

Oppdragsgiver: Selebø Rørservice AS
Oppdragsnavn: Pukkverk Sokndal
Oppdragsnummer: 644226-01
Utarbeidet av: Petter Høiesen
Oppdragsleder: Jakob Flakk
Dato: 27.05.2024
Tilgjengelighet: Unntatt offentlighet

Håndtering av overvann – Rekefjord pukkverk

Sammendrag

1. Bakgrunn
2. Dagens situasjon
3. Fremtidig situasjon
4. Avrenning fra feltet
 - 4.1. Forutsetninger for beregningene
 - 4.1.1. Målestasjon for nedbør
 - 4.1.2. Gjentakintervall
 - 4.1.3. Avrenningskoeffisient
 - 4.1.4. Konsentrasjonstid
 - 4.1.5. Klimafaktor
 - 4.1.6. Gjennomsnittlig årlig nedbørsmengde
 - 4.2. Beregninger
5. Transportsystem
 - 5.1. Pumpeledninger
 - 5.2. Pumper, pumpesumper og overløp

Versjonslogg:

01	12.06.24	Nytt dokument	Ph	JF
VER.	DATO	BESKRIVELSE	AV	KS

1. Bakgrunn

Asplan Viak har fått i oppdrag av Selebø Rørservice AS å vurdere løsninger for å håndtere overvann internt i Rekefjord pukkverk. Statsforvalteren har kommet med nye krav for partikkelinnhold i overvann som har utslipp til sjø. Disse kravene må tilfredsstilles.

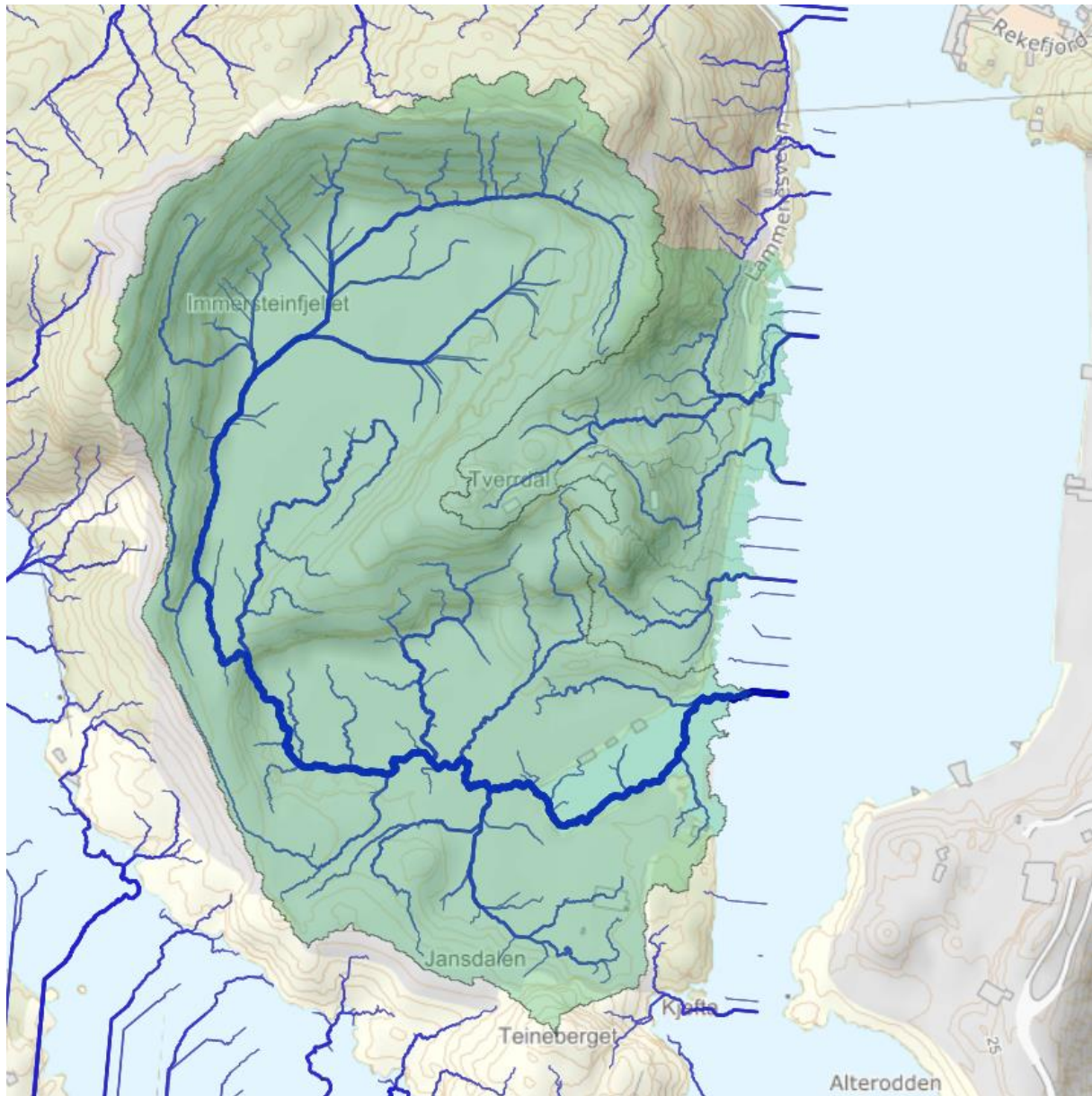
Rekefjord Stone ligger i Sokndal kommune og har anleggsdrift på begge sider av Rekefjorden. Dette notatet konsentrerer seg om pukkverket som ligger på vestsiden av Rekefjorden. Oversiktsbilde over dagens pukkverk- anlegg er vist i figur 1 nedenfor.



Figur 1: Oversikt. Pukkverket vist i senter av bildet, like på vestsiden av Rekefjorden.

2. Dagens situasjon

Figur 2 nedenfor viser dagens situasjon med nedslagsfelt som har direkte eller indirekte avrenning fra bruddet. Data er basert på laserscan.



Figur 2: Dagens nedslagsfelt vist med grønn skravur

En mindre del av avrenningen ledes i dag gjennom sandfang før utløp til sjø. Ved større nedbørshendelser blir fjorden farget grå av utvaskede finstoffer fra virksomheten i bruddet.

3. Fremtidig situasjon

Figur 3 nedenfor viser plan for oppsamling, transport, fordrøyning og behandling av avrenning fra feltet i forbindelse med nedbør. Feltet er inndelt i delfelter. A1 og A4 renner til pumpestasjon P3, A3 renner til pumpestasjon P2 og A2 renner til pumpestasjon P1. Pumpestasjonene pumper inn på felles ledning mot fordrøynings- og behandlingsanlegget. A5 graviteres til bassenget via grøfter. Langs sjøen etableres en fender som holder tilbake nedbør og leder den til pumpestasjonene. Overskrider nedbøren kapasiteten i P1 ledes vannet videre på bakken til P2. P2 og P3 har overløp til sjø for hendelser som overskrider dimensjonerende nedbør.



Figur 3: Plan for oppsamling, transport, fordrøyning og behandling av avrenning fra feltet i forbindelse med nedbør

4. Avrenning fra feltet

Beregningene for avrenning fra feltet er basert på laserscan, samt noen planlagte fremtidige bearbeidelser av terrenget. Laserscannen er videre importert til Scalgo, en digital plattform for visualisering av hvordan vannet beveger seg på terrengoverflaten.

4.1. Forutsetninger for beregningene

Følgende forutsetninger er lagt til grunn:

4.1.1. Målestasjon for nedbør

Time - Lye (SN44190), 92 moh. er nærmeste stasjon. Denne har også pålitelige målinger med data helt tilbake til 1981.

4.1.2. Gjentakintervall

Vi har sett på gjentakintervallene 2 og 5 år. Tabell 1 viser utdrag fra tabellen med aktuelle gjentakintervaller og varigheter.

IVF-verdier for Time - Lye (SN44190), 92 moh.
Data fra 1981 - 2023, 31 ses. Oppdatert 01.01.2024.

	Varigheter (minutter)								
Gjentaksintervall (år)	1	2	3	5	10	15	20	30	45
2	219,9	195,7	171,0	138,9	98,5	78,6	65,4	50,0	38,9
5	285,5	254,1	223,6	183,8	138,1	110,9	93,5	72,5	55,8

Tabell 1: IVF-verdier for Time, nedbør i $l/(s \cdot ha)$

4.1.3. Avrenningskoeffisient

Det er knyttet en del usikkerhet til avrenningskoeffisienten. Håndbok N200 Vegbygging (Statens vegvesen, 2014) anbefaler 0,3 - 0,7 for overflatetypen *grusveier*, hvor de høyeste verdiene benyttes for mer bratte og tette overflater og regn med varighet lenger enn 3 timer, og de laveste verdiene benyttes for flate terreng og regnvarighet kortere enn 1 time. Terrenget i Rekefjord består både av flate platåer og bratte skråninger. Utenom anleggsveiene er ikke overflatene spesielt tette. Dimensjonerende regnvarigheten er under 1 time. Det legges til grunn en avrenningskoeffisient på 0,5.

4.1.4. Konsentrasjonstid

Konsentrasjonstiden for de forskjellige delfeltene fastsettes ved å beregne den tiden det tar for regn som faller ytterst i feltet å nå punktet hvor vannmengden skal bestemmes. Også her er det knyttet noe usikkerhet til resultatet, blant annet fordi formlene som benyttes belager seg på jevnt fall. Hvor lenge vannet renner på overflaten før det samler

seg i naturlige kanaler, og hvorvidt disse oppstår i kompaktert anleggsvei eller utenfor, spiller også en stor rolle. En helt nøyaktig fastsettelse av konsentrasjonstiden vil ikke være mulig, men ved å benytte flere beregningsverktøy, samt se på erfaringstall fra liknende felt kan man med rimelig stor sikkerhet fastsette en øvre og nedre grense. For delfeltene som har avrenning til pumpestasjon ligger konsentrasjonstiden en plass mellom 10 – 30 minutter. For det store feltet er konsentrasjonstiden mellom 30 – 60 minutter. Som det kommer frem i tabell 1 vil vannmengden under en 2-års nedbørshendelse øke med 24% om man endrer konsentrasjonstiden fra 15 til 10 minutter, altså gir endring i konsentrasjonstid stort utslag. Konsekvensene av overløpsdrift anses som relativt lave, og det er derfor valgt å benytte middelverdien. Tabell 2 viser konsentrasjonstidene som benyttes videre i beregningene.

A1+A4	20 min
A2	15 min
A3	15 min
A5	45 min

Tabell 2: Benyttede konsentrasjonstider

4.1.5. Klimafaktor

Klimafaktoren er satt til 1,0 da tiltaket har kort levetid (10-20 år). Dette er i tråd med anbefalinger fra *Norsk Klimaservicesenter*.

4.2. Beregninger

Den rasjonelle metode er benyttet for å beregne de dimensjonerende vannmengdene i ledningene mellom pumpestasjonene, samt den totale belastningen inn til fordrøynings- og renseanlegget. Beregningene er presentert i tabellen under.

	AREAL		DEN RASJONELLE METODE						
	Størelse (ha)	t _c (min)	Z (år)	i (l/s*ha)	φ	k _f	Q _{dim} (l/s)		
A1+A4	2,6	15	2	78,6	0,5	1,0	102	P3-P2	102
A2	1,2	10	2	98,5	0,5	1,0	59	P2-P1	151
A3	1,0	10	2	98,5	0,5	1,0	49	P1-RA	211
A5	23,3	30	2	50,0	0,5	1,0	583	Renseanlegg	793

Tabell 3: Beregning av dimensjonerende vannmengde

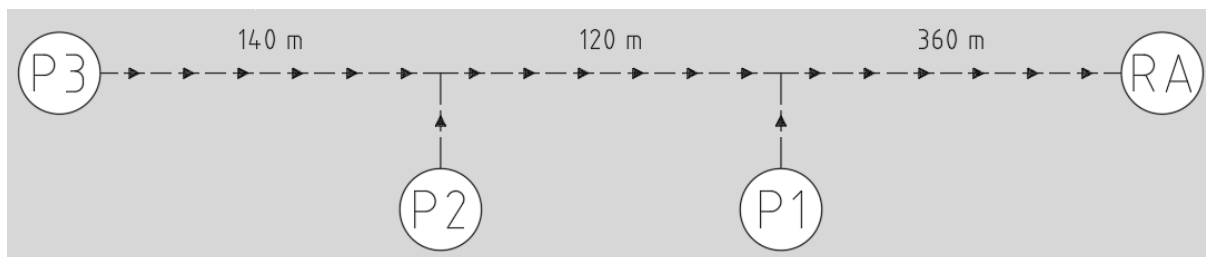
Total mengde pumpet overvann på årsbasis er vist i tabell 4.

	P3-P2	P2-P1	P1-RA
Areal (m ²)	26 000	36 000	48 000
Pumpet mengde (m ³)	31 200	43 200	57 600

Tabell 4: Total mengde pumpet overvann basert på 1200 mm årlig nedbør

5. Transportsystem

Transportsystemet for overvann etableres med pumping og grøfter. Grøftene håndterer avrenning fra det store feltet, A5, mens avrenning fra A1-A4 må pumpes til fordrøynings- og renseanlegget (RA). Det etableres pumpeledning fra P3 til RA hvor P2 og P1 pumper inn på samme ledning. Flytskjema for pumping er vist i figur 2.



Figur 4: Flytskjema for pumping av overvann

5.1. Pumpeledninger

Anlegget etableres med ledninger som vist i tabell 5. Tabellen angir også lengden på ledningene samt dimensjonerende vannmengde og total løftehøyde ved dimensjonerende vannmengde. De valgte ledningene kan tåle 30-40% økt vannmengde uten at friksjonen i systemet blir for høy.

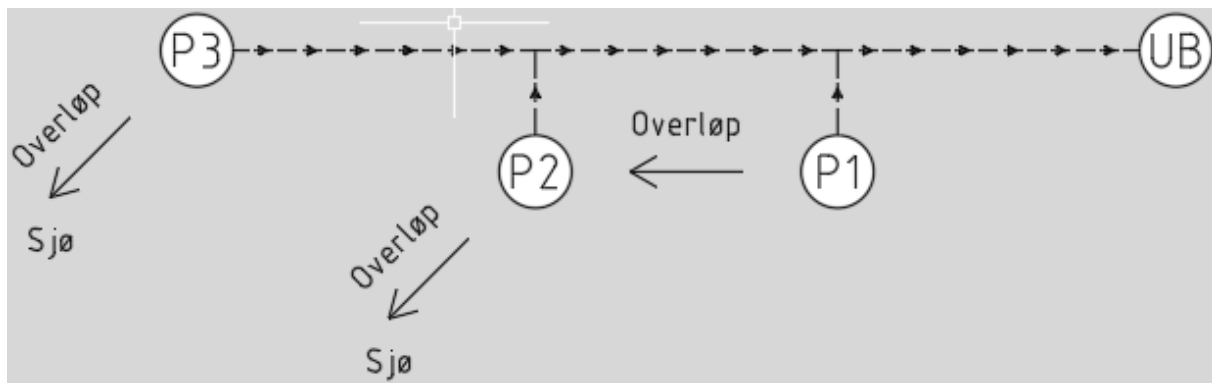
Strekk	Ledning (Di, mm)	Lengde (m)	Qdim (l/s)
P3-P2	250	140	102
P2-P1	300	120	151
P1-RA	400	360	211

Tabell 5: Pumpeledninger

5.2. Pumper, pumpesumper og overløp

Anlegget etableres med en pumpe i hver sump. Det benyttes samme pumper i alle sumpene og det anskaffes en pumpe ekstra som kan settes inn ved stans eller vedlikehold.

Overskrider nedbøren kapasiteten i P1 ledes vannet videre på bakken til P2. P2 og P3 har overløp til sjø for hendelser som overskrider dimensjonerende nedbør. Systemskisse er vist i figur 5.



Figur 5: Systemskisse for overløp i transportsystemet

Sumpene etableres med sandfang, og sumpens størrelse tilpasses delfeltene den mottar avrenning fra.

6. Fordrøyning, rensing og utslipp

6.1. Renseanlegg

Renseanlegget som etableres har en kapasitet på 80 m³/h eller 22,2 l/s. Vannet pumpes inn hit fra fordrøyningsbassenget.

6.2. Fordrøyning

Det må beregnes høyere avrenningsfaktor for langvarige regn. Romslig tilnærming: 0,8. Lengst tilgjengelig regnvarighet i statistikken er 72 timer. Regnintensiteten er da på 3 l/s*ha, noe som gir $Q_{inn} = 67,4$ l/s. Renseanlegget beskrevet i kapitlet over har en kapasitet på 22,2 l/s så det vil akkumuleres vann i fordrøyningsmagasinet. Etter 72-timers regnet er over vil det være 11 726 m³ igjen i magasinet. Fordrøyningsbassenget bør derfor være større enn dette. Beregninger er vist i figur x under.

Det etableres et basseng på 60 x 40 x 10 meter i forkant av renseanlegget. Dette skal ha et fordrøyningsvolum på minst 15 000 m³.

	φ	A	i (l/s*ha)	Q(inn)	Q(ut)	Tid (timer)	Restvolum (m ³)
72 timers regn, 5 år	0,8	28,1	3	67,4	22,2	72,0	11 726
Normalnedbør okt. (170 mm)	0,8	28,1	0,67	15,1	22,2		n/a

Figur 6: Beregning av fordrøyningsbasseng

Etter at et 72-timers regn har passert kan man ikke forvente at det blir opphold. Men om det fortsetter å regne i tilsvarende intensitet som normalnedbøren for Stavanger i den våteste måneden oktober, så vil fremdeles volumet i bassenget reduseres.

I de tørre månedene vil det hentes forbruksvann fra toppen av fordrøyningsmagasinet som brukes til produksjonen på feltet.