

RIVA-NOT-02 – BEREGNING OG DIMENSJONERING



VASSENDVIKA – OMLEGGING VA

Detaljprosjekt

Oppdragsnavn: VASSENDVIKA – OMLEGGING VA	Dato: 21.06.20
Oppdragsgiver: [Oppdragsgiver]	Oppdragsnummer: 13678
Utarbeidet av: Tomas Bøhler Torsen	Dokumentnummer: RIVA-NOT-02
Sidemannskontroll: Glenn Stenshorne	
Revisjonsnummer: 0	Revisjonsdato:
Sign:	Sign:
Distribusjon: Gran kommune	

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. INNLEDNING	3
2. BEREGNING TRYKKAVLØP	3
2.1 Dimensjonerende spillvannsmengder	3
2.2 Tiltak mot forurensning ved overløp	3
2.3 Flomsikring av anlegget	3
2.4 Pumpeledningsdimensjon	4
2.4.1 Selvrensing	4
2.4.2 Trykktap	5
2.4.3 Energikostnad og pumpestørrelse	6
2.4.4 Dannelse av H ₂ S som følge av oppholdstid	6
2.5 Valg av pumpestasjon	6
2.6 Sikkerhet mot oppdrift	7
2.6.1 Buffertanker	7
2.6.2 Pumpesump	9
2.6.3 Kummer	9

1. INNLEDNING

Dette dokumentet omhandler beregning og dimensjonering av de VA-tekniske anlegg i prosjekt "Vassendvika – omlegging VA". Prosjektet er Prosjektet og dets forutsetninger er videre utdypet i følgende dokumenter:

- RIVA-01_rev01 Forprosjektrapport Vassendvika omlegging VA - 05.08.19
- RIVA-NOT-04 Alternativsvurderinger - Ny plassering av pumpestasjon – 04.03.2020
- 114343n2 Vassendvika Grave- og fundamenteringsforhold, Grunnteknikk AS – 19.06.2020

2. BEREGNING TRYKKAVLØP

2.1 Dimensjonerende spillvannsmengder

Vurdering av dimensjonerende spillvannsmengder er utredet og beregnet i forprosjektet fra 12.08.2019.

Ny pumpestasjon er dimensjonert for avløp fra eksist. 1275 PE og fremtidige tilknytninger 983 PE, til sammen **2258 PE**. Basert på vurdering av fremmedvannmengder og sikkerhet for fremtidige utbygginger er det i samråd med kommunen besluttet å dimensjonere for en pumpekapasitet på **16,3 l/s**. Det henvises til forprosjekt (RIVA-NOT-01 rev. 1 05.08.2019) for en detaljert utredning og beregning.

2.2 Tiltak mot forurensning ved overløp

Basert på dimensjonerende vannmengder er beregnet at 4 timer bufferkapasitet skal være tilstrekkelig for å hindre overløp og forurensning til Vigga ved de fleste scenarier. 4 timer gir tilstrekkelig tid til å rette feil eller tilknytte nødstrøm. Pumpestasjonen har også to pumper som enkeltvis har full kapasitet. Nødvendig bufferkapasitet tilsvarer ca. 70 m³ og det skal installeres **to buffertanker à 35 m³**.

Det henvises til forprosjekt (RIVA-NOT-01 rev. 1 05.08.2019) for en detaljert utredning og beregning.

2.3 Flomsikring av anlegget

Flomsikring av anlegget er utredet som del av forprosjekt. Det er i detaljprosjektet vurdert at det er hensiktsmessig at pumpestasjonen og kummer har adkomst fra flomsikker kote, tilsvarende 200-års gjentaksintervall, eller dvs. over kote +202,98.

2.4 Pumpeledningsdimensjon

Det er gjort en rekke justeringer av traséer og høyder siden forprosjekt. For nærmere vurdering og konklusjon på prosjektert trasé henvises det til notat "RIVA-NOT-04 Alternativsvurderinger - Ny plassering av pumpestasjon" dt. 03.04.2020.

Pumpeledningens optimale dimensjon bestemmes ut fra:

1. Selvrensing i pumpeledning
2. Trykktap
3. Minimal energikostnad
4. Dannelse av H₂S som følge av oppholdstid

2.4.1 Selvrensing

Pumpeledningen må være selvrensende med tanke på både sedimenter og gass. Vi benytter følgende ligning for å bestemme selvrenningshastighet:

$$V_{\text{selvrens}} \geq 0,7 \sqrt{g \cdot d} \quad (\text{m/s})$$

hvor d = innvendig diameter

Vi har beregnet vannhastigheten ved ulike rørdimensjoner for PE100 rørmateriale for Q_p (se Tabell 1). Det bør benyttes SDR 11 som sikkerhet mot trykkstøt og for å sikre levetid på minst 100 år. Trykkstøt kan evt. reduseres med turtallsregulerte pumper, noe som vil gi langsom opp- og nedkjøring av pumpemengden. Det er ikke vurdert spesiell risiko for trykkstøt med pumpekapasitet i dette prosjektet.

Tabell 1 – Dimensjonering av pumpeledning, vurdering av ulike dimensjoner.

Ledningsdimensjoner PE100 SDR11			Dim. faktorer	Q_{dim} 16,3	$\Sigma singtap^{**}$ 3,5	$K_b(friks)^*$ 0,4
Utv. Diam	Godstykkelse	Di	Skjærsp	hastighet	Tot.løft	P.eff. (kW)
140	12,7	114,6	8,80	1,58	18,5	5,9
160	14,6	130,8	5,04	1,21	14,2	4,5
180	16,4	147,2	3,07	0,96	12,1	3,9
200	18,2	163,6	1,97	0,78	11,1	3,6

*Ruhetsfaktor ref VA-blad nr.11

Selvrenningshastigheten i pumpeledningen skal ligge mellom 0,8 – 1,3 m/s. Hastigheten er gitt av at skjæringspenningen τ , bør være større enn 2,5 N/m² for å gi tilstrekkelig selvrens i røret. Dimensjon Ø140 gir for høy hastighet, mens dimensjon Ø200 gir for lav skjæringspenning i forhold til generell anbefaling. Ut fra krav om selvrensing står vi igjen med ledningsdimensjonene Ø160 og Ø180.

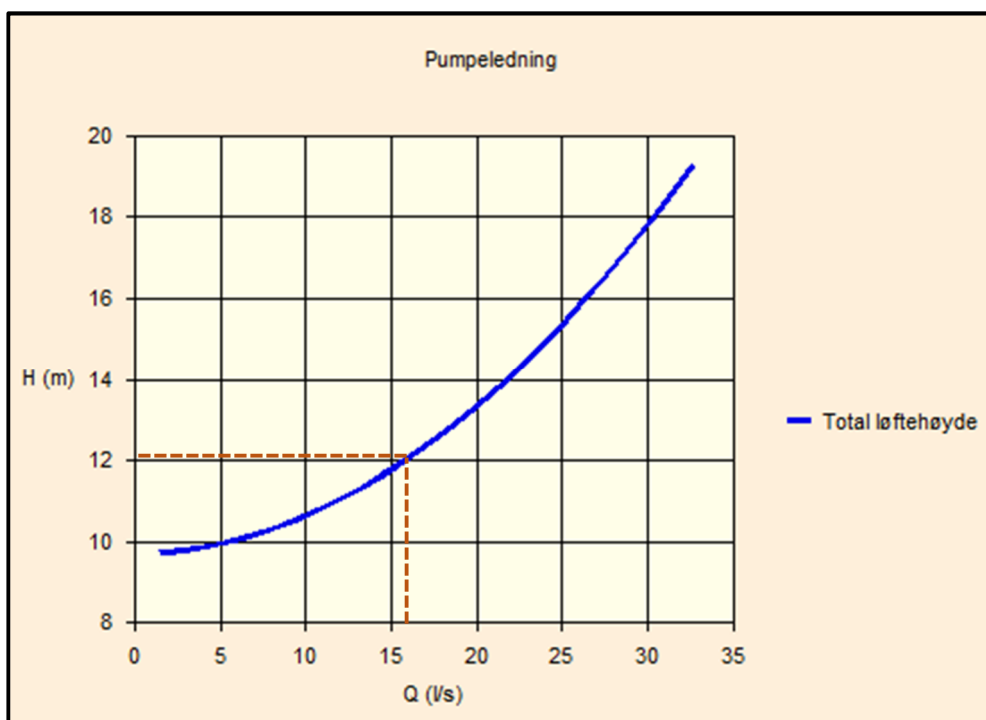
2.4.2 Trykktap

Trykktapet er beregnet ut fra Darcy-Weisbach formel:

$$f(\lambda) := -2 \cdot \log \left(\frac{k}{3.7 \cdot d_i} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$$

Statisk løftehøyde er 9,7 meter og lengde på pumpeledningen er 268,2 meter.

Friksjonstap og total løftehøyde er beregnet og vist i Tabell 1. En ledning på Ø180 gir en total løftehøyde på ca. 12,1 meter. Pumpeledningskarakteristikk fremgår av Figur 1.



Figur 1 - Pumpeledningskarakteristikk - 180 PE100 SDR11

Av karakteristikken kan vi se at den ikke er veldig bratt i driftsområdet, slik at vi unngår vesentlig reduksjon i pumpekapasitet når den absolutte ruheten øker over tid. Driftspunktet ligger heller ikke langt ut på kurven med fare for kavitasjon. Det bør også finnes pumper med fornuftig virkningsgrad i forhold til dette driftspunktet.

Denne dimensjonen gir samtidig mulighet for økt fremtidig kapasitet (ca. 35-40% økning) ved evt. oppgradering av pumper.

Det anbefales derfor en pumpe ledning **180 PE100 SDR11** for formålet.

2.4.3 Energikostnad og pumpestørrelse

Forenklet kan energikostnaden henvises til nødvendig installert pumpeeffekt som følge av ledningens dimensjonerende løftehøyde. En pumpe med høyere effekt vil normalt være dyrere i innkjøp og dyrere å skifte ut. Stasjonen og pumpeledningen bør derfor optimaliseres for riktig pumpeeffekt.

Om vi fra Tabell 1, i tillegg til selvkriteriene også ser på pumpeeffekt utpeker 180 PE100 SDR11 seg som det mest gunstige rørvalget for pumpeledningen.

2.4.4 Dannelse av H₂S som følge av oppholdstid

Dersom oppholdstiden i ledningen i gjennomsnitt er mindre enn 4 timer/døgn vil vi normalt unngå dannelse av H₂S. Man kan allikevel ikke utelukke at H₂S-dannelse kan forekomme ved høye sommertemperaturer.

Den største ledningsdimensjonen (Ø180) av de to aktuelle har minst volum og vil gi mest optimale forhold i forhold til H₂S-ulemper. Om vi legger til grunn avløpsmengde i et middeldøgn, beregnet til 434 m³, og sammenligner dette med ledningsvolumet, får vi en oppholdstid i ledning på ca. 15 min. Selv om vi i perioder, før evt. fremtidig utbygging, eller i tørrværsperioder med lite fremmedvann kan ha vesentlig lavere døgn-avløpsmengder anses det som lite sannsynlig at det vil oppstå problemer med H₂S-dannelse.

2.5 Valg av pumpestasjon

Etter ønske fra Gran kommune er det valgt en pumpestasjon med våtoppstilte pumper i prefabrikkert pumpeump (GUP). Det er tatt utgangspunkt i "Trondheimsmodellen", i hht. Trondheim kommunes Normtegnning TK-H-13-2-C.

2.6 Sikkerhet mot oppdrift

2.6.1 Buffertanker

Buffertankene er nedgravd under grunnvannstanden. Vi har ikke eksakt måling av grunnvannstanden men den ligger over kote +200.00 som tilsvarer normalvannstand i Vigga. Det er forventet at den varierer noe med årstid og vannstandnivå i Vigga. Vi legger derfor til grunn at nedgravde tanker forankres mot oppdrift for 100% neddykket volum

Oppdriftskraften som virker på tankene er rettet vertikalt oppover, og er lik tyngden av fortrenget vannmengde. Forankringskraften på tankene må minst være lik oppdriftskraften for at tankene ikke skal flyte opp. For nedgravde tanker er det krav om en sikkerhetsfaktor på 1,3.

Tabell 2 - Oppdriftskraft på buffertanker

$F_{1 \text{ tank}}$	$= 35 \text{ tonn} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 1,3$	$= 343 \text{ kN}$
	<i>(sikkerhetsfaktor 1,3)</i>	$\approx 450 \text{ kN}$
$F_{\text{oppdrift 100\%}}$	$= 2 \times 450 \text{ kN}$	$= 900 \text{ kN}$
$F_{\text{oppdrift 50\%}}$	$= 50\% \times 2 \times 450 \text{ kN}$	$= 450 \text{ kN}$

Ved fremtidig frigraving må det graves med vannlensing i grop. Det vil aktuelt å kunne frigrave 1 tank av gangen for evt. rehabilitering og utskifting. Det er samtidig viktig at frigraving for utskifting eller reparasjon av tanker i fremtiden planlegges i en periode med normal vannføring i Vigga og lav flomfare. I tillegg kan tankene vannfylles for å motvirke oppdrift ved å først stenge igjen ventil mot tankene som er installert på innløp i pumpeump. Betongfundament for forankring av tankene dimensjoneres for 50 % oppdrift, dvs. at det enten må sikres vannlensing minimum ned til midt på tankene eller at tankene minst må være fylt 50% med vann. Oppflyting av tanker vil kunne skade både tanker og ledningsføringer gjennom gropa. Det er derfor viktig at det utarbeides en nøyaktig arbeidsprosedyre basert på disse forutsetningene før oppgraving.

Kontroll av oppdrift vannstand ved frigraving og en gjenstående tank.

Vi benytter en betongplate under tankene, hvor tankene stropes til kroker/bøyler innstøpt i betongplaten. Betongplaten skal ha en utstrekning på min. 600 mm utenfor tankene i lengde og bredde. I tillegg er det 600 mm mellom tankene. Fundament støpes helt ut mot spunt mot vest og sør, der vi ikke treffer på fjell. Vi får da mål og dimensjon på betongplata som vist i Tabell 3.

Tabell 3 - Betongplate - fundament for forankring mot oppdrift av 1 stk frigravd tank

Volum betongplate	L= 7,3	36,8	m ³
	B= 8,4		
	T= 0,60		
Spesifikk vekt betong		2,5	t/m ³
	sikkerhet 0,90	2,25	t/m ³
Spesifikk vekt vann		1,00	t/m ³
Vekt betongplate (neddykket i vann)		46	Tonn
Kraft (neddykket i vann)	F_{bunplate} =	451	kN

Kontroll oppdrift: **F_{bunplate} > F_{oppdrift} 50% (451 kN > 450 kN)**

Kontroll av oppdrift gjengravde tanker, vannstand kote +203 (200-årsflom):

For kontroll av oppdrift av nedgravde tanker regner vi i tillegg til betongplate, vekt av omfylling og gjenfyllingsmasser som ligger over tankene og betongplata. Her har vi kontrollert vi et nivå til ca. 1,0 meter under nytt terreng, slik at vi er sikret mot oppdrift ved evt. forgraving eller terrengendringer.

Tabell 4 - Gjenfyllingsmasser over tank - sikkerhet mot oppdrift.

Volum over plate til terreng	L= 8,4	239,1	m ³
	B= 7,3		
	H= 3,90		
Volum buffertanker		70	m ³
Netto volum over betongplate	(239,1 m ³ - 70 m ³)	169,1	m ³
Neddykket vekt av pukk		10	kN/m ³
Kraft forankring pukk	F_{pukk} =	1691	kN

Kontroll: **F_{bunplate} + F_{pukk} > F_{oppdrift} nedgravde tanker**
451kN + 1691 kN = 2142 kN > 950 kN

Vi får da en forankringskraft fra pukkmasser og betongplate om er større enn oppdriftskraften fra begge tanker.

2.6.2 Pumpesump

Pumpesumpen stropes mot fjell og skal dimensjoneres for oppdrift tilsvarende pumpesumpens fortrenkte volum med en sikkerhetsfaktor på 1,3. Dette volumet tilsvarer:

$$V = 1,3 \cdot h \cdot \pi r^2 = 1,3 \cdot 7,0 \text{ m} \cdot 3,14 \cdot (1,2\text{m})^2 = 41,15 \approx 42 \text{ m}^3 \rightarrow 412 \text{ kN}$$

Pumpesumpen skal sikres mot oppdrift med en forankringskraft på minimum **412 kN** fordelt på antall innfestingspunkter i hht. leverandørens (pumpesump) anvisninger.

Forankring av fjellbolter skal dokumenteres for oppdrift av entreprenør.

2.6.3 Kummer

Som vannkummer (brannkummer) benyttes betongkummer (IG). Godstykkelsene og fundamentet for disse kummene er tilstrekkelig vekt mot oppdriftskraft av fortrenkt vannvolum.

For minikummer ø400 og ø600 som ligger under grunnvannsstanden, skal god komprimering rundt korrugerte stigerør gi tilstrekkelig friksjon og jordtrykk for å motvirke oppdrift.