

## NOTAT

OPPDRAAG	Konsekvensutredning og reguleringsplan for Joma Gruver	DOKUMENTKODE	10203388-RIVASS-NOT-01
EMNE	Hydrologi	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	<b>Joma Gruver AS</b>	OPPDRAAGSLEDER	Bård Øyvind Solberg
KONTAKTPERSON	Odd Mikkelsen	SAKSBEHANDLER	Eirik Aal, Kjartan Orvedal
KOPI		ANSVARLIG ENHET	

## SAMMENDRAG

Det er utført flomfarevurdering i forbindelse med planarbeid ved Joma Gruver i Røyrvik, Trøndelag. Flomberegningen er utført for 9 ulike beregningspunkter for å beregne vannstand i Huddingsvatnet og for å finne løsning for flomavledning for deponiet. NVEs klimaframskrivninger viser at det ikke forventes økning i vannføring frem mot år 2100 for Renseelva, Hudningsvatnet og Hudningselva, mens det for Orvasselva og de små bekkene anbefales et klimapåslag på 40 % som følge av økt nedbør.

Usikkerheten i det hydrologiske datagrunnlaget vurderes som relativt stor, da beregningene er basert på regionalt formelverk. Den hydrauliske modellen er ikke kalibrert og det finnes ikke detaljerte elvebunnsdata for bestemmende snitt. Bruer, kanalen mellom Østre- og Vestre Hudningsvatn og kulvertene er lagt inn i modellene. Det er også utført følsomhetsanalyser, som viser at modellene er lite sensitive. Det er derfor valgt å legge til grunn et sikkerhetspåslag på vannføringen på 50 %. Erosjonsfare og behov for erosjonssikring er ikke vurdert, da ny bebyggelse forutsettes plassert mer enn 20 m fra elvekant.

Vannstand i Hudningsvatnet er beregnet til 467,3 moh. ved  $Q_{200KS}$  og 467,1 moh. ved  $Q_{20KS}$  i bukta nærmest planlagt deponi.

For deponiområdet er det vurdert 2 ulike alternativ. Alternativ 1 fører vannet gjennom 2 ulike kulverter ned til Hudningsvatnet, mens alternativ 2 fører bekkene i et grøft/kanal mot vest før de føres gjennom en større kulvert gjennom deponiet og ut i Hudningsvatnet. Begge løsningene er fullgode mht. flomutfordringene. Sikkerhetsklassen for deponiet vurderes til F1 (20-årsflom) og næringsparken til F2 (200-årsflom) iht. TEK17.

## 1 Bakgrunn

I forbindelse med utarbeidelse av reguleringsplan planarbeid ved Joma Gruver i Røyrvik kommune, Trøndelag fylke, stilles det krav om at flomfaren må utredes. I tillegg må det vises at bekkene ikke utgjør flomfare for næringsparken og at tilsiget av rent vann til deponiet kan føres ned til Hudningsvatnet uten å forurenses. Sikkerhetsklassen for deponiet vurderes til F1, mens næringsparken vurderes til å ligge i sikkerhetsklasse F2 (200-års gjentaksintervall) iht. Byggteknisk forskrift (TEK 17) § 7-2 «Sikkerhet mot flom og stormflo». For bekken nærmest næringsparken (punkt 9) er flomverdiene beregnet for både F1 og F2, da stor flom i bekken for dagens situasjon kan ramme næringsparken. Ved etablering av deponi vil flomfaren fra denne bekken reduseres for næringsparken og en kan dermed legge til grunn F1 også her.

Alle høyder i notatet er oppgitt i NN2000 høydesystem dersom annet ikke er angitt.

REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV
00	31.05.21	Flomfarevurdering Joma Gruver	EIA, KO	KO, EIA	Bård Øyvind Solberg

## 1.1 Forbehold

Beregningene er utført med dagens beste tilgjengelige data for terreng og historiske flomverdier. Beregningene bygger imidlertid på valg og forutsetninger som blant annet:

- Rent flytende vann
- Ingen profilendringer
- Dagens situasjon i vassdraget (ev. fremtidig prosjektert situasjon)
- Ingen tilstopping av kulverter, bruer m.m.

I dette ligger det at erosjon, massetransport, utfyllinger i elva, bølger, effekter av is og drivgods m.m. ikke beregnes eller tas hensyn til i beregningene. En menneskeskapt eller naturlig endring av elveløpet, vil kunne medføre at vannet strømmer i en ny retning, og vil dermed kunne medføre erosjon på steder der en før ikke har hatt erosjon.

## 2 Flomberegninger

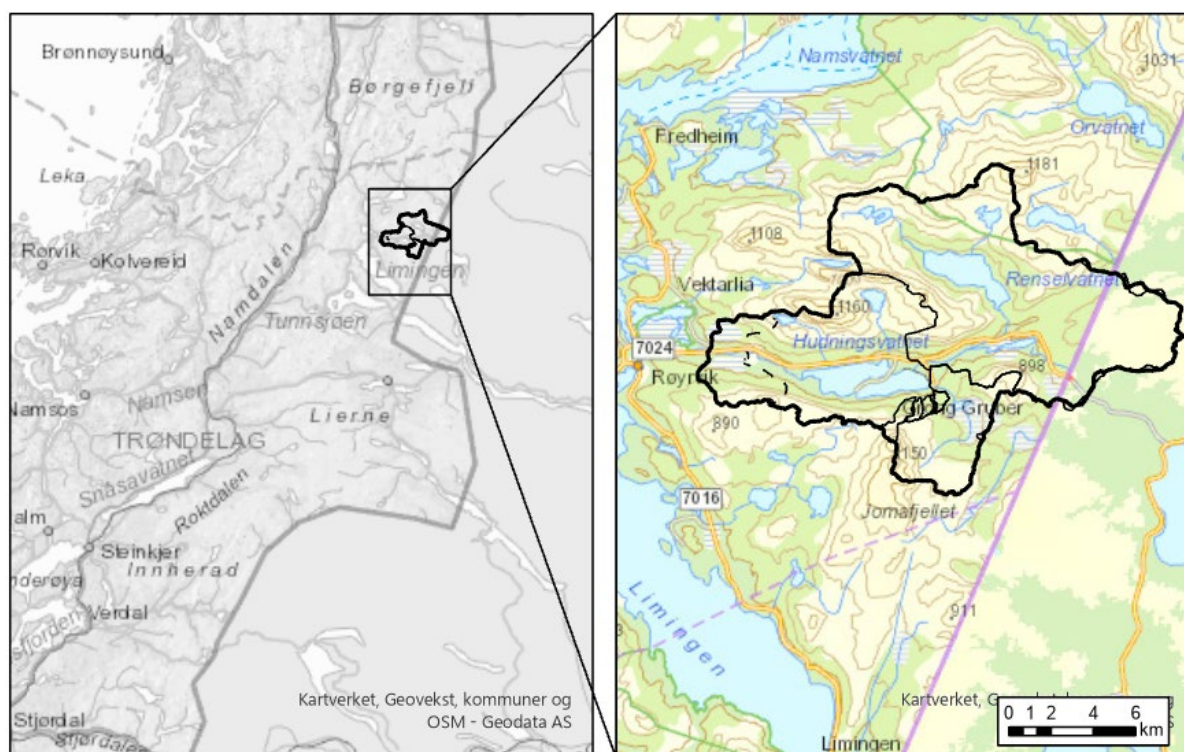
Planområdet ligger ved det eksisterende anlegget i Joma Gruver, ved østenden av Hudningsvatnet (også kalt Hutnegejaevrie). Det er utført flomberegninger ved flere beregningspunkter for å vurdere mulig vannstandsstigning i Østre Hudningsvatnet, samt eventuell flomfare for planområdet fra nærliggende elv og flere småbekker i søndre del av området.

NVE anbefaler at flomverdiene for små felt (<100 km<sup>2</sup>) beregnes med flere ulike metoder. Det er derfor valgt å beregne flomverdiene for de største feltene med RFFA-2018, samt at verdiene er vurdert mot resultater fra flomfrekvensanalyse for målestasjoner i nedbørfeltet. De minste feltene (<60 km<sup>2</sup>) beregnet med nasjonalt formelverk for små felt («NIFS-metoden) og den rasjonale formel.

### 2.1 Feltareal og egenskaper

Selv om beregningspunktene ligger relativt nær hverandre, er det enkelte betydelige forskjeller i feltparametre. I tillegg til feltstørrelse gjelder dette særlig effektiv sjøprosent for punktene nedstrøms Hudningsvatnet.

Oversiktskart med beregningspunktens nedbørfelt er vist på Figur 2-1. Mer detaljert kart over feltenes plassering vises på Figur 2-2. Noen karakteristiske feltparametre er gitt i Tabell 2-1. For feltene til beregningspunkt 6, 7 og 8 er feltparametre funnet ved analyse i ArcGIS Pro og Scalgo, ettersom de er ligger utenfor NVEs elvenettregister. For resterende felt er NVEs nedbørfeltanalyseverktøy NEVINA benyttet.

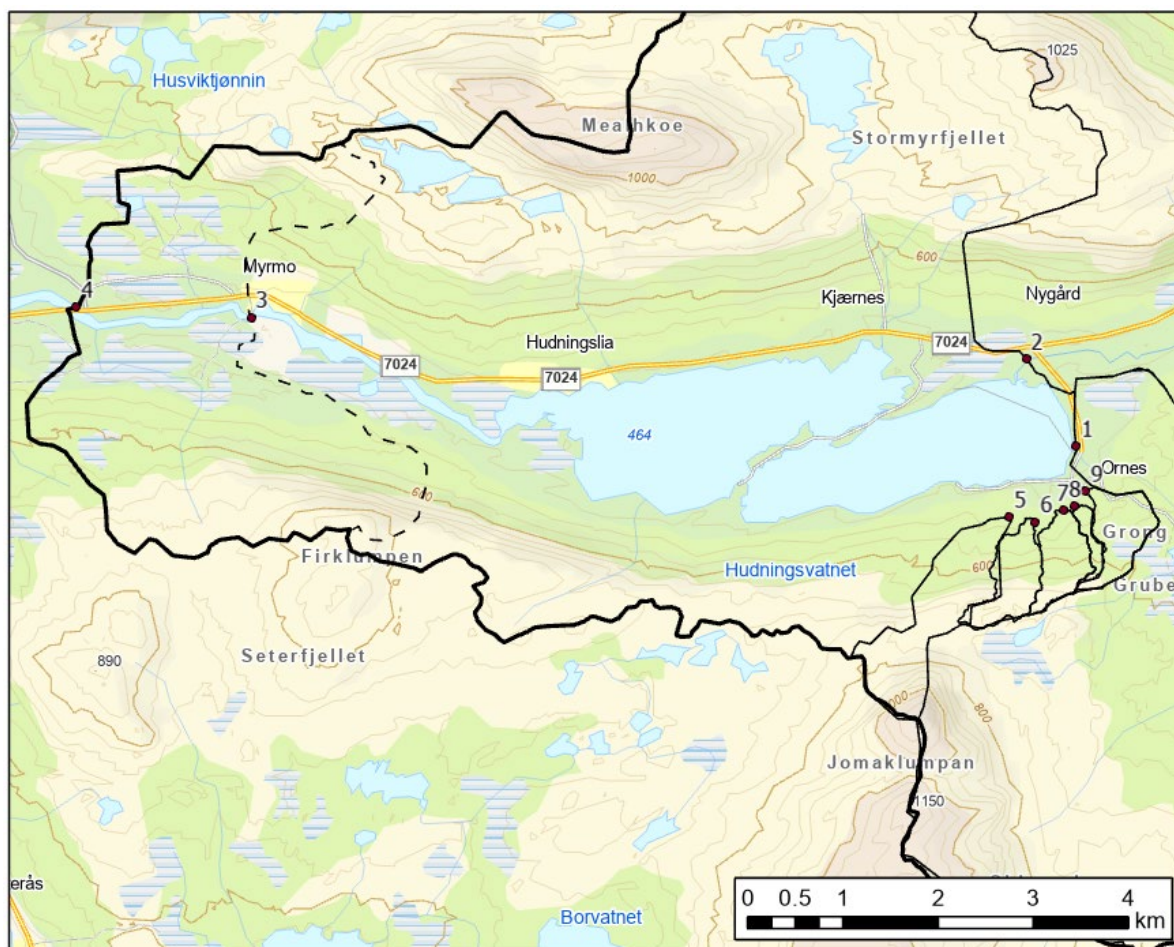


Figur 2-1: Oversiktskart nedbørfelt ved valgte beregningspunkter

Valgte beregningspunkter er ved de to hovedinnløpene til østre del av Hudningsvatnet, samt ved de to nærmeste broene over Hudningselva nedstrøms utløpet fra Hudningsvatnet, se Figur 2-2. Flom er også beregnet for lokalfeltet til deponiet som planlegges.

Tabell 2-1: Feltparametere

Beregningspunkt	Feltareal <i>km<sup>2</sup></i>	Spesifikk avrenning <i>l/s/km<sup>2</sup></i>	Snaufjell %	Eff. sjø %	Høyde <i>min-mid-maks</i>
1 Bru over Orvasselva	17,7	42,5	41,5	1,24	475-704-1148
2 Bru over Renseelva	96,9	41,4	32,7	2,63	465-677-1119
3 Bru Landingveien	162	40,9	34,8	4,94	462-670-1155
4 Bru Hudningsdalsveien	172	40,6	34	4,36	459-663-1155
5 Tilløp landdeponi vest	1,3	43,0	54	0,0001	511-727-1116
6 Tilløp landdeponi midt/vest	0,49	35,0	48	0,58	505-650-740
7 Tilløp landdeponi midt	0,41	34,0	23	0,0001	488-600-740
8 Tilløp landdeponi midt/øst	0,1	33,0	8	0,0001	497-560-659
9 Tilløp landdeponi øst	0,5	31,9	0	0,0001	489-560-669



Figur 2-2: Detaljkart beregningspunktene lokasjon

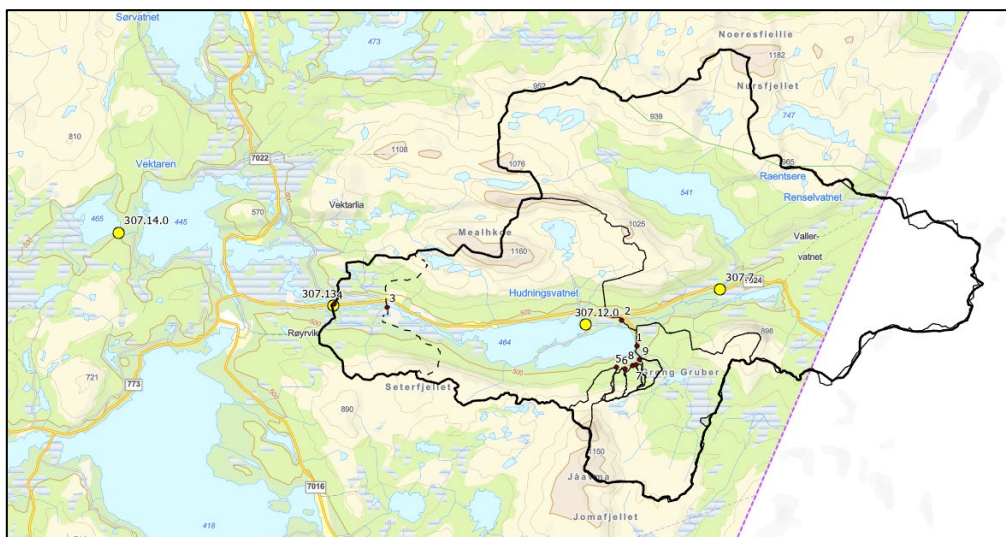
## 2.2 Flomfrekvensanalyse

Det er ikke utført en fullstendig flomfrekvensanalyse, men ulike målestasjoner i vassdraget er vurdert og flomverdier for den stasjonen med best datagrunnlag er beregnet. Spesifikk middelflom fra denne målestasjonen er sammenlignet med resultatene fra det regionale formelverket (RFFA-2018).

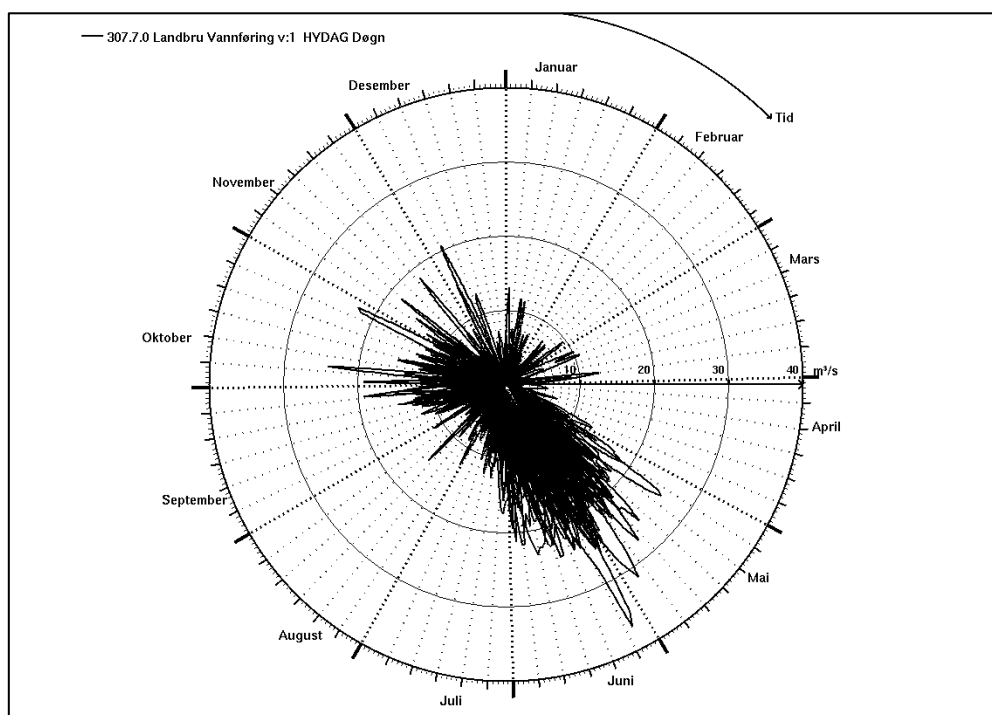
Området har mye kalkrik grunn og det er mulig at noe vann renner gjennom underjordiske elver og dermed ikke blir målt ved målestasjonene. Det er 3 målestasjoner i vassdraget som vist på Figur 2-3: Målestasjon 307.12 har 10 år med data fra 1960 til 1969, mens målestasjon 307.13 har 11 år med data fra 1969 til 1970. Begge seriene og har hull i dataseriene. Målestasjon 307.7 har en måleserie med data tilbake til 1943 uten hull, men NVE oppgir at målestasjonen har dårlig datakvalitet ved høye og lave vannføringsverdier, se Figur 2-5. Det finnes også en nedlagt målestasjon med data fra 1960 til 1990 ca. 18 km vest for Joma Gruver (307.14 Saksavatn). NVE oppgir at denne stasjonen har middels kurvekvalitet på flom.

Måleserien fra målestasjon 307.7 gir imidlertid en god pekepinn på sesongvariasjon for de større feltene i området, da den viser tydelig at snøsmelteflom på vår/sommer gir dominerende flomsesong, som vist på flomrosen i Figur 2-4: Spesifikk middelflom ved målestasjonen 307.7 er på 316 l/s/km<sup>2</sup>.



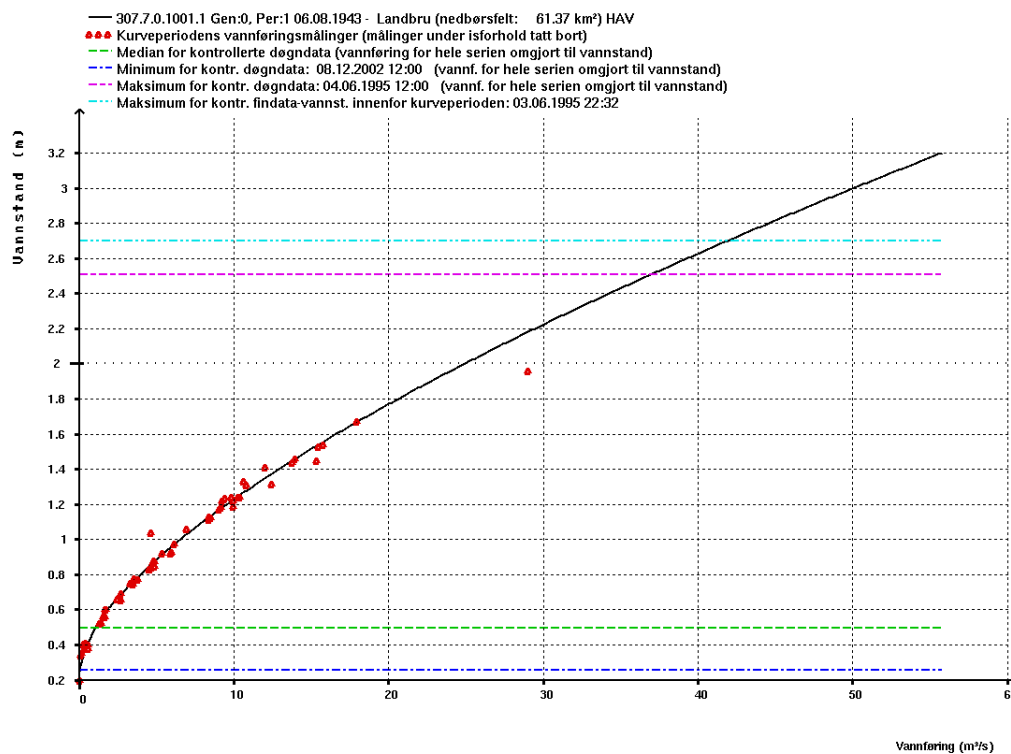


Figur 2-3: Nærliggende målestasjoner med vannføringsdata

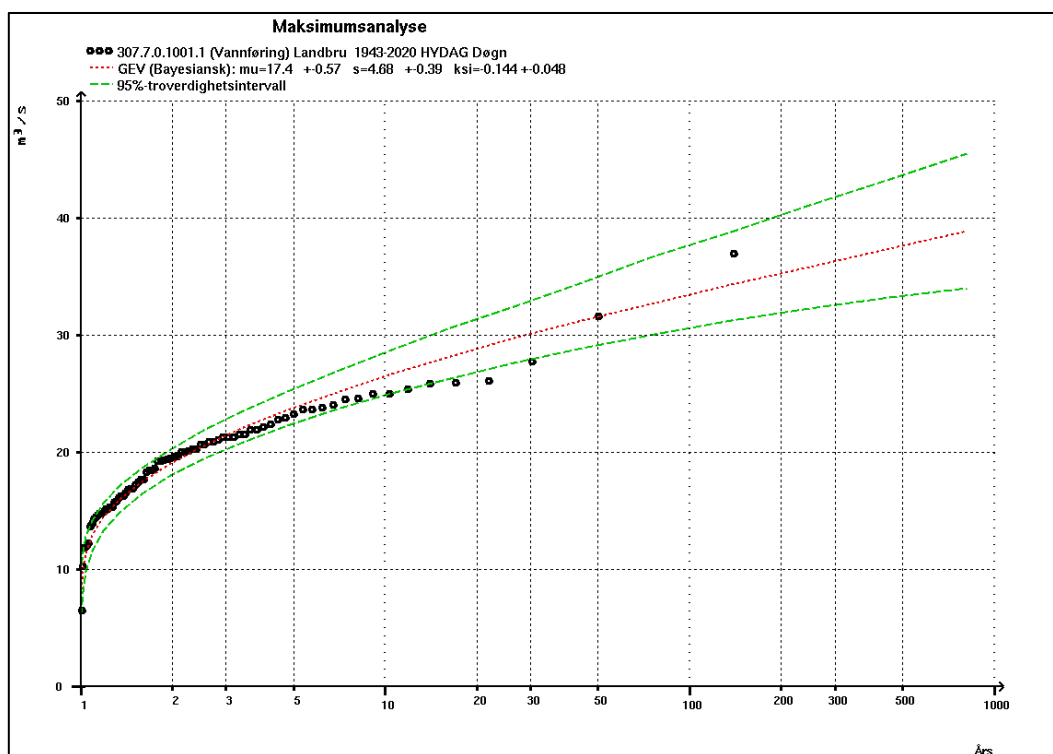


Figur 2-4: Årspolarplott («flomrose») for vannmerke 307.7 Landbru

FFA-plott på tilgjengelige data for 307.7 Landbru er tatt med for å vise sammenligningsgrunnlag mot estimerte verdier fra andre beregningsmetoder ved de ulike nedbørfeltene. Det legges ellers liten vekt på frekvensanalysene i denne vurderingen.



Figur 2-5: VF-kurven med målingene som ligger til grunn plottet. Største målte vannføring er på en vannstand like under 2,0 m, mens høyeste registrerte vannstand er på ca. 2,7 m.



Figur 2-6: FFA-plott 307.7 Landbru.

### 2.3 RFFA 2018

Det har nylig blitt utviklet en ny metode for regionale flomfrekvensanalyser, som anbefales brukt for større felt (over ca. 60 km²). Beregningsmetoden er implementert i NVEs nedbørfeltanalyseverktøy NEVINA, og vi benytter metoden for de største feltene i denne vurderingen. Resultater er gitt i delkapittel «valg av flomstørrelse».

## 2.4 Flomformler for små felt

NVE har utviklet regresjonslikninger for å beregne kulminasjonsverdier for små felt<sup>1</sup>. Formlene benyttet for å beregne flommer er beskrevet og vist i likningene nedenfor. Likningene er gyldige for nedbørfelt med areal på 0-53 km<sup>2</sup>,  $q_N$  lik 9-163 l/s/km<sup>2</sup> og effektiv sjøprosent på 0-21 %.

Middelflommen ( $Q_M$ ) beskrives i regresjonsanalysen med følgende likning:

$$Q_M = 18,97Q_N^{0,864} e^{-0,251\sqrt{A_{SE}}}$$

hvor  $Q_N$  er nedbørfeltets middelvanntføring (m<sup>3</sup>/s) i perioden 1961-1990 hentet fra NVEs avrenningskart,  $A_{SE}$  er den effektive sjøprosenten (%) og  $e$  er grunntallet  $e \approx 2,718$ .

Vekstkurven beskrives av følgende likning:

$$\frac{Q_T}{Q_M} = 1 + 0,308q_N^{-0,137} [\Gamma(1+k)\Gamma(1-k) - (T-1)^{-k}]/k$$

hvor  $q_N$  er middelvanntføring (l/s/km<sup>2</sup>) i perioden 1961-1990 hentet fra avrenningskartet,  $\Gamma$  er gammafunksjonen,  $T$  er gjentaksintervall og konstanten  $k$  gis av:

$$k = -1 + 2/[1 + e^{0,391+1,54A_{SE}/100}]$$

Metoden gir for de ulike feltene:

Tabell 2-2: Flomverdier beregnet med NIFS-metoden, kulminasjonsverdier ved 200-årsflom.

Ber.pkt.	Middelflom [l/s/km <sup>2</sup> ]	Kulminasjonsverdi 200-årsflom [m <sup>3</sup> /s]		
		Nedre grense (2,5 %)	Median	Øvre grense (97,5 %)
1	634	15.04	30.08	60.17
5	1130	1,94	3,87	7,74
6	953	0,63	1,26	2,52
7	1150	0,63	1,27	2,53
9	1060	0,72	1,43	2,86

Tilsvarende tabell for 20-årsflom:

Tabell 2-3 Flomverdier beregnet med NIFS-metoden, kulminasjonsverdier ved 20-årsflom

Ber.pkt.	Middelflom [l/s/km <sup>2</sup> ]	Kulminasjonsverdi 200-årsflom [m <sup>3</sup> /s]		
		Nedre grense (2,5 %)	Median	Øvre grense (97,5 %)
1	634	9,95	18,81	35,56
5	1130	1,30	2,45	4,63
6	953	0,42	0,79	1,49
7	1150	0,42	0,80	1,51
9	1060	0,48	0,90	1,70

<sup>1</sup> NVE (2015) «Veileder for flomberegninger i små felt» Veileder 7/2015

## 2.5 Den rasjonale formel

For svært små nedbørfelt kan den rasjonale formel brukes til å estimere flom. Det er noe uenighet i litteraturen rundt hvor store felt metoden kan benyttes for, og NVEs veileder for flomberegninger i små felt (veileder 07-2015) siterer både anbefaling på bruk for felt opptil 2-5 km<sup>2</sup> og 0,2 - 0,5 km<sup>2</sup>. NVE-rapport 97-2015 fra naturfareprosjektet (NIFS) kan ses på som et supplement til denne veilederen, og beskriver anbefalte metoder for flomberegninger i små uregulerte felt. Der anbefales det å benytte metoden for grovt overslag eller som supplement til andre metoder på felt inntil 5 km<sup>2</sup>. Metoden kan derfor regnes som egnet til flomberegninger for de minste feltene i denne vurderingen.

Formelen er som følger:

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

der C er avrenningsfaktoren, i er dimensjonerende nedbørintensitet (l/s/km<sup>2</sup>) og A er feltareal i km<sup>2</sup>. Dimensjonerende nedbørintensitet (i) må bestemmes for et gitt gjentaksintervall og med en varighet lik feltets konsentrasjonstid t<sub>c</sub>. For naturlige felt kan følgende formel brukes for å finne t<sub>c</sub>:

$$t_c = 0,6 \cdot L \cdot H^{-0,5} + 3000 \cdot A_{se}$$

der L = lengde av feltet i meter, H = høydeforskjellen i feltet i meter, A<sub>se</sub> er effektiv sjøprosent.

For de minste feltene får vi følgende konsentrasjonstider:

Tabell 2-4: Konsentrasjonstider, rasjonale metode

Ber.pkt.	Feltlengde, L	Høydeforskjell, H	Effektiv sjøprosent [%]	Konsentrasjonstid
5	2400 m	605 m	0,07	<b>61 min</b>
6	1300 m	235 m	0,58	<b>68 min</b>
7	1200 m	252 m	0,00	<b>45 min</b>
8	800 m	162 m	0,00	<b>38 min</b>
9	1000 m	180	0,00	<b>45 min</b>

Avrenningsfaktor C bestemmes ut fra overflatene i hvert felt. Utrekning av C for totalfeltet er vist under.

Tabell 2-5: Beregning av avrenningsfaktor

	Avrenningsfaktor	Areal felt 5	Areal felt 6	Areal felt 7	Areal felt 8	Areal felt 9
Skog og annen vegetasjon	0,35	38,5 %	50 %	71 %	58 %	78,4 %
Snaufjell	0,70	545%	43 %	23 %	12 %	10,9 %
Myr	0,40	7,3 %	3 %	6 %	30 %	10,4 %
Innsjø	1,00	0,2 %	4 %	0 %	0 %	0,3 %
<b>Midlere avrenningsfaktor C (vektet snitt)</b>		<b>0,544</b>	<b>0,528</b>	<b>0,434</b>	<b>0,407</b>	<b>0,395</b>

For å finne nedbørintensitet i er det tatt utgangspunkt i IVF-kurve fra Nordli-Brattvold. Med de ulike konsentrasjonstidene finner vi ved avlesning og ved interpolasjon følgende intensiteter:



Tabell 2-6: Nedbørintensitet fra IVF-kurve Nordli - Brattvold

Felt	5	6	7	8	9
$I_{Q200}$ [l/s/km <sup>2</sup> ]	6360	6360	6560	8149	6560
$I_{Q20}$ [l/s/km <sup>2</sup> ]	4430	4430	4720	5792	4720

Kulminasjonsflom med den rasjonale formel blir dermed som vist i tabellen under:

Tabell 2-7: Kulminasjonsflom beregnet med den rasjonale formel

Felt	5	6	7	8	9
$Q_{200}$ [m <sup>3</sup> /s]	4,5	1,6	1,2	0,3	1,3
$Q_{20}$ [m <sup>3</sup> /s]	3,1	1,1	0,8	0,2	0,9

## 2.6 Valg av flomstørrelse

For feltene større enn 60 km<sup>2</sup> velges RFFA2018-verdiene, mens NIFS-verdiene velges for feltene mindre enn dette. For 200-årsverdien spriker resultatet for de ulike beregningsmetodene med -7 til 23 %, der den Rasjonale formel gav de høyeste verdiene. Det velges å benytte NIFS-verdiene for alle de minste feltene, unntatt beregningspunkt 8, som har for lite felt for denne metoden. Der benyttes resultatene fra den rasjonale formel.

RFFA-2018 gav en spesifikk middelflom for pkt. 2 på 316 l/s/km<sup>2</sup>, som er samme resultat som FFA-analysen for målestasjon 307.7 Landbru gav. Dette er rimelig, da RFFA-2018 er basert på FFA-analyser NVEs målestasjoner. Oppgitte medianverdier for de ulike punktene med gjentakintervallene som er beregnet og metoden som er benyttet er vist i Tabell 2-8 under.

Tabell 2-8: Dimensjonerende flommer før klimapåslag.

Sted	Dim. gjentakintervall	Kulminasjonsverdi	Metode
Pkt	År	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
1	200	30,1	NIFS
2	200	69,1	RFFA-2018
3	200	94,2	RFFA-2018
4	200	113	RFFA-2018
5	20	2,5	NIFS
6	20	0,8	NIFS
7	20	0,8	NIFS
8	20	0,2	Den rasjonale formel
9	20/200	0,9/1,3	NIFS

## 2.7 Klimapåslag og sikkerhetspåslag

Klimaframskrivninger for flom i Klimaprofil Nord-Trøndelag viser at det for store, snøsmelteflomdominerte felt i indre deler av Nord-Trøndelag forventes ingen økning i flomstørrelser som følge av klimaendringer. Klimapåslag for felt 2, 3 og 4 settes derfor lik 0. For mindre felt vil ekstremnedbørhendelser sannsynligvis være mer problematisk da det ventes en økning i intensiv nedbør for hele landet og klimapåslag settes derfor til 40 % for felt 1, 5, 6, 7, 8 og 9.

Valgte dimensjonerende verdier er lagt til et sikkerhetspåslag på 50 % for å dekke opp usikkerheter i både de hydrologiske beregningene og den hydrauliske modellen.

Det gir følgende kulminasjonsverder for dimensjonerende flom inkludert klimapåslag og sikkerhetspåslag, som videre blir brukt i de hydrauliske simuleringene:

Tabell 2-9: Dimensjonerende flommer med klimapåslag

Sted	Klimapåslag	Dim. gjentaksintervall	Kulminasjonsverdi med klima	Kulminasjonsverdi med klima og sikkerhetspåslag	Metode
Pkt	[%]	År	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
1	40	200	42,2	63,2	NIFS
2	0	200	69,1	103,7	RFFA 2018
3	0	200	94,2	141,3	RFFA 2018
4	0	200	113	169,5	RFFA 2018
5	40	20	3,4	5,1	NIFS
6	40	20	1,1	1,7	NIFS
7	40	20	1,1	1,7	NIFS
8	40	20	0,3	0,4	Den rasjonale formel
9	40	20/200	1,3/2,0	1,9/3,0	NIFS

### 3 Hydraulisk modell

#### 3.1 Modellvalg

Det er satt opp hydrauliske vha. HEC-RAS v.5.0.7. Dette er nyeste utgave av den hydrauliske programvaren utviklet av U.S. Army Corps of Engineers, som er fritt tilgjengelig og bransjestandard innen denne typen hydraulisk modellering. Det er valgt å modellere strekningene i 1D-modeller ettersom de eksisterende bekkeløpene er relativt veldefinerte og fordi 1D-modell er praktisk mht. kulvert/stikkrenne og overføringstunnel, og alternativ ved deponiet kan skisseres enkelt med litt redigering i geometrieditoren. Prosesseringstiden er også raskere enn ved 2D-modellering.

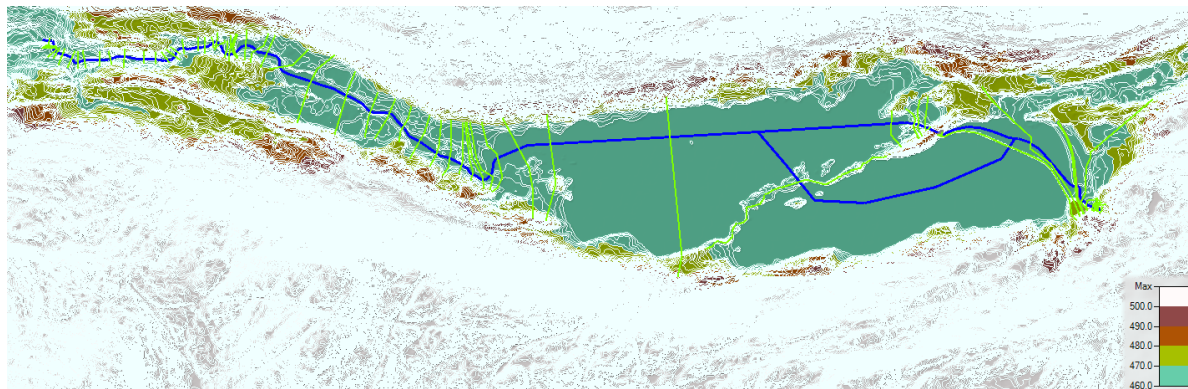
#### 3.2 Terrengdata

Terrengmodellen er basert på laserscannet terrengoverflate fra nasjonal detaljert høydmodell (Røyrvik 2019, 2pkt per m<sup>2</sup>). Det er vegetasjon langs elveløpene, og terrengmodellen er derfor stedvis noe grov. Innmåling av bunnhøyder med batymetri er ikke utført. Som en ekstra sikkerhet er det derfor utført simuleringer med ekstra høy vannføring i modellen for Orvasselva. Informasjon om rørdimensjon for Orvasselva brukt i modellen er hentet fra brutegninger i mottatt grunnlag.

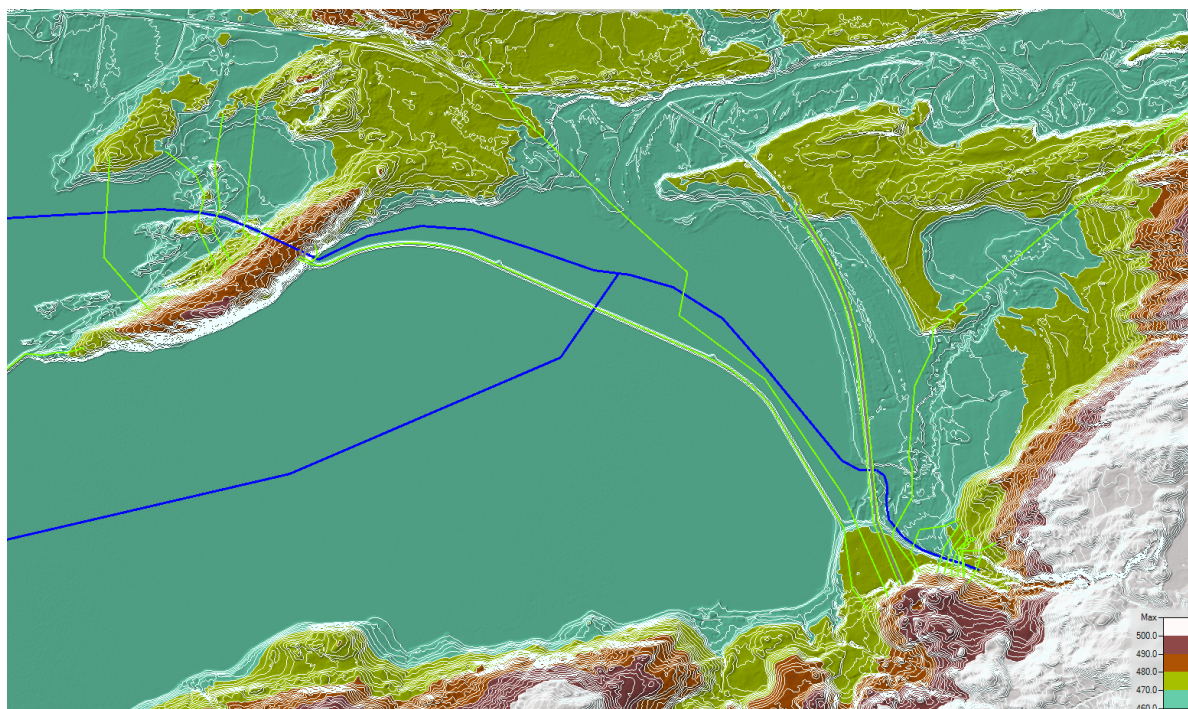
### 3.3 Hudningsvatnet og Orvasselva

Modellen er i oppstrøms ende avgrenset med de to største tilløpene til Østre Hudningsvatnet, inkluderer overføringstunnelen og er i nedstrøms ende avgrenset like nedstrøms brua der Hudningselva krysser Hudningsdalsveien nær Fossbakk. For planarbeidet og deponiet er oversvømmelsene ved utløpet av Renseelva lite relevant, men flomvannføringen og vannstandsstigningen den medfører er viktig å ta med i beregningen av samlet flomvannstand i Hudningsvatnet. Renseelva legges derfor inn i modellen som en økning i vannføring nedstrøms utløpet av Orvasselva i Hudningsvatnet. Manningstall (friksjonstall) er satt lik 0,035.

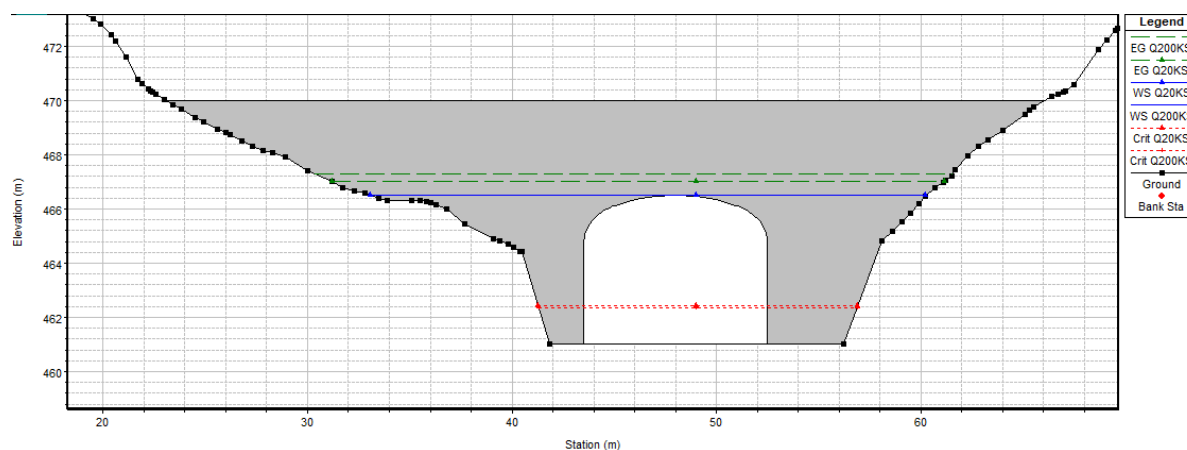
Figur 3-1 og Figur 3-2 viser modellens utstrekning, og Figur 3-3 viser innløpsprofil fra modell for overføringstunnelen.



Figur 3-1: Modellutstrekning Orvasselva-Hudningsvatnet-Hudningselva. Blå strek er modellens elveløp og grønne linjer er tverrprofiler. Vannføring er simulert gjennom både overføringstunnelen og Hudningsvatnet ved å fordele vannføringen (derav delt blå linje øst i modellen).

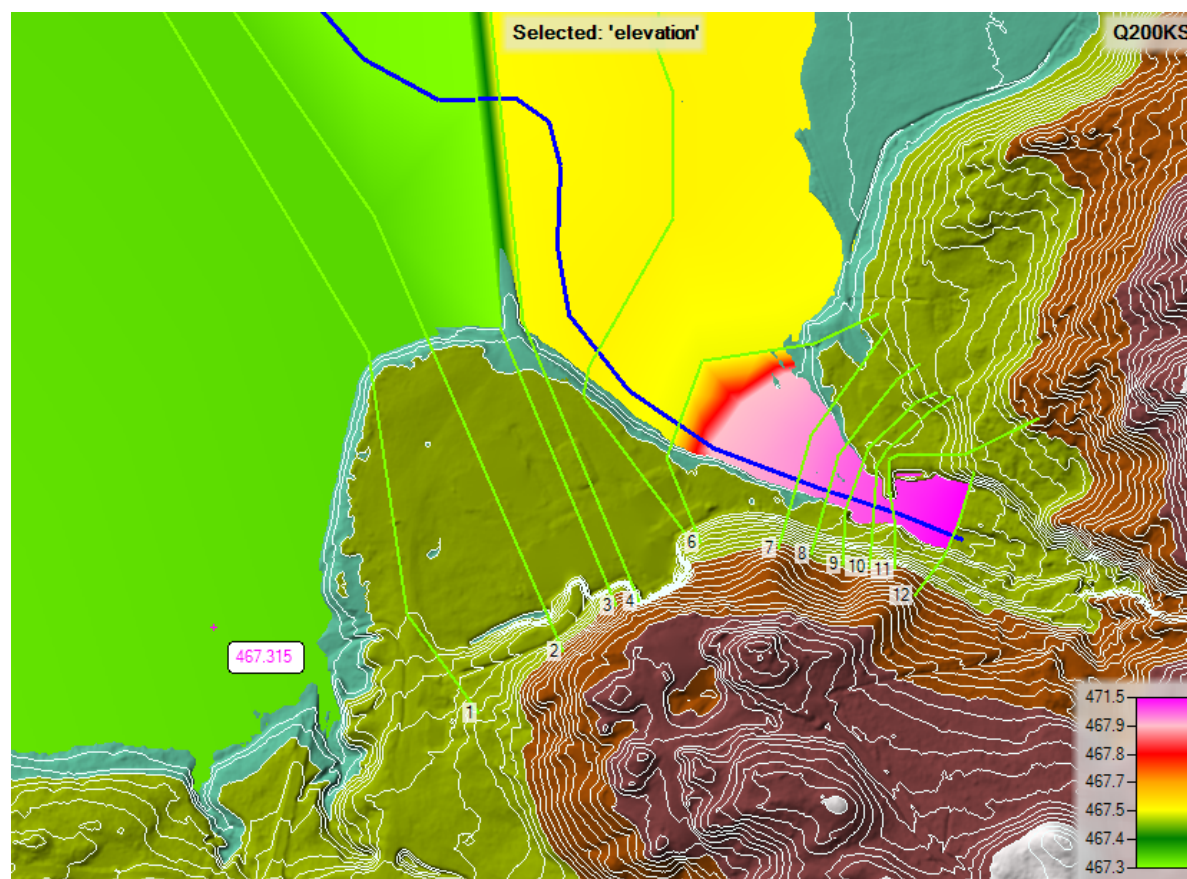


Figur 3-2: Utsnitt av hydraulisk modell. Orvasselva er modellert så langt opp som relevant, og Renseelva er tillagt som vannføringsøkning oppstrøms delingen av elveløp.



Figur 3-3: Overføringstunnel. Blå linje viser vannstand, som beregningene viser vil være lik topp tunnelinnløpet for både Q200KS og Q20KS.

Resultatene viser at vannstand ved  $Q_{20KS}$  i Orvasselva og Renseelva gir vannstand på 467,1 moh. i Hudningsvatnet. Vannstand ved  $Q_{200KS}$  er beregnet til 467,3 moh. Adkomstvegen vil overtoppes, men det er fortsatt god klaring i høyden til bygningene i området, som ligger ca. på kote 470,2 moh.



Figur 3-4: Største vannstand i bukt av Hudningsvatnet nærmest planlagt deponi

Modelleringsresultatene viser at bygninger på platået ligger trygt for vannstandsstigning i Hudningsvatnet fra flom i Orvasselva og Renseelva, men at vannstanden i bukta vil bli relativt høy og kunne påvirke planlagte løsninger der.

Vannstander i bukta vest for tverrprofilet merket som tverrprofil 1 i Figur 3-4 er vist for  $Q_{20KS}$  og  $Q_{200KS}$  i Tabell 3-1. Tilsvarende for profil 1-12 i Tabell 3-3. Nøkkeldata for kulvertene. Tabell 3-3.

Tabell 3-1: Beregnede vannstander i bukt av Hudningsvatnet ved planområdet

Flomsituasjon	Q <sub>20KS</sub>	Q <sub>200KS</sub>
Vannstand i bukt [moh.]	467,1	467,3

Tabell 3-2: Beregnede vannstander i tverrprofiler som navngitt på oversiktskart

Tverrprofilnummer	H   Q <sub>20KS</sub> [moh.]	H   Q <sub>200KS</sub> [moh.]
1	467,05	467,32
2	467,05	467,32
3	467,01	467,28
4	467,45	467,53
5	467,46	467,54
6	467,45	467,52
7	468,66	468,81
8	469,27	469,48
9	469,59	469,83
10	469,8	470,04
11	470,08	470,43
12	471,38	471,55

### 3.3.1 Følsomhetsanalyse

For å sjekke sensitiviteten i modellen, er det gjennomført simuleringer med 40 % økning i ruhet. Økningen i ruhet gir en liten økning i vannstand på det smaleste partiet av den modellerte strekningen i Orvasselva.

Flom i Orvasselva kan sannsynligvis medføre erosjon langs elvebreddene. For planområdet er særlig venstre bredd av betydning, og erosjonssikring av venstre bredd kan her vurderes. Tilgangen på stein i området bør være relativt god, og adkomst for utlegging av sikringsmasser er også svært god.

For å redusere risiko for problemer knyttet til erosjon anbefales en minste avstand fra bygninger til elv lik 20 m.

## 3.4 Deponiet

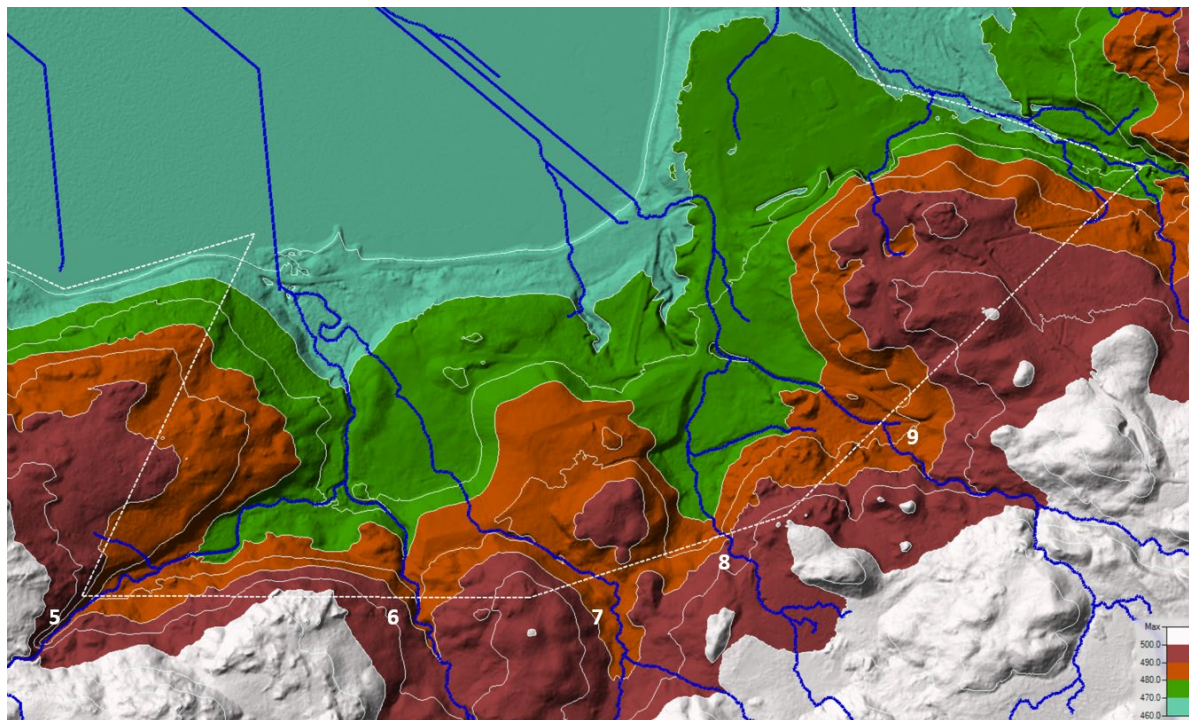
Det er 5 bekker som naturlig drenerer gjennom terrenget der deponiet er tenkt plassert, se Figur 3-5. For å redusere mengden vann i deponiet, bør disse bekkene med rent vann føres utenom deponiet eller i lukkede løp gjennom deponiet. Dette kan løses på ulike måter og i denne vurderingen er 2 ulike alternative løsninger skissert.

### 3.4.1 Modelloppsett

Det er satt opp en hydraulisk modell i HEC-RAS v.5.0.7 for å beregne nødvendig diameter på kulvertene. Det er brukt vannstand i Hudningsvatnet som nedre grensebetingelse (kote 460,0 moh.) i modellen, da dette ikke påvirker kapasitetsberegningene for kulvertene. Det er brukt Mannings n-verdier på 0,035 for kanalen og tverrprofilene er hentet fra terrengmodellen der deponiet er lagt inn.



Terrengmodellen med deponiet er basert på laserdata og data fra Golder for hvor deponiet er planlagt.

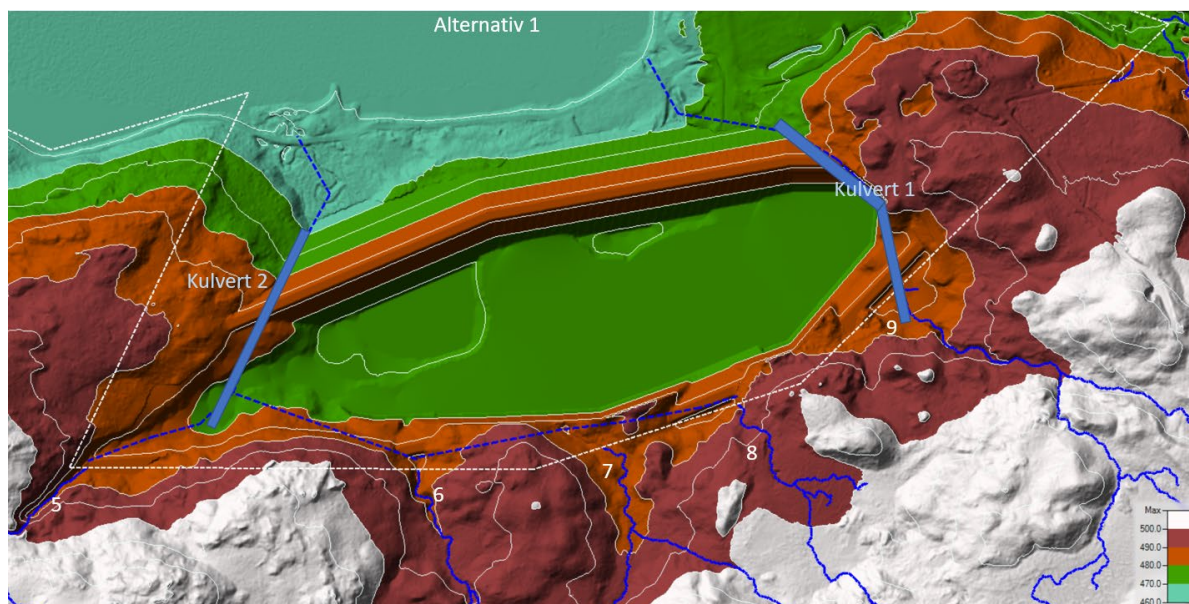


Figur 3-5: Utsnitt av terrengmodell for dagens situasjon der de blå linjene er dagens dreneringslinjer generert i Scalgo fra en terrengmodell, mens den hvite stiplede linjen er avgrensningen av reguleringsplanen. Merk at kulverter ved veier ikke ligger inne i terrengmodellen, slik at dreneringslinjene ikke er riktige der.

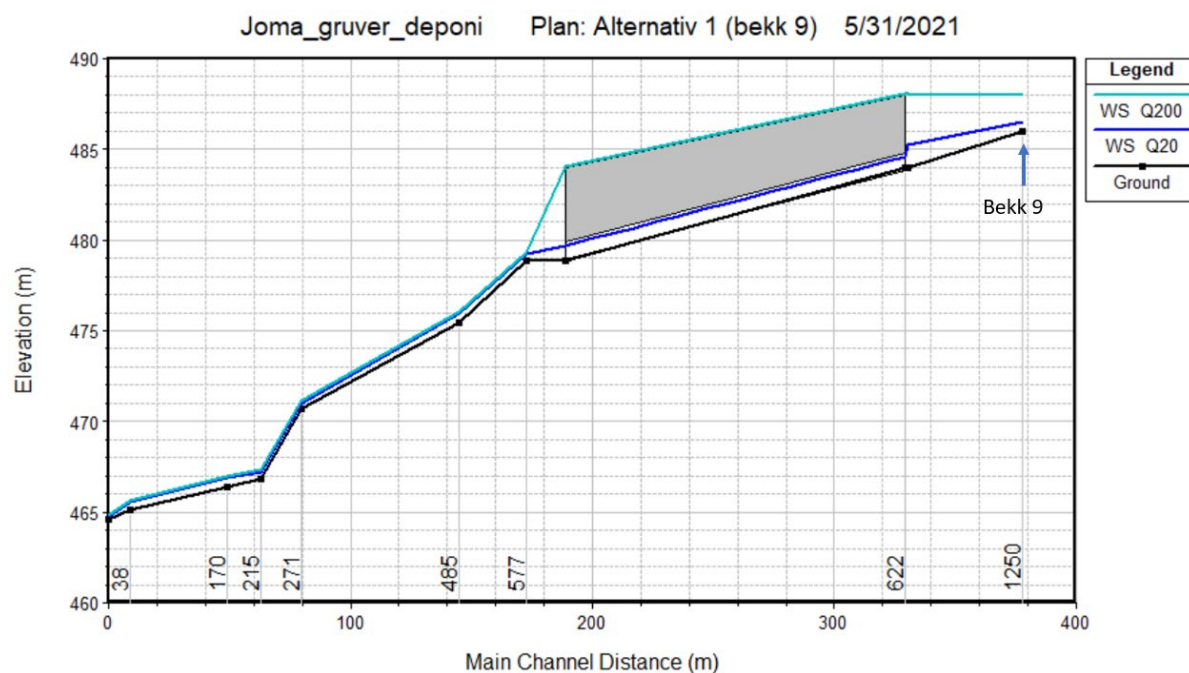
### 3.4.2 Alternativ 1

Alternativ 1 medfører å føre bekk 9 i kulvert langs sitt opprinnelige løp. For å føre bekken gjennom deponiet må det etableres en ca. 140 m lang kulvert gjennom deponiet, som vist på Figur 3-6 og Figur 3-7. For å få jevnt fall på kulverten må den legges delvis utenom deponiet. Løsningen forutsetter at det etableres en kanal fra utløpet av kulverten og ned til Hudningsvatnet. For at det skal være mulig å håndtere avløpsvannet fra deponiet for rensing, kan det være at kulverten må forlenges til utløp i Hudningsvatnet. Dersom kulverten må forlenges til utløp, vil sannsynligvis alternativ 2 være en bedre løsning.



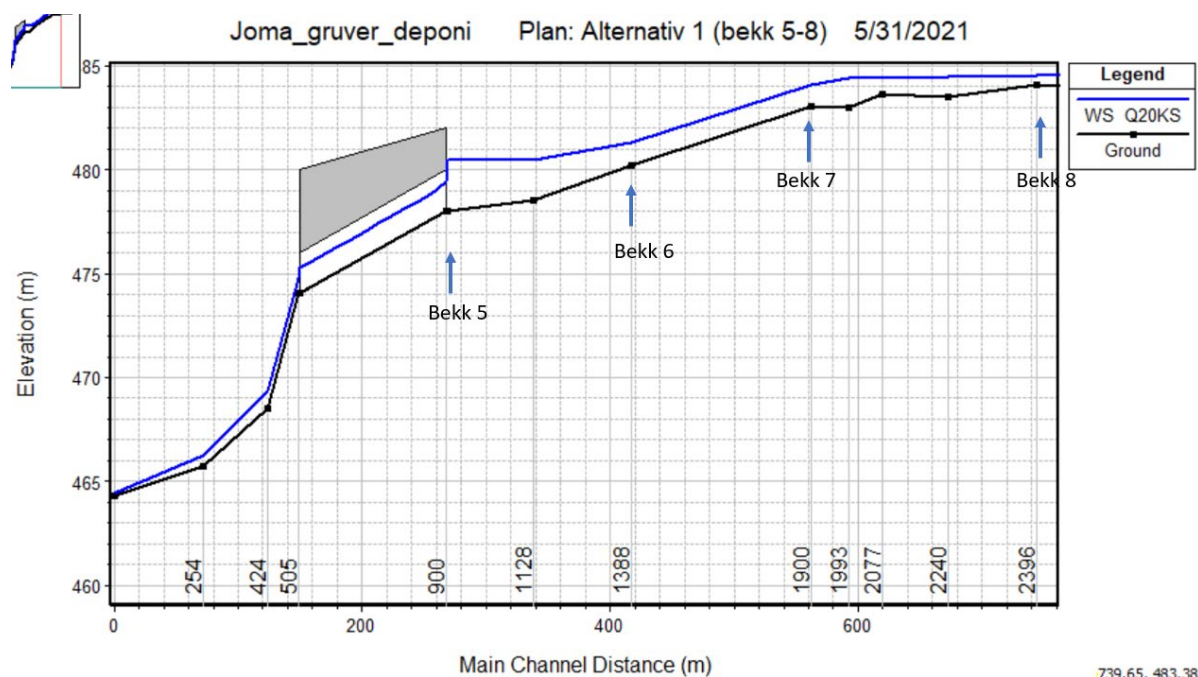


Figur 3-6: Denne løsningen innebærer å føre bekk 9 i kulvert ned til Hudningsvatnet gjennom Kulvert 1. Blå stiplet linje er kanal, mens tykke blå linjer er kulverter.



Figur 3-7: Lengdeprofil der en 140 m lang kulvert er lagt inn gjennom deponiet (Kulvert 1).

Bekk 5 til 8 må føres mot vest i en grøft/kanal og gjennom Kulvert 2 til Hudningsvatnet, som vist på Figur 3-6. Nøkkeldata for kulvertene med inn- og utløpshøyder og beregnet diameter og lengde er gitt i tabell Tabell 3-3 og Tabell 3-4.



Figur 3-8: Lengdeprofil at viser kanal/grøft for bekk 5-8 for området vest i deponiet (Kulvert 2).

Tabell 3-3. Nøkkeldata for kulvertene.

Kulvert	Type	Innløpshøyde	Utløpshøyde	Diameter*	Lengde
Kulvert 1	Betong	483,8 moh.	478,9 moh.	1,0 m	140 m
Kulvert 2	Betong	478,0 moh.	474,0 moh.	1,8 m	118 m

\*Innvendig diameter.

Tabell 3-4: Beregnede innløpshøyder ved kulvertene for ulike gjentakintervall.

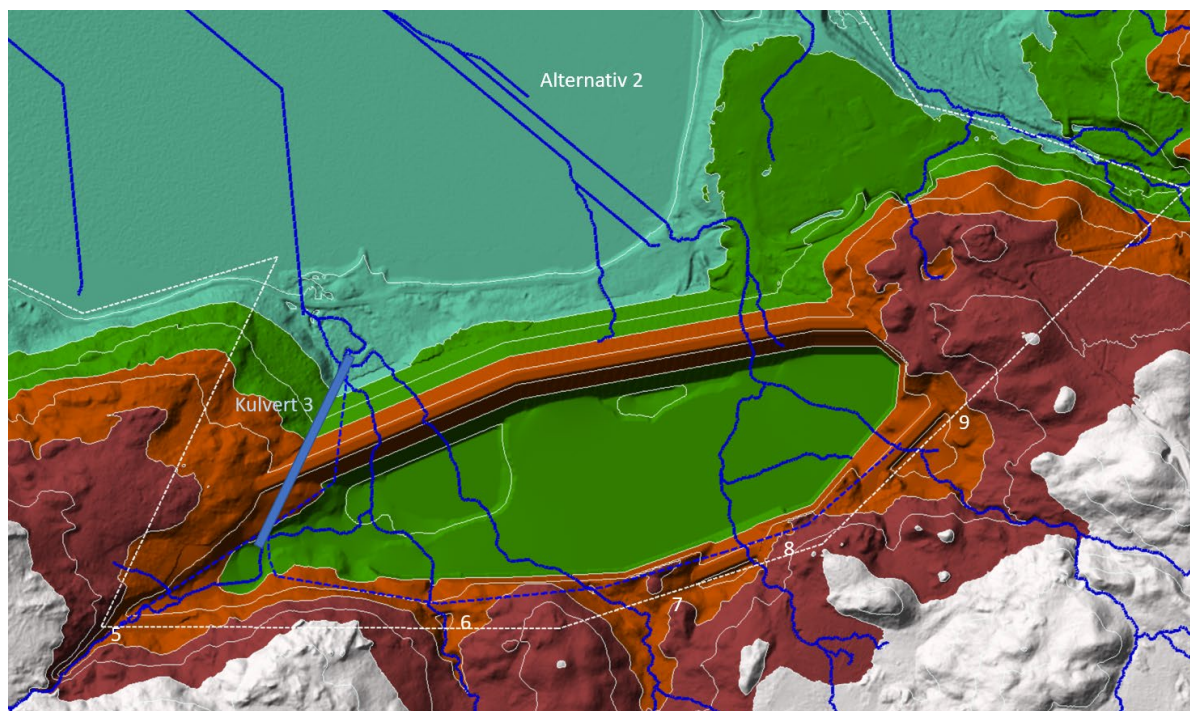
Kulvert	Vannstand ved innløp, Q20KS	Vannstand ved innløp, Q200KS	Strømningsforhold
Kulvert 1	485,2 moh.	488,0 moh.	Innløpskontroll
Kulvert 2	479,5 moh.	-	Innløpskontroll

### 3.4.3 Alternativ 2

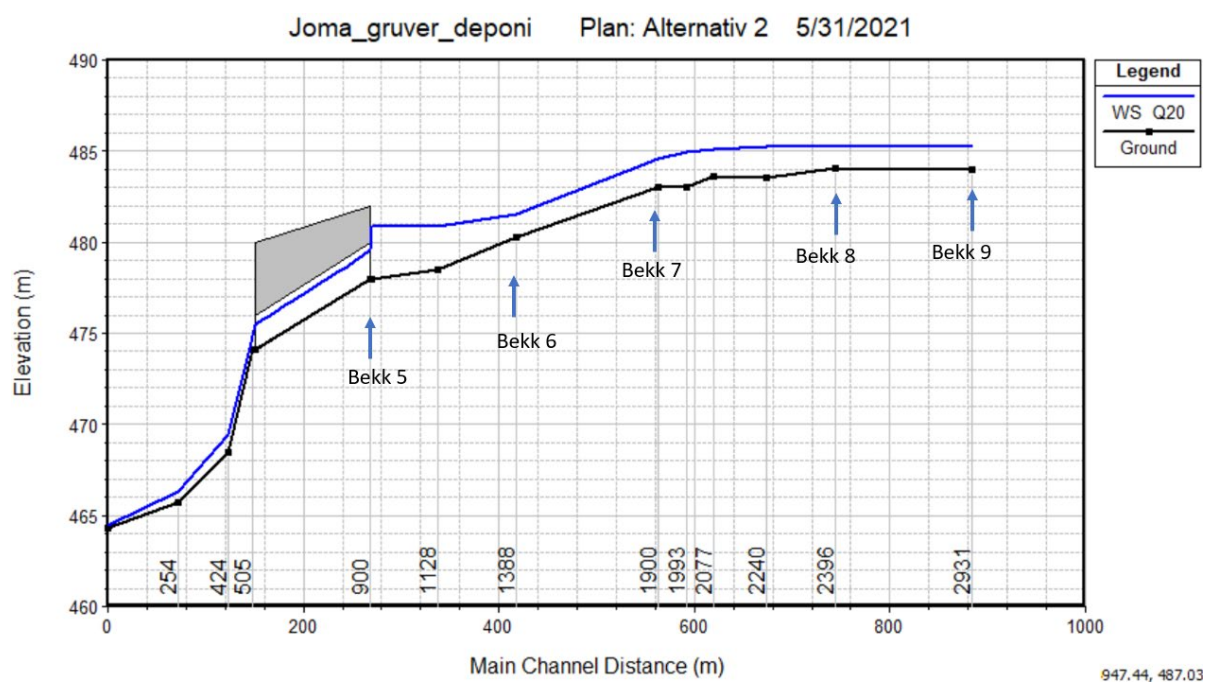
Alternativ 2 medfører å føre alle bekkene mot vest utenom deponiet. Denne løsningen vil innebære at det må legges en større kulvert i vest enn for alternativ 1, siden alt vannet nå må føres gjennom en kulvert, se Figur 3-9 og Figur 3-10. For å få riktig fall på kanalen må den legges i en skjæring. Dagens terrenghøyde og bunn høyde på kanalen er vist i Figur 3-11. Kulvert 3 for alternativ 2 har samme plassering som kulvert 2 i alternativ 1, men har en større dimensjon for å ta unna vannet som i tillegg kommer fra bekk 9.

Egenskaper for kulverten og beregnet kapasitet er vist i Tabell 2-5 og Tabell 2-8, mens et plott av innløpet til kulverten er vist i Figur 3-12.

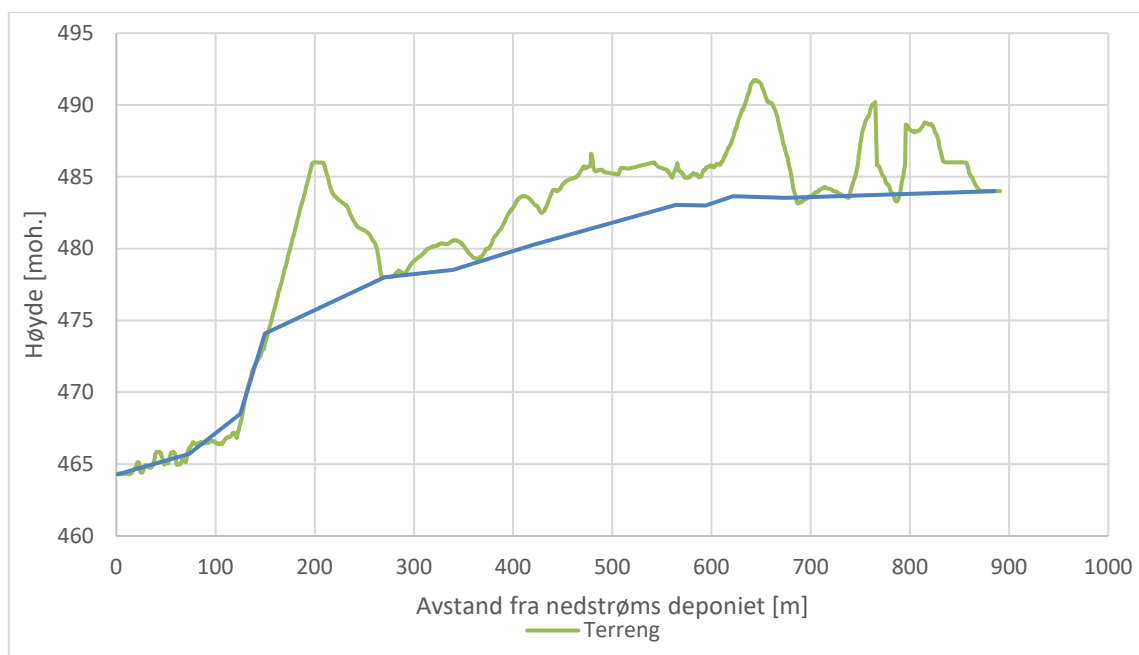




Figur 3-9: Løsningsforslag for Alternativ 2 der alt vannet samles opp og føres i grøft mot vest.



Figur 3-10: Lengdeprofil for løsningen i alternativ 2.



Figur 3-11: Lengdeprofil for alternativ 2 med kanalen og terrenget med deponiet.

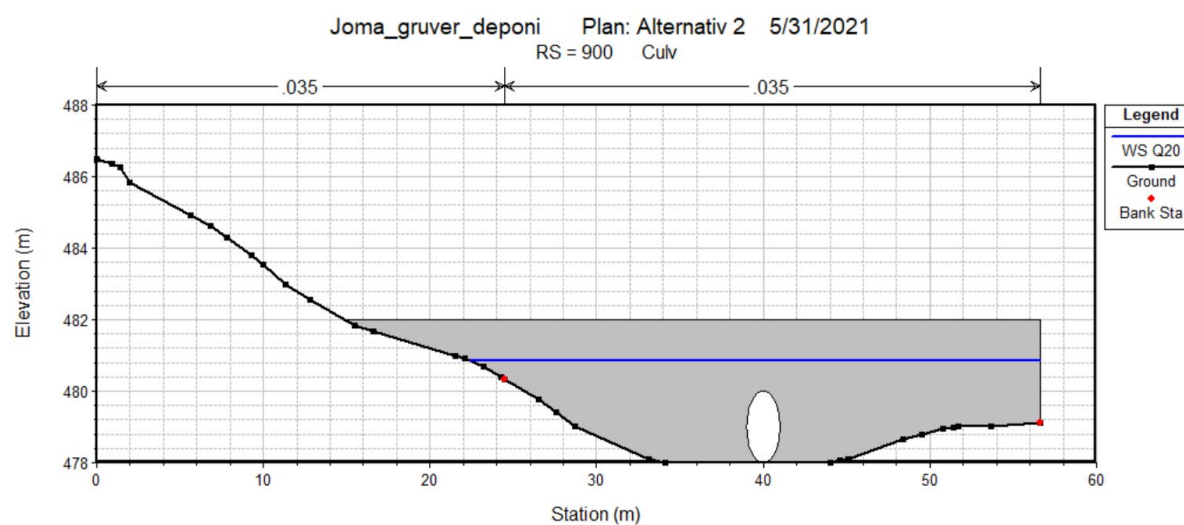
Tabell 3-5. Nøkkeldata for kulvertene.

Kulvert	Type	Innløp	Utløp	Diameter*	Lengde
Kulvert 3	Betong	478,0 moh.	474,0 moh.	2,0 m	118 m

\*Innvendig diameter.

Tabell 3-6: Beregnede innløpshøyder ved kulverten for ulike gjentakintervall.

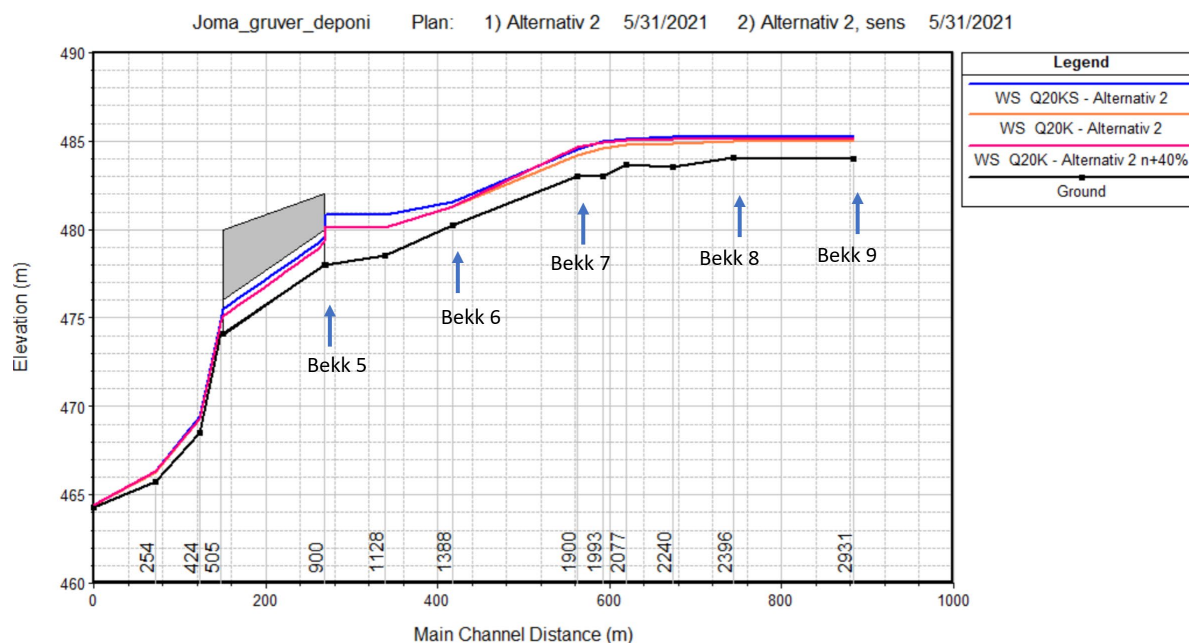
Kulvert	HW, Q20	Strømningsforhold
Kulvert 3	480,9 moh.	Innløpskontroll



Figur 3-12: Vannstander ved innløpet til kulverten med en kulvert med innvendig diameter på 2,0 m (kulvert 3).

### 3.4.4 Følsomhetsanalyse

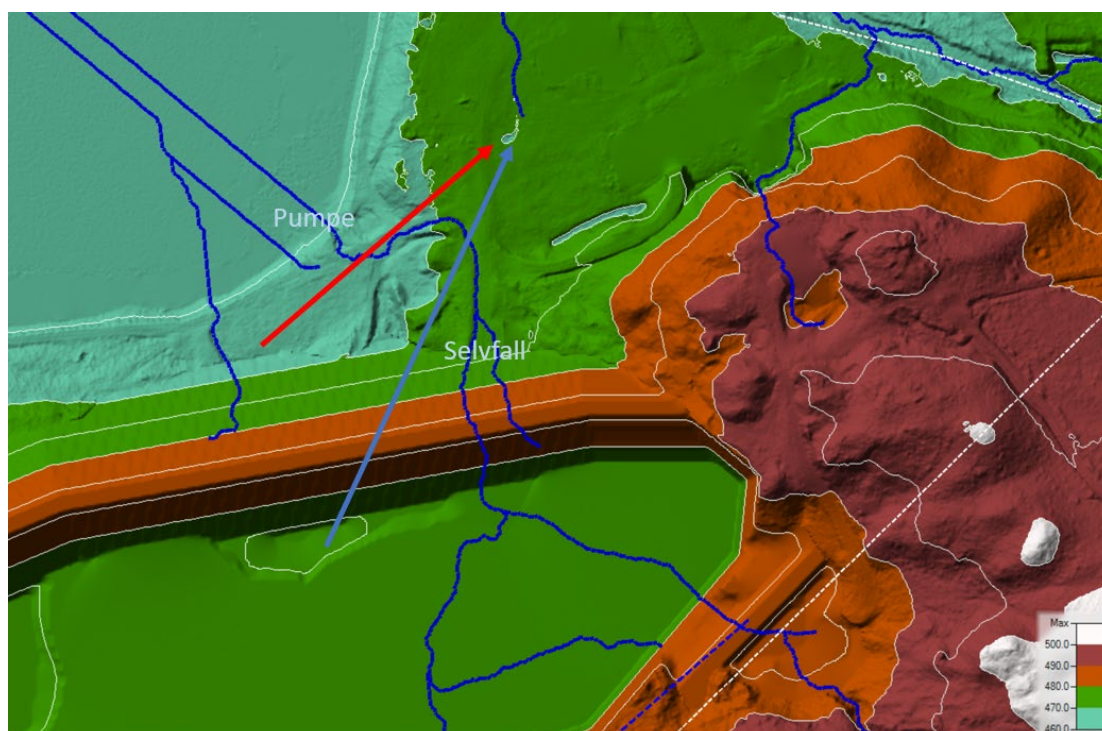
Det er utført en følsomhetsanalyse for alternativ 2 der ruheten er økt med 40 % og der vannføringen er økt med 50 % i forhold til 20-årsflommen med klimapåslag, se Figur 3-13. Beregningene viser at vannstanden øker med opptil 36 cm mellom bekk 7 og 9, mens vannstanden ved innløpet til kulvert 3 øker med 70 cm ved 50 % økning i vannføring. Beregningene med 50 % påslag i vannføring vurderes som robuste.



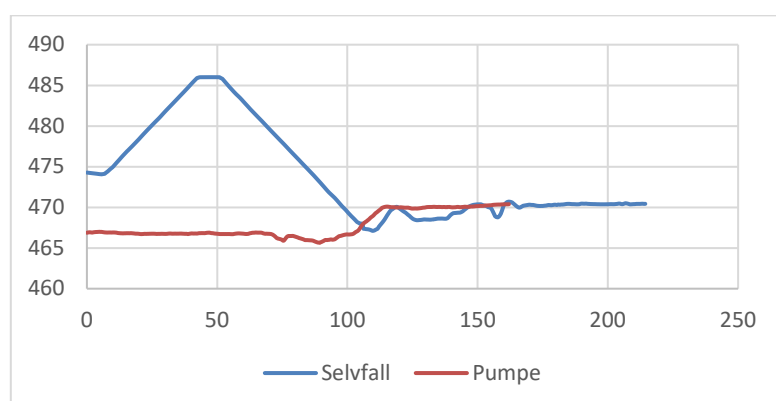
Figur 3-13: Følsomhetsanalyse for alternativ 2 viser at modellen er mest sensitiv i øker i området mellom bekk 7 og bekk 9.

### 3.4.5 Drenering av deponiet

Selv om en fører bekkene utenom deponiet, vil vann fra nedbør og grunnvann samle seg i deponiet. Det er ikke gjort noen vurdering av hvor stor tilsiget til deponiet vil være. Dette vannet må samlet opp og renses. På Figur 3-14 under er to alternative løsninger for å samle opp avløpsvannet fra deponiet vist, med fallforhold for de ulike løsningene vist på Figur 3-15. Dersom avløpsvannet samles i grøft nedstrøms deponiet, må vannet pumpes opp til næringsparken for rensing. Alternativt må det etableres renseanlegg nedstrøms deponiet.



Figur 3-14: Mulige løsninger for å fange opp og føre avløpsvann fra deponiet til renseanlegg ved næringsparken.



Figur 3-15: Høydeprofil fra i deponiet (selvfall) og fra nedstrøms deponiet (samlegrøft) til næringsområdet.

### 3.5 Resultater

For deponiet er det flere ulike løsninger for håndtering av avløpsvannet og flomproblematikken disse medfører. Både alternativ 1 og alternativ 2 gir en fullgod løsning mtp. flom, men alternativ 1 medfører at 2 kulverter føres gjennom deponiet, noe som medfører økt risiko for innsig av forurenset vann i kulverten.



## 4 Konklusjon

Flom er beregnet for hovedtilløpene til Hudningsvatnet, samt for bekkene som fører til deponiområdet.

Orvasselva og Renseelva vil samlet ved klimaframskrevet 200-årsflom kunne gi vannstandsstigning til kote 467,3 moh. Adkomstveg over Hudningsvatnet vil overtoppes og være utilgjengelig ved så stor flom, men bygninger på platået nær utløpet av Orvasselva vil ikke berøres av flom. Vannhastigheter i Orvasselva på venstrebredde nærmest platået anslås å være moderate. Erosjonssikring er ikke dimensjonert, men det forutsettes at bygg plasseres i sikker avstand fra elvekant mtp. erosjon.

For å lede vannet bort fra deponiet anbefales løsning alternativ 2. Ved å legge en 118 m lang kulvert med innvendig diameter på 2,0 m i vestenden av deponiet, vil en kunne håndtere en 20-årsflom med 40 % klimapåslag og 50 % sikkerhetspåslag.