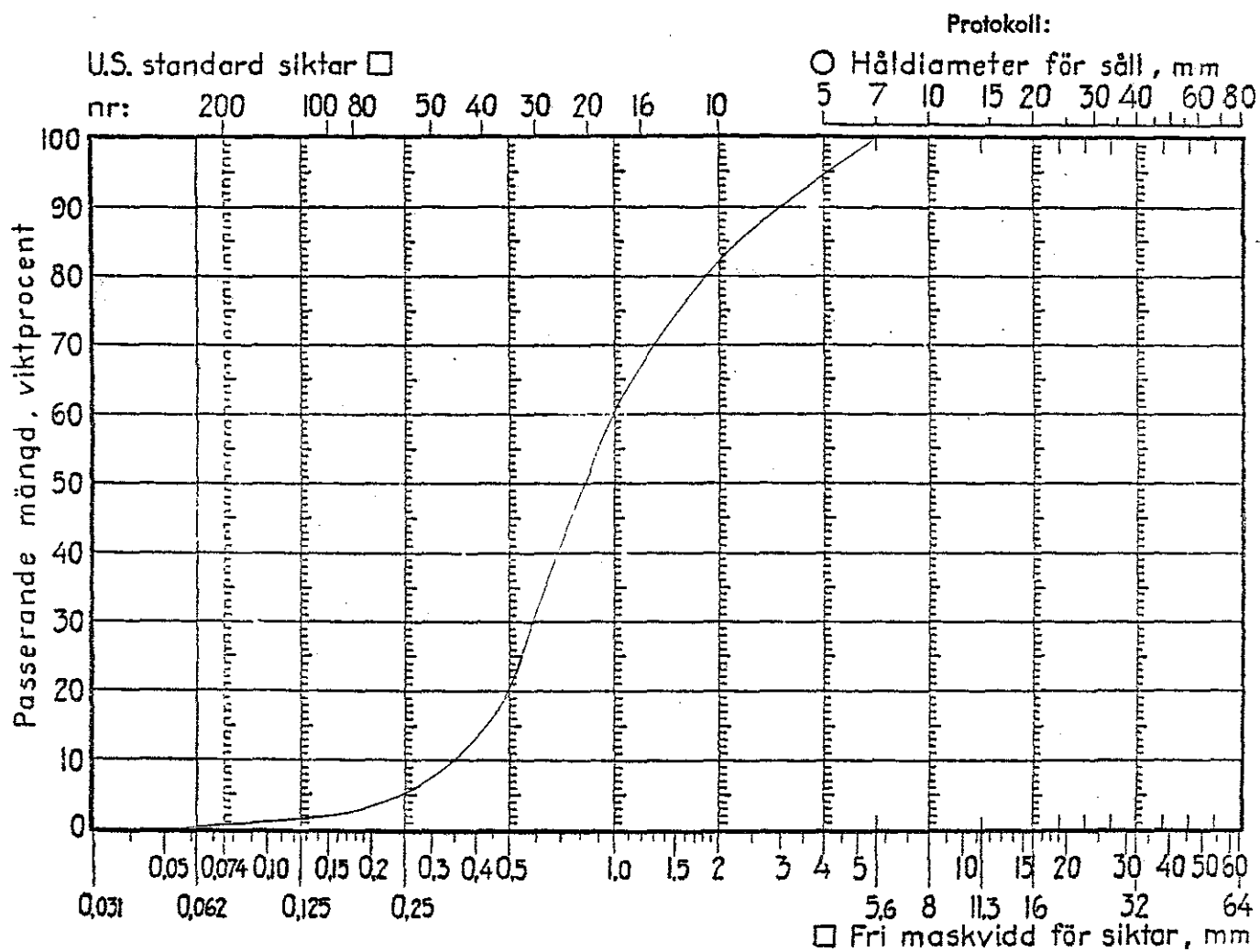


FIG. 6.5. Uppsiktat prov från sanden i fördelningsbrunnarna.

7 DAGVATTNETS KVALITET OCH DESS PÅVERKAN PÅ OMGIVNINGEN VID INFILTRATION

7.1 Målsättning

Målsättningen för våra studier av dagvattnets kvalitet kan kortfattat beskrivas:

- att undersöka inkommande dagvattens sammansättning m a p tungmetaller, suspenderat material, pH och ledningsförmåga
- att studera och försöka klarlägga perkolationsmagasinetns påverkan på omgivningen genom provtagning i vattenståndsrör på varierande avstånd från magasinet
- att undersöka om det finns bakgrundsvärden av tungmetaller i grundvattnet.

7.2 Provtagning

För att få ett så "ostört" prov som möjligt av det inkommande dagvattnet, placerade vi pumpen i inkommande dagvattenledning, där det mynnar ut i slamavskiljaren. När vattnet börjar strömma över Thomsonöverfallet ger en nivåelektrod impulser till pumpen, som börjar pumpa dagvatten till provtagaren. En kikventil doserar vattenflödet till provtagaren så att varje flaska fylls på fem minuter. Provtagaren har tolv flaskor. Det innebär att provtagning sker på flödets sextio första minuter. (Se FIG. 7.1 och 7.2).

De prov som tagits ur grundvattenståndsrören, har antingen tagits med hjälp av snöre och flaska + stentyngd, eller också med slang och handpump. Varje prov har konserverats med salpetersyra.

7.2.1 Kemisk-fysikaliska analyser på dagvattnet

Följande föroreningskomponenter har analyserats:

- tungmetaller: - zink
 - koppar
 - bly

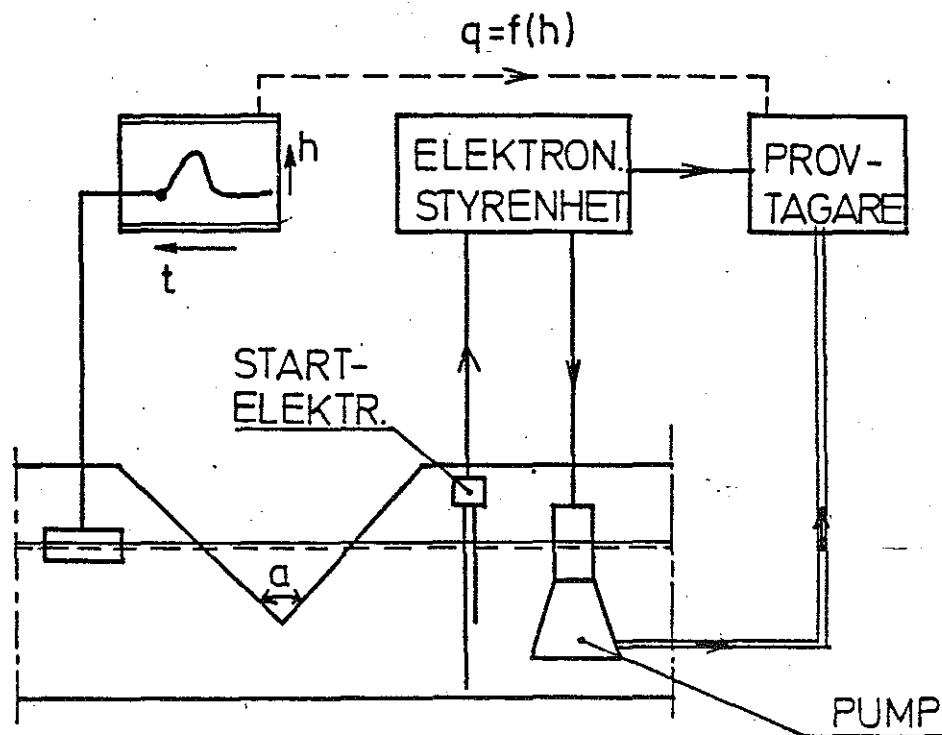


FIG. 7.1. Blockschema över flödesmätning och provtagning (efter Malmquist, 1975).

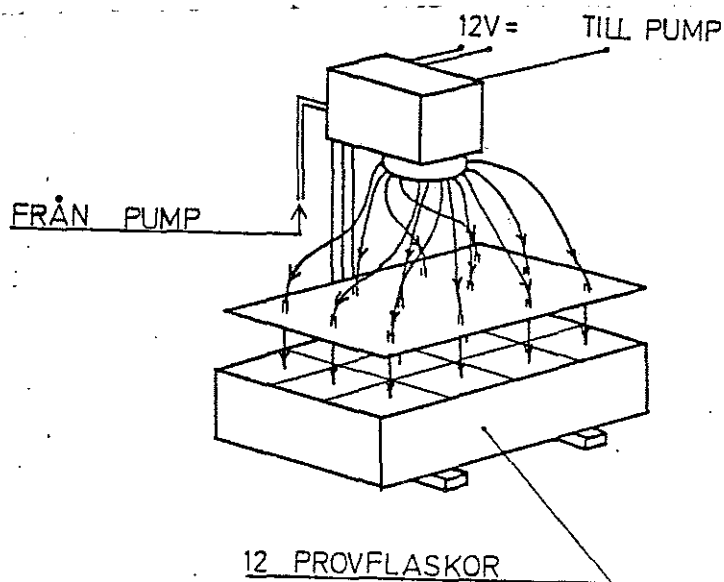


FIG. 7.2. Provtagaren (ur Arnell, 1976).

- suspenderade ämnen
- elektrisk ledningsförmåga
- pH.

7.2.2 Analysmetoder

- zink, koppar och bly

Tungmetallerna zink, koppar och bly är analyserade med atomabsorbtionspektrofotometri. På grund av att koncentrationerna i vårt fall är förhållandevis låga har proverna indunstats och koncentrerats fem gånger. För bly gäller att för värden under 100 µg Pb/l är analysen osäker, och för värden under 50 µg Pb/l kan felet uppgå till 100%. För alla tre tungmetallerna gäller att för halter över 100 µg/l kan analysnoggrannheten anges till 1-2%. Större fel i den beräknade halten kan förväntas på en provtagning m m.

- suspenderat material

Suspenderat material har i princip analyserats enligt SIS 028112.

- ledningsförmåga

I princip enligt SIS 028123

- pH

I princip enligt SIS 028122.

7.2.3 Värdering av analysresultat

Vid bedömning av analysresultatets värde som underlag för beslut och slutsatser, bör man tänka på att siffervärdena är framtagna via flera etapper, var och en behäftad med svårigheter, t ex:

- metodval, utrustning, provtagning, konservering, transport, lagring, laborativt analysförfarande m m.

7.3 Undersökning av tungmetaller

7.3.1 Utförande och resultat

Våra studier av förekomst av tungmetaller i dagvattnet har speciellt inriktats på Zn, Cu och Pb. För att vi skall få en uppfattning om hur dagvatteninfiltrationen inverkar på omgivningen, så har vi studerat dels inkommande dagvattens tungmetallhalter och dels halten av tungmetaller i de olika vattenståndsroren. Fyra stycken provomgångar har tagits på inkommande dagvatten. (Provtagningmetod beskriven i kap. 7.2.) Flödesskrivaren har fungerat tillfyllest endast på ett av dessa flöden. För detta flöde uppmättes följande tungmetallföroreningar i dagvattnet:

TAB. 7.1.

TID (min)	T.M. HALTER [$\mu\text{g}/\text{l}$]			FLÖDE [l/s]	FÖRORENINGSFLÖDE [$\mu\text{g}/\text{s}$]		
	Zn	Cu	Pb		Zn	Cu	Pb
5	320	125	100	0,15	48,0	18,8	15,0
10	230	110	100	0,40	92,0	44,0	40,0
15	175	30	100	0,85	148,8	25,5	85,0
20	190	30	80	1,65	313,5	49,5	132,0
25	144	30	50	2,93	421,9	87,9	146,5
30	160	25	80	3,88	620,8	97,0	310,4
35	355	37	80	3,93	1395,2	145,4	314,4
40	150	20	80	3,55	532,5	71,0	284,0
45	125	20	50	3,23	403,8	64,6	161,5
50	225	20	50	2,80	630,0	56,0	140,0
55	150	20	30	2,10	315,0	42,0	63,0
60	140	20	50	1,50	210,0	30,0	75,0
				$\Sigma 26,97$	5131,5	731,7	1766,8

Ett flödesvägt medelvärde av tungmetallhalten i flödet blir för

$$\text{Zn: } \frac{5131,5}{26,97} = 0,19 \text{ mg/l}$$

$$\text{Pb: } \frac{1766,8}{26,97} = 0,066 \text{ mg/l}$$

$$\text{Cu: } \frac{731,7}{26,97} = 0,027 \text{ mg/l}$$

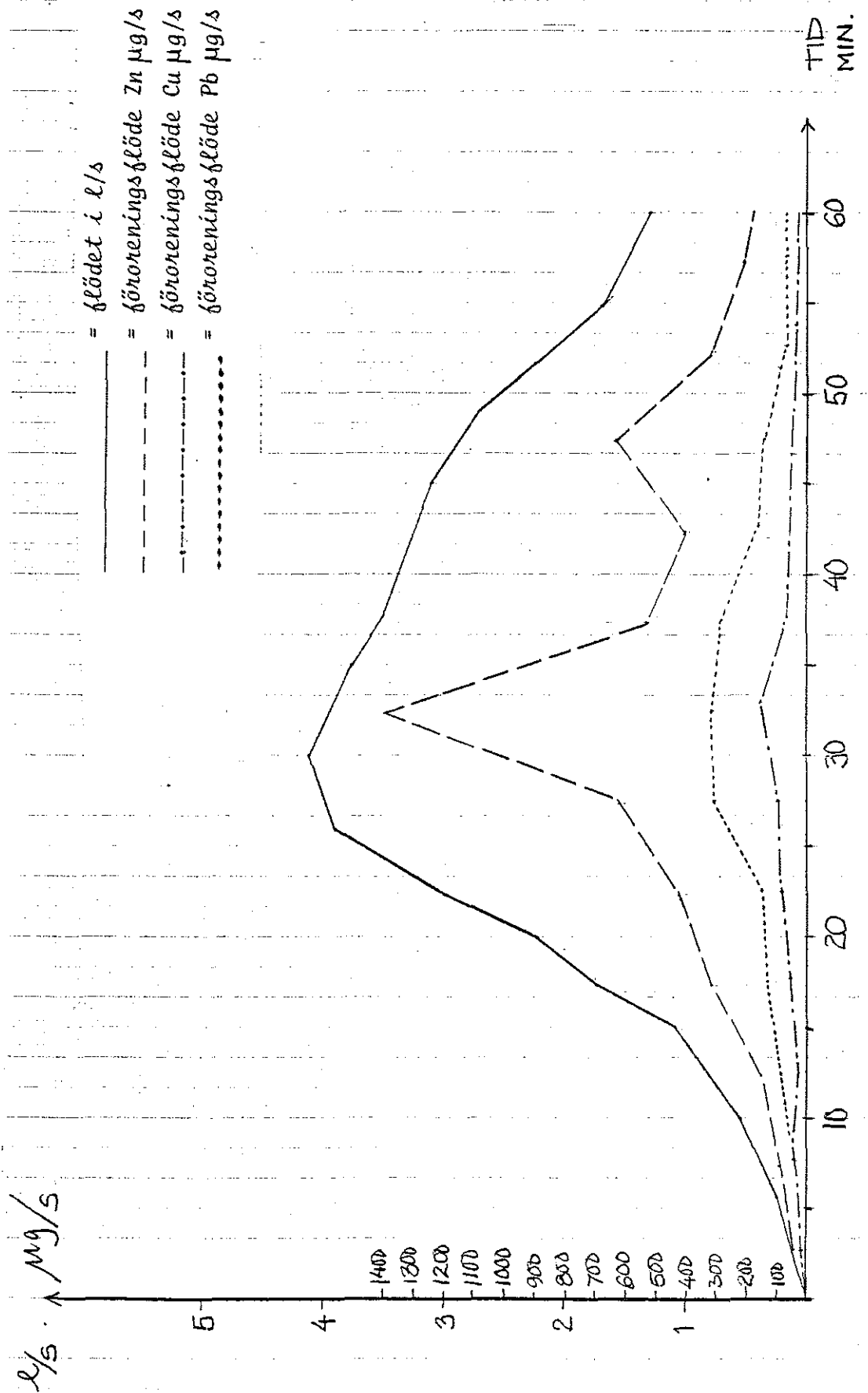


FIG. 7.3. Dagvattenflödet relaterat till föroreningsflödet.

I Göteborgsregionen har det gjorts ingående studier av dagvattnets föroreningshalter (Malmquist, 1977). Det är därför intressant att jämföra våra värden i Halmstad med värdena i Göteborgsregionen.

Motsvarande värden i Göteborgsmätningarna är i (mg/l):

	Zn	Cu	Pb
Vegagatan i centrala Gbg	0,57	0,31	0,40
Mellbyleden i utkanten av Gbg	0,32	0,19	0,14
Villakvarter i Floda	0,17	0,03	0,06

Våra uppmätta värden från dagvattnet i Halmstad stämmer mycket väl överens med de tungmetallkoncentrationer som erhållits i villakvarter i Floda.

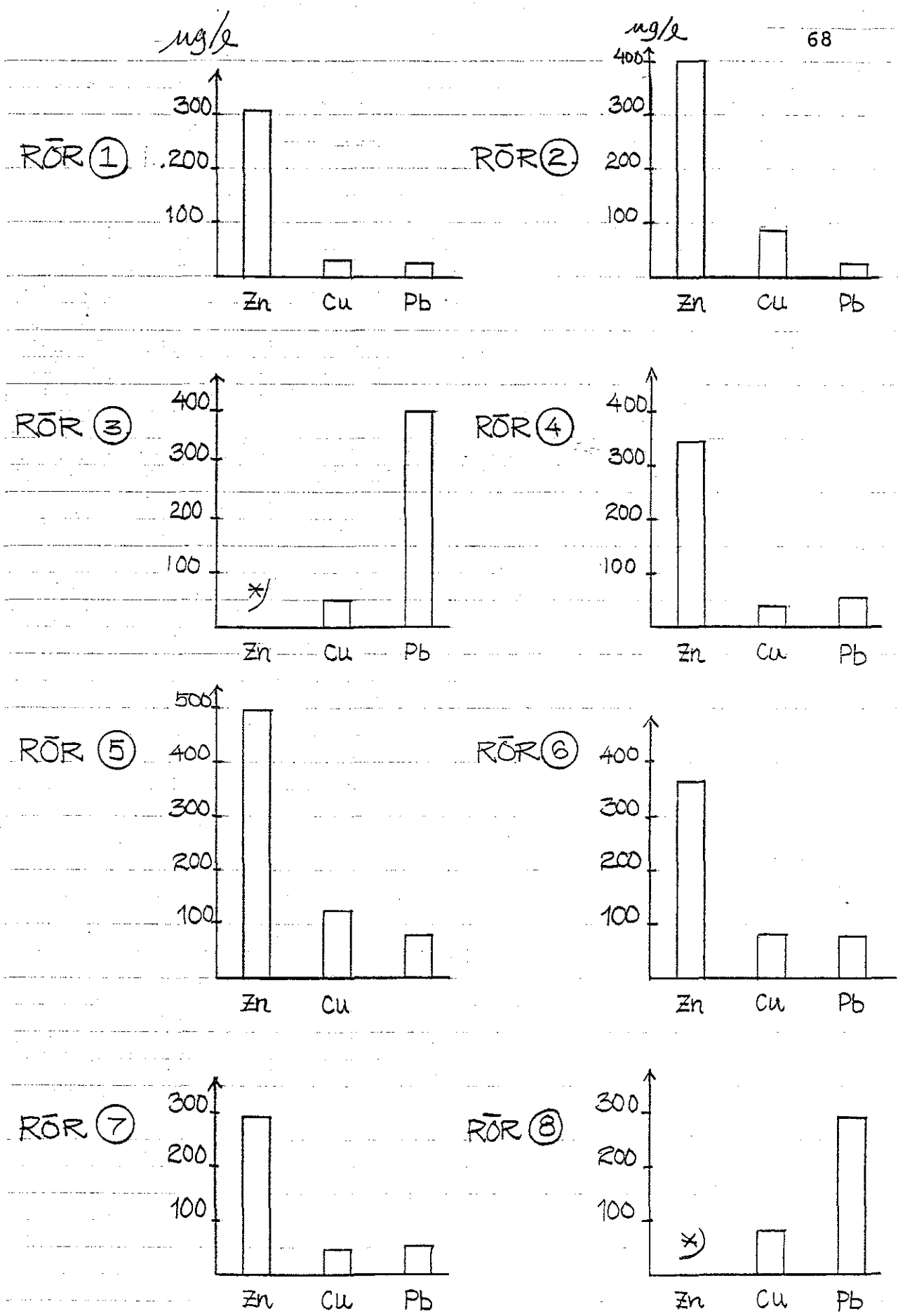
Av FIG. 7.3 ser man tydligt att föroreningsflödena väl följer förändringarna i vattenflödet. Man ser också att zinkflödena fluktuerar mer än koppar- och blyflödena.

För att kunna studera perkolationsanläggningens inverkan på omgivningen har vi tagit ett flertal prover i de olika vattenståndsrören (se FIG. 4.4, kap. 4). Det första provet togs 760928 efter ca 14 dagars torrperiod. De erhållna värdena redovisas i FIG. 7.4.

Man noterar att metallhalterna i grundvattnet är betydligt högre än i dagvattnet. Detta gäller speciellt zinkhalterna, men även blyhalterna i rör 3 och 8 är förvånansvärt höga. Vi gjorde även två stycken "logaritmiska" provtagningar av tungmetallerna i rören för att se hur halterna varierade med tiden. Dessa provtagningar utföll enligt FIG. 7.5-7.8.

7.3.2 Diskussion

Vi har redan berört att det inkommande dagvattnets metallhalter är så höga som man normalt kan vänta sig för ett område av den karaktär vi studerar. När det gäller proven



* /) ZN-VÄRDENA FÖR RÖR ③ OCH ⑧ ÄR UTELÄMNANDE P. G. A. ATT DESSA BÅDA RÖR ÄR GALVANISERADE

FIG. 7.4. Tungmetallföroreningsgraden i de olika vattenståndsrören.

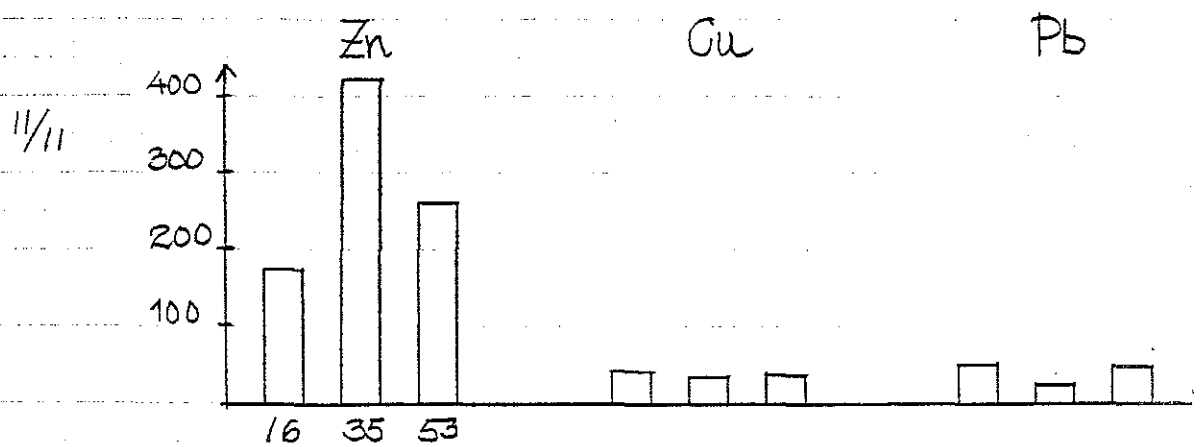
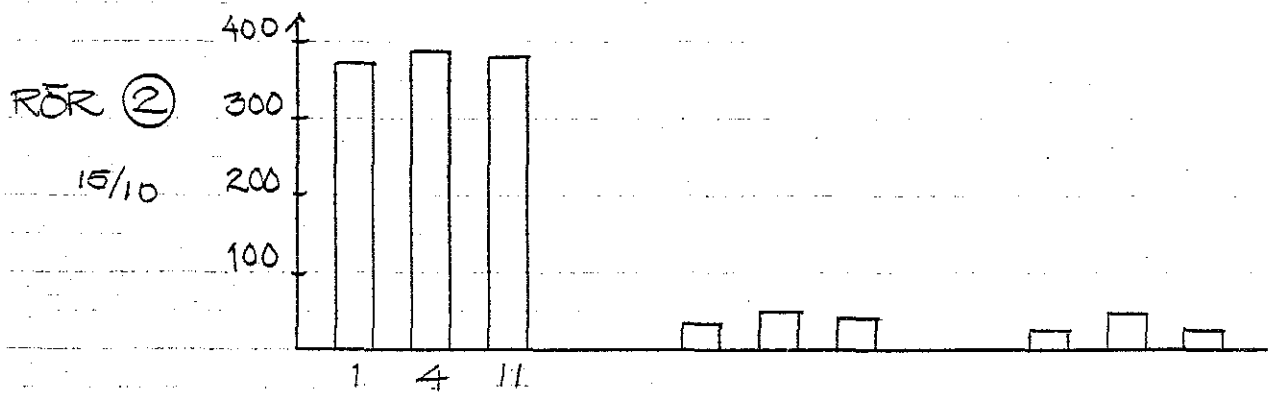
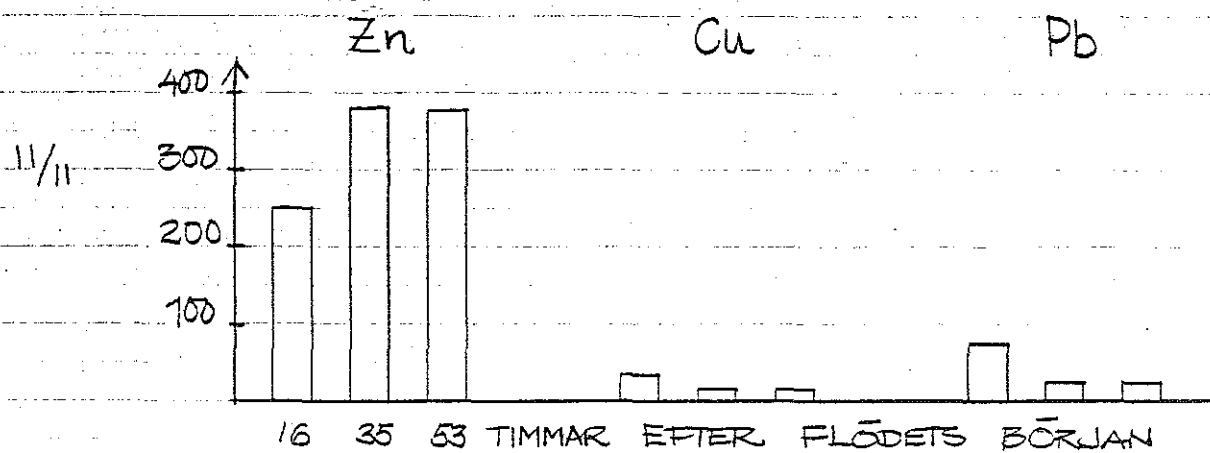
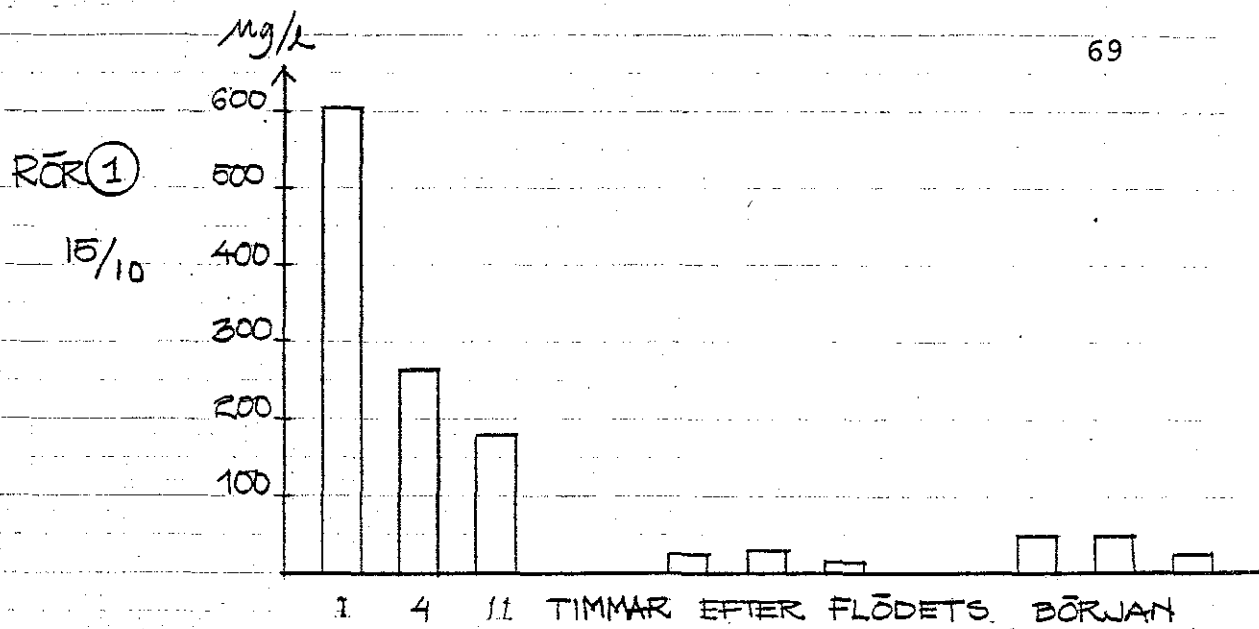


FIG. 7.5. Logaritmisk uppföljning i de olika vattenståndsrören på prov tagna 15/10 -76 resp 11/11 -76.

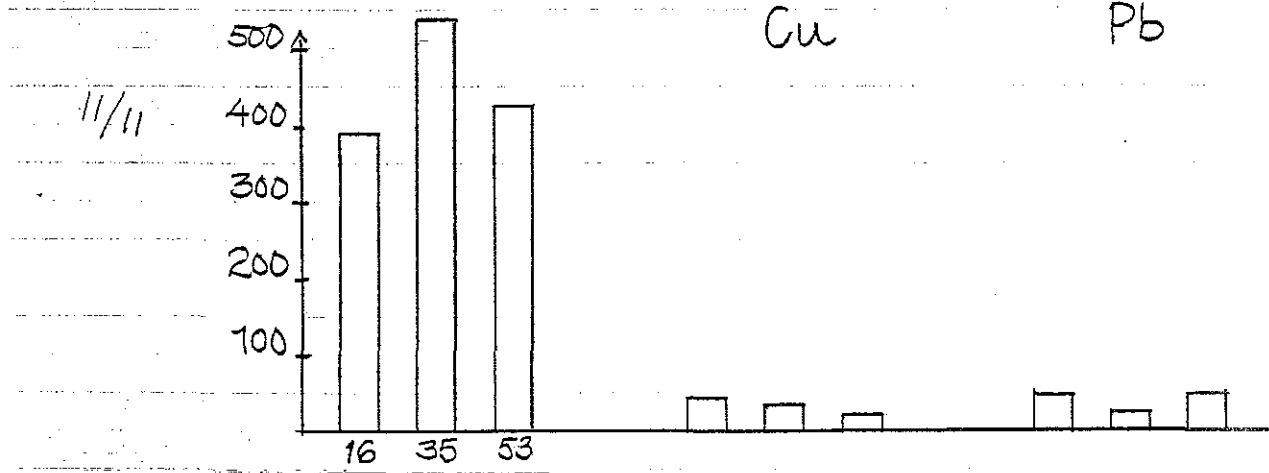
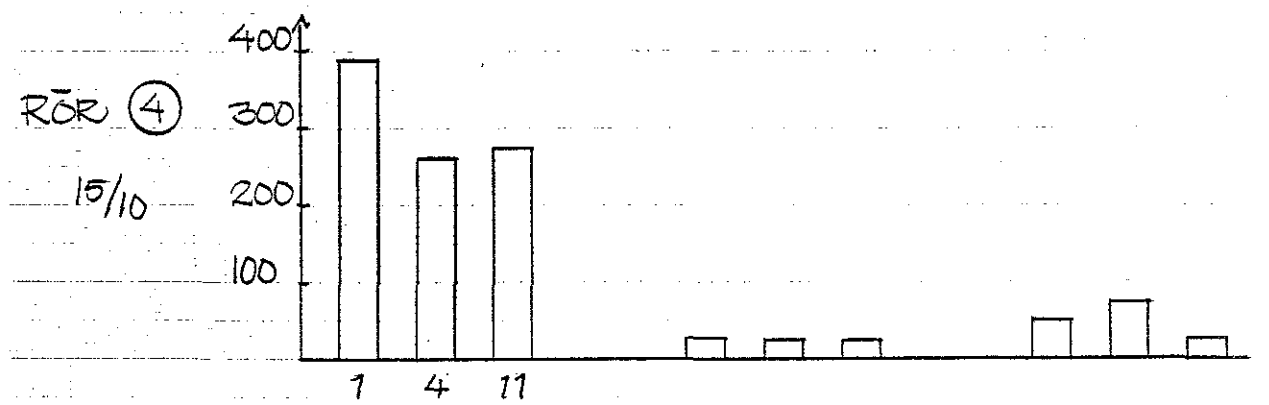
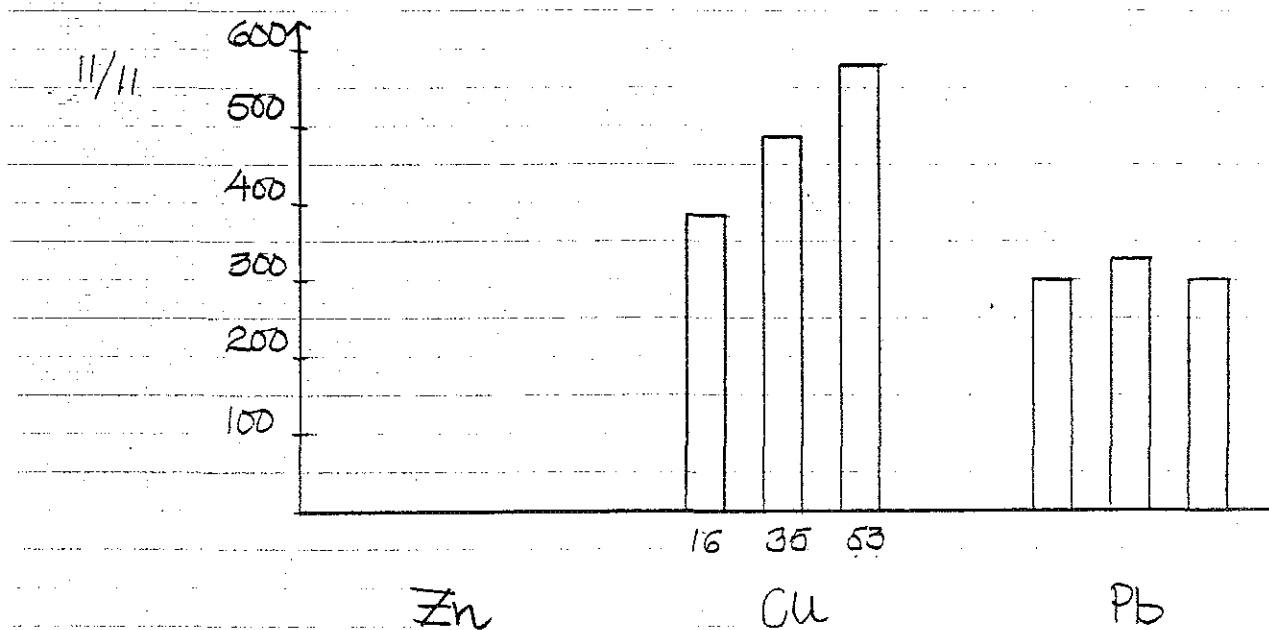
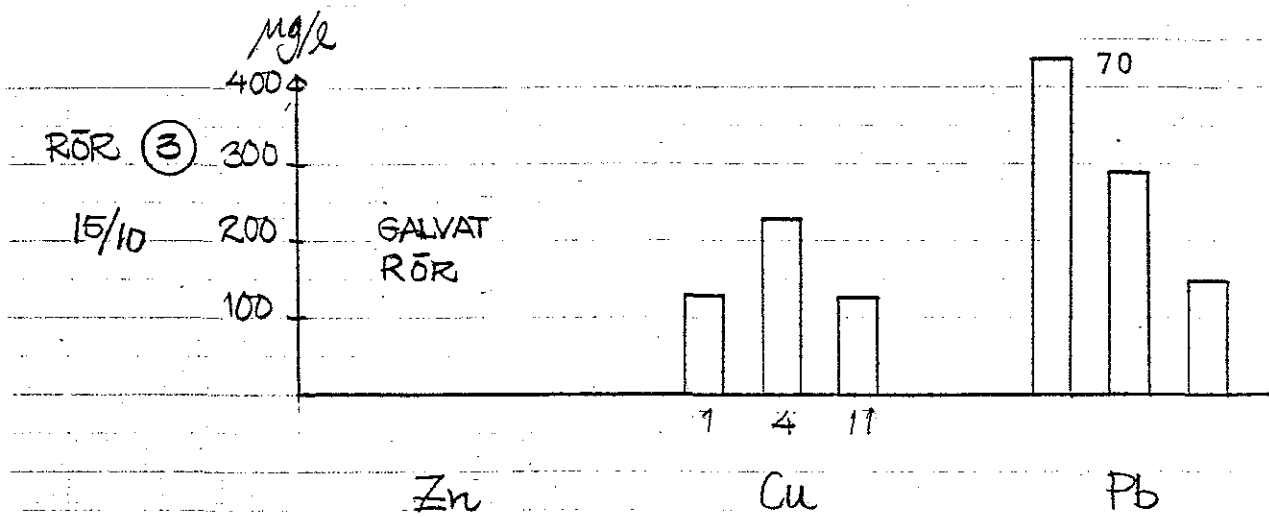


FIG. 7.6. Logaritmisk uppföljning i de olika vattenståndsrören på prov tagna 761015 resp 761111.

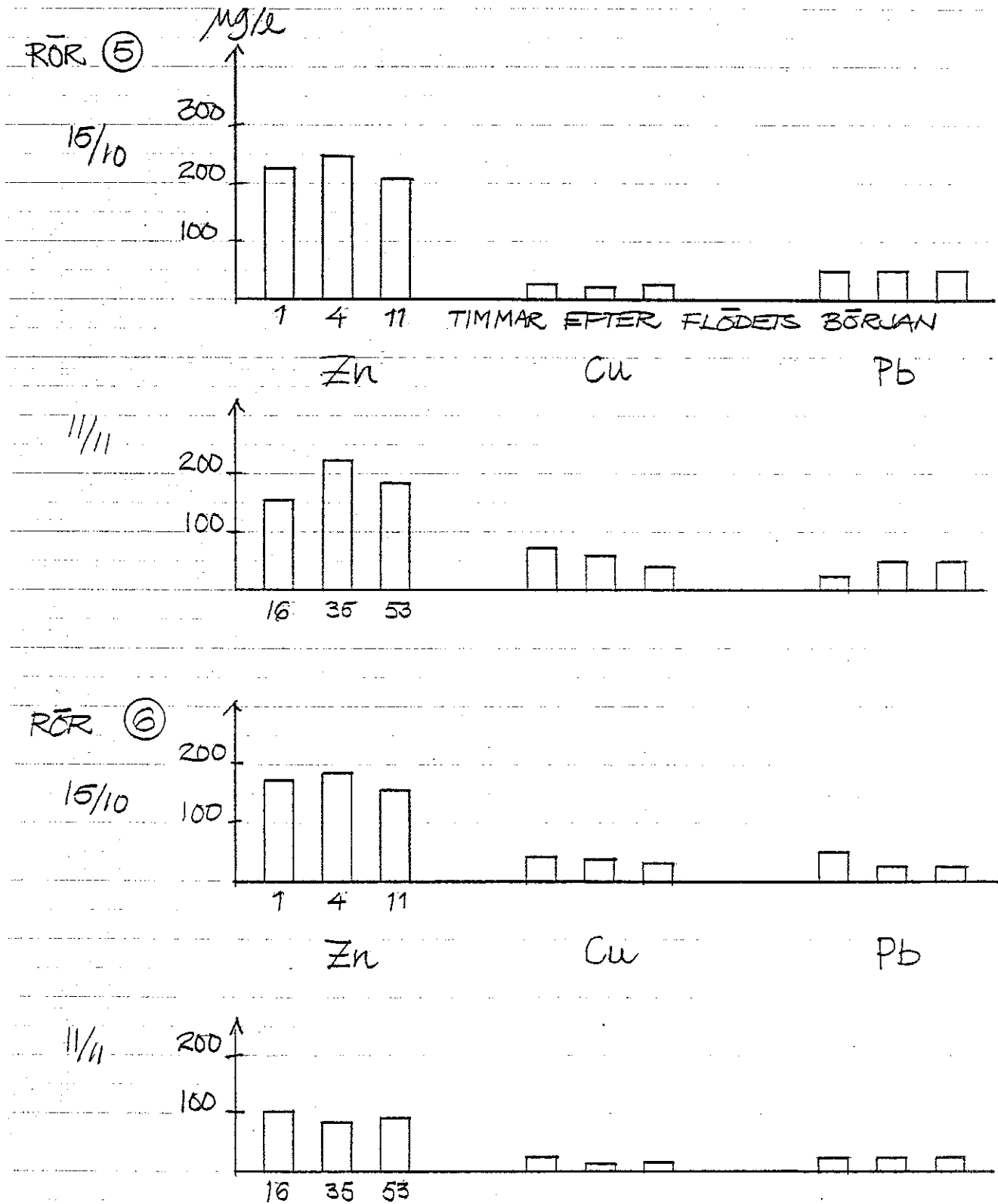


FIG. 7.7. Logaritmisk uppföljning i de olika vattenståndsroren på prov tagna 761015 resp 761111.

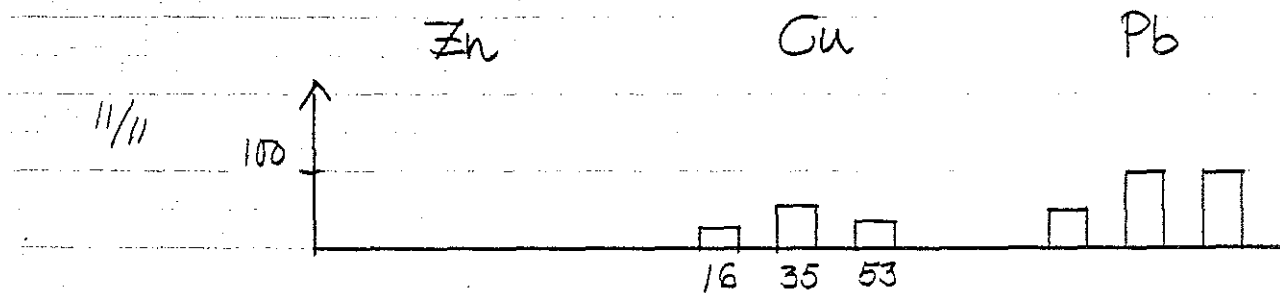
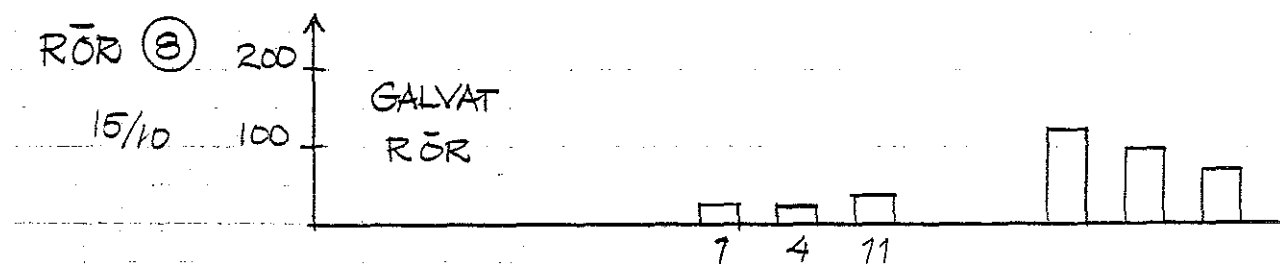
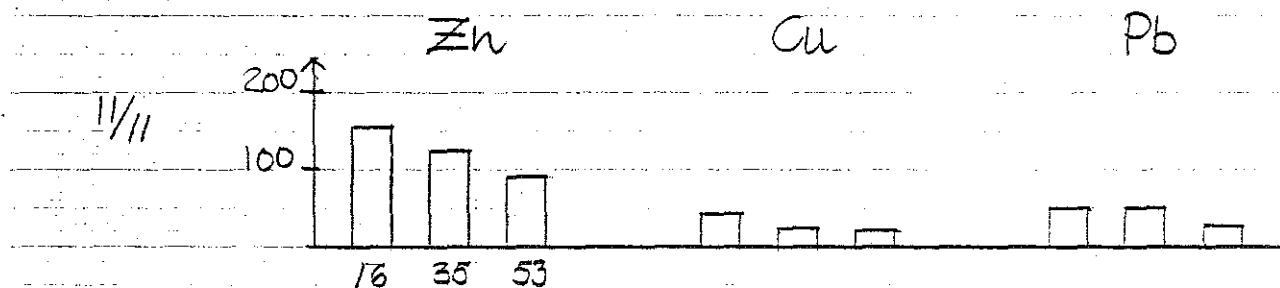
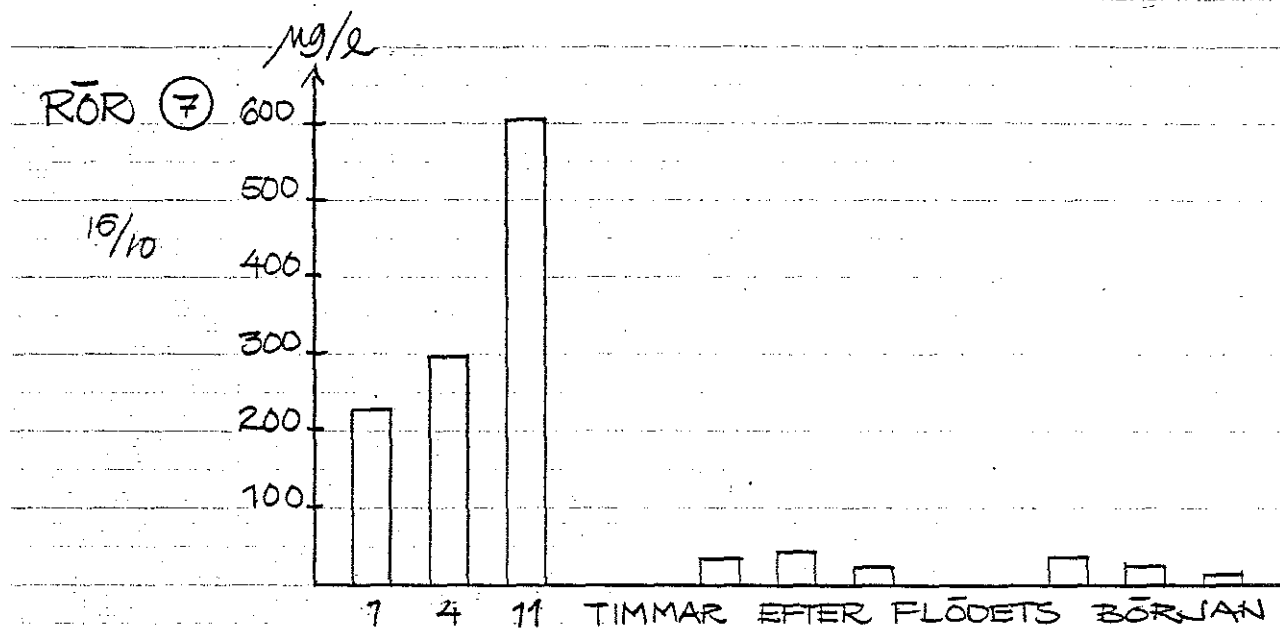


FIG. 7.8. Logaritmisk uppföljning i de olika vattenståndsrören på prov tagna 761015 resp 761111.

i vattenståndsroren, hade vi väntat oss att halterna skulle avta med tiden. Det resultatet erhöll vi dock inte. I stället varierar halterna utan att vi kan finna någon speciell trend.

Zinkhalterna var nästan genomgående mycket höga. Undantag är rör 5 och 6, som håller en zinkhalt ungefär lika stor som i inkommande dagvattnet. Zinkhalterna i rör 1 och rör 7 är påfallande höga, speciellt som dessa båda rör ligger ovanför perkolationsmagasinet och alltså knappast berörs av det perkolerade dagvattnet.

Angående blyhalterna så är det notabelt att vi inte uppmätt ett enda värde över 100 µg Pb/l, i inkommande dagvatten. I rör 3 däremot erhåller vi värden i vissa fall över 400 µg Pb/l. Även kopparhalter på uppemot 600 µg Cu/l har uppmätts i rör 3. Dessa höga tungmetallhalter, speciellt i rör 3, är svåra att förklara.

För att vi skulle få ytterligare ett kontrollvärde på dessa halter, så gjordes i nov -77 ännu en provtagning. Prov togs i rör 1, 2, 3 och 5. Två stycken prov togs i varje rör, ett på ytvattnet och ett på bottenvattnet. Dessa utföll på följande sätt:

TAB. 7.2.

		Zn	Cu	(µg/l) Pb
RÖR 1	YTVATTEN	89	22	12
	BOTTENVATTEN	32	9	12
RÖR 2	YTVATTEN	706	16	12
	BOTTENVATTEN	3117	25	<12
RÖR 3	YTVATTEN	galvanise-	44	95
	BOTTENVATTEN	rat rör	72	639
RÖR 5	YTVATTEN	173	22	24
	BOTTENVATTEN	99	19	24

Zinkhalterna i rör 2 och blyhalterna i rör 3 är onormalt höga. Bottenvattnet i rör 3 hade en stark lukt av svavelväte, till skillnad från ytvattnet som var luktfritt.

Vi har kommit fram till två möjliga teorier, som kan förklara de skiftande och onormalt höga tungmetallhalterna i vattenståndsroren.

En förklaring kan vara, att i de fyllnadsmassor som är utlagda i parken finns det metallföremål som märkbart förhöjer tungmetallhalterna i området. Detta gäller speciellt området från perkolationsmagasinet till rör 3:s omedelbara närhet. Rör 3 ligger visserligen i grundvattnets strömningsriktning, men att någon ackumulation av tungmetaller skulle ske på så stort avstånd från magasinet i den relativt finkorniga jorden, måste anses osannolikt. Den stora differensen i tungmetallhalter mellan rören 2, 4, 6 och 3 styrker också denna teori. De höga zinkhalterna i grundvattnet kan tyda på att vissa tak och stuprännor, uppströms anläggningen, inte är inkopplade på spillvattenledningar, utan infiltrerar direkt ner i grundvattnet.

Den andra förklaringen kan vara att det i dagvattnet, och i viss mån i grundvattnet, finns bly och svavel. Bottenvattnet från rör 3 hade stark lukt av svavelväte. Eftersom anaeroba betingelser råder, innebär detta att en mikrobiologisk process kan påskynda att svavlet reduceras till sulfid, som sedan tillsammans med bly bildar bly sulfid. Följden blir att blyhalten ökar. Rör 3 är galvaniserat och har därför mycket höga zinkhalter. Zink är en tämligen oädel metall, som vid dessa förhållanden lätt löses ut i vattnet. Detta faktum kan också tänkas påskynda ovan beskriven process.

Det troliga är nog att det är en kombination av dessa båda förklaringar, som ligger närmast sanningen. Det går dock inte att, i detta läge, bevisa att så är fallet, utan det fordrar ytterligare forskning och provtagning. Det kan dock sägas, att infiltreringen av dagvattnet vid Falckens väg i Halmstad, inte ökar halterna av koppar, zink och bly i grundvattnet.

7.4 Suspenderat material

Provtagning har gjorts med provtagaren, under flödets första timme, enligt kap. 7.2. Vi har gjort två stycken sådana provtagningar på inkommande dagvatten m a p suspenderat material. Ur varje enlittersflaska, från provtagaren, tog vi 100 ml väl omskakad prov. Med hjälp av vattensug filtrerades provet genom ett på förväg vägt filterpapper. Efter torkning vägdes filterpappret igen. Skillnaden i vikt ger sedan halten suspenderat material för den femminutersperiod i flödet, som varje enlittersflaska representerar. De uppmätta suspenderade halterna, relaterade till respektive flöden, redovisas i TAB. 7.3 och 7.4.

För flöde 1 uppmättes följande värden:

TAB. 7.3

TID (min)	HALT SUSP MTRL (mg/l)	FLÖDE (l/s)	FÖRORENINGS- FLÖDE (mg/s)
5	46	0,10	4,6
10	24	0,30	2,2
15	32	0,80	25,6
20	16	1,60	25,6
25	14	2,60	36,4
30	23	4,25	97,8
35	35	4,50	157,5
40	29	3,50	31,5
45	11	2,70	29,7
50	11	2,35	25,85
55	9	2,0	18,0
60	12	1,55	18,6
Σ	242,0	26,25	478,35 (se FIG. 7.9)

Ett flödesvägt medelvärde av susp.halten i flöde 1 blir:

$$\text{medelhalt} = \frac{478,35}{26,25} = 18,2 \text{ mg/l}$$

Det aritmetisk medelvärdet blir

$$\frac{242}{12} = 20,2 \text{ mg/l}$$

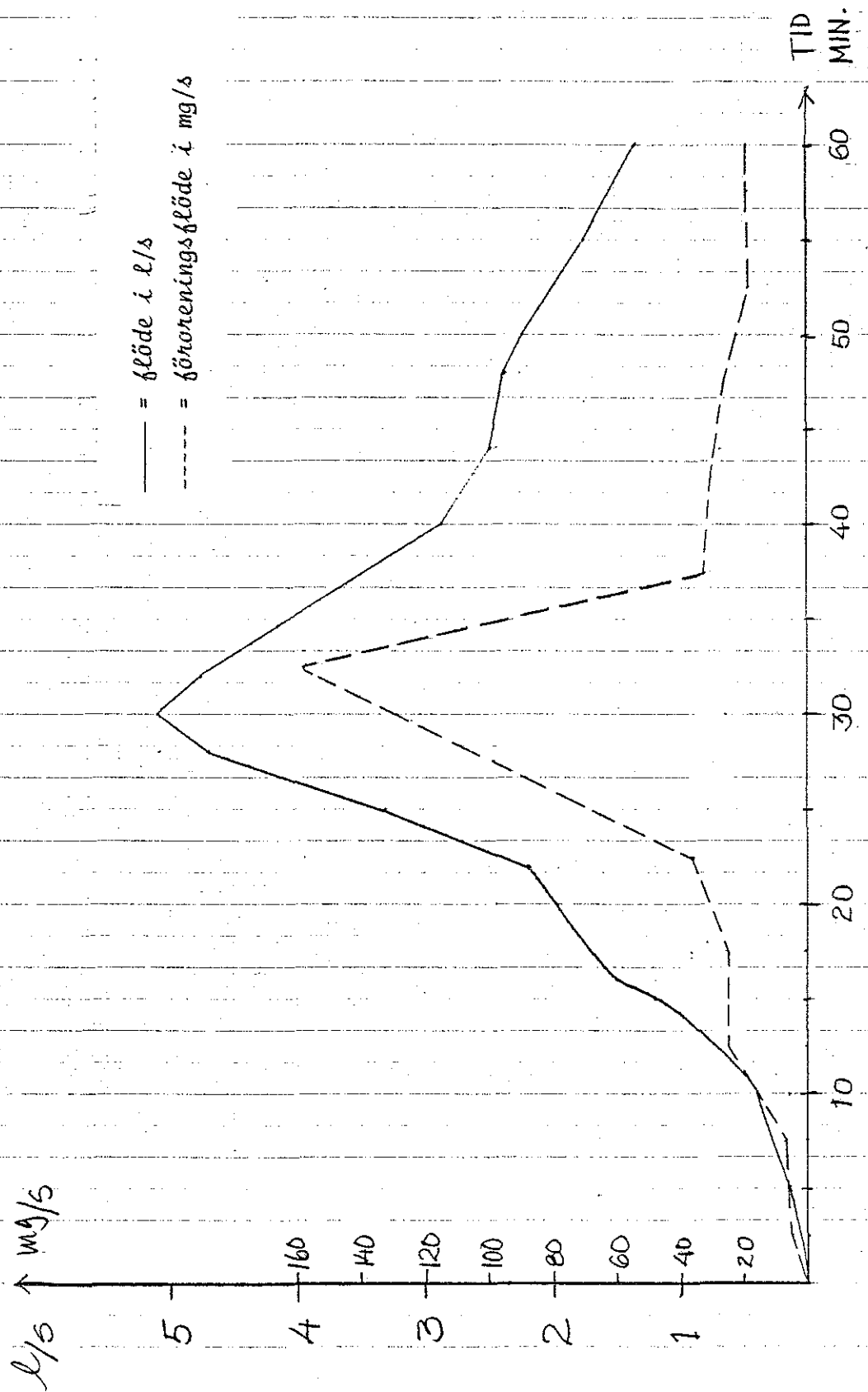


FIG. 7.9. Flöde 1

För flöde 2 uppmättes motsvarande värden:

TAB. 7.4.

TID (min)	HALT SUSP MTRL (mg/l)	FLÖDE (l/s)	FÖRORENINGS- FLÖDE (mg/s)	
5	42	0,20	8,40	
10	31	1,15	35,65	
15	32	2,30	73,60	
20	22	2,43	53,46	
25	26	1,80	46,80	
30	17	1,20	20,40	
35	24	0,80	19,20	
40	14	0,55	7,70	
45	8	0,40	3,20	
50	10	0,25	2,50	
55	7	0,20	1,40	
60	7	0,15	1,05	
Σ	240	11,43	273,36	(se FIG. 7.10)

Den flödesvägda medelhalten blir:

$$\frac{273,36}{11,43} = 23,9 \text{ mg/l}$$

Aritmetiska medelhalten blir

$$\frac{240}{12} = 20,0 \text{ mg/l}$$

Den totala flödesvägda medelhalten för de båda flödena blir alltså

$$\frac{18,22+23,92}{2} = 21,1 \text{ mg/l}$$

Totala aritmetiska medelhalten i de båda regnen blir

$$\frac{20,0+20,17}{2} = 20,1 \text{ mg/l}$$

I motsvarande Göteborgsmätningar erhöll man följande värden:

Vegagatan i centrala Gbg	91 mg SS/l
Mellbyleden i ytterområde	60 mg SS/l
Villaområde i Floda	58 mg SS/l

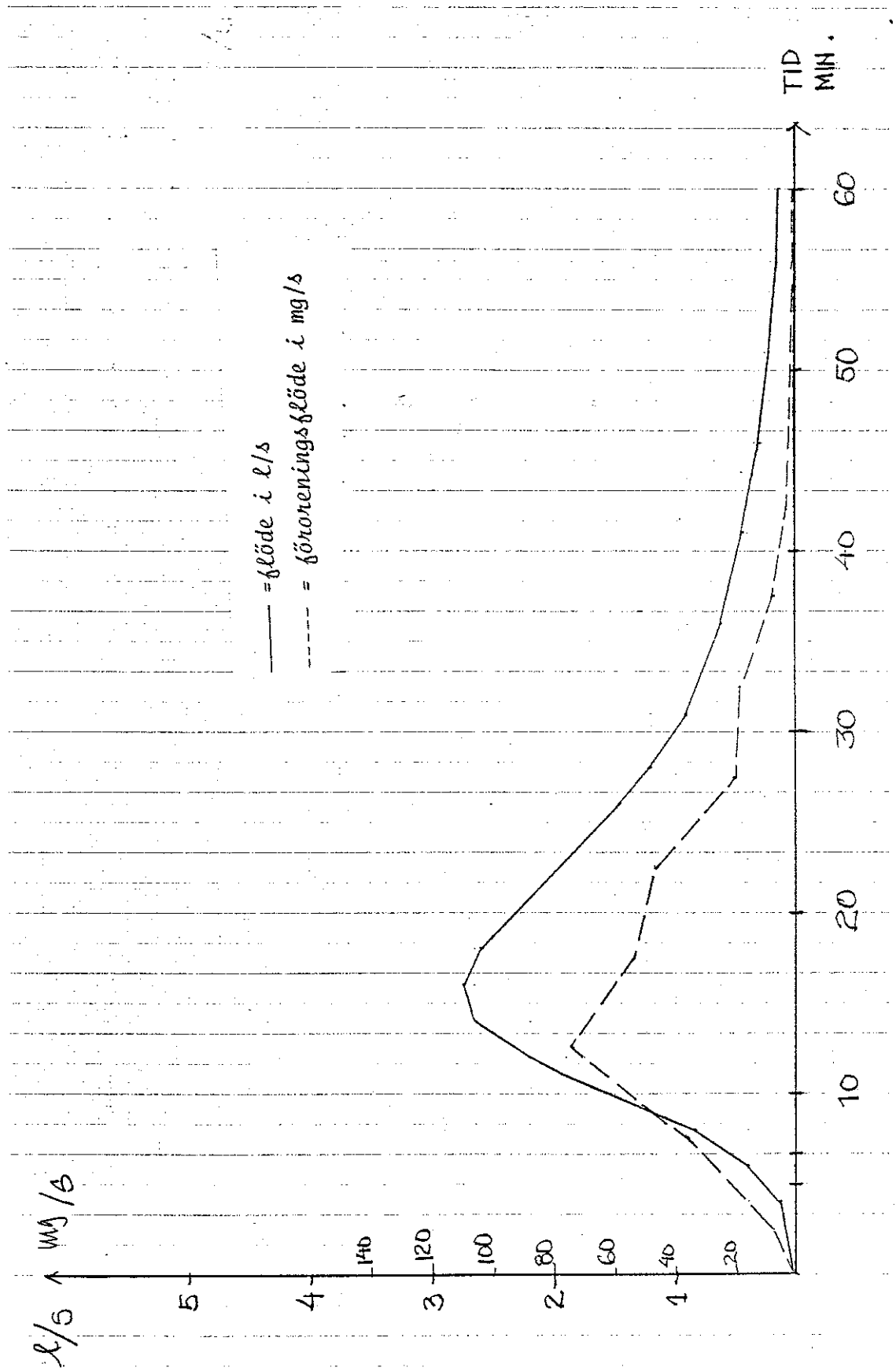


FIG. 7.10. Flöde 2

Vårt erhållna medelvärde i Halmstad på ca 21 mg SS/l, får anses mycket måttligt.

En för perkolationsanläggningen, ur driftsynpunkt, viktig fråga är risken för igensättning. I samband med att perkolationsmagasinet anlades tog gatukontoret prover på jorden i marken runt magasinsområdet. (Se FIG. 4.1 kap 4). Marken runt magasinet består mestadels av sand och mo. Det innebär att jorden är mycket permeabel. Förutsatt att man kan förhindra att löv, grenar o dyl tränger ner i magasinet, förefaller risken för igensättning liten. Eftersom det är de två fördelningsbrunnarnas bottenarea som är hela systemets begränsande faktor, så bör eventuella filter ha så stor hålprocent att filtret inte hindrar vattnet att strömma ner i magasinet.

7.5 Elektrisk ledningsförmåga och pH

Vid ett och samma tillfälle togs prover dels på inkommande dagvatten, dels på vattnet i vattenståndsroren. Dessa värden uppmättes:

TAB. 7.5.

	pH	Ledningsförmåga
INKOMMANDE DAGVATTEN	7,3	55 mho/cm
Rör 1	9,1	113 mho/cm
Rör 2	9,3	118 mho/cm
Rör 3	6,5	212 mho/cm
Rör 4	7,6	122 mho/cm
Rör 5	7,6	120 mho/cm
Rör 6	8,6	118 mho/cm
Rör 7	9,8	90 mho/cm
Rör 8	7,0	145 mho/cm

Variationerna i ledningsförmåga är för små för att vi skall kunna dra några slutsatser därav.

Av pH-värdena kan man däremot utläsa en del intressanta saker. Att inkommande dagvatten har pH 7,3, är normalt.

Däremot är det synnerligen ovanligt att finna pH-värdet som närmar sig pH 10. Normalt går ej pH-värdet, för ett grundvatten eller dagvatten, över pH 8,5 som är den s.k bikarbonatpunkten. Detta innebär att någon form av basisk produkt, t ex kalkputs eller kalkbruk måste finnas i schaktmassorna kring rör 1, 2 och 7.

8 LITTERATURLISTA

- Arnell, V, Lyngfelt, S, 1975, Interimsrapport. Beräkningsmodell för simulering av dagvattenflöde inom bebyggda områden. Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, meddelande nr 12.
- Arnell, V, Lyngfelt, S, Sjöberg, A, Svensson, G, 1976, Dagvatten. Uppsatser presenterade vid konferens om urban hydrologi i Sarpsborg, Norge 1976. Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, meddelande nr 15.
- Ericsson, L O (red.), 1977, Lokalt omhändertagande av dagvatten. Geohydrologiska forskningsgruppen, CTH, meddelande nr 25.
- Ferris, J, Knowles, D, 1963, The slug-injection test for estimating the coefficient of transmissibility of an aquifer. Brown m fl Methods of determining permeability, transmissibility and drawdown. Geological Survey Water Supply Paper 1536-I.
- Holmstrand, O, 1977, Infiltration. Chalmers tekniska högskola. Inst för vattenbyggnad. Undervisningsskrift 1977:05.
- Lind, B B, 1977, Kvartära avlagringar och geohydrologiska förhållanden i Halmstad. C-kursarbete. CTH, Göteborgs universitet. Geologiska institutionen. Publ B85.
- Lyngfelt, S, 1977, Urban hydrologi - avrinning. CTH, inst f vattenbyggnad, undervisningsskrift 1977:07.
- Lyngfelt, S, 1976, Seminarium om avrinning i urbana områden 1976-04-27. Lunds tekniska högskola. Inst för vattenresurslära.

Malmquist, P-A, Svensson, G, 1975, Delrapport. Dagvatt-
nets sammansättning i Göteborg. Geohydrolo-
giska forskningsgruppen, CTH, meddelande nr
14.

Malmquist, P-A, Svensson, G, 1977, Urban stormwater
pollutant sources. Chalmers tekniska högskola,
inst f VA-teknik.

Walton, W C, 1970, Groundwater Resource Evaluation. Mc
Graw-Hill series. New York.