TRAFIKVERKET

RÅD

Avvattningsteknisk dimensionering och utformning - MB 310

TDOK 2014:0051

Version 1.0

2014-05-01

TRAFIKVERKET

RÅD

Skapat av (namn och organisatorisk enhet)	Dokument-ID	Version
Billberger Magnus, IVtbo	TDOK 2014:0051	1.0
Fastställt av	**Dokumentdatum**	
Chef VO Investering	2014-05-01	

Dokumenttitel

Avvattningsteknisk dimensionering och utformning - MB 310

Innehållsförteckning

Syfte 4
Omfattning 4
Definitioner och förkortningar 4
1 Avvattningens huvudsyften 7
1.1 Allmänt 7
1.2 Arbetsgång 8
1.2.1 Arbetsgång dränförhållanden 12
1.2.2 Arbetsgång dagvattenlast 12
1.2.3 Arbetsgång naturflöde 12
2 Beräkning av dimensionerande last 13
2.1 Dränering 13
2.1.1 Bestämmande av dränförhållanden 13
2.1.2 Prövning avseende vattenverksamhet 14
2.2 Dagvatten 14
2.2.1 Dimensionerande flöde 14
2.2.2 Dimensionerande nederbörd 15
2.2.3 Avrinningskoefficient 16
2.2.4 Infiltration 17
2.3 Bortledning av insamlat dag- och dränvatten 17
2.4 Genomledning av naturflöde 18
2.4.1 Konsekvensutredning 18
2.4.2 Bestämmande av dimensionerande flöde 20
2.4.3 Beräkning av dimensionerande flöde *HQ* och *MHQ* 21
3 Åtgärdsstrategi och åtgärdsprinciper 23
3.1 Övergripande principer för avvattning 23
3.2 Höjdsättning 23
3.2.1 Utformning för att klara konstruktionsnivåer 23
3.2.2 Dimensionering för att klara bruksnivån 23
3.2.3 Nivåer som är högre än bruksnivån 23
3.3 Hantering av vatten som uppkommer inom väg- eller järnvägsanläggning 24
3.3.1 Kategori A 24

TRAFIKVERKET

RÅD

Skapat av (namn och organisatorisk enhet)	Dokument-ID	Version
Billberger Magnus, IVtbo	TDOK 2014:0051	1.0
Fastställt av	**Dokumentdatum**	
Chef VO Investering	2014-05-01	

Dokumenttitel

Avvattningsteknisk dimensionering och utformning - MB 310

3.3.2 Kategori B 24
3.3.3 Kategori C 25
3.4 Avvattningsplan 25
3.5 Åtgärder vid genomledning av flödet 25
3.5.1 Konsekvensklass 1 26
3.5.2 Konsekvensklass 2 26
3.5.3 Konsekvensklass 3 26
4 Dimensionering och höjdsättning 26
4.1 Hydrauliska beräkningar av trummor 26
4.1.1 Val av dimension, lutning och höjdläge 26
4.1.2 Kritiskt djup 28
4.1.3 Energiekvationen 28
4.1.4 Beräkningsgång maxflödesdimensionering för trummor med liten lutning 30
4.1.5 Kontroll mot andra dimensioneringskrav än höga flöden eller höga vattennivåer 32
4.1.6 Trummor med stor lutning 32
4.2 Hydraulisk beräkning av diken 32
4.3 Hydraulisk beräkning av ledningar 32
5 Bakgrund och motiv 33
5.1 Korta förklaringar och motiv till dimensioneringskraven 33
5.2 Extremflöden 34
5.3 Klimatförändringar 34
5.4 Avvattning av väg- eller banområde 34
5.4.1 Skada på anläggningen vid höga flöden 36
5.4.2 Rationella metoden, permeabla ytor och infiltration 36
5.4.3 Val av strategier, kravkriterier och kravnivåer 37
6 Bilagor 38
6.1 Beställning av flödesdata 38
6.2 Specifik medelavrinning, *Mq* 39
6.3 Flödeskapacitet för trummor 40
6.4 Nomogram för diken 44
6.5 Colebrooks formel för fyllda cirkulära ledningar 47
6.6 Beräkningsexempel: Väg på landsbygd 48
6.6.1 Identifiering av eventuella vattenskyddsobjekt 49
6.6.2 Bestämmande av befintligheter i tidigt skede: 49
6.6.3 Bestämmande av dränförhållanden 49

TRAFIKVERKET

RÅD

Skapat av (namn och organisatorisk enhet)	Dokument-ID	Version
Billberger Magnus, IVtbo	TDOK 2014:0051	1.0
Fastställt av	**Dokumentdatum**	
Chef VO Investering	2014-05-01	

Dokumenttitel

Avvattningsteknisk dimensionering och utformning - MB 310

6.6.4 Bestämmande av dagvattenlast 49
6.6.5 Bestämmande av konsekvensklass för genomledning av Spångbäcken 51
6.6.6 Bestämmande av dimensionerande flöde för genomledning av Spångbäcken 51
6.6.7 Dimensionering och utformning av trumma för genomledning 52
6.6.8 Utkast till avvattningsplan 56
6.7 Beräkningsexempel: Väg i urban miljö 57
6.7.1 Bestämmande av befintligheter 58
6.7.2 Bestämmande av dränförhållanden 58
6.7.3 Bestämmande av dagvattenlast 58
6.7.4 Insamling och bortledning av drän- och dagvatten 61
Referenser 62
Versionslogg 63

Syfte

MB 310 Avvattningsteknisk dimensionering och utformning är ett Trafikverksdokument och innehåller råd avseende dimensionering och utformning av avvattningsanläggningar för väg och järnväg.

MB 310 Avvattningsteknisk dimensionering och utformning ersätter VVMB 310 Hydraulisk dimensionering, VV publ. 2008:61.

MB 310 ansluter till TK Avvattning och TR Avvattning som beskriver krav och råd för Trafikverkets avvattningsanläggningar.

Detta dokument redogör för en metodik för beräkning och dimensionering av Trafikverkets avvattningsanläggningar som kan användas för att uppnå kravnivåer enligt TK Avvattning.

MB 310 används vid projektering av avvattningsanläggningar från och med den 1 maj 2014.

Kontaktpersoner för dokumentet är Magnus Billberger, IV Trafikverket.

Omfattning

MB 310 Avvattningsteknisk dimensionering och utformning ska utifrån dräneringsförhållanden tydliggöra principer för hur avvattningsbehov kan hanteras.

MB 310 Avvattningsteknisk dimensionering och utformning ger riktlinjer för hur avvattning i anslutning till väg- och järnvägsanläggningar dimensioneras och utformas.

MB 310 hanterar dränvatten, dagvatten och naturflöden. En väg- och järnvägsanläggning ska vara tillfredsställande dränerad så att bärighet och beständighet bibehålls. För dagvattnets del handlar det om att dess förekomst inte ska påverka väg- eller järnvägskonstruktionen och trafiken negativt. Naturflöden ska hanteras så att skador på konstruktioner, kringliggande mark eller miljön undviks. Lämplig höjdsättning av väg- eller järnvägsanläggningen är en avgörande förutsättning för utformning av en väl fungerande avvattningsanläggning.

Definitioner och förkortningar

Benämningar

avvattning	Uppsamling och avledning av dagvatten och dränvatten från väg-/bankroppen och dess omgivning.
avvattningssystem	Omfattar anläggningsdelar för att samla upp och avleda dagvatten och grundvatten, dvs. diken, dagvattenledningar, dräneringsledningar, brunnar, trummor etc.
bankropp	Del av järnvägs- och markanläggning som ligger mellan rälsöverkant (RÖK) och undergrund.

bruksnivå	Den högsta vattennivå som accepteras utan att vägens eller järnvägens brukbarhet påverkas. Bruksnivån kan avgöras av väg- eller bankroppens uppbyggnad, tekniska installationer i anläggningen, geotekniska förutsättningar, olycksrisk eller annat.
dagvatten	Tillfälligt vatten på ytan av mark eller konstruktion, t.ex. regnvatten, smältvatten, framträngande grundvatten.
delavrinningsområde	Avrinningsområde inom ett huvudavrinningsområde från vilket all ytvattenavrinning strömmar till en viss punkt i ett vattendrag
dränering	Avvattning av jord, byggnadsdelar o.d. genom avledning av vatten.
grundvatten	Vatten som fyller hålrum i jord och berg.
konstruktionsnivå	Den högsta vattennivå som accepteras för att väg eller bankroppen ska fungera utan att vägens eller järnvägens konstruktion skadas. Normalt är konstruktionsnivån 0,3 meter under terrassnivån.
konvektivt regn	Regn från moln som bildats genom konvektion. Konvektion är luftens rörelser orsakat av variationer i densitet hos olika luftmassor.
markavvattning	Åtgärder som utförs för att avvattna mark, när det inte är fråga om avledande av avloppsvatten, eller som utförs för att sänka eller tappa ur ett vattenområde eller för att skydda mot vatten, när syftet med åtgärden är att varaktigt öka en fastighets lämplighet för något visst ändamål.
medellågvattenföring	Aritmetiska medelvärdet av de lägsta årsvärdena på vattenföringen under en följd av år.
naturflöde	Naturligt förekommande flöden av vatten av såväl permanent karaktär (jfr vattendrag) som tillfälligt förkommande, såsom vissa smältvattenflöden, framströmmande grundvatten och även vissa grundvattenflöden.
rinntid	Den maximala tid det tar för en vattenpartikel inom ett avrinningsområde att ta sig till den punkt där allt vatten från området avleds.
undergrund	Del av mark till vilken last överförs från en grundkonstruktion för en byggnad, en bro, en vägkropp eller dylikt.
vandringshinder	Ett hinder som gör att fiskar, vattenlevande organismer och andra djur som använder ett vattendrag som vandringsstråk inte kan vandra sina naturliga vägar.
vattendrag	Vatten som rinner fram i naturliga fördjupningar, t.ex. en å, bäck, flod, eller älv.
vattengång	Inre bottenlinje i rörledning eller trumma.
vattenlast	Avser den last i termer av vattenhalter, grundvattennivåer, dagvattenmängder, flöden, hastigheter, nivåer med mera som behöver hanteras för säkerställandet av anläggningens funktion och beständighet.
vattenområde	Det område som täcks av vatten vid högsta förutsebara vattenstånd.

vattenverksamhet	Åtgärder som syftar till att förändra vattnets djup eller läge genom muddring, grävning eller rensning, uppförande av anläggningar i vattenområde genom utfyllnad, pålning eller gjutning, bortledande av grundvatten eller infiltration för att öka grundvattenmängden är per definition vattenverksamhet.
VISS	VattenInformationSystemSverige är en nationell databas där information om yt- och grundvattenförekomster samlas.
vägdagvatten	Dagvatten som uppkommer på vägytor och andra hårdgjorda ytor inom vägområdet. Vägdagvatten antas vanligen innehålla föroreningar.

Beteckningar

g	Tyngdacceleration 9,81 m/s^2.
H_x	Vattenytans nivå [m] i en sektion x i ett referenssystem
HHW	Högsta högvattenstånd [m]. Det högsta uppmätta eller beräknade vattenståndet
HQ_T	Högsta förväntad vattenföring [m^3/s] med återkomsttid T år
j	Överdjup [m]
LLQ	Lägsta lågvattenföring [m^3/s]
M	Mannings tal uttrycker den råhet som påverkar friktionsförlusterna vid beräkning med Mannings formel och ska väljas utifrån rörmaterial och den botten som kommer att utvecklas inne i trumman. Väljs normalt mellan M = 20-60.
MHQ	Medelhögvattenföring [m^3/s]. Medelvärdet av varje års högsta dygnsvattenförning.
MLQ	Medellågvattenföring [m^3/s]
MQ	Medelvattenföring [m^3/s]. Årsmedelvärde för lång period.
Mq	Specifik medelvattenavrinning [l/(s·ha)]
N	Avrinningsområde [km^2]
P_k	Korrigerad sjöprocent [%]
Q	Vattenföring [m^3/s]
q	Specifik avrinning [l/(s·ha)]
S	Sjöyta [km^2], totalt inom N
S_k	Korrigerad sjöyta [km^2], närmast uppströms belägna sjö
T	Återkomsttid [mån] eller [år]
U_x	Vattnets hastighet [m/s] i en sektion
y_x	Vattendjup [m]
z_x	Bottennivå i ett tvärsnitt på ett vattendrag

1 Avvattningens huvudsyften

1.1 Allmänt

Med avvattning avses här att förhålla sig till och vid behov vidta åtgärder för att omhänderta vatten som naturligt förekommer inom väg- och järnvägsanläggningar. Ur ett väg- och järnvägstekniskt perspektiv finns tre huvudsakliga frågeställningar som ska hanteras:

- **Dränvatten**

Väg- och järnvägskonstruktioner ska vara tillfredsställande dränerade. Dräneringen av vatten från väg- och järnvägskonstruktion ska säkerställa att bärighet (konstruktionslagrens styvhet) och beständighet bibehålls. Förekomst av vatten reducerar konstruktionslagrens styvhet liksom undergrundens bärighet. Förekomst av vatten kan också ge upphov till tjällyftning (och svåra deformationer vid tjällossning) samt ökar risken för materialtransport inom och ut ur konstruktionen.

Behovet av dränåtgärder bestäms dels av om det föreligger ogynnsamma dränförhållanden och dels av vilken höjdsättning som väljs för anläggningen. Det ska också beaktas att valet av konstruktionsmaterial har betydelse för behovet av dränåtgärder. För väg- eller järnvägsbank uppbyggd av vittringsbeständigt grovt stenmaterial torde i regel aldrig något dränbehov föreligga.

- **Dagvatten**

Uppsamling och avledning av dagvatten från väg- och järnvägsområde ska säkerställa att vattenlasten på väg- eller järnvägskonstruktionen inte leder till oönskade effekter på konstruktionen eller trafiken.

Med dagvatten avses tillfälligt förekommande, avrinnande vatten på ytan av mark eller konstruktion. Det är motiverat att skilja på dels dagvatten som förekommer på hårdgjorda ytor vilka är avsedda för trafik och där vattnet snarast leds bort och dels dagvatten som förekommer på andra ytor som inte akut påverkas negativt av förekommande vatten.

Avledning av dagvatten från hårdgjorda ytor tillgodoses genom ytans lutning. För närmare anvisningar se TRVK Vägars och gators utformning (TRV publikation 2012:179, 2012:180 och 2012:181).

- **Naturflöden**

Genomlopp av naturflöden förbi väg- och järnvägsområde ska utföras så att skador på konstruktionen, byggnadsverket, kringliggande mark, naturflödet eller naturflödets ekosystem undviks. Genom tillstånd enligt miljöbalkens 11:e kapitel kan dock vissa skador på miljön tolereras.

Med naturflöden avses vattendrag såsom bäckar, åar, älvar etc., men även sådana flöden som endast förekommer tillfälligt i samband stora nederbördsmängder eller snösmältning.

Frågeställningarna har viktiga gemensamma nämnare och behöver i regel behandlas med en helhetssyn. Vägens eller järnvägens höjdsättning kan påverka avledningssäkerheten för byggnader och ytor som ligger utanför vägområdet. Vid kraftig nederbörd, som ger större flöden än de som dagvattensystem har utformats för, kommer vatten att avledas uppe på markytan. Då kan vägen eller järnvägen bli en barriär som stoppar avrinnande vatten och medför risk för översvämning av byggnader och ytor uppströms. Omvänt kan

vägen eller järnvägen i vissa fall styra om och kanalisera flöden vilket kan medföra risk för erosions- och översvämningsskador nedströms.

Hanteringen av drän- och dagvatten och genomledning av naturflöden kan påverka grundvattennivåer, vattendrags hydromorfologi samt risken för förorening till följd av olyckshändelser. Hydromorfologi innefattar vattendragets kontinuitet, morfologi (hur vindlar sig vattendraget? hur varierar djupet? vilka egenskaper har bottnen? osv) och hydrologisk regim (hur varierar flödet över året? är vattendraget tidvis torrt? hur är flödestopparna i förhållande till normalflödet? osv) som utgör livsbetingelser för såväl vattenlevande som landlevande organismer i eller i närheten av vattenförekomster. Detta kan utgöra tillståndspliktig verksamhet (vattenverksamhet eller miljöfarlig verksamhet). Det ska alltid bedömas om vattenrelaterad miljöpåverkan kan uppkomma vilket i sin tur ska ligga till grund för beslut om avhjälpande åtgärder och/eller ansökan om tillstånd för verksamheten. De viktigaste påverkansformerna i detta sammanhang är:

- Dagvattenpåverkan i termer av flödestoppar och förorening. Fördjupning vad gäller problembeskrivning, behovsprövning, åtgärdsstrategier och val av åtgärd ges i TRV 2011:112, Vägdagvatten – råd och rekommendationer för val av miljöåtgärd.
- Påverkan på yt- eller grundvatten till följd av utsläpp av miljöfarligt ämne i samband med olycka eller annan motsvarande händelse. Fördjupning vad gäller problembeskrivning, behovsprövning, åtgärdsstrategier och val av åtgärd ges i TRV 2013:135, Yt- och grundvattenskydd
- Påverkan på grundvattennivåer såsom grundvattensänkning eller uppdämning.
- Eventuellt skapande av vandringshinder.

1.2 Arbetsgång

Avvattningsfrågor behöver hanteras med en helhetssyn. Faktorer till vilka hänsyn måste tas är påverkbara i olika grad och har i olika avseenden mer eller mindre avgörande betydelse för den slutliga lösningens utformning. I följande avsnitt beskrivs en rekommenderad arbetsgång som anger i vilken turordning och i vilka skeden olika information ska inhämtas, beräkningar ska göras och när olika beslut om åtgärdsval är lämpliga.

För eventuella vattenskyddsobjekt krävs alltid någon form av prövning om den aktuella väg- eller järnvägsanläggningen kommer att ha en påverkan. Ett vattenskyddsobjekt kan utgöras av skyddsområde för vattentäkt, Natura 2000-område eller annan skyddad natur. Uppgifter om sådana skyddade områden kan inhämtas via Naturvårdsverkets hemsida genom kartverktygen ”Skyddad Natur” och ”Sveriges Natura 2000-områden”. Vattenskyddsobjekt kan många gånger medföra avgörande begränsningar för vilken anläggning och vilka avvattningsåtgärder som kan byggas och ska därför behandlas redan från mycket tidiga skeden.

Förutom vattenskyddsobjekt så har de lokala dränförhållandena en överordnad betydelse för vilka avvattningstekniska åtgärder som kan behöva vidtas. Befintliga avvattningstekniska åtgärder såväl inom eventuell befintlig väg- eller järnvägsanläggning som inom omgivande mark behöver också identifieras. Innan befintligheter enligt ovan är karterade och beskrivna i termer av hur de kan påverka den aktuella avvattningssituationen är det inte särskilt meningsfullt att gå vidare med dimensioneringsberäkningar.

Dimensioneringsberäkningar som görs för bestämmande av dagvattenmängder och naturflöden utgår ifrån generella modeller och statistiska underlag. Riktigheten i resultaten begränsas därför av hur tillämpliga beräkningsmodellerna är för det aktuella området samt hur väl området representeras av den bakomliggande statistiken. En bedömning av beräkningsresultatens riktighet ska alltid göras med utgångspunkt från befintliga avvattningsåtgärder.

Vid nybyggnation och ombyggnation av anläggningar ska alltid befintliga omständigheter analyseras och bedömas. Observerad verklighet är bättre än de kvalificerade gissningar som beräkningsanvisningar utgör.

Behov av åtgärder för hanteringen av vatten varierar med topografi, jordartsförhållanden, markförhållanden, grundvattenförutsättningar med mera. Ett projekt bör därför delas in i karaktäristiska områden med var för sig någorlunda homogena förutsättningar. I nedanstående flödesschema är det främst de första tre punkterna som ger information som är avgörande för en sådan indelning.

Primär hantering av vägdagvatten är att låta detta avrinna till en gräsklädd vägslänt där det får infiltrera. Därmed minimeras påverkan på den hydrologiska balansen och normalt uppkommer inte några särskilda behov av flödesutjämning och flödesbegränsning. Dessutom är släntinfiltrationen en bra metod för rening av vägdagvatten, se Vägdagvatten – råd och rekommendationer för val av miljöåtgärd, TRV 2011:112.

Följande moment och turordning rekommenderas för arbetsgången. Observera att punktlistan nedan och den efterföljande figur 1.1 skiljer sig något i uppdelning och ska användas som komplement till varandra.

1) Identifiera eventuella vattenskyddsobjekt (Yt- och grundvattenskydd, TRV 2013:135)

   För samtliga vattenskyddsobjekt ska det prövas om anläggningen kan komma att utgöra ett hot. Med ”anläggning” avses här såväl de byggnationer och installationer som utförs inom järnvägsfastigheten eller vägområdet liksom de aktiviteter som förekommer på vägen eller järnvägen (trafiken och skötseln). Om anläggningen bedöms kunna utgöra ett hot så blir detta begränsande för vilka åtgärder för hanteringen av dag- och dränvatten som det finns utrymme för.

2) Bestäm befintligheter

3) Pröva dränförhållanden (avsnitt 2.1)

   Vid ogynnsamma dränförhållanden ska det prövas om det finns behov av särskilda dränåtgärder för hanteringen av förekommande grundvatten och infiltrerande dagvatten.

   Vid gynnsamma dränförhållanden kan det förutsättas att inga dränåtgärder är nödvändiga och att dagvatten kan infiltreras i enlighet med de beräkningar som anvisas i avsnitt 2.2.

4) Bestäm dimensionerande vattenlast (kapitel 2)

   a) Bestäm om behov av dränåtgärder föreligger

      Bestäms enligt avsnitt 2.1.

      Bestäm mängden dagvatten som uppkommer.

      Beräkningar enligt avsnitt 2.2.

b) Bestäm dimensionerande flöde och flödesförutsättningar

Bestäms enligt avsnitt 2.4.

5) Pröva förutsättningar för alternativa val av åtgärder (TRV 2013:135, TRV 2011:112)

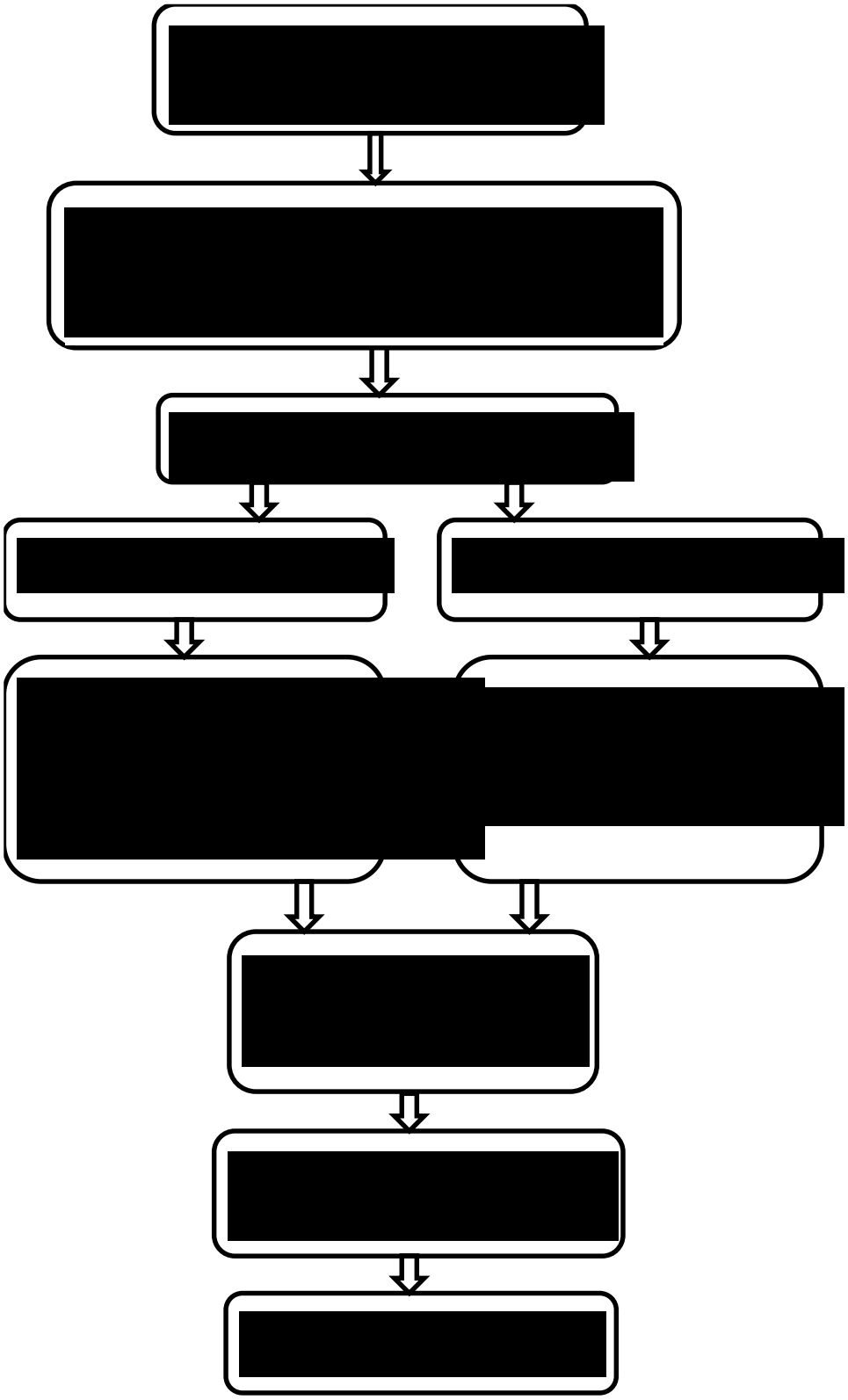
Vägledning ges i avsnitt 3.1 - 3.3.

a) Pröva möjligheterna att i första hand använda lösningar av typ A, i andra hand av typ B och i sista hand av typ C

b) Bestäm vilken konsekvensklass som är aktuell (avsnitt 2.4.1) och välj principer för genomledning (flödeskapacitet kontra konsekvenshantering)

6) Pröva om vattenverksamhet blir aktuell (Denna handbok avsnitt 2.1.2, TDOK 2011:359 Vattenverksamhet)

7) Välj komponenter för lösning



Figur 1.1 Centrala moment vid utförande av avvattningssystem.

1.2.1 Arbetsgång dränförhållanden

Redovisa topografiska förutsättningar. Lågområden och skärningar innebär ofta potentiellt ogynnsamma dränförhållanden, liksom närhet till vattendrag eller våtmarker.

Redovisa jordartsförhållanden. Täta jordarter kan ofta innebära ogynnsamma dränförhållanden.

1.2.2 Arbetsgång dagvattenlast

Här anges generella anvisningar för dagvattenhantering i vägsammanhang. För järnvägssammanhang rekommenderas en objektsanpassad arbetsgång.

Med utgångspunkt från avvattningsplanen delas vägområdet in i homogena delsträckor för vilka avledningen av dagvatten kan ske likartat.

För varje delområde bestäms dimensionerande dagvattenmängder med hänsyn tagen till hur stor andel av dagvattnet som infiltrerar inom vägslänt och vägdike (A-lösning, se kapitel 3).

För eventuella överskott av dagvatten (där förutsättningarna för infiltration inom vägslänt inte innebär tillräcklig kapacitet) prövas möjligheterna att fördröja, magasinera och därefter infiltrera lokalt (B-lösning, se kapitel 3).

För överskott av vatten som behöver ledas bort från vägområdet prövas vilka behandlingsåtgärder som är nödvändiga och vart vattnet därefter ska ledas.

1.2.3 Arbetsgång naturflöde

Redogör för eventuella utpekade naturvärden hos vattendraget.

Bestäm konsekvensklass för den aktuella genomledningen.

Beroende på konsekvensklass, bestäms högsta flöde, vattenhastighet och högsta högvatten vid tillämplig återkomsttid.

1. För befintliga genomledningar kan vägledning tas från känd historik. I fall med god kännedom om att historiken varit problemfri kan samma dimension (eller minimidimension om denna är större, se TK Avvattning för minimidimensioner) väljas utan ytterligare analys.
2. För vattendrag i avrinningsområden mindre än 20 km2, kan överslagsformel användas för att avgöra om flödet i vart fall inte kräver större dimension än minimidimensionen.
3. För större vattendrag eller där villkor enligt 1 och 2 ovan inte är uppfyllda eller vid önskemål om noggrannare bestämning av dimensionerande flöde än enligt 2 ovan inhämtas flödesuppgifter från SMHI (Sveriges Meteorologiska och Hydrologiska Institut).

Beroende på konsekvensklass, utred potentiella konsekvenser vid större vattenlaster än de dimensionerande. Potentiella störningar på genomledningen som kan medföra reducerad kapacitet utreds.

2 Beräkning av dimensionerande last

2.1 Dränering

I samband med bestämmandet av dränförhållanden ska det beaktas att dränåtgärder kan kräva tillstånd.

2.1.1 Bestämmande av dränförhållanden

Ogynnsamma dränförhållanden ska identifieras, karteras och dokumenteras i en avvattningsteknisk utredning.

Det är i regel relativ lätt att urskilja områden med uppenbart ogynnsamma respektive uppenbart gynnsamma dränförhållanden. En kartering i fält är lämplig att genomföra i nära anslutning till snösmältning och tjällossning då grundvattnet normalt har sina högsta nivåer. Områden med mindre gynnsamma dränförhållanden framträder då tydligare på grund av allmänt höga vattenhalter i markerna. För stora delar av landskapet är dock dränförhållandena inte särskilt uppenbara varför identifiering, kartering och dokumentation är beroende av att god hydrologisk kompetens finns att tillgå i utredningen.

Typiska områden med ogynnsamma dränförhållanden utgörs av:

- Lågområden, särskilt i närheten av vattendrag.
- De nedre delarna av längre sluttningar.
- Lokala lågpunkter.
- Vid jordarter med hög andel av finkorniga fraktioner (leror, lermoräner).

Topografiska och även andra förutsättningar kan medföra att det av olika skäl blir önskvärt att förlägga väg- eller järnvägsanläggningen i skärning eller i tråg. Platser där skärning eller trågsträckor kan bli aktuella ska identifieras. Utgångspunkten ska vara att skärning eller trågsträcka alltid innebär ogynnsamma dränförhållanden. Dränåtgärder behöver dock inte vidtas om detta kan motiveras i en avvattningsteknisk utredning (t ex grunda skärningar, lågt liggande grundvattennivå i material med god genomsläpplighet).

Vid jordarter med hydraulisk konduktivitet under 10-7 börjar de naturliga dränförutsättningarna bli mycket begränsade. Lågpunkter i sådana områden har efter nederbörd en långvarigt kvarstående hög vattenhalt.

För befintliga anläggningar kan dränbehov bedömas utifrån historik och gjorda erfarenheter. Exempel på indikatorer för eventuellt behov av dränåtgärder kan vara sättnings- och beläggningsskador och spårlägesfel. Förekomst av vattenälskande växter är en annan värdefull indikator. Enbart förekomsten är dock inte generellt alarmerande i sig utan ska bedömas utifrån var växterna förekommer och om det samtidigt finns skador på väg- eller järnvägsanläggningen. Uppgifter om sådana vattenbristområden för belagda vägar kan inhämtas genom verktyget ”PMSV3 - information om belagda vägar” på https://pmsv3.trafikverket.se/.

2.1.2 Prövning avseende vattenverksamhet

I de fall dränerande åtgärder utförs till nivåer som är lägre än den naturliga grundvattenytan så definieras detta som vattenverksamhet. Sådan vattenverksamhet är i grunden tillståndspliktig enligt miljöbalkens 11:e kapitel. Det finns dock undantag (§12) som kan åberopas i många sammanhang där dränåtgärder utförs för väg- eller järnvägsanläggning.

Det ska särskilt uppmärksammas att skärningar i många fall leder till dränering av mark utanför väg- och järnvägsområdet utan att det nödvändigtvis prövats för och utförts dränåtgärder för själva anläggningen. Dessa situationer ska dock i samband med åtgärder i likhet med dränåtgärder prövas vad gäller tillståndsplikten.

Ytterligare och fördjupad vägledning avseende bedömning och prövning ges i rutinbeskrivning Vattenverksamhet, TDOK 2011:359.

2.2 Dagvatten

Bestämmande av dimensionerande dagvattenlast bestäms av dimensionerande nederbörd och vilka flöden de aktuella ytorna kommer att generera. I dessa sammanhang behöver hänsyn tas till bland annat dränförhållanden, avvattnade ytors lutning och längden på flödesvägar. Dagvattenbelastning är en temporär företeelse som normalt medför små eller måttliga konsekvenser när avvattningssystemets kapacitet överskrids. För vissa situationer såsom exempelvis tråg i instängda miljöer och nedfarter till tunnlar kan dock avsevärda konsekvenser följa vid en överbelastning och därför ska dimensioneringsförutsättningarna i dessa fall kompletteras med objektsspecifika funktionskrav som syftar till att avhjälpa eller förmildra sådana konsekvenser.

2.2.1 Dimensionerande flöde

För beräkning av dimensionerande flöde ska den rationella metoden användas med modifieringen att icke hårdgjorda ytor inom ett vägområde har en infiltrationskapacitet och en magasineringskapacitet. Den omättade zonen i ett vägområde har i regel en betydande porvolym och det kan antas att denna magasineringskapacitet inte överskrids vid dimensionerande nederbörd. Magasinering efterföljs av att vattnet antingen infiltrerar vidare till grundvattnet eller leds bort genom utförda dränåtgärder. Dimensionerande flöde ska utgöras av det överskott av vatten för varje delavrinningsområde som inte kan infiltrera enligt följande:

$$Q = i_{Å} \cdot A_{hårdgjord} \cdot \varphi + A_{infiltrerbar} \cdot (i_{Å} - f_i)$$

där

Q = dimensionerande flöde [l/s]

$i_{Å}$ = dimensionerande regnintensitet [l/(s·ha)]

A = yta [ha]

φ = avrinningskoefficient [1]

f_i = infiltrationskapacitet [l/(s·ha)]

Överskottsvattnet kan tillåtas att magasineras tillfälligt inom vägområdet i vägdiken om det bedöms att allt vatten (dimensionerande kvantitet) kommer att ha infiltrerat inom ett

dygn (bestäms av om dränförhållanden är gynnsamma/ogynnsamma). Överskott av dagvatten som uppkommer inom järnvägsfastighet kan på motsvarande sätt magasineras inom järnvägsfastigheten under förutsättning att det inte äventyrar säkerheten på anläggningen. Vid gynnsamma dränförhållanden kan det förväntas att allt vatten hinner infiltrera inom ett dygn.

Diken kan utformas för ökad magasineringskapacitet genom breddningar av dikesbotten och införandet av återkommande trösklar. I annat fall kan överskottsvattnet ledas bort från vägområdet genom öppna eller slutna ledningar. I sådant fall ska flödesberäkningar ske för de lednings- och eventuella utjämningssystem som anläggs. I dessa flödesberäkningar ska totala rinntider bestämmas, vilka i sin tur är bestämmande för vilken varaktighet på dimensionerande nederbörd som ska väljas.

2.2.2 Dimensionerande nederbörd

För att bestämma dimensionerande nederbörd används Dahlströms ekvation:

$$i_{Å} = 190 \cdot \sqrt[3]{Å} \cdot \frac{\ln(T_R)}{T_R{}^{0,98}} + 2$$

där

$i_{Å}$ = regnintensitet [l/(s·ha)]

T_R = regnvaraktighet [minuter]

$Å$ = återkomsttid [månader]

Dahlströms formel anges vara giltig för återkomsttider mellan 1 månad och 10 år och varaktighet mellan 5 minuter upp till 24 timmar. Trafikverket anser att formeln ger en acceptabel approximation även vid återkomsttider upp till 20 år.

För enstaka orter finns lokalt upprättad nederbördsstatistik som kan användas istället. Mer information om dimensionerande nederbördsmängder samt förslag till objektspecifik klimatanpassning finns i Svenskt Vattens publikation P104 Nederbördsdata vid dimensionering och analys av avloppssystem.

Dimensionerande nederbörds återkomsttid väljs utifrån förväntade konsekvenser när kapaciteten överskrids. För vanligt förekommande förutsättningar rekommenderas värden enligt tabell 2.1. För mer komplicerade förutsättningar kan objektsspecifika val av återkomsttider vara nödvändiga. Observera att återkomsttid vanligen anges i år eller månader.

De huvudsakliga konsekvenserna är dämning i ledningar, pölbildning på vägytor och andra hårdgjorda ytor samt vattensamlingar i vägdiken.

Vid bortledning av vatten från vägområde eller järnvägsfastighet ska hänsyn tas till förhållandena eller eventuella krav vid utloppspunkterna av de aktuella ledningssystemen. Följaktligen kan det bli aktuellt med beräkningar utifrån olika återkomsttider och olika rinntider beroende på vilken punkt av avvattningssystemet som avses.

Tabell 2.1 Rekommenderat val av återkomsttider för olika avvattningsförutsättningar.

Avvattningsförutsättning	Återkomsttid (månader)	Typiska konsekvenser vid bräddning
Över stödremsa till vägslänt eller via brunnar och ledningar	12	Kortvarig pölbildning, dämning i ledningar
Avvattning mot mittremsa	36	Pölbildning, risk för större pölutbredning på vägbana
Lågpunkter	60	Pölbildning som kvarstår längre tider (tiotals minuter)
Till infiltrationsytor	12	Pölbildning, större vattendjup
Trågsträckor i lågpunkt	120-240	Större pölbildningar med ej farbara vattendjup

Dimensionerande nederbörds varaktighet ska väljas med hänsyn till förväntade eller önskade rinntider inom avvattningssystemet (exempel ges i tabell 2.2).

Tabell 2.2 Rekommenderade val av rinntider.

Förutsättningar	Varaktighet
Flacka områden med rinntider upp till 15 minuter	15 minuter
Områden med brantare lutningar (<4 %)	10 minuter
Trågsträckor och skärningssträckor med lågpunkt	5 minuter
Längre och/eller sammansatta avvattningssystem med rinntider >15 minuter	Som förväntad rinntid

I flacka områden föreligger inom ytor och avvattningssystem i praktiken en magasineringskapacitet som är tillräcklig för att hantera den högre nederbördsintensiteten som är aktuell vid kortare varaktighet. Vid längre rinntider ska varaktigheter väljas som är lika stora som rinntiden.

2.2.3 Avrinningskoefficient

En avrinningskoefficient, φ [dimensionslös] anger hur stor andel av nederbörden som avrinner från en yta.

Förluster utgörs av bland annat vätning, magasinering, avdunstning och infiltration. Avrinningskoefficientens storlek är beroende av vilket sammanhang som man avser att räkna på. Högre regnintensitet innebär en större avrinningskoefficient.

För beräkning vid dimensionerande regn används riktvärden enligt tabell 2.3.

Tabell 2.3 Avrinningskoefficienter

Typ av avvattnad yta	Avrinningskoefficient (φ)
Belagd vägyta	0,9
Obelagd vägyta	0,8
Andra typer av hårdgjorda ytor	0,6-0,9

Med belagd vägyta (innefattar även gång- och cykelväg) avses främst asfalt och betong. Obelagd vägyta är grusvägar. Andra typer av hårdgjorda ytor är exempelvis kullerstensgata och plattläggning. I den senare kategorin ingår även förkommande hårdgjorda ytor inom järnvägsfastigheter så som perronger.

Dessa avrinningskoefficienter är inte tillämpliga för beräkning av totalflöde på årsbasis.

2.2.4 Infiltration

Avrinning på ytor med underliggande omättad zon (icke hårdgjorda ytor) ska beräknas med hänsyn tagen till hur mycket vatten som kan infiltrera.

Vägområden i allmänhet och särskilt bankslänter utförs avsiktligt med god genomsläpplighet. Infiltrationskapaciteten hos vegetationsklädda ytor inom vägområdet kan ansättas till minst 100 l/(s·ha). För gräsklädda slänter och dike kan en infiltrationskapacitet på minst 150 l/(s·ha) ansättas. Högre infiltrationskapaciteter kan ansättas om dessa prövas och verifieras i fält. För vidare diskussion se avsnitt 5.4.2.

Infiltrationskapaciteten kan tas i anspråk dels för den nederbörd som faller på den aktuella ytan och dels för vatten som kan avrinna till den infiltrerbara ytan. Vid beräkning är det därför viktigt att hålla reda på höjdförhållanden och riktningar i vilka de hårdgjorda ytorna lutar.

2.3 Bortledning av insamlat dag- och dränvatten

Överskott av vatten kan behöva ledas bort ur ett väg- eller järnvägsområde. Det finns inga generella krav på hur sådan flöden ska regleras (återkomsttider, maxflöden, totalflöden, föroreningshalter osv.) utan kraven bestäms från fall till fall.

- Vid bortledning till naturmark (terräng) behöver utsläppet ställas i relation till miljöbalken 9:e kapitel. Det kan följa objektsspecifika villkor för utsläppet.
- Vid bortledning till vattendrag eller ytvattenförekomst gäller förutom föregående punkt även att utsläppet ställs i relation till miljöbalkens 11:e kapitel. Även här kan objektsspecifika villkor för utsläppet följa.
- Vid bortledning till annan huvudmans anläggning (allmän va-anläggning, annan va-anläggning, markavvattningsföretag) är det upp till parterna att komma överens om vilka krav som ska gälla.

Beräkning av flödet vid en utlopps- eller anslutningspunkt ska göras för maxflöden och det ska redovisas för vilka återkomsttider och varaktigheter dessa gäller. Vidare bör även

totalflöden på årsbasis beräknas. I vissa fall behöver även typiska momentana respektive årsvisa föroreningsbelastningar beskrivas.

För genomledning av avvattningsflöden och dagvattenflöden bör dimensionering och utförande ske så att dämning över rörets hjässa undviks upp till minst 20 års återkomsttid för dimensionerande regn.

2.4 Genomledning av naturflöde

Vattendrag och andra naturflöden ska ledas förbi väg- eller järnvägsanläggningen så att hänsyn tas till såväl potentiella skador på den aktuella anläggningen som på kringliggande mark, fastigheter och miljön. Detta omsätts i olika kravnivåer beroende på konsekvenserna av större vattenlaster än vad genomledningen är utformad och dimensionerad för att kunna hantera.

För naturflöden ska alltid undersökas om vattendraget är reglerat eller på annat sätt påverkat så att flödesdynamiken påverkas. För opåverkade naturflöden bestäms dimensionerande vattenlast enligt anvisningar som följer under avsnitt 2.4.2. För påverkade flöden (till exempel genom dammar eller annan reglering, uträtningar, markavvattningsföretag) ska det aktuella flödet bestämmas på grundval av bland annat uppgifter från berörda anläggningsägare samt utifrån en inventering och analys av förhållanden som kan antas påverka det aktuella flödet.

Det ska alltid beaktas om det finns bestämmande sektioner uppströms eller nedströms den aktuella genomledning och i vilken mån dessa påverkar flödet. Bestämmande sektioner nedströms en genomledning kan medföra dämning som påverkar anläggningen och som kan bli bestämmande för vilken högsta kapacitet som är relevant för genomledning. Bestämmande sektioner uppströms kan begränsa flöden till genomledningen.

Konstruktion för genomledning av flöden dimensioneras utifrån återkomsttid och utformas med hänsyn tagen till konsekvensklass. Med dimensionering utifrån återkomsttid avses att man beaktar såväl det förväntade högsta volymflödet av vatten vid viss återkomsttid (HQT, där T avser återkomsttiden i år) som det material som vattnet kan förväntas föra med sig. Med ”hänsyn tagen till konsekvensklass” avses att det ska göras en konsekvensutredning och att åtgärder i förekommande fall ska vidtas för att avhjälpa eller begränsa potentiella konsekvenser.

Uppgifter om ett vattendrags ekologiska värde kan inhämtas via www.viss.lansstyrelsen.se samt via kartverktygen ”Skyddad natur” och ”Sveriges Natura-2000-områden” på Naturvårdsverkets hemsida (www.naturvardsverket.se). Samråd bör ske med berörd vattenmyndighet och länsstyrelse. För vattendrag med utpekade ekologiska värden ska särskild hänsyn tas till detta. Genomledning av naturliga vattendrag och flöden av ekologiskt värde bör utföras med en bredd som motsvarar minst vattendragets ursprungliga utbredning inklusive en strand- och översvämningszon.

2.4.1 Konsekvensutredning

En översiktlig konsekvensutredning ska göras initialt genom vilken objektet (punkten för genomledningen) tilldelas en av tre konsekvensklasser. Konsekvensutredningen ska avse rimligt förutsägbara situationer som medför större vattenlaster än det beräknade HQ_T som genomledningen dimensioneras för. Hanteringen av sådana överlaster kan, men behöver inte ske genom att genomledningen ges större kapacitet. Alternativa sätt såsom att viss

dämning eller bräddning tillåts kan också vara acceptabla under förutsättning att det sker i rimlig proportion till de konsekvenser som kan tänkas följa.

De viktigaste skälen till sådana överlaster är att det kan förkomma momentana toppflöden som är avsevärt högre än HQ_T (HQ_T är ett dygnsmedelvärde) och situationer där trumman för genomledningen helt eller delvis satts ur funktion. Det senare kan ske genom exempelvis successiv sedimentavsättning eller igensättning av trumman på grund av material som transporterats med flödet. Det kan förväntas att vid flöden motsvarande återkomsttider från ca 20 år och uppåt så finns anledning att uppmärksamma risken för igensättning. Andra faktorer som bör beaktas är förändrad markanvändning inom avrinningsområdet.

Momentana toppflöden har störst betydelse i mindre avrinningsområden och särskilt i sjöfattiga områden. De momentana toppflödena kan beroende på avrinningsområdesstorlek (N) och sjöandel (S) uppskattas genom multiplikation med en momentanfaktor f_{mom} ($f_{mom} = HQ_{50\text{-momentan}}/HQ_{50}$) enligt tabell 2.4.

Tabell 2.4 Faktorer för uppskattning av momentana toppflöden genom multiplikation med HQ_{50}

N (km^2)	S/N (%)	f_{mom}
10	5	1,4
10	0	1,7
50	5	1,3
50	0	1,4

I vissa fall kan momentanfaktorn överstiga 2. För större områden och när sjöandelen ökar så närmar sig momentanfaktorn 1.

Den initiala konsekvensutredningen ska redovisa bedömningar av:

- Konsekvenser för infrastrukturen
- Konsekvenser för trafikanter
- Konsekvenser för fastigheter och mark intill infrastrukturanläggningen
- Konsekvenser för miljön

För fall när konsekvenserna bedöms vara ringa inom samtliga fyra ovanstående punkter placeras objektet i konsekvensklass 1. För fall när det bedöms föreligga svåra konsekvenser inom flera eller mycket svåra konsekvenser inom någon av ovanstående punkter placeras objektet i konsekvensklass 3. För övriga fall gäller konsekvensklass 2.

För konsekvensklass 2 och 3 ska fördjupade risk- och konsekvensutredningar utföras för att närmare bestämma karaktär och omfattning av risker och konsekvenser. Dessa utredningar ska sedan ligga till grund för val av utformning och risk- och/eller konsekvensreducerande åtgärder. För dessa fördjupade utredningar kan stöd och vägledning hämtas i ”Handbok för riskanalys” (Räddningsverket 2003, numera MSB) samt ”Handledning – Riskanalys vald vägsträcka”, VV Publ 2005:54, och ”Fördjupning – Riskanalys vald vägsträcka”, VV Publ 2005:55.

I konsekvensklass 1

- Dimensionering ska utföras med flöde med 50 års återkomsttid.

I konsekvensklass 2

- Dimensionering ska utföras med flöde med 50 års återkomsttid.
- En konsekvensutredning ska göras och redovisas för följderna av högre flöden än det dimensionerande liksom för följder om genomledningen överbelastas av andra skäl såsom igensättning eller förändrade flödesförhållanden.
- Förhållningssätt för hantering av identifierade och potentiellt svåra konsekvenser ska anges.

I konsekvensklass 3

- Dimensionering ska utföras med flöde med minst 200 års återkomsttid.
- En konsekvensutredning ska göras och redovisas för följderna av högre flöden än det dimensionerande liksom för följder om genomledningen överbelastas av andra skäl såsom igensättning eller förändrade flödesförhållanden.
- Förhållningssätt för hantering av identifierade och potentiellt svåra konsekvenser ska anges.

2.4.2 Bestämmande av dimensionerande flöde

Följande flödesuppgifter behandlas i detta avsnitt:

HQ_{50} [m^3/s]	högvattenföring med T = 50 år
HQ_{200} [m^3/s]	högvattenföring med T = 200 år
MHQ [m^3/s]	medelhögvattenföring, medeltal av högsta årliga vattenföring
MQ [m^3/s]	medelvattenföring, årsmedelvärde för lång period
Mq [$l/(s \cdot km^2)$]	specifik medelvattenavrinning, avläses i figur i bilaga 6.2
MLQ [m^3/s]	medellågvattenföring
LLQ [m^3/s]	lägsta lågvattenföring

För trummor gäller vissa minimidimensioner baserade på trumlängd (se avsnitt 5.3.2 i TK Avvattning). Vid mindre vattendrag (Avrinningsområde < 20 km^2, HQ_{50} < 5 m^3/s) är det lämpligt att göra uppskattningar om det dimensionerande flödet kan förväntas kräva större trumdimensioner än minimidimensionerna.

För tidiga skeden kan uppskattningar av flöden göras via http://vattenweb.smhi.se/, alternativet ”Ladda ner modelldata per område”. Här finns avrinningsområdesvis flödesstatistik för en 30-årsperiod. Dessa tidsserier ger en översiktlig uppfattning om vilka flöden som kan vara aktuella i avrinningsområdets utloppspunkt och kan vara till stöd för kvalificerade gissningar av flöden vid andra punkter i avrinningsområdet. De uppgifter som återges är bland annat HQ_{50}, MHQ, MQ och MLQ och gäller alltså för avrinningsområdets utlopp.

För mindre, oreglerade vattendrag kan en uppskattning om HQ_{50} respektive HQ_{200} i en specifik punkt erhållas ur den förenklade beräkningsanvisningen i avsnitt 2.4.3.

För avrinningsområden mindre än 10 km^2 kan värdet för MLQ variera avsevärt beroende på områdets magasineringsförmåga och det finns inga entydiga beräkningsmetoder för att bestämma MLQ. En grov uppskattning är att den specifika avrinningen ligger mellan 0

och 0,8 l/(s·km^2). För större områden kan en första uppskattning erhållas genom SMHI:s vattenweb. För konstruktionsberäkningar ska dock objektsspecifika uppgifter inhämtas från SMHI.

LLQ kan för stora områden (minst tiotals km^2) approximeras till 0,5·*MLQ*. För mindre områden kan förhållandet till *MLQ* vara väsentligt lägre.

För reglerade eller på andra sätt modifierade vattendrag, för större vattendrag och för mer noggranna uppgifter om flöden i en given punkt vid olika återkomsttider inhämtas uppgifter i första hand från berörda huvudmän för de olika vattenverksamheterna, länsstyrelserna och SMHI. Se bilaga 6.1 för exempel på beställning av flödesuppgifter från SMHI.

Oavsett vilken metod eller källa som använts för framtagandet av uppgifter på dimensionerande flöden så kvarstår oftast mer eller mindre betydande osäkerheter varför flödesuppgifter alltid ska behandlas med ändamålsenlig försiktighet.

Om vattendom ska sökas inhämtas uppgifter om vattenföring från:

1. Vid större oreglerade vattendrag SMHI.
2. Vid reglerade vattendrag Länsstyrelsen i respektive län eller från regleringsföretaget.

2.4.3 Beräkning av dimensionerande flöde *HQ* och *MHQ*

Efterföljande beräkningsformler gäller för oreglerade vattendrag med avrinningsområde från 0 till 60 km^2 samt med en sjöandel på mindre än 20 %. För avrinningsområden större än 20 km^2, eller när sjöandelen överstiger 20 % bör dock flödesuppgifter i första hand inhämtas från SMHI för att få säkrare underlag.

Formlerna har erhållits genom linjära regressionsanalyser baserade på historiska data för avrinningsområden i intervallet 1-60 km^2. Formlerna är kalibrerade så att de ska ge en konservativ uppskattning av det dimensionerande flödet. Härmed avses att erhållna värden i regel är mer eller mindre stora överskattningar och att underskattningar är sällsynta och i förekommande fall små.

Vid kalibrering och anpassning av formlerna har hänsyn tagits till att den specifika avrinningen i regel ökar när avrinningsområdena minskar och att de dimensionerande flödena inte är beroende av de valda inparametrarna på samma sätt som för större avrinningsområden. Detta innebär att det är godtagbart att använda formeln för *N*= 0-10 km^2 även för avrinningsområden mindre än 1 km^2. Beakta att risken för underskattning av det dimensionerande flödet ökar vid stor sjöandel *S/N*. Det åligger användaren av beräkningsformlerna att bedöma rimligheten i beräknade resultat.

Följande inparametrar är aktuella:

N [km^2]	Ytan hos avrinningsområdet uppströms beräkningspunkten
Q [m^3/s]	Vattenföring
MQ [m^3/s]	Medelvattenföring
q [l/(s·km^2)]	Specifik avrinning
Mq [l/(s·km^2)]	Specifik medelavrinning
S [km^2]	Sjöyta inom *N*

T [mån. el. år] Återkomsttid

Formel för N = 0-10 km^2

$$HQ_{50} = 0{,}27 + 0{,}0344 \cdot Mq \cdot N + 0{,}03 \cdot N - 9 \cdot \frac{S}{N}$$

Formel för N = 8-22 km^2

$$HQ_{50} = 1{,}2 + 0{,}026 \cdot Mq \cdot N + 0{,}01 \cdot N - 23 \cdot \frac{S}{N}$$

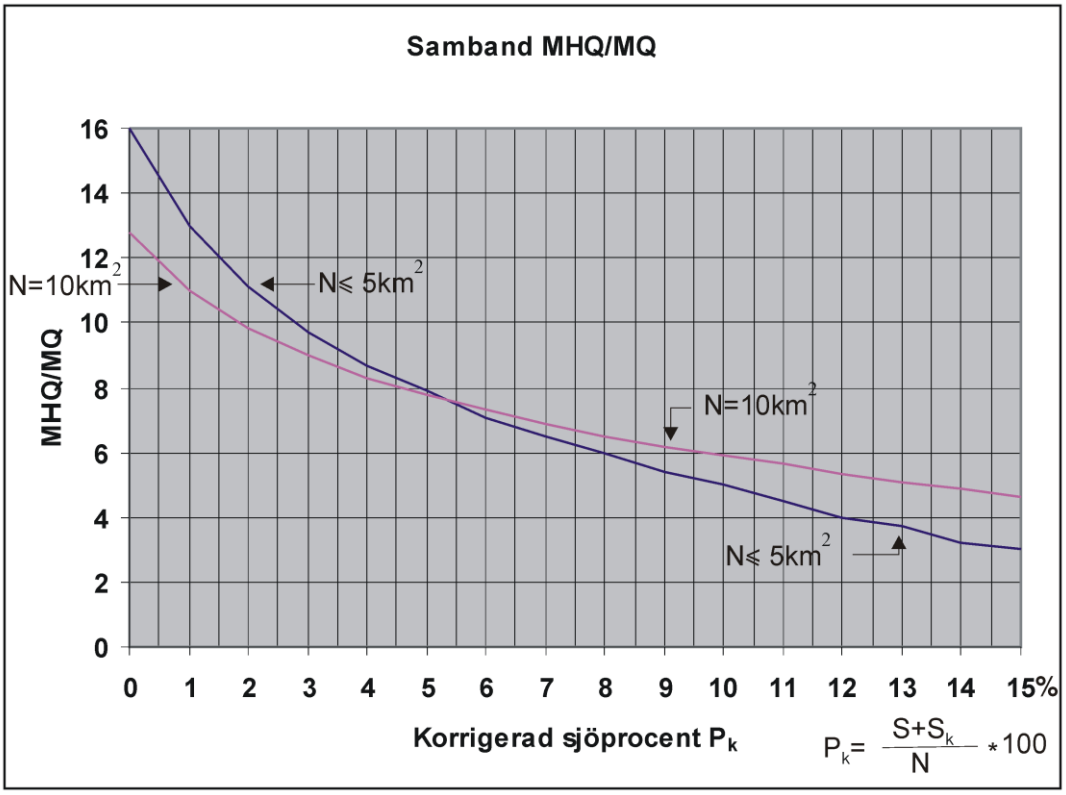
Formel för N = 20-60 km^2

$$HQ_{50} = 5{,}69 + 0{,}0122 \cdot Mq \cdot N + 0{,}02 \cdot N - 30 \cdot \frac{S}{N}$$

För de fall två formler är giltiga (N = 8-10 km^2 respektive N = 20-22 km^2) ska beräkning ske med båda formlerna och det högsta värdet väljas.

För att erhålla HQ_{200} multipliceras beräknat HQ_{50} med uppräkningsfaktorn 1,25.

MHQ kan uppskattas med hjälp av sambandet mellan *MHQ* och *MQ* enligt figur 2.1 (*MQ* = *Mq·N*). Observera att i figuren används korrigerad sjöprocent, varmed menas att den sjö närmast uppströms beräkningspunkten ges dubbel vikt. Det är godtagbart att i detta sammanhang räkna med ej korrigerad sjöprocent *S/N*. Ett sådant förfarande leder till en viss överskattning av *MHQ*, särskilt för fall när ytan på den sjö som ligger närmast uppströms beräkningspunkten är stor i förhållande till avrinningsområdet.



Figur 2.1 Förhållande mellan MHQ och MQ för avrinningsområden N ≤ 5 km² och N=10 km²

3 Åtgärdsstrategi och åtgärdsprinciper

3.1 Övergripande principer för avvattning

Vid byggande av väg eller järnväg bör det generellt eftersträvas att bibehålla den naturliga vattenbalansen dvs. påverkan på det hydrologiska kretsloppet bör minimeras. Dränåtgärder bör utföras så att deras inverkan begränsas till den aktuella anläggningen och vid behov underliggande jordlager. Dagvatten från hårdgjorda ytor bör återinfiltreras nära de ytor där nederbörden ursprungligen föll. Vid passage eller närhet till naturflöden bör ingreppen i vattenområdet minimeras.

3.2 Höjdsättning

Systematisk höjdsättning av mark och anläggningar i väg- och järnvägsområdet bidrar till lång livslängd på anläggningen, få avbrott i brukbarheten och acceptabel påverkan på omgivning och miljö. Genom att anpassa nivå och lutning på vägen eller järnvägen till de förutsättningar som finns för avvattning, begränsas insatserna för att uppfylla kraven.

3.2.1 Utformning för att klara konstruktionsnivåer

Typiska flöden avser flöden som uppkommer årligen. Vid typiska flöden ska konstruktionsnivån inte överskridas. Nederbörd eller vatten från sidoområdena ska inte tillföras väg- eller bankroppen vid typiska flöden. Höjdsättningen inom väg- eller järnvägsområdet görs så att avvattningsanläggningarna har acceptabel driftsäkerhet och omgivningspåverkan. För att diken, dagvattenledningar, trummor, dränledningar och dagvattenreningsanläggningar ska fungera behövs en systematisk höjdsättning, för att de ska ha avsedd funktion under lång tid med acceptabla underhållsåtgärder. Genomtänkt höjdsättning inom väg- eller järnvägsområdet uppfyller de krav som finns för att begränsa vandringshinder i vattendrag.

Det är av stort värde att kunna ordna tillräcklig lutning så att längsgående dräneringar, dagvattenledningar och diken kan utformas med självfall.

3.2.2 Dimensionering för att klara bruksnivån

Vid dimensionerande händelser ska vattenytan vara under bruksnivån. Vid dimensionerande händelse kan alltså vattenyta över konstruktionsnivån tillåtas tillfälligtvis.

Vid höga flöden, kraftig nederbörd, hög nivå i intilliggande vattenförekomster eller som en kombination av dessa händelser uppkommer de dimensionerande händelserna. Havet, större vattendrag eller mindre vattendrag ger dimensionerande nivå vid olika väderförhållanden och ger hög nivå med olika varaktigheter. De olika händelserna behöver kombineras för att man ska hitta de händelser som är avgörande för höjdsättningen av väg- eller järnvägsområdet.

3.2.3 Nivåer som är högre än bruksnivån

Rent definitionsmässigt så dimensioneras en anläggning inte för nivåer högre än bruksnivå. Sådana nivåer kan dock inträffa bland annat vid flöden högre än de

dimensionerande, vid höga nivåer i intilliggande vattendrag och vid driftstörningar. I vissa fall kan en genomgång av vad som händer då avvattningsanläggningens delar inte är tillgängliga för drift eller är belastade med ett större flöde än dimensionerande ge viktigt underlag. Omgivningspåverkan, erosion och vägens eller järnvägens stabilitet bör kontrolleras för flöden/nivåer som är större än de dimensionerande.

Utifrån ett sådant underlag bör det bedömas hur anpassningar av höjdsättningen kan öka brukbarheten av de viktigaste anläggningsdelarna exempelvis genom att man styr ytligt avrinnande vatten till de delar av anläggningen där de gör minst skada. Detta kan t.ex. innebära att en av- eller påfart höjdsätts något lägre än motorvägen, för att förhindra att vatten avleds över motorvägen vid flöden som är större än de dimensionerande.

För vissa anläggningsdelar såsom tråg i instängda miljöer och nedfarter till tunnlar kan överskridande av bruksnivån medföra mycket svåra konsekvenser. För sådana situationer bör därför särskilda åtgärder vidtas utifrån objektsspecifika funktionskrav som ställts upp. Åtgärder kan omfatta såväl förbyggande insatser såsom exempelvis skyddsvallar, men även beredskapsinsatser såsom varningssystem och avstängningsmöjligheter.

3.3 Hantering av vatten som uppkommer inom väg- eller järnvägsanläggning

Det finns vanligen goda förutsättningar att inom väg- eller järnvägsområde anpassa systemen för avledning på sådant sätt att förekommande krav enligt miljölagstiftningen och annan lagstiftningen kan uppfyllas. När det gäller avledning till annan huvudman så finns i regel ett spektrum av olika möjligheter såväl i termer av kvantitet och kvalitet hos vattnet och det är upp till varje enskilt projekt att finna en lämplig avvägning mellan vilket vatten som leds bort och hur stor ersättning till den andre huvudmannen som i så fall kommer att utgå. Det senare är av särskild vikt att hantera i fall som regleras av lagen om allmänna vattentjänster (se Vattentjänstlagen vid investeringsprojekt, TDOK 2013:0608).

Avseende vatten som uppkommer inom en väg- eller järnvägsanläggning är det primära förfarandet att låta allt vatten infiltrera inom anläggningen. Detta förfarande benämns som lösningar inom kategori A. Där kategori A-lösningar inte till fullo räcker till behöver åtgärder vidtas för hanteringen av uppkomna överskott av vatten. Val av åtgärd ska i sådant fall i första hand ske genom lösningar i kategori B och i andra hand genom lösningar inom kategori C. De olika kategorierna förklaras nedan.

3.3.1 Kategori A

Infiltration inom icke hårdgjorda ytor inom vägområde eller järnvägsfastighet. Detta förfarande innebär att allt förekommande vatten kan omhändertas genom infiltration inom normala utföranden av ytor. Detta förutsätter en väldränerad konstruktion.

Innebär ingen specifik planering, projektering och bygganden av särskilda anläggningar eller anläggningsdelar. Innebär inte heller några extra markanspråk.

3.3.2 Kategori B

Genom smärre eller större modifieringar av standardutförandena av järnvägsfastighetens eller vägområdets icke hårdgjorda ytor kan det skapas betydande kapacitet för

fördröjning, infiltration och tillfällig magasinering av vatten. I vissa fall kan detta kräva smärre utvidgningar av järnvägsfastigheten eller vägområdet.

Innebär specifik planering, projektering och byggande av särskilda anläggningar och anläggningsdelar. Kan också medföra utökat markanspråk.

3.3.3 Kategori C

Denna kategori omfattar anläggningsdelar som i huvudsak är separerade från själva väg- eller järnvägsanläggningen. De kan visserligen utföras integrerat i anläggningen, men utgör separata funktionella enheter. Kategorin omfattar dels öppna dagvattenanläggningar, dels mera regelrätta tekniska anläggningar samt även förhållanden där omhändertagandet av överskottsvattnet ombesörjs av en annan part än Trafikverket. Detta är särskilt aktuellt inom kommunalt verksamhetsområde för dagvatten där kommunen enligt lag är förpliktigad att tillhandahålla nödvändiga allmänna vattentjänster och där själva vattentjänsten ombesörjs av den kommunala va-huvudmannen (se Vattentjänstlagen vid investeringsprojekt, TDOK 2013:0608).

3.4 Avvattningsplan

Av avvattningsplanen ska det framgå hur avvattningen från samtliga delar av anläggningen är tänkt att fungera vid dimensionerande förutsättningar. Det ska också redogöras för följder vid vattenmängder större än de dimensionerande förutsättningarna.

3.5 Åtgärder vid genomledning av flödet

För genomledning av flöden har historiskt den primära inriktningen varit att skapa ett tillräckligt stort hål för att leda igenom HQ_T. Ett starkt bakomliggande motiv har varit att förhindra översvämning av uppströms liggande marker.

Idag, med en tydligare utgångspunkt i de konsekvenser som kan följa vid höga flöden följer att det är minst lika viktigt att beakta även andra potentiella konsekvenser vid höga flöden och att välja åtgärder som förhindrar eller reducerar i vart fall de värsta av dessa. Det är vidare inte självklart att konstruktionen behöver ha kapacitet att leda förbi allt vatten vid HQ_T.

Det finns olika motiv till att vilja anlägga ett genomlopp med lägre kapacitet än det dimensionerande flödet. Det kan i vissa fall vara gynnsamt att generera en mer eller mindre omfattande dämning för att minimera konsekvenser av höga flöden. Ett annat exempel är att det vid en önskad höjdsättning av en väg eller järnväg blir svårt att skapa tillräcklig plats för ett genomlopp. För sådana fall behöver kapaciteten att klara det dimensionerande flödet säkerställas på annat sätt, exempelvis genom att bräddning kan ske genom anläggningens bank, genom bräddningsgenomlopp eller genom att tillåta bräddning över anläggningen.

När det gäller konsekvenshanteringen så finns också anledning att diskutera avvägningar mellan förebyggande åtgärder, beredskapsåtgärder och/eller ett avvaktande förhållningssätt.

3.5.1 Konsekvensklass 1

Då det definitionsmässigt inte föreligger några risker för svåra konsekvenser i konsekvensklass 1 så är det fullt godtagbart att nöja sig med att dimensionera genomloppet (främst bredd, höjd, tvärsnittsarea och lutning) så att det har kapacitet att leda igenom framtaget HQ_{50}.

3.5.2 Konsekvensklass 2

Genomloppet dimensioneras så att det har kapacitet att leda igenom framtaget HQ_{50}. Vidare ska de viktigaste konsekvenser som identifierats i konsekvensutredningen beaktas. Handlingsutrymme att hantera konsekvenser finns i första hand inom val av konstruktion, höjdsättning, utformning av genomloppet och utformning av närmast liggande sidoområde. Ytterligare handlingsutrymme kan finnas genom åtgärder uppströms eller nedströms genomloppet vilket dock kan kräva olika samverkansformer.

För genomledning förbi järnväg med persontrafik används lägst konsekvensklass 2. Genomledning förbi vägar med trafikintensitet på mer än 1000 ÅDT bör normalt ha lägst konsekvensklass 2.

3.5.3 Konsekvensklass 3

Genomloppet bör dimensioneras så att det har kapacitet att leda igenom framtaget HQ_{200}. Med utgångspunkt i konsekvensutredningen så ska riskbaserade funktionskrav tas fram. Riskbaserade funktionskrav innebär att konsekvenser av en skada ska styra vilken belastning konstruktionen ska tåla. Vid denna riskbedömning utreds troligt händelseförlopp om dimensionerande flöde underskattats eller överskridits. Dimensionering för större flöden än HQ_{200} ska övervägas. Åtgärder som kan lindra eller avhjälpa konsekvenserna bör beskrivas och prissättas. En riskkalkyl bör också upprättas där uppskattade investeringskostnader ska vägas emot uppskattade riskkostnader under anläggningens avsedda livslängd.

4 Dimensionering och höjdsättning

4.1 Hydrauliska beräkningar av trummor

Utformningen styrs av Trafikverkets regelverk, denna metodbeskrivning och objektsspecifika eller lokala krav. Val av dimension och höjdsättning av trummor kan vara komplext, och här beskrivs endast enkla fall. De enkla fallen kan dock vara underlag för beräkningar och bedömningar för mer komplexa förhållanden. Flertalet trummor kan idag med fördel dimensioneras med datormodeller. I denna metodbeskrivning ges förutsättningar för att kunna beräkna för hand.

4.1.1 Val av dimension, lutning och höjdläge

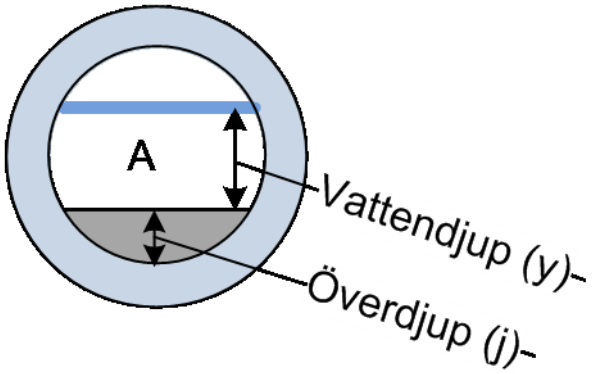
Det slutliga valet av dimension och lutning styrs av en mängd olika faktorer:

- Vägens och järnvägens funktion vid *HQ* och *HHW*. Trummans dimension, lutning och höjdläge påverkas av de krav som finns för dämning upp till **bruksnivå och konstruktionsnivå** för den färdiga väg- eller järnvägsanläggningen.

- Trumman dimensioneras så att den dämning som trumman orsakar ger acceptabel risk för översvämning av **uppströms liggande bebyggelse och infrastruktur**.
- **Torrläggningsbehov av åker och äng** kan vara av avgörande betydelse för val av höjdsättning av avvattningsanläggningen. Markägarens möjlighet till torrläggning av åker och äng till 1,2 m djup är inte tvingande, utan om kostnaden är avsevärt större än den beräknade skadan kan ersättning istället utbetalas. Vid beräkning av torrläggningskravet är det lämpligt att använda *MQ*. I flacka miljöer kan torrläggningsbehovet finnas långt uppströms beräkningspunkten. I vissa fall kan det uppstå konflikter mellan möjlighet till torrläggning och påverkan på grundvattennivån.
- Val av trummans dimension, lutning och höjdläge påverkas av de krav som finns på att trumman inte ska utgöra ett **vandringshinder**.
- **Marksättningar** kan påverka dimension, lutning och höjdläge. Trummor ska konstrueras så att funktionen upprätthålls med hänsyn till de totalsättningar och differenssättningar som utbildas under anläggningens livslängd. Det görs genom att trummans höjdsättning, dimension och lutning väljs så att funktionen är acceptabel med de sättningar som utvecklas. Anpassning till sättningar ska i första hand göras genom att trummans dimension väljs till en större dimension, och inte större lutning, eftersom strävan är att hålla låga vattenhastigheter i trummor.
- **Vattenstånd i nedströms liggande vattendrag** påverkar höjdsättningen av trumman. I de flesta fall torde trumman kunna höjdsättas så att **maximalt 85 % av trumman är fylld** vid *HQ* är uppfyllt även vid *HHW* i vattendraget. I de fall när vattendragets *HHW* eller isförhållanden nedströms trumman gör det orimligt att klara max dämning på 85 % kan hela trumman dämmas i nedströmsänden. Då behöver man också kunna beskriva att avvattningsanläggningen får tillräcklig säkerhet så att bruksnivåerna för väg och järnvägsanläggningen inte påverkas.
- **Vattendragets befintliga höjdläge** där det korsar väg eller järnväg är av avgörande betydelse. Trummans lutning ska anpassas till rådande förhållanden, så att trumman får samma lutning som eller något mindre lutning än vattendraget.
- En trumma som med självfall ska avleda vatten måste ges en sådan lutning att vattenhastigheten kan bli tillräckligt stor för att flytta fasta partiklar genom trumman. Trumman sägs då vara **självrensande**. Självrensningsförmågan är beroende av flödesvariationer, mängden fasta partiklar som transporteras i vattendraget, om trumman är dämd eller inte vid höga flöden, osv. Om villkoren att trumman ligger i samma lutning som vattendraget, att trummans bredd är något större än vattendragets vid *MHQ*, trumman inte är dämd vid MHQ, trumman ligger i minimilutning, och trumman ligger med överdjup, så kommer trumman att åtminstone ha samma förutsättningar att vara självrensande som det aktuella vattendraget har. I de fall trumman dämms vid *MQ* ska en särskild bedömning göras av sannolikhet och konsekvenser för igensättning och behov av underhållsåtgärder, till exempel i form av spolning av trumman.
- **Risk för erosion** uppströms och nedströms trumman påverkar trummans höjdsättning och dimension. Omkringliggande konstruktioner måste tåla de vattenhastigheter som uppstår i trummans ändar.
- **Förutsättningarna vid inströmning till trumman** påverkar vilka vattennivåer som uppstår uppströms trumman. Förekomst av galler, sammanflödande vatten

från flera olika riktningar, och andra faktorer påverkar inströmningsförlusterna. Beslut om galler kan därför vara avgörande för trummans dimensionering.

- Trummor ska läggas med **överdjup**, se figur 4.1, vilket innebär att trummans vattengång ligger under anslutande vattendrag och diken. Beroende på förutsättningarna kommer trumman att fyllas av sten och grus upp till en nivå som motsvarar överdjupet. Det betyder att den area som täcks av överdjupet inte kan räknas med i den area som transporterar vatten. Syftet med överdjup är att det minskar risken för att vatten avleds på utsidan av trumman och att trummans ändar ligger bättre förankrade. Eftersom den del av trummans botten som motsvarar överdjupet kommer att fyllas med sten och grus och annat som vattendraget för med sig finns förutsättningar att förhållandena kommer att likna dem som rådde innan trumman fanns. Trummor med överdjup ger besvärlig geometri för beräkning av trummors kapacitet. Därför har stöd för beräkning ”för hand” av trummor med överdjup tagits fram, se bilaga 6.3.



Figur 4.1. Trumma läggs med överdjup under dikesbotten/vattendrag

4.1.2 Kritiskt djup

Vattendjupet i en trumma kan bara i vissa speciella fall vara mindre än kritiskt djup. De speciella fallen behöver sällan beaktas vid dimensionering av en trumma. Vid beräkningar som görs utan datormodeller, t ex med energiekvationen, är det viktigt att det vattendjup man räknar med inte underskrider kritiskt djup.

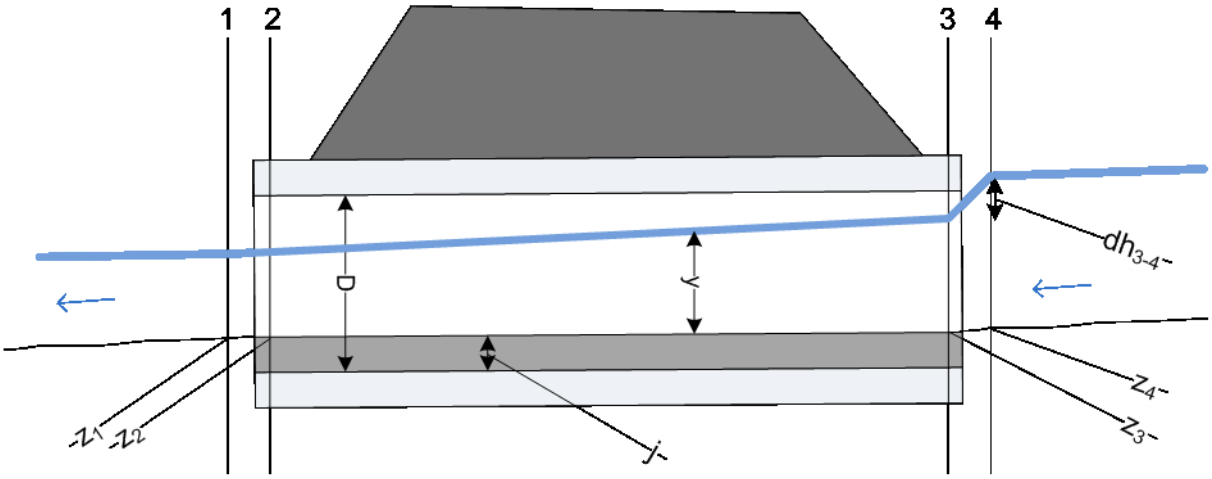
Kritiska djupet tecknas som y_(m,kr)=U^2/g, där y_(m,kr) är medeldjupet i trummans tvärsektion.

För trummor med liten lutning kan det kritiska djupet användas för bedömning av maximal flödeskapacitet för trumman. En trumma med lutning mellan ca 0 -5 ‰ och med 85 % fyllnadsgrad kan inte avbörda mycket mer vatten än det flöde som ger det kritiska djupet vid motsvarande fyllnadsgrad. Tabellerade värden finns i tabell 6.1.

4.1.3 Energiekvationen

Energiekvationen för hela trumman kan tecknas som

$$z_4 + y_4 + \alpha \frac{U_4^2}{2g} = z_1 + y_1 + \alpha \frac{U_1^2}{2g} + h_f + h_t \qquad \text{[Ekvation 4.1]}$$



Figur 4.2. Sektion för trumma med de beteckningar som används i den föreslagna beräkningsgången för trumdimensionering

De beteckningar som används illustreras i figur 4.2. Energiekvationen gäller bara under förutsättning att inte kritiskt djup nås mellan de beräknade punkterna. Därför är det viktigt att kontrollera att kritiskt djup inte underskrids vid beräkning med energiekvationen.

Inne i trumman, mellan sektion 2 och 3, är det hastighetsförändringar och friktionsförluster som styr vattenytans nivåförändring, förutsatt att det inte finns vinklar, större tillflöden eller andra faktorer som ger tilläggsförluster. Korrektionsfaktorn α kan normalt sättas till 1. Energiekvationen mellan sektion 2 och 3 kan då tecknas som

$$z_3 + y_3 + \frac{U_3^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{U_2^2}{2g} + h_f \qquad \text{[Ekvation 4.2]}$$

eller

$$h_f = z_3 - z_2 + y_3 + \frac{U_3^2}{2g} - (y_2 + \frac{U_2^2}{2g}) \qquad \text{[Ekvation 4.3]}$$

Friktionsförlusten inne i trumman, mellan sektion 2 och 3, kan beräknas med Mannings formel:

$$h_f = \frac{U_{\mathrm{m}}^2 * L}{M^2 * R_{\mathrm{m}}^{4/3}} \qquad \text{[Ekvation 4.4]}$$

där Um och Rm är medelvärden för hastighet och hydraulisk radie i sektion 2 och 3.

Vattenytans nivåskillnad mellan sektion 3 och 4 består av en inströmningsförlust och en acceleration av vattenhastigheten. I allmänhet kan det enkla uttrycket

$$dh_{3-4} = 2 * \frac{U_3^2}{2g} \qquad \text{[Ekvation 4.5]}$$

användas för att få resultat på säkra sidan.

Om det finns t.ex. intagsgaller eller sammanflöden mellan flera olika vattenflöden, strax uppströms trumman, behöver ytterligare förluster läggas till för att bestämma vattenytans nivå i sektion 4.

Ingående parametrar i energiekvationen:

α	Är en korrektionsfaktor för ojämn hastighetsfördelning i det tvärsnitt man studerar. Vanligtvis kan man sätta α =1.
M	Mannings tal ska väljas utifrån rörmaterial och den botten som kommer att utvecklas inne i trumman. Väljs normalt mellan M = 20-60.
L	Trummans längd i strömningsriktningen
U_m	Vattnets medelhastighet
A	Effektiv vattenförande area
P	Våt perimeter
R	Hydrauliska radien, R = A/P
z	Bottennivå
y	Vattendjup
h_t	Energiförlust tillägg
h_f	Energiförlust friktion

4.1.4 Beräkningsgång maxflödesdimensionering för trummor med liten lutning

Beräkningsgången är anpassad till trummor med liten lutning, ca <5‰. Vid dimensioneringen av dessa förutsätts att överdjupet i trumman är kvar genom hela trumman och påverkar trummans kapacitet. För trummor med större lutning finns begränsade förutsättningar för att överdjupet påverkar trummans kapacitet, se avsnitt 4.1.6.

Denna arbetsgång kan användas för de enkla fallen, och kan anpassas för mer komplexa förhållanden.

- Bestäm dimensioneringsförutsättningar
  - Dimensionering vid höga flöden eller höga vattennivåer görs mot följande kriterier:
    - Acceptabel nivå för uppströms liggande bebyggelse och infrastruktur
    - Bruksnivå och konstruktionsnivå
    - Marksättningar
    - Vattenstånd i nedströms liggande vattendrag
    - Vattendragets befintliga höjdläge
    - Risk för erosion
    - Förutsättningarna vid inströmning till trumman, t ex galler
  - Välj dimensionerande situationer som kan vara dimensionerande vid höga flöden eller höga vattennivåer.
- Bestäm indata
  - Dimensionerande flöde HQ_T
  - Bestäm trummans längd
  - Mät in vattendragets geometri så att bottennivåer z1 och z4 kan bestämmas och så att y1 kan beräknas
  - Beskriv dimensionerande nivåer, HHW_t, nedströms trumman

- Välj en dimensionerande situation
- Bestäm vattennivån nedströms trumman, HHW_t, i sektion 1.
- Gör en första ansats till vad som kan vara lämplig dimension för att klara HQ_T. För trummor med överdjup enligt TK Avvattning kan tabell 6.1 användas för en första ansats, och man väljer då en trumma som klarar ett flöde som är ca 30 % större än flödet HQ_T.
- Rita en längdsektion för trumman
  - med beaktande av krav på överdjup
  - med trummans lutning i huvudsak samma som vattendragets lutning, mellan sektion 1 och 4. Välj dock lutning lägst minimilutning.
- Bestäm om det är kritiskt djup i trumman eller dämning nedströms ifrån som styr vattenytans nivå i sektion 2:
  - Bestäm kritiskt djup för vald dimension på trumma vid HQ_T. För trummor med överdjup enligt TK Avvattning kan figur 6.1 eller 6.2 användas.
  - Beräkna vattenytans nivå i sektion 2 vid kritiskt djup i trumman.
  - Beräkna vattenytans nivå i sektion 2 vid dämning nedströms ifrån, utifrån HHW_t, i sektion 1. Normalt kan hela hastighetshöjden i utloppet anses gå förlorad, dvs HHW_t i sektion 2 kan sättas samma som i sektion 1.
  - Jämför nivån vid kritiskt djup med nivån vid dämning nedströms ifrån. Den av nivåerna som är högst bestämmer vattenytans nivå i sektion 2.
- Kontrollera i sektion 2, att trumman är max 85 % fylld vid *HHW*. Annars kan en större trumma väljas, eller en konsekvensbedömning göras.
- Kontrollera att vattendjupet i trummans uppströmsände, sektion 3, vid HQ_T är lägre än 85 % av trummans dimension. Vattendjupet i sektion 2 är känt enligt ovan. Vattendjupet i sektion 3 får inte överskrida 85 % av trummans dimension. Om man antar att vattendjupet i sektion 3 är 85 % av trummans dimension kan ekvation 4.3 beräknas och man får då den ”tillgängliga friktionsförlusten”. Därefter beräknas friktionsförlusten mellan sektion 2 och 3 med Mannings formel, ekvation 4.4. Om friktionsförlusten beräknad med Mannings formel är mindre än den tillgängliga friktionsförlusten klarar trumman dimensioneringsvillkoret max 85 % fyllnadsgrad vid sektion 3. För långa eller brant lutande trummor kan det vara lämpligt att göra beräkningen i flera steg. Här förutsätter vi ett steg.
  - Beräkna vattendjupet i sektion 3, som motsvarar 85 % fyllnadsgrad av trumman.
  - Beräkna U, A och P i sektion 2 och 3. För trummor med överdjup enligt TK Avvattning kan figur 6.3 - 6.6 i avsnitt 6.3 användas.
  - Beräkna tillgänglig friktionsförlust enligt ekvation 4.3.
  - Beräkna friktionsförlusten med Mannings formel, ekvation 4.4.
  - Om friktionsförlusten enligt Mannings formel, ekvation 4.4, är mindre än den tillgängliga nivåskillnaden mellan sektion 2 och 3 kommer vattenytan vid HQ_T i sektion 3 att stå lägre än vad som motsvarar 85 % fyllnadsgrad, vilket betyder att det dimensioneringsvillkoret är uppfyllt. Om friktionsförlusten enligt Mannings formel, ekvation 4.4, är större betyder det att villkoret inte är uppfyllt. Då behövs en större dimension på trumman.
- Bestäm vattennivån i sektion 4.

- Bestäm vattennivån i sektion 3, genom nya beräkningar eller bedömningar av resultaten i steget ovan. Vid kapacitetskontroll kan man ofta utgå från att trumman är till 85 % fylld i sektion 3. Om mer noggranna beräkningar måste göras så behövs passningsräkning för att bestämma vattenytans nivå i sektion 3 vid aktuellt flöde.
- Vattenytans nivåskillnad mellan sektion 3 och 4 beräknas med ekvation 4.5, såvida inte tilläggsförluster i form av galler, sammanflöden mellan olika vattenflöden, eller annat gör att ytterligare förluster uppstår.
- Beräkna vattenytans nivå i sektion 4.

- Bestäm om vattenytans nivå uppströms sektion 4 uppfyller kriterierna för dimensionering vid höga flöden eller höga vattennivåer.
- Kontrollera övriga tänkbara situationer vid maxflödesdimensionering.
- Kontrollera övriga kriterier för maxflödesdimensionering
- Kontrollera förhållandena vid momentanflöde och gör konsekvensanalys.

4.1.5 Kontroll mot andra dimensioneringskrav än höga flöden eller höga vattennivåer

Trummans dimension och höjdsättning kontrolleras också vanligtvis mot andra driftfall än höga flöden och höga nivåer, mot åtminstone följande kriterier:

- Torrläggningsbehov av åker och äng
- Vandringshinder
- Erosionsskydd
- Konstruktionsnivå
- Marksättningar

4.1.6 Trummor med stor lutning

Trummor med stor lutning kommer i vissa fall inte att bibehålla ett överdjup i hela trummans längd. Det betyder att den area som överdjupet skulle haft kan ingå i den effektiva arean. Beräkningar och bedömningar behövs för att avgöra vilka ledningssträckor som har överdjup och inte. I huvudsak är beräkningsgången i övrigt likartad för dessa fall.

4.2 Hydraulisk beräkning av diken

Dikens hydrauliska kapacitet styrs av dikets dimensioner, lutning och hur ytan i diket är beskaffad. Nomogram för beräkning av flödeskapacitet för diken med olika utformningar finns i bilaga 6.4.

4.3 Hydraulisk beräkning av ledningar

Hydrauliska beräkningar av ledningar genomförs idag ofta med datormodeller. I de fall handberäkningar genomförs är Colebrooks diagram ett nödvändigt hjälpmedel, se bilaga

6.5. I de allra flesta fall ska Colebrooks formel användas med k = 1 mm, oavsett rörmaterial.

Vid stora ledningsdimensioner, >500 mm, kan brunnsförluster och förluster i punkter där delflöden möts vara av avgörande betydelse för ledningens kapacitet vid maxflödesdimensionering. Både vid beräkning med datormodeller och vid handberäkningar är det nödvändigt att göra särskilda bedömningar av dessa förluster, då de kan vara helt avgörande för ledningens kapacitet.

5 Bakgrund och motiv

5.1 Korta förklaringar och motiv till dimensioneringskraven

Trafikverkets krav och råd avseende avvattningsteknik är framtagna med dels kapacitetsrelaterade överväganden och dels konsekvensrelaterade överväganden. Med kapacitet avses här förmågan att hantera, leda förbi och/eller leda bort förekommande vatten utan att det uppkommer permanenta störningar eller skador på anläggningen eller kringliggande mark och fastigheter.

De konsekvensrelaterade övervägandena avser de konsekvenser som följer såväl inom de kapaciteter som upprättas som när dessa kapaciteter överskrids. Konsekvenserna kan vara allt ifrån försumbara, såsom att det tillfälligt uppkommer vattensamlingar i ett vägdike, till att vara mycket svåra i form av bortspolning av en väg- eller järnvägsanläggning eller omfattande översvämningar av bebyggelse.

Kravövervägandena är gjorda i enlighet med SS-EN 752 där följande citat utgör själva kärnan:

"Requirements shall be established that, whilst taking into account sustainable development and whole life costs including indirect costs (e.g. cost of social disruption), ensure that drain and sewer systems convey and discharge their contents without causing unacceptable environmental nuisance, risk to public health, or risk to personnel working therein."

Som övergripande krav gäller är att väg- och järnvägsanläggning ska vara intakta efter hydrologiska händelser inom angivna kravnivåer. Med "intakt" avses att anläggningen ska vara fullt brukbar. Det är dock godtagbart/rimligt att smärre underhållsåtgärder kan behöva vidtas såsom exempelvis rensning av vattendrag vid truminlopp eller kontroll och eventuellt återställande av erosionsskydd.

Vidare ska det eftersträvas att anläggningen ska vara brukbar under pågående hydrologiska händelser inom angivna kravnivåer. Det är dock godtagbart att planera en anläggning så att den i enstaka fall förväntas få en nedsatt brukbarhet eller kortare avbrott i brukbarheten om starka skäl för detta föreligger. I de fall valet görs att dimensionera och utforma anläggningsdelar på sådant sätt att det inom angivna kravnivåer kan förväntas enstaka fall med nedsättning eller avbrott i brukbarheten så ska detta redovisas med analys och motiv till beslutet i en avvattningsteknisk utredning. Vidare ska den aktuella platsen förses med adekvata varningssystem som säkerställer trafikanternas säkerhet.

Inom nationell och internationell branschpraxis formuleras kapacitetsanspråken som återkomsttider. Återkomsttid är ett sätt att beskriva sannolikheten för att exempelvis ett visst vattenflöde eller en viss vattennivå överskrids. Detta innebär till exempel att

sannolikheten för att ett 50-årsflöde inträffar ett visst år är 1/50=0,02 eller 2 %. För en väg- eller järnvägsanläggning är det dock mer relevant att uppskatta sannolikheten för minst ett 50-årsflöde under anläggningens planerade livslängd. Exempelvis är sannolikheten för att det inträffar minst ett 50-årsflöde under en 50-årsperiod är $1 - \left(1 - \left(\frac{1}{50}\right)\right)^{50} = 0{,}64$ eller 64 %. Olika delar och funktioner i avvattningssystemen behöver dimensioneras för olika syften vilket innebär att återkomsttider som anges i olika krav kan skilja sig avsevärt.

5.2 Extremflöden

Angivna kravnivåer medför indirekt ett medvetet risktagande och en acceptans att det kan förekomma flöden som är större än vad man dimensionerat för. Dimensionerande nederbörd och flöden är dessutom förenklingar av de faktiska skeendena som genererar höga flöden. Det kvarstår därför alltid en viss sannolikhet att det uppkommer större flöden än vad man dimensionerat för. Sådana händelser kan många gånger vara förknippade med en kedja av väderhändelser där naturens kapacitet att magasinera vatten och begränsa flöden successivt har uttömts. I vissa fall kan detta också ske i kombination med att det skett betydande påverkan inom avrinningsområdet såsom exempelvis bävrars dammbyggen eller skogsavverkning.

5.3 Klimatförändringar

Klimatet är föränderligt över tiden och förändringar som sker inom en anläggnings förväntade tekniska livslängd behöver beaktas. I vissa fall kan klimatförändringar medföra avsevärt ökade anspråk på en avvattningsfunktion medan de i andra fall endast har marginell betydelse. Anpassning kan ske på flera olika sätt, men i detta dokument väljs att ta till marginal för klimatförändringar i de kravnivåer som ansätts istället för att försöka sig på specifika uppräkningsparametrar.

5.4 Avvattning av väg- eller banområde

För trafikerade ytor är toleransen för pölbildning, vattenfilm och kvarstående vatten låg. Vattnet bör vara borta inom minuter efter att regnet upphört. Även andra ytor såsom perronger, trottoar och väntplatser kan också vara aktuella. Här är dock kraven lägre vad gäller hur snabbt avvattningen behöver ske. Dagvatten från hårdgjorda ytor är potentiellt förorenat vilket alltid ska beaktas vid omhändertagande av sådant vatten.

För icke hårdgjorda ytor finns i regel en tolerans att sådant vatten kan kvarstå kortare perioder. Vanligen är det framströmmande grundvatten som ger mera långvarig förekomst av vatten i ett dike. Typiskt är detta i samband med tjällossning när det frigörs mycket vatten i markerna samtidigt som vegetationen och avdunstningen inte är särskilt aktiva. Beroende på väg- eller järnvägskonstruktionen så kan det vara rimligt att tolerera vatten i flera dygn upp till i det närmaste permanent. Givetvis i det senare fallet med hänsyn tagen till trafik- och konstruktionssäkerhet (vi godtar ju bank som gränsar direkt mot sjö eller vattendrag!).

Ofta finns goda förutsättningar för att dagvatten som uppkommer kan infiltrera i icke hårdgjorda ytor i direkt anslutning till de hårdgjorda ytor som det uppkommer på. Även dagvatten från icke hårdgjorda ytor kan ofta till fullo infiltrera inom eller nära de ytor där

det uppkommer. Ibland saknas dock förutsättningar för att utan särskilda åtgärder låta dagvattnet infiltrera och i sådana fall behöver detta vatten omhändertas.

Omhändertagande av nederbörd, smältvatten, framströmmande grundvatten och annat vatten som uppkommer inom ett vägområde eller en järnvägsfastighet innefattar förutom bortledning främst moment som fördröjning, magasinering och/eller rening. Detta kan ske inom eller utom vägområdet eller järnvägsfastigheten.

- Det är godtagbart och normalt att det blir ”översvämning” ibland, det vill säga att avvattningssystemets kapacitet till magasinering och bortledning överskrids.
- Hur ofta detta får ske ska bestämmas av konsekvenserna vid ett sådant överskridande.
- Acceptans för överskridande torde ligga inom intervallet högst någon enstaka gång per 50 år upp till någon gång om året
- Tänkbara konsekvenser vid överskridande av avvattningskapaciteten är bland annat:
    - Tillfälligt förhöjd vattenhalt i väg- eller bankonstruktionen (= små konsekvenser)
    - Långvarigt förhöjd vattenhalt i väg- eller bankonstruktionen (= måttliga till svåra konsekvenser)
    - Vattensamling på vägbana (= måttliga till svåra konsekvenser)
    - Vattensamling i dike eller sidoområde (= små konsekvenser)
    - Utflöde av vatten på annan mark/fastighet (bräddning) (= måttliga till svåra konsekvenser)
    - Erosionsskador (= måttliga till svåra eller mycket svåra konsekvenser)
    - Skador genom dämning (tryckskador) (= svåra till mycket svåra konsekvenser)
- Det finns en rad olika väder- och klimathändelser som kan leda till att avvattningskapaciteten överskrids:
    - Intensiv nederbörd, främst i form av konvektivt regn.
    - Även måttligt intensivt regn i fall när marken sedan tidigare har en hög vattenmättnad (såsom i samband med tjällossning eller efter en längre regnperiod)
    - Snösmältning
    - Regn vid tjälad mark
    - Vid dämning i avvattningssystemet (t.ex. isdämning, åverkan av djur eller människor såsom bävrar och surgubbar)

Av ovan angivna faktorer är det konvektiva regnet någorlunda beräkningsbart i termer av flödesmängder och återkomsttider. Ju mer urbaniserat och hårdgjort ett område är desto mer avgränsas den dimensionerande förutsättningen till att vara det konvektiva regnet.

Övriga faktorer är betydligt svårare att uppskatta i dessa termer. Erfarenhetsmässigt är det dock de konvektiva regnen som ofta ger upphov till de största flödena varför dessa i normalfallet kan vara dimensioneringsgrundande. Det bör dock alltid göras en bedömning av vilka andra faktorer som skulle kunna leda till överskridande av avvattningskapaciteten och om någon av dessa kan tänkas leda till svårare konsekvenser än det dimensionerande regnet.

5.4.1 Skada på anläggningen vid höga flöden

Med skador på anläggningen vid höga flöden avses i första hand akut bortspolning av material eller av delar eller hela konstruktionen.

Att anläggningen tillfälligt inte kan gå att bruka på grund av höga vattennivåer kan visserligen i någon mening också betraktas som en skada. Så länge som ingen skada kvarstår efter att vattnet har sjunkit tillbaka är denna typ av översvämningar tolerabla även med kortare återkomsttider än den dimensionerande. Om en anläggning utförs på sådant sätt att den tillåts översvämmas ibland behöver detta framgå av skötsel och förvaltningsinstruktioner som inkluderar beskrivningar av hur dessa översvämningar ska hanteras. Det kan handla om varningssystem och möjligheter till avstängningar med kort varsel.

5.4.2 Rationella metoden, permeabla ytor och infiltration

Den rationella metoden för beräkning av flöden är ursprungligen framtagen för avrinningsberäkningar för mindre och enklare, relativt homogena avrinningsområden. Syftet med metoden var att kunna förutsäga flöden i främst vattendrag och markavvattningsdiken. Rationella metoden adopterades till den urbana miljön och visade sig vara en väl fungerande metod för att kvantifiera förekommande flöden i de urbana avvattningssystemen. Metoden har en styrka i att vara enkel och ge tillräcklig noggrannhet för de flesta kvantitativa tillämpningarna.

För vissa tillämpningar har dock rationella metoden svagheter och brister som gör den olämplig att använda. De viktigaste av dessa svagheter är följande:

- Metoden lämpar sig inte att beräkna flöden på icke hårdgjorda ytor med underliggande omättad zon (ett vägdike har ofta den egenskapen).
- Vid tillämpning av metoden är det svårt att hantera betydelsen av att marken kan vara olika mycket mättad vilket kan leda till stora underskattningar vid vissa flödesberäkningar.
- Metoden kräver att avrinningskoefficienter justeras beroende på intensiteten hos nederbörden vilket dock sällan görs i praktiken.
- När det gäller dagvattenflöden så gäller det att hålla isär direkta flöden (vatten från hårdgjorda ytor som förs direkt in i ledningssystem) och indirekta flöden (vatten som tränger ut i utströmningsområden som följd av att infiltrerande vatten ökar portryck).

I denna publikation anges därför en modifierad version av rationella metoden där särskild hänsyn ska tas till icke hårdgjorda ytor och möjligheten för vatten att infiltrera i dessa ytor. Ytor med betydande underliggande omättad zon har i regel en kapacitet att infiltrera och magasinera vatten. Ytor i utströmningsområden eller med mycket begränsad underliggande omättad zon har å andra sidan mycket begränsade kapaciteter i dessa avseenden.

I normalfallet i Sverige infiltrerar största delen av den nederbörd som faller på vegeterade ytor. Moränmark har i regel en högre infiltrationskapacitet än ett typiskt dimensionerande regn med återkomsttiden 1 år och varaktighet 15 minuter (= 85 l/(s·ha) enligt Dahlströms formel).

Vägområden i allmänhet och särskilt bankslänter utförs avsiktligt med god genomsläpplighet. Baserat på svenska erfarenheter och det tyska regelverket Die Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Entwässerung (RAS-Ew) och de källor som denna publikation hänvisar till kan infiltrationskapaciteten hos vegeterade ytor inom vägområdet ansättas till minst 100 l/(s·ha). Lecher och Ludwig (1987) konstaterade genom omfattande infiltrationsförsök värden från 100 till över 2000 l/(s·ha). Inom projektet Östra Mälaren Vattenskyddsområde gjorde flera motsvarande infiltrationsförsök och man fann även där infiltrationskapaciteter inom samma intervall som Lecher och Ludwig.

5.4.3 Val av strategier, kravkriterier och kravnivåer

För att kunna bestämma dimensionerande vattenlast behöver det göras ett antal val och ställningstaganden om vilka kriterier som ska ingå samt vilka nivåer som ska gälla.

- Återkomsttid/sannolikhet
- Konsekvens
    - Störningstolerans
    - Risk för personskada
    - Kostnad för återställande
    - Kostnad under tid som störning föreligger

De dimensioneringsprinciper som Trafikverket har ärvt av främst Vägverket har konstaterats vara både trubbiga och osäkra. De handledningar som har utvecklats har i praktiken kondenserat ner dimensioneringsarbetet till att bestämma tillräcklig flödes- och volymskapacitet i förhållande till dimensionerande regn eller flöde och att sedan omsätta detta till en tvärsnittsarea och en lutning på ett genomlopp. Det har visserligen framhållits i VVMB 310 att förväntade konsekvenser av höga flöden ska vägas in vid dimensioneringsberäkningar och bedömningar, men detta bedöms har fått ett begränsat genomslag i realiteten.

När det gäller hållfasthet och beständighet hos själva anläggningskomponenterna bedöms dock att dimensioneringen historiskt har varit mer ändamålsenlig.

I denna metodbeskrivning och de krav- och rådsdokument som denna ansluter till har dimensioneringsprinciperna genomgått en omfattande revidering som tagit intryck av andra europeiska länders kravdokument och handledningar.

När det gäller vattendrag av ekologisk betydelse så har det bedömts lämpligt att i första hand utgå ifrån att bibehålla vattendragets ekologiska karaktär. Detta har bedömts i de flesta fall innebära en större flödes- och volymskapacitet än vad dimensionering på dessa kriterier skulle leda till. En enklare prövning att så är fallet ska dock alltid göras.

6 Bilagor

6.1 Beställning av flödesdata

Exempel på beställning av flödesdata från SMHI. Innehållet i beställningen är i regel objektsspecifikt, men ska alltid innehålla tydliga uppgifter om koordinater.

Ärendenummer
TRV2012/89092
Ert ärendenummer
[Motpartens ärendeID]

Dokumentdatum
2012-12-11
Sidor
1(1)

TRAFIKVERKET

via mail
(jonas.german@smhi.se)
SMHI
Jonas German
601 76 NORRKÖPING

Beställning av hydrologiska data

Trafikverket önskar härmed beställa följande hydrologiska uppgifter:

- HQ50, MHQ, MQ, LLQ, nederbördsområde, sjöprocent och momentanflöden (100-årsvärden) för:

		RT90 2,5 gon V	
Anl.nr	**Anl.namn**	**N**	**E**
--	Trumma över Vierrabäcken på väg 805 *(Jokkmokks kn)*	7418134	1643834
25-1961-1	Bro över Harrbäcken 15 km NV Björknäs på väg 805 *(Jokkmokks kn)*	7418994	1642030
--	Trumma över Såkkvaratjbäcken på väg 805 *(Jokkmokks kn)*	7420819	1638263
25-1275-1	Bro över (Rutatjjåkkå) Tjäuhlakluokte vid Savo på väg 805 *(Jokkmokks kn)*	7421989	1631899

Ev frågor kan ställas till Simon Lövgren, tel: 0771-921 921.

Uppgifterna skickas till:
Trafikverket
Att: Ann-Christine Burman
Box 809
971 25 LULEÅ

Fakturan skickas till:
Trafikverket
Box 851
833 26 STRÖMSUND

Märkes: EF 000000 Simon Lövgren

Med vänlig hälsning

Ann-Christine Burman

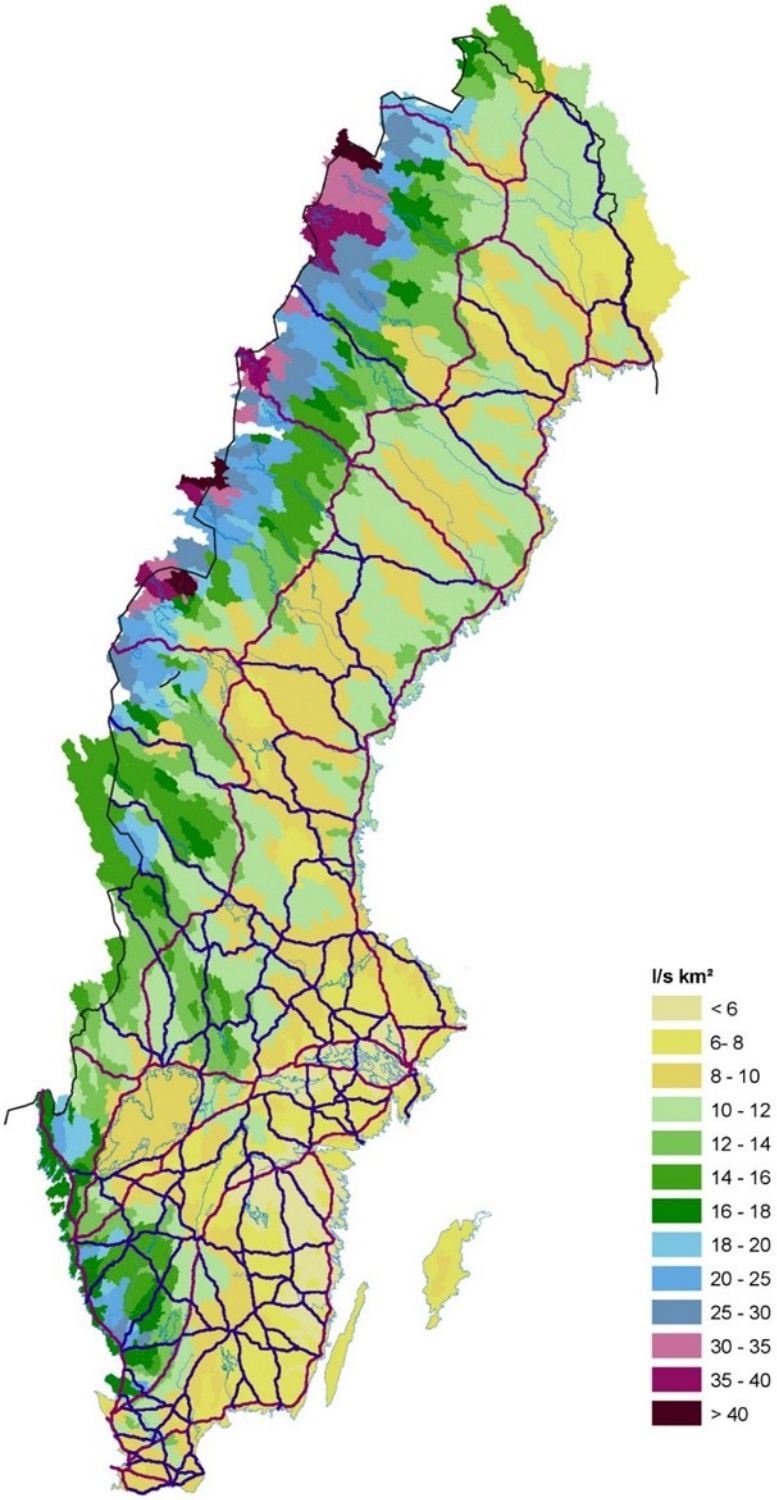
TDOK 2010:28 Mall_Brev v.3 (Fastställd av Trafikverket)

Trafikverket
Box 809
971 25 Luleå
Besöksadress: Sundsbacken 2-4

Telefon: 0771 - 921 921
trafikverket@trafikverket.se
www.trafikverket.se

6.2 Specifik medelavrinning, *Mq*

Beräknad specifik medelavrinning för perioden 1961-2004, *Mq* (l/(s·km^2)), källa SMHI.



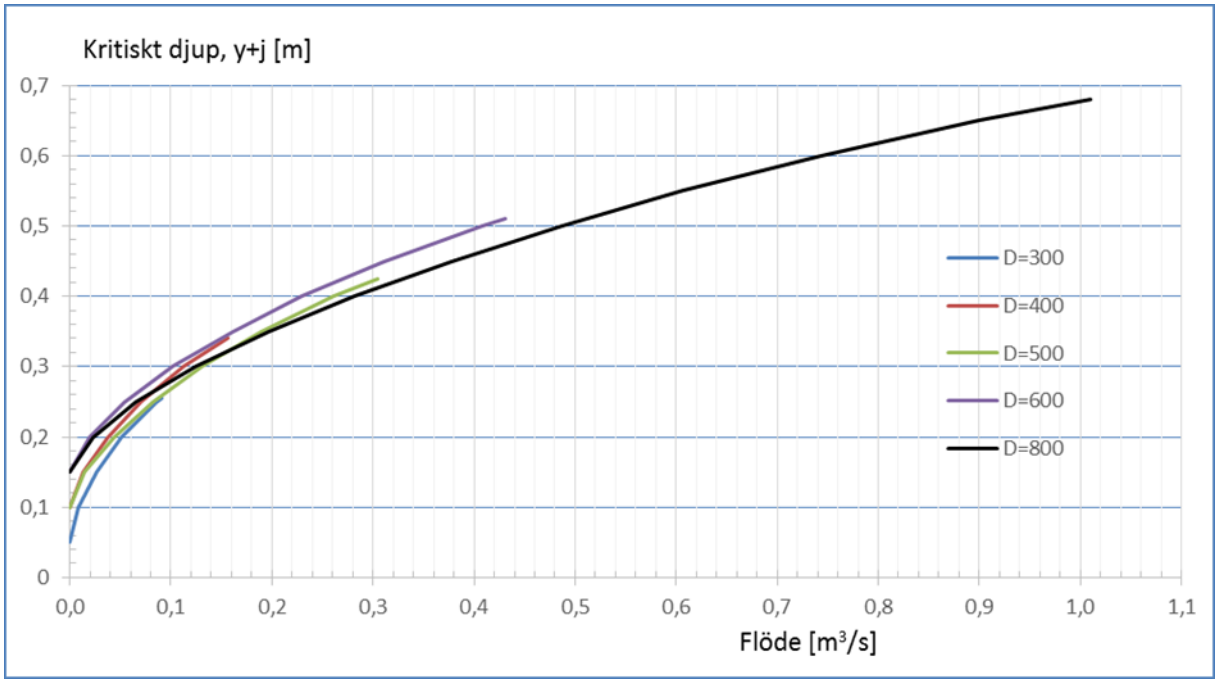
6.3 Flödeskapacitet för trummor

För trummor med liten lutning kan det kritiska djupet användas för bedömning av maximal flödeskapacitet för trumman. En trumma med lutning mellan ca 0 -5 ‰ och med 85 % fyllnadsgrad kan inte avbörda mycket mer vatten än det flöde som ger det kritiska djupet vid motsvarande fyllnadsgrad. Vid en första ansats bör man välja en dimension med ett vattenflöde som är ca 30 % större än flödet HQ_T.

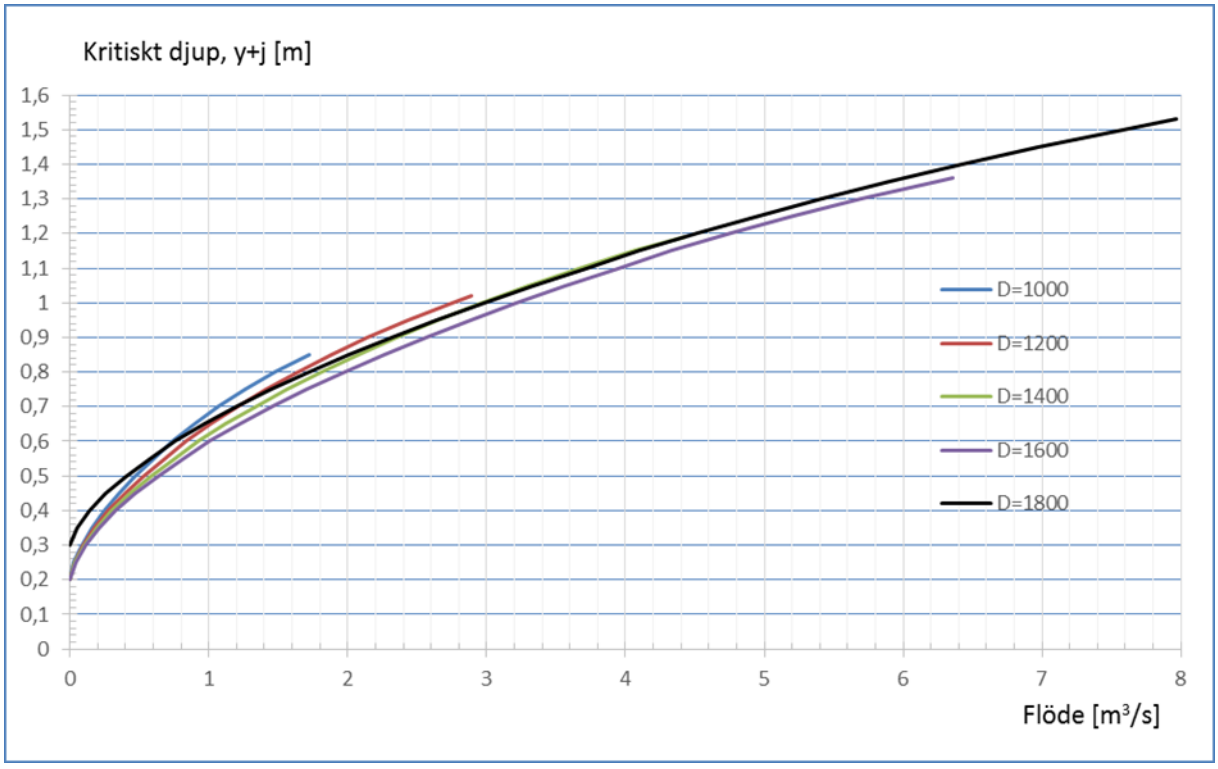
Tabell 6.1. Vattenflöde vid kritiskt djup motsvarande 85 % av fylld trumma, räknat med överdjup.

Lednings-diameter	Över-djup, j	Vatten-djup, y	Flöde
[mm]	[m]	[m]	[m^3/s]
300	0,05	0,21	0,090
400	0,10	0,24	0,156
500	0,10	0,33	0,304
600	0,15	0,36	0,431
800	0,15	0,53	1,010
1000	0,20	0,65	1,721
1200	0,20	0,82	2,892
1400	0,20	0,99	4,429
1600	0,20	1,16	6,360
1800	0,30	1,23	7,970

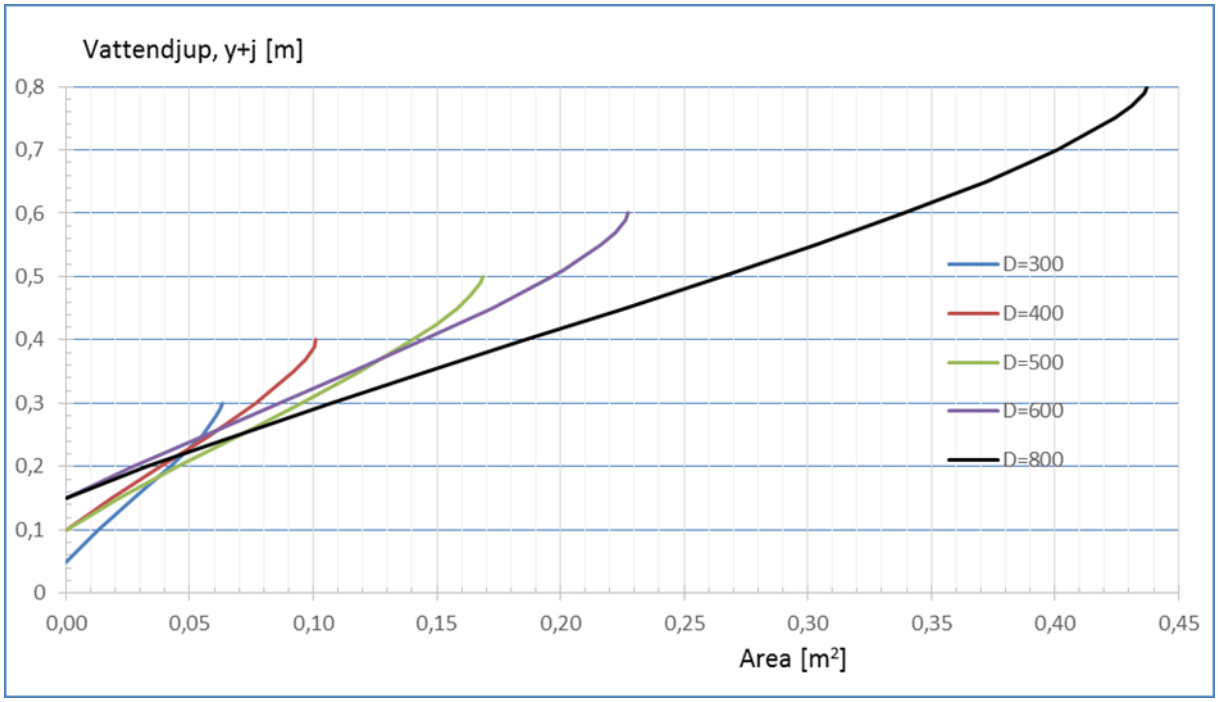
Figur 6.1 och 6.2 beskriver kritiskt djup över trummans vattengång som funktion av flödet vid olika trumdimensioner. Flödet har beräknats utifrån att trumman har lagts med överdjup. Med ett känt dimensionerande flöde kan man alltså ur diagrammen få ut vilket kritiskt vattendjup det motsvarar i trumman.



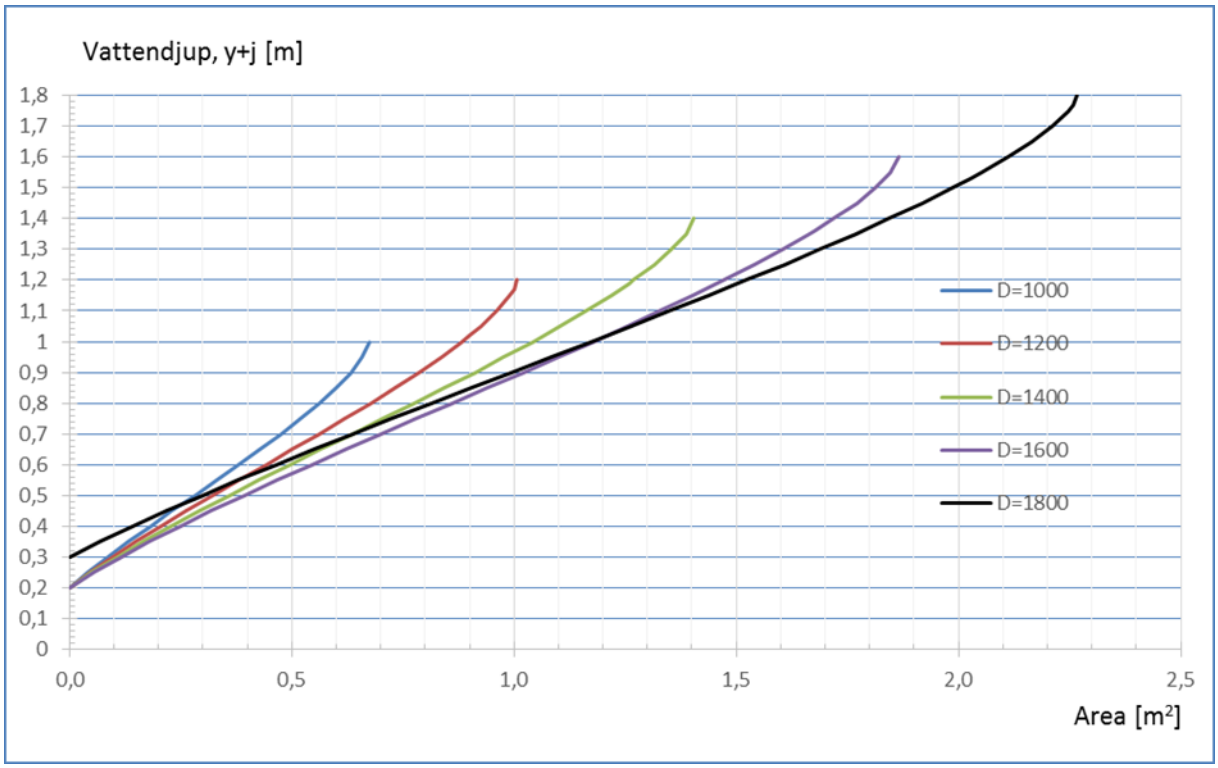
Figur 6.1. Kritiskt djup och flöde vid ledningsdimensioner 300-800 mm lagda med överdjup.



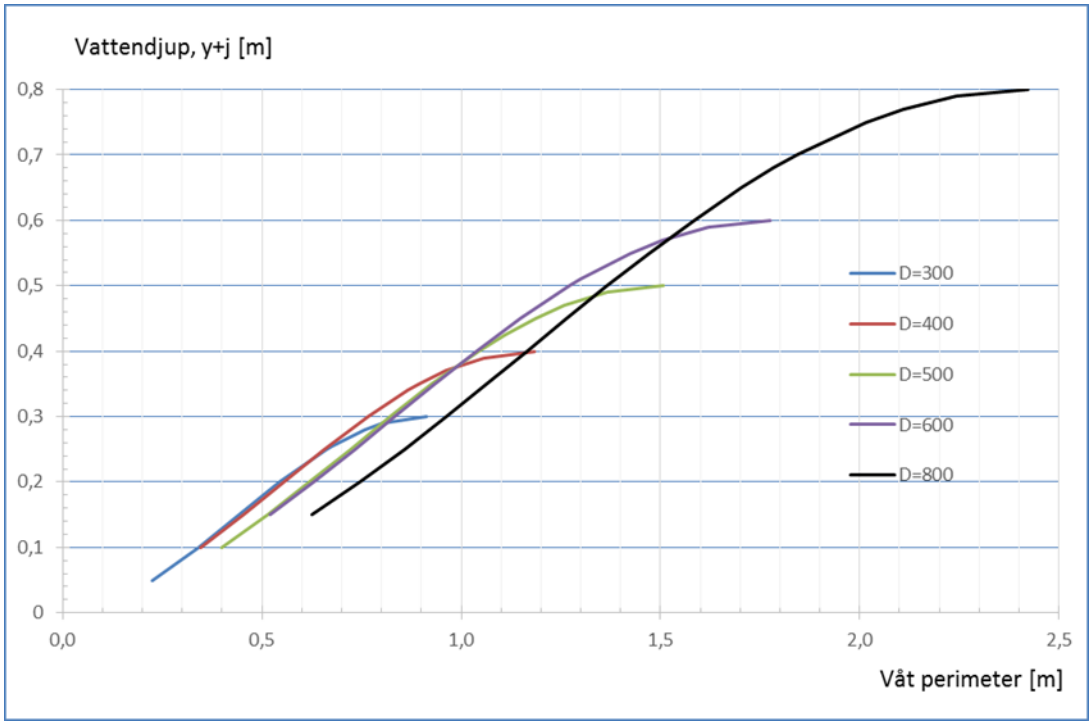
Figur 6.2. Kritiskt djup och flöde vid ledningsdimensioner 1000-1800 mm lagda med överdjup.



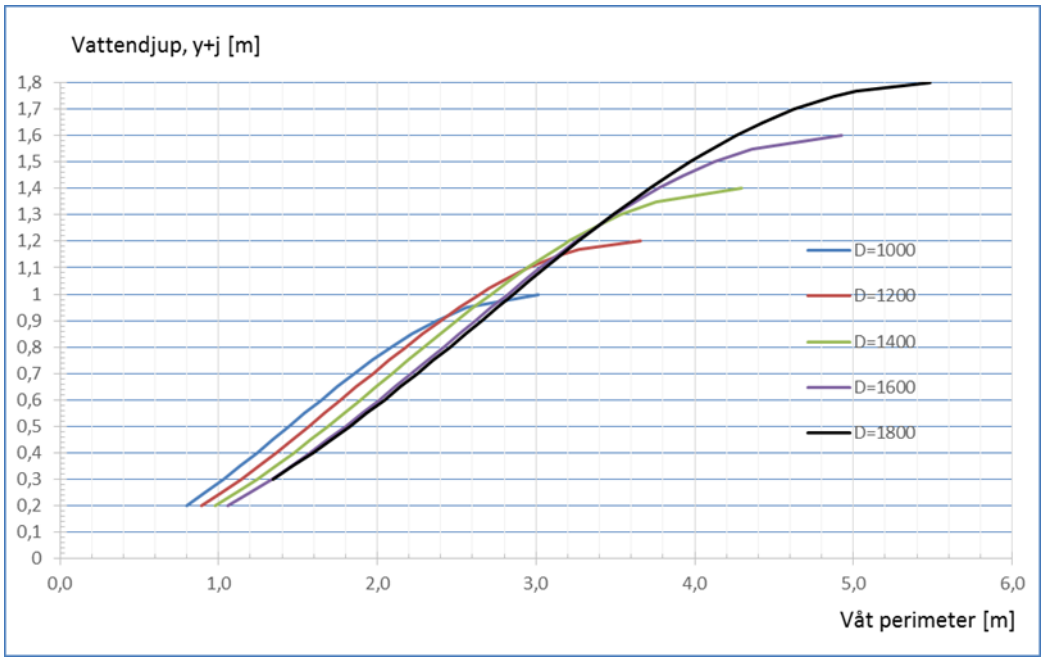
Figur 6.3. Area och vattendjup vid ledningsdimensioner 300-800 mm lagda med överdjup.



Figur 6.4. Area och vattendjup över vattengången vid ledningsdimensioner 1000-1800 mm lagda med överdjup.



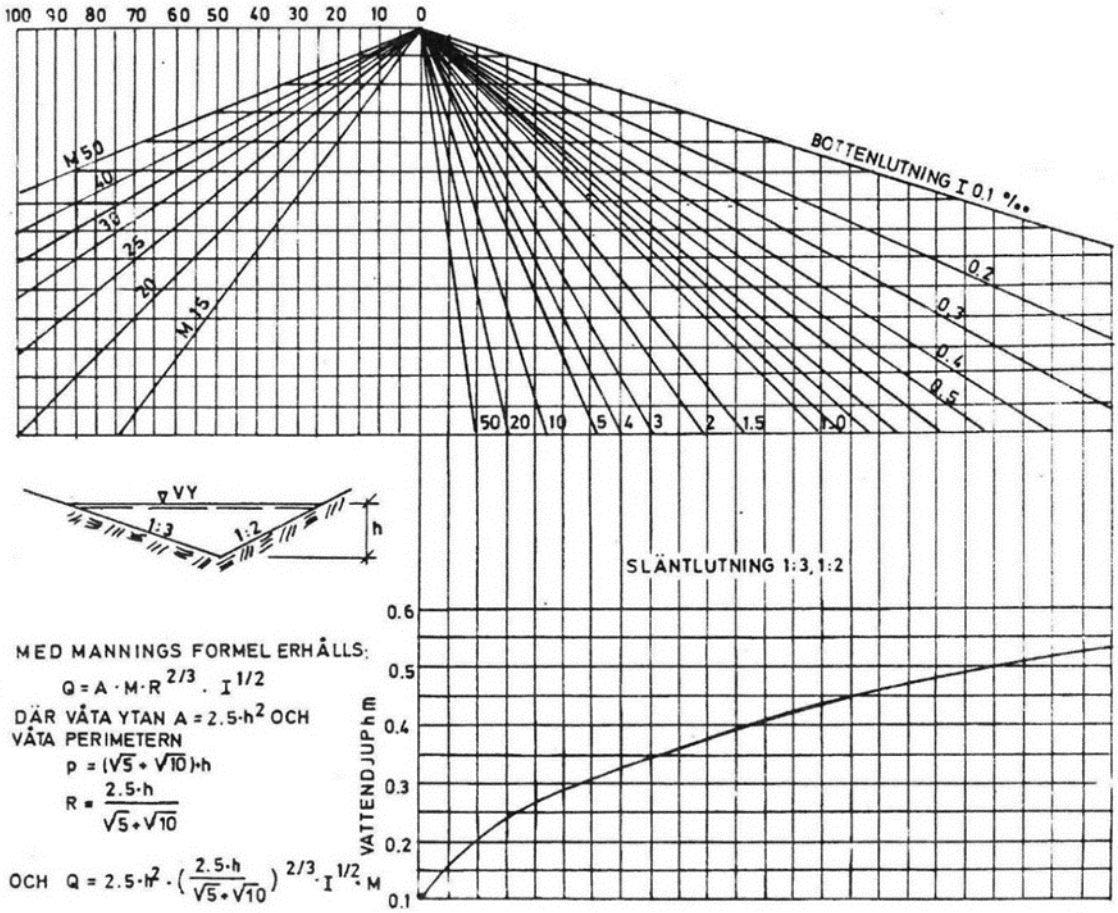
Figur 6.5. Våt perimeter och vattendjup vid ledningsdimensioner 300-800 mm lagda med överdjup.



Figur 6.6. Våt perimeter och vattendjup vid ledningsdimensioner 1000-1800 mm lagda med överdjup.

6.4 Nomogram för diken

NOMOGRAM ÖVER SAMBAND MELLAN VATTENFÖRING Q, BOTTENLUTNING I, SLÄNTLUTNING 1:3, 1:2 OCH VATTENDJUP h I ÖPPET V-FORMAT DIKE



MED MANNINGS FORMEL ERHÅLLS:

$$Q = A \cdot M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

DÄR VÅTA YTAN $A = 2.5 \cdot h^2$ OCH VÅTA PERIMETERN

$$p = (\sqrt{5} + \sqrt{10}) \cdot h$$

$$R = \frac{2.5 \cdot h}{\sqrt{5} + \sqrt{10}}$$

OCH $Q = 2.5 \cdot h^2 \cdot \left(\frac{2.5 \cdot h}{\sqrt{5} + \sqrt{10}}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot M$

MANNINGS TAL M

YTANS BESKAFFENHET

TÄMLIGEN JÄMN, STARKT BEVUXEN	M = 20 - 25
SPRÄNGT BERG	M = 20 - 25
JÄMN, NÅGOT BEVUXEN STENIG (MORÄN O DYL)	M = 20 - 40
JÄMN (OBEVUXEN LERA, FAST SAND o DYL)	M = 40 - 50

VID BERÄKNING ENL MANNINGS FORMEL ANGES Q i m3

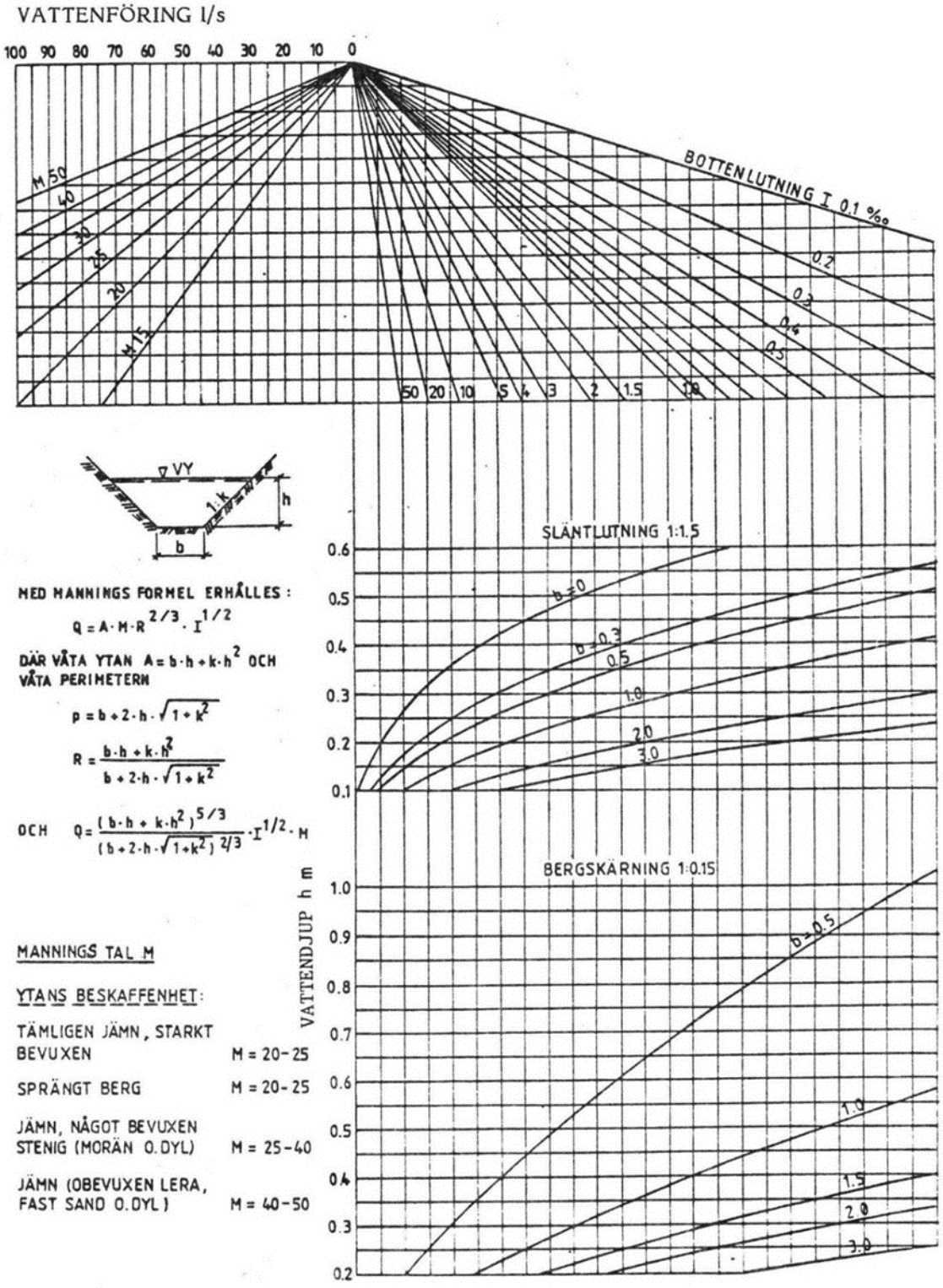
A i m2

R i m

EXEMPEL

VATTENFÖRING	Q	=	60 l/s
MANNINGS TAL	M	=	30
BOTTENLUTNING	I	=	1,5 °/oo
GER VATTENDJUP	h	=	0,28 m

NOMOGRAM ÖVER SAMBAND MELLAN VATTENFÖRING Q, BOTTENLUTNING I, BOTTENBREDD b, SLÄNTLUTNING 1:k OCH VATTENDJUP h I ÖPPNA DIKEN



MED MANNINGS FORMEL ERHÅLLES:

$$Q = A \cdot M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

DÄR VÅTA YTAN $A = b \cdot h + k \cdot h^2$ OCH VÅTA PERIMETERN

$$p = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + k^2}$$

$$R = \frac{b \cdot h + k \cdot h^2}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + k^2}}$$

OCH $$Q = \frac{(b \cdot h + k \cdot h^2)^{5/3}}{(b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + k^2})^{2/3}} \cdot I^{1/2} \cdot M$$

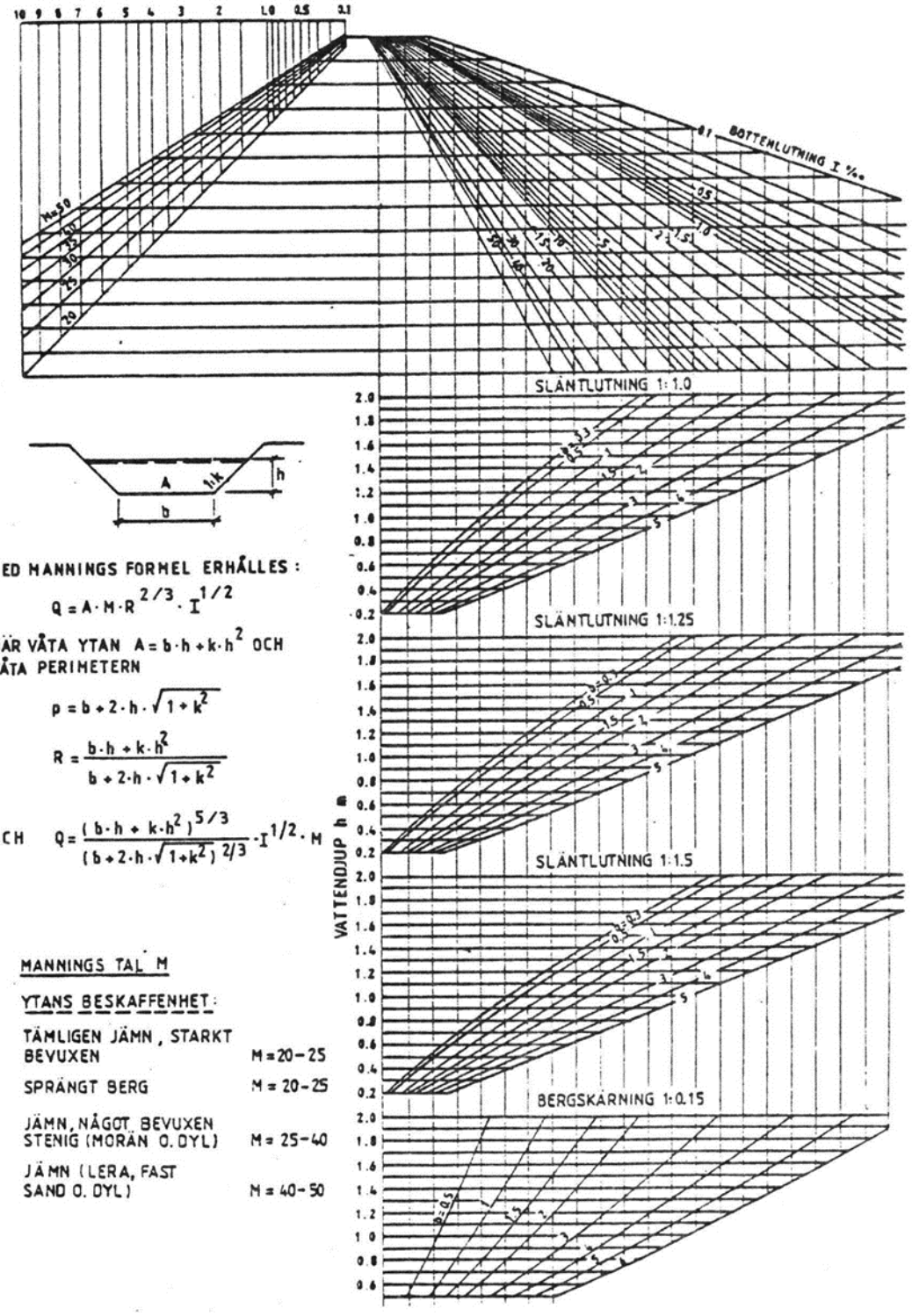
MANNINGS TAL M

YTANS BESKAFFENHET:

TÄMLIGEN JÄMN, STARKT BEVUXEN	M = 20-25
SPRÄNGT BERG	M = 20-25
JÄMN, NÅGOT BEVUXEN STENIG (MORÄN O.DYL)	M = 25-40
JÄMN (OBEVUXEN LERA, FAST SAND O.DYL)	M = 40-50

NOMOGRAM ÖVER SAMBANDET MELLAN VATTENFÖRING Q, FRIKTION M, BOTTENLUTNING I, BOTTENBREDD b, SLÄNTLUTNING 1:k OCH VATTENDJUP h I ÖPPNA DIKEN

VATTENFÖRING Q m3/s



MED MANNINGS FORMEL ERHÅLLES:

$$Q = A \cdot M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

DÄR VÅTA YTAN $A = b \cdot h + k \cdot h^2$ OCH VÅTA PERIMETERN

$$p = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + k^2}$$

$$R = \frac{b \cdot h + k \cdot h^2}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + k^2}}$$

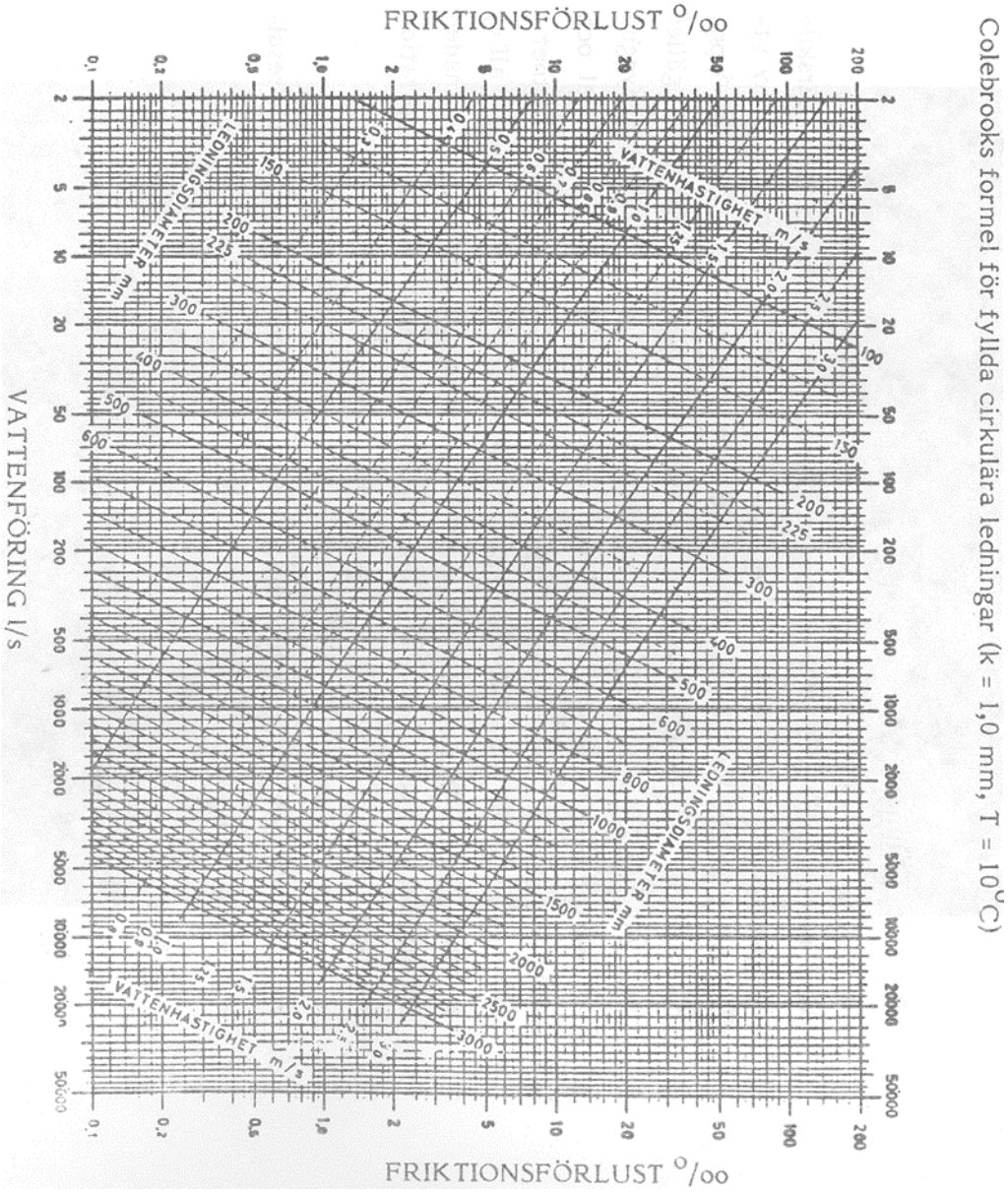
OCH $$Q = \frac{(b \cdot h + k \cdot h^2)^{5/3}}{(b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + k^2})^{2/3}} \cdot I^{1/2} \cdot M$$

MANNINGS TAL M

YTANS BESKAFFENHET:

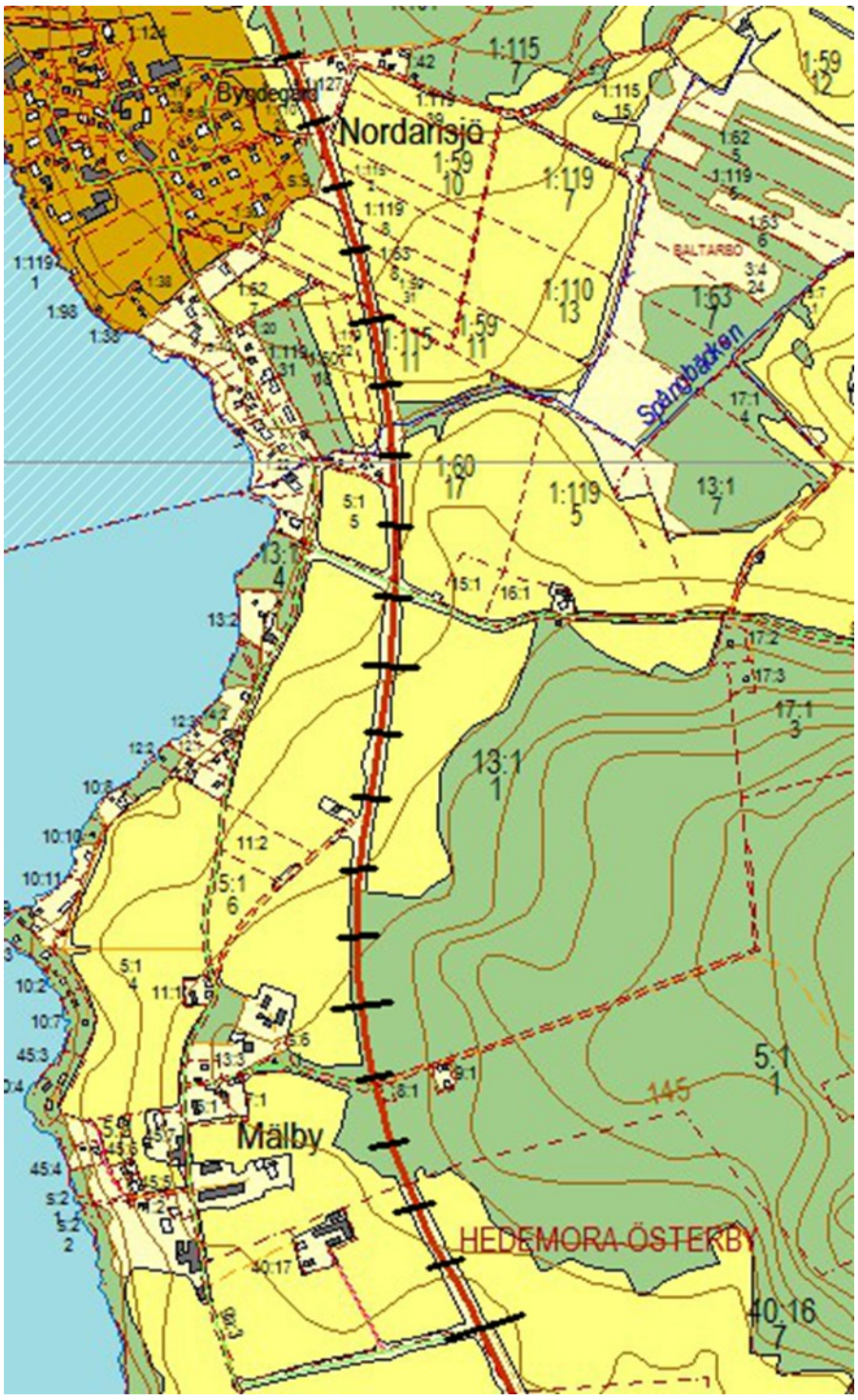
TÄMLIGEN JÄMN, STARKT BEVUXEN	M = 20–25
SPRÄNGT BERG	M = 20–25
JÄMN, NÅGOT BEVUXEN STENIG (MORÄN O. DYL)	M = 25–40
JÄMN (LERA, FAST SAND O. DYL)	M = 40–50

6.5 Colebrooks formel för fyllda cirkulära ledningar



6.6 Beräkningsexempel: Väg på landsbygd

Följande är ett fiktivt exempel som avser en väg som ska breddas och delvis få nya sträckningar. Exemplet utgör en delsträcka på 1900 m som ska förläggas i ny sträckning, se figur 6.7.



Figur 6.7. Väg på landsbygd.

6.6.1 Identifiering av eventuella vattenskyddsobjekt

Genom kontroll mot VISS och Naturvårdsverkets kartverktyg för skyddade områden kan det konstateras att det inte finns några vattenrelaterade områdesskydd inom det aktuella området.

6.6.2 Bestämmande av befintligheter i tidigt skede:

Vid km 0/000 i söder så ansluter vägen mot befintlig väg som ligger på bank.

Beroende på val av höjdsättning av vägen så är det aktuellt med skärning minst från 0/100 till 0/600.

Vid 1/350 passeras Spångbäcken vilken utgör en ravinbildning där bäckfåran grävt sig till två till tre meter under kringliggande mark.

Vattendelare för vägavvattning antas föreligga vid ungefär 0/400 (högpunkt) och en lågpunkt antas finnas vid 1/350.

Förutom Spångbäcken liggen sjön Viggen inom vägens potentiella påverkansområde. Inga grundvattenförekomster finns inom den aktuella sträckningen.

6.6.3 Bestämmande av dränförhållanden

0/000 – 0/700	Ogynnsamma dränförhållande, särskilt där vägen hamnar i skärning
0/700 – 1/900	Genomgående gynnsamma dränförhållanden då vägen i sin helhet hamnar på bank.

6.6.4 Bestämmande av dagvattenlast

Längs hela sträckan finns förutsättningar att avleda vatten till vägens sidoområde. Passagen förbi Spångbäcken utgör visserligen en lågpunkt, men passagen sker på en relativt hög bank. Som dimensionerande nederbörd väljs därför 1 år och 15 minuters varaktighet vilket enligt Dahlströms formel ger en intensitet på 85 l/(s·ha).

För partier med ogynnsamma dränförhållanden ansätts en infiltrationskapacitet i vägbank på 100 l/(s·ha). För ytterslänt i skärning ansätts infiltrationskapacitet 0 l/(s·ha) för en remsa på 2 m bredd från dikesbotten och 150 l/(s·ha) för resterande uppströms liggande mark. För partier med gynnsamma dränförhållanden kan 150 l/(s·ha) ansättas utan ytterligare kontroller. Genom infiltrationsförsök på befintliga slänter längs sträckningen har det dock kunnat visas att infiltrationskapaciteten kan ansättas till minst 300 l/(s·ha).

Sträckan kan delas upp i fem delar som vardera har enhetliga förutsättningar för dagvattenavrinning enligt följande:

1. 0/000-0/200 Ogynnsamma dränförhållanden, vägen bomberad så avrinning sker hälften till vardera sida.
2. 0/200-0/400 Ogynnsamma dränförhållanden, vägen skevar åt öster och all avrinning sker i den riktningen och vidare söderut.
3. 0/400-0/700 Ogynnsamma dränförhållanden, vägen skevar åt öster och all avrinning sker i den riktningen och vidare norrut.
4. 0/700-1/000 Gynnsamma dränförhållanden, vägen bomberad så avrinning sker hälften till vardera sida.

5. 1/000-1/350 Gynnsamma dränförhållanden, vägen skevar åt väster och all avrinning sker i den riktningen för att sedan rinna vidare norrut.
6. 1/350-1/600 Gynnsamma dränförhållanden, vägen skevar åt väster och all avrinning sker i den riktningen för att sedan rinna vidare söderut.
7. 1/600-1/900 Gynnsamma dränförhållanden, vägen bomberad så avrinning sker hälften till vardera sida.

Vid dimensionerande nederbörd genererar delområdena dagvattenmängder enligt följande (avrundning har skett uppåt till två värdesiffror):

Vid antagande om infiltrationskapacitet 150 l/(s·ha), fall A:

1.
   a) 6,5 l/s till västra vägdiket
   b) 10 l/s till östra vägdiket
2. 18 l/s till det östra vägdiket och vidare söderut
3. 25 l/s till det östra vägdiket och vidare norrut
4. 3,7 l/s till vardera vägdike
5. 18 l/s till det västra vägdiket och vidare norrut
6. 13 l/s till det västra vägdiket och vidare söderut
7. 3,7 l/s till vardera vägdike

Vid antagande om infiltrationskapacitet 300 l/(s·ha), fall B:

1.
   a) 6,5 l/s till västra vägdiket
   b) 10 l/s till östra vägdiket
2. 18 l/s till det östra vägdiket och vidare söderut
3. 25 l/s till det östra vägdiket och vidare norrut
4. inget flöde
5. inget flöde
6. inget flöde
7. inget flöde

För sammanräkning av dagvattenflöden kan i detta fall tid-areametoden användas. Flödeshastigheten i dikena ansätts till 0,5 m/s.

Rinntider:

Söderut mot 0/000 per delsträcka:

1: 200 · 0,5 = 100 s = 1 min 40 s
2: 400 · 0,5 = 200 s = 3 min 20 s

Norrut mot 1/350 per delsträcka:

3: 950 · 0,5 = 475 s = 7 min 55 s
4: 650 · 0,5 = 325 s = 5 min 25 s
5: 350 · 0,5 = 175 s = 2 min 55 s

Söderut mot 1/350 per delsträcka

6: 250 · 0,5 = 125 s = 2 min 5 s
7: 550 · 0,5 = 275 s = 4 min 35 s

Då ingen av rinntiderna överstiger 15 minuter följer att maxflöden kommer att ges när samtliga delområden i sin helhet medverkar till flödet.

Följande maxflöden erhålls redovisade dikesvis:

Fall A

Västra diket söderut mot 0/000	6,5 l/s
Östra diket söderut mot 0/000	28 l/s
Västra vägdiket norrut mot 1/350	28 l/s
Östra vägdiket norrut mot 1/350	25 l/s
Västra vägdiket söderut mot 1/350	17 l/s
Östra vägdiket söderut mot 1/350	3,7 l/s

Fall B

Västra diket söderut mot 0/000	6,5 l/s
Östra diket söderut mot 0/000	28 l/s
Västra vägdiket norrut mot 1/350	0 l/s
Östra vägdiket norrut mot 1/350	25 l/s (även om infiltrationskapaciteten för delområdena 4 och 5 inte är fullt tagna i anspråk så tas detta inte med i beräkningen här, men man kan hålla i minnet att det beräknade värdet kan antas bli en överskattning)
Västra vägdiket söderut mot 1/350	0 l/s
Östra vägdiket söderut mot 1/350	0 l/s

6.6.5 Bestämmande av konsekvensklass för genomledning av Spångbäcken

Spångbäcken utgör en mindre ravinbildning i ett flackt landskap där Spångbäckens botten vid genomledningen kommer att ligga ungefär 5 m under vägbanan. Vid en vattenlast större än vad genomledningen dimensioneras för kommer en dämning att kunna fortplanta sig flera hundra meter uppströms. Det är osannolikt att vattenlasten i sig genom trycket mot vägbanken respektive den dämning som då sker skulle medföra några konsekvenser av betydelse. I ravinbildningen finns tydliga spår av skred och det bedöms föreligga en risk för skred vid höga vattenflöden som medför att den aktuella genomledningen delvis eller helt sätts igen. Ett sådant händelseförlopp skulle sannolikt medföra vissa mer betydande konsekvenser eventuellt i termer av bortspolning av vägen och skador på flera av de nedströms liggande fastigheterna. Detta föranleder tilldelandet av konsekvensklass 2 (KKL2) till genomledningen av Spångbäcken.

6.6.6 Bestämmande av dimensionerande flöde för genomledning av Spångbäcken

Spångbäckens avrinningsområde uppströms genomledningen har uppskattats till 5,9 km^2. Det finns inga sjöar inom avrinningsområdet varför $S/N = 0$.

Den specifika medelvattenavrinningen avläses ur bilaga 6.2 till 8-10 l/(s·km^2), för beräkning används 10 l/(s·km^2), vilket ger:

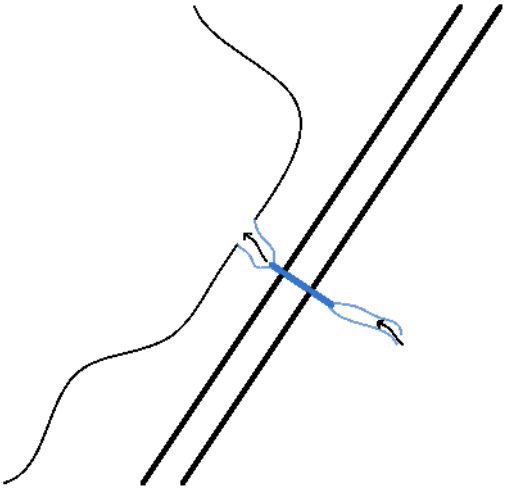
Val av formel enligt avsnitt 2.4.3 ger:

HQ_{50} = 0,27 + 0,0344 · 10 · 5,9 + 0,03 · 5,9 - 0,09 · 0/5,9 = 2,48 m^3/s

Eftersom det aktuella avrinningsområdet är litet och sjöfattigt behöver hänsyn tas till att momentanflöden avsevärt högre än HQ_{50} kan förekomma. Den approximativa uppskattningen enligt tabell 2.4 anger faktorn 1.7 vilket alltså innebär ett toppflöde på 4,21 m^3/s.

6.6.7 Dimensionering och utformning av trumma för genomledning

Välj dimension på trumman som ska leda vattnet under vägen ut i sjön (se figur 6.8) utifrån maxflödesdimensionering.



Figur 6.8. Genomledning av Spångbäcken.

Dimensioneringsförutsättningar

Spångbäckens botten vid genomledningen kommer att ligga ungefär 5 m under vägbanan. Uppströms liggande bebyggelse ligger över den nya vägens nivå där vägen korsar bäcken. Marksättningarna i området beräknas bli mindre än 5 cm under vägens livslängd.

Galler behöver inte anordnas vid trummans inlopp.

HQ_{50} har beräknats till 2,48 m3/s, och momentanflödet till 4,21 m^3/s. Vattenytan i bäcken lutar mellan sjön Viggen och trumman, vilket ger vattenytans nivå i sektion 1 +101,6 vid 2,48 m3/s i bäcken och HW_{50} i sjön. Vid 4,21 m^3/s är vattenytans nivå i sektion 1 +102,0.

Trummans längd är 19 meter.

Bäckens botttennivå i sektion 1: +101,00

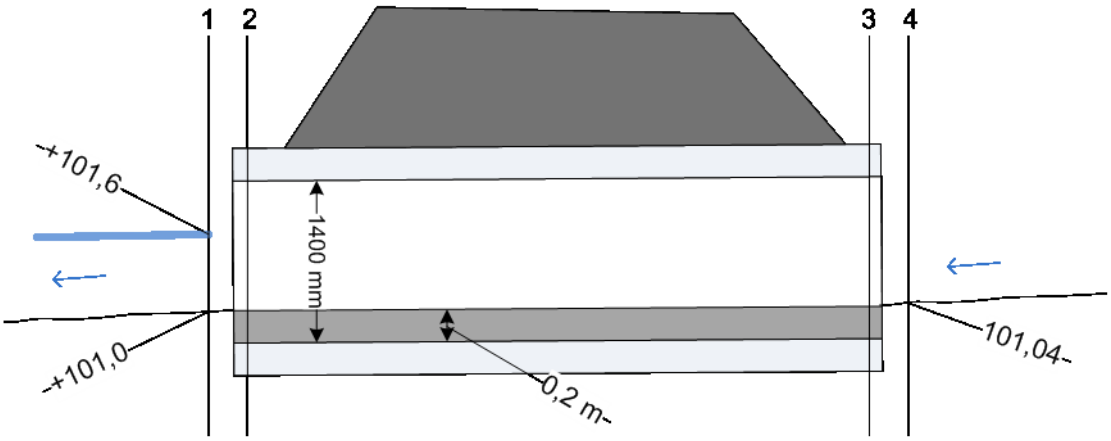
Bäcken bottennivå i sektion 4: +101,04

Dimensionering

Viggen är en liten sjö varför det är troligt att den når sin högvattenyta samtidigt som det högsta flödet inträffar. Som dimensionerande lastfall väljs därför att HQ_{50} samtidigt som HW_{50} i sjön.

Med hjälp av tabell 6.1 kan vi få en första ansats till val av dimension. Vi väljer en trumma som klarar 30 % mer vattenflöde än HQ_{50} , dvs 1,3*2,48=3,2 m^3/s. Vi väljer 1400-trumma som första ansats.

Rita en längdsektion för trumman med det vi hittills fått fram, se figur 6.9. Bäcken lutar 2 ‰, vilket är mer än minimilutning. Lutningen för trumman väljs 2 ‰, samma som bäckens, mellan sektion 1 och 4. Överdjupet väljs 200 mm.



Figur 6.9. Längdsektion av trumman i exemplet.

Bestäm om det är kritiskt djup i trumman eller dämning nedströms ifrån som styr vattenytans nivå i sektion 2:

Kritiskt djup i trumman fås från figur 6.2. Vid flöde 2,48 m^3/s och dimension 1400 mm fås ett kritiskt djup på 0,92 meter, vilket skulle ge vattennivå +101-0,2+0,92= +101,72 m i sektion 2.

Vid dämning nedströms är vattennivå i sektion 1 +101,6 enligt förutsättningarna. Hastighetshöjden mellan sektion 1 och 2 kan anses gå förlorad vilket ger vattenytans nivå i sektion 2 +101,6.

Eftersom kritiskt djup i trumman innebär en högre nivå än den som fås vid dämning nedströms ifrån, är det kritiskt djup som bestämmer nivån till +101,72.

Kontrollera i sektion 2, att trumman är max 85 % fylld vid HHW:

Vi vet att kritiskt djup är bestämmande för den nivån som uppstår i sektion 2, och att trumman har mindre fyllnadsgrad än 85 % vid flödet 2,48 m3/s, eftersom vi valde 1400-trumma i tabell 6.1.

Kontrollera att vattenytan i trummans uppströmsände, sektion 3, vid HQ_T är lägre än 85 % av trummans dimension:

Vattenytans nivå i sektion 3, som motsvarar 85 % fyllnadsgrad av trumman, motsvarar vattendjup $y+j$ = 1,4 * 0,85 = 1,19 meter.

Vattendjupet i sektion 2 har bestämts ovan till 0,92 meter.

A och *P* bestäms från figur 6.4 och 6.6 och resulterar i en tabell:

		Sekt 2	Sekt 3	Medel 2-3
y+j	[m]	0,92	1,19	
A	[m2]	0,94	1,26	1,10
P	[m]	2,52	3,18	2,85
R	[m]	0,37	0,40	0,38
U	[m/s]	2,64	1,97	2,30
$U^2/2g$	[m]	0,35	0,20	

Tillgänglig friktionsförlust tecknas enligt ekvation 4.3 som

$h_f = z_3 - z_2 + y_3 + \frac{U_3^2}{2g} - (y_2 + \frac{U_2^2}{2g})$ = 101,04-101,00+1,19-0,2+0,2-(0,92-0,2+0,35) = 0,16 meter

Mannings tal i trumman bedöms till 60, eftersom trumman ska utföras i betong och botten i trumman kommer att vara fylld med sten och grus. Friktionsförlusten inne i trumman med det antagna vattendjupet i sektion 3 kan tecknas med Mannings formel, ekvation 4.4;

$h_f = \frac{U_{\mathrm{m}}^2 * L}{M^2 * R_{\mathrm{m}}^{4/3}} = \frac{2{,}3^2 * 19}{60^2 * 0{,}38^{4/3}}$ = 0,10 meter.

Eftersom den tillgängliga friktionsförlusten är större än friktionsförlusten beräknad med Mannings formel klarar dimension 1400 mm dimensioneringsvillkoret max 85 % fyllnadsgrad i sektion 3.

Bestäm vattennivån i sektion 4:

Vi utgår från att sektion 3 är fylld till 85 %, dvs *y+j* = 1,19 meter. Vattenytans nivåskillnad mellan sektion 3 och 4 beräknas i detta fall med ekvation 4.5 som

$dh_{3-4} = 2 * \frac{U_3^2}{2g}$ = 2 * 0,2 = 0,4 meter.

Vattenytans nivå i sektion 4 blir då

+101,04 + 1,19 – 0,2 + 0,4 = +102,43

Det betyder att vattenytans nivå i sektion 4 är +102,43.

Galler kommer inte att installeras, vilket betyder att inga ytterligare förluster bedöms uppstå uppströms trumman.

I dimensioneringsförutsättningar anges att vägen är ca fem meter över bäckens nivå, vilket betyder att bruksnivån ligger på +101+5 = +106. Vattenytans nivå i sektion 4 är +102,43 vid HQ_{50}, vilket betyder att trumman klarar att hålla vattenytan i sektion 4 under bruksnivån.

Bestäm om vattenytans nivå uppströms sektion 4 uppfyller kriterierna för dimensionering vid höga flöden eller höga vattennivåer:

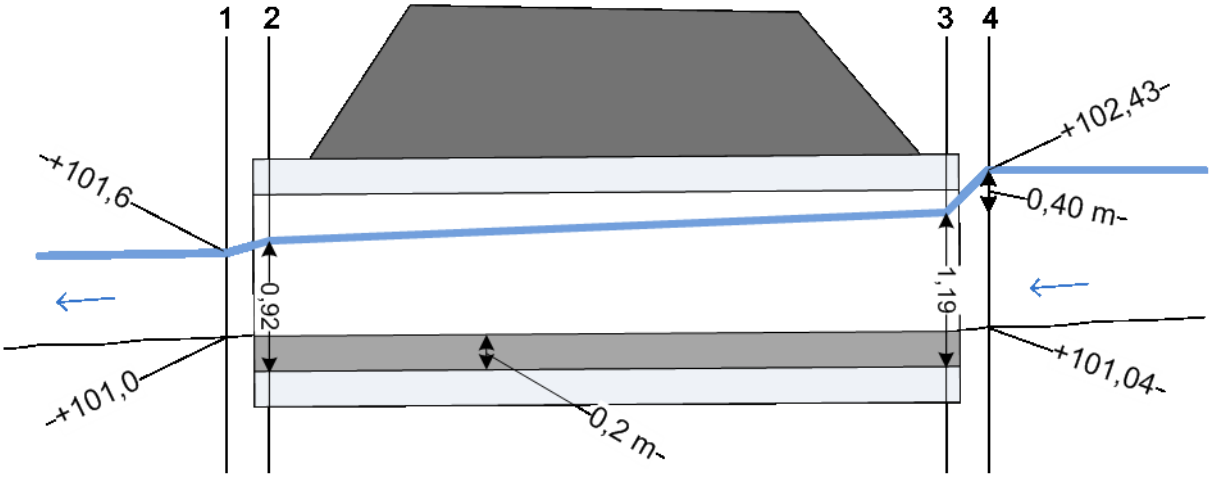
Uppströms liggande bebyggelse ligger över den nya vägens nivå där vägen korsar bäcken. Det betyder att den klarar HQ_{50}.

Kontrollera övriga tänkbara driftfall vid maxflödesdimensionering.

Kontrollera övriga kriterier för maxflödesdimensionering:

Vattenhastigheten vid trummans inlopp och utlopp är höga, ca 2,0-2,6 m/s, vilket betyder att anpassning till risken för erosion måste göras. Även övriga dimensioneringskriterier för höga flöden eller höga nivåer måste kontrolleras, innan 1400-trumman kan väljas.

Marksättningarna bedöms bli < 5 cm. Trumman bedöms ha tillräcklig kapacitet, även om de sättningarna utbildas.



Figur 6.10. Längdsektion av trumman i exemplet med beräknade vattennivåer vid HQ_{50}.

Kontroll av momentanflöden

Momentanflödet 4,21 m^3/s kan uppstå. Vattenytans nivå är sektion 1 då +102,0 enligt förutsättningarna.

Bestämning av vattendjup i sektion 2:

Kritiskt djup i 1400-trumma vid 4,21 m3/s enligt figur 6.2 är 1,17 meter, dvs. vattennivå i sektion 2 är +101,0–0,2+1,17 = +101,97 meter. Eftersom denna nivå är lägre än den som dämning från sjön ger, så är dämning från sjön avgörande för vattenytans nivå i sektion 2.

Bestämning av vattendjup i sektion 3:

Vattennivå i sektion 2 är +102,0, vilket ger $y+j$ = 1,2 meter. Vi antar att trumman går full i sektion 3, dvs. $y+j$ > 1,4 meter, och räknar geometrin; *A, P, R* och *U*, utifrån att trumman går full i sektion 3.

		Sekt 2	Sekt 3	Medel 2-3
y+j	[m]	1,2	>1,4	
A	[m2]	1,27	1,4	1,34
P	[m]	3,21	4,29	3,75
R	[m]	0,40	0,33	0,36
U	[m/s]	3,31	3,01	3,16
$U^2/2g$	[m]	0,56	0,46	

Mannings formel, ger h_f= 0,21 m.

Ekvation 4.2 kan skrivas om så att y3 kan beräknas som

$$y_3 = z_2 + y_2 + \frac{U_2^2}{2g} + h_f - (z_3 + \frac{U_3^2}{2g})$$

y_3 = 101,0+1,2-0,2+0,56+0,21-(101,04+0,46) = 1,27 meter.

Antagandet om att ledningen går full i sektion 3 var rätt eftersom

y_3+j=1,27+0,2 =1,47 meter, vilket är större än trummans dimension 1,4 meter.

Vattenytans nivå i sektion 3 ligger alltså på +101,04+1,27 = +102,31.

Bestäm vattendjup i sektion 4:

Nivåskillnaden mellan sektion 3 och 4 beräknas i detta fall med ekvation 4.5 som

$dh_{3-4} = 2 * \frac{U_3^2}{2g}$ = 2 * 0,46 = 0,92 meter.

Vattenytans nivå i sektion 4 blir då

+102,31 + 0,92 = +103,23

Slutsats:

I dimensioneringsförutsättningarna anges att vägen är ca fem meter över bäckens nivå, vilket betyder att bruksnivån ligger på +101+5 = +106. Vattenytans nivå i sektion 4 är +103,23 vid momentanflödet, vilket betyder att trumman klarar att hålla vattenytan i sektion 4 under bruksnivån. Konsekvensanalys görs av denna nivå för att se om riskerna kan accepteras.

6.6.8 Utkast till avvattningsplan

- Höjdsättning

Vägen förläggs relativt lågt och inleds skärning i från 0/000 fram till 0/700. Därefter löper vägen huvudsakligen vidare på bank. Ett kortare parti i skärning finns dock direkt norr

om passagen av Spångbäcken. Vid själva passagen över Spångbäcken kommer vägbanan att vara fem meter över bäckens botten.

- Drän

För sträckan 0/000 – 0/700 föreligger ogynnsamma dränförhållanden med anledning av att vägen hamnar i skärning. De ogynnsamma dränförhållandena utgörs av att grundvattenflöde från berget i öster behöver passera vägen. Vid vissa tider kan vägen belastas med höga grundvattennivåer där trycknivån bedöms kunna bli högre än terrassytan. Som dränåtgärd föreslås öppna diken med dikesbotten 30 cm under terrassytan. Dränbehoven föreligger främst på uppströmssidan (den östra), men det bedöms lämpligt att anlägga dränerande diken även på nedströmssidan.

Resterande vägsträcka som förläggs huvudsakligen på bank med terrassytan i markplan eller högre. För en kortare passage strax norr om Spångbäcken blir det en kortare skärning på drygt 50 meter. Denna skärning går genom en lokal kulle varför dränförhållandena är gynnsamma. För sträckan 0/700 – 1/900 bedöms därmed inga dränbehov föreligga.

- Dagvatten

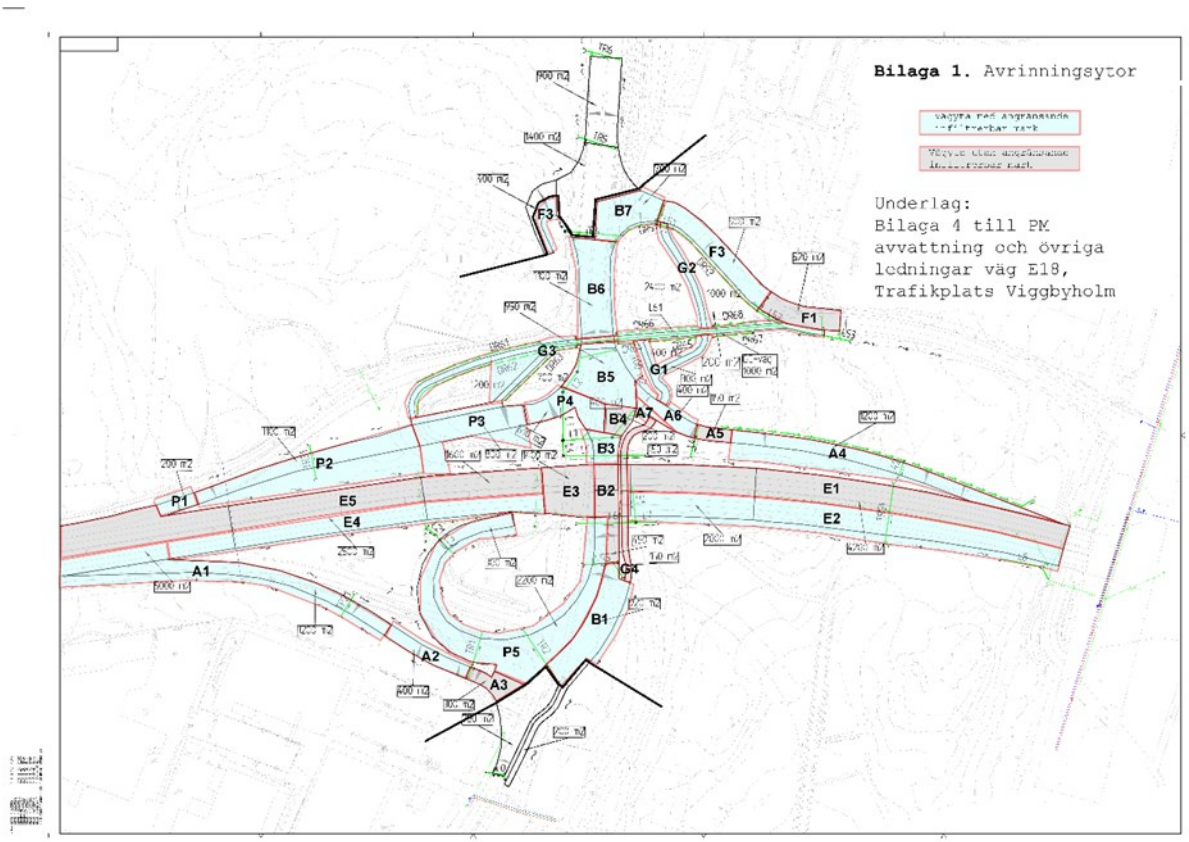
Utifrån en översiktlig terränganalys antas att det finns en högpunkt vid 0/400 och en lågpunkt vid 1/350. Utifrån detta kan det förekomma avrinnande dagvatten i tre huvudstråk. För sträckan 0/000 – 0/400 i sydlig riktning och sträckan 0/400 – 1/350 i nordlig riktning och mellan 1/350 och 1/900 i sydlig riktning. Det vatten som avrinner i diket är det överskott som blir efter infiltration.

- Genomledning av flöde

Spångbäcken kommer att ledas ca 5 m under vägen, vilket leder till antagandet att dämningar i sig inte kommer att ha betydelse för vägens funktion. Däremot finns risker för skred i området vilket kan leda till att genomledning helt eller delvis sätts igen. Konsekvenser av detta kan vara bortspolning av vägen samt skador på nedströms liggande fastigheter.

6.7 Beräkningsexempel: Väg i urban miljö

Detta exempel utgår från en ombyggnad av trafikplats Viggbyholm, men då exemplet syftar till att vägleda användningen av denna metodbeskrivning så har uppgifter i vissa fall ändrats och anpassats för dessa syften. Uppgifterna i exemplet överensstämmer därför inte nödvändigtvis med de faktiska uppgifterna i det aktuella projektet.



Figur 6.11. Väg i urban miljö.

6.7.1 Bestämmande av befintligheter

Trafikplatsen sammanfaller med en bergskärning där E18 och Bergstorpsvägen korsar varandra (se figur 6.11). Med anledning av att vägen skevar så avvattnas södergående körfält till dagvattenbrunnar vid mittremsan. Norrgående körfält avvattnas till slänter och diken och på strategiska platser i dessa diken finns kupolsilbrunnar. Befintliga på- och avfarter avvattnas till slänter och diken. Trafikplatsen ligger inom kommunalt verksamhetsområde för dagvatten. Överskott av vatten som uppkommer inom vägområdet leds bort genom den kommunala va-huvudmannens försorg. För bortledningen av vägdagvatten äger va-huvudmannen rätt att debitera en avgift. Enligt gällande va-taxa består avgiften dels av en komponent som avser kvantitet och dels en komponent som avser rening.

6.7.2 Bestämmande av dränförhållanden

Dränförhållandena är gynnsamma för på- och avfarter samt för den södra delen av E18. För passagen under Bergstorpsvägen och vidare norrut så bedöms dränförhållandena som måttligt gynnsamma eller ogynnsamma.

6.7.3 Bestämmande av dagvattenlast

För att kunna bestämma dagvattenlasterna så har trafikplatsens ytor delats upp i delytor där varje delytas avrinning går till en och samma mottagande enhet (dagvattenbrunnar

eller grönyta). Ytorna redovisas i tabell 6.2 tillsammans med beräknade flöden från respektive yta dels för dimensionerande återkomsttid avseende vägen behov och dels för 10 års återkomsttid. Värden med 10 års återkomsttid har valt med hänsyn till att va-huvudmän enligt rådande praxis inte kan förväntas erbjuda kapacitet utöver den nivån.

Flödena har summerats till ett flöde som är det maximala som skulle uppkomma i anslutningspunkten om avledningen till denna punkt sker utan fördröjning. Negativa värden ingår inte i summeringarna.

Tabell 6.2 Avvattnade ytor i exemplet.

Delområden	Betckning i ritning	Vägyta (m^2)	Släntyta i plan (m^2)	Flöde per delyta (l/s) vid dimensionerande återkomsttid, 15 min varaktighet		Flöde per delyta (l/s) vid 10 års återkomsttid, 15 min varaktighet	
					vid förstärk dränkapacitet		
E18							
	E1	3400	0	44,064	44,064	55,386	55,386
	E2	2700	900	14,805	14,805	46,773	46,773
	E3	1400	0	18,144	18,144	22,806	22,806
	E4	2200	450	13,905	7,155	37,233	30,483
	E5	6200	0	80,352	80,352	100,998	100,998
Avfart							
	A1	1900	900	8,685	-4,815	33,741	20,241
	A2	400	100	2,41	0,91	6,826	5,326
	A3	250	0	1,9125	1,9125	4,0725	4,0725
	A4	1100	1100	1,265	-15,235	21,329	4,829
	A5	150	0	1,1475	1,1475	2,4435	2,4435
	A6	300	150	1,32	-0,93	5,352	3,102
	A7	100	40	0,505	-0,095	1,753	1,153
Påfart							
	P1	200	100	0,88	-0,62	3,568	2,068
	P2	1100	1100	1,265	-15,235	21,329	4,829
	P3	1000	400	5,05	-0,95	17,53	11,53
	P4	500	100	3,175	1,675	8,455	6,955
	P5	2550	900	13,6575	0,1575	44,3295	30,8295
Bergstorpsvägen							
	B1	900	200	5,585	2,585	15,281	12,281
	B2	700	0	5,355	5,355	11,403	11,403
	B3	400	150	2,085	-0,165	6,981	4,731
	B4	100	0	0,765	0,765	1,629	1,629
	B5	750	200	4,4375	1,4375	12,8375	9,8375
	B6	1100	250	6,79	3,04	18,694	14,944
	B7	600	200	3,29	0,29	10,394	7,394
Flyghamnsvägen							
	F1	520	0	3,978	3,978	8,4708	8,4708
	F2	900	150	5,91	3,66	15,126	12,876
	F3	200	100	0,88	-0,62	3,568	2,068
GC/övrigt							
	G1	300	400	-0,305	-6,305	6,127	0,127
	G2	200	300	-0,42	-4,92	4,188	-0,312
	G3	1000	1200	-0,15	-18,15	20,01	2,01
	G4	300	0	2,295	2,295	4,887	4,887
Summa				253,913	193,728	573,5208	446,4828

För ytor som avvattnas till grönytor så har dessa i samtliga fall ansatts att ha en infiltrationskapacitet på 150 l/(s·ha) för alla grönytor utom E2 där ogynnsamma dränförhållanden bedöms föreligga. För E2 ansattes istället infiltrationskapaciteten 100 l/(s·ha). För samtliga ytor bedöms detta dock vara försiktiga antaganden. En alternativ beräkning har därför gjorts med antagandet om en infiltrationskapacitet på 300 l/(s·ha) för alla grönytor utom E2 där istället infiltrationskapaciteten sattes till 150 l/(s·ha).

6.7.4 Insamling och bortledning av drän- och dagvatten

Det har visserligen bedömts föreligga möjligen ogynnsamma dränförhållanden. I befintlig anläggning finns dock inga dränåtgärder utöver den dränerande funktion som befintliga diken bidrar med. Något behov av nya eller utökade dränåtgärder bedöms inte föreligga. Dränkapacitet motsvarande befintliga diken behöver kvarstå liksom kapacitet för bortledning av överskott av vatten som uppkommer i dessa diken när infiltrationskapaciteten överskrids. Kapaciteten för bortledning av överskottsvatten i dessa diken ska säkerställa att inget av det vatten som uppkommer inom det dimensionerande nederbördstillfället (5-årsregn med 15 minuters varaktighet) kvarstår längre än 12 timmar.

Nödvändig kapacitet för bortledning av dagvatten från trafikytorna tillgodoses i första ledet genom vägytans lutning i enlighet med TRVK Vägars och gators utformning. Vid avvattning till intilliggande grönyta så är avbördningskapaciteten från vägytan alltid tillräcklig (vida större än behovet). För de fall avvattning ska ske till dagvattenbrunnar så behöver analys och beräkning ske för att bestämma var och hur tätt dagvattenbrunnar behöver placeras.

Dagvattenbelastningen enligt 6.7.3 utgör de tekniska behoven för själva väganläggningen. För delar som ligger nedströms de avvattnade ytorna kan andra objektsspecifika krav väljas. Det kan till exempel vara acceptabelt med dämning i såväl diken som ledningar så länge sådan dämning inte kommer i konflikt med de tekniska behoven. Vid utförande för dämning så bör dock anges hur högt en sådan dämning får sträcka sig och hur länge den kan tillåtas kvarstå.

Med hänsyn till att stora delar av ytorna avvattnas direkt till ledningsnät och med tanke på att trafikbelastningen är hög måste det vatten som leds bort från ytorna anses förorenat. Härav följer att åtgärder för rening av insamlat vatten kan behövas vilket kan omsättas i reningsåtgärder inom vägområdet och/eller genom att kommunen ombesörjer nödvändig rening av det vatten som tillförs den kommunala va-anläggningen. Kommunal va-avgift avseende såväl bortledd mängd dagvatten som rening av detsamma kan därmed vara aktuell.

Den slutliga lösningen för hantering av drän- och dagvatten som uppkommer i ett vägområde är unik för varje enskilt objekt. Det går exempelvis inte att ange några generella kravnivåer i en anslutningspunkt till en kommunal va-huvudman eller till ett markavvattningsföretag. Siffror som erhålls vid beräkningar enligt ovan utgör istället underlag för en diskussion med berörda parter för hur avvattningen kan lösas med hänsyn till ekonomi, miljö och vad som är rumsligt och tekniskt möjligt

Referenser

Författningar

	Författnings-nummer
Miljöbalk	SFS 1998:808

Publikationer

	Publikations-nummer
Trafikverket	
PMSV3 – information om belagda vägar	https://pmsv3.trafikverket.se/
Trafikverkets tekniska krav för avvattning - TK Avvattning	TDOK 2014:0045
TRVK Vägars och gators utformning	TRV 2012:179
TRVR Vägars och gators utformning	TRV 2012:180
TRVÖK Vägars och gators utformning	TRV 2012:181
Vattentjänstlagen vid investeringsprojekt	TDOK 2013:0608
Vattenverksamhet	TDOK 2011:359
Vägdagvatten – råd och rekommendationer för val av miljöåtgärd	2011:112
Yt- och grundvattenskydd	TRV 2013:135
Vägverket	
Fördjupning - Riskanalys vald vägsträcka	2005:55
Handledning - Riskanalys vald vägsträcka	2005:54
VVMB 310 Hydraulisk dimensionering	2008:61
Övriga	
- *Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik*	
Abflüsse von Strassen mit offenen Längsentwässerungen.	Heft 509 (1985)
- *Forschungsgesellschaft für strassen- und verkehrswesen*	
Richtlinien für die Anlage von Strassen – Teil: Entwässerung (RAS-Ew)	(2005)
- *Kungliga Tekniska Högskolan Land and Water Resources Engineering*	

	Infiltration i vägslänt – fältundersökning av infiltrationsförmågan i en vägslänt längs E4/E20 i Salems kommun	ISSN 1651-064X LWR-EX-08-23 (2008)
- *Myndigheten för samhällsskydd och beredskap (MSB)*		
	Handbok för riskanalys	ISBN 91-7253-178-9 (2003)
- *Svenskt Vatten*		
	Nederbördsdata vid dimensionering och analys av avloppssystem	P104 (2011)
- *Svenskt Vatten Utveckling*		
	Regnintensitet – en molnfysikalisk betraktelse	SVU 2010-05 (2010)
- *Sveriges meteorologiska och hydrologiska institut (SMHI)*		
	Vattenwebb	*http://vattenweb.smhi.se/modelarea/*
- *Vattenmyndigheterna/Länsstyrelserna/Havs och Vattenmyndigheten*		
	VISS - Vatteninformationssystem Sverige	*http://www.viss.lansstyrelsen.se/*

Standarder

	Beteckning
Avlopp – Avloppssystem utomhus	SS-EN 752

Versionslogg

Fastställd version	Dokumentdatum	Ändring	Namn (fastställd av)
1.0	2014-05-01	Första utgåvan	Magnus Billberger, IV