

Institutionen för vattenbyggnad Chalmers Tekniska Högskola

Department of Hydraulics Chalmers University of Technology

Optimeringsmodellen ILSD

Beräkning av topografins inverkan på ett dagvattensystems kapacitet och anläggningskostnad

Jan-Arne Nilsdal

Report Series A:10 ISSN 0348-1050

Göteborg 1983

Address:Department of Hydraulics
Chalmers University of Technology
S-412 96Telephone:031/81 01 00

FORORD

Föreliggande rapport har utarbetats vid Institutionen för vattenbyggnad på Chalmers tekniska högskola. Rapporten ingår i det av Byggforskningsrådet finansierade projektet "Optimering av avloppsledningar" (BFR-projekt nr 780257-8).

Många tack riktas till Anders Sjöberg för handledning och i övrigt värdefulla bidrag, till Håkan Strandner för datorhjälp samt till Lars Anefors vid Göteborgs Vatten- och Avloppsverk för visst utfört dimensioneringsarbete. Dessutom tackas Ann-Marie Hellgren som skrivit ut rapporten och Alicja Janiszewska som ritat figurerna.

Göteborg i augusti 1983

Jan-Arne Nilsdal

REFERAT

Dagvattenledningar dimensioneras enligt nuvarande normer med utgångspunkt från ett statistiskt framtaget regn, vars återkomstperiod varierar mellan 1 till 10 år beroende på bebyggelsens art. Valet av frekvens är tänkt att resultera i ett optimalt ledningssystem som kräver den lägsta totalkostnaden. Dimensionerande flödet avleds emellertid utan att ledningarna behöver gå helt fyllda, eftersom trycklinjen måste underskrida rörens hjässor. Hur stor kapacitet ett system erhåller utan att översvämning äger rum bestäms av bl a avrinningsområdets topografi och tas ingen hänsyn till i normerna.

Denna rapport redovisar ett beräkningsexempel om hur ett hypotetiskt dagvattensystems kapacitet och byggnadskostnad beror på topografin. Dimensioneringsarbetet är utfört med den amerikanska optimeringsmodellen ILSD (Illinois Storm Drainage) som minimerar anläggningskostnaderna. ILSD är relativt obeprövad så rapporten innehåller därför en utförlig modellbeskrivning samt diskussion av optimeringsprogrammet. Avsikten är att utröna om ILSD är praktiskt användbar vid dimensioneringen av ett dagvattensystem i svenska förhållanden. Dimensioneringskriterierna som ILSD tillämpar är åtminstone i stort de samma som i svenska praxis. I rapportens avslutande kapitel ges förslag på några tänkbara modellmodifieringar.

Optimeringsmodellen ILSD beräknar parallellt med dimensioneringen av ledningarna de kostnader som byggnationen kräver. En modifierad variant av dynamisk programmering benämns diskret differentiell – (DDDP) och ombesörjer optimeringen. Ledningsprofilen löper inom vertikala begränsningar som successivt görs smalare så att anläggningskostnaderna minskar samtidigt som ledningsprofilen konvergerar mot en optimal lösning. Valet av indata till själva optimeringsberäkningen kan vara avgörande för om ledningsprofilen verkligen blir den globalt optimala.

I denna studie behandlas byggnation av ett dagvattensystem i ett markområde vars lutning varieras på så vis att några olika topografiska alternativ erhålls. Ledningssystemet dimensioneras

ΙI

för en avrinning motsvarande 2-årsregnet. För att kontrollera rimligheten i ILSD-profilerna har även förslag på profiler inhämtats från Göteborgs VA-verk. Systemen har sedan simuleringsberäknats med hjälp av flödesmodellen DAGVL-DIFF för flöden med större återkomstperioder. Återkomstperioden för den största hydrografen som klaras utan översvämning, dvs utan att trycknivån överskrider markytan, är ett mått på kapaciteten.

Resultatet blir att både kapacitet och anläggningskostnad kommer att variera markant beroende på vilken topografi som föreligger. I brant terräng blir anläggningskostnaden relativt låg samtidigt som endast 2-årsregnet kan tas omhand. Flack mark däremot kräver högre kostnader vilket medför att 10-årsregnet klaras utan översvämningsproblem. Den generella slutsatsen kan formuleras så att dagvattensystemets kapacitet varierar på samma sätt med topografin som vad byggnadskostnaderna gör.

ILSD framstår som fullt användbar vid dimensioneringen av ett dagvattensystem, eftersom jämförelsen med Göteborgs VA-verks profiler inte uppvisar några större avvikelser. Vissa skillnader finns emellertid som kan hänföras till dimensioneringskriterierna. Vad byggnadskostnaderna beträffar så blir dessa i flertalet fall lägst för de optimala ILSD-profilerna. Att de optimala ledningsprofilerna är tämligen opåverkade av schaktkostnadernas storlek indikeras av att byggnation i friktionsmaterial i många fall ger samma profil som då bergsprängning krävs. Resultatet tyder på att vi har ett mycket flackt kostnadsminimum i samband med anläggningen av ett dagvattensystem.

SUMMARY

Storm sewer design is normally based on a statistical rainfall with a return period of 1 to 10 years. The choice of frequency is meant to result in an optimal, least cost, storm sewer system. However, design flow is not allowed to let the pressure rise above head of the pipe so that parts of the system may be partly filled. Real capacity, that is maximum flow without flooding, is determined by local conditions and is often neglected in design calculations.

The American optimization model ILSD (Illinois Storm Drainage) has been employed for design of a storm sewer system. The report includes a detailed ILSD- program description followed up by a discussion chapter. Design calculations, ILSD minimizes building cost, have been carried out for excavation in sand (low cost) as well as in bedrock. The purpose is to show that ILSD can be useful in designing a storm sewer system situated in Sweden. Design criterion in USA (ILSD) and those used in Sweden have much in common, though some minor differences exist. The final chapter of this report deals with possible improvements achieved by ILSD-program modifications.

The optimization model ILSD designs the sewer system and calculates construction cost for every pipe. Input-data demands unit costs for system components and a special optimization algorithm called DDDP - Discrete Differential Dynamic Programming is used. The pipe profile must be situated within vertical limits, which during successive iterations become narrower. Construction costs decreases at the same time as the ILSD-solution approaches the optimal pipe profile. Global optimal profiles could not always be guaranteed because convergence of the ILSDsolution is governed by the choice of the DDDP-input data.

This report contains a calculation example concerning topographical influence on construction costs and capacity of a hypothetical storm sewer system. In order to form topographical alternatives ground slopes in the run-off area have been altered. Besides ILSD-optimal solutions, conventional profiles have been designed by the Water and Sewage Works in Göteborg. The runoff takes place in a city-area serviced by gravity storm sewers so the design is based on a 2-year rainfall. Hydrographs corresponding to larger return periods are then used by the flow-model DAGVL-DIFF in simulation calculations. Full capacity is reached when water-pressure exceeds ground level anywhere in the system.

System capacity as well as construction cost are shown to depend on the topographical alternatives. Steep terrain allows low building costs while the capacity remains at the design return period of 2 years. Flat terrain instead demands higher building costs and could handle even a 10-year rainfall without flooding. The general conclusion referring to topography is that construction costs and the capacity of a storm sewer system vary in the same way.

ILSD is a useful instrument in sewer system design. Comparisons made between ILSD- and conventional profiles show similar but not identical solutions because of minor differences in design criterion, so both system capacity and construction cost become more or less independent of the design procedure. ILSD's optimal building costs, however, are slightly less for most of the calculated alternatives. Finally, ILSD-solutions are insensitive to soil conditions, which is confirmed by identical pipe profiles whether unit excavation costs are high or low. This indicates a very weak cost minimum for the storm sewer system design calculations.

V

INNEHALLSFORTECKNING

	FÜRORD	Ι
	REFERAT	ΙI
	SUMMARY	ΙV
	INNEHÅLLSFÖRTECKNING	VI
1.	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Optimeringsprojektet	2
1.3	Föreliggande studies målsättning och genomförande	4
2.	OPTIMERINGSMODELLEN ILSD	6
2.1	Lite om optimeringsmodeller	6
2.2	Beskrivning av ILSD	7
2.2.1	Allmänt	7
2.2.2	Beskrivning av ledningssystemet	8
2.2.3	Tillrinningen till systemet	9
2.2.4	Dimensionerande flödet.	10
2.2.5	Flödesförloppet i ledningarna	11
2.2.6	Dimensioneringskriterier	14
2.2.7	Anläggningskostnaderna	15
2.2.8	Övrigt om ILSD	15
2.3	Optimeringsberäkningen DDDP	16
2.3.1	Den optimala ledningsprofilens tillkomst	16
2.3.2	Ett tillämpningsexempel	20
2.3.3	Valet av korridorvidd och brunnsinkrement	22
3.	KONVENTIONELL DIMENSIONERING ENLIGT	
	GÖTEBORGS VA-VERK	25
3.1	Dimensioneringsförfarandet	25
3.2	Ledningarnas kapacitet	25
3.3	Dimensioneringskriterier	27
4.	SIMULERINGSMODELLEN DAGVL-DIFF	29
4.1	Allmänt om simuleringsmodeller	29
4.2	Modellbeskrivning	29
4.3	Valet av indata	31

5.	TESTOMRÅDET OCH NÖDVÄNDI	GA INDATA	32
5.1	Testsystemet		32
5.2	Dimensionerande tillrinn	ing	32
5.3	De topografiska alternat	iven	34
5.4	Ledningssystemets à-pris	er	36
5.5	Hydrograferna till DAGVL	-DIFF	37
6.	GENOMFÖRDA BERÄKNINGAR		39
6.1	Dimensionering med optim	eringsmodellen ILSD	39
6.2	Förslag på ledningsprofi	ler från Göteborgs VA-verk	40
6.3	Simulering av trycknivåe	r och flöden med DAGVL-DIFF	41
7.	LEDNINGSPROFILER OCH HÖG	STA TRYCKNIVAER	43
7.1	Inledning		43
7.2	Plan mark utan lutning	(topografiskt alternativ 1)	44
7.3	Normal marklutning	(topografiskt alternativ 2)	46
7.4	Kuperad terräng	(topografiskt alternativ 3)	49
7.5	Brant marklutning	(topografiskt alternativ 4)	51
7.6	Plan mark med låst utlop	p (topografiskt alternativ 5)	53
8.	TOPOGRAFINS INVERKAN PÅ	DAGVATTENSYSTEMETS	
	KAPACITET OCH ANLÄGGNING	SKOSTNAD	55
8.1	Dagvattensystemets anläg	gningskostnad	55
8.2	Dagvattensystemets kapac	itet	57
8.3	En överslagsmässig kapac	itetsbestämning	60
8.4	Diskussion och slutsatse	r	62
9.	SAMMANFATTNING OCH DISKU	SSION AV OPTIMERINGS-	
	BERÄKNINGARNA		64
9.1	ILSD som dimensionerings	verktyg	64
9.2	Inverkan av rörgravens u	tformning	65
9.3	Schaktkostnadens effekt	på ledningsprofilen	67
9.4	Kort om när ledningsprof	ilen varierar med	
	schaktkostnaden		70
9.5	Konvergerar ILSD-beräkni	ngarna tillförlitligt?	73
10.	TÄNKBARA MODELLMODIFIERI	NGAR AV ILSD	75
10.1	Ledningssystemets storle	K	75
10.2	Ett amerikanskt dimensio	neringskriterium	75

VII

	BILAGOR	
A	Övriga optimala ledningsprofiler (n=0.014)	77
	A-1 Plan mark utan lutning	78
	A-2 Normal marklutning	79
	A-3 Kuperad terräng	80
	A-4 Brant mark	81
	A-5 Plan mark med låst utlopp	82
В	Ledningsgraven för en rörledning enligt Mark AMA-72	83
Ĉ	Anläggningskostnadens minskning samt ledningsdimen-	
	sionsändringar under ILSD-iterationerna	85
D	Utdrag ur Göteborgs VA-verks à-prislista (1981-01-01)	87
	D-1 Schakt- och rörkostnadernas å-priser	88
	D-2 Rür- och brunnskostnadernas å-priser	89
	BETECKNINGAR	90
	LITTERATURFORTECKNING	92

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Dagvattenledningar dimensioneras idag till att kunna klara ett dimensionerande flöde med viss återkomstperiod. Man antar således att en viss flödessituation kommer att uppträda med i genomsnitt t ex 2 års mellanrum, se tabell 1.1. Vid dimensioneringsberäkningarna tillåts inte trycknivåerna, som ju styr flödena, att överskrida något rörs hjässnivå.

Tabell 1.1Utdrag ur VAV P28 - Anvisningar för beräkning
av allmänna avloppsledningar (VAV, 1976).

5.23 Dimensionerande återkomsttid

Vid dimensionering bör egentligen dagvattenförande ledning beräknas för regn med olika återkomsttider och det regn som ger lägst totalkostnad för anläggning, drift och skador väljes som dimensionerande. I praktiken saknas oftast underlag för en sådan noggrann beräkning. Om inte annat kan visas vara riktigare bör följande återkomsttid väljas:

	Separerade system	Kombinerat system
Ej instängt område utom citybebyggelse	1 år	5 år
Ej instängt område inom citybebyggelse	2 år	5 år
Instängt område utom citybebyggelse	5 âr	10 år
Instängt område inom citybebyggelse	5—10 år	10 år

Vad som händer när det dimensionerande flödet överskrids har man oftast ingen vetskap om. I flertalet system uppstår inte några kapacitetsproblem. På grund av detta faktum saknas ofta anledning att närmare analysera systemts funktion. Vi vet därför inte heller om anläggningskostnaderna satsas där de bäst behövs.

Den trycklinje som krävs för att pressa igenom större flöden kan normalt tillåtas att nå upp till vissa givna nivåer utan att översvämning inträffar. Tillåtna nivåer måste bestämmas av servisledningarnas anslutningar och källarnas konstruktion. Dämningsbilden och därmed risken för och effekten av en översvämning kommer att påverkas av vilken topografi ett avrinningsområde har. Topografin bestämmer både ledningslutningarna och nödvändiga schaktdjup, vilket i sin tur även medför att anläggningskostnaderna varierar med marklutningarna.

Dimensionering av dagvattensystem utgör således ett tekniskt-ekonomiskt optimeringsproblem. Det ledningssystem bör väljas som ger lägst totalkostnad för anläggning, drift och skador. En sådan optimering kan dock inte göras med utgångspunkt från gällande dimensioneringspraxis. För detta skulle krävas att nu utnyttjade dimensioneringskrav byts ut mot någon form av funktionskrav. Följden skulle kunna bli att man tillåter en mer flexibel och differentierad dimensionering som tar hänsyn till topografi och övriga lokala förhållanden.

Under senare år har utvecklats metoder att simulera både ytavrinning och ledningsflöden på ett mer detaljerat och korrekt sätt. Vi har därför möjlighet att kontrollera om ledningssystemen uppfyller ställda funktionskrav.

1.2 Optimeringsprojektet

Projektets målsättning är att formulera principer och förslå metoder för optimering av avloppsledningar och val av dimensionerande översvämningsfrekvens med beaktande av kostnader för anläggning, drift och översvämning och med hänsyn till sociala faktorer och juridiska begränsningar. Tyngdpunkten i projektet är studier och utveckling av metoder för teknisk-ekonomisk dimensionering av ledningssystem. Genom en litteraturstudie bedömdes att den i USA utvecklade optimeringsmodellen ILSD skulle kunna lämpa sig väl (se Nilsdal, 1981).

För att få underlag för diskussion av optimeringsfilosofi och för att få indata till den tekniska-ekonomiska optimeringen genomförs dessutom följande studier:

 Dämningsanalys av befintliga ledningssystem för belysning av dagens risknivå. Analysen har genomförts för dels området Husby-Akalla i Stockholm (har avrapporterats internt inom Vattenbyggnadsbyrån, VBB) dels Västra Hamngatan i Göteborg av Grönlund och Larsson (1982).

- Studium av anläggnings-, underhålls- och skadekostnadernas variation med den dimensionerande återkomstperioden i området Husby-Akalla (har avrapporterats internt inom VBB).
- Ett översvämningsskadedrabbat bostadsområde i Göteborg har inventerats för att se hur kommunen och försäkringsbolag ersätter skadorna (se Nilsdal, 1983).
- För att täcka de sociala aspekterna har några drabbade fastighetsägare intervjuats och bidragit med synpunkter (se Nilsdal, 1983).
- Kommunens skadeståndsansvar mot VA-abonnenterna har studerats av en jurist som bl a gått igenom VA-nämndens beslut (se Nyström, 1982).

Med utgångspunkt från de erfarenheter som vunnits planeras det fortsatta genomförandet ske under följande rubriker:

<u>Riskanalys</u>: Analys av risken för översvämning och dess beroende av osäkerhet i indata, fasta ledningsdimensioner, topografi m m. Analysförfarandet baseras på den teknik som presenterats av Yen m fl (1976), anpassad till svensk dimensioneringsfilosofi och praxis.

Teknisk-ekonomisk optimering av dagvattensystem med hänsyn till skadekostnader: Dimensionering baserad på minimering av summan av anläggnings- och skadekostnader med hjälp av den amerikanska datormodellen ILSD, något modifierad för att stämma med svensk praxis. För att skadekostnaderna skall kunna beaktas krävs uppvättandet av "riskkurvor" enligt nedan.

Hitintills i projektet har ej skadekostnaden vid en eventuell översvämning beaktats vid den teknisk-ekonomiska optimeringen. Möjlighet finns dock att beakta även denna kostnad i ILSD. I så fall måste även ett samband anges mellan ledningskapactet, dimensionerande flöde och risken för översvämning (se Yen m fl, 1971 och Tung m fl, 1980). Dessutom krävs att översvämningens skadeverkan kan värderas i monetära termer (se t ex Penning – Rowsell m fl, 1977).

3

1.3 Föreliggande studies målsättning och genomförande

Syftet med studien kan formuleras som tre delmål vilka är att

- kontrollera att optimeringsmodellen ILSD är användbar som dimensioneringsverktyg
- med hjälp av ILSD belysa topografins effekt på anläggningskostnaden
- med hjälp av dämningsmodellen DAGVL-DIFF belysa topografins effekt på risken för översvämning.

Kontrollen av tillförlitligheten i de ledningsprofiler som ILSD presterar har gjorts med hjälp av en jämförelse med vad en konventionell dimensionering ger. En sådan av kostnaderna helt oberoende dimensionering är utförd av Göteborgs VA-verk.

För att få fram hur beroendet av topografin speglas i anläggningskostnader och översvämningsbenägenhet har marknivåerna inom ett hypotetiskt avrinningsområde varierats enligt de fyra olika topografiska alternativen nedan.

plan mark utan lutning	(1)
"normal" marklutning	(2)
kuperad terräng	(3)
brant lutning	(4)

Ledningsprofilerna tillåts spela fritt i vertikalled, dvs några låsningsnivåer förekommer ej. I ett femte beräkningsalternativ (5) har har emellertid det horisontella markalternativet kompletterats med ett villkor om fastlåsning av ledningssystemets utlopp så att profilen tvingas ansluta något så när till minsta täckdjupet.

Optimeringsdimensioneringarna har, för att testa hur ILSD uppför sig, genomförts med två olika schaktkostnader svarande mot dels lätt schakt (i friktionsmaterial) och dels bergsprängning. Härutöver har även inverkan av rörväggens råhet på ledningsprofilen testats. Ledningsprofilerna är kapacitetstestade med hjälp av simuleringsmodellen DAGVL-DIFF (Sjöberg, 1981) som klarar dämda system. Flöden svarande mot längre återkomstperioder än den dimensionerande har nu stegvis prövats till dess att trycknivån i någon brunn överskrider markytan och ger upphov till översvämning.

I en diskussion och sammanfattning av optimeringsberäkningarna förklaras ILSD-profilernas utformning. Här studeras bl a inverkan av rörgravens utformning. Dessutom analyseras en separat ledningssträckas beroende av schaktkostnader samt belägenheten i ledningssystemet. Avslutningsvis ges några exempel på tänkbara programförbättringar av optimeringsmodellen ILSD.

2 OPTIMERINGSMODELLEN ILSD

2.1 Lite om optimeringsmodeller

En teknisk-ekonomisk optimeringsberäkning genomför i princip två moment samtidigt. Först och främst dimensioneras systemet på så sätt att alla tekniska krav, såsom tillräcklig kapacitet och flödeshastighet, kan tillgodoses. Dessutom skall slutresultatet svara mot just det system som ger upphov till de lägsta kostnaderna. De huvudsakliga svårigheterna i sammanhanget blir att på ett korrekt sätt förutsäga kostnaderna för var och en av de ingående komponenterna. Några exempel på systemkomponenter man bör känna till kostnadsmässigt är anläggningen av ledning (per meter), utjämningsmagasin och nödvändig schakt (per kubikmeter) samt vad byggnation av reningsverk och pumpstationer kan kosta beroende på kapacitet (i kubikmeter per sekund). Helst skall man kunna beakta även översvämningskostnaden vid systemutformningen (se t ex Tang m fl, 1975). Skadekostnaden måste då på något sätt associeras till överbelastningens storlek. Beräkningarna får som oftast, även vid mindre ledningssystem, den omfattningen att de måste genomföras på dator.

Vissa optimeringsmodeller är mycket komplexa och ger i manualbeskrivningarna sken av att klara alla typer av problem. Naturligtvis kan man inte generellt påstå att en modell är bättre ju fler detaljer den klarar av att ta hänsyn till. Komplexiteten behöver ej nödvändigtvis öka resultatets tillförlitlighet och användbarhet utan förhållandet är närmast det motsatta.

Ytterligare en faktor som måste beaktas är att global optimalitet inte alltid kan garanteras. Den bästa lösningen skulle då inte gå att komma åt. Förklaringen ligger i att datormodellen normalt inte orkar med att kostnadsberäkna samtliga de olika systemalternativ som uppfyller de tekniska kraven eftersom antalet kombinationsmöjligheter ju kan vara svindlande stort. Ett urval måste därför göras, varvid den absolut billigaste lösningen kan missas.

De vanligaste optimeringsmetoderna – algoritmerna – inom dessa VA-tekniska avloppsproblem är i grova drag linjär programmering, icke linjär programmering samt dynamisk programmering. Vid till-

6

lämpningen i modellerna har metoderna vanligen modifierats i varierande grad för att passa den aktuella modellen.

Anledningen till att just datormodellen ILSD valts i Optimeringsprojektet får tillskrivas den praktiska optimeringsalgoritmen som modellen använder. Denna är en för dagvattensystem väl tillrättalagd metod som benämnes diskret differentiell dynamisk programmering (DDDP). Hela grunden till valet finns beskriven av Nilsdal (1981), som utvärderar och beskriver en rad optimeringsmodeller med tillhörande optimeringstekniker på ett övergripande och sammanfattande sätt.

2.2 Beskrivning av ILSD

2.2.1 Allmänt

Den tekniska-ekonomiska optimeringsmodellen ILSD (Illinois Storm Drainage) har utvecklats av främst professor Ben Chie Yen, vid universitetet i Illinois, USA. Modellen är i första hand tänkt att användas vid dimensioneringen av dagvattensystem (se Yen m fl, 1976).

Med utgångspunkt från givna kostnader för schaktarbeten, rörledningar, brunnar och eventuella utjämningsmagasin anpassar ILSD genom iterationer ledningsprofilen till den profil som svarar mot minsta möjliga anläggningskostnad. I den första iterationen ansätts ledningslutningarna mycket grovt. Ledningslutningarna förfinas i de följande iterationerna så att ledningsprofilen konvergerar mot den ekonomiskt optimala lösningen. Som utgångsprofil för optimeringsproceduren anges mittlinjen i den korridor i djupled inom vilken man bedömer att den optimala ledningsprofilen bör komma att hamna. I beräkningarna minskar sedan korridorens vidd successivt med antalet iterationer.

Eftersom indata till dimensioneringsmodellen ILSD i nuvarande version måste ges i engelska enheter $^{*)}$ har, i de exempel som redovisas senare, en del udda siffror ej kunnat undvikas vid omräk-

*) 1 in = 0.0254 m; 1 ft = 0.3048 m; 1 yd = 0.9144 m.

ningen till SI-enheterna. Problemet blir detsamma vad avser utdata. Skall dessa konverteras till SI-enheter för vidare bruk som indata till t ex DAGVL-DIFF föreligger risk att vissa avrundningsfel uppstår. Speciellt kan detta avslöjas vid en kontroll av ledningslutningarna som kan komma att avvika med i storleksordningen 0.1 ⁰/oo.

Den optimala ledningsprofilen ges i utdata via samtliga ledningars dimension, lutning och kapacitet, ledningsnivåer, samt systemets minsta totala anläggningskostnad. Dessa värden redovisas efter varje genomförd iteration. ILSD presenterar som utskrift även en sammanfattning av flertalet givna indata.

Användningen av ILSD förutsätter att systemets layout (brunnarnas placering och ledningarnas längd) är given på förhand. Endast trädformade, dvs i nedströms riktning konvergerande system kan behandlas. Detta betyder att varje brunn kan ha flera inkommande men endast en utgående ledning. (Nämnas kan dock att bl a Stephenson (1981) har teorier om hur system innehållande loopar bör optimeras.)

2.2.2 Beskrivning av ledningssystemet

Vi måste för att beskriva det trädformade ledningssystemets utseende tilldela varje ledning en uppströms och en nedströms brunn. Numreringen av brunnarna kan göras i helt godtycklig ordning eftersom en rutin i programmet ändå placerar in dem i ett speciellt utformat mönster. Detta mönster som beskrivs i figur 2.1 grundar sig på att brunnarna måste vara belägna på s k isobrunnslinjer. Innebörden är att alla brunnar på samma isolinje har lika avstånd till systemets utlopp räknat i antal ledningssträckor.

DDDP-mönstret resulterar i en stegindelning som medför att optimeringsproceduren underlättas betydligt. Ett steg svarar mot en eller flera brunnar med tillhörande nedströms ledning. Varje steg dimensioneras för sig för att sedan i nedströms riktning sammanfogas til det kompletta ledningssystemet.



Figur 2.1 Layoutbeskrivning enligt ILSD med hjälp av isobrunnslinjer. Max. antal isolinjer är 10. Längst till vänster har det aktuella testsystemet lagts in.

I nuvarande programversion är ledningssystemets storlek begränsad så till vida att maximala antalet steg är nio samtidigt som antalet brunnar på varje linje ej får överstiga fem. För att illustrera principen har testsystemet som är aktuellt i denna rapport ritats in i figuren 2.1 som beskriver mönstret.

2.2.3 Tillrinningen till systemet

För att kunna bestämma tillrinningen måste först någon form av ytavrinningsberäkning genomföras. Detta klarar inte ILSD^{*)} utan det kan vara lämpligt att använda t ex ILLUDAS (Sjöberg m fl, 1979). Avrinningshydrograferna beräknas till varje brunn eftersom

9

^{*)} En nyare version av ILSD har försetts med en rutin för ytavrinningsberäkning (baserad på ett ILLUDAS-tid-area-schema) vilket medför att regnets hyetograf nu som ett alternativ kan ges direkt i indata. Denna nya ILSD-version erbjuder även möjligheten att använda SI-enheterna i stället för de något röriga engelska motsvarigheterna.

tillrinningen till systemet endast kan ske via brunnarna. Det är möjligt att föreskriva tillrinningen på helt godtycklig form. Inläsningen av hydrograferna sker via det konstanta tidssteget DT och flöden måste således knytas till tidpunkterna t=0, t=DT, t=2xDT osv.

Alternativt medges att hydrograferna beskrivs på en mera lätthanterlig triangulär form. Ibland kan detta vara en fullt acceptabel approximation av den beräknade ytavrinningen. Maxflöde, basflöde, starttid och varaktighet är de storheter som då behövs i indatauppsättningen till ILSD, se figur 2.2. Påpekas bör att alla inflödena måste beskrivas på samma sätt.



Figur 2.2 Inloppshydrografen till ILSD given på symmetriskt triangulär form.

2.2.4 Dimensionerande flödet

Varje ledning dimensioneras så att den får en kapacitet som är större än eller lika med den inkommande hydrografens toppvärde. För uppströmsledningarna innebär detta oftast att man redan i indata till ILSD kan utläsa storleken av det dimensionerande flödet. Nedströms belägna ledningar designas självklart med utgångspunkt från flera hydrografer. Om vi väljer att ge tillrinningen på triang lär form kan det innebära att hydrografens toppvärde (flödet Q_{max}) ej blir identiskt med dimensionerande flödet Q_{dim} . Så är t ex fallet om hydrografens varaktighet uppgår till en udda multipel av tidssteget DT. ILSD konverterar nämligen den symmetriska triangeln till en mängd inflödesvärden. Genom linjär interpolation förses varje tidssteg DT med ett flödesvärde på så vis som figur 2.3 beskriver.



Figur 2.3 Exempel på hur den triangulära hydrografens varaktighet kan påverka dimensionerande flödets storlek.

2.2.5 Flödesförloppet i ledningarna

Flödesförloppet i en ledning beskrivs i princip via en ren translation av inloppshydrografen. Translationen genomförs utgående från den flödeshastighet som hydrografens topp-värde, dvs Q_{dim}, har. Hastigheten beräknas för helt fylld rörtvärsnittsarea utan hänsyn till delfyllnad.

En viss deformation av inloppshydrografen kan ibland uppstå beroende på translationstiden och beräkningssteget. Anledningen är att utloppshydrografens form grundas på de värden som läses av vid multiplar av DT. Tillämpningsexemplet och figur 2.4 på kommande sida beskriver hur förloppet tillgår. Vi har en 120 m lång ledning och en triangulär inloppshydrograf som har toppvärdet Q_{max}=Q_{dim}=190 l/s. Med ledningsdiametern Ø 500 mm fås då translationshastigheten 1.0 m/s, vilket ger translationstiden 120 sekunder. Beräkningssteget DT sätts till 60 s. Resultatet av detta blir en helt odeformerad utloppshydrograf enligt kurva (1) i figur 2.4.





Exempel på hur inloppshydrografen kan dämpas under flödesförloppet. Kurva (1): Translationstiden uppgår till 2.0xDT

Kurva (2): Translationstiden uppgår till 2.5xDT

Antag att vi genom att t ex betrakta en 150 m lång ledning i stället erhåller translationstiden 150 s. Med i övrigt samma förutsättningar får då utloppshydrografen ett utseende enligt kurva (2) i figuren. I exemplet som figur 2.4 beskriver kommer toppvärdet således uppenbarligen att dämpas från 190 l/s till 142.5 l/s. Deformationens storlek avtar givetvis med minskande tidssteg.

Av vad som hittills sagts kan man kanske vilseledas och tro att inloppshydrografen alltid mer eller mindre dämpas. Så är dock inte fallet. Exempelvis en flack topp kan i stället medföra en viss ökning av Q_{dim}. Orsaken är att den translaterade hydrografen återförs till den ursprungliga tidsbasen med hjälp av en andragradskurva. För att belysa detta lite närmare studerar vi hydrograferna i figuren 2.5 i anslutning till ett nytt exempel med den redan nämnda 500-mm's-ledningen.



Figur 2.5 Exempel på hur inloppshydrografens toppvärde överskrids av utloppshydrografens.

Om inloppshydrografen i figur 2.5 får translationstiden 120 s erhålls i likhet med föregående exempel ingen deformation, så utloppshydrografens flacka topp bibehålls vid 190 l/s. Translationstiden 150 s ger däremot ingen dämpning av flödestoppen som i stället ökar till 202 l/s, se vidare nedan.

Andragradskurvan löper över intervallet 2xDT som bestäms av tidpunkterna T1, T2 och T3, se figur 2.5. För att interpolera fram flödet vid tiden TT används kurvan som ekvationen 2.1 nedan beskriver.

 $QT = aX^2 + bX + c$ (2.1) X = (TT-T2)/(T3-T1)

Konstanterna a, b och c kan bestämmas ur randvillkoren enligt sambanden 2.2. Vi benämner flödena vid T1, T2 och T3 till Q1, Q2 resp Q3 som ju är givna från inloppshydrografen.

a = 2(Q1 + Q3 - 2Q2)b = Q3 - Q1 (2.2) c = Q2

13

De aktuella siffrorna för vårt exempel i figur 2.5 blir

X = (360-390)/120 = -0.25a = 2(190 + 95 - 2x190) = -190 b = 95 - 190 = -95 c = 190

vilket resulterar i att utloppshydrografens flödestopp kan beräknas till

$$QT = -190(-0.25)^2 + (-95)(-0.25) + 190 = 201.875 \approx 202$$
 1/s

Hela den translaterade hydrografen behandlas enligt ovan genom att T1, T2 och T3 successivt förskjuts med tidssteget DT. Flödet QT som skall beräknas antas normalt inträffa mellan T1 och T2. Speciellt i samband med en spetsig, triangulär inloppshydrograf t ex enligt figur 2.4 gäller dock vid själva toppen att QT hamnar mellan T2 och T3. Detta innebär således att T2 aldrig associeras till toppflödet så de icke-linjära effekterna uteblir.

2.2.6 Dimensioneringskriterier

Ledningsdimensioneringen utförs med hjälp av Mannings formel. Eftersom avledningen sker genom självfall är endast positiva ledningslutningar tillåtna. Flödeshastigheten v måste anpassas så att självrensning erhålls men erosion undviks, dvs v_{min}≦v<v_{max}. Både minimi- och maximihastigheten beräknas över hela ledningstvärsnittet utan hänsyn till eventuell delfyllnad. I nuvarande ILSD-version är minimihastigheten given till 0.6 m/s medan den maximala måste anges i indata. (I vårt testexempel används 9.0 m/s.)

Hela ledningsprofilen måste hålla ett minsta tillåtna täckdjup räknat från markytan ner till rörets hjässnivå. Meningen är att systemet på så vis skall skyddas mot brott till följd av yttre belastningar. Dessutom borgar ett riktigt valt minsta täckdjup för att isbildning i ledningarna förhindras. (Vi använder 1.06 m i beräkningsexemplet.) Ledningarnas dimensioner tillåts inte minska i nedströms riktning. Detta villkor är ej i överensstämmelse med svensk praxis. Ett ytterligare villkor föreskriver att nivån hos överkant ledning i varje brunn skall falla eller åtminstone vara konstant i flödesriktningen. Enligt ILSD-manualen skulle energiförluster i brunnarna kompenseras för på detta sätt. De dämningseffekter som förlusterna kan ge upphov till i form av högre trycknivåer skulle alltså i viss mån begränsas. Ej heller detta villkor är i överensstämmelse med svensk praxis.

2.2.7 Anläggningskostnaderna

I optimeringsmodellen krävs angivande av enhetskostnaderna (dvs å-priserna) för ledning, brunn samt för schaktning. Schaktningskostnaden avser endast de volymer som kan förknippas med ledningsgraven. I brunnskostnaden inkluderas således alla till brunnen hörande kostnader, dvs även schakten.

Kostnaderna kan variera med markdjupet. En indelning görs då i klasser som var och en täcker ett visst intervall. Intervallen för lednings-, brunns- och schaktklasserna behöver inte sammanfalla utan kan ansättas helt oberoende av varandra.

Det skulle vara önskvärt att via à-priserna baka in samtliga kostnader så att ILSD's summering ger de verkligt totala anläggningskostnaderna. En del kostnader är dock dels svåra att förutsäga samt dessutom vanskliga att separera och kategoriskt hänföra till schakt, brunn eller ledning. Därmed är det inte helt problemfritt att anpassa förekommande à-priser till en prissättning som överensstämmer med ILSD's krav på indata. De för vårt testexempel utnyttjade à-priserna presenteras i avsnittet 5.4, se sidan 36.

2.2.8 Övrigt om ILSD

Möjlighet finns att låsa fast hjässnivåerna i ledningarnas ändar. Detta är en möjlighet som går att tillämpa vid vilken brunn som helst liksom vid utloppet. Om vi inte vill ha fixa hjässnivåer kan de tillåtna anslutningsnivåerna begränsas till att hamna inom vissa specificerade intervall. Dessa båda "optioner" kan vara av värde då man vid dimensionering av ett dagvattensystem ofta måste anpassa sig till övrig samhällelig byggnation.

ILSD erbjuder möjligheten att magasinera vattenvolymer i anslutning till systemets brunnar. För varje magasin behöver man då ange ett maximalt tillåtet utflöde. Till indata behöver även för optimeringsberäkningens skull fogas de enhetskostnader (per kubikmeter) som gäller för anläggandet av ett utjämningsmagasin på den aktuella platsen i ledningssystemet. I vårt testexempel blir de flöden som skall tas omhand dock ej av den storleksordningen att magasinering kan misstänkas vara ekonomiskt gynnsamt.

Nämnas bör att det finns ett speciellt programalternativ som på ett approximativt sätt beaktar översvämning. Via speciellt konstruerade risksäkerhetsfaktorkurvor kan en översvämningsskadekostnad bakas in i optimeringsberäkningen. Risken för översvämning på en given plats i systemet kan då beräknas som funktion av förhållandet mellan dimensionerande flöde och ledningskapacitet för aktuell ledning. Genom att sedan multiplicera en i indata given översvämningsskadekostnad med den beräknade risken erhålles en riskskadekostnad. Optimeringen innebär då att den totala kostnaden, dvs summan av anläggnings- och riskskadekostnaden, kan minimeras. Det svåraste vid tillämpningen torde vara att på ett riktigt sätt uppskatta översvämningsskadekostnaderna.

2.3 Optimeringsberäkningen DDDP

2.3.1 Den optimala ledningsprofilens tillkomst

Till att börja med måste vi anta en korridor inom vilken den optimala ledningsprofilen med största säkerhet kommer att hamna. Visar det sig trots allt att den lösning som ILSD beräknar faller utanför den gissade korridoren föreligger en viss risk att vi inte har lyckats finna den lösning som svarar mot ett globalt optimum. Detta innebär att lösningen i stället konvergerat mot ett lokalt optimum. Det globala optimet torde kunna påräknas så länge vi ligger kvar inom den initiellt antagna korridoren. Lösningen konvergerar då på ett tillförlitligt sätt, åtminstone enligt professor Yen (ILSD's upphovsman). Korridorens tak bestäms av det minsta täckdjupet (1.06 m gäller i denna studie). Utsträckningen i djupled specificeras sedan genom att varje brunn delas upp i inkrement via ett bestämt antal nivåer till vilka ledningarnas hjässor kan anslutas. I figur 2.6 formas korridoren med hjälp av fem diskreta brunnsnivåer och således fyra mellanliggande inkrement, ∆s. Korridorens mittlinje betraktas som en försökstrajektoria.



Figur 2.6 Tänkbara ledningslutningar varmed brunnarna 21 och 31 kan länkas samman. Lutningarna bestäms av inkrementet As samt av marklutningen.

För att på ett enkelt sätt visa hur dimensioneringsberäkningen går till dimensionerar vi ledningen mellan brunnarna 21 och 31 i testsystemet enligt figur 2.1 på s. 9 . För nivån $S_{31}(1)$ i brunn 31 har vi tre möjliga ledningsprofiler svarande mot nivåerna $S_{21}(1)$, $S_{21}(2)$ och $S_{21}(3)$. Dessa lutningar skall sedan associeras till så små ledningsdimensioner som möjligt, dock givetvis så att kapaciteten blir lika med eller överstiger det dimensionerande flödet. Flödeshastigheten kontrolleras också så att vi hamnar inom det tillåtna intervallet som i denna studie ligger mellan 0.6 och 9 m/s.

Den minsta kumulerade anläggningskostnaden $F_{31}(1)$ kan efter beräkningen av de tre nödvändiga ledningsdimensionerna anknytas till brunnen 31 och nivån $S_{31}(1)$. Ledningsprofilen bestäms genom att det minsta-kostnadsalternativet väljs med hjälp av ekvation 2.3 nedan.

$$F_{31}(1) = Min (K(S_{21}(i)) + F_{21}(i))$$
(2.3)
i= 1,2,3

- $K(S_{21}(i))$ lednings- och schaktkostnad för den aktuella sträckan mellan brunnarna 21 och 31 och nivåerna $S_{21}(i)$ respektive $S_{31}(1)$.
- F₂₁(i) minsta kumulerad kostnad för att uppströms ifrån nå brunn 21 på nivån S₂₁(i).

På motsvarande sätt beräknas de minsta kumulerade kostnaderna $F_{31}(2)$; i=1-4, $F_{31}(3)$; i=1-5, $F_{31}(4)$; i=1-5 och $F_{31}(5)$; i=1-5. Vi kan härefter påbörja nästa beräkningssteg, dvs mellan brunn 31 och brunn 41 eftersom de nya ingångsvärdena $F_{31}(i)$ där i=1-5 nu är kända. I detta exempel har för enkelhets skull inte medtagits ett eventuellt stalp över brunnen. Ej heller brunnskostnaden som är en funktion av markdjupet finns med.

För att beräkningarna skall kunna starta vilket sker längst uppströms i brunn 11 gäller att ingångsvärdet F₁₁(i)=0, där i=1. De härifrån utgående minsta kumulerade kostnaderna med tillhörande ledningsdimensioner och lutningar lagras successivt i datorns minne under beräkningarnas gång. När hela systemet slutligen genomlöpts föreligger således fem minsta kumulerade kostnader vid utloppet.

Vi kan nu ta fram ledningsprofilen som svarar mot den totalt sett minsta kumulerade kostnaden. Proceduren benämns "trace-back" och spårar minsta kostnaden i uppströms riktning. Pesultatet blir en förbättrad trajektoria jämfört med den först artagna försökstrajektorian, se figur 2.7.



Figur 2.7 Korridoren med försökstrajektorian och den förbättrade trajektorian för huvudledningskedjan i vårt testsystem.

Med utgångspunkt från den nya förbättrade trajektorian läggs en ny korridor med samma vidd som tidigare ut symmetriskt. Härefter startar vi om längst uppströms i systemet som ånyo genomräknas enligt beskrivningen ovan. Beräkningen upprepas tills dess att det blir omöjligt att erhålla en minskning av systemets totala anläggningskostnad.

För att nedbringa kostnaderna ytterligare krävs möjlighet att förfina ledningslutningarna och att anpassa ledningskapaciteten bättre till dimensionerande flöde. Detta uppnås via en halvering av brunnsinkrementet ∆s, så att en förbättrad trajektoria kan skapas. Beräkningarna med det halverade inkrementet pågår så länge anläggningskostnaden kan fås att minska. Härefter halveras brunnsinkrementet ännu en gång och så vidare.

Iterationerna upphör då vi passerar ett minsta brunnsinkrement som ges i indata. (I programmet finns ett inbakat värde som uppgår till 0.03 m som används om inget annat anges.) Maximala antalet iterationer i nuvarande programversion uppgår annars till 10. Optimeringsberäkningen har beskrivits utförligare med hjälp av ett flödesschema av bl a Nilsdal (1981). Vad som inte framgår av detta schema och ej heller av beskrivningen ovan (båda baseras på ILSD-manualens information) är att själva programmet i princip^{*}) halverar brunnsinkrementet direkt efter varje iteration. Detta sker således oberoende av om en kostnadsminskning skulle kunna erhållas med oförändrat inkrement. Som kompensation ökas brunnsinkrementet kraftigt i den femte iterationen. I stället för en halvering dubblas då inkrementet Δ s för att i de återstående iterationerna på nytt halveras var gång. Denna manöver är att betrakta som en säkerhetsåtgärd så att inte den globalt optimala ledningsprofilen missas.

2.3.2 Ett tillämpningsexempel

För att beskriva vad som händer med ledningsprofilen under optimeringsberäkningens gång kan vi lite i förväg studera en av de ledningsprofiler som rapporten behandlar. Den del av lösningen som presenteras i detta avsnitt begränsas för enkelhets skull till själva huvudledningskedjan dvs ledningarna 1, 4, 5 och 6 enligt figur 2.8 nedan.



Figur 2.8 Testsystemets förgrening och ledningarnas numrering.

Det aktuella området som ledningssystemet är beläget i förutsätts topografiskt sett vara helt plant. Marken är svårschaktad vilket medför att sprängning måste tillgripas. Ett speciellt villkor föreskriver att utloppsledningens hjässnivå måste vara belägen 2.0 m under marknivån. Allt övrigt beräkningsunderlag såsom à-priset och tillrinningshydrografer beskrivs i kommande kapitel.

^{*)} Ifall kostnadsminskningen mellan två på varann följande iterationer är stor (varierar mellan 20% i första och 2% för den tionde iterationen) så bibehålls brunnsinkrementet.

Ledningsprofilen efter den första iterationen presenteras överst i figuren 2.9. Brunnsinkrementet uppgår till 0.15 m. Resultatet svarar mot en optimal minsta anläggningskostnad om 263 kkr.



Figur 2.9 Ledningsprofilen efter iterationerna 1, 4 och 10 med tillhörande anläggningskostnader.

Till den 4:e iterationen där inkrementet är ungefär 0.02 m har profilen förändrats något. Bl a har ledningsdimensionen på sträcka 4 minskats från Ø 600 till Ø 500 mm. Anläggningskostnaden har härigenom nedbringats till 250 kkr.

I den 10:e och sista iterationen är brunnsinkrementet reducerat till i storleksordningen 0.001 m. Den minst kostnadskrävande profilen kräver 247 kkr, se figur 2.9. Dimensionen på sträcka 4 har nu återgått till Ø 600 samtidigt som en minskning från Ø 800 till Ø 600 mm skett på sträckan 6. Den inkommande ledningen 2 påverkar profilen så att ett mindre stalp erhålls mitt på huvudledningskedjan.

Hur kostnaderna minskar med antalet iterationer beskrivs i figuren 2.10. Här liksom ovan inkluderas ledningarna 2 och 3. Dimensionerna på dessa sträckor förändras inte utan håller sig konstant till Ø 500 resp Ø 225 mm genom hela iterationsförloppet.





2.3.3 Valet av korridorvidd och brunnsinkrement

Utöver vad som krävs vid konventionell dimensionering av ett dagvattensystem tillkommer indata för den diskret differentiella dynamiska programmeringen. Uppgift om största brunnsinkrement (Δs_{max}) samt antalet vertikala nivåer som varje brunn kan delas in i skall specificeras. Till att börja med bestämmer man lämpligen initiella brunnsinkrementets storlek. Detta kan göras utgående från att inkrementet i den sista iterationen bör bli i storleksordningen några millimeter. Det initiella inkrementet halverat 8 gånger ger i princip 10:e iterationens inkrement, enligt slutstycket i avsnitt 2.3.1 på sidan 20.

För flertalet i rapporten genomförda beräkningar uppgår det initiella brunnsinkrementet Δs_{max} till 0.61 m (2.0 ft). Undantaget från ovan nämnda finns i de dimensioneringar som genomförts med utloppsledningens nivå fastlåst. Här gäller i stället att Δs_{max} =0.15 m (0.5 ft) för att beräkningsprocessen över huvud taget skall kunna ta sig igenom hela ledningssystemet, se vidare nedan. Inkrementen i den 10:e iterationen kommer därför att stanna vid ungefär 0.005 resp 0.001 m beroende på valet av Δs_{max} .

Till korridorbeskrivningen återstår nu att bestämma antalet brunnsinkrement. Vi har att välja mellan 3, 5, 7 eller 9 stycken. Antalet brunnsinkrement kan för övrigt inte ansättas hur som helst. Speciellt vid helt plana samt vid mot flödesriktningen sluttande marklutningar kan det vara ett problem att överhuvudtaget få optimeringsberäkningen att nå fram ända till utloppet. Det kan ju tänkas att de enda tänkbara ledningslutningarna en bit nedströms i systemet blir negativa vilket bryter mot dimensioneringskriterierna.

Vid helt plan mark måste antalet brunnsinkrement minst vara lika med antalet sträckor hos huvudledningen. Detta är nödvändigt men ej tillräckligt eftersom hastighetsvillkoren (v_{min}≧0.6 m/s och v_{max}<9 m/s) kan komma att vålla bekymmer vid mycket små eller stora initiella brunnsinkrement. Situationen att inte någon tillgänglig ledningsdimension klarar dimensionerande flödet kan då uppstå och resultatet blir naturligtvis att beräkningarna avbryts.

I denna studie har valts för programmet maximalt tillåtna, nio stycken, nivåer i samtliga beräkningar. Detta medför således att antalet brunnsinkrement Δs är åtta. Härigenom erhålls hög sannolikhet för att den slutligt framtagna optimala ledningsprofilen skall hamna inom den först antagna korridoren utan att Δs_{max} behöver vara alltför stort. Den enda nackdelen torde vara att beräkningstiden ökar med antalet brunnsnivåer. I speciella fall kan man på förhand approximativt avgöra hur den optimala ledningsprofilen löper. Om det kan misstänkas att minsta täckdjupet följs väl kan initiella korridorvidden ansättas till relativt smal. En god regel är som nämnts tidigare att den optimala profilen bör hålla sig inom den initiellt antagna korridoren. Att så verkligen blir fallet bör alltså kontrolleras.

Yen m fl (1976) betonar vikten av att korridoren verkligen räcker till så att lösningen konvergerar mot globalt optimum. En ungefärlig vidd som alltid bör överskridas kan fås om medelmarknivåfallet, dvs markens nivåfall längs huvudledningskedjan dividerat med antalet huvudledningssträckor, beräknas. Professor Yen anser också att det oftast är fullt tillräckligt med fem eller sju brunnsnivåer under förutsättningen att marklutningarna kan klassas såsom något så när normala. 3

KONVENTIONELL DIMENSIONERING ENLIGT GÖTEBORGS VA-VERK

3.1 Dimensioneringsförfarandet

I grunden råder stora likheter mellan den konventionella dimensioneringstekniken, som tillämpas vid bl a Göteborgs VA-verk, och det sätt på vilket ILSD dimensionerar. Detta kapitel inriktas därför främst på att klargöra avvikelserna de båda dimensioneringsmetoderna emellan.

Allmänt gäller att beräkningarna börjar med uppströmsledningarna och sedan sker i nedströms riktning. Ett dimensionerande flöde som svarar mot inloppshydrografens toppvärde skall nu kunna sväljas av en lämpligt vald ledning. VA-ingenjören strävar efter en kapacitet som är identisk med dimensionerande flödet även om speciella fall kan medge viss dämning. Vilken kombination av dimension och lutning som bör väljas bestäms erfarenhetsmässigt. Det är inte alltid man väljer att ansluta så väl som möjligt till det minsta tillåtna täckdjupet med varje ledning även om profilen som helhet kan ansluta bra. I verkligheten kommer ledningarna oftast djupare eftersom man styrs av anslutande serviser m m.

Med utgångspunkt från ledningens längd^{*)} kan rinntiden uppskattas. Hydrografen förskjuts tidsmässigt för att nedströms sammanlagras med där inkommande hydrografer. Ett dimensionerande flöde för nästa ledning är nu givet varefter proceduren upprepas tills dess hela systemet genomlöpts. Här används inget minsta-kostnadskriterium. I stället gäller VA-ingenjörens sätt att, med kostnaderna i åtanke, tillämpa den nämnda policyn angående ledningskapacitet och minsta schaktdjup. Härigenom antas att även anläggningskostnaderna automatiskt blir de minsta möjliga.

3.2 <u>Ledningarnas kapacitet</u>

Ledningskapaciteten uppnås då trycklinjen når ledningens hjässnivå. För beräkningen av kapaciteten utnyttjas i ILSD Mannings formel medan Göteborgs VA-verk i denna studie använder Colebrooks

25

^{*)} Normalt tillåts max ca 70 m mellan brunnarna för att möjliggöra rationell rensning av ledningssystemet.

formel. Vid större dagvattensystem brukas vanligen ILLUDAS (se Sjöberg m fl, 1979 där man kan välja mellan Manning och Colebrook). I Mannings formel definieras ledningsråhet med hjälp av Mannings tal M och i Colebrooks formel av ekvivalenta sandråheten k (se t ex Cederwall och Larsson, 1971). I tabell 3.1 redovisas variationen i Mannings tal med ledningsdiametern för ett par olika k-värden.

Tabell 3.1	Mannings tal för två ol dimensioner. Inom parar faktorn som behövs till	lika k-värden och lednings- ntes har angivits råhets- I optimeringsmodellen ILSD.
k	Mannings tal för helt f hydrauliskt rå turbuler vid ledningsdimension	fylld sektionsarea och nt strömning
(mm)	225 mm	800 mm

(mm)	225 mm	800 mm
1	85 (0.0118)	79 (0.0127)
2	75 (0.0133)	71 (0.0141)

ILSD och VA-verket arbetar för en given ledning ej med exakt samma kapacitet utan vi kan få avvikelser med i storleksordningen några procent, enligt tabell 3.2. Ledningslutningarna är här 2.3 $^{\rm O}$ /oo för Ø 800 och 4.1 $^{\rm O}$ /oo för Ø 225 mm, enligt den konventionella profilen i normal mark, se avsnitt 7.3 och sidan 48.

Tabell 3.2	Ledningskapaciteten	vid några	olika	råheter	för	dia-
	metrarna Ø 225 och Ø) 800 mm.				

L	edningsdimension	Flödeskapa	acitet i l/s v	id rörråhe	rörråheten	
i	lutning	k=1 mm	n=0.012	M=79	M=85	
	alan ang ang ang ang ang ang ang ang ang a		na fan de fan de fan fan de		e en la superior de l	
Ø	225 (4.1 ⁰ /oo)	≅30	31.1	29.5	31.8	
Ø	800 (2.3 ⁰ /oo)	≅670	687	651	701	
3.3 Dimensioneringskriterier

Som nämnts gäller i princip samma kriterier vid konventionell dimensionering som vid optimering med hjälp av ILSD. På några punkter skiljer sig dock de båda metoderna väsentligt åt.

Göteborgs VA-verks praxis medför ett 5 cm's stalp/dimension i samband med varje dimensionsökning. I princip innebär detta att inkommande och utgående ledningars centrumlinjer sammanfaller i brunnen. ILSD's dimensioneringsrutin förutsätter att ledningarnas hjässnivåer sammanfaller eller sjunker, vilket ger utrymme även åt betydligt större stalp. VA-verkets praxis tillåter alltså att hjässnivån stiger, i nedströms riktning. I vissa situationer leder detta till att höjd och schaktvolym sparas (om vi jämför med ILSD). Grundtanken är emellertid att minska virvelbildning och således brunnsförlusten samt att förenkla underhållsarbeten.

En möjlig lösning för att spara schakt vid t ex brant marklutning och ur brunnen utgående lågt liggande ledning (orsakas vanligen av en lågt inkommande sidoledning) framgår av figur 3.1.



Figur 3.1 Exempel på utformningen av stalp med hjälp av extrabrunn vid konventionell dimensionering samt enligt villkoren i optimeringsmodellen ILSD.

27

Eftersom brytpunkter längs en ledning aldrig är tillåtna i vare sig plan eller profil så kräver förfarandet extrabrunnar^{*)}. Ledningen mellan extrabrunnen och ordinarie brunn lutar mycket brant och har en längd av i storleksordningen 5 m. Denna lösning är ej att betrakta såsom praxis men kan vara ekonomiskt försvarbar, företrädesvis i berg eller på stora djup, jämfört med djupare schakt på en längre sträcka.

Avslutningsvis kan vi konstatera ytterligare en avvikelse i dimensioneringskriterier jämfört med ILSD. Konventionell dimensionering medger nämligen ledningsdimensionen att minska i flödesriktningen, så även om en sektionsminskning ej är önskvärt är den ändå alltså acceptabel enligt Göteborgs VA-verk. Detta tillåter inte ILSD.

^{*)} I denna studie räknas extrabrunnarna som fiktiva, dvs brunnskostnad, brunnsförlust och magasinering bortses ifrån.

4 SIMULERINGSMODELLEN DAGVL-DIFF

4.1 Allmänt om simuleringsmodeller

Två datormodeller som idag utnyttjas i Sverige för analys men även dimensionering av dagvattensystem är ILLUDAS (Sjöberg m fl, 1979) och NIVA-nett (NIVA, 1978). Flödesförloppet i dessa modeller beräknas enligt en förenklad hydraulisk analys. Detta innebär bl a att dämningseffekter ej kan beaktas vilket medför att flödesförloppet i en given ledning beräknas utan hänsyn till nedströms rådande förhållanden. Om en ledning har för låg kapacitet så att den inte kan släppa igenom det aktuella flödet så påverkas härigenom ej vare sig flöde eller magasinering i uppströms liggande ledningar.

Genom den förenklade hydrauliska analysen blir således både ILLUDAS och NIVA-nett olämpliga vid beräkning av flödessituationer med stora dämningseffekter. Ledningarna kommer någon gång att gå helt fyllda, vilket inträffar då tillrinningen till systemet är större än den dimensionerande, så att trycklinjen står högre än hjässnivån. Datormodeller typ DAGVL-DIFF (Sjöberg, 1981) eller SWMM (Huber m fl, 1981) krävs då för en noggrannare analys av flöden och trycknivåer. I denna studie har utnyttjats den förstnämnda modellen, som utvecklats vid institutionen för vattenbyggnad, CTH.

4.2 Modellbeskrivning

Simuleringsmodellen DAGVL-DIFF har beskrivits av Sjöberg (1981). Den som är intresserad av de differential-ekvationer och den numeriska teknik som modellen utnyttjar, hänvisas till referensen ovan samt till Sjöberg (1976). Jämförelser mellan beräknade och uppmätta flödesförlopp redovisas häri. Dessutom diskuteras olika modeller och deras approximationer av de grundläggande hydrauliska sambanden.

I figur 4.1 på nästa sida presenteras ett exempel på flödessituationer beräknade med hjälp av DAGVL-DIFF. Vid tiden t=5 minuter går ledningarna delvis fyllda. I den övre ledningen finns ett vattensprång alldeles uppströms nedströmsbrunnen. Vattensprånget

29

behandlas dock av DAGVL-DIFF som en kontinuerlig variation av vattendjupet. När tiden t=10 minuter går den nedre ledningen helt fylld. Den övre är delvis fylld i uppströmsdelen, där det nu måste finnas ett vattensprång.

Vid utloppet kan hänsyn tas till recipientens dämningsnivå. Denna kan antingen som här vara fix eller variera med tiden. Energiförluster i brunnarna beaktas med hjälp av en tryckförlustkoefficient. Tryckförlusten koncentreras beräkningsmässigt till brunnens utlopp.





Vi kan alltså för varje tidpunkt beräkna trycklinjen längs hela ledningssystemet. Detta ger oss möjligheten att bedöma vid vilka tillrinningar som vi får översvämning, dvs när trycklinjen överskrider marknivån. I verkligheten så kan trycklinjen endast obetydligt överstiga marknivån eftersom vatten då kommer att bräddas ut på marken. För närvarande förutsätter emellertid DAGVL-DIFF att brunnsröret fortsätter upp över markytan. Avsikten är att senare komplettera DAGVL-DIFF med en mera realistisk översvämningsrutin. Tillrinningen till systemets knutpunkter dvs brunnar, beräknas för givna tillrinningsytor enligt tid-area-metoden. DAGVL-DIFF utgår då från ett blockregn med konstant intensitet och med en given varaktighet. Alternativt kan tillrinningen ges som funktion av tiden. För att beräkningarna skall kunna starta krävs ett mindre basflöde. Helt torra ledningssträckor är ej tillåtna. Förutom cirkulär ledningssektion tillåtes även tunnelsektioner och trapetsformade kanalsektioner. Endast trädformade ledningssystem kan beräknas så några loopar tillåts ej.

4.3 Valet av indata

DAGVL-DIFF kräver för beskrivningen av ledningssystemet samma typ av indata som ILLUDAS och NIVA-nett. Således erfordras ledningarnas uppström- och nedströmsnivåer, dimensioner samt Mannings tal eller den ekvivalenta sandråheten.

Ofta kan det vara en fördel vid simulering med hjälp av DAGVL-DIFF att enkelt kunna använda ILLUDAS för ytavrinningsberäkningen. För detta ändamål finns ILL-DIFF (Strandner, 1983) ett mellanprogram, som konverterar indata modellerna emellan. Strandner (1983) ger även en närmare beskrivning av DAGVL-DIFF-indata.

Hänsyn tas som nämnts till de tilläggsförluster som uppkommer i brunnarna. Brunnsförlusten påverkas via indata genom tryckförlustkoefficienten. Eftersom osäkerhet allmänt råder om förlustens storlek, (se t ex Lindvall, 1982), så har koefficienten i denna studie givits ett relativt litet värde (0.1) för att motverka större brunnsförluster.

På grund av sin mera fullständiga hydrauliska analys är DAGVL-DIFF känslig för olämpligt val av beräkningstidsteg, antal delsträckor för varje ledning samt basflödets storlek. DAGVL-DIFF ger ibland upphov till beräkningsstörningar vid första beräkningsförsöket. Dessa störningar kan dock oftast enkelt elimineras genom modifieringar av tidsteg, antal delsträckor och/eller basflöde. De erfarenheter som utvinnes genom nu pågående och genomförda beräkningar med DAGVL-DIFF kommer senare att sammanställas i den planerade modellmanualen.

5 TESTOMRADET OCH NØDVANDIGA INDATA

5.1 Testsystemet

Vårt hypotetiska område har ett litet antal ledningar och blir därigenom överskådligt samtidigt som både genomförandet och redovisningen av beräkningarna underlättas. Det aktuella avrinningsområdet förutsättes kunna betjänas av ett dagvattensystem bestående av sex ledningar, sammanlänkade enligt figuren 5.1.



Figur 5.1 Testsystemets layout med brunnarna placerade längs isobrunnslinjer.

Systemets layout ges som indata på det sätt som redovisas i figuren ovan. Varje ledning tilldelas således förutom längd även en uppströms och en nedströms brunn. Ur figuren framgår även den uppspaltning av förgreningarna som ILSD ombesörjer med hjälp av isobrunnslinjer.

5.2 Dimensionerande tillrinning

Arean för testområdet uppgår till sammanlagt ungefär 30 ha, varav 15 ha klassas som hårdgjord yta som ju är bestämmande vid avrinningsberäkningen. En tänkt indelning av arealen har genomförts så att varje brunn kan tillskrivas var sin tillrinningshydrograf. Antagna dimensionerande hydrografer beskrivs i tabell 5.1 vars innehåll illustreras av figur 5.2 på kommande sida.

brunn	max-flöde (m ³ /s)	varaktighet (min)	fördröjning (min)	basflöde (m ³ /s)
11	0.140	16	0	0
21	0.100	16	8	0
22	0.200	16	0	0
31	0.060	20	2	0
32	0.030	18	4	0
41	0.350	18	4	0



Figur 5.2 Antagna dimensionerande ytavrinningshydrografer helt enligt tabellen 5.1 ovan. Tiden är angiven i minuter och flödet i kubikmeter per sekund.

Delområdena har varierande areor, flyttider och ytmagasineringskapaciteter. Dessutom följer avrinningsförloppen olika tid-area kurvor. Det har förutsatts att tillrinningen, som i sin tur antas kunna approximeras med triangulära hydrografer, motsvarar 2-årsregnet.

5.3 De topografiska alternativen

För att ytterligare komplettera system- och områdesbeskrivningen behöver vi brunnarnas marknivåer. En förutsättning som måste göras är att markens lutning förblir konstant mellan brunnarna, så att de nivåmässigt kan sammanbindas rätlinjigt. Som nämnts redan i inledningen har valts fyra topografiska markalternativ vilka beskrivs i figur 5.3 på sidan 35.

Marknivåerna redovisas även numeriskt i tabell 5.2 som motsvarar de indata som krävs till ILSD. I figuren 5.3 beskrivs dock markvariationerna på ett icke skalriktigt fast mera överskådligt sätt.

Brunn	Marknivåer	(m) gällande d	de topografiska	
	markalterna	ativen		
nummer	1	2	3	4
11	30.50	30.50	30.50	30.50
21	30.50	29.89	29.28	29.28
22	30.50	29.28	29.89	27.15
31	30.50	29.28	29.89	27.15
32	30.50	28.67	28.06	25.01
41	30.50	28.67	28.06	25.01
	20 50	00.67	00.67	04 40
Utiopp	30.50	28.67	28.67	24.40

Tabell 5.2	Testområdets marknivåer vid brunnarna såsom i ILSD	849
	indata för de olika topografiska alternativen.	





Figur 5.3

Topografiska markalternativ som klassificerats enligt:

- (1) plan mark utan lutning
- (2) normal marklutning
- (3) kuperad terräng
- (4) brant mark

Aktuella nivåskillnader anges i meter och framstår som starkt överdrivna på grund av den förställda skalan.

35

5.4 Ledningssystemets à-priser

Utnyttjade à-priser har baserats på en äldre prislista (1972)^{*)} från Göteborgs VA-verk. Brunnskostnaden som uppgår till 1500 kronor per djupmeter har antagits vara oberoende av både markdjupet och antalet anslutningar. Kostnaden inkluderar tillverkning samt schakt och läggning av betongelementen. För rörledningarna gällande à-priser framgår av tabellerna 5.3 och 5.4.

Tabell 5.3 Schaktkostnader baserade på VA-verks à-prislista 1972 (uppräknade till 1980 års nivå) då uppläggning på rörgravskant inkluderats.

Markens	schaktbarhet	Schaktk	ostnaden	i kr/m ³	
		inom dj	upinterva	11	
		0-2 m	2-4 m	4-6 m	
Lätt		16	18	25	
Svår		83	83	83	

Tabell 5.4 Rörkostnader baserade på VA-verkets à-prislista 1972 (uppräknade till 1980 års nivå) då material- och arbetskostnaden för läggning medtagits.

Ledningsdimension (mm)	Rörkost	nad i kr/	löpmeter inom
	läggnin	gsinterva	11
	0-2 m	2-4 m	4-6 m
225	90	100	110
300	120	140	160
400	170	190	220 ⁻
500	220	240	270
600	260	290	340
800	400	440	520
1000	580	670	800

*) I bilaga D (sidorna 88 och 89) redovisas utdrag ur VA-verkets à-prislista från 1981. Utdraget ger inte exakt samma kostnadsrelationer som tabellerna ovan. Eftersom denna studie påbörjades innan det att 1981-års priser var tillgängliga har dessa ej utnyttjats. Samtliga kostnader har omräknats från 1972- till 1980 års nivå. Som anmärkning kan framföras att vissa kostnader såsom bl a återfyllnads- och transportkostnaderna ej finns medtagna. Man bör då ha klart för sig att det egentliga syftet med å-priserna i denna studie primärt är att skapa något så när realistiska kostnadsrelationer vad gäller schaktvolymer och rördimensioner, så att det är möjligt att ekonomiskt jämföra olika systemlösningar med varandra.

Anläggningskostnaderna kan kalkylmässigt delas upp i dels rörliga och dels fasta kostnader. Rörliga kostnader karaktäriseras av att de är direkt mängdberoende såsom material och arbetskostnader, (se t ex Johansson m fl, 1977). De fasta kostnaderna är mera oberoende av producerad kvantitet så några exempel är avskrivning av maskiner samt tjänstemännens löner och övriga administrationskostnader.

Beräkningarna i denna studie genomförs med kostnader vilka kan klassas som rörliga. De fasta kostnaderna bedöms vara konstanta och oberoende av våra topografiska markalternativ. Resultatet blir avslutningsvis att den anläggningskostnad som ILSD kommer att beräkna blir relativt låg och ej når upp till verkliga belopp, om man jämför med vad nyanläggning av ett dagvattensystem skulle kosta allt som allt.

5.5 Hydrograferna till DAGVL-DIFF

För att kunna åstadkomma översvämning har simuleringsmodellen DAGVL-DIFF matats med inloppshydrografer större än de dimensionerande hydrograferna. Flöden som approximativt svarar mot återkomstperioderna två, tre, fyra och fem år har därför simulerats. Härvid har, med hjälp av Arnell (1974) och Nilsdal m fl (1979) framtagna dimensioneringskurvor, beräknats en omvandlingsfaktor som verkar på de dimensionerande ILSD-hydrografernas toppvärden. De faktorer som erhållits redovisas i tabell 5.5 och gäller för varaktigheter av storleksordningen 10 minuter. Hydrografernas varaktighet har inte förändrats utan bibehållits enligt vad som beskrivits av figur 5.2, se sidan 33.

Tabell 5.5	Omvandlingsfaktorer	för	inloppshydrograferna	till
	DAGVL-DIFF.			

årsregn	förstoringsfaktor
2	1.00
3	1.16
4	1.27
5	1.37

För att DAGVL-DIFF skall fungera måste som tidigare nämnts ett visst flöde gå genom ledningssystemet redan när den numeriska beräkningen startar, dvs då tiden t=0. Detta åstadkoms genom att ett obligatoriskt basflöde adderas till samtliga uppströmsbrunnar. Våra kompletta simuleringshydrografer framgår av tabellen 5.6 nedan.

Tabell 5.6	Hydrograferna	till	DAGVL-DIFF	; inflöde	till	brun-
	narna (jämför	med	tabell 5.1	och figur	5.2)	

Brunn nr	Maxflö återko 2 år	de i m ³ mstperi 3 år (m ³ /	/s vid oden 4 år s)	5 år	varak- tighet (min)	för- dröj- ning (min)	basflöde (m ³ /s)
11	0.150	0.172	0.188	0.202	16	0	0.010
21	0.100	0.116	0.127	0.137	16	8	50g
22	0.210	0.241	0.265	0.284	16	0	0.010
31	0.060	0.070	0.076	0.082	20	2	tes,
32	0.032	0.037	0.040	0.043	18	4	0.002
41	0.350	0.405	0.446	0.479	18	4	

I brunnarna 11 och 22 har basflödet 10 1/s tillkommit. I brunnen 32 har däremot endast 2 1/s adderats på grund av ledningens lilla kapacitet. Basflödet upptar i storleksordningen 5% (varierar mellan 3-7% beroende på vilken ledning som studeras) av ledningsystemets kapacitet vid nådda hjässnivåer, varför trycklinjen endast påverkas marginellt av basflödets tillkomst. Delfyllnadshöjderna däremot kommer att uppgå till omkring 20% vid simuleringsberäkningarnas start.

6 GENOMFÖRDA BERÄKNINGAR

6.1 Dimensionering med optimeringsmodellen ILSD

Optimeringsberäkningarna har genomförts för de olika topografiska alternativen, som är helt plan mark (1), normal marklutning (2), kuperad terräng (3) samt brant marklutning (4). Dimensioneringarna avser ledningsprofiler som kan tillåtas spela helt fritt utan nivåmässiga fastlåsningar. Tanken är att detta borde resultera i differentierade profiler även inom varje markalternativ, eftersom både den låga och den relativt höga schaktkostnaden har tillämpats som ett försök att efterlikna byggnation i friktionsmaterial respektive berg.

Inledande testskörningar av ILSD indikerade att ledningssystemets utlopp hamnar på en ur praktisk synvinkel orimligt låg nivå vid främst plan mark. Det helt plana markområdet (1) har därför som ett femte beräkningsalternativ försetts med ett krav om att ledningens hjässnivå vid utloppet måste ansluta till en fix nivå belägen 2 m under markytan (5).

Optimeringsberäkningarna har dessutom såsom angivits i inledningen genomförts för två olika värden på rörens råhet, nämligen n=0.012 (k \cong 1 mm) samt n=0.014 (k \cong 2 mm), se sidan 26 i avsnitt 3.2. Utförda beräkningar framgår av tabellen 6.1 nedan.

Lednings-	Schakt-		Mark	alterr	nativ ^{*)}		
råhet	typ	1	2	3	4	5	
n=0.012	Friktions- material	45	47	49	51	53	
	Sprängning	45	47	49	51	53	
n=0.014	Friktions- material	78	79	80	81	82	
	Sprängning	78	79	80	81	82	

Tabell 6.1 Dimensioneringsberäkningar utförda med ILSD samt sidhänvisning till respektive ledningsprofil.

*) se sidan 35 i avsnitt 5.3

För de optimala ledningsprofilerna föreligger inga svårigheter då det gäller att räkna fram ledningssystemets anläggningskostnad. ILSD beräknar ju dessa parallellt med dimensioneringen så att systemets anläggningskostnad framgår direkt ur optimeringsprogrammets, ILSD's, resultatutskrift. En sammanställning av anläggningskostnaderna hittas i avsnitt 8.1 på sidan 55.

6.2 Förslag på ledningsprofiler från Göteborgs VA-verk

De dimensioneringsberäkningar som Göteborgs VA-verk genomfört har sammanfattats i tabell 6.2. Syftet med denna konventionella dimensionering har varit att kontrollera rimligheten hos de profiler ILSD presterar. ILSD är ganska obeprövad och kan trots korrigeringar alltjämt innehålla vissa programmeringsfel.

Tabell 6.2 Konventionella dimensioneringsberäkningar (genomförda av Göteborgs VA-verk) med sidhänvisning till respektive profilplott.

1 2 3	٨	
	4	5
k=1 mm 46 48 50	52	54

Vad avser den konventionella dimensioneringen har det befunnits lämpligt att även kostnadsberäkna dessa ledningsprofiler med hjälp av optimeringsmodellen ILSD. Detta blir möjligt tack vare att man kan låsa fast ledningsnivåerna. Kostnadsberäkningarna kan på så vis genomföras på samma basis, dvs med samma förutsättningar vad beträffar systemkomponenternas à-priser och rörgravens utseende, så att en kostnadsjämförelse de båda beräkningsmetoderna emellan blir relevant. Förfarandet har krävt upprepade beräkningar samt vissa konstgrepp. Samtliga ledningars lutningar har alltså till en början föreskrivits i indata till ILSD. Härefter har de dimensionerande hydrograferna om nödvändigt anpassats så att de önskade ledningsdimensionerna på varje delsträcka slutligen erhållits. Anläggningskostnaderna för de av Göteborgs VA-verk framräknade ledningsprofilerna har på detta sätt kunnat fås ur ILSD's resultatutskrift. Kostnaderna redovisas i avsnitt 8.1. Vissa mindre korrektioner har dock behövt utföras för hand. Dessa kan hänföras till de skillnader i dimensioneringskriterier som beskrivits i kapitel 3.

6.3 Simulering av trycknivåer och flöden med DAGVL-DIFF

Samtliga ledningsprofiler som är dimensionerade med optimeringsmodellen ILSD (n=0.012) samt med den mera konventionella VA-verksmetoden (k=1 mm) har kapacitetskontrollerats. Testet har utförts med hjälp av den i kapitel 4 beskrivna simuleringsmodellen DAGVL-DIFF. Ledningsråheten har därvid satts till k=1 mm även för de av ILSD dimensionerade systemen. Hur beräkningarna lagts upp framgår av tabellen 6.3 nedan. Ur tabellen kan även lite i förväg utläsas ledningssystemens aktuella kapaciteter som dessutom finns sammanställda på sidan 58 i avsnittet 8.2.

Tabell 6.3	Simuleringsberäkningar utförda med DAGVL-DIFF
	(k=1 mm) samt sidhänvisning till aktuella
	trycklinjer.

Typ av dimensionering	Aterkomst- period	Markalternativ ^{*)}				
	(år)	1	2	3	4	5
ILSD	2	Х	х	49	51	Х
(n=0.012)	3	45	47	х	х	х
	4	х	х			х
	5					53
Konventionell	2	х	х	50	52	Х
(k=1 mm)	3	х	48	х	х	х
	4	х	х			х
	5	46				54

*) enligt sidan 35 i avsnitt 5.3

DAGVL-DIFF matas alltså med tillrinningshydrografer som svarar mot regn, vars återkomstperiod uppgår till 2, 3, 4 och 5 år. Återkomstperioden ökas på successivt till dess att trycklinjen någonstans i ledningssystemet når ovan markytan och översvämning uppstår. Som ett mått på ledningssystemets kapacitet anges återkomstperioden hos det största regnet som systemet förmår svälja utan översvämningsproblem.

7 LEDNINGSPROFILER OCH HÖGSTA TRYCKNIVÅER

7.1 Inledning

Allt genomfört dimensionerings- och simuleringsarbete kommer att genomgås här i kapitel 7. Ledningsprofilerna återfinns plottade i ett koordinatsystem som är fixt och således oberoende av vilket topografiskt alternativ som redovisas. (Skillnaderna i topografi framhävs på detta sätt.) Huvudledningskedjan dvs 1-4-5-6 finns plottad för sig i ett koordinatsystem och de inkommande sidoledningarna 2 och 3 i var sitt. Koordinatsystemens förställda skala bör noteras. Testsystemets förgrening redovisas för fullständighetens skull ånyo nedan.



Figur 7.1 Testsystemets förgrening. Ledningarna är numrerade enligt DAGVL-DIFF och brunnarna enligt ILSD.

I var och en av de plottade ledningsprofilerna har trycklinjer beräknade med hjälp av DAGVL-DIFF lagts in vid olika tidpunkter under avrinningsförloppet. Generellt gäller att för ledning 1 uppnås höga flöden tidigare under avrinningsförloppet än för ledning 6. Envelopen till trycklinjerna ger de högsta nivåerna i brunnarna och härrör från antingen 2-, 3-, 4- eller 5-årsregnet beroende på vilket som systemet maximalt klarar av utan översvämning, dvs utan att trycknivån på någon punkt överskrider markytan. Utgångspunkten är att ledningssystemet såsom påpekats tidigare har dimensionerats för 2-årsregnet.

Hydrografen som används vid simuleringen och vars återkomstperiod överskrider ovan nämnda vållar således översvämning. (I de fall 5-årsregnet klaras utan översvämning har dock inga ytterligare simuleringar genomförts). De högsta nivåerna som översvämningshydrografen ger i brunnarna är markerade i profilplottarna. Förutsättningen är då att trycket tillåts stiga obegränsat över marknivån varemot kan anmärkas, ty flödessituationen blir orealistisk efter det att markytan en gång överskridits.

Av testexemplet om hur optimeringen går till (se sidan 20 i avsnitt 2.3.2) framgår att varje iteration i optimeringsberäkningen svarar mot en ledningsprofil. Givetvis redovisas här i kapitel 7 enbart de profiler som erhållits i den sista iterationen. Något om vad övriga iterationer innebär framgår av bilaga C (sid 86) som beskriver anläggningskostnadens minskning samt ledningsdimensionsförändringarna under iterationsförloppen, vid byggnation i berg.

Avsikten med detta kapitel är främst att på ett överskådligt sätt presentera det material som ligger till grund för kommande avsnitt. Ledningsprofilerna och deras kapacitet kommenteras och utvärderas nämligen i kapitel 8 och 9. Avsnittet 8.1 sammanfattar anläggningskostnaderna, 8.2 behandlar kapaciteten samt i avsnitt 8.4 diskuteras hur topografin påverkar dagvattensystemet. I kapitel 9 sammanfattas och diskuteras optimeringsberäkningarna, dvs de optimala ledningsprofilernas utseende förklaras.

Utvärderingen av topografins inverkan på dagvattensystemets kapacitet och anläggningskostnad kommer att grundas på de dimensioneringsberäkningar som är utförda med ledningsråheten n=0.012 vid optimal- och k=1 mm vid konventionell dimensionering. Dessa beräkningar är att betrakta som de för studien mest centrala varför i fortsättningen speciellt anges om råheten avviker vilket i så fall innebär att Mannings råhetskoefficient n=0.014.

7.2 Plan mark utan lutning (topografiskt alternativ 1)

Resultatet av den optimala dimensioneringen blir för detta topografiska alternativ två helt identiska ledningsprofiler i enlighet med figur 7.2. Det spelar med andra ord ingen roll för utformningens skull om vi har schakt i friktionsjord eller sprängning i berg. Schaktningsarbetenas olika å-priser förmår inte ge någon inverkan. Till detta kanske något oväntade resultat ges en förklaring i kapitel 9. Där diskuteras ILSD som dimensioneringsverktyg och vi genomför en kostnadsanalys av en separat ledningssträcka.



Figur 7.2 Optimal ledningsprofil med tillhörande trycknivåer för plan mark utan lutning.

Den optimala ledningsprofilens anläggningskostnad uppgår till 132.9 kkr för lätt schakt och 226.4 kkr för sprängning i berg. Kapacitetsmässigt klaras regnet med återkomstperioden 3 år medan 4 års-regnet ger översvämning i brunnen 11 vid tiden t=8.5 min.

Den konventionella ledningsprofilen som dimensionerats av Göteborgs VA-verk framgår av figuren 7.3 på nästa sida . Helt självklart inskränker sig resultatet till endast en ledningsprofil eftersom beräkningen i princip utförts utan hänsyn till olika å-priser och anläggningskostnader. Vi kan konstatera att större rördimensioner på fyra ledningssträckor (jämfört med den optimala) medför en bättre anpassning till det minsta täckdjupet. Anläggningskostnaden blir dock större, se vidare kapitel 8. Kapaciteten blir även den betydligt högre varför 5-årsregnet kan omhändertas utan översvämningsproblem.

45



Figur 7.3 Konventionell ledningsprofil med tillhörande trycklinjer för plan mark utan lutning.

En ökning av ledningsmotståndet (n=0.012 – n=0.014) i optimeringsberäkningen medför att kostnadskänsligheten slår igenom. Detta innebär att vi beroende på schaktningsförhållanden får två olika ledningsprofiler som båda redovisas i bilaga A-1 (sid 78). Byggnationen i berg minimerar anläggningskostnaderna genom stora dimensioner uppströms så att schaktvolymer kan sparas in nedströms. Anläggningen i friktionsmaterial kan hålla rördimensionerna nere på bekostnad av stora schaktningsvolymer.

7.3 <u>Normal marklutning</u> (topografiskt alternativ 2)

De optimala ledningsprofilerna framgår av figuren 7.4 på kommande sida. Resultatet blir nämligen två skilda profiler beroende på de olika schaktförhållandena. Det kostsammare schaktningsförfarandet (sprängning) resulterar i mindre schaktvolymer. För att åstadkomma detta krävs dock en grövre ledning på sträcka 2, vilket medför Ø 500 mm medan lätt schakt innebär Ø 400 mm.



Figur 7.4 Optimala ledningsprofiler med tillhörande trycknivåer för normal marklutning.

- -,

Systemens anläggningskostnad uppgår till 201.3 kkr respektive 124.6 kkr. Vid en kostnadsberäkning av ledningsprofilen i friktionsmaterial med å-priserna för sprängning och vice versa erhålls 203.7 kkr och 126.2 kkr, vilket naturligtvis motsvarar en kostnadsökning, om än liten, jämfört med de ekonomiskt optimala lösningarna.

Då vi ökar ledningsråheten (från n=0.012) till n=0.014 i optimeringsberäkningen fås endast en ledningsprofil, se bilaga A-2 (sid 79). Denna är således gemensam och gäller både då schaktningen utförs i friktionsmaterial samt vid bergsprängning.

Vi kan nu göra en jämförelse med den konventionella ledningsprofilen som Göteborgs VA-verk föreslagit enligt figur 7.5. Rördimensionerna är här mindre än ILSD's uppströms och större nedströms, vilket i princip innebär att ledningsprofilen följer marklutningen.



Figur 7.5 Konventionell ledningsprofil med tillhörande trycknivåer för normal marklutning.

Kapacitetsmässigt föreligger inga större differenser beroende på konventionell- eller optimal dimensionering. Båda typerna resulterar i att 3-årsregnet är vad som maximalt kan sväljas utan översvämningsproblem, se vidare kapitel 8. 4-årsregnet ger upphov till översvämning som för den konventionella profilen inträffar i brunnen 11 då t=7.8 min. I de optimala profilerna startar översvämningen i brunnen 22 vid t=8.0 min. resp. t=9.5 min., beroende på om vi schaktar i friktionsmaterial eller i berg.

7.4 Kuperad terräng (topografiskt alternativ 3)

Den optimala ledningsprofilen i kuperad terräng illustreras av figuren 7.6. Resultatet blir en för de två olika schaktförhållandena identisk profil, vars kostnad är 119.8 kkr i friktionsmaterial och 196.2 kkr om schaktningen kräver bergsprängning.



Figur 7.6 Optimal ledningsprofil med tillhörande trycknivåer för kuperad terräng.

Av en jämförelse med VA-verkets ledningsprofil, se figur 7.7, framgår att den konventionella tekniken även för kuperad terräng eftersträvar anslutning till minsta täckdjupet. Detta uppnås via en Ø 800 mm på ledningssträckan 6. ILSD-profilen avviker från ovan nämnda genom att beräkna rördimensionen Ø 500 mm för utloppsledningen. För vidare förklaring hänvisas till kapitel 9 som inleds på sidan 64.



Figur 7.7 Konventionell ledningsprofil med tillhörande trycknivåer i kuperad terräng.

Varken den optimala- eller den konventionella ledningsprofilen klarar mer än 2-årsregnet. Det bör dock noteras hur väl trycklinjen ansluter till rörens hjässnivåer (se figurerna 7.6 och 7.7) trots att 2-årsflödena på grund av erforderliga basflöden i DAGVL-DIFF är större vid simuleringen än vid dimensioneringen. Såväl ILSD-profilen som VA-verkets profil drabbas av översvämning i brunn 11 vid tiden t=8.5 min. när vi försöker att avleda 3-årsregnet. Kostnadskänsligheten i optimeringsberäkningen visar sig om vi ökar ledningsråheten (från n=0.012) till n=0.014. Två separata ILSD-profiler erhålls, se bilaga A-3 (sid 80). Det dyrare schaktningsalternativet (bergsprängning) innebär en Ø 500 mm på sträcka 4 där Ø 400 mm är tillräcklig då billigare schaktning föreligger. Den större rördimensionen resulterar i att höjd och därmed schaktvolym kan sparas in för nedströmsledningen på sträcka 5.

7.5 <u>Brant marklutning</u> (topografiskt alternativ 4)

Den optimala ledningsprofilen karakteriseras vid brant marklutning av stora stalp, se figur 7.8. Orsaken härtill är till brunnarna lågt inkommande sidoledningar som tvingar ner utgående ledning. Resultatet av den optimala dimensioneringen blir ånyo en för både berg (174.8 kkr) och friktionsmaterial (110.2 kkr) identisk ledningsprofil enligt figur 7.8. Systemet har endast kapaci-



Figur 7.8 Optimal ledningsprofil med tillhörande trycknivåer för brant marklutning.

tet att klara 2-årsregnet medan 3-årsregnet ger översvämning med start vid tiden t=7.8 min. i brunn 11.

Förslaget på ledningsprofil som VA-verket bidrar med ter sig jämfört med ILSD lite annorlunda vid ledningsanslutningarna till brunnarna, se figur 7.9. Orsaken är icke helt identiska dimensioneringskriterier, vad beträffar stalp-utformningen. Skillnaden har beskrivits på sidan 27 i avsnittet 3.3.

Båda ledningsprofilerna ansluter väl till minsta täckdjupet. Detta gäller även trycklinjen för regnet med återkomstperioden 2 år. 3-årsregnet ger för den konventionella profilen översvämning i brunnen 11 efter tiden t=7.8 min.



Figur 7.9 Konventionell ledningsprofil med tillhörande trycknivåer för brant mark.

Om vi i likhet med vad som gjorts för tidigare redovisade topografiska alternativ sätter rörens råhet till n=0.014 i optimeringsberäkningen blir konsekvensen två separata lösningar, se bilaga A-4 (sid 81). Vid byggande i berg minimeras anläggningskostnaderna genom stor dimension hos ledningen på sträcka 2 så att schaktvolymerna på sträcka 5 kan hållas nere. Anläggningen i friktionsmaterial däremot gynnas av en mindre rördiameter i kombination med större schaktningsmassor.

7.6 <u>Plan mark med låst utlopp</u> (topografiskt alternativ 5) Markytan för detta topografiska alternativ är konstant belägen på nivån +30.50 m samtidigt som hjässnivån hos utloppsledningen har fixerats till +28.52 m. ILSD-lösningen framgår av figur 7.10 nedan. Då byggnationen kräver bergsprängning blir anläggningskostnaden 247.4 kkr. Även om anläggningen sker i friktionsmaterial så blir ledningsprofilen exakt densamma, se vidare kapitel 9. De billigare å-priserna för schakten gör dock att anläggningskostnaden stannar vid 151.5 kkr.



Figur 7.10 Optimal ledningsprofil med tillhörande trycklinjer för markalternativ 5.

En jämförelse med den profil som Göteborgs VA-verk föreslagit enligt figur 7.11 visar att den konventionella dimensioneringen givit mindre rördimensioner uppströms och större nedströms.



Figur 7.11 Konventionell ledningsprofil med tillhörande trycklinjer för markalternativ 5.

Både den konventionella och den optimala ledningsprofilen har tillräcklig kapacitet att klara 5-årsregnet utan översvämningsproblem, varför simulering med tillflöden som har större återkomstperiod därför inte är aktuell.

Någon differentiering av de optimala ledningsprofilerna erhålles ej vid en ökning av ledningsmotståndet (från n=0.012) till n=0.014. Det spelar fortfarande således ingen roll om systemet anläggs i berg eller i friktionsmaterial. Den optimala ledningsprofilen framgår av bilaga A-5, se sidan 82.

8

TOPOGRAFINS INVERKAN PÅ DAGVATTENSYSTEMETS KAPACITET OCH ANLÅGGNINGSKOSTNAD

8.1 Dagvattensystemets anläggningskostnad

För vårt testområde kommer anläggningskostnaderna att variera märkbart med områdets topografi. Variationerna sker inom intervallen 110-160 kkr respektive 180-260 kkr beroende på om schaktningsarbetena är lätta att utföra eller om bergsprängning måste till. Kostnaderna ovan kan kanske verka orealistiskt små vid en första anblick, men man måste då ha klart för sig att de bakomliggande å-priserna främst valts så att de ger ett rimligt förhållande mellan ledning och schakt. Dessutom är de stora fasta kostnaderna som antas oberoende av såväl topografi som schaktningsförhållanden ej inkluderade. En sammanställning av de för denna studie intressanta rörliga anläggningskostnaderna presenteras i figur 8.1



Figur 8.1 Ledningssystemets anläggningskostnad vid olika topografiska markalternativ, dimensioneringstyp samt schaktningsförhållanden.

Vilken typ av dimensioneringssätt som utnyttjas, dvs optimeringsmodellen ILSD eller konventionell VA-dimensionering, påverkar våra rörliga anläggningskostnader med som mest 10%. Av naturliga skäl blir i de flesta fall de ekonomiskt optimala profilerna som tagits fram med ILSD billigare än de som dimensionerats konventionellt. (Jämförelsen avser då ILSD-beräkningen med Mannings råhetskoefficient n=0.012 vilket motsvarar den ekvivalenta sandråheten k=1 mm).

I ett enda fall ger konventionell dimensionering lägre anläggningskostnader än den optimala. Förutsättningarna är då plan mark utan lutning med en fastlåsning av utloppet på nivån +28.52 m, dvs markalternativ 5, samt att schakten utföres i friktionsmaterial. Den billigare VA-profilen antar här en form som ILSD inte kan tillåta. Orsaken ligger i det konventionella brunnsvillkoret som i princip föreskriver att samtliga ledningars centrumlinjer skall ansluta på samma nivå. Detta leder till att höjd sparas så att en mindre anläggningskostnad blir möjlig.

Det kan vara av visst intresse att se hur anläggningskostnaderna är att hänföra till schakt respektive ledningar. Vid byggnation i friktionsmaterial uppgår schaktkostnaderna till 20 à 25% av totalkostnaden. Övriga 75-80% åtgår till ledningarnas materialoch läggningskostnader samt till brunnskostnaderna. Vid bergsprängning når schaktkostnaderna upp till 50 à 55% av de totala anläggningskostnaderna.

Nämnas kan att då vi gör en jämförelse mellan de båda ILSD-dimensioneringarna, dvs då råhetskoefficienten uppgår till n=0.012 och n=0.014, så medför den större ledningsråheten antingen större ledningslutning eller ökad ledningsdiameter. Detta resulterar i att anläggningskostnaden ökar med 3 till 11%.

För att beskriva topografins generella influens på anläggningskostnaderna har medelvärdet beräknats för vad optimal dimensionering (n=0.012) och konventionell VA-dimensionering (k=1 mm) betingar. Om vi dessutom redovisar resultaten i en viss ordning kommer anläggningskostnaderna att anta en fallande tendens på så vis som framgår av figuren 8.2.



Figur 8.2 Anläggningskostnadens beroende av markområdets topografi för dagvattensystemet (relativt det billigaste anläggningsalternativet).

Förutsättningarna för denna studie är att anläggningsarbetena har ägt rum antingen i friktionsjord eller i berg. Vilken typ av schakt som blir aktuell verkar dock inte påverka de rörliga kostnadernas beroende av topografin och den fallande tendensen. I figuren 8.2 har anläggningskostnaderna relaterats till det billigaste alternativet som ju är då vi har ett område med brant marklutning där schakten kan utföras i friktionsmaterial.

8.2 Dagvattensystemets kapacitet

Översvämningsbenägenheten hos vårt testsystem varierar påtagligt med topografins beskaffenhet, vilket avslöjats redan tidigare i denna rapport. En sammanfattning av kapacitetens storlek för de olika topografiska markalternativen har ritats in i figur 8.3. Som ett mått på kapaciteten kan anges återkomstperioden hos det största regn som systemet maximalt klarar av att svälja utan att det svämmar över då översvämning har ansetts inträffa när vatten-

57

ytans nivå i någon utav testsystemets brunnar når upp över markytan. I vårt fall innebär detta i princip att när regnets återkomstperiod överstiger vad som anges i figuren 8.3 så svämmar det över i någon av de längst uppströms belägna brunnarna.





Kapaciteten för varje topografiskt alternativ i denna studie varierar inte med vilket schaktningsförhållande (berg eller sand) som föreligger. Detta är ganska naturligt eftersom även utformningen av ledningsprofilen i stort sett visat sig vara oberoende av schaktningskostnaderna.

Endast i ett fall varierar kapaciteten med dimensioneringstypen (optimeringsmodellen ILSD eller konventionell VA-dimensionering) enligt figur 8.3. Detta inträffar vid markalternativet 1, dvs vid plan mark utan lutning. Ledningsprofilen tillåts här spela fritt utan fastlåsningar, vilket ger markanta skillnader i utformningen. Skillnaderna uppkommer på grund av att den optimala lösningen helt negligerar den nackdel det innebär att systemets utloppsnivå hamnar ur praktisk konventionell synvinkel alltför djupt. Den ekonomiskt optimala ILSD-profilen (3 år) "gräver ner sig" med betydligt större ledningslutningar (mindre ledningsdiametrar) än vad Göteborgs VA-verk (5 år) rekommenderar, se vidare sidan 63.

En speciell bedömning för att beskriva topografins inverkan på dagvattensystemets kapacitet på ett mer generellt sätt har genomförts. Utgångspunkten har varit de återkomsttider som framgår av figuren 8.3, dvs 2, 3 och 5 år. Dessa perioder har emellertid i viss mån modifierats enligt figur 8.4, som beskriver topografins inverkan på dagvattensystemets säkerhet. Givetvis skulle man kunna tänka sig att simuleringsberäkna med hjälp av regn med återkomsttider som t ex 2.1 och 3.6 år. (Detta har dock velat undvikas på grund av det alltför omfångsrika beräkningsarbetet.) En övervägd bedömning har ansetts tillräcklig eftersom intresset främst är att åstadkomma en korrekt rangordning de topografiska alternativen emellan.



Figur 8.4 Återkomstperioden för översvämming beroende på avrinningsområdets topografi.

För markalternativ 5, dvs plan mark med låst utloppsnivå, gäller att 5-årsregnet klaras utan att översvämning uppstår. Ytterligare kapacitet finns alltså. De högsta vattennivåerna i brunnarna har fortfarande en bit kvar till markytan samtidigt som systemet är flackt. Detta gör att vi på god grund kan anta att regn med uppemot återkomstperioden 10 år kan omhändertas utan problem.

Plan mark utan lutning (markalternativet 1) gav den konventionella dimensioneringen en kapacitet motsvarande 5 års återkomstperiod. Då ILSD-profilen, vilken ger återkomstperioden 3 år, praktiskt sett kan anses vara mindre realistisk bedöms 5 år vara den rätta återkomstperioden. Normal marklutning (markalternativ 2) klarar av 3-års- men inte 4-årsregnet som medför översvämning. En naturlig följd är att kapaciteten hamnar någonstans mitt emellan. För att skilja på återkomstperioden mellan markalternativen 3 och 4 (kuperad terräng och brant marklutning) kan vi konstatera att vid brant marklutning fås bl a en större brunnsförlust längst uppströms. Detta markalternativ bedöms på denna grund vara mer översvämningsbenäget.

8.3 En överslagsmässig kapacitetsbestämning

Vi kan utföra en approximativ kapacitetsberäkning genom att studera en schematisk ledning belägen i mark med konstant lutning enligt figur 8.5. Dimensionerande flödet motsvarar trycklinjelutningen s medan översvämning inträffar först vid lutningen s+φ.



Figur 8.5 Schematisk ledning med längden L där tillåten tryck-linjelutning är s + ϕ och täckdjupet H.

Enligt Mannings formel med konst=AMR^{2/3} gäller att

$$Q_{dim} = konst s^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_{kap} = konst (s+\phi)^{\frac{1}{2}}$$
(8.1)

där

s - ledningslutningen

 φ - trycklinjens lutning relativt ledningen.

Kapaciteten för ledningssträckan kan nu skrivas

$$Q_{kap} = Q_{dim} (1 + \phi/s)^{\frac{1}{2}}$$
 (8.2)

Genom att använda formel (8.2) kan vi approximativt beräkna dagvattensystemets kapacitet till enligt tabell 8.1 nedan.

Tabell 8.1	Schematiskt	om hur	topografin	påverkar	dagvatten-
	systemets kapacitet.				

Marklutning	φ/s	Q _{kap}
mycket brant	→ 0	→Q _{dim}
brant (testområdets markalternativ 4)	0.17	1.08 × Q _{dim}
normal (testområdets markalternativ 2)	0.50	1.22 × Q _{dim}

Vi antar här att ledningslutningen något så när följer marken, dvs topografin bestämmer s. Mera topografioberoende är ϕ som i stället beror av ledningslängden L och minsta täckdjupet H enligt

$$\varphi \cong H/L \tag{8.3}$$

Ett stort schaktdjup uppströms ger självfallet ökad säkerhet mot översvämning medan en lång ledning i stället kan innebära större översvämningsrisk. I denna studie diskuteras dock endast topografins inverkan med utgångspunkt från givna värden på H och L.

8.4 Diskussion och slutsatser

Kostnaderna för att anlägga ett dagvattensystem enligt de i VAV's P28 gällande normerna påverkas i hög grad av avrinningsområdets topografi. Detta hänger samman med den varierande möjligheten att anpassa ledningskapacitet till dimensionerande flöde, att klara sig med små ledningsdimensioner samt att undvika stora schaktningsvolymer. Studien har givit för handen att en topografi som kräver relativt små anläggningskostnader för dagvattensystemet även torde medföra en lägre säkerhet gentemot översvämning.

Nuvarande dimensioneringsnormer medger att dagvattensystemet teoretiskt sett kommer att gå helt fyllt, dvs med trycklinjen i ledningens hjässa. Till den säkerhet som då finns, om det kan antas att översvämning inträffar först då trycklinjen stiger ovan en given nivå såsom t ex marknivån, tas sålunda ingen direkt hänsyn. Vad man känner till är att översvämning i många fall inträffar långt mer sällan än vad som motsvarar dimensionerande återkomstperiod.

För det testområde vi studerat innebär normerna att en husägare som bor i ett topografiskt sett brant område på grund av dämningseffekterna kan drabbas av översvämning kanske fem gånger under en tioårsperiod. Är fastigheten däremot belägen inom ett mycket flackt område kanske olyckan helt uteblir eller inträffar endast en gång under motsvarande period. Detta resonemang är något tillspetsat och förutsätter att den aktuella fastigheten är den värst utsatta. Ofta svarar detta mot en placering så långt uppströms i ledningssystemet som möjligt. Härutöver antas bl a att underhåll och service av ledningarna sköts på ett sådant sätt att den ursprungliga funktionen bibehålls.

Normerna borde borga för att en minsta acceptabel risk för översvämning som återkomstmässigt väsentligt överstiger två år kan garanteras varje fastighetsägare. Vid dimensioneringen borde om möjligt områdets topografi komma med så att även dämningseffekterna beaktas. I denna rapport har eftersträvats att hitta någon generell tendens som skulle kunna underlätta beaktandet av dämningseffekterna redan på dimensioneringsstadiet. Detta skulle praktiskt sett kunna resultera i en med avseende på översvämning jämnare utformning av dagvattensystemet.

62
Stora ledningslutningar i kombination med små diametrar kan medföra att dämningseffekterna slår igenom vid nederbörd som endast marginellt överskrider 2-årsregnet. Detta beror både på friktionsförlusterna längs ledningarna och tilläggsförlusterna i brunnarna som ju blir stora vid höga flödeshastigheter. Flacka ledningssystem å andra sidan sett tillåter trycklinjens lutning att öka ett flertal gånger om vi utgår från rörens hjässor utan att marknivån överskrids. I grova drag kan ovan nämnda även uttryckas så att tillåten absolut ökning av trycklinjens lutning är ungefär densamma oberoende av topografi, jämför avsnitt 8.3.

I ett mycket flackt område krävs det förhållandevis stora anläggningskostnader (stora ledningsdimensioner) vid en dimensionering enligt dagens krav och normer. Härmed följer att betydande dämning kan klaras utan problem. Vi erhåller en hög säkerhetsfaktor. Ar dessutom vissa nivåer fixerade för ledningsprofilen ökar både anläggningskostnaden och säkerheten ytterligare. Det motsatta förhållandet existerar för ett område vars marklutning kan klassas som brant. Följden blir här istället små anläggningskostnader på bekostnad av säkerheten mot översvämningsskador som minskar. Kapaciteten hos dagvattensystemet borde i detta fall höjas. En bedömning av vilken eller vilka ledningssträckningar som då är aktuella att åtgärda måste göras från fall till fall.

Vi kan avslutningsvis konstatera att återkomstperioden för översvämning visar tendenser att variera med topografin på ett sätt liknande de erforderliga anläggningskostnaderna. Detta skulle generellt kunna sammanfattas i att ju dyrare anläggningskostnad desto mindre blir översvämningsrisken.

9

all in the

SAMMANFATTNING OCH DISKUSSION AV OPTIMERINGSBERÄKNINGARNA

9.1 ILSD som dimensioneringsverktyg

Efter ett tillämpat test framstår optimeringsmodellen ILSD som varande fullt användbar vid praktisk dimensionering av ett dagvattensystem. Det bör dock påpekas att en del korrigeringar av programmet, som i ursprungligt skick var behäftat med vissa fel, först genomförts. Härefter har ILSD uppfört sig helt enligt förväntningarna, dvs i stort enligt programmanualens beskrivning. Detta hindrar inte att vissa förändringar samt ytterligare belysning av programmet och hur det fungerar skulle kunna vara av intresse.

ILSD ger för testområdet i denna studie liknande ledningsprofiler som en konventionell dimensionering enligt Göteborgs VA-verks praxis. Lösningarna skiljer sig dock en aning åt på grund av olika dimensioneringskriterier. Praxis innebär ju bl a att samtliga till en brunn anslutna ledningar i princip måste ha centrumlinjerna på en och samma nivå. Vad anläggningskostnaderna beträffar kan inte konstateras några större skillnader de båda dimensioneringsmetoderna emellan. De optimala ledningsprofilerna ligger som sig bör dock oftast lägst kostnadsmässigt sett.

Våra optimala ledningsprofiler visar sig vara grovt sett helt oberoende av vilken typ av schaktkostnader som gäller. Det saknar med andra ord ofta större betydelse för profilens utformning om vi har förhållandevis lätta schaktförhållanden såsom i friktionsmaterial eller om t ex sprängning i berg måste tillgripas.

Ovan nämnda innebär att å-priserna för schakt, ledningar och brunnar, som dels är svåra att förutse, dels vanskliga att anpassa till ILSD-indata, ju inte får någon avgörande betydelse för systemets utformning på så vis som ILSD räknar. Slutsatsen blir då att kostnadsminimum som svarar mot den optimala ILSD-profilen av allt att döma kan betraktas såsom flackt. Att så är fallet indikeras även av de ringa variationerna i anläggningskostnad mellan optimal och konventionell dimensionering.

9.2 Inverkan av rörgravens utformning

Vi har tidigare konstaterat att ledningsprofilernas utformning ibland är tämligen oberoende av schaktkostnaderna. En förklaring till detta kan vara, att en dimensionsökning endast påverkar schaktvolymen marginellt eftersom minskad lutning tas ut av ökad bredd. Ekonomiskt betingade förändringar motverkas alltså effektivt. Optimeringsmodellen ILSD ansätter nämligen schaktbredden oberoende av djupet och till konstant tre gånger ledningens diameter, se figur 9.1.

Vid ledningsgrav för en rörledning föreskriver Mark AMA-72 (Byggandets Samordning, 1972) en utformning inte alls olik ILSD's. Mindre bottenbredd i kombination med stor släntlutning (5:1) kan resultera i ungefär samma schaktvolymer. Mark AMA:s utformning framgår schematiskt av figur 9.1 nedan och de exakta måtten redovisas i bilaga B, se sidan 84.



Figur 9.1 Rörgravens utformning i optimeringsmodellen ILSD, med konstant bredd, samt enligt typritning 134 i Mark AMA-72.

För att belysa rörgravens inverkan på dimensioneringen har en separat ledningssträcka kostnadsberäknats för de båda utformningarna vid olika rördiametrar. Anläggningskostnaden är fördelad på schakten, själva ledningen och uppströmsbrunnen, enligt figur 9.2. Förutsättningarna är ledningslängden 70 m, plan mark, minsta täckdjupet 1,06 m, råhetsfaktorn n=0.012, ett dimensionerande

flöde om 140 1/s samt att rörgraven fordrar bergsprängning. Eftersom å-priserna vid sprängningen är konstanta och oberoende av schaktdjupet, framgår även schaktvolymernas variation med rördiametern av figuren 9.2.



Figur 9.2 Fördelningen av kostnaderna mellan schakt, ledning och brunn både för rörgravsutformning enligt ILSD och Mark AMA -72, gällande en enskild ledningssträcka. (Q_{dim}=140 l/s, L=70 m, n=0.012, minsta täckdjup=1.06 m, plan mark, byggnationen äger rum i berg.)

Den minst kostnadskrävande ledningsdimensionen blir Ø 300 mm oavsett rörgravens utformning, vilket visar att konstant schaktbredd är fullt acceptabelt. Mark AMA kräver dock vid Ø 300 mm en större schaktvolym. (Skulle vi mot förmodan välja Ø 400 mm erhålles ingen skillnad av schaktvolymen.) En dimensionsökning till Ø 400 mm innebär för ILSD's del att förutom brunns- och ledningskostnaden så stiger även schaktkostnaden något. För Mark AMA:s del kommer däremot dimensionsökningen att resultera i att schaktkostnaden och volymen minskar. Det är således inte omöjligt att Mark AMA:s rörgrav skulle leda till en aning större känslighet med avseende på schaktningskostnaden. Sammanfattningsvis bedöms rörgravens utseende i ILSD trots allt vara fullt godtagbar.

9.3 Schaktkostnadens effekt på ledningsprofilen

Det kanske något oväntade resultatet att den optimala ledningsprofilen är okänslig för variationer i schaktkostnaderna kräver ytterligare diskussion. Eftersom profilen som helhet är komplicerad att få grepp på faller det sig därför naturligt att bryta ut och analysera en separat ledningssträcka.

Sträckan är i princip densamma som beskrivits i det föregående avsnittet 9.2, dvs L=70 m, n=0.012 och anläggningen kräver bergsprängning. Ledningen har förutsatts kunna vara belägen såväl längst uppströms som längst nedströms i systemet. Förutsättningarna har därför varierats enligt tabell 9.1. Sträckor belägna mitt på systemet är svåra att analysera eftersom de är beroende av omgivande ledningar på båda sidor och därmed inte så överskådliga.

Tabell 9.1 Dimensioneringsförutsättningar för analysen av den separata ledningssträckan i anslutning till vårt testsystem.

Ledningens	Q _{dim}	Marklutning	Minsta	ala a su de la construcción de la c
i systemet	(m ³ /s)	(⁰ /00)	(m)	
uppströms	0.140	0	1.06	
	0.140	17.4	1.06	
nedströms	0.700	0	1.06	
	0.700	0	2.12	

Anläggningskostnaderna har beräknats för rördimensionerna 225, 300, 400, 500, 600, 800 och 1000 mm. Dessutom har schaktningskostnaderna multiplicerats med faktorn 0.1, 1, 10 och 100. Resultatet framgår av kurvorna i figur 9.3 nedan.



Figur 9.3 Anläggningskostnaden som funktion av rördiametern vid olika à-priser på schakt för en separat ledningssträcka (L=70 m) då bergsprängning krävs. (Omfattar lednings-, schakt- och brunnskostnad.)

Kurvnumreringens sista siffra har innebörden: Q_{dim}= 140 l/s, min.täckdjup=1.06 m, marklutningen =0 0/00 1. =1.06 ", 2. 11 140 " =17.4 " 11 5 =1.06 ", 11 700 11 3. 11 =0 _11_ 11 " =2.12 ". 11 700 11 =0 4. Kurvnumreringens föregående siffror anger à-priserna hos schakten enligt: $01 - 8:30 \text{ kr/m}^3$, $1 - 83 \text{ kr/m}^3$; $10 - 830 \text{ kr/m}^3$; $100 - 8300 \text{ kr/m}^3$. Uppströmsledningen med Q_{dim} =140 l/s antar i nästan samtliga fall dimensionen Ø 300 mm som den minst kostnadskrävande lösningen, se kurvorna till vänster i figur 9.3. Endast då à-priserna för schakt är mycket låga, se kurva 011, kan vi nöja oss med Ø 225 mm. Ansätts à-priserna i stället så att ledningskostnaden så småningom kan betraktas som försumbar avslöjas att schaktvolymen blir minimal vid just Ø 300 mm (kurva 1001). Valet på översta ledningssträckan borde således falla på antingen Ø 225 eller mera troligt Ø 300 mm.

Som en anmärkning kan nu framföras att Ø 400 mm ofta förekommer längst uppströms i de optimala ledningsprofiler som redovisats i denna studies kapitel 7. Så är t ex fallet vid markalternativ 1 och 2, dvs då vi har plan mark respektive normal marklutning. Man måste då komma ihåg att den optimala profilen minimerar kostnadssumman för samtliga ingående sträckor. Genom att välja Ø 400 mm och därmed en till synes onödig kostnadsökning kan tydligen besparingar göras på sträckorna nedströms.

Om vi återgår till den separerade uppströmssträckan och tilldelar markytan lutningen 17.4 $^{O}/oo$ så kommer rördiametern som svarar mot minsta kostnaden att bete sig i likhet med vad som beskrivits ovan vid helt plan mark. En skillnad är att minimipunkten nu verkar mera stabil, jämför t ex kurvorna 102 och 101 (i figur 9.3). Naturligtvis beror detta på att minsta täckdjupet kan hållas längs hela ledningen för just Ø 300 mm. I de optimala ledningsprofilerna, se kapitel 7, för de topografiska alternativen 3 och 4, dvs kuperad terräng och brant marklutning, föredras således rördiametern Ø 300 mm. Detta speglar tydligt innebörden i det djupare minimat.

Av alla ledningssträckorna i hela systemet kan i verklig mening endast utloppsledningen analyseras separat. I våra optimala profiler, se kapitel 7, ligger denna ledning som oftast iögonfallande brant. Förklaringen är att inga andra sträckor påverkas av vilken rördimension som väljs här.

Av figur 9.3:s högra del framgår att de optimala dimensionerna vid Q_{dim} =700 l/s antingen är Ø 400, Ø 500 eller Ø 600 mm beroende på antagen schaktkostnad. (Det verkar ju rimligt att flödet

700 l/s medför ökade optimala dimensioner jämfört med 140 l/s som gällde uppströmsledningen.) Om vi antar att ledningens uppströms hjässnivå hamnar 1.06 m (=min. täckdjup) under markytan så varierar optimala rördiametern enligt ovan då schaktkostnaden multipliceras med faktorn 0.1, 1 respektive 10. Denna kostnadskänslighet framgår av kurvorna 013, 13 samt 103.

Om minsta täckdjupet ökas med en faktor 2 till 2.12 m så finner man att även vid mycket höga schaktkostnader så stannar den optimala diametern på 500 mm. Täckdjupet medför så stora kostnader i sig att vinsten av en större ledningslutning blir marginell, jämför kurvorna 1003 och 1004.

I samtliga våra optimala ledningsprofiler i kapitel 7 får utloppsledningen, L=30 m, dimensionen Ø 500 mm. Så blir även fallet för kurvorna 13 och 14 i figur 9.3 trots att ledningslängden här är 70 m. Någon närmare analys av ledningslängdens inverkan görs inte i denna studie.

9.4 Kort om när ledningsprofilen varierar med schaktkostnaden

För att på ett generellt och entydigt sätt kunna klarlägga varför vi ibland får olika profiler beroende på schaktens à-priser är långt ifrån enkelt och skulle därför kräva ytterligare beräkningsunderlag. Problemet är komplext eftersom variablerna inte är oberoende. Dessutom är det i vissa fall tillfälligheter som kan komma att fälla avgörandet.

I denna studie har utnyttjats ledningsdiametrarna 225, 300, 400, 500, 600 och 800 mm. Om vi skulle tillåta diskreta dimensioner^{*)} med tätare mellanrum torde chansen öka för att få ledningsprofiler som är differentierade. Detta är en följd av att det framstår som mindre givet exakt vilken dimension som är den optimala. (Skulle däremot endast t ex Ø 400 mm vara tillgänglig blir det ju omöjligt att över huvud taget erhålla något kostnadsberoende.)

^{*)} Nilsdal (1981) beskriver även några optimeringsmodeller vilka behandlar ledningsdiametern som kontinuerlig variabel.

Optimeringsberäkningarna med ledningar som har högre strömningsmotstånd visar tendensen att lättare ge olika profiler. Förklaringen kan ligga i diametrarnas kapacitetsintervall som är mindre vid hög ledningsråhet. Resultatet blir en effekt liknande vad som beskrivits ovan.

Ytterligare en förklaring kan ges om vi återvänder till föregående avsnitt och figur 9.3 på sidan 68. Kurvorna 013, 13 och 103 (Q_{dim}=700 l/s; n=0.012) visar att den optimala ledningsdiametern varierar tydligt med schaktens à-priser. Stort flöde i kombination med lågt strömningsmotstånd kan teoretiskt sett betraktas såsom jämförbart med ett mindre flöde i en ledning som har hög råhet^{*)}.

Avslutningsvis kan vi studera vad som gäller för testsystemet vid plan mark (markalternativ 1 och 5). Både då ledningsprofilen tilllåts spela fritt och då utloppet fixeras på nivån +28.52 m fås ej någon inverkan av schaktkostnaden, se figurerna 7.2 (sid 45) och 7.10 (sid 53). Genom att i stället föreskriva låsningsnivån till +28.22 m kan vi få kostnadskänsligheten att slå igenom så att de optimala lösningarna resulterar i två separata profiler. Både den optimala ledningsprofilen i berg och den i friktionsmaterial redovisas i figuren 9.4 på nästa sida. Anläggningskostnaderna uppgår till 148 respektive 240 kkr. En återblick i figur 8.1 på sidan 55 ger för handen att dessa kostnader som sig bör hamnar mellan vad markalternativen 1 och 5 kräver.

^{*)} Kurvorna i figur 9.3's högra del kan även erhållas vid dimensionering med Q_{dim}=140 l/s om ledningsråheten samtidigt ökas till n=0.060. Detta bekräftar tendensen om ökad kostnadskänslighet med ökad råhet även om n=0.060 (M≅17) i och för sig är orealistiskt.



Figur 9.4 Optimala ledningsprofiler för plan mark med utloppsledningen låst på nivån +28.22 m.

9.5 Konvergerar ILSD-beräkningarna tillförlitligt?

Rubriken är formulerad till en fråga som inte är speciellt lätt att besvara med ett entydigt ja. Problemet har berörts sporadiskt i vissa tidigare avsnitt där det bl a framgår att indata såsom brunnsinkrementens antal och storlek har en avgörande betydelse för hur beräkningarna konvergerar. ILSD's upphovsman professor B.C. Yen hävdar att om den slutligt optimala ledningsprofilen hamnar inom den i första iterationen antagna korridoren så borgar detta för att vi funnit globalt optimum. ILSD-lösningen är i så fall identisk med den profil som kräver de minsta anläggningskostnaderna och som skulle bli resultatet om vi hade haft tid och ork att kostnadsberäkna samtliga tänkbara ledningskombinationer.

För vårt testsystem uppfylls professorns villkor i samtliga beräkningsfall, vilket då torde tyda på att fullgod konvergens uppnås. Att så är fallet stöds även i viss mån av att de konventionella lösningarna i stort stämmer överens med de optimala. Denna jämförelse garanterar naturligtvis inte global optimalitet men styrker att något allvarligare fel inte förekommer i optimeringsprogrammet. En jämförelse av anläggningskostnaderna tyder också på ett rimligt resultat. ILSD-profilen kräver nämligen i de flesta fall en något mindre kostnad. Ovan nämnda resultat måste tolkas så att optimeringsberäkningen DDDP konvergerar riktigt i flertalet situationer om indata ges på ett övertänkt sätt.

Ett undantag har emellertid uppmärksammats i denna studie. Den optimala ILSD-profilen vid normal marklutning och byggnation i berg (ledningsråheten n=0.014), se bilaga A2 på sidan 79, antar som sig bör en Ø 500 mm's ledning på utloppssträckan. I avsnitt 9.3 har vi klargjort att detta måste vara den ekonomiskt sett bästa lösningen. Det verkade därmed inte helt korrekt när vi i en första beräkning kunde konstatera en ledningsprofil enligt figur 9.5 på nästa sida. Utloppssträckan erhöll dimensionen Ø 600 mm, vilket alltså uppenbarligen ej motsvarar den globalt optimala ledningsprofilen. Vid en närmare kontroll visade det sig att dimensionen på sträckan 5 antar Ø 600 mm i ILSD-beräkningens första iteration. Detta medför således att även utloppsledningen måste vara åtminstone Ø 600 mm i beräkningarnas inledning.



Figur 9.5 Den först beräknade men uppenbarligen ej globalt optimala ledningsprofilen för normal marklutning vid byggnation i berg (n=0.014).

Eftersom lutningsskillnaden är stor mellan Ø 500 och Ø 600 mm så kommer beräkningen aldrig åt den globala lösningen. En härtill bidragande orsak är brunnsinkrementet som ju minskar med antalet iterationer. Genom att dubblera det initiella inkrementet kunde vi få beräkningarna att konvergera riktigt. Systemets anläggningskostnad minskade nu samtidigt från 212 till 209 kkr.

Man bör således vara medveten om att ILSD i nuvarande form inte alltid garanterat konvergerar på ett tillförlitligt sätt. Det är förmodligen inte ofta som ett fel är så lätt att upptäcka som det ovan beskrivna. För att känna sig säkrare skulle det därför kanske vara gynnsamt att optimeringsberäkna med utgångspunkt från flera storlekar på det initiella brunnsinkrementet.

10 TANKBARA MODELLMODIFIERINGAR AV ILSD

10.1 Ledningssystemets storlek

Den längsta huvudledningskedjan som ILSD rår på består av nio ledningar. Vid praktisk dimensionering kan ofta större system föreligga med en förgrening som inte ryms inom det layoutmönster som i nuvarande ILSD-version omfattar 5x10 brunnar. Det är förmodligen speciellt i dessa mera komplicerade fall som optimeringsmodellen ILSD torde komma bäst till sin rätt. Visserligen kan man tänka sig att via en välmotiverad indelning av det aktuella stora ledningssystemet lösa problemet genom upprepade ILSD-körningar. Förfarandet ger dock upphov till viss tveksamhet vad gäller slutresultatets optimalitet.

En tänkbar modifiering av modellen skulle alltså vara att utöka matriserna i programmet så att även större ledningssystem kan dimensioneras. Detta är enligt ILSD-manualen, genom programmets struktur, möjligt att genomföra utan att stöta på alltför omfattande problem.

10.2 Ett amerikanskt dimensioneringskriterium

Ett diskutabelt dimensioneringskriterium som tillämpas i ILSD är kravet om att ledningarnas diameter inte får minska i nedströms riktning. Konsekvensen av detta blir bl a att under optimeringsprocedurens tio iterationer endast någon enstaka ledningsdimension kan ändras i strävan efter en mindre anläggningskostnad. Exempelvis medför en ökad dimension i systemet att kanske samtliga nedströms belägna ledningar måste ökas på. De optimala dimensionerna ges därför mer eller mindre direkt i första iterationen varefter önskad kapacitet justeras via lutningarna. Eftersom villkoret inte är praxis vid svensk VA-dimensionering borde det kanske strykas.

En fördel med att helt koppla bort villkoret skulle vara att ILSDlösningen då med största sannolikhet borde kunna betraktas som mera globalt optimal. Påståendet förklaras i samband med ett kortare exempel som beskrivs i anslutning till figur 10.1.



Figur 10.1 Alternativa ledningsprofiler i optimeringsberäkningen för att beräkningsmässigt ta sig från brunn A, via brunn B, till brunnen C och nivån 2.

Vi utgår från uppströmsbrunnen A och betraktar de två olika alternativ som DDDP tillåter ledningsprofilen att anta för att nå fram till den mellersta brunnsanslutningsnivån (2) i brunnen C. Den ena tänkbara profilen består således av ledningsdimensionerna \emptyset_1 och \emptyset_4 och den andra av \emptyset_2 och \emptyset_3 . Till grund för den fortsatta lösningen (utgående från brunn C) ligger då det av alternativen som medför den minsta anläggningskostnaden mellan brunnarna A och C. Någon hänsyn till att valet av \emptyset_4 medför att exempelvis dimensionen \emptyset_3 inte kan användas nedström i den fortsatta beräkningen tas alltså inte.

Observeras bör att om villkoret avlägsnas så kommer antalet alternativ som DDDP måste prova att öka så att lösningsförfarandet tar längre tid. Man bör också ha i åtanke att det enbart är i speciella fall som minskade diametrar i nedströmsriktningen överhuvudtaget kan förekomma och vara ekonomiskt fördelaktiga i den ledningsprofil som slutlösningen utgör.



Övriga optimala ledningsprofiler (n=0.014)



(Ledningssystemets förgrening och numrering)

 G^{ij}



A-1

Plan mark utan lutning; råhetsfaktorn n=0.014.





Normal marklutning; råhetsfaktorn n=0.014.



A-3

Kuperad terräng; råhetsfaktorn n=0.014.





Brant marklutning; råhetsfaktorn n=0.014.

Č.





Plan mark med låst utloppsnivå; råhetsfaktorn n=0.014.

BILAGA B

Ledningsgraven för en rörledning.

Utdrag ur Mark AMA 72, typritning 134. (Släntens lutning är 5:1 enligt sid 152 i Mark AMA.)

.



Rörledning I jord Rörledning i berg Stakningslinje Stakningslinje I dı d₁ ĥ b,

And the second sec	
Ledningsdimension dı (mm)	Bottenbredd bi (m)
<100	0.6
150	0.6
200, 225	0.7.
250	0,7
300	0,8
400	0,9
500	1,2
600	1,3
800	1,6
1 000	1,8
1 200	2,1
1 400	2,3
1 600	2,5

För mellanliggande dimensioner interpoleras bredder rätlinjigt och avrundas uppåt till närmaste 0,1 m.

BILAGA C

Anläggningskostnadens minskning samt ledningsdimensionsändringar

under iterationerna vid byggnation i berg

*



BILAGA D

.

Utdrag ur Göteborgs VA-verks à-prislista (1981-01-01)

.

		à-priser 1981		
Vorksomhoter, material m m	Enhet	Material	Arbeten	Summa
			-	
SCHAKT				
	1 1			Character
GRAVMASKINSARBETE I SLÄNTAD SCHAKT, materialgruppsbemänning Uppläggning på bil				
0-4 m djup				
Materialgrupp 1, 2 och 3 a	_m 3			15
Materialgrupp 3 b	" ³			18
Materialgrupp 4	m ³			21
<u>4-6 = djup</u>				
Materialgrupp 1, 2 och 3 a	۳3			27
Materialgrupp 3 b	3			31
Materialgrupp 4	m ³			36
	- 1			
		999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 999 - 99	984 ⁹⁶ 69 <u>7699999999999999999999999999999999</u>	
BETONGRÔR				
Na-rör inkl gummiring				
225 mm	m	46	122	168
300 mm	m	63	134	197
400 mm	m	110	146	256
500 mm Djup 2,5 m	m	203	160	363
3,0 m	m	215	160	375
4,0 🖬	ш	227	160	387
5,0 m	п	239	160	399
6,0 m	m	254	160	414
	1 1	ł		ı

Schakt- och rörkostnader (à-priser).

D**-**1

	To be t	à-priser 1981		
verksonneter, material m m	Lnnet	Material	Arbete	Summa
600 mm Djup 2,5 m	m	243	170	413
3,0 m	m	252	170	422
4,0 m	m	270	170	440
5,0 m	m	282	170	452
6,0 ш	п	299	170	469
800 mm Djup 2,5 m	п	377	200	577
3,0 m	m	397	200	597
4,0 m	m	428	200	628
5,0 m	m	449	200	649
6,0 ш	m	475	200	675
NEDSTIGNINGSBRUNNAR Gummiringsfogade kompletta inkl støge och betäckning Ø 1000 mod rakt genomlopp ≤ Ø 225 - Ø 400				
Djup 1,5 m	st	2.280	550	2.830
2,0 п	st	2.615	600	3.215
2,5 ¤	st	2.810	650	3.460
3,0 m	st	3.025	700	3.725
3,5 🔤	st	3.215	750	3.965
4,0 m	st	3.400	800	4.200
4,5 m	st	3.600	850	4.450
5,0 m	st	3.840	900	4.740
Tillägg för större genomloppsdimension				
ø 500 – ø 500	st	555	-	555
ø 600 – ø 600	st	705	-	705
ø 800 – ø 800	st	1.300	-	1.300

Rör- och brunnskostnader (à-priser).

BETECKNINGAR

Α	rörledningens tvärsnittsarea
a, b, c	konstanter för beräkning av den translaterade hydrografen (se sid 13)
СТН	Chalmers Tekniska Högskola
DDDP	diskret differentiell dynamisk programmering
DT	tidssteget i optimeringsmodellen
d	ledningsdiametern
F ₂₁ (i)	minsta kumulerad kostnad t o m brunn 21 (se sid 18)
F ₃₁ (1)	minsta kumulerad kostnad t o m brunn 31 och nivån S ₃₁ (1)
Н	schaktdjupet
H _{min}	minsta tillåtna täckdjup
ILSD	Illinois Storm Drainage
i	räknare som anger brunnsnivån i DDDP
K(S ₂₁ (i))	anläggningskostnad mellan brunnarna 21 och 31 (se sid 18)
k	ekvivalenta sandråheten
konst	$A M R^{2/3}$
L	ledningslängden
М	Mannings tal
n	Mannings råhetskoefficient (n=1/M)
Р	våta perimetern; π d för cirkulär sektion
Q _{dim}	dimensionerande flödet
Q _{kap}	ledningskapaciteten
Q _{max}	flödeshydrografens största värde
Q1, Q2, Q3	inloppshydrografens flöde då t = T1, T2 resp T3 (se sid 13)
QT	utloppshydrografens flöde då t = TT
R	hydrauliska radien (A/P); d/4 för cirkulär sektion
S ₂₁ (i),S ₃₁ (i)	brunnsnivåer i brunn 21 resp 31 (se sid 17)

S	ledningslutningen; trycklinjens lutning
Δs	brunnsinkrementet i DDDP (se sid 17)
∆s _{max}	initiella brunnsinkrementet
T1, T2, T3	tidpunkter med distansen DT hos inloppshydrografen
TT	tidpunkt hos utloppshydrografen
t	tiden; tidpunkten
VBB	Vattenbyggnadsbyrån
V	flödeshastigheten (Q/A)
v _{max}	högsta tillåtna flödeshastighet (9.0 m/s)
v _{min}	lägsta tillåtna flödeshastighet (0.6 m/s)
Х	(TT-T2)/T3-T1) (se sid 13)
Ø	symbol för ledningsdiametern (d)
φ	trycklinjens tillåtna lutning relativt ledningen (≅H/L; se sid 60)

LITTERATURFORTECKNING

- Arnell, V. (1974): Intensitet-varaktighetskurvor för häftiga regn i Göteborg under 45-årsperioden 1926-1971. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen, Meddelande nr 5, Göteborg.
- Byggandets Samordning, (1972): Mark AMA 72, Allmän material- och arbetsbeskrivning för markarbeten. Stockholm.
- Cederwall, K.; Larsen, P. (1976): Hydraulik för väg- och vattenbyggare. Liber läromedel, Lund.
- Grönlund, J.O.; Larsson, M. (1982): Kapacitetsanalys av ett dagvattensystem i centrala Göteborg. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Examensarbete 1982:1, Göteborg.
- Huber, W.C.; Heaney, J.P.; Nex, S.J. (1981): Storm Water Management Model User's Manual, Version III, US EPA Report in Press, Cincinnati, Ohio.
- Johansson, S-E.; Samuelson, L.A. (1977): Industriell kalkylering och redovisning. 3:e upplagan. P A Norstdt & Söner, Stockholm.
- Lindvall, G. (1982): Energiförluster i ledningsbrunnar. Litteraturstudie. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen, Meddelande nr 65, Göteborg.
- Nilsdal, J-A.; Sjöberg, A. (1979): Dimensionerande regn vid höga vattenstånd i Göta älv. Intensitets- varaktighets- vattenståndskurvor för Göteborg. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för Vattenbyggnad, Report Series B:16, Göteborg.
- Nilsdal, J-A. (1981): Teknisk-ekonomisk dimensionering av avloppsledningar. En litteraturstudie om datormodeller. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:27, Göteborg.

- Nilsdal, J-A. (1983): Källaröversvämning i samband med regn. Lokalisering och inventering av ett översvämningsskadedrabbat bostadsområde i Göteborg. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forskningsgruppen, Göteborg. (under utarbetning)
- NIVA, Norsk institutt for vannforskning, (1979): Dimensionering og planleggning av avløpssystem. Brukarinstruks for NIVA-NETT. 3:e utgave, Report 0-78079, Oslo.
- Nyström, S. (1982): Kommuns skadeståndsansvar mot VA-abonnent för översvämningsskador. Chalmers tekniska högskola, Geohydrologiska forksningsgruppen, Meddelande nr 67, Göteborg.
- Penning-Rowsell, E.C.; Chatterton, J.B. (1977): The Benefit of Flood Alleviation - A manual of assessment techniques. Saxon House, Farnborough, England.
- Sjöberg, A. (1976): Beräkning av icke stationära flödesförlopp i reglerade vattendrag och dagvattensystem. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Meddelande nr 87, Göteborg.
- Sjöberg, A.; Lundgren, J.; Asp, T.; Melin, H. (1979): Manual for ILLUDAS (Version S2). Ett datorprogram för dimensionering och analys av dagvattensystem. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:14, Göteborg.
- Sjöberg, A. (1981): The Sewer Network Models DAGVL-A and DAGVL-DIFF. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:28, Göteborg.
- Stephenson, D. (1981): Pipeline Design for Water Engineers. Developments in Water Science -15. Second Edition, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.

- Strandner, H. (1983): ILL-DIFF. Ett datorprogram för sammankoppling av ILLUDAS och DAGVL-DIFF. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för vattenbyggnad, Report Series B:38, Göteborg.
- Tang, W.H.; Mays, L.W; Yen, B.C. (1975): Optimal Risk-Based Design of Storm Sewer Networks. Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. EE3, pp. 381-398, June 1975.
- Tung, Y-K.; Mays, L.W. (1980): Risk Analysis for Hydraulic Design. Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol 106, No HY5, pp 893-913, May 1980.
- VAV, Svenska vatten- och avloppsverksföreningen, (1976): Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar. Publikation VAV P28, Stockholm.
- Yen, B.C.; Ang, A. H-S. (1971): Risks Analysis in Design of Hydraulic Projects. Proceedings of the International Symposium on Stochastic Hydraulics, held at University of Pittsburgh, pp 694-709, 1971.
- Yen, B.C.; Wenzel, H.G.; Mays, L.W.; Tang, W.H. (1976): Advanced Methodologies for Design of Storm Sewer Systems. University of Illinois at Urbana-Champaign, Water Resources Center, Research Report No. 112, Urbana.

Department of Hydraulics Chalmers University of Technology

Report Series A

- A:1 Bergdahl, L.: Physics of ice and snow as affects thermal pressure. 1977.
- A:2 Bergdahl, L.: Thermal ice pressure in lake ice covers. 1978.
- A:3 Häggström, S.: Surface Discharge of Cooling Water. Effects of Distortion in Model Investigations.1978
- A:4 Sellgren, A.: Slurry Transportation of Ores and Industrial Minerals in a Vertical Pipe by Centrifugal Pumps. 1978.
- A:5 Arnell, V.: Description and Validation of the CTH-Urban Runoff Model. 1980.
- A:6 Sjöberg, A.: Calculation of Unsteady Flows in Regulated Rivers and Storm Sewer Systems. (in Swedish). 1976.
- A:7 Svensson, T.: Water Exchange and Mixing in Fjords. Mathematical Models and Field Studies in the Byfjord. 1980.
- A:8 Arnell, V.: Rainfall Data for the Design of Sewer Pipe Systems. 1982.
- A:9 Lindahl, J. och Sjöberg, A.: Dynamic Analysis of Mooring Cables. 1983.
- A:10 Nilsdal, J-A.: Optimeringsmodellen ILSD. Beräkning av topografins inverkan på ett dagvattensystems kapacitet och anläggningskostnad. 1983.

Report Series B

- B:1 Bergdahl, L.: Beräkning av vågkrafter. 1977. (Ersatts med 1979:07).
- B:2 Arnell, V.: Studier av amerikansk dagvattenteknik. 1977.
- B:3 Sellgren, A.: Hydraulic Hoisting of Crushed Ores. A feasibility study and pilot-plant investigation on coarse iron ore transportation by centrifugal pumps. 1977
- B:4 Ringesten, B.: Energi ur havsströmmar. 1977.
- B:5 Sjöberg, A. och Asp, T.: Brukar-anvisning för ROUTE-S. En matematisk modell för beräkning av icke-stationära flöden i floder och kanaler vid strömmande tillstånd. 1977.
- B:6 Annual Report 1976/77.
- B:7 Bergdahl, L. and Wernersson, L.: Calculated and Expected Thermal Ice Pressures in Five Swedish Lakes. 1977.
- B:8 Göransson, C-G and Svensson, T.: Drogue Tracking -Measuring Principles and Data Handling.
- B:9 Göransson, C-G.: Mathematical Model of Sewage Discharge into confined, stratified Basins - Especially Fjords.
- B:10 Arnell, V. och Lyngfelt, S.: Beräkning av dagvattenavrinning från urbana områden. 1978.
- B:11 Arnell, V.: Analysis of Rainfall Data for Use in Design of Storm Sewer Systems. 1978.
- B:12 Sjöberg, A.: On Models to be used in Sweden for Detailed Design and Analysis of Storm Drainage Systems. 1978.
- B:13 Lyngfelt, S.: An Analysis of Parameters in a Kinematic Wave Model of Overland Flow in Urban Areas. 1978.
- B:14 Sjöberg, A. and Lundgren, J.: Manual for ILLUDAS (Version S2). Ett datorprogram för dimensionering och analys av dagvattensystem.
- B:15 Annual Report 1978/79.
- B:16 Nilsdal, J-A. och Sjöberg, A.: Dimensionerande regn vid höga vattenstånd i Göta älv.
- B:17 Stöllman, L-E.: Närkes Svartå. Hydrologisk inventering. 1979.
- B:18 Svensson, T.: Tracer Measurements of Mixing in the Deep Water of a Small, Stratified Sill Fjord.
- B:19 Svensson, T., Degerman, E., Jansson, B. och Westerlund,S.: Energiutvinning ur sjö- och havssediment. En förstudie. R76:1980.

Report Series B

- B:20 Annual Report 1979
- B:21 Stöllman, L-E.: Närkes Svartå. Inventering av vattentillgång och vattenanvändning. 1980.
- B:22 Häggström, S. och Sjöberg, A.: Effects of Distortion in Physical Models of Cooling Water Discharge. 1979.
- B:23 Sellgren, A.: A Model for Calculating the Pumping Cost of Industrial Slurries. 1981.
- B:24 Lindahl, J.: Rörelseekvationen för en kabel. 1981.
- B:25 Bergdahl, L. och Olsson, G.: Konstruktioner i havet. Vågkrafter-rörelser. En inventering av datorprogram.
- B:26 Annual Report 1980.
- B:27 Nilsdal, J-A.: Teknisk-ekonomisk dimensionering av avloppsledningar. En litteraturstudie om datormodeller. 1981.
- B:28 Sjöberg, A.: The Sewer Network Models DAGVL-A and DAGVL-DIFF. 1981.
- B:29 Moberg, G.: Anläggningar för oljeutvinning till havs. Konstruktionstyper, dimensioneringskriterier och positioneringssystem. 1981.
- B:30 Sjöberg, A. och Bergdahl, L.: Förankringar och förankringskrafter. 1981.
- B:31 Häggström, S. och Melin, H.: Användning av simuleringsmodellen MITSIM vid vattenresursplanering för Svartån.
- B:32 Bydén, S. och Nielsen, B.: Närkes Svartå. Vattenöversikt för Laxå kommun. 1982.
- B:33 Sjöberg, A.: On the stability of gradually varied flow in sewers. 1982.
- B:34 Bydén, S. och Nyberg, E.: Närkes Svartå. Undersökning av grundvattenkvalitet i Laxå kommun.
- B:35 Sjöberg, A. och Mårtensson, N.: Regnenveloppmetoden. En analys av metodens tillämplighet för dimensionering av ett 2-års perkolationsmagasin.
- B:36 Svensson, T. och Sörman, L-O.: Värmeupptagning med bottenförlagda kylslangar i stillastående vatten. Laboratorieförsök
- B:37 Koltransporter och kolhantering. Lagring i terminaler och hos storförbrukare. Anders Mattsson. (Delrapport).
- B:38 Strandner, H.: ILL-DIFF. Ett datorprogram för sammankoppling av ILLUDAS och DAGVL-DIFF, 1983.

Report Series B

- B:39 Svensson. S. och Sörman, L-O: Värmeupptagning med bottenförlagda slangar i rinnande vatten. Laboratorieförsök.
- B:40 Mattsson, A.: Koltransporter och kolhantering. Lagring i terminaler och hos storförbrukare. Kostnader. Delrapport 2.
- B:41 Häggström, S. och Melin, H.: Närkes Svartå. Simuleringsmodellen MITSIM för kvantitativ analys i vattenresursplanering. Inst.f.Vattenbyggnad, CTH. Series B:41. Göteborg 1983.
- B:42 Seminarium om miljöeffekter vid naturvärmesystem. Dokumentation sammanställd av Stig Hård, VIAK AB.
