

CHALMERS



Principer för avsaltning av havsvatten med omvänd osmos (OO) och transport av dricksvatten mellan staden Berbera och Burao, Somaliland.

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet
Byggingenjör*

MOHAMED ISMAIL JAMA

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Vatten- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2014
Examensarbete 2014:77

Principer för avsaltning av havsvatten med omvänd osmos (OO) och transport av dricksvatten mellan staden Berbera och Burao, Somaliland.

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet
byggingenjör*

MOHAMED ISMAIL JAMA

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Vatten- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2014

Principer för avsaltning av havsvatten med omvänd osmos (OO) och transport av dricksvatten mellan staden Berbera och Burao, Somaliland.

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet
Byggingenjör*

MOHAMED ISMAIL JAMA

© MOHAMED ISMAIL JAMA, 2014

Examensarbete/Institutionen för bygg- och miljöteknik
Chalmers Tekniska Högskola, 2014:77

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Vatten- och miljöteknik
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Chalmers Reproservice/ Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg, 2014

Principer för avsaltning av havsvatten med omvänd osmos (OO) och transport av dricksvatten mellan staden Berbera och Burao, Somaliland.

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet
byggingenjör*

MOHAMED ISMAIL JAMA

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för Vatten- och miljöteknik

Chalmers tekniska högskola

Sammanfattning

Det råder brist på råvatten på många ställen runtom i världen. De ställen där det finns brist på råvatten och därigenom brist på dricksvatten är också ofta de minst utvecklade. Ett alternativ kan vara att avsalta havsvatten för att tillgodose sitt behov av dricksvatten. En av de mest använda avsaltningsmetoderna för havsvatten är omvänd osmos (OO). I detta examensarbete har olika avsaltningsmetoder beskrivits med deras fördelar respektive nackdelar. En avsaltningsanläggning som använder avsaltningsmetoden OO har beskrivits med alla sina processsteg. En tänkt avsaltningsanläggning i Berbera, Somaliland har varit utredd med avseende på dess möjlighet att förse staden Burao ca 125 km bort med dricksvatten. Två olika fallstudier har gjorts den första fallstudien med förläggning av ledning längs marken och en andra fallstudie med delvis transport av dricksvatten via en VA-tunnel genom naturreservatet i Sheikh bergen som ligger mellan de båda städerna. Dimensionering av ledningar, pumpar, och VA-tunnel har gjorts. Effektbehov och energibehov för pumpar har också beräknats. Utifrån beräkningarna har en kostnad på ca 5 105 SEK/m³ räknats fram för det avsaltade vattnet från anläggning till distribution. Detta är inte en hållbar kostnad och andra råvatten källor närmare staden Burao bör utvärderas.

Nyckelord: Avsaltning havsvatten, omvänd osmos (OO), pumpning

Principles for seawater desalination with reverse osmosis and transport of drinking water between the city of Berbera and Burao in Somaliland.

Diploma Thesis in the Engineering Programme
Building and Civil Engineering
Mohamed Ismail Jama
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Water and Environmental Technology
Chalmers University of Technology

Abstract

Raw water is a scarce resource in many places on earth. In places where water scarcity is prevalent and subsequently faces drinking water shortage are often also the least developed. An alternative could be to desalinate seawater to meet their need for drinking water. One of the most widespread and established methods of desalinating seawater is reverse osmosis (RO). In this bachelors thesis different desalination methods have been described with their respective pros and cons. Furthermore a conceptual desalination plant that utilize RO have been thoroughly described with all of its treatment steps. A conceptual desalination plant in Berbera, Somaliland has been investigated with regards of supplying the town of Burao 125 km away with fresh drinking water. Two case studies have been made; the first case study describes the transport of drinking water in pipes constructed on ground. The second case study evaluates if a tunnel can be constructed somewhere along the stretch between the town of Berbera and Burao in order to mitigate any negative effects of construction on the nature reserve in Sheikh Mountains. Design of pipes, pumps, and tunnel has been made. Power requirement and energy requirement for pumps have also been calculated. From the calculations that been made the cost of water from production to distribution have been calculated to 5 105 SEK/m³. This is not a viable and other raw water sources for the town of Burao should be evaluated.

Keywords: Seawater desalination, Reverse osmosis (RO), pumping.

Innehåll

Sammanfattning	I
Abstract	II
Innehåll	III
1. Inledning.....	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte och avgränsningar	1
1.3 Metod	1
2. Litteraturstudie-beskrivning av avsaltningsanläggningens olika delar	1
2.1 Intagsstrategier	1
2.1.1 Direkta intagsmetoder	2
2.1.2 Avskärningsmetoder efter intag	5
2.1.3 Indirekta intag-Inducerad infiltration	6
2.2 Anläggningens geografiska plats	8
3. Igensättning av Omvänd Osmos membran	9
3.1 Biologisk igensättning.....	9
3.2 Organisk igensättning.....	9
3.3 Partikulär/kolloidal igensättning	9
3.4 Oorganisk igensättning - ”Scaling”	10
4. Förbehandling.....	10
4.1 Klorering	10
4.2 Koagulation	11
4.2.1 Laddningsneutralisation	11
4.2.2 Svepkoagulering.....	12
4.3 Flockning.....	12
4.4 Avskiljning av flockar	12
4.5 pH-justering.....	13
4.6 Kontroll av scaling	13
4.7 Cartridgefilters	13
4.8 Avklorering	13
5. Membran steget/omvänd osmos.....	13
5.1 Osmos.....	13
5.2 Omvänd osmos (OO)	14
6. Efterbehandling	14

7. Avsaltningsmetoder.....	14
7.1 Multistage-flash distillation(MSF).....	15
8. Metod	15
8.1 Dimensionering av ledning	15
8.2 Avstånd från kustlinje till avsaltningsanläggning	15
8.3 Dimensionering av intagspumpar.....	16
8.4 Dimensionering av transportpumpar över Sheikh bergen.....	17
8.4.1 Transportpump 1	18
8.4.2 Transportpump 2	18
8.5 Beräkning av effektbehov för intags-och transportpumpar.....	19
8.6 Beräkning av energikostnader för pumpning	20
8.7 Anläggning av tunnel	21
8.8 Dimensionering självfallsledning.....	21
9. Resultat och diskussion	23
9.1 Resultat avstånd för intag till avsaltningsanläggning.....	23
9.2 Intagspumpar	23
9.3 Fall studie 1 vattentransport över Sheikh bergen	24
9.4 Effektbehov och energikostnader	26
9.5 Fall studie 2 Anläggning av en VA-tunnel.....	26
9.6 Självfallsledning.....	27
10. Slutsats	28
REFERENSER.....	29
Bilaga 1	31
Bilaga 2	34
Bilaga 3	35

1. Inledning

1.1 Bakgrund

Brist på råvatten för säker dricksvattenproduktion är ett problem på många håll i världen. Här i Sverige är vi dock lyckligt lottade då vi har god tillgång till vatten nästan överallt. Tillgång till råvatten fås konventionellt från en ytvattentäkt eller grundvattentäkt. Ett alternativ då dessa inte finns eller finns i en så liten utsträckning att nyttjandet av denna leder till miljöproblem är exempelvis att avsalta havsvatten. Bristen på dricksvatten är ett stort problem och har av FN bedömts som både internationellt och nationellt problem som driver på fattigdom och minskad utveckling av nationer. Mer om detta kan läsas i FN:s vattenrapport <http://www.unwater.org/downloads/escarcity.pdf> (UN Water 2007).

1.2 Syfte och avgränsningar

Syftet med examensarbetet är att beskriva hur hela processen från intaget av havsvatten till distribueringen av färdigt dricksvattnet ser ut, där samtliga produktionssteg beskrivs samt också en jämförelse av de olika beredningstekniker som finns för avsaltning av havsvatten och dra slutsatser om vad som är mest miljövänligt och lönsammast för olika vattentyper. Beräkningar av dimensionerande tryckfall, tryckuppsättning, ledningslängder/tunnellängd och dimensionering av pumpar för två olika fallstudier i delen Somaliland (Somalia) kommer också att genomföras. Den ena fallstudien kommer att behandla pumpning över Sheikh bergen i Somaliland och den andra kommer att behandla pumpning i en VA-tunnel genom bergen. Det mest lönsamma alternativet kommer att utvärderas.

1.3 Metod

För att nå syfte och mål med arbetet och samla in den mängd informationsunderlag som behövs för genomförandet av detta arbete så kommer information att hämtas från flera olika håll. Elektroniska källor från internet och olika vetenskapliga databaser kommer att användas och bearbetas. Muntliga källor såsom intervjuer med lämpliga företag och personer som kan tänkas vara till nytta för detta arbete kommer att också användas.

2. Litteraturstudie-beskrivning av avsaltningsanläggningens olika delar

Denna litteraturstudie är tänkt att ge en överblick kring hur en avsaltningsanläggning fungerar. Den kommer även ta upp lite om vad som bör ses över innan anläggning, vilka problem som är karakteristiska för olika typer av anläggningar, och hur man i tidigt skede tar hänsyn till dessa.

2.1 Intagsstrategier

Utformningen av intagssystemet är den mest platsspecifika delen i en avsaltningsanläggning och beror på omgivningen. Valet av intagssystem påverkas av en mängd faktorer bl.a. av områdets geologiska formation, batymetri, totalt suspenderat material (TSS) och variationer i vattentemperaturer (Pankratz 2011). För att en avsaltningsanläggning skall fungera optimalt krävs att en godtagbar råvattenkvalitet säkerställs och att den önskade vattenmängden erhålls. En snabb och oväntad ökning av exempelvis maneter kan innebära avstängning av en hel anläggning då intagssilar täpps igen (Abdulazis et.al 2011; Gille 2003). Vid projektering av en anläggning bör hänsyn också tas till att vattenkvaliteten kan variera med årstider och under dygnet. En tillbakablick och undersökning av historiska data i avseende på vattenkvaliteten är

därför fördelaktigt för att minimera dessa risker (Pankratz 2011). En noggrann inventering av området är således av stor vikt innan man väljer typ av intagssystem för den specifika anläggningen. Intagsstrategier för avsaltningsanläggningar delas in i direkta och indirekta intagsmetoder. Nedan följer en beskrivning av dessa och vad som skiljer dem åt.

2.1.1 Direkta intagsmetoder

De direkta intagen är som namnet antyder direkta vattenintag från havet. Direkta intag är en vanlig intagsmetod för alla storlekar av avsaltningsanläggningar då denna typ enkelt säkerställer de vattenflöden som behövs. Denna intagstyp är främst ekonomisk fördelaktig för anläggningar med större kapacitetsbehov (Pita & Sierra 2011). Två olika typer av intagssystem kan emellertid särskiljas ur de direkta intagen, ytvattenintag och djupvattenintag.

2.1.1.1 Ytvattenintag

Principen för ytvattenintag är att man tar in havsvatten genom en kanal från ett område som är naturligt skyddat från havsvågor, exempelvis i en bukt. Andra tillvägagångssätt då ett naturligt skydd inte finns är att man låter anlägga vågbrytare i närheten av intaget se figur 2.1.



Figur 2.1. Ytvattenintag med skyddat intag (Pankratz 2011).

Fördelar med denna typ av intag:

- Låga drift- och anläggningskostnader jämfört med djupvattenintagen.
- Tillgänglighet som underlättar underhållsarbetet.
- Den främsta fördelen är dock dess näst intill obegränsade intagsmöjligheter av vatten

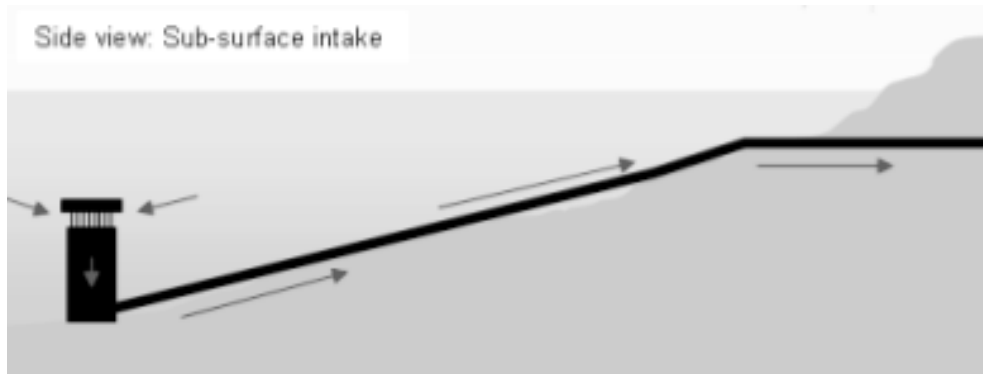
Nackdelar:

- Eftersom solens strålar endast når ner till det översta vattenlagret (5-20 m) i havsvatten sker den största andelen av fotosyntesen och produktionen just här. Ytvatten innehåller därför mycket av havets marina liv som alger, plankton, maneter, fisk osv. Dessa är alla oönskade eftersom de kan sätta igen intagssilar.
- Höga halter av kolloider, suspenderade partiklar av både organiskt och icke organiskt ursprung finns ofta i ytvatten. Lösta substanser som exempelvis naturligt organiskt material (NOM) finns ofta också i höga halter i ytvatten.
- Ytvatten behöver ofta genomgå mer omfattande förbehandling och avskiljning med avseende på ovannämnda ”föroreningar” vilket gör att de totala driftkostnaderna för anläggningen blir större.
- Denna typ av intag har också en påverkan på det naturliga kustlandskapet (Peters & Pinto 2008).

Avsaltningsanläggningar med ytvattenintag projekteras sällan numera p.g.a. de risker som orsakar att anläggningens produktion stoppas med jämna mellanrum i samband med dålig vattenkvalitet.

2.1.1.2 Djupvattenintag

Djupvattenintagen utgörs av rörledningar som oftast sträcker sig från några 100 m till över 1000 m från kusten räknat beroende på områdets batymetri. I slutet av ledningen finns också ett intagshuvud. Ledningarna i sådana intagssystem sträcker sig längs med havsbotten och kräver ofta skydd. I många fall gräver man ner ledningarna under havsbotten se figur 2.2 (Peters & Pinto 2008).



Figur 2.2 Djupvattenintag med intagshuvud (Le-roux 2010)

Fördelar med denna typ av intag:

- Dess minimala påverkan på kustlandskapet både under och efter byggnation.
- Hög intagskapacitet av vatten, denna kapacitet är emellertid mindre än den vid ytvattenintagen (Le-roux 2010).
- Vattenkvaliteten som erhålls vid större havsdjup är bättre än vid föregående intagsmetod.
- Minskad risk för återkommande störningar i form av avstängning av avsaltningsanläggningen p.g.a. dålig vattenkvalitet.
- Risken för att marint liv fastnar på intagssilar eller tar sig igenom intagssystemet minskar med intag från djupare vatten eftersom den biologiska aktiviteten där är mindre.

Nackdelar:

- Hög investerings kostnad vid ledningsdragning och för intagshuvud. Intagshuvudet kräver specialistkunskap för underhåll och installation.
- Jämfört med ytvattenintagen är denna typ av intag svårare att underhålla med tanke på att rören kan sträcka sig långt från anläggningen (Le-roux 2010).

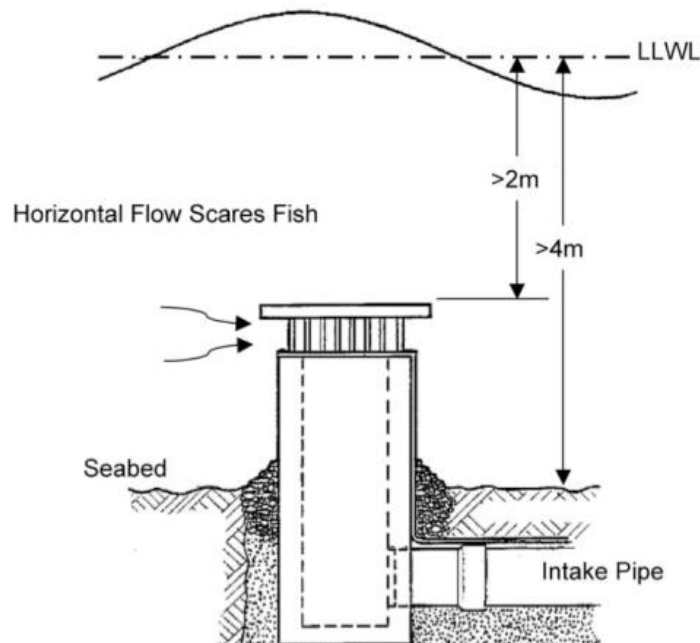
Intagshuvuden som tar hänsyn till marina livet

Till skillnad från de indirekta intagen som kommer beskrivas i kapitel 2.4 har de direkta intagen stor påverkan på det marina livet. För att minska dödligheten bland fiskar och andra organismer i samband med intagen bör försiktighetsåtgärder vidtas (Pankratz 2011). För djupvattenintag görs detta med speciella intagshuvuden.

- Hastighetsdämpande intagshuvud

Hastighetsdämpande intagshuvud "Velocity caps" har en hastighetsdämpande funktion och är ett "lock" som sätts över djupvattenintaget. Detta "lock" innehåller också oftast någon typ av avskiljning från de allra grövsta materialen se figur 2.3. Detta intagshuvud minskar intagshastigheten och omvandlar vertikala havsströmmar till horisontella omkring intagshuvudet. Detta lock har visat sig vara effektivt då fiskar känner igen kraftiga ändringar i

horisontella strömmar och på så sätt undviker intagen och minskar antalet fiskar som tar sig igenom ett intag. I Kalifornien har man faktiskt konstaterat att antalet fiskar som fastnar vid skärmar minskat med 80-90% vid användandet av detta intagshuvud (Pankratz 2011).



Figur 2.3. Hastighetsdämpande intags huvud "Velocity cap" (Pankratz 2011).

- *Passivt intag- "Cylindrical wedgewire screens"*

Passivt inag "Cylindrical wedgewire screens" är ett passivt intagshuvud med låg intagshastighet och minskar på så sätt risken för att fiskar och andra organismer fastnar vid skärmarna. Intagshastigheten är oftast en avgörande faktor för om marint liv fastnar på skärmarna eller inte. Detta intagshuvud har en perforering med hål som varierar mellan 3-10 mm vilket har visat sig vara effektivt mot genomträngning av marint liv och annat material se figur 2.4 (Gille 2003). "Cylindrical wedgewire screens" har en inbyggd reningsmekanism där en luftström med högt tryck tar bort material som fastnat och ackumulerats på intagets skärm. Nackdelen med denna typ av intag är att en jämn fördelning av luftströmmen emellertid är svår att fås. Detta intag är mest användbart i vatten där det bortspolade materialet kan föras bort av vattenströmmar så att material som blivit fästa vid skärmen och frigjorts av reningsutrustningen inte fastnar igen (California state lands commssion 2008).



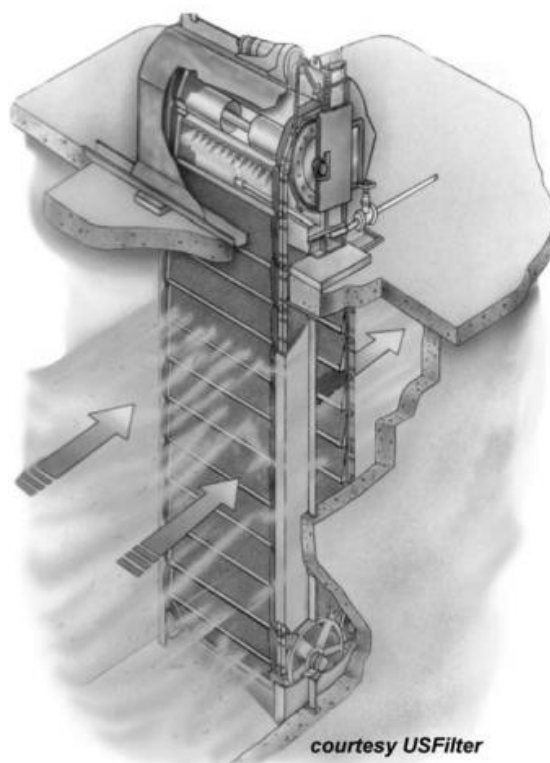
Figur 2.4. Passivtintag "Cylindrical wedgewire screens" (Watson 2008).

2.1.2 Avskärningsmetoder efter intag

Alla direkta intagssystem kräver någon typ av avskiljningsanordning efter intaget för att suspenderat material inte skall föras vidare in till avsaltningsanläggningen. Inne i anläggningen kan de suspenderade materialen t.ex. sätta igen membranen för omvänd osmos (OO). Suspenderat material kan även sätta igen ledningarna eller skada pumparna som pumpar in havsvattnet in till anläggningen. För att avskilja suspenderat material placerar man grov- och finmaskiga silar framför pumpen, vilka är anpassade till den vattenkvalitet man förväntas att ha pumpanläggningen placeras ofta på land. Det finns en uppsjö av olika typer av silar som bygger på olika tekniker. Nedan kommer två typer av silar att beskrivas.

2.1.2.1 Roterande silar

Roterande silar utgörs av skärmar som roterar mot intagsvattnets flödesriktning se figur 2.5. Dessa är oftast placerade på land i ett pumphus/pumpanläggning tillsammans med grov- och fin avskiljnings silar, men kan också vara utsatta i intagskanalen när ytvattenintag används (Muftah 1991). Roterande silar används i syfte att sila intagsvattnet från oönskat material så att dessa inte kommer in i anläggningen. Denna typ av sil har en integrerad självrengöring där en högtrycksspray tar bort ackumulerat material från silens yta för att sedan tas om hand som avfall (Pankratz 2011).



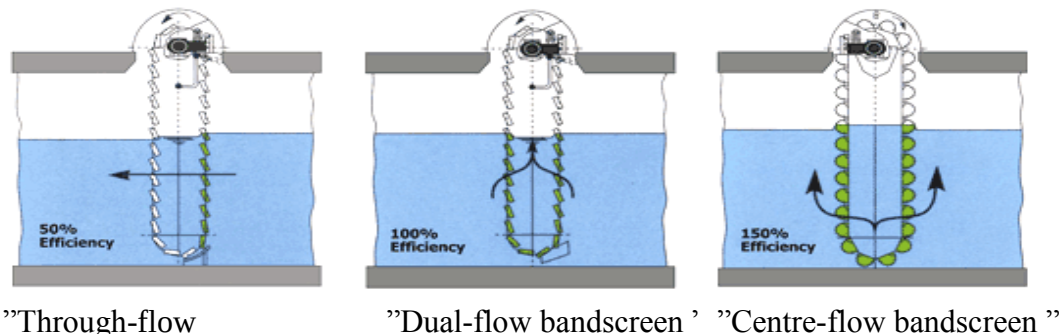
Figur 2.5. Roterande skärmar (Pankratz 2011).

Roterande silar-konfigurationstyper

Roterande silar kan utföras i olika konfigurationer. Tillverkaren Macmet har tre olika konfigurationer på de roterande silarna. Dessa är genomflöde "Through-flow", centrerat flöde "centre-flow", och tvåsidigt inflöde "dual-flow" se figur 2.6.

- "Through-flow bandscreen"-silarna utnyttjar 50 % av silens nedsänkta area för avskiljning då vatten kommer in från skärmens ena sida till den andra.
- "Dual-flow bandscreens" utnyttjar 100 % av den totala nedsänkta ytan för avskiljning. Vattnet kommer från utsidan av silens båda nedsänkta ytor till en ren insida där sedan vattnet kan pumpas till anläggningen.

- ”Centre-flow bandscreens” är uformade så att intagsvattnet förs mellan silens båda nedsänkta ytor och ut på vardera sidan där sedan ett renare vatten kan erhållas på utsidan. Denna konfigurationstyp har också en speciell ytutformning som gör att denna konfigurationstyp utnyttjar 150 % av den nedsänkta ytan (Macmet 2013).



Figur 2.6. Konfigurationstyper av roterande skärmar (Macmet 2013).

De två senare konfigurationerna av de roterande silarna är ur överföringssynpunkt de mest effektiva. Det är i huvudsak till följd av hur vattnet förs igenom silen som bidrar till att de minimerar risken för överförandet av otjänligt material till den renare sidan (Macmet 2013).

Ristoph sil-”Ristoph screen”

En Ristoph-sil ”Ristoph screen” är en modifierad roterande sil där syftet är att minska dödligheten av fiskar (Pankratz 2011). Denna skärm är försedd med ”fiskkorgar” där småfiskar tas om hand om för att sedan föras tillbaka till havet med hjälp av en lågtrycksspray och en ränna ansluten till silen. Resterande föroreningar som är fästa på silen tas om hand av en separat högttrycksspray lik den på de konventionella roterande silarna (California state lands commission 2008).

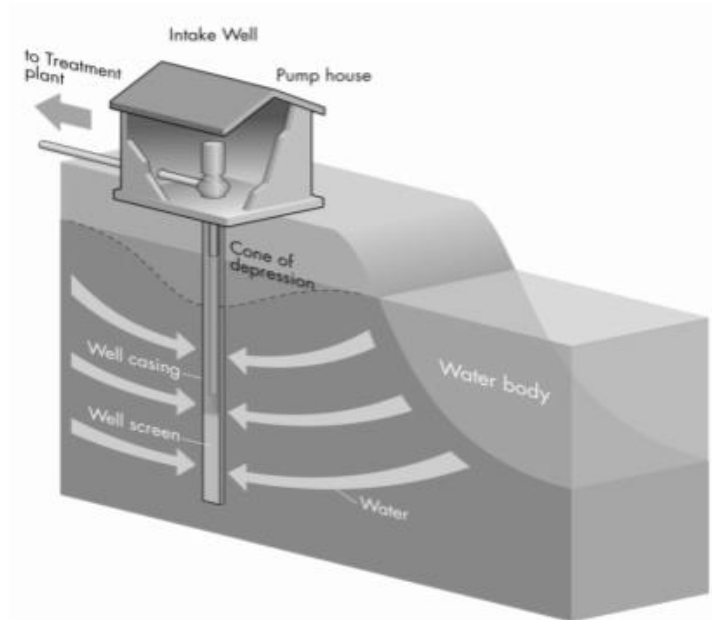
2.1.3 Indirekta intag-Inducerad infiltration

Vid indirekta intag låter man havsvattnet ta sig igenom det strandnära områdets geologiska formation (inducerad infiltration) innan intag till avsaltningsanläggningen. Vatten som tas in till anläggningen på det här sättet innehåller i de flesta fall mindre partiklar och organiska föreningar eftersom det geologiska materialet fungerar som ett filter. Detta leder till att mindre förbehandling krävs i nästa steg (Missimer et. al 2013). Möjligheten att använda sig av indirekta intag är dock platsspecifik och beror på det strandnära områdets hydrogeologiska egenskaper. Det geologiska materialet måste exempelvis ha tillräckligt god transmissivitet och ha en sådan mäktighet som medger uttag av vettiga mängder vatten. Denna intagsmetod har tidigare mest använts till mindre avsaltningsanläggningar p.g.a. dess begränsade kapacitet. Jämfört med de direkta intagsmetoderna så påverkar de indirekta intagen inte det marina livet då fiskar och andra organismer är naturligt avskilt från intaget. Något man dock måste tänka på när man planerar ett sådant här intag är att det kan ha en viss påverkan på närliggande grundvattenmagasin och brunnar. Dess inverkan på dessa bör uppskattas innan man anlägger dem. Indirekta intag utgörs av vertikala brunnsintag, horisontella brunnsintag, och system bestående av infiltrationsrör (Pankratz 2011). Nedan beskrivs de två förstnämnda.

2.1.3.1 Vertikalt brunnsintag

En vertikal brunn borrar med fördel vid strandkanten så nära havet som möjligt. Innan man anlägger en vertikal strandnära brunn görs normalt en undersökning på området genom flera borrhningar och provpumpningar samma sak gäller innan man anlägger en horisontell brunn

vid stranden. Dessa tester är genomförda främst för att bestämma områdets hydrogeologiska egenskaper som exempelvis jordens transmissivitet och på så vis ta reda på om området är lämpligt för ett indirekt intag (Pankratz 2011). Brunnarna består av ett icke-metalliskt material upptill och längre ner finns en intagsskärm där vatten tas in se figur 2.7. Vattnet pumpas in till anläggning från pumphuset med hjälp av den pump som finns kopplad till brunnen. Till större avsaltningsanläggningar kan flera sådana här brunnar anläggas men innebär också ökade kostnader och en ökad påverkan på det naturliga kustlandskapet (Missimer et. al. 2013).

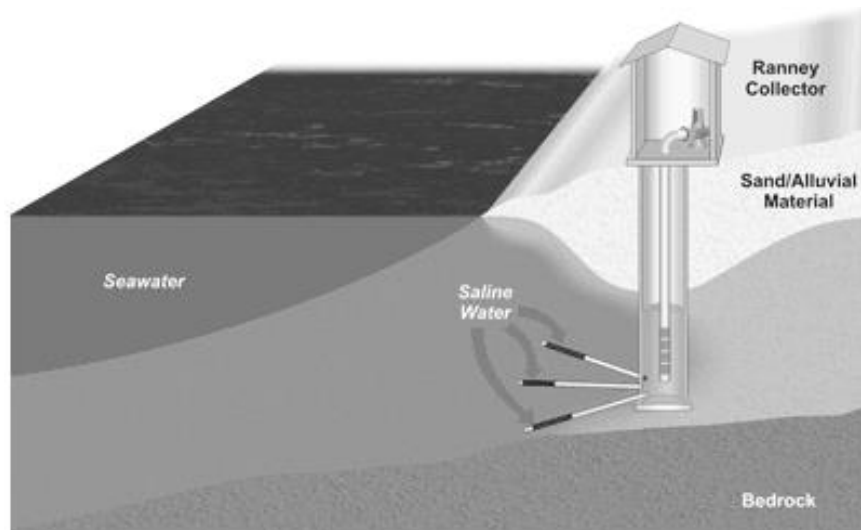


Figur 2.7. Vertikal strandbrunnsintag (Pankratz 2011)

Den största avsaltningsanläggningen som idag använder sig av vertikala strandbrunnar är Pembroke i Malta med en produktionskapacitet på 54 000 m³/dag. Den näst största anläggningen Bay of Palma finns i Mallorca och har 16 vertikala strandbrunnar anläggningen har en produktionskapacitet på 42 000 m³ färdigt dricksvatten per dag (Li et al. 2008).

2.1.2.2 Horisontella strandintag

För områden där markens vattenförande förmåga är hög kan istället horisontella brunnsintag vara ett alternativ för större avsaltningsanläggningar. Detta gör att man kan minska antalet brunnar som behöver anläggas (Missimer et. al. 2013). Dessa brunnar har högre kapacitet och är konstruerade som kassuner med tillkopplade horisontella skärmar se figur 2.8. Kassunen agerar då egentligen som en stor lagringstank där vattnet sedan pumpas in till avsaltningsanläggningen. Brunnarna är vanligtvis 2,75-6 m i diameter och 9-45 m djupa (Pankratz 2011). Brunnarna borrar ned så nära kustlinjen som möjligt. Om det är en större avsaltningsanläggning kan även här antalet brunnar ökas i antal för att möta det önskade behovet.



Figur 2.8. Horisontellt strandbrunnsintag (Pankratz 2011).

Tidigare nämndes att de indirekta intagen kräver lite förbehandling eller ingen alls, och så kan det vara i många fall men inte nödvändigtvis i alla. Även om brunnsvattnet innehåller lite suspenderade partiklar och andra föreningar kan höga järn- och manganhalter finnas i dessa vatten (Voutchkov 2005). Dessa kan, i de fall de utsätts för syre i anläggningen, utvecklas till järnhydroxid och manganhydroxid vilka kan täppa till membranerna för OO i avsaltningsanläggningen.

2.2 Anläggningens geografiska plats

Valet av anläggningens geografiska plats ger olika förutsättningar för att erhålla en godtagbar vattenkvalitet. En avsaltningsanläggningens intagsanordningen kan placeras i en djupvattenzon eller i grundare zoner (Gille 2003). Beroende på områdets batymetri kan man från olika avstånd från kustlinjen uppnå olika vatten djup. Djupvattenzoner är idealet när man planerar att anlägga en avsaltningsanläggning. I grunda vattenzoner kan istället rördragningar bli så omfattande att det inte är lönsamt att dra in vatten från dessa djup (Gille 2003). I dessa fall tas ofta ytvatten in till anläggningen. Ytvatten kan utsättas för både diffusa utsläpp och punktutsläpp vilket på det hela taget gör ytvatten mer känsligt. Vid anläggning av ytvattenintag är det ännu mer viktigt att dygns- och årstidsvariationer kollas upp så att vattenkvaliteten alltid håller sig inom ramen för vad som är acceptabelt. I grundvattenzoner kan ett alternativ till ytvattenintagen vara att istället anlägga indirekta intag (Le-roux 2010).

Intagssystemet och förbehandlingen är de två enskilt viktigaste delarna vid utformningen av en avsaltningsanläggning och är ömsesidigt beroende av varandra. Ett väl planerat intagssystem kräver mindre förbehandling och kan påverka en hel anläggnings produktion och driftkostnader (Pankratz 2011).

3. Igensättning av Omvänd Osmos membran

Efter intaget och avskärmning är vattnet fortfarande inte fritt från föroreningar. Även om de största föroreningarna har eliminerats av silar kan vattnet innehålla mindre föroreningar som i ett senare skede kan medföra igensättning av membranen för omvänd osmos (OO) (Prihasto, Liu & Kim 2008). Den igensättning som sker på OO-membranens yta innebär ett ökat tryckfall över membranet. Detta medför ett ökat effektbehov för högtryckspumparna som pumpar vattnet genom membranen för att bibehålla ett konstant flöde.

Rening av membran med avseende på igensättning är nödvändig om permeatet minskar med 10% eller mer. Permeat är det producerade vatten som erhålls efter membranen. Ökad rening av membran har också en sidoeffekt, det resulterar ofta i en kortare livslängd av membranen och innebär tätare membranbyten. För att möta det här problemet krävs ett förbehandlingssystem som eliminerar mycket av dessa föroreningar innan vattnet körs igenom membranen. Igensättning av OO-membranen kan delas in i fyra olika kategorier organisk igensättning, biologisk igensättning, partikulär/kolloidal igensättning och oorganisk igensättning (scaling) (Prihasto, Liu & Kim 2008).

3.1 Biologisk igensättning

Biologisk igensättning (bio-fouling) sker då mikroorganismer som exempelvis bakterier, svamp, och alger fäster sig på membranen och ”lever på dessa”. Dessa bakterier och organismer förökas på membranets yta och bildar en s.k. biofilm (Schäfer et al. 2004).

3.2 Organisk igensättning

Organisk igensättning (organic fouling) orsakas av organiska föreningar som finns i vattnet, dessa kan adsorptivt binda till OO-membranens yta (Schäfer et al. 2004). Naturligt i vatten består dessa organiska föreningar i huvudsak av naturligt organiskt material (NOM) som främst innefattar humus- och fulvosyror. Utöver igensättning kan dessa organiska föroreningar brytas ned vid användandet av klor som desinfektionsmedel. Den produkt som bildas av kloreringen kan lättare tas upp av bakterier och agera som näringskälla för dessa (Schäfer et al. 2004; Prihasto, Liu & Kim 2008). Eliminering av dessa föreningar har därför stor betydelse då de enbart inte sätter igen membranen utan också leder till ökad biologisk igensättning. Förutom dessa ämnens potential till organisk och biologisk igensättning är dessa över huvudtaget nödvändiga att eliminera eftersom de bidrar till lukt- och smakproblem och en gul-brunaktig färg (Crittenden et.al 2012).

3.3 Partikulär/kolloidal igensättning

Partikulär/kolloidal igensättning kan orsakas av suspenderade partiklar och kolloider av organiskt och icke organiskt ursprung. Suspenderade partiklar som grövre sand är oftast inget problem och orsakar inte någon igensättning då de har en relativ kort sättnings tid och kan enkelt separeras från vattnet genom gravitation. Dessa kan exempelvis för-sedimenteras i sättningsbassänger efter havsvatten intaget (Gare 2002). Vissa suspenderade partiklar är dock av sådan storlek och karaktär att dessa inte sedimenterar inom rimlig tid, ett exempel på sådana är kolloider. Kolloider är partiklar som är dispergerade i havsvattnet dessa hålls kvar i vattnet på p.g.a. av deras elektriska laddning och storlek, exempel på sådana är finsilt. Dessa är inte synliga utan syns enbart som turbiditet eller grumlighet (American water works association 2003). Det är i huvudsak suspenderade mindre partiklar och kolloider som behöver elimineras så att OO-membranen inte sätts igen (Gare 2002). Dessa kan elimineras genom konventionell kemisk behandling såsom koagulation-flockning tillsammans med filtrering. För att uppskatta risken för partikel/kolloidal igensättning används ofta ett

framräknat Silt Density Index värde (SDI-värde) från ett vattenprov av havsvattnet (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009). Ett SDI-värde <5 innebär att vattnet inte behöver behandlas innan membran steget med avseende på partiklar. SDI-värde mellan 5-10 innebär att åtgärder behöver vidtas där det i första fallet räcker med filtrering med hjälp av sandfilter. Om värdet överstiger 10 krävs filtrering i två steg i kombination med kemisk behandling (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009).

3.4 Oorganisk igensättning - "Scaling"

Oorganisk igensättning "Scaling" är ett fenomen som uppkommer då salt som är löst i vattnet fälls ut. Störst risk för detta finns just vid membranens yta där volymen vatten minskar och leder till att koncentrationen av joner som barium och calcium i vattnet blir så höga att de kan nå övermättnad och fällas ut. Måttligt lösliga salter som CaCO_3 och CaSO_4 är vanliga "scales" på OO-membranen (Crittenden et.al 2012). I avsaltningsanläggningar kopplar man ofta samman flera OO-enheter där koncentratet (rejektvattnet) från föregående membran leds direkt till nästa OO-enhet, detta för att minska vattenförlusten. Det sista membranet kommer således matas med vatten som har den högsta koncentrationen av joner och har störst risk för scaling (Crittenden et.al 2012). Ett sätt att bedöma vattnets benägenhet att orsaka scaling är att använda sig av Langiers saturation index (LSI) för bräckt vatten med totalt löst salt mindre än 10 000 mg/L ($\text{TDS} < 10 \text{ g/L}$) och Stiff&Davis Stability Index (S&DSI) för vatten med totalhalt av löst salt större än 10 000 mg/L ($\text{TDS} > 10 \text{ g/L}$) (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009). Ovannämnda index är ett mått på hur mättat vattnet är med avseende på CaCO_3 . LSI-indexet beskriver skillnaden mellan vattnets aktuella pH-värde och pH_s -värdet ("pH of saturation") då CaCO_3 är mättat i vattnet enligt Langiers saturation index $\text{LSI} = \text{pH} - \text{pH}_s$ (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009). Ett negativ LSI innebär att vattnets pH-värde är lägre än den för då CaCO_3 är mättat vilket kan tydas att risken för scaling är liten. Ett positivt LSI leder däremot till en ökad risk för en sådan formation. S&DSI används på liknande sätt där ett framräknat pH_s -värde jämförs med aktuellt pH-värde i vattnet (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009).

4. Förbehandling

Ett förbehandlingssystem styrs av avsaltningsanläggningens typ. Det finns två huvudtyper av avsaltningsanläggningar: anläggning som använder omvänd osmos (OO) för att avsalta havsvatten "Sea water reverse osmosis" (SWRO) eller en anläggning som använder omvänd osmos för att avsalta bräckt grundvatten "Brackish water reverse osmosis" (BWRO) (Redondo & Lomax 1997). Förbehandlingen är också beroende av vilken vattenkvalitet man har och vilken intagsmetod som används. I detta kapitel kommer konventionell förbehandling för "SWRO" med ytvattenintag beskrivas.

Den konventionella förbehandlingen består av flera olika steg. Klorering, koagulering-flockning, filtrering, pH-justering, avklorering, mineralisering och scaling reducerande åtgärder (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009).

4.1 Klorering

Klorering är det första steget i ett förbehandlingssystem. Vattnet kloreras i desinfektionssyfte med avseende på mikroorganismer som bakterier, alger och virus (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009). Desinfektion är en viktig del i ett förbehandling system då de flesta mikroorganismer avdödas före vattnet kommer till OO-membranen vilket minskar bildandet av biologisk igensättning (bio-fouling) på dessa (Prihasto, Liu & Kim 2008). I konventionella avsaltningsanläggningar tillsätter man desinfektionsmedlet oftast nära intaget för att förhindra

bio-fouling på rörledningar, avskärmningar och bassänger. Fritt klor på 0,5-1,0 mg/l bör därför finnas från intag (Redondo & Lomax 1997). Den vanligaste desinfektionsmetoden i konventionella förbehandlingssystem är att tillsätta Natriumhypoklorit men klorgas används också (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009).

Som nämndes tidigare reagerar desinfektionsmedlet inte enbart med bakterier, virus och organismer utan också med organiska föreningar som finns i vattnet. Reaktionen med organiska föreningar som humus- och fulvosyror del av naturligt organiskt material (NOM) kan bl.a. bilda assimilerbart organiskt kol (AOK) och ohälsosamma trihalometaner (THM) (Lenntech B.V 2013; Saeed et.al. 2011). Till skillnad från deras föregångare kan AOK lättare omsättas av bakterier och organismer, AOK agerar då som näringsämnen för dessa. I ett senare skede när vattnet avkloreras för att membranerna inte ska ta skada av desinfektionsmedlet kan icke avdödade bakterier förbruka dessa näringsämnen och öka i antal explosionsartat. Membranerna utsätts då för mycket extrem biologisk tilltäppning (Saeed et.al. 2011). I vissa avsaltningsanläggningar har man konstaterat att biologisk igensättning faktiskt blir mycket mildare om man inte tillämpade klorering-avklorering alls. Ett annat alternativ än att tillsätta klor som desinfektionsmedel är att tillsätta kloramin. Kloramin är mindre effektiv som desinfektant och högre koncentration och kontaktid krävs för att nå samma effekt som kloreringen (Crittenden et.al 2012). Men fördelen med användandet av kloramin är att det inte i lika stor utsträckning reagerar med organiska ämnen i vattnet och bidrar enbart måttligt till bildning av AOK och THM. Kloramin har därför visat sig vara effektiv mot reduktion av biologisk igensättning.

4.2 Koagulation

Suspenderade partiklar som exempelvis fint silt och kolloider är problematiska och bör avskiljas från vattnet innan vattnet kommer fram till OO-enheterna. Det som försvårar avskiljningen av dessa små partiklar och kolloider i vatten är att NOM ofta fäster vid dessa och på så sätt får de negativ laddning (Schäfer et al. 2004). Partiklar och kolloider av samma laddning leder till en fränstötande kraft som kallas för Zeta potentialen. Samtidigt finns Van der Waals kraften som attraherar partiklar till varandra. Partiklarna hålls kvar i vattnet när Zeta potentialen > Van der Waals kraften. För större partiklar har Zeta potentialen liten inverkan och partiklar sätter sig som nämndes ovan av sin egentyngd. En metod att avskilja dessa små partiklar från vattnet är genom koagulation och flockulation (American waterworks association 2003). Även lösta organiska föreningar som exempelvis humus syror (del av NOM) elimineras genom denna process. Vid koagulation tillsätts en flockningskemikalie i form av ett metallsalt. Partiklarna avskiljs från vattnet genom två olika mekanismer vid tillsatsen av flockningskemikalien; laddnings neutralisation och svepkoagulering.

4.2.1 Laddningsneutralisation

När flockningskemikalien tillsätts sker snabbt en reaktion med vattnet. Detta leder till att metall jonen genomgår hydrolys och det bildas komplex som $\text{Me}(\text{OH})^+$, $\text{Me}(\text{OH})^{2+}$ och mindre löslig järnhydroxid $\text{Me}(\text{OH})_3$ i vattnet (Jiang & Graham 1998). De positivt laddade komplexen kan fästa vid partiklarna i vattnet som i huvudsak är negativt laddade och neutralisera dessa och bilda mickroflockar. Detta kräver en snabb omrörning av vattnet efter tillsatsen av flockningskemikalien så att de positiva komplexen "hinner" att reagera med partiklarna innan hydroxid bildning $\text{Me}(\text{OH})_3$ sker (Jiang & Graham 1998). För att laddningsneutralisation skall ske med Al/Fe som flockningskemikalie krävs att vattnet i regel har $\text{pH} < 6$, snabb omrörning, och liten dos av koagulant. Svårigheten vid användandet av laddningsneutralisation är att doseringen av flockningskemikalien inte får vara för hög utan anpassas till den turbiditet som finns i vattnet (Jiang & Graham 1998). Om inte detta lyckas

kan de negativa partiklarna få ett överskott av positiva komplex och få positiv nettoladdning vilket leder till att de återigen blir suspenderade i vattnet (American waterworks association 2003).

Ofta används istället avskiljnings metoden svepkoagulering vid vattenverk då denna metod för avskiljning är enklare och inte heller påverkas så mycket av variationer i vattenkvalitet (Jiang & Graham 1998).

4.2.2 Svepkoagulering

Svepkoagulering sker vid en större tillsatts av flockningskemikalien. För att svepkoagulering skall råda krävs det att vattnet också har en hög alkalinitet och ett $\text{pH} > 6$. Vid Svepkoagulering sker en utfällningen av flockar som består av metallhydroxider vid reaktion med vattnets alkalinitet. Dessa hydroxider kan ses som stora moln i vattnet och kolliderar med partiklar och även löst material av större molekylvikt som humus syror (Garcia 2011). Svepkoagulering är i övrigt en långsammare process och lika snabb omrörning vid tillsatsen av flockningskemikalien är inte nödvändig.

4.3 Flockning

Flockulationsprocessen sker i flockningskammare med hjälp av omrörare med låg omrörnings hastighet. I flockningskammrarna bildar mikroflockar makroflockar som sedan kan sedimentera med hjälp av sin egentyngd. Det förekommer vanligtvis att vattnet passerar flera efterföljande kammare där omrörningshastigheten minskar successivt för att inte slå sönder de bildade flockarna. En annan vanlig företeelse vid den konventionella förbehandlingen är även tillsatser av organiska eller oorganiska polymer i samband med flockningen som hjälper till att bilda större makroflockar (American water works association 2003; Nilsson 2006).

4.4 Avskiljning av flockar

De makroflockar som bildats under flockningen måste separeras från vattnet. En vanlig företeelse i vattenreningsprocesser är att man använder en kombination av sedimentation och filtrering för att separera vattnet från dessa (Prihasto, Liu & Kim 2008). I förbehandlingen används direkt filtrering eller sedimentering för avskiljning av flockar. Användandet av direkt filtrering kräver att det matade vattnet genom filtret håller en relativ jämn turbiditet då även variationer mellan säsonger tas hänsyn till. Turbiditeten bör hållas mellan 5-10 Nephelometric turbidity unit (NTU) (Prihasto, Liu & Kim). De filter som används vid direkt filtrering är djupt en medie-filter (deep bed monomedia filter), två-medie filter (dual media filter), och fler-medie filter (multimedia filter). Ett vanligt sandfilter används sällan vid direkt filtrering då det mer frekvent skulle sätta igen och behöva backspolas. Filtren som nämndes ovan består av kornigt material av olika former och lagerföljd (American water works association 2003). Två-medie filter utgörs av ett undre lager av sand (0,3m) och ett övre grövre lager av antracit (0,5m) (Prihasto, Liu & Kim 2008). Antracit lagret eliminerar mycket av de suspenderade partiklarna p.g.a. av sitt större porsystem, detta lager tar även bort lukt och smak från vattnet (American water works association 2003). De mindre partiklar som tar sig igenom det övre lagret elimineras av det underliggande sandlagret. Ett flermedia-filter utgörs av tre eller fler lager av olika media. Ett tre-medie filter består av två olika typer av sand i botten och en övre grövre antracit lager (American water works association 2003). Djupt en-medie filter (deep bed monomedia) utgörs av ett och samma medium, ofta utgörs mediet av finsand eller antracit med ett filter djup på 1,2-1,8m. Fler-media och två-media filtren utgörs av kornigt material med olika densiteter. Vid backspolning sätter sig det medium med högre densitet snabbare än det med lägre och på så sätt bibehåller filtren dess gradiella

kornfördelning med grövre antracit i toppen och finare sand i botten. Visserligen sker en viss omblandning av de olika lagren efter backspolning men i huvudsak hålls filtrets ursprungliga sammansättning (American water works association 2003).

Gemensamt dock för dessa tre olika filtertyper är att partiklarna elimineras genom silning då partiklar fastnar mellan kornen, och genom adsorption då partiklarna adsorptivt fastnar på kornens yta (American water works association 2003).

4.5 pH-justering

Efter koagulationen och flockningen kan pH i vattnet vara för högt eller lågt för membranerna bl.a. beroende på vilken flockningskemikalie som använts. För att få en optimal funktion av OO-membranen och för att inte vissa membran skall skadas behöver man eventuellt höja/sänka pH. Olika typer av membran har olika pH tolerans och pH bör ligga inom det spann som anges av OO-enhetens tillverkare (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009).

4.6 Kontroll av scaling

För att förhindra uppkomsten av scaling på OO-membranen så kan kemikalier som förhindrar att scaling bildas tillsättas vattnet innan membranerna. Dessa kemikalier kallas för scaling förhindrande medel "anti-scaling agents". Dessa reagerar med vattnet och förhindrar att salt kristaller faller ut (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009). För att minska scaling av bl.a. CaCO_3 , SrCO_3 , och BaCO_3 kan man även tillsätta en syra för att minska pH. Som man exempelvis kunde se i Langiers saturation index i underkapitel 3.4 innebär en pH sänkning mindre risk för uppkomsten av scaling.

4.7 Cartridgefilters

Ett "cartridgefilter" är ett filter som sätts efter direktfiltreringen för att eliminera eventuella partiklar som passerat en-medie, två-medie, eller flermedie filtren. Ett "cartridgefilter" kan vara gjort av olika material som papp och textilier.

4.8 Avklorering

Vattnet som klorerades i desinfektionssyfte måste avkloras innan membranerna för att inte membran som är känsliga för klor skall oxideras och skadas. Natriummetabisulfit används vanligtvis för att minska koncentration av fritt klor i vattnet (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009). Avklorering med Natriummetabisulfit bör ske efter cartridge filtren för att hålla dessa ifrån bio-fouling (Redondo & Lomax 1997).

5. Membran steget/omvänd osmos

Omvänd osmos är den vanligaste metoden att avskilja joner som Na^+ och Cl^- från vatten i en avsaltnings anläggning. Membranen avskiljer också andra joner som ger vattnet dess smak och som är viktiga för hälsan. Membranen är också impermeabla för allt annat som i storleksordningen är större än lösta joner därför är en god förbehandling med avseende på suspenderade partiklar viktigt. För att få en förståelse för de processer som sker vid omvänd osmos beskrivs inledningsvis vanlig osmos nedan.

5.1 Osmos

Osmos är en naturlig förekomst då två lösningar med olika koncentrationer avskiljs av ett semi-permeabelt membran liksom omvänd osmos (OO) membranerna. För att göra det tydligt ser vi på ett exempel där vi har två bägare där ett semi-permeabelt membran skiljer två lösningar. Vi antar att på höger sida om membranet är koncentrationen saltjoner lägre än på vänster sida. Eftersom saltkoncentrationen är lägre på den högra sidan och naturen strävar

efter jämvikt kommer vattenmolekyler från den högra sidan att passera membranet och över till andra sidan (Gullinkala et.al 2010). Att påpeka är att endast vattenmolekyler kan diffundera genom membranet och inte saltjoner ty saltjonernas storlek är större än membranens porer. En faktor som avgör denna transport av vatten genom membranet är det osmotiska trycket. På samma sätt som vatten sätts i rörelse p.g.a. av en tryckdifferens sätts det i rörelse av skillnad i osmotiskt tryck. Det osmotiska trycket är främst beroende av saltkoncentrationen, ju högre saltkoncentration desto högre blir det osmotiska trycket. Eftersom skillnad i osmotiskt tryck råder mellan de två behållarna kommer vatten att diffundera till den vänstra behållaren tills det osmotiska trycket är utjämnat. Denna transport ger upphov till att vatten nivån i den västra behållaren stiger. När vattentransporten har avtagit och jämvikt råder så är skillnaden i vattennivå mellan de två behållarna lika med det osmotiska trycket (Gullinkala et.al 2010). Osmotiska trycket för havsvatten är exempelvis ungefär 26,75 bar (2,675 MPa) och för vanligt tappvatten ungefär 1,68 bar (0,168 MPa) (Cipollina, Micale, & Rizzuti 2009).

5.2 Omvänd osmos (OO)

I fallet i en avsaltnings anläggning vill man istället att vattnet skall röra sig från ett område med högre saltkoncentration och osmotiskt tryck till en sida med lägre saltkoncentration och osmotiskt tryck. Denna process kallas för omvänd osmos. För att göra detta möjligt krävs att man tillsätter ett tryck ΔP med en högtryckspump ett tryck som är större än den osmotiska tryck skillnaden (Gullinkala et.al 2010).

6. Efterbehandling

Det avsaltade vattnet som erhålls efter omvänd osmos (OO) enheterna behöver efterbehandlas främst med avseende på mineraler. Vattnet som erhålls efter OO-enheterna har inga mineraler som Ca^{2+} och Mg^{+} vilket gör vattnet mindre hälsosamt att dricka och korrosivt för att ledas i distributions ledningar (El Azhar 2012).

7. Avsaltningsmetoder

De avsaltnings metoder som används kan delas in i membran separering och termisk avskiljning (Schliephake et al. 2005). Termisk avskiljning har länge använts som avsaltnings metod för havsvatten främst i mellanöstern. Termisk avskiljning är en väldigt energi intensiv metod som använder främst fossila energikällor Termisk avskiljning har inte använts för bräcktatten i en så stor utsträckning mestadels för att det är mer lönsamt att pumpa vattnet igenom exempelvis OO- membran än att använda termisk avskiljning. Detta för att koncentrationen salt är mindre vilket leder till att det råder en mindre osmotisk tryckskillnad. (Schliephake et al. 2005). Membran teknologin är en relativt ny teknologi jämfört med termisk avskiljning men dominerar idag avsaltningsmarknaden där 80 % av alla anläggningar använder denna metod (Schliephake et al. 2005). Membran teknologin utgörs i huvudsak av omvänd osmos (OO) och Electrodialyses (ED). Termisk avskiljning utgörs av tre olika metoder Multistage-flash distillation (MSF), Vapor compression distillation (VCD), och Multi-effect distillation (MED). MSF och OO är de mest vanligaste avsaltningsmetoderna som används idag (Schliephake et al. 2005). Nedan följer en kort beskrivning av metoden Multistage-flash distillation(MSF).

7.1 Multistage-flash distillation(MSF)

Den mest använda termiska avskiljningen är Multi-stage flash distillation (MSF). Multistage-flash distillation bygger på att det inkommande havsvattnet värms upp av en beredare för att sedan föras igenom flera efterliggande kammrar som är reglerade i tryck. När vattnet förs igenom första kammaren har vattnet en högre temperatur än förångningstemperaturen just för det tryck som råder i kammaren. Detta leder till att vattnet snabbt evaporerar ”flashar” och avger värme (Ismail 1998). För att nå jämvikt med det tillstånd som råder i kammaren kommer vattnet att avge ånga tills temperaturen sjunker till kammarens förångningstemperatur. Denna ånga som bildats kommer sedan kondensera på de rör som det kallare intagsvattnet inledningsvis transporterades i. Detta leder till att en värmeväxling sker och värme tillförs till det inkommande vattnet. Det är just detta kondensvatten som tillvaratas som avsaltat vatten. Denna process fortsätter sedan på samma sätt i alla efterliggande kammrar. Ett sätt att minska antal kammare i en MSF-anläggning och öka produktionen är att temperatursänkningen i varje kammare ökas för att öka den mängd ånga som bildas (Baig et.al 2010).

8. Metod

Beräkningsdelen i detta kandidatarbete kommer att genomföras för en tänkt avsaltningsanläggning i staden Berbera, i Somaliland (delstat i norra Somalia) och som förser staden Burao, ca 125 km från kusten, med färdigbehandlat och avsaltat dricksvatten. Det kommer att göras två olika fallstudier. Den ena fallstudien kommer att vara ett alternativ där det färdigbehandlade dricksvattnet transporteras från avsaltningsanläggningen i Berbera och pumpas till högsta punkten i Sheikh bergen för att sedan med hjälp av självfall transporteras till staden Burao för distribution. Det andra fallstudien som kommer att genomföras utgår från att ledningen istället kan förläggas delvis i en sprängd VA-tunnel genom bergen. Detta för att minska den potentiella ekologiska påverkan på Sheikh bergen då Sheikh bergen är ett naturskyddsområde. VA-tunneln börjar på en höjd 980 m.ö.h. och slutar på en höjd 1438 m.ö.h. Beräkningar för de båda fallstudierna skall ge en fingervisning om vilket alternativ som är mest energieffektivt samt hur många pumpar som behövs och inbördes avstånd för pumpar. Även ungefärlig tunnellängd och ungefärliga kostnader för tunnel kommer att göras. Detta för att kunna utvärdera vilket av de två fallen som är mest lönsamt ekonomiskt.

8.1 Dimensionering av ledning

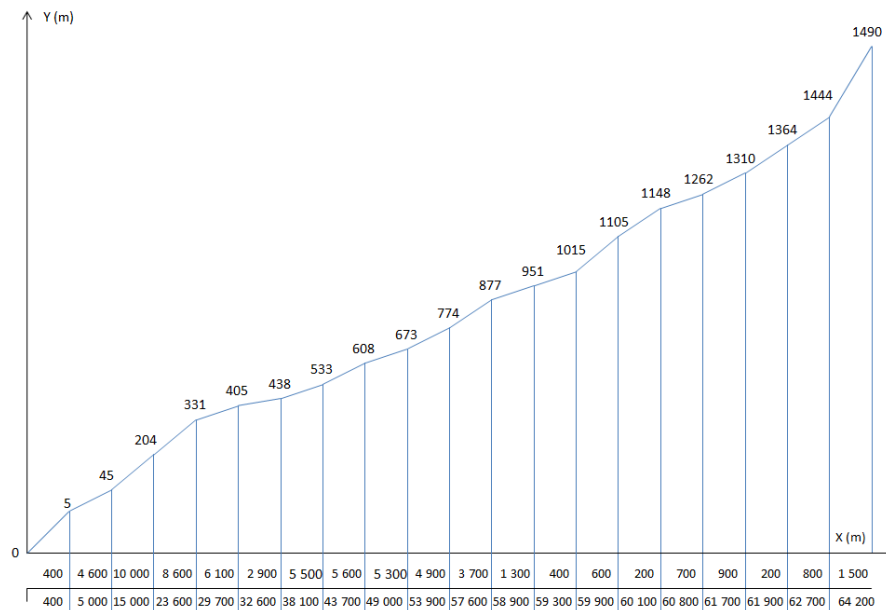
Staden Burao har ca 350 000 invånare. Vattenförbrukningen per person och dag har satts till 180 l, vilket ger en total förbrukning på 2625 m³/h. En friktionsförlust (S) på <1 % per meter och en råhet (k) som tar hänsyn till framtida skrovlighet på 1 mm har satts som grund för beräkningarna. Med ovanstående data kan erforderlig ledningsdimension erhållas m.h.a. Colebrooks-diagram. Efter insättning i Colebrooks diagram erhålls:

- En ledningsdimension på 1200 mm (huvudledning).
- Friktionsförlust $\approx 0,46 \times 10^{-3}$ m/m
- Flödes hastighet 0.7 m/s

8.2 Avstånd från kustlinje till avsaltningsanläggning

Avsaltningsanläggningens nivå över havet är bestämt till 6 m. Topografisk-data för avståndsberäkning samt figur över Sheikh bergen från programmet Pathfinder kan ses i bilaga 1. I figur 8.1 presenteras en förenklad topografisk figur från kustlinjen (Y= 0 m) till toppen av Sheikh bergen (Y= 1490 m). Avståndet till avsaltningsanläggningen från kusten kan interpoleras fram med hjälp av räta linjens ekvation mellan nivåhöjderna 5 m och 45 m.

Med hjälp av topografisk data ligger avsaltningsanläggningen 515 m från kustlinjen. Pumphusets avstånd från kusten har satts till 150 m.



Figur 8.1. Schematisk figur från havet till toppen av Sheikh bergen (ej skalenlig). I y-axeln kan höjder över havet ses. I x-axelns övre del kan längder i olika intervall ses, och i x-axelns nedre del kan ackumulerade längder skådas.

Avståndet från kustlinje till intag behöver uppskattas för att beräkna ledningslängder och friktionsförluster från intag till avsaltningsanläggning. Kartor på havets batymetri utanför Berbera har inte varit tillgängliga. Därför har det förutsatts att området ligger i en grund ytvattenzon. För att i ytvattenzoner erhålla godtagbar vattenkvalitet krävs i många fall mycket långa rörlängder för att ta in vatten från djupare vatten. Råvattenintaget antas ligga 500 m ut i havet på ett djup 35 m under havsnivån, vilket innebär ett avstånd från intagshuvud till anläggning på 1015 m

8.3 Dimensionering av intagspumpar

Beräkning av intagspumparnas dimensionerande uppforderingshöjd kan göras med energiekvationen (E-E):

$$Z_1 + \left(\frac{P}{\rho g}\right)_1 + \left(\frac{\alpha U^2}{2g}\right)_1 = Z_2 + \left(\frac{P}{\rho g}\right)_2 + \left(\frac{\alpha U^2}{2g}\right)_2 + h_t + h_f - h_p \quad (1)$$

Där:

Z = nivå

$\left(\frac{P}{\rho g}\right)$ = tryckhöjd (m)

$\left(\frac{\alpha U^2}{2g}\right)$ = hastighetshöjd (m)

h_f = friktionsförluster (m)

h_t = tilläggsförluster (m)

h_p = uppforderingshöjd pump (m)

För beräkning med energiekvationen görs följande antaganden:

- Havets vattennivå sätts som referensnivå.

maximal uppforderingshöjd på 77 mvp (meter vattenpelare) vid flödet 1312 m³/h vilket är en av KSB's största pumpar. Mer om pumpen kan läsas på http://www.ksb.com/ksb-en/Products_and_Services/Water/water_transport/ (KSB 2014). Två sådana här pumpar parallell kopplats för att möta det önskade flödet. Pumpkurva kan ses i bilaga 3. Dricksvattnet pumpas till den högst belägna punkten (1490 m.ö.h.) för fallstudie 1 och genom en VA-tunnel som begynner på en höjd 980 m.ö.h. för fallstudie 2. Topografisk figur över Sheikh bergen kan ses i figur 8.1. Topografisk-data som använts i beräkningarna kan ses i bilaga 1.

8.4.1 Transportpump 1

Indata för beräkning:

$$S_{mark\ 1} = \frac{45 - 5}{4600} = 0.0087/m$$

$$S_{mark\ 2} = \frac{204 - 45}{10000} = 0.0159/m$$

$$S_{friktion} = 0.46 \times 10^{-3}/m$$

$$L_1 = 5000 - 515 = 4485\ m$$

$$h_p = 77\ mvp$$

Beräkningsgång

$$S_{mark\ 1} \times L_1 + S_{mark\ 2} \times L_2 + S_{friktion} \times (L_1 + L_2) = h_p \Rightarrow L_2 = 2197\ m$$

$$Total\ ledningslängd = (L_1 + L_2) = (4485 + 2197) = 6682\ m$$

$$Statisk\ uppforderingshöjd\ h_s = ((0.0159 \times 2197) + 45) - 6 = 74\ m$$

8.4.2 Transportpump 2

Indata för beräkning:

$$S_{mark\ 2} = 0.0159/m$$

$$S_{mark\ 3} = \frac{331 - 204}{8600} = 0.015/m$$

$$S_{friktion} = 0.46 \times 10^{-3}/m$$

$$L_3 = 15000 - (5000 + 2197) = 7804\ m$$

$$h_p = 77\ mvp$$

Beräkningsgång

$$S_{mark\ 2} \times L_3 + S_{mark\ 3} \times L_4 + S_{friktion} \times (L_3 + L_4) = h_p \Rightarrow L_4 = -50.7\ m$$

Eftersom den fjärde ledningslängden blev negativ tyder det på att pumpen endast förmår att pumpa vatten inom $S_{mark\ 2}$.

$$S_{mark\ 2} \times L_3 + S_{friktion} \times L_3 = h_p \Rightarrow L_3 = 4707\ m$$

$$Total\ ledningslängd = 4707\ m$$

$$Statisk\ uppfordringshöjd\ h_s = 0.0159 \times 4707 = 74.9\ m$$

8.5 Beräkning av effektbehov för intags-och transportpumpar

Beräkning av effektbehov för pump är viktigt eftersom detta ligger till grund för uppskattandet av energiförbrukningen. Energiförbrukning för pumpning är en stor del av driftkostnaderna i en storskalig avsaltningsanläggning som denna. Det erforderliga effektbehovet kan beräknas med ekvation 3 nedan.

$$P_{effektbehov} = \frac{\rho g Q H}{\eta} \quad (3)$$

Där:

ρ = Vattnets densitet (kg/m^3)

g = Tyngdacceleration (m/s^2)

Q = Volymflöde (m^3/s)

H = Uppfordringshöjd pump (m)

η = Hydraulisk verkningsgrad pump (%)

Beräkning av effektbehov för intagspumpar

Indata för beräkning:

$\rho = 1000\ \text{kg/m}^3$

$g = 9,82\ \text{m/s}^2$

$Q = 0,73\ \text{m}^3/\text{s}$

$H = 6,48\ \text{m}$

$$\eta \approx 83 \%$$

Driftpunkten där uppforderingshöjd och hydrauliskverkningsgrad bl.a. kan avläsas kan ses i pumpkurvan i bilaga 2.

$$P_{\text{effektbehov intagspumpar}} = \frac{1000 \times 9,82 \times 0,73 \times 6,48}{0,83} = 56 \text{ kW}$$

Det effektbehov som kan avläsas från pumpkurvan för systemet stämmer bra överens med det beräknade ovan.

Beräkning av effektbehov för transportpumpar

Indata för beräkning:

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9,82 \text{ m/s}^2$$

$$Q = 0,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 77 \text{ m}$$

$$\eta \approx 86 \%$$

Driftpunkten där uppforderingshöjd och hydrauliskverkningsgrad bl.a. kan avläsas kan ses i pumpkurvan i bilaga 3.

$$P_{\text{effektbehov transportpump}} = \frac{1000 \times 9,82 \times 0,36 \times 77}{0,86} = 320,5 \text{ kW}$$

Detta effektbehov är enbart för en pump för två parallell kopplade pumpar blir effektbehovet det dubbla alltså 641 kW.

8.6 Beräkning av energikostnader för pumpning

För att få fram energikostnaden för pumpning bör man beräkna hur många kilowatt timmar (kWh) som används för pumpning. Energi är definierat som effekt multiplicerat med tid och har enheten Joule (J). I nedanstående ekvation kan detta ses.

$$E = P \times t \quad (4)$$

Där:

E = Erforderlig elektrisk energi (J)

P = Effekt (J/s)

t = tid (s)

$$E_{\text{intagspump}} = 56 \times 10^3 \times 3\,600 \times 24 \times 365 = 1\,766 \times 10^6 \text{ kWh/år}$$

$$E_{\text{transportpump}} = 641 \times 10^3 \times 3\,600 \times 24 \times 365 = 20\,200 \times 10^6 \text{ kWh/år}$$

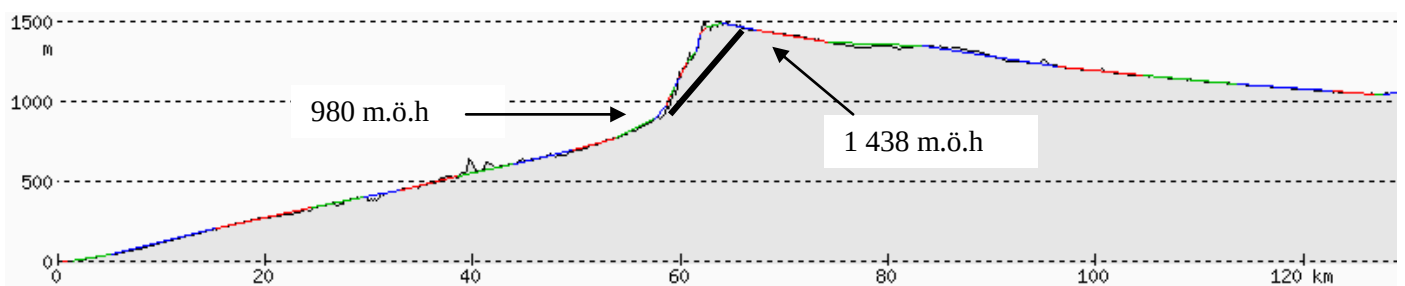
Rörligt elpris hos Vattenfall är 28,92 öre/kWh (2014-01-23) (Vattenfall 2014).

Total elkostnad/år intagspump blir 510,72 miljoner SEK

Total elkostnad/år transportpumpar blir 5,84 miljarder SEK

8.7 Anläggning av tunnel

Att anlägga en VA-tunnel genom naturreservatet i Sheikh bergen är ett alternativ då man inte vill riskera att den ekologi som finns där skall påverkas negativt. Det känsliga området med mest vegetation i Sheikh bergen anses ligga mellan höjderna 980 m och 1 438 m.ö.h. över havet och fortsätter 6 km enligt grova uppskattningar med hjälp av satellitbilder (Google maps) och topografisk data se figur 8.2. Enligt Mårtensson¹ bör en VA-tunnel ha en öppning på minst 4 x 4 m för tillgänglighet för maskiner och utrymme för eventuella reparationer i tunneln. Estimerade tunnelkostnader för anläggning av en VA-tunnel på en plats med god geologi för anläggning är 2500 kr/ m³ (Mårtensson 2014). Den beräknade kostnaden för anläggning med antagande att tunneln har en öppning på 4 x 4 m och att den erforderliga tunnellängden är 6 km är 240 miljoner kronor vilket betyder en kostnad på 40 000 SEK/m.



Figur 8.2. Figur över VA-tunneln genom berget, tunneln börjar på en höjd 980 m.ö.h. och övergår i en självfallsledning på en höjd 1438 m.ö.h.

8.8 Dimensionering självfallsledning

Vid dimensionering av självfallsledningen vill man liksom tryckledningen att den följer marklutningen. Vid självfall kommer energilinjens lutning vara lika med marklutningen vilket innebär att energiskillnaden mellan två punkter på självfallssidan kommer att förloras som

¹ Kurt Mårtensson, Grontmij AB, telefonsamtal den 3 Mars 2014.

friktionsförluster h_f . Det är emellertid inte alltid man hittar en ledningsdimension så att energiskillnaden förloras som friktionsförluster, därför kommer det här att väljas en ledning som är en dimension större. Om en dimension mindre väljs kan det finnas risk för undertryck och det är inte fördelaktigt då risk för kontaminering av dricksvattnet föreligger. Ett övertryck kommer att bildas i ledningen eftersom friktionsförlusterna inte motsvarar den energiskillnad som finns. Dessa tryck kan utnyttjas om turbiner installeras för att producera elektricitet, men detta är inget som kommer att ta hänsyn till i beräkningarna. Nedan kommer de tre första stegen i dimensionering av självfallsledningen demonstreras. Beräkningarna görs med hjälp av Colebrooks-diagram. Resterande ledningar kan dimensioneras på liknande sätt. Indata för beräkning kan ses i bilaga 1 nedre del.

Självfallsledning del 1

Indata Colebrook – diagram :

$$\text{Marklutning } 1 = \frac{1490 - 1438}{3300} = 15.75 \text{ ‰}$$

Volymflöde: $2625 \text{ m}^3/\text{h}$

Erhållen ledningsdimension efter insättning Colebrook – diagram :

Ledningsdimension: 600 mm

Självfallsledning del 2

Indata Colebrook – diagram :

$$\text{Marklutning } 1 = \frac{1438 - 1372}{6500} = 10.15 \text{ ‰}$$

Volymflöde: $2625 \text{ m}^3/\text{dag}$

Erhållen ledningsdimension efter insättning Colebrook – diagram :

Ingen lednings dimension finns, närmaste större ledningsdimension väljs!

Ledningsdimension: 700 mm

Friktionsförlusttal: 6 ‰

Beräkning av övertryck:

$$(1438 - (0.006 \times 6500)) = 1399$$

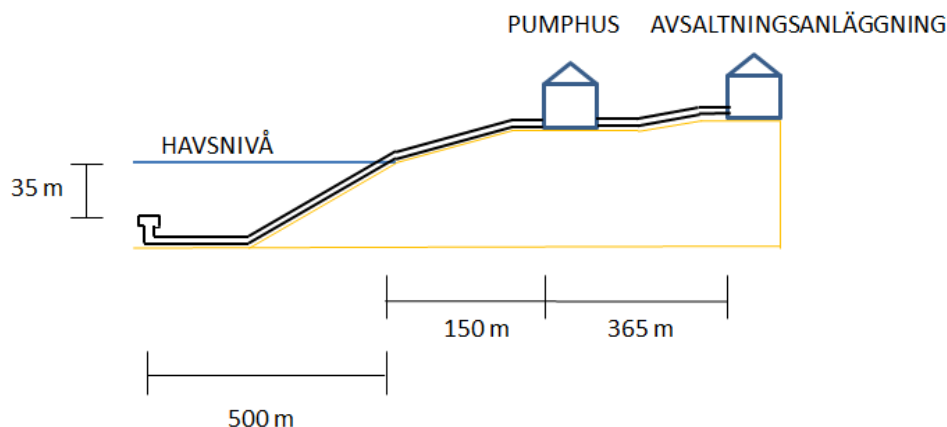
$$1399 - 1372 = 27 \text{ m tryck}$$

9. Resultat och diskussion

I detta kapitel kommer resultaten för dimensionering av transportpumpar och ledningslängder över Sheikh bergen till staden Burao redovisas. Uppskattade energikostnader och anläggningskostnader för transport av dricksvatten till staden Burao kommer att redovisas.

9.1 Resultat avstånd för intag till avsaltningsanläggning

I figur 9.1 kan avstånd från intag till anläggning skådas.



Figur 9.1. Schematisk figur för position av intagshuvud, längd av ledning till intag, avstånd från kustlinje till pumphus, och avstånd från kust linje till anläggning (ej skalenlig).

Givetvis bör en mer noggrann analys genomföras med avseende på den ledningslängd ut till intagshuvudet som behövs och det djup som intagshuvudet bör ligga på. En riskanalys bör genomföras innan anläggning med avseende på olycksscenarior som kan påverka vattenkvaliteten vid intaget, t.ex. oljespill. Detta kan sedan vara underlag för värdering och val av lokalisering av intaget. Numerisk modellering kan exempelvis vara ett bra verktyg för att utreda detta.

9.2 Intagspumpar

Pumpdata kan ses i tabell 9.1 och pumpkurva i bilaga 2. Som kan ses i tabell 9.1 så har pumpen en hydraulisk verkningsgrad på ca 83 % och ett NPSH (Net pressure suction head) erforderligt på 3 m för det aktuella systemet. Erforderligt NPSH ($NPSH_{erf.}$) är det tryck som bör finnas vid pumpens inlopp för att undvika kavitation. Tillgängligt NPSH ($NPSH_{tillg.}$) är det faktiska tryck som finns tillgängligt vid pumpens inlopp. För kavitationsfri drift bör följande samband råda; $NPSH_{tillg.} > NPSH_{erf.}$. I detta fall råder det ingen risk att $NPSH_{erf.}$ överskrids ty strömningsförluster och statiska förluster är små vilket beror på att pumphuset ligger relativt lågt och nära kustlinjen.

Tabell 9.1. Pump data för intagspumpen Z22-700/700-65 F268

PUMP Z22-700/700-65 F268	
VOLYMFLÖDE (m3)	2625
UPPFORDRINGSHÖJD (m)	6.48
HYDRAULISKVERKNINGSGRAD (%)	83.3
NPSHERF. (m)	3.0

9.3 Fall studie 1 vattentransport över Sheikh bergen

Vattentransporten över Sheikh bergen resulterar i 20 pump par till den högst belägna punkten. Vattentransporten övergår sedan i en självfallsledning. I tabell 9.2 nedan kan antalet pump par, statiska uppfordringshöjd, pumpningslängd i form av ledningslängd, och uppfordringshöjd bl.a. skådas.

Tabell 9.2. Tabell över antal pumppar, statiska uppforderingshöjder, och ledningslängder.

PUMP	STATISK UPPFÖRDRINGSHÖJD hs (m)	LEDNINGSLÄNGD 1 (m)	LEDNINGSLÄNGD 2 (m)	LEDNINGSLÄNGD 3 (m)	TOTAL LEDNINGSLÄNGD (m)	FRIKTIONSFÖRLUSTTAL S *10E-03 (m)	UPPFÖRDRINGSHÖJD PUMP (hp)
1	74,00	4485,00	2197,00	0,00	6682,00	0,46	77,00
2	74,90	4707,00	0,00	0,00	4707,00		
3	74,80	1732,36	3095,99	0,00	4828,35		
4	74,66	5056,61	0,00	0,00	5056,61		
5	74,35	3923,66	1811,95	0,00	5735,61		
6	74,30	862,41	2900,18	2176,79	5939,38		
7	75,00	4342,75	0,00	0,00	4342,75		
8	74,50	5181,95	295,65	0,00	5477,60		
9	74,35	181,71	5300,39	295,66	5777,76		
10	75,35	3656,37	0,00	0,00	3656,37		
11	75,60	1929,58	1062,94	0,00	2992,52		
12	76,00	469,71	1771,84	0,00	2241,55		
13	76,55	185,10	832,38	0,00	1017,48		
14	76,80	283,43	219,98	0,00	503,41		
15	76,82	137,31	323,27	0,00	460,58		
16	76,80	389,84	67,16	0,00	457,00		
17	76,69	476,07	319,97	0,00	796,04		
18	76,70	0,55	207,16	425,20	632,91		
19	76,65	770,32	0,00	0,00	770,32		
20	75,87	40,00	2396,00	0,00	2436,00		
SUMMA	1510,69						

Den sista (20:e pumpparet) kommer emellertid att ha för hög statisk uppforderingshöjd och trycket vid toppen kommer därför inte vara noll. Detta kan ses i tabell 9.2 ovan summan av pumparnas statiska uppforderingshöjder resulterar i 1 510,69 m vilket är ca 20 m högre än toppen på berget, som är ungefär 1 490 m. öh., enligt topografisk data i bilaga 1. Detta kan lösas genom att det tillgängliga trycket vid toppen arbetar mot en konstant nivå exempelvis i en förbestämd vattennivå i en reservoar/bassäng. Normalt brukar inte en tryckledning övergå direkt i en självfallsledning utan anläggning av en reservoar eller liknande. För redundans bör det finnas åtminstone en extra pump till för varje pump par i stand-by för att minska risken för driftstopp p.g.a. eventuella pumpstörningar. Det totala antalet pumpar som behövs blir då 60 pumpar. Varje enskild pump kostar ca 450 000 SEK (KSB 2014) vilket blir en investeringskostnad på ca 27 miljoner SEK. Den kommunala dricksvattenproducenten Norrvatten, i norra Stockholm, har exempelvis ledningar av materialet polyetylene (PE) med samma dimension som vi har i det här fallet och kostnaden för de var 15 000 SEK/m, enligt personlig kommunikation med företaget². Om man antar samma kostnad kommer en ledning förläggd mellan avsaltningsanläggningen och staden Burao kosta ca 1.9 miljarder SEK.

9.4 Effektbehov och energikostnader

I tabell 9.3 presenteras bl.a. effektbehov och energikostnader för pumpning. Energiåtgången är störst för transportpumpar vilket var väntat dels för att de har en högre uppforderingshöjd och för att det behövs väldigt många pumpar i drift samtidigt. Summan av båda pumptypers energikostnader resulterar i ca 117,4 miljarder SEK/år vilket är en väldigt stor kostnad.

Tabell 9.3. Tabell över effektbehov, energiåtgång, och energikostnad för intagspump och transportpumpar.

TYP AV PUMP	INTAGSPUMP	TRANSPORTPUMPAR (40 st)
EFFEKTBEHOV (kW)	65.6	12820
ENERGI ÅTGÅNG * 10 ⁶ (kWh/år)	2068.7	404000
ENERGIPRIS (öre/kWh)	28.92	28.92
ENERGIKOSTNAD(miljoner SEK)	598.28	116836.8 (116.8 miljarder)

² Hans Gillbro chef för produktion och utredning på Norrvatten, telefonsamtal 4 Mars 2014.

9.5 Fall studie 2 Anläggning av en VA-tunnel

Anläggning av en VA-tunnel med dimensioner för öppning på 4 x 4 m kostar 40 000 SEK/m. Kostnader för anläggning av en VA-tunnel med dessa dimensioner kan ses i tabell 9.4.

Tabell 9.4. Total kostnad för anläggning av VA- tunnel med erforderlig längd.

KOSTNAD ANLÄGGNING VA-TUNNEL	
KOSTNAD VA-TUNNEL/m (SEK)	40 000*
ERFORDERLIG LÄNGD (m)	6 000
TOTAL ANLÄGGNINGSKOSTNAD (miljoner SEK)	240

I detta fall behöver man fortfarande transportpumpar för att ”lyfta vattnet” i tunneln. Det behövs lika många transportpumpar för tunneln som det skulle behövas för om ledning skulle förläggas längs marken för samma sträcka. Detta eftersom stora skillnader i lutning för tunnel och mark inte finns. Det kommer därför inte vara stora skillnader i driftkostnader för pumpning för de båda alternativen. Skillnaden ligger istället i anläggningskostnad. Man bör göra en kostnads-nyttoanalys för att bedöma om 240 miljoner SEK i extra kostnader för anläggning av tunnel medför en skillnad för ekologin på Sheikh bergen.

9.6 Självfallsledning

Dimensionering av självfallsledningen resulterade i att ledningen får tre olika dimensioner i åtta olika delledningar för att kunna förlägga ledningen längs marken med minsta möjliga tryck. I tabell 9.5 nedan kan resultatet för dimensioneringen av självfallsledningen ses.

Tabell 9.5. Dimension, längd, och tryck för olika delar av självfallsledning.

SJÄLVFALLSLEDNING DEL	LÄNGD (m)	DIMENSION (mm)	TRYCK (m)
1	3300	600	0
2	6500	700	27
3	9000	800	7.3
4	11500	700	37
5	9900	700	9.6
6	8600	800	17.6
7	9500	800	17.7
8	4500	800	3

I praktiken kan det vara enklare att förlägga en 800 mm ledning för hela självfallsledningen om högre tryck i ledningen accepteras och högre kostnader godtas i och med en högre ledningsdimension. Max trycket som utvecklas i självfallsledningen blir 27 mvp. Det övertryck som uppstår kan utnyttjas ifall turbiner används för att konvertera överskottsenergin till elektrisk energi.

Om man summerar de två fallstudierna så ligger den största kostnaden i driften av pumparna. Den tänkta anläggningen producerar $22\,995 \times 10^3 \text{ m}^3$ färdigt dricksvatten per år. Den årliga energikostnaden för pumparna är 6,35 miljarder SEK/år. Kostnaden för 1 m^3 dricksvatten blir ca 5 105 SEK. Som referens kostar 1 m^3 dricksvatten ca 22 SEK i Devon, Storbritannien (South West Water 2014). Samma kostnad för dricksvatten som i här vi också i Sverige. Detta är som man kan förstå ett väldigt onödigt dyrt vatten och då är inte ens avsaltningsanläggningens processer inräknade. Kostnaden för dricksvatten sett för enbart avsaltningsanläggningens processer är inte så stor för stora anläggningar med omvänd osmos (OO) den ligger på ca $1 \text{ \$/m}^3$ vilket motsvarar runt 6,5 SEK/ m^3 (Zhou& Tol 2005). Genom staden går en säsongsflod och vatten från denna flod vid säsong kan avledas och lagras för produktion av dricksvatten. Konstgjord grundvattenbildning för lagring är också ett alternativ då avdunstning också undviks. En undersökning på denna potentiella råvattentäkt behövs när det gäller råvattenkvalitet och råvattenkvantitet bl.a. för att få en kontinuitet i dricksvattenproduktion och för att kunna leverera säkert dricksvatten. Staden använder idag främst grundvattenreservoarer för sin dricksvattenproduktion. Att enbart använda grundvatten är på sikt inte hållbart i ett område där perkolationen är liten på grund av liten nederbörden och stor evaporation.

10. Slutsats

Avsaltning av havsvatten med omvänd osmos (OO) är ett alternativ till konventionella vattenreningsmetoder då andra råvattenkällor inte finns. Användandet av OO för avsaltning av havsvatten för stora avsaltningsanläggningar är också kostnadseffektivt jämfört med andra avsaltningsmetoder. Kostnaden för avsaltat havsvatten då OO använts har i regel varit låg runt 6,5 SEK/ m^3 . Det som i det här fallet gör att kostnaderna blir för höga är transporten av dricksvattnet. Att transportera vattnet till närliggande områden vore mer rimligt ifall en avsaltningsanläggning skulle anläggas i Berbera. Andra vattentäkter som rening av säsongsfloden för produktion av dricksvatten tillsammans med grundvatten är troligen mer rimliga vattentäkter för staden Burao.

REFERENSER

American water works association, (2003). *Principles and practices of water supply operations- Water treatment (3rd ed)*. American water works association.

Azis, A et. al. (2011). *Effects of environment on source water for desalination plants on the eastern coast of Saudi Arabia: Saline water convention cooperation*
<http://www.swcc.gov.sa/files/assets/Research/Technical%20Papers/Ecology%20and%20Marine/EFFECT%20OF%20ENVIRONMENT%20ON%20SOURCE%20WATER%20FOR%20DESALINATION%20PLANT.pdf> [seen 2011-03-02]

Baig, H., Antar, A.M., Zubair, M.S. (2010). *Performance evaluation of a once-through multi-stage flash distillation system: Impact of brine heater fouling*: Elsevier

California state lands commission. (2008) *Carlsbad desalination plant*.
http://www.slc.ca.gov/reports/carlsbad_desalinization_plant_response/response_012308.pdf
[seen 2013-04-15]

Cipollina, A., Micale, G., Rizzuti, L. (2009). *Seawater Desalination: Conventional and Renewable Energy Processes*. Berlin-Heidelberg: Springer-verlag

Crittenden, J.C., Trussel, R.R., Hand, D.W., Howe, K.J., Tchobanoglous, G., Borchardt, J.H., (2012). *MWH's Water Treatment- Principles and Design third edition*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

El-Azhar, F., Tahaikt, M., Zouhri, N., Zdeg, A., Hafsi, M., Tahri, K., Bari, H., Taky, M., Elamrani, M., Elmidaouia, A. (2012). *Remineralization of reverse osmosis (RO)-desalted water for Moroccan desalination plant: optimization and cost evaluation of the lime saturator post*. Elsevier

Garcia, I. (2011). *Removal of natural organic matter to reduce the presence of trihalomethanes in drinking water*. KTH

Gare, S., (2002). *RO systems: The importance of pre-treatment*. Elsevier.

Gille, D. (2003). *Seawater intakes for desalination plants*, Wetter, Germany: Elsevier

Gullinkala, T., Hausman, R., Escobar, C.I., Gorey, C., Digman, B. (2010). *Sustainability science and engineering vol 2 chapetr 4*. Elsevier

Ismail, A. (1998). *Control of multi-stage flash desalination plants: A survey*. Elsevier

Jiang, J.Q., Graham, N.J.D. (1998). *Pre-polymerised inorganic coagulants and phosphorus removal by coagulation- a review*. London:

Le-roux, M. (2010). *Investigation of marine components of large direct seawater intake and brine discharge systems for desalination plants- towards development of a general design approach*: Department of civil engineering university of Stellenbosch.

Li, N.N., Fane, G.A., Ho, W.S.W., Matsuura, T. (2008) *Advanced membrane technology and applications*: Wiley

Macmet. (2013) *Travelling band screens*. <http://www.macmet.com/> [seen 2013-04-15]

Missimer, M.T., Ghaffour, N., Dehwah, A.H.A., Rachman, R., Maliva, G.R., Amy, G. (2013) *Subsurface intakes for seawater reverse osmosis facilities: Capacity limitation, water quality improvement, and economics*: Elsevier

Muftah, M. (1991). *Improvements of conventional water intake system*, Amsterdam, Netherlands: Elsevier

Nilsson, A. (2006). *Optimization of the chemical treatment at Fläskebo landfill*. Uppsala university

Pankratz, T. (2011). *An overview of seawater intake facilities for seawater desalination: Texas water initiative*.
<http://texaswater.tamu.edu/readings/desal/seawaterdesal.pdf> [tillgänglig 2011-02- 12]

Peters, T. & Pinto, D. (2008). *Seawater intake and pre-treatment/brine discharge – environmental issues* : Elsevier.

Pita, E., Sierra, I. (2011). *Sea water intake structures, International symposium on outfall systems May 15-18, 2011, Mar del Plata, Argentina: Argentina government*
http://www.osmmp.gov.ar/symposium2011/Papers/40_Pita.pdf [seen 2011-05-27]

Prihasto, N., Liu, Q., Kim, S. (2009) *Pre-treatment strategies for seawater desalination by reverse osmosis system*. Elsevier.

Redondo, J.A., Lomax, I. (1997). *Experiences with the pretreatment of raw water with high fouling potential for reverse osmosis plant using Filmtec membranes*. Elsevier

Saeed, O.M., Jamaluddin, T.A., Tisan, A.I.. (2011). *Biofouling in a seawater reverse osmosis plant on the red sea coast, Saudi Arabia*. Saline Water Conversion Corporation (SWCC).

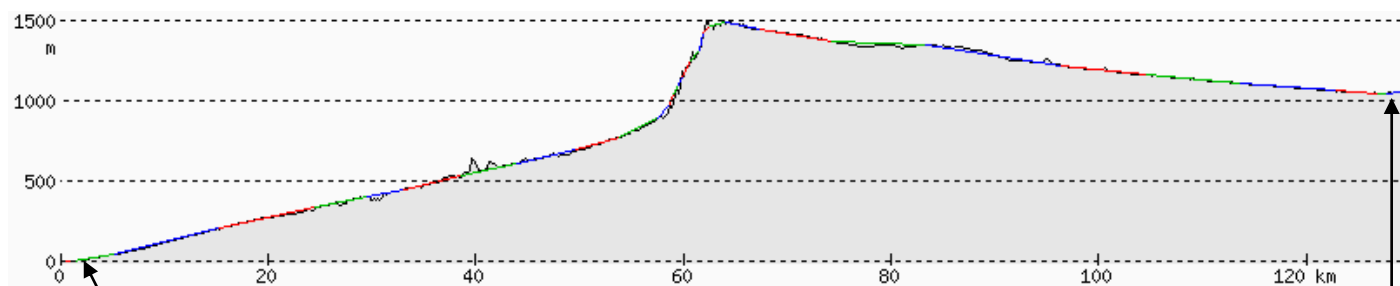
Schäfer, A.I., Andritsos, N., Karabelas, A.J., Hoek, E.M.V., Schneider, R., Nyström, M. (2004). *Nanofiltration-principles and applications*. Elsevier.

UN Water (2007). *Coping with water scarcity: Challenge of the twenty-first century*.
<http://www.unwater.org/downloads/escarcity.pdf>

Voutchkov, N. (2005) *SWRO desalination process : on the beach- seawater intakes: Filtration & Separation*, Volume 42, issue 8, October 2005.

Zhou, Y., Tol, R.S.J. (2005). *Evaluating the costs of desalination and water transport*. Water resources research vol. 41, W03003, doi:10.1029/2004WR003749.

Bilaga 1



Avsaltningsanläggning i Berbera

Staden Burao

Topgrafisk data:

0.422144° N	44.975624° E	0 m
148°	0.4 km	0 total
10.41895° N	44.97764° E	5 m
101°	4.6 km	5 total
10.41094° N	45.01862° E	45 m
129°	10.0 km	15 total
10.35509° N	45.08995° E	204 m
164°	8.6 km	24 total
10.2812° N	45.11196° E	331 m
133°	6.1 km	30 total
10.24356° N	45.15303° E	405 m

150°	2.9 km	33 total
10.22073° N	45.16655° E	438 m
173°	5.5 km	38 total
10.17178° N	45.17233° E	533 m
177°	5.6 km	44 total
10.12122° N	45.17514° E	608 m
177°	5.3 km	49 total
10.07353° N	45.17775° E	673 m
206°	4.9 km	54 total
10.03425° N	45.15819° E	774 m
172°	3.7 km	58 total
10.0015° N	45.16262° E	877 m
149°	1.3 km	59 total
9.9914° N	45.16872° E	951 m
123°	0.4 km	59 total
9.98925° N	45.17205° E	1015 m
143°	0.6 km	60 total
9.98529° N	45.17505° E	1105 m
164°	0.2 km	60 total
9.98324° N	45.17565° E	1148 m
251°	0.7 km	61 total
9.98134° N	45.17001° E	1262 m
220°	0.9 km	62 total

9.97536° N	45.16498° E	1310 m
264°	0.2 km	62 total
9.97515° N	45.163° E	1364 m
221°	0.8 km	63 total
9.96998° N	45.15841° E	1444 m
160°	1.5 km	64 total
9.9577° N	45.16294° E	1490 m
132°	3.3 km	67 total
9.93799° N	45.18527° E	1438 m
144°	6.5 km	74 total
9.89115° N	45.22033° E	1372 m
135°	9.0 km	83 total
9.83365° N	45.27852° E	1335 m
133°	11.5 km	94 total
9.76269° N	45.35448° E	1229 m
128°	9.9 km	104 total
9.70779° N	45.42572° E	1160 m
50°	8.6 km	113 total
9.64058° N	45.46533° E	1111 m
144°	9.5 km	122 total
9.57102° N	45.51614° E	1062 m
144°	4.5 km	127 total
9.53823° N	45.54037° E	1044 m

Indata självfallsledning

Bilaga 2

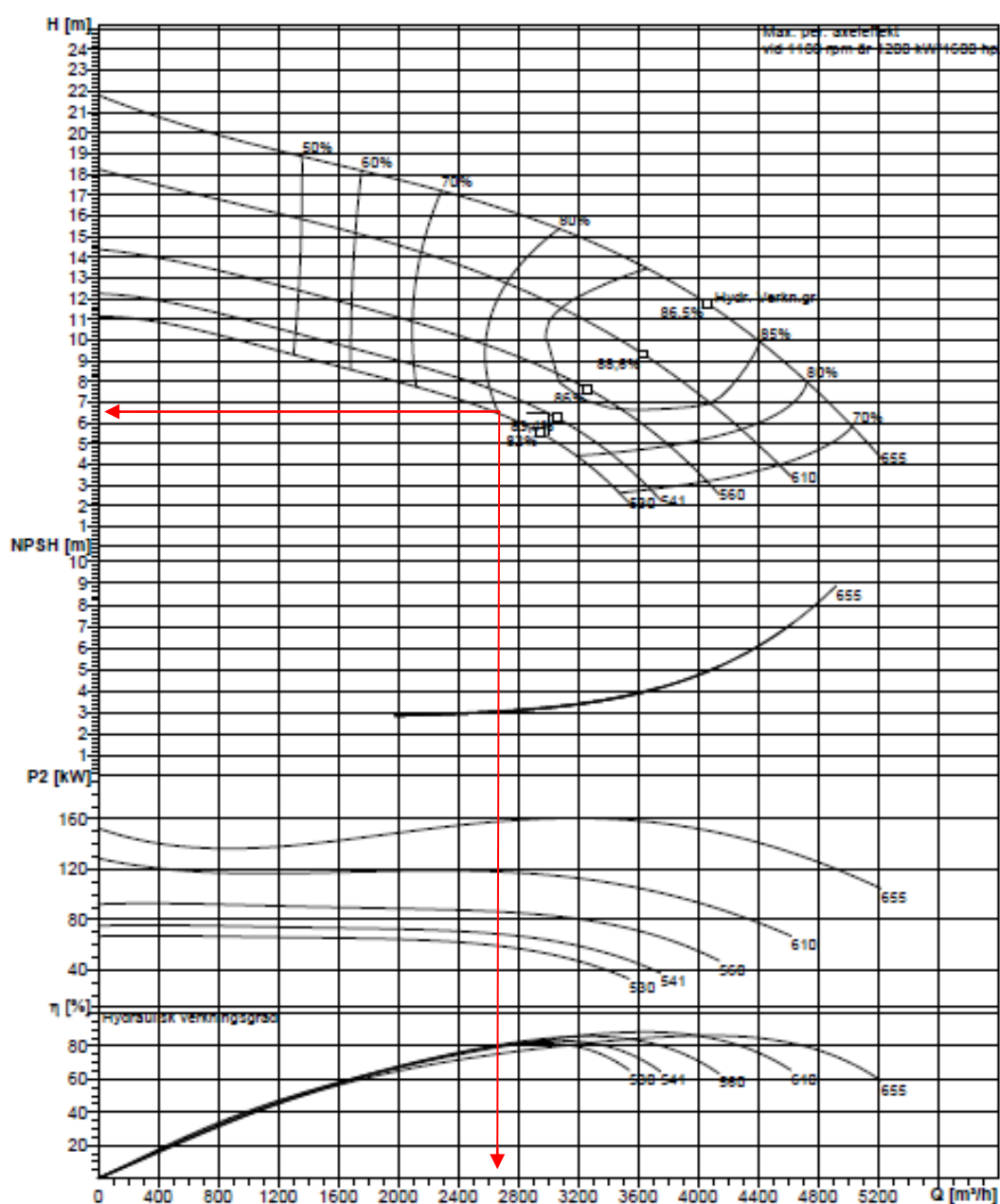


Pumpprestandakurvor Z22-700/700-65 F268

Kurvmnummer
60016051-4

Referenskurva
6051-4

			Utlöpp DN700	Frekvens
Densitet 1000 kg/m ³	Viskositet 1,57 mm ² /s	Testnorm ISO 9906 Gr 2	Märkvarvtal 595 rpm	Datum 2011-07-01
Flöde 3000 m ³ /h	Höjd 6,48 m	Märkeffekt 63,8 kW	Hydraulisk verkningsgrad 83,3 %	NPSH 3,3 m



Pumphjulstorlek 541 mm	Antal skovlar 16	Pumphjul Blandningspumphjul	ZBH-391	Komstorlek 48 x 88 mm	Revision 608268	2009-02-03
---------------------------	---------------------	--------------------------------	---------	--------------------------	--------------------	------------

ABS reserverar sig för att själva ändra data och dimensioner utan föregående varning och kan inte hållas ansvariga för användande av informationen i denna mjukvara.

ABSEL PRO 1.7.2 / 2006-12-21

Bilaga 3

Modèle	Tipe	Vitesse nom.	Revolutions nom.	Diamètre de roue	ø Roullet
Etanorm-R 300-500		1450 1/min			
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de offre	Offerta-Nr. Offerens Offerta-Nr.	Positiv. Item No. No. de pos.	Positiv. Position. Positiv.

KSB
KSB Aktiengesellschaft
Industrie- und Wassertechnik
Postfach 1361, 91253 Regnitz
Bahnhofplatz 1, 91257 Regnitz

