



E6 Roterud–Storhove

30.11 | 21

Fagrapport hydrologi



Nye Veier AS | Tangen 76
4608 Kristiansand
nyeveier.no

Oppdragsnummer:	5195019
Oppdragsnavn:	E6 Roterud–Storhove
Dokumentnummer:	RAPP-voa-001
Dokumentnavn:	Fagrapport hydrologi

Versjonsoversikt

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
C03	30.11.2021	Til behandling hos planmyndighet	Henrik Opaker	Carolina Uribe	Rune Westgaard
C02	26.03.2021	Til behandling hos planmyndighet	Henrik Opaker	Carolina Uribe	Rune Westgaard

SAMMENDRAG

For alle bekker og elver som E6 Roterud-Storhove krysser er det gjort beregninger av 200-årsflom med klima- og usikkerhetspåslag.

Det er gjort en beregning av nødvendig dimensjon for nærmere 30 bekkekryssinger for ny E6 Roterud-Storhove. Alle krysningene skal dimensjoneres for å kunne håndtere en dimensjonerende flom med delvis tilstopping. Fra Vingrom til Øyresvika er det vurdert at massetransport er en sannsynlig utfordring, og inntaksutforming skal ta hensyn til dette. Det er vurdert prinsipper for erosjonssikring på nedstrøms side av ny E6 ved bekkenedløp.

E6 Roterud-Storhove krysser Kalverudelva, Bjørnstadelva, Rinda og Gudbrandsdalslågen på bruer. For alle disse bruene er det gjort vannlinjeberegninger, og det er gjort beregninger av nødvendig erosjonssikring. Erosjonssikring av bru over Rinda vil kreve plastring av hele elveløpet, mens sikringen av de to andre bruene vil bli mindre omfattende. Kryssingen av Gudbrandsdalslågen er krevende, og her er det gjort flere beregninger av ulike alternativer. For Gudbrandsdalslågen er det utarbeidet et eget notat [1].

For vannstand i Mjøsa ved 200-årsflom er kote 127,2 inkludert en sikkerhetsmargin på 0,5 m benyttet.

For fyllinger i Mjøsa er det gjort beregninger av nødvendig erosjonssikring mot bølgepåkjenning.

E6 Roterud-Storhove dimensjoneres slik at veien skal opprettholde drift i en flomsituasjon med 200 års gjentaksintervall. Bygging av ny E6 Roterud-Storhove skal ikke medføre at flomfaren øker for 3. parter i området.

INNHold

1	INNLEDNING	5
1.1	Beskrivelse av prosjektet	5
1.2	Om rapporten	7
2	EKSISTERENDE ANLEGG	8
3	DIMENSJONERING AV STIKKRENNER	9
3.1	Kartlegging av bekker	9
3.2	Flomberegning for bekker	10
3.3	Dimensjonering av stikkrenner for bekker	14
3.4	Vann på avveie	17
4	UTFORMING BEKKEKRYSNINGER	23
4.1	Prinsipper for bekkekrysninger	23
4.2	Design av inn- og utløp	26
4.3	Tilrettelegging for fiskevandring	29
4.4	Faunapassasje	30
5	KRYSNING AV FLOMVEIER	31
5.1	Roterud-Øyresvika	31
5.2	Fra krysning Lågen-Storhove	32
6	KRYSNING AV ELVER	33
6.1	Dimensjonerende flomvannføring	33
6.2	Krav til sikkerhet mot flom for bruer	34
6.3	Bru over Kalverudelva	35
6.4	Bru over Bjørnstadelva	38
6.5	Bru over Rinda	42
6.6	Bru over Gudbrandsdalslågen	49
7	FLOMSKRED	50
8	FLOMNIVÅ MJØSA	51
9	FYLLINGER I MJØSA	53
9.1	Erosjonssikring av fyllinger	53
9.2	Krysning av bekker og flomveier	63
10	REFERANSELISTE	64
11	VEDLEGG	65

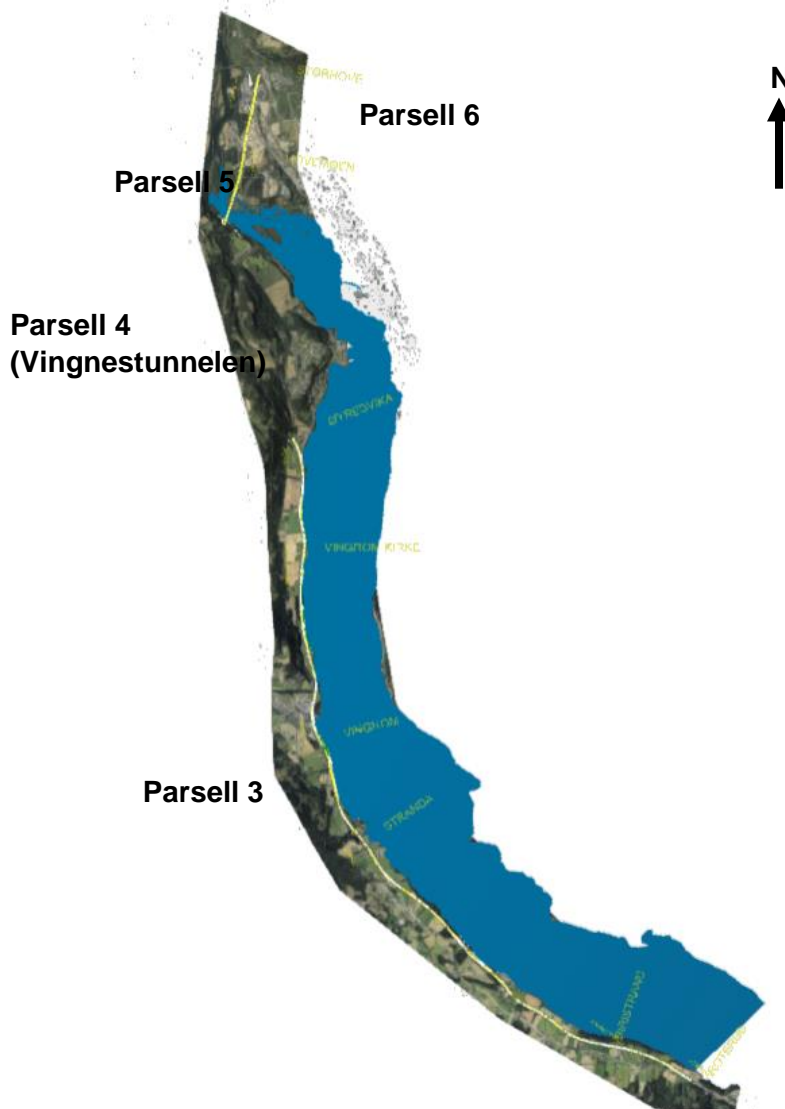
1 INNLEDNING

1.1 Beskrivelse av prosjektet

AF utarbeider på oppdrag for Nye Veier reguleringsplan for ny E6 mellom Roterud og Storhove i Lillehammer kommune. Strekningen er delt i fire parseller, som vist på Figur 1.

Inndelingen av parseller er som følger:

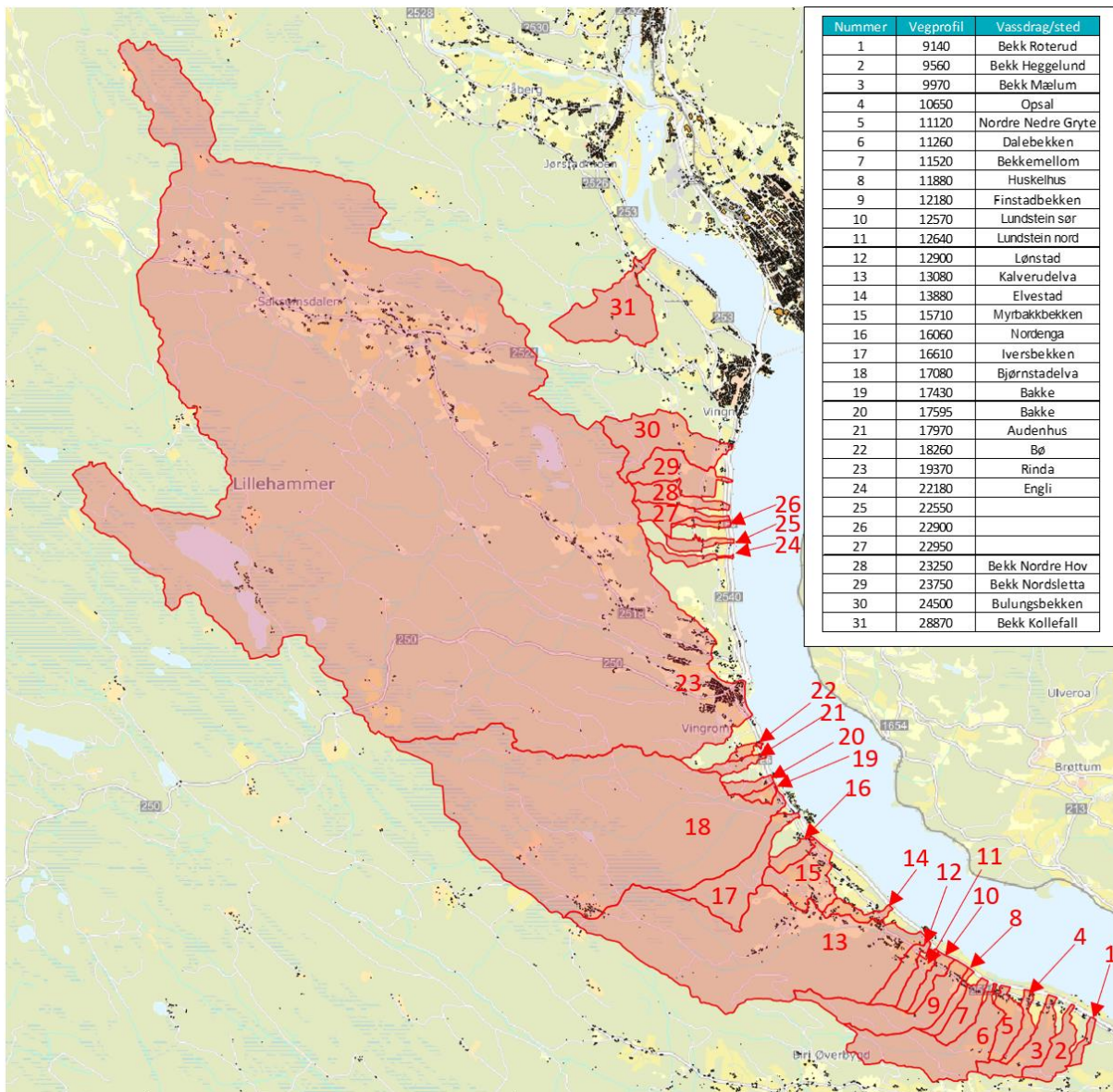
- Parsell 3: Roterud-Øyresvika – Hovedandel av dagstrekning, kryss ved Vingrom og Øyresvika
- Parsell 4: Øyresvika-Trosset – Vingnestunnelen inkludert forskjæringer
- Parsell 5: Trosset-Hovemoen - Bru over Lågendeltaet
- Parsell 6: Hovemoen-Storhove - Dagstrekning, kryss ved Storhove



Figur 1: Oversikt over strekningen med parsellinndeling. Klipp fra BIM-modell 23.11.2020

E6 Roterud-Storhove vil krysse flere større og mindre vassdrag. Blant annet så vil Gudbrandsdalslågen krysses. Gudbrandsdalslågen omtales i et eget notat [1], og vil derfor ikke omtales videre i fagrapport hydrologi. Figur 2 viser nedbørfeltene til elver og bekker som E6 vil krysse mellom Roterud og Gudbrandsdalslågen.

Det er i rapporten skilt mellom krysninger av elver, bekker og flomveier. Det går et klart skille i feltstørrelsen til vassdragene som krysses, der fire har feltareal større enn 10 km² og alle øvrige felt har areal mindre enn ca. 2 km². De fire største vassdragene omtales som elver og krysses på bruer, mens de mindre vassdragene omtales som bekker og krysses i stikkrenner. I tillegg til bekker, som har markering av vannvei i kart, krysser E6 mange flomveier. Flomveier er vannførende, mer eller mindre definerte, løp i terrenget som normalt er tørre.



Figur 2: Nedbørfelt for elver og bekker som E6 krysser mellom Roterud og Gudbrandsdalslågen

Det er noe areal oppstrøms E6 som ikke er inkludert i bekker og elver i Figur 2, som vil drenerer til E6. Dette er arealer som følger mindre definerede flomløp i terrenget ned mot E6. Stort sett er dette mindre arealer, men det bemerkes et større areal uten bekker nord for Vingrom, mellom nedbørfelt 23 og 24 i Figur 2. Dette området omtales senere spesielt.

1.2 Om rapporten

Det henvises til RA-ADM-003 Designbasis [2] for prosjekteringsforutsetninger. Informasjon i denne rapporten er ment å utfylle forutsetningene i designbasisen.

Rapporten er ment å dokumentere at man har gjort beregninger av flomstørrelser for kryssende vassdrag og at man har vurdert prinsipielle løsninger ved krysningene av vassdrag, samt erosjonssikring mot Mjøsa. Løsningene er ikke detaljert, slik at man må forvente at det vil bli justeringer på løsninger når man kommer i detaljprosjekteringsfasen.

2 EKSISTERENDE ANLEGG

Det er gjort en kartlegging av eksisterende anlegg for krysning av bekker, og mindre krysninger der det ikke nødvendigvis er årssikker vannføring.

All informasjon som ligger i Vegdatabasen angående eksisterende stikkrenner er innhentet. For dagens E6 er imidlertid registreringen av eksisterende stikkrenner mangelfull. I mange tilfeller er registreringen av stikkrenner for fylkesvegen, som ligger oppstrøms E6, mer komplett, og det er da hentet inn informasjon om stikkrenner ved fylkesvegen.

Dimensjoner for eksisterende krysning for E6 av bekker er oppsummert i Tabell 1. I denne tabellen er det markert med gult der det er hentet informasjon om krysning fra fylkesvegen oppstrøms E6. Det er antatt at krysningene under E6 har minst like stor dimensjon. Der det er markert med rødt, så er dette dimensjoner for private bekkelukninger under jorder oppstrøms E6. Dimensjonene for disse bekkelukningene er små. Profilnummeret som er oppgitt for disse bekkene angir der hvor det er ventet at vannet kommer ned til E6, dersom bekkelukningene går tette.

Tabell 1: Eksisterende krysninger for bekker E6 Roterud-Storhove

Profil	Vassdrag	Utforming	Dimensjon
9140	Bekk Roterud	Betongrør	Ø600
9560	Bekk Heggelund	Korrugert stålrør	Ø1200
9970	Bekk Mælum	Korrugert stålrør	Ø2200
10650	Opsal	Korrugert stålrør	Ø800
11120	Nordre Nedre Gryte	Betongrør	600
11260	Dalebekken	Rektangulær, betong	1,75x3,0 m (b x h)
11520	Bekkemellom	Korrugert stålrør	Ø800
11880	Huskelhus	Betongrør	Ø800
12180	Finstadbekken	Betongrør	Ø1400
12570	Lundstein sør	Betongrør	Ø600
12640	Lundstein nord	Betongrør	Ø600
12900	Lønstad	Betongrør	Ø400
13880	Elvestad	Betongrør	Ø800
15710	Myrbakkbekken	Betongrør	Ø1400
16060	Nordenga	Betongrør	Ø600
16610	Iversbekken	Rektangulær, steinsatt	0,6x0,6 m
17430	Bakke	Betongrør	Ø400
17595	Bakke		
17970	Audenus	Betongrør	Ø600
18260	Bø	Betongrør	Ø500
22180	Engli		
22550		Betongrør	Ø500
22900		Betongrør	Ø200
22950		Rektangulær, steinsatt	0,2x0,2 m (b x h)
23250	Bekk Nordre Hov	Betongrør	Ø1000
23750	Bekk Nordsletta	Betongrør	Ø1200
24500	Bulungsbekken	Betongrør	Ø1600
28870	Kollefallbekken		

3 DIMENSJONERING AV STIKKRENNER

3.1 Kartlegging av bekker

Det er gjort en kartlegging av bekker langs E6 Roterud-Storhove. Bekker er definert som der det er markert bekker i kartgrunnlag (NVE Atlas). Bekker som ikke er inkludert i NVEs elvenett er tatt med.

I Tabell 2 er det listet opp bekker som krysses og hvor stort feltarealet til bekkene er. Ved vurdering av feltareal er det forsøkt å ta hensyn til stikkrenner under veger oppstrøms E6. For fylkesvegen oppstrøms E6 finnes informasjon om stikkrenner i Statens vegvesen sin Vegdatabase som er tilgjengelig via nettløsningen Vegkart. For kommunale og private veger finnes det ikke tilsvarende oversikt, noe som gjør at det i enkelte tilfeller er noe usikkerhet angående feltarealene.

Tabell 2: Bekker som krysses av E6 Roterud-Storhove

Profil	Vassdrag/sted	Feltareal (km ²)
9140	Roterud	0,17
9560	Heggelundbekken	0,57
9970	Mælumsbekken	0,83
10650	Opsal	0,34
11120	Nordre nedre Gryte	0,56
11260	Dalebekken	2,23
11520	Bekkemellom	0,57
11880	Huskelhus	0,29
12180	Finstadbekken	1,62
12570	Lundstein sør	0,32
12640	Lundstein nord	0,37
12900	Lønstad	0,51
13880	Elvestad	0,31
15710	Myrbakkbekken/Feiring	1,21
16060	Nordenga	0,31
16610	Iversbekken/Søndre Bjørnstad	1,57
17430	Bakke	0,24
17595	Bakke	0,15
17970	Audenus	0,23
18260	Bø	0,12
22180	Engli	0,27
22550		0,27
22900		0,14
22950		0,55
23250	Bekk Nordre Hov	0,59
23750	Nordslettakbekken	1,03
24500	Bulungsbekken	1,82
28870	Kollefallbekken	1,98

3.2 Flomberegning for bekker

3.2.1 Regelverk for flomberegning

For en vei i sikkerhetsklasse V3 (ÅDT>4000), skal returperioden for flomhendelse være 200 år iht. håndbok N200 [3]. Det skal på dimensjonerende flom legges til klimapåslag og usikkerhetspåslag.

Klimapåslag for Oppland fylke er iht. N200 1,2 for små (areal under 10 km²) og store nedbørfelt [3]. Nyere forskning tilsier at intensiv nedbør med varighet inntil 3 timer muligens vil øke mer enn 20 % i fremtiden, og at man derfor bør benytte 40 % klimapåslag for mindre bekker som reagerer raskt på intensiv nedbør [10]. Det er gjort beregninger av kritisk varighet for bekkene på strekningen Roterud-Storhove. Kritisk varighet vil si hvor lang tid det tar fra en nedbørhendelse starter til vannføringen ved interessepunktet har bidrag fra hele nedbørfeltet oppstrøms. For alle bekkene på strekningen, så er kritisk varighet under tre timer. På grunn av dette er det valgt å bruke et klimapåslag på 40 % for bekkene.

Usikkerhetspåslaget for en vei i sikkerhetsklasse V3 er 1,2 [3].

Ved beregning av flomtilsig skal flere metodikker benyttes for å redusere usikkerheten i beregningene. Valg av flomverdi skal begrunnes og ligge innenfor spennet fra de ulike metodikkene. Dette samsvarer med anbefalinger i rapporten «Veileder for flomberegning i små uregulerte felt», som Nye Veiers sitt konkurransegrunnlag henviser til.

For nedbørfelt med størrelse mindre enn 2 km² vil rasjonelle metode og nasjonalt formelverk for flomberegning i små uregulerte nedbørfelt (NIFS-ligningen, som er en regional flomfrekvensanalyse) benyttes. Dette gjelder for så godt som alle bekkene på strekningen. Kun Dalebekken har større feltareal, men heller ikke her er arealet mye større enn 2 km². Det finnes ingen måleserier fra nedbørfelt i området med feltareal mindre enn ca. 40 km². Det er derfor vurdert at å benytte rasjonale metode og NIFS for alle bekkene er det beste alternativet.

3.2.1.1 Rasjonale metode

Rasjonale metode benytter avrenningsfaktorer, nedbørverdier og feltareal til å estimere flomvannføring.

$$Q = C \times I \times A \times K_f$$

der C= avrenningsfaktor [-]

I= dimensjonerende nedbørintensitet [l/s ha]

A= feltareal [ha]

K_f=klimafaktor [-]

Avrenningsfaktorer for gjentaksintervall 10 år er gitt i Tabell 3, som er hentet fra Statens vegvesen håndbok N200 (utgave 2014). For gjentaksintervall 200 år anbefales en oppskalering av c-faktoren med 30 %, dog oppad begrenset til 0,95.

Tabell 3: Avrenningsfaktorer

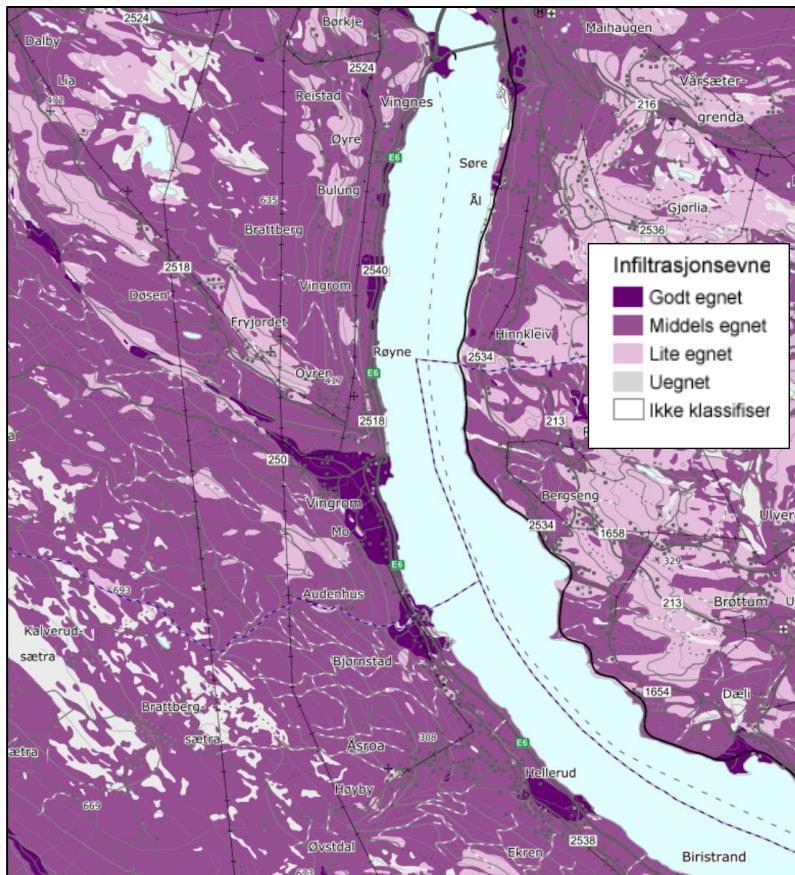
Overflatetype	Avrenningsfaktor, C
- Betong, asfalt, bart fjell og lignende	0,6 – 0,9
- Grusveger	0,3 – 0,7
- Dyrket mark og parkområder	0,2 – 0,4
- Skogsområder	0,2 – 0,5

Nedbørfeltene som drenerer ned til E6 er dominert av dyrket mark og skog. I hovedsak er de forholdsvis bratte. I NGUs kart for løsmasser er det angitt infiltrasjonsevne godt egnet eller middels egnet (Figur 3). Kritisk varighet for feltene er også ventet å være lavere enn en time. Dette tilsier at c-faktorer i nedre del av intervallet bør forventes. Det er derfor valgt å benytte c-faktor lik 0,3, noe som gir 0,39 etter oppskalering for gjentaksintervall 200 år.

Dimensjonerende nedbørintensitet er hentet fra en IVF-kurve for Lillehammer-området basert på data fra Gjøvik og Hamar. Kritisk varighet, den varigheten der hele nedbørfeltets areal bidrar til avrenningen, er gitt ut fra formelen:

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

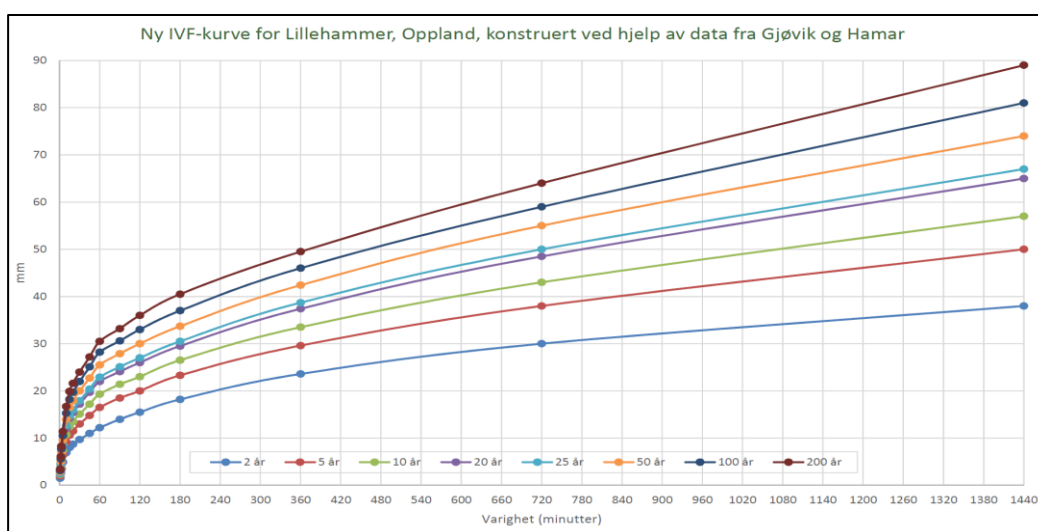
der L= feltets lengde [m]
H= høydedifferansen i feltet [m]
A_{se}=andel innsjø i feltet



Figur 3: Infiltrasjonsevne

For ytterligere beskrivelse av de nevnte metodikkene henvises det til Designbasis [2]. Dimensjonerende nedbørverdier, som benyttes for rasjonelle metode, er vist i Vedlegg 1.

Dimensjonerende nedbørverdier hentes fra en Intensitet-Varighet-Frekvens – kurve (IVF-kurve). IVF-kurve for nedbørstasjonen Lillehammer vurderes som ikke representativ for korttidsnedbør i Lillehammer, da den gir for lave verdier i forhold til hva som er observert de siste årene. Stasjonen hadde siste registrering i 1991. Derfor er det utarbeidet en ny IVF-kurve for Lillehammer-området, som er en kombinasjon av data fra målestasjonene i Gjøvik og Hamar. Verdiene i denne IVF-kurven benyttes til alle beregninger av overvann og for flomberegning med rasjonale metode (Figur 4). I vedlegg finnes tabellverdier for IVF-kurven. Klimapåslag er ikke inkludert i nedbørverdiene.



Figur 4: IVF-kurver Lillehammer-området

3.2.1.2 Nasjonalt formelverk for flomberegning i små uregulerte felt (NIFS-ligningen)

NIFS-ligningen benytter parameterne areal, effektiv sjøprosent og normalavrenning for å estimere en middelflom, som igjen skaleres opp til 200-årsflom ved bruk av en vekstfaktor. Det knyttes en vesentlig usikkerhet til normalavrenningen, som hentes fra NVEs avrenningskart 1961-1990. Det er derfor gjort en kontroll mot målt avrenning for målestasjoner i området (Tabell 4). Målt avrenning er hentet fra nærmeste 30-årsperiode for normalperioden 1961-1990.

Tabell 4: Vurdering av faktisk normalavrenning

Måleserie	Måleperiode	Normalavrenning (l/s km ²), 1961-90	Normalavrenning målt (l/s km ²)	Målt/avrenningskart
2.323 Fura	1971-2019	12,0	22,0	1,83
2.463 Vismunda	1986-2019	20,1	23,2	1,15
2.465 Flagstadelva	1986-2015	11,0	19,6	1,78

Alle nedbørfeltene har større avrenning enn avrenningskartet tilsier. Størst er avviket for Fura og Flagstadelva, som begge ligger på østsiden av Mjøsa. Vismunda ligger mest sentralt

sammenlignet med nedbørfeltene vi vurderer. Her er avviket på ca. 15 %. Ut fra målt avrenning virker det som at man bør forvente normalavrenning i området rundt 20 l/s km².

De fleste av nedbørfeltene som er kartlagt har i NVEs avrenningskart en normalavrenning på mellom 14-16 l/s km². Dette virker lavt sammenlignet med målt avrenning i området. På bakgrunn av målt avrenning ved Vismunda er det valgt å oppjustere avrenningen fra NVEs avrenningskart med 15 %.

3.2.2 Beregning av dimensjonerende flomstørrelse

For stikkrenner for bekkene som skal krysses er dimensjonerende flom inkl. klimapåslag og usikkerhetspåslag beregnet med rasjonelle formel og NIFS. En verdi mellom de to er deretter valgt. Det er valgt å legge seg opp mot verdien fra rasjonale formel, som gir den største flomstørrelsen. Norconsults erfaring er at rasjonale formel har stor usikkerhet, og ofte gir flomverdier som er høye. NIFS-ligningen gir ofte forholdsvis gode estimater, men er nok ikke utviklet for nedbørfelt som er såpass bratte som tilfelle er langs E6 Roterud-Storhove. Bratte felt reagerer raskere på intensiv nedbør, noe som gir større flomtopper. Vi har derfor valgt å legge oss nærmere rasjonale formel, gitt at vi mener at NIFS-ligningen antageligvis underestimerer en del for de fleste av nedbørfeltene ved E6 Roterud-Storhove.

Tabell 5 viser verdiene som er beregnet med de to ulike metodikkene og valgte verdier. Alle verdier i tabellen er 200-årsflom med klima- og usikkerhetspåslag ($Q_{200} \times 1,4 \times 1,2$).

Tabell 5: Dimensjonerende flomstørrelse for bekker som krysses av E6 Roterud-Storhove

Profil	Vassdrag/sted	Areal (km ²)	NIFS (m ³ /s)	Rasjonale formel (m ³ /s)	Valgt flomverdi (m ³ /s)
9140	Bekk Roterud	0.17	Ikke gyldig	1.03	1.00
9560	Bekk Heggelund	0.57	1.73	3.09	2.90
9970	Bekk Mælum	0.83	2.37	3.62	3.30
10650	Opsal	0.34	1.21	1.75	1.70
11120	Nordre Nedre Gryte	0.56	1.85	3.02	3.00
11260	Dalebekken	2.23	6.80	7.21	7.20
11520	Bekkemellom	0.57	1.38	3.30	3.10
11880	Huskelhus	0.29	0.76	1.59	1.50
12180	Finstadbekken	1.62	4.02	5.44	5.40
12570	Lundstein sør	0.32	1.01	2.02	1.90
12640	Lundstein nord	0.37	1.16	2.35	2.20
12900	Lønstad	0.51	1.51	3.03	2.90
13880	Elvestad	0.31	0.97	1.36	1.20
15710	Myrbakkbekken	1.17	2.50	5.94	5.40
16060	Nordenga	0.31	0.82	2.19	2.05
16610	Iversbekken	1.57	3.78	5.96	5.40
17430	Bakke	0.15	Ikke gyldig	1.15	1.20
17595	Bakke	0.24	0.77	1.55	1.50
17970	Audenus	0.23	0.76	1.35	1.20
18260	Bø	0.12	Ikke gyldig	0.83	0.80
22180	Engli	0.27	0.87	1.63	1.50
22550		0.25	0.81	1.73	1.50
22900		0.14	Ikke gyldig	1.05	1.00
22950		0.55	1.61	3.23	3.00
23250	Bekk Nordre Hov	0.59	1.71	3.44	3.30
23750	Nordslettabekken	1.03	2.70	5.82	5.40
24500	Bulungsbekken	1.82	4.80	8.23	7.80
28870	Bekk Kollefall	1.98	4.87	8.32	7.80

3.3 Dimensjonering av stikkrenner for bekker

Dimensjonering av stikkrennene er gjort med det anerkjente hydrauliske programmet HY-8, som er utviklet av United States Department of Transportation. Med HY-8 kan man raskt estimere nødvendige dimensjoner for stikkrenner og kulverter. HY-8 beregner om strømmingen er innløps- eller utløpskontrollert.

Ved innløpskontroll er kapasiteten en funksjon av:

- Innløpets areal
- Innløpets geometri/utforming
- Vannstanden ved innløpet

Ved utløpskontroll er kapasiteten en funksjon av:

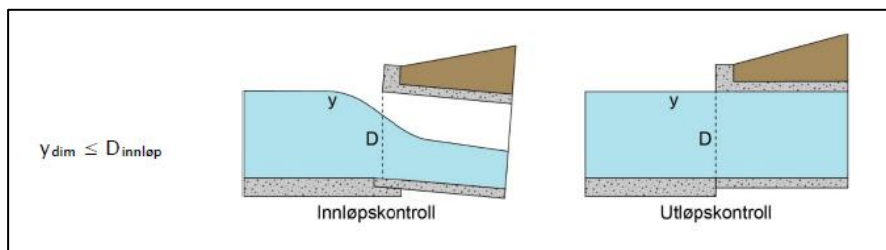
- Innløpets areal
- Innløpets geometri/utforming
- Vannstanden ved innløpet
- Friksjonsforholdene i kulverten

- Helning til kulverten
- Vannstand ved utløpet

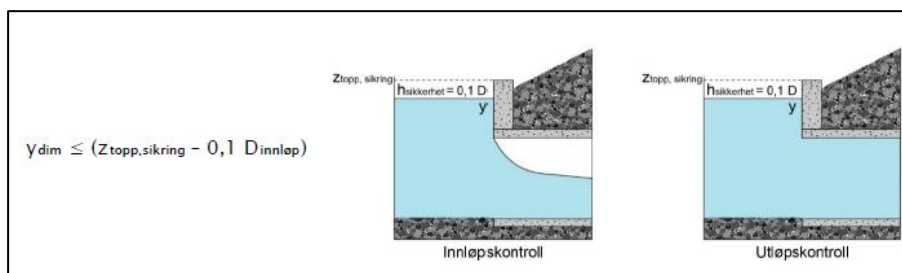
Stikkrenner med stort eller middels stort fall ($> 1-2\%$), samt korte stikkrenner har normalt innløpskontroll. Utløpskontroll er karakteristisk for lange stikkrenner med lite fall [4].

En gjennomgang av fall for eksisterende stikkrenner for bekker er gjort, der høyder for inn- og utløp er vurdert fra laserdata. Det er en del usikkerhet i høydene, da lokaliseringen av inn- og utløp kan være noe usikker og at det i flere tilfeller er tett vegetasjon rundt inn- og utløp som gir dårlig nøyaktighet på laserdata. Det laveste fallet som er estimert er omtrent $2,5\%$, mens for de aller fleste stikkrennene er fallet større enn 5% . Med tanke på terrenget som E6 går i, er det også ventet at man kun vil ha innløpskontrollerte stikkrenner. Beregning gjort med HY-8 bekrefter innløpskontroll.

Dimensjonering av stikkrenner er gjort for 200-årsflom med klima- og usikkerhetspåslag. Det er også tatt hensyn til 30% tilstopping i henhold til krav i håndbok N200 [3]. For veifyllinger uten sikring skal vanndybden y ved innløpet ikke være høyere enn topp stikkrenne (Figur 5), og dette er lagt til grunn ved dimensjoneringen. Ved bruk av tett sikring tillates vannstand opp til $0,1 D$ (D =innvendig diameter stikkrenne) under topp sikring (Figur 6).



Figur 5: Prinsipp for dimensjonering av stikkrenner [3]



Figur 6: Prinsipp for dimensjonering av stikkrenner ved tett sikring [3]

Beregnete nødvendige dimensjoner for krysningene av bekker er gitt i Tabell 6. Beregningen er gjort i HY-8 med antagelse om sirkulære stikkrenner.

Tabell 6: Beregnet dimensjon for stikkrenner for bekker som krysses av E6 Roterud-Storhove

Profil	Vassdrag/sted	Q200*1,68 (m ³ /s)	Beregnet dimensjon
9140	Bekk Roterud	1.00	Ø1000
9560	Bekk Heggelund	2.90	Ø1600
9970	Bekk Mælum	3.30	Ø1600
10650	Opsal	1.70	Ø1200
11120	Nordre Nedre Gryte	3.00	Ø1600
11260	Dalebekken	7.20	Ø2000
11520	Bekkemellom	3.10	Ø1600
11880	Huskelhus	1.50	Ø1200
12180	Finstadbekken	5.40	Ø2000
12570	Lundstein sør	1.90	Ø1200
12640	Lundstein nord	2.20	Ø1400
12900	Lønstad	2.90	Ø1600
13880	Elvestad	1.20	Ø1200
15710	Myrbakkbekken	5.40	Ø2000
16060	Nordenga	2.05	Ø1400
16610	Iversbekken	5.40	Ø2000
17430	Bakke	1.20	Ø1200
17595	Bakke	1.50	Ø1200
17970	Audenus	1.20	Ø1200
18260	Bø	0.80	Ø1000
22180	Engli	1.50	Ø1200
22550		1.50	Ø1200
22900		1.00	Ø1000
22950		3.00	Ø1600
23250	Bekk Nordre Hov	3.30	Ø1600
23750	Nordslettakbekken	5.40	Ø2000
24500	Bulungsbekken	7.80	Ø2200
28870	Bekk Kollefall	7.80	Ø2200

Beregningene viser gjennomgående større dimensjoner for bekkene enn det som er tilfelle for dagens E6. Unntakene er stikkrennene for Mælumbekken og Dalebekken, som begge skal ha tilstrekkelig kapasitet. For de resterende stikkrennene er det gjort en vurdering av dagens kapasitet sammenlignet med beregnet dimensjonerende flomstørrelse, og hvor mye ekstrakapasitet som er nødvendig (Tabell 7). Denne sammenligningen er gjort for bekkene frem til Vingrom, i og med at etter Vingrom skal det uansett bygges nytt. Det bemerkes at dagens kapasitet er beregnet etter regelverk for dimensjonering av nye stikkrenner, og at det av den grunn ikke nødvendigvis er registrert problemer ved stikkrenner som beregningsmessig har stor underkapasitet. Verdier merket med gult i Tabell 7 er der dimensjonen er antatt på bakgrunn av kjent dimensjon for stikkrenne i fylkesvegen oppstrøms E6.

Tabell 7: Nødvendig ekstrakapasitet for bekkkryssinger Roterud-Vingrom

Veg-profil	Vassdrag/sted	Q200x1,68 (m ³ /s)	Nødvendig dimensjon	Dagens dimensjon	Eksisterende kapasitet (m ³ /s)	Nødvendig ekstra-kapasitet (m ³ /s)	Nødvendig ekstra-kapasitet (%)
9140	Bekk Roterud	1,00	Ø1000	Ø600	0,34	0,66	0,66
9560	Bekk Heggelund	2,90	Ø1600	Ø1200	2,00	0,90	0,31
9970	Bekk Mælum	3,30	Ø1600	Ø2200	ok		
10650	Opsal	1,70	Ø1200	Ø800	0,68	1,02	0,60
11120	Nordre Nedre Gryte	3,00	Ø1600	600	0,34	2,66	0,89
11260	Dalebekken	7,20	Ø2000	1,75x3,0 m	ok		
11520	Bekkemellom	3,10	Ø1600	Ø800	0,68	2,42	0,78
11880	Huskelhus	1,50	Ø1200	Ø800	0,68	0,82	0,55
12180	Finstadbekken	5,40	Ø2000	Ø1400	2,75	2,65	0,49
12570	Lundstein sør	1,90	Ø1200	Ø600	0,34	1,56	0,82
12640	Lundstein nord	2,20	Ø1400	Ø600	0,34	1,86	0,85
12900	Lønstad	2,90	Ø1600	Ø400	0,11	2,79	0,96
13880	Elvestad	1,20	Ø1200	Ø800	0,68	0,52	0,43
15710	Myrbakkbekken	5,40	Ø2000	Ø1400	2,75	2,65	0,49
16060	Nordenga	2,05	Ø1400	Ø600	0,34	1,71	0,83
16610	Iversbekken	5,40	Ø2000	0,6x0,6 m	0,24	5,16	0,96
16610	Bakke	1,20	Ø1200	Ø400	0,11	1,09	0,91
17430	Bakke	1,50	Ø1200		uviss		
17595	Audenus	1,20	Ø1200	Ø600	0,34	0,86	0,72
18260	Bø	0,80	Ø1000	Ø500	0,21	0,59	0,74

3.4 Vann på avveie

E6 Roterud-Storhove følger i det store og hele Mjøsa. Bebyggelsen på strekningen ligger hovedsakelig på vestsiden av E6. Det betyr at det er både fylkesveg, kommunal veg og private veier som ligger oppstrøms E6. Bekkene som vi dimensjonerer krysningene for vil altså i de fleste tilfeller renne gjennom en eller flere stikkrenner høyere opp i terrenget. I de fleste tilfellene er de eksisterende stikkrennene for små til å kunne avlede flommen som E6 skal dimensjoneres for. Dette innebærer at det er en reel risiko for at vann vil gå ut av bekkeløpene i slike punkter, og komme ned til E6 på et sted der det vanligvis ikke kommer ned vann. Det er ikke prosjektet ny E6 Roterud-Storhove sitt ansvar å utbedre alle stikkrenner som ligger høyere opp i bekkene som man krysser, men det må gjøres en vurdering av hva som er sannsynligheten for vann på avveie og om det er nødvendig med tiltak ved E6 for slike situasjoner.

Norconsult har ved hydrolog Steinar Myrabø og ingeniørgeolog Tor Øyvind Farsund befart aktuelle punkter der vann kan komme på avveie på strekningen Roterud-Storhove. Vurderingene fra befaringen er beskrevet som helhet i rapport Skredfarevurdering RAPP-Geo-004 [5]. I rapporten er det fremhevet følgende punkter som kan være en utfordring med tanke på vann på avveie:

- Roterud til Opsal hvor bekkene Roterud, Heggelund og Mælum muligens kan slå seg sammen, og følge fylkesvegen ned til E6
- Dalebekken ved fylkesvegen
- Bekkemellom, der bekken går lukket på jordet mellom fylkesvegen og E6
- Finstadbekken ved fylkesvegen, hvor feltarealet muligens kan øke til ca. 3,1 km²
- Nordre Myre ved fylkesvegen
- Bjørnstad
- Vingrom
- Vingrom-Røyne
- Vingrom kirke-Nordre Hov
- Bekk Nordsletta
- Bulungsbekken ved Hovslivegen

De mest krevende punktene for E6 er videre omtalt spesielt.

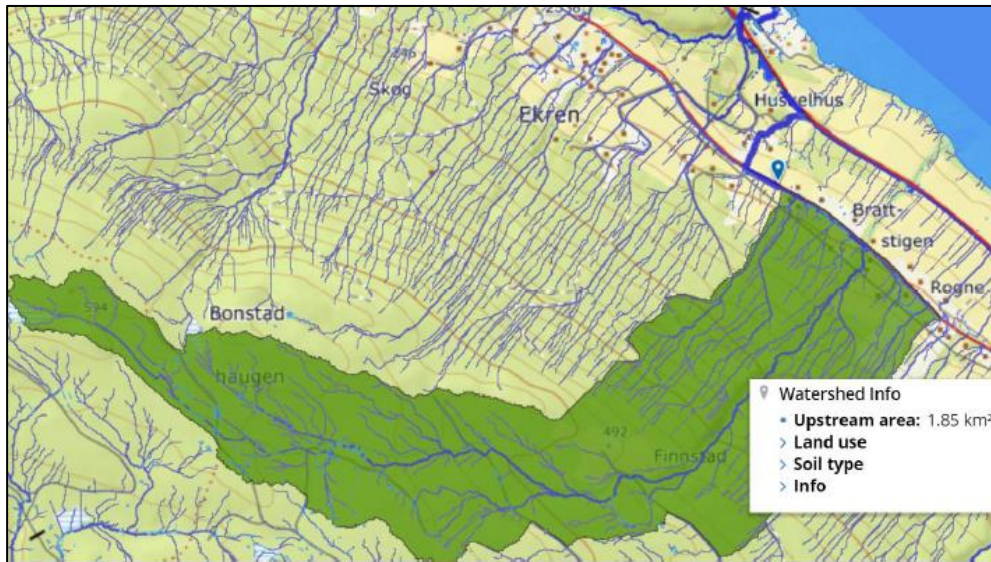
Mellom Roterud og Opsal kan gjentetting av stikkrenner under fylkesvegen medføre at bekkene Roterud, Heggelund og Mælum slår seg sammen. De vil i tilfelle få et samlet feltareal på omtrent 2,1 km² (Figur 7). Vann vil i tilfelle følge fylkesvegen mot øst til det kommer ned til E6. Ved E6 vil vannet videre renne i veggrøfta mot vest. Vannet vil deretter renne gjennom kulvert Roterud eller Heggelund, som vil fungere som en alternativ flomvei i en slik situasjon. Eksisterende kulvert Roterud kan trolig tilrettelegges som alternativ flomvei. Dette er å foretrekke på grunn av at det nedstrøms Roterud kulvert er bekkeløp i dag, mens det nedstrøms ny Heggelund kulvert ikke er noe bekkeløp. Den totale vannføringen i det kombinerte nedbørfeltet i en 200-årsflom er estimert til ca. 5,2 m³/s (inkl. klima- og usikkerhetspåslag). Det er viktig at veggrøfta langs E6 har stor nok kapasitet til å avlede en vannføring av en slik størrelse ned mot kulvert Roterud/Heggelund.



Figur 7: Nedbørfelt ved lavpunkt ved fylkesvegen fra Scalgo

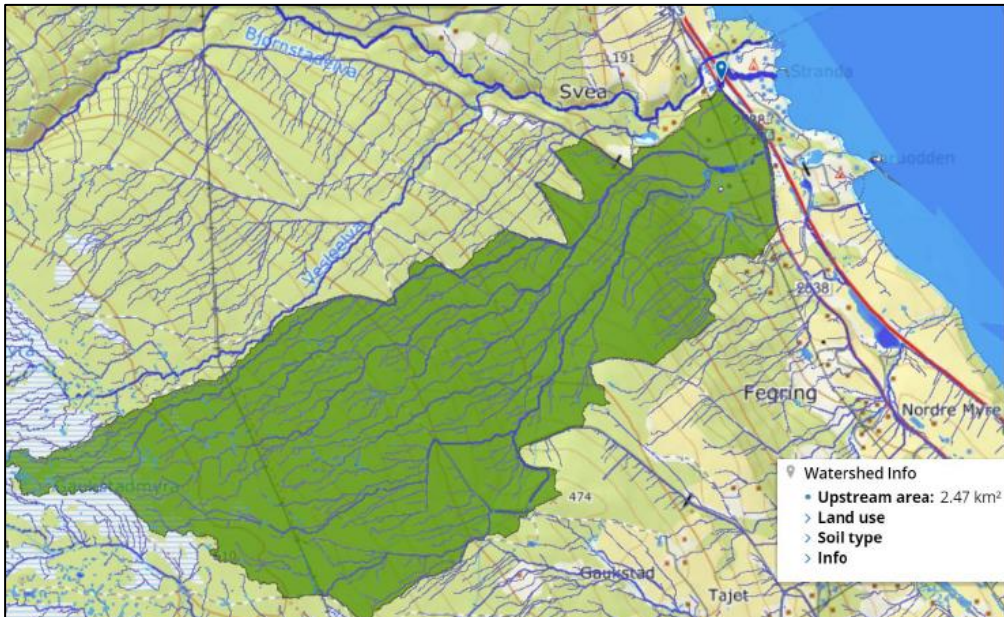
Ved Finstadbekken kan feltarealet til bekken øke til ca. 3,1 km² dersom stikkrenner under fylkesvegen går tett. Det er sannsynlig at vann i tilfelle vil renne over fylkesvegen og deretter ned til E6 ved Huskelhus (Figur 8). Derfra vil vannet følge veggrøfta nord-vestover til det

kommer ned til undergang Strandengvegen til campingplassen ved Strandengvegen 90. Flomvegen følger E6 til undergang Strandengvegen i dag, og bygging av ny E6 på nedstrøms side vil slik sett ikke forverre flomforholdet for campingplassen. Totalt er det ventet at flomvannføringen kan øke til ca. 9 m³/s ved en 200-årsflom, dersom et totalfelt på 3,1 km² bidrar til vannføringen.



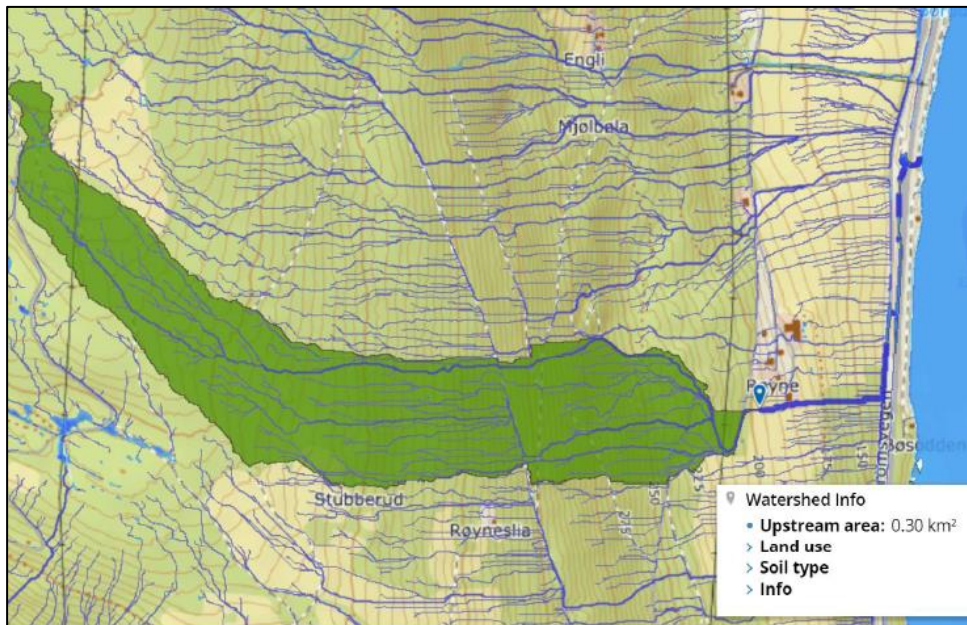
Figur 8: Delnedbørfelt Finstadbekken ved fylkesvegen fra Scalgo

Ved Bjørnstad kan feltarealet øke til nærmere 2,5 km² dersom stikkrenne gjennom fylkesvegen går tett (Figur 9). Vannet vil da følge fylkesvegen nordover, og deretter inn under E6 i undergang for vei inn mot campingplass. Ved ny E6 vil eksisterende undergang opprettholdes, og man vil ikke endre på dagens alternative flomvei. Man forverrer følgelig ikke flomsituasjonen for tredjepart.



Figur 9: Nedbørfelt Bjørnstad ved fylkesvegen fra Scalgo

Mellom Vingrom og Røyne (profil 19900-profil 21600) har terrenget ned mot E6 mange mindre flomveier (Figur 10). Det er ingen bekker her, men samlet kan arealet som drenerer ned mot E6 her (ca. 1,05 km²) gi en vannføring på ca. 4-5 m³/s ved en 200-årsflom. Det er fare for at vann kan komme på avveie i flere av flomveiene her. Under E6 er det i dag 10 stikkrenner for flomveiene mellom Vingrom og Røyne. Med en minste dimensjon på Ø600 skal disse ha en samlet kapasitet på omtrentlig 3,5 m³/s. Det er antatt innløpskontroll, tilstopping i 30 % av innløpets høyde og vannstand begrenset til topp rør for anslag kapasitet. For at den samlede kapasiteten skal kunne utnyttes er det viktig at det er gode grøfter langs oversiden av E6.

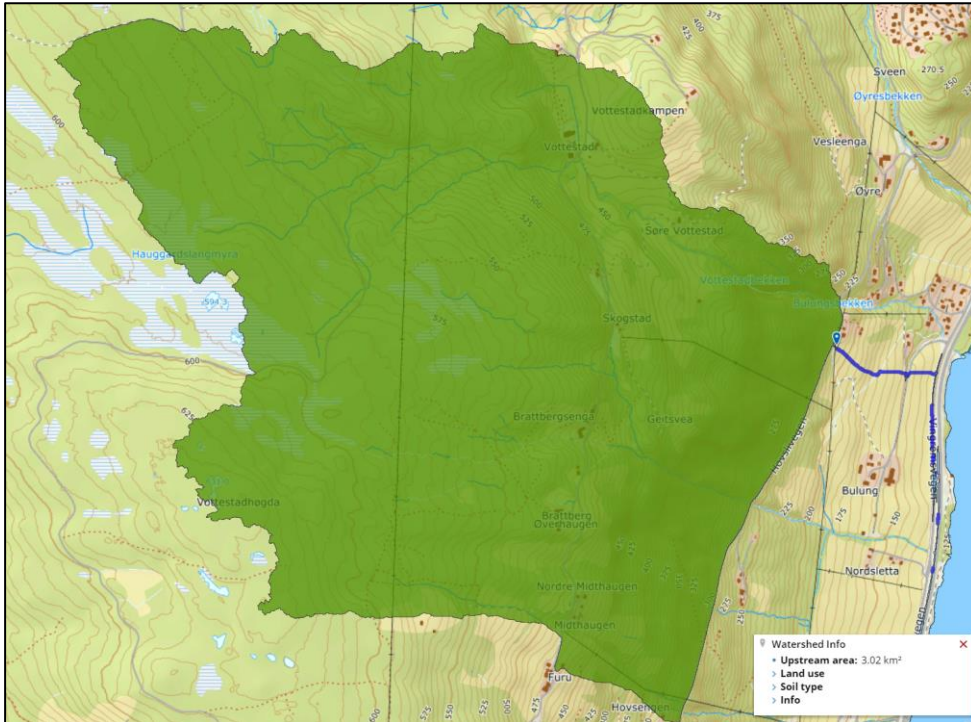


Figur 10: Nedbørfelt for den største av flomveiene mellom Vingrom og Røyne

Mellom Vingrom kirke og Nordre Hov (profil 22400-profil 23100) er det flere bekker som går inn i private bekkelukninger under jorder oppstrøms E6. Disse bekkelukningene har små dimensjoner, og står i fare for å gå delvis tette. Det er derfor en åpenbar risiko for at disse bekkene skal komme ned til E6 utenom bekkelukningene. E6 har på strekningen i dag 13 stikkrenner. Med antatt minste dimensjon på Ø600 gir dette en samlet kapasitet på omtrentlig 4,6 m³/s. Det er antatt innløpskontroll, tilstopping i 30 % av innløpets høyde og vannstand begrenset til topp rør for anslag kapasitet. For at den samlede kapasiteten skal kunne utnyttes er det viktig at det er gode grøfter langs oversiden av E6. Vannføring ved 200-årsflom i de tre bekkene som går lukket er til sammen vurdert til ca. 3,5 m³/s.

Ved Bulungsbekken (profil 24500) er det fare for at feltarealet som drenerer til bekken øker betydelig dersom stikkrenner under Hovslivegen går tette. Feltarealet kan i verste fall øke til nærmere 3,1 km² (Figur 11). Nordslettabekken inngår i feltet som kan overføres til Bulungsbekken. Vannføringen kan i et slikt tilfelle øke til ca. 10-11 m³/s ved 200-årsflom. Det laveste punktet langs aktuell strekning på Hovslivegen ligger noe sør for Bulungsbekken. Dersom stikkrenner langs Hovslivegen tettes, og vannet renner over laveste punkt på Hovslivegen vil vannet renne over jordet, som markert med blå linje i Figur 11, og treffe ny E6 sør for Bulungsbekken. I dag vil vann som renner over jordet renne sørover langs eksisterende E6. Det er mulig i fremtiden å føre vannet nordover, tilbake til Bulungsbekken oppstrøms dagens E6, eller sørover og gjennom ny E6 der ny E6 legges over eksisterende E6. Dersom vannet ledes tilbake til Bulungsbekken, så vil stikkrenna under eksisterende E6 ikke ha kapasitet til å ta unna en 200-årsflom. Det vil være krevende å tilrettelegge for en vannføring på inntil 10-11 m³/s uansett om man fører vannet nord- eller sørover. Det vil neppe medføre risiko med 3. parter uansett hvilken vei man velger å føre vannet langs ny E6. I og med at det allerede ligger en stikkrenne under dagens E6 som kan ta unna deler av vannføringen virker det mest naturlig å føre vannet nordover langs ny E6 tilbake til Bulungsbekken.

For ny E6 anbefales det derfor at veggrøfta langs ny E6 leder eventuelt vann som kommer ned over jordet nordover til Bulungsbekken.



Figur 11: Nedbørfelt som kan drenere til Bulungsbekken

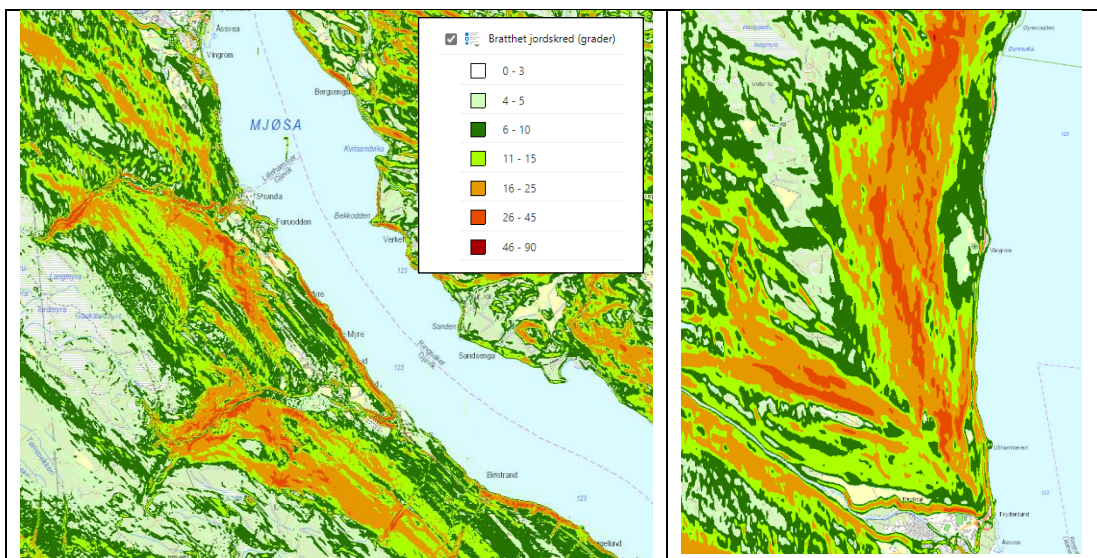
Under er det listet opp tiltak for å ta hensyn til vann på avveie:

- Mellom Roterud og Opsal tilrettelegges veggrøfter for at kulvert Roterud, evt. kulvert Heggelund, kan fungere som en alternativ flomvei i en ekstrem situasjon.
- Mellom Vingrom-Røyne skal man ha like mange stikkrenner som i dag. Ved Røyne settes det inn en stikkrenne Ø1000. Gode veggrøfter for å kunne dra nytte av samlet kapasitet.
- Ved Bulungsbekken er det fornuftig å ta hensyn til at det kan komme vann ned over jordet som deretter føres nordover langs E6 til Bulungsbekken. For å kunne ta ekstra vannføring i stikkrenna under ny E6 kan ha en tett sikring over topp inntak, som gjør at man kan ta hensyn til økt trykkehøyde (se Figur 6). Dersom man har en tett sikring som har høyde 0,6 m over innvendig topp stikkrenne, vil det gi en kapasitet på 9 m³/s.

4 UTFORMING BEKKEKRYSNINGER

4.1 Prinsipper for bekkekrysninger

På strekningen Roterud-Øyresvika endrer terrenget langs E6 seg en god del. På strekningen Roterud-Vingrom har terrenget et jevnt fall ned mot Mjøsa og E6 på stort sett mellom 3-15 grader. Videre nordover fra Vingrom frem til Øyresvika er det stort sett flatere jorder med helning 6-15 grader nærmest E6, men med bratt terreng med helning 16-45 grader ovenfor jordene (Figur 12). Helningen ned mot E6 har stor betydning for den mulige massetransporten i bekkene som krysses, noe som man må ta hensyn til når man utformer bekkekrysningene. Norconsult har derfor lagt opp til ulike prinsipper for kryssing av bekker ut fra terrengets helning.



Figur 12: Bratthetskart Roterud-Vingrom til venstre og Vingrom-Øyresvika til høyre

Det er vurdert at massetransport ikke vil være en vesentlig utfordring i bekkene som krysses på strekningen Roterud-Vingrom.

For bekkene som krysses på strekningen Vingrom -Trosset er det vurdert at massetransport er en sannsynlig utfordring i flomsituasjoner. Dette gjelder blant annet bekkene Nordre Hov, Nordslettabekken, Bulungsbekken og Kollefall (omlegging utenom E6). Fra Vingrom til Øyresvika vil gammel E6 fjernes, og det vil legges nye stikkrenner for alle bekker på strekningen.

I tilfeller der det kan være aktuelt å beholde eksisterende stikkrenner, er vurderingen gjort kun med tanke på kapasitet for flomavledning. Det er ikke gjort noen vurdering av tilstand til eksisterende stikkrenner. Det kan dermed, dersom stikkrenner er i dårlig tilstand og med forventet kort restlevetid, likevel være fornuftig å bytte ut eksisterende stikkrenner.

De følgende prinsipløsningene er forslag til løsninger. Man må gå nærmere inn på løsningen for hver enkelt bekkekryssing og gjøre tilpasninger ved detaljprosjektering. Det er dermed sannsynlig at løsningen etter detaljprosjektering kan avvike noe fra foreløpige forslag.

4.1.1 Prinsipper for bekkekryssing i slakt terreng, strekning Roterud-Vingrom

I Tabell 8 er det oppsummert tiltakene Norconsult mener er mest aktuelle for de ulike stikkrennene for bekkekryssinger. Det er skilt mellom de stikkrennene som har tilstrekkelig kapasitet og som dermed kan forlenges, stikkrenner som kan forlenges gitt at man har en alternativ flomvei og stikkrenner som bør erstattes med nye stikkrenner.

Tabell 8: Tiltak ved bekkekryssinger

Veg-profil	Vassdrag/sted	Tiltak
9140	Bekk Roterud	Forlenging av stikkrenne
9560	Bekk Heggelund	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei
9970	Bekk Mælum	Forlenging av stikkrenne
10650	Opsal	Ny stikkrenne Ø1200
11120	Nordre Nedre Gryte	Ny stikkrenne Ø1600
11260	Dalebekken	Forlenging av stikkrenne
11520	Bekkemellom	Ny stikkrenne Ø1600
11880	Huskelhus	Ny stikkrenne Ø1200
12180	Finstadbekken	Ny stikkrenne Ø2000
12570	Lundstein sør	Ny stikkrenne Ø1200
12640	Lundstein nord	Ny stikkrenne Ø1400
12900	Lønstad	Ny stikkrenne Ø1600
13880	Elvestad	Ny stikkrenne Ø1200
15710	Myrbakkbekken	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei
16060	Nordenga	Ny stikkrenne Ø1400
16610	Iversbekken	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei
17430	Bakke	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei
17595	Bakke	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei
17970	Audenus	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei
18260	Bø	Forlenging av stikkrenne, alternativ flomvei

Tiltak forlenging av stikkrenner:

Forlenging av stikkrenner er mulig for Mælumsbekken og Dalebekken, da disse stikkrennene har tilstrekkelig kapasitet med dagens utforming. Forlengingen vil skje på nedstrøms side av eksisterende stikkrenner. For Mælumsbekken og Dalebekken gjelder følgende prinsipper:

- Bekk går åpent i dagen så langt som mulig
- Åpent innløp uten rist
- Tilgang til innløpet sikres
- Stikkrenne forlenges på nedstrøms side

- Ved utløp i fyllingsskrånning skal vannveg i fyllingsskrånning ned til naturlig bekkeløp dekkes med utrauset stein for å drepe energi
- Sikring av eksisterende bekkeløp med steinsetting og terskel ved fot av fylling. Behov og mulighet for energidreperbasseng vurderes.

For Mælumsbekken vil utløpet komme i fyllingsskrånningen ved forlenging, mens for Dalebekken vil utløpet sannsynligvis ligge på nivå med dagens bekkeløp.

For bekk Roterud vil stikkrenna forlenges, til tross for at beregningen viser at eksisterende stikkrenne har for liten dimensjon. Dette er på grunn av at bekk Roterud ligger utenfor parsellen for E6 Roterud-Storhove. Bekken er likevel tatt med i rapporten på grunn av at den ligger innenfor grensen for reguleringsplanen.

Tiltak forlenging av stikkrenner og alternative flomveier:

For bekkekryssningene til Myrbakkbekken, Iversbekken og bekkene ved vegprofil 17430, 17595, 17970 og 18260 er det sannsynligvis mulig å opprettholde og forlenge dagens stikkrenner (forlenging skjer på nedstrøms side av eksisterende stikkrenner). Dette til tross for at stikkrennene har for liten kapasitet. Dette kan man gjøre på grunn av at det finnes alternative flomveier. De alternative flomveiene går gjennom vegkulverter. Det at flomvann går gjennom vegkulvertene vurderes som akseptabelt gitt at det går lang tid mellom hver gang det skjer. Dette er også flomveier som allerede finnes i dag, og ny E6 endrer slik sett ikke på flomforholdene.

- Myrbakkbekken har en alternativ flomvei gjennom vegkulverten ved vegprofil 15700
- Iversbekken har en alternativ flomvei gjennom vegkulverten ved vegprofil 17000
- Bekkene ved vegprofilene 17430, 17595, 17970 og 18260 har alternativ flomvei gjennom vegkulverten ved vegprofil 17760

For Heggelundsbekken er det mulig å etablere en ny alternativ flomvei ved å legge en ny stikkrenne med dimensjon Ø1000 ved siden av eksisterende Ø1200 stikkrenne.

Prinsippene for forlengning av stikkrennene vil være de samme som nevnt tidligere.

Tiltak nye stikkrenner:

For flere av bekkene har eksisterende stikkrenner så lav kapasitet sammenlignet med beregnet dimensjonerende flom, at det å legge helt nye stikkrenner virker som det beste alternativet.

Prinsipper lagt til grunn for utforming:

- Bekk går åpent i dagen så langt som mulig
- Åpent innløp uten rist
- Tilgang til innløpet sikres
- Stikkrenne angis med innvendig dimensjon

- Dersom en stikkrenne under eksisterende veg har for liten dimensjon erstattes eksisterende stikkrenne, eventuelt beholdes gammel stikkrenne og alternative flomveier anlegges.
- Nye stikkrenner legges med jevnt fall
- Ved utløp i fyllingsskråning vil vannveg i fyllingsskråning ned til naturlig bekkeløp dekket med utrauset stein for å drepe energi.
- Utløp sikres mot erosjon ved steinsetting.

For alle stikkrenner for bekker er det, uavhengig av tiltak, antageligvis behov for å sikre det naturlige bekkeløpet mot erosjon der fyllingsskråningen for ny E6 blir lagt.

4.1.2 Prinsipper for bekketrysning i bratt terreng, strekning Vingrom -Trosset

Prinsipper lagt til grunn for utforming:

- Bekk går åpent i dagen så langt som mulig, også mellom vegbaner ved terrassert vegløsning.
- Energidreper(e) oppstrøms i bekkeløp.
- Hvis nytt bekkeløp må designes grunnet skjæring i terreng, standardisering av tverrsnitt fra mannings formel (fribord min. 0,5 m), steinsetting av tverrsnitt.
- Fangrist oppstrøms inntakskonstruksjon. Bør være leddet i topp med løftebrett i bunnen.
- Inntaksløsning med vingemurer og rist, prefabrikkert.
- Horisontal betongkant under plate for inntakskonstruksjon for å unngå lekkasje under inntak.
- Tilgang til inntak og fangrist for vedlikehold, om nødvendig med egen driftsveg.
- Stikkrenne angis med innvendig dimensjon
- Stikkrenne legges med jevnt fall fra innløp til utløp.
- Ved utløp i fyllingsskråning vil vannveg i fyllingsskråning ned til naturlig bekkeløp dekket med utrauset stein for å drepe energi.
- Sikring av eksisterende bekkeløp med steinsetting ved fot av fylling. Mulighet for energidreperbasseng vurderes for de stikkrennene med dimensjon over Ø1500.

4.2 Design av inn- og utløp

4.2.1 Innløp

Ved behov for inntaksrist anbefaler Norconsult at det benyttes en inntaksløsning som inkluderer en inntaksrist. Inntaksrista bør ha vesentlig større areal enn arealet til stikkrenna, slik at kapasiteten til rista er større enn stikkrenna, selv om rista blir delvis tilstoppet av rask og løsmasser. Det finnes prefabrikkerte inntaksløsninger for rørdimensjoner opp til 2000 mm. Et eksempel på en slik prefabrikkert inntaksløsning fra Basal er vist i Figur 13.



Figur 13: Eksempel på prefabrikkert inntak med vingemurer og rist fra Basals produktkatalog

4.2.2 Utløp

Utløp av stikkrenner bør sikres mot erosjon. Dersom utløpet ligger i fyllingen bør vannveien ned til bekkeløpet sikres med utrauset stein. Dimensjonering av stein som brukes i disse nedføringsrennene, må detaljeres i neste fase av prosjektet. Foreløpig antas det at en bredde på steinsikringen i fyllingen lik to ganger stikkrennens diameter er tilstrekkelig.

For sikring av bekkeløpet i fyllingsfoten er dimensjonerende steinstørrelse og utstrekning av sikring beregnet ut fra formel for plastring av kulvertutløp [9]:

$$D_{50} = 0,2D \left(\frac{Q}{\sqrt{g}D^{2,5}} \right)^{4/3} \left(\frac{D}{TW} \right)$$

hvor

D_{50} = steinstørrelse (m)

D = kulvertdiameter (m)

Q = dimensjonerende vannføring (m^3/s)

TW = nivå på undervannet (m)

Denne formelen er anbefalt for sikring av kulverter med dimensjon inntil ca. 1,5 m [9]. Beregnet D_{50} , lengde for sikring bekkeløp og sikringstykkelse er vist i Tabell 9. Her er kun stikkrenner for bekker med dimensjoner inntil 1,4 m diameter inkludert, med unntak av Mælumsbekken. Mælumsbekken har i dag en stikkrenne med dimensjon Ø2200, men beregnet flomtilsig tilsier at en dimensjon på Ø1600 hadde vært tilstrekkelig. For prinsipp utførelse av sikring kulvertutløp se Figur 15. Lengde og tykkelse for sikring nedstrøms kulvertutløp med dimensjon inntil Ø1400 er bestemt fra angitte forhold [9]:

D_{50} (mm)	Plastringslengde (-)	Plastringstykkelse (-)
125	4 $D + 1$ m	3,5 D_{50}
150	4 $D + 1$ m	3,3 D_{50}
250	5 $D + 1$ m	2,4 D_{50}
350	6 $D + 1$ m	2,2 D_{50}
500	7 $D + 1$ m	2,0 D_{50}
550	8 $D + 1$ m	2,0 D_{50}

D = kulvertdiameter, D_{50} = steinstørrelse

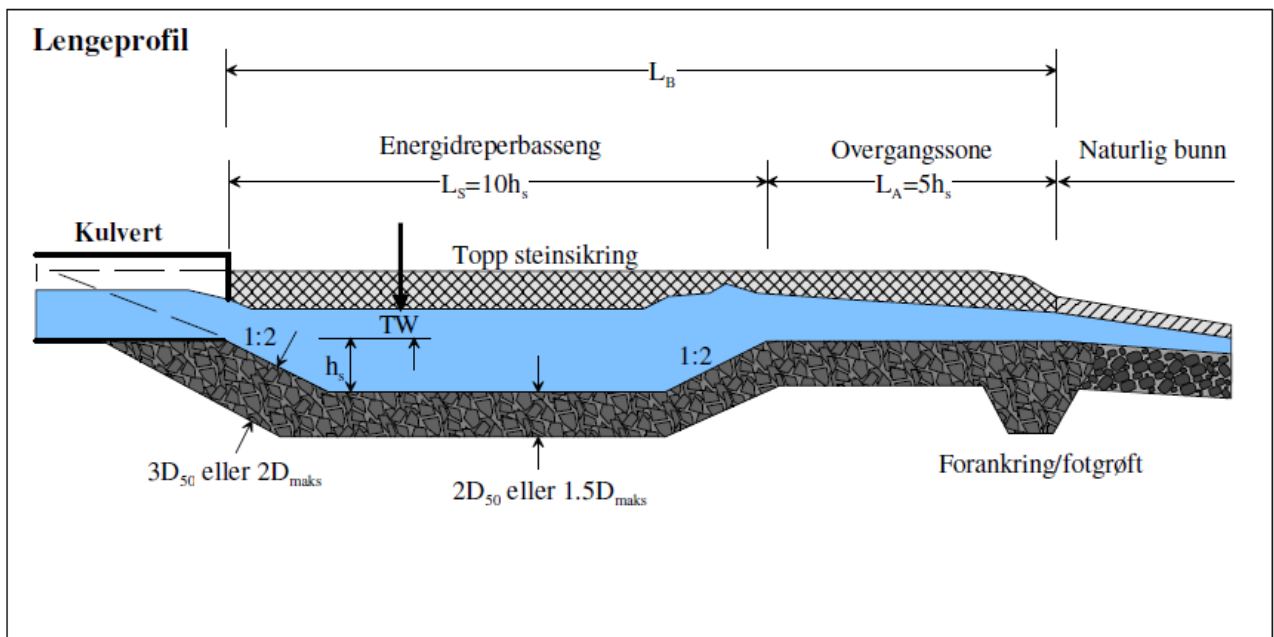
Tabell 9: Sikring av bekk i fyllingsfot for kulvertdimensjoner inntil 1,4 m diameter

Vegprofil	Vassdrag/sted	D_{50} (m)	Sikringslengde (m)	Sikringstykkelse (m)
9140	Roterud	0.11	5.0	0.4
10650	Opsal	0.20	5.8	0.5
11880	Huskelhus	0.17	5.8	0.5
12570	Lundstein sør	0.23	5.8	0.6
12640	Lundstein nord	0.25	5.8	0.7
13880	Elvestad	0.12	5.8	0.4
16060	Nordenga	0.23	6.6	0.7
17430	Bakke	0.12	5.8	0.4
17595	Bakke	0.17	5.8	0.5
17970	Audenus	0.12	5.8	0.4
18260	Bø	0.10	5.0	0.3
22180	Engli	0.17	5.8	0.6
22550		0.17	5.8	0.6
22900		0.11	5.0	0.4

For bekker der man har stikkrenner med dimensjon større enn 1,5 m, er det anbefalt sikring ved energidreperbasseng [9]. Slike basseng må tilpasses hver enkelt lokalitet ut fra hva man har plass til. Bekkene der dette er anbefalt sikring er følgende:

- Heggelundbekken (vegprofil 9560)
- Mælumsbekken (vegprofil 9970)
- Bekk Nordre Nedre Gryte (vegprofil 11120)
- Dalebekken (vegprofil 11260)
- Bekkemellom (vegprofil 11520)
- Finstadbekken (vegprofil 12180)
- Bekk Lønstad (vegprofil 12900)
- Iversbekken (vegprofil 16610)
- Nordslettabelken (vegprofil 23750)
- Bulungsbekken (vegprofil 24500)
- Kollefall (vegprofil 28870)

Et lengdesnitt for energidreperbasseng er vist i Figur 14. Minimumslengden for energidreperbassenget er tre ganger kulvertdiameter pluss en ganger kulvertdiameter for overgangssonen nedstrøms. Minimumslengdene tilsier total lengde på mellom 7,2-8 m for de bekkene der det er aktuelt med energidreperbasseng. Det anbefales at man regulerer inn minst 10 m nedstrøms fyllingsfot i bekkeløp for erosjonssikringstiltak der energidreperbasseng er aktuelt.



Figur 14: Lengdeprofil energidreperbasseng [9]

4.3 Tilrettelegging for fiskevandring

En stikkrenne kan utgjøre et naturlig vandringshinder for fisk, enten ved at det er et fall ut av eller inn i stikkrenna, eller at enten hastigheten er for høy eller vandndypet for lite gjennom stikkrenna. Håndbok N200 stiller krav til at fiskevandring skal kunne foregå for vannføringer mellom 10- og 90-percentilen. Ved den lave vannføringen er det minimum vandndyp (y_{min}) som blir begrensende faktor, mens det ved den høye vannføringen er vannhastigheten (v_{maks}) som blir begrensende faktor.

Statens vegvesen har oppgitt krav for vandndyp og hastighet for ørret. For fiskearter som ikke er oppgitt kan andre begrunnede krav legges til grunn [3].

Norconsult ved Atle Rustadbakken har kartlagt bekkene på strekningen, og kommet frem til at Finstadbekken har en funksjon for fisk, både storørret og harr, og her kan det tilrettelegges for fiskeoppvandring. Finstadbekken går i dag gjennom E6 i en stikkrenne som fungerer som en vandringsbarriere. Harr er en art som er mindre svømmesterk enn ørret, og som vil stille større krav til oppvandringsløsning dersom harr også skal kunne passere.

For å sikre oppvandring er en mulig løsning:

- En terskel i bekkeløpet nedstrøms utløp for stikkrenna som sørger for at undervannet er høyt nok

- Terskler i bunnen av stikkrenna for å sørge for å holde vannhastigheten nede for normale vannføringer
- Det må være nedsenkede partier i tersklene slik at vanddypet over tersklene ikke blir for lavt i perioder med lav vannføring
- For å tilfredsstille krav til oppvandring samt flomavledning, må dimensjonen til stikkrenna oppjusteres sammenlignet med angitt i Tabell 6.
- Innløpsrist benyttes ikke, da slike gjerne blir delvis gjentettet og skaper vandringshindre

4.4 Faunapassasje

Det er lagt opp til at det skal være viltgjerder langs ny E6. For at E6 ikke skal fungere som en barriere for fauna er det en mulighet at enkelte stikkrenner tilrettelegges for også å fungere som faunapassasjer. Det er i tilfelle mindre pattedyr og amfibier som det først og fremst er tenkt at vil benytte disse faunapassasjene. I samråd med Ytre miljø (ved Torgeir Isdahl) er det vurdert at stikkrennen for Nordslettabekken kan være aktuell å tilrettelegges som faunapassasje. Dette vil i tilfelle sannsynligvis medføre endringer fra utforming der funksjonen kun er flomavledning.

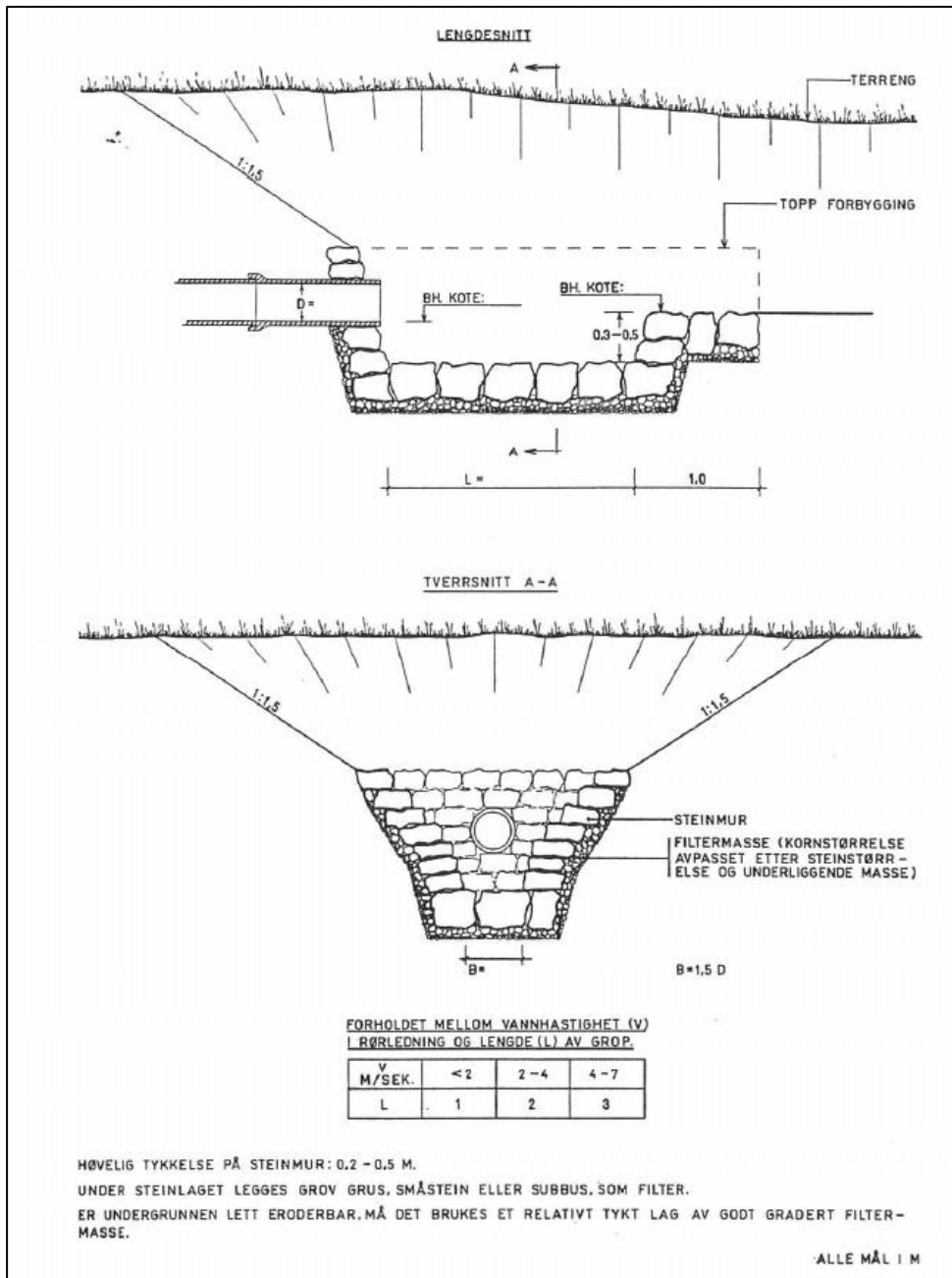
5 KRYSNING AV FLOMVEIER

5.1 Roterud-Øyresvika

Det er vurdert at det er de identifiserte bekkene, i tillegg til elver som krysses med bruer, som har såpass stort skadepotensiale at de muligens kan utgjøre fare for liv og helse. I tillegg til bekkene og elvene som krysses, så krysser E6 mange mindre flomveier. Dette er flomveier som ikke har årssikker vannføring, og som ofte er tørre i normalsituasjoner. For disse flomveiene ligger det i dag stikkrenner under E6, som regel med dimensjon Ø600. Det anbefales at flomveiene videreføres med samme dimensjon som i dag på strekningen frem til Vingrom, dog minimum dimensjon Ø600 (iht. håndbok N200).

Etter Vingrom skal det bygges ny E6 og eksisterende stikkrenner skal følgelig byttes ut. Det er for dagens E6 et system for å ivareta flomveier, og dette bør videreføres for fremtidig E6. Dimensjonene til eksisterende stikkrenner er ukjent, men det anbefales at det ikke legges mindre stikkrenner enn dagens. Ved Røyne er det identifisert at det er en større flomvei (Figur 10). I området vegprofil 21550-21600 bør det av den grunn legges en stikkrenne med dimensjon Ø1000.

Ved forlenging av eksisterende stikkrenner for flomveier, samt ved legging av helt nye stikkrenner, bør man ha sikring mot erosjon i utløpet. Norconsult anbefaler en standardisert løsning der det bygges et steinsatt utløp. Denne løsningen skal fungere for stikkrenner av størrelse opptil 1,0 m. Figur 15 viser en illustrasjon av prinsipp for sikring av utløp for stikkrenner for flomveier [4]. I figuren er lengde for det steinsatte utløpet gitt som funksjon av utløpshastigheten. Norconsult anbefaler at for stikkrenner av størrelse Ø600 bør lengde 2 m benyttes. For stikkrennestørrelse Ø800 og Ø1000 bør lengde 3 m benyttes. Angitte lengder er på bakgrunn av ventede vannhastigheter i utløpet, gitt at man vil ha lange stikkrenner og helning på mer enn 2 %.



Figur 15: Erosjonssikring av utløp stikkrenner dimensjon $\varnothing 600$ - $\varnothing 1000$ [4]

5.2 Fra krysning Lågen-Storhove

På østsiden av Lågen er man inne i utkanten av Lillehammer, og det er mye asfalterte flater her. Det er en kommunal bekkelukning på Storhove som vil krysses. Man er da utenfor parsellgrensen, men innenfor området for reguleringsplanen for E6 Roterud-Storhove. Ny E6 vil ikke endre på den kommunale bekkelukningen. Dersom bekkelukningen har for liten kapasitet vil det ikke utgjøre noen fare for E6, da E6 ligger høyt og har en alternativ flomvei gjennom en undergang. Undergangen er en alternativ flomvei også i dag. Ny E6 endrer dermed ikke på flomforholdene, og vil ikke forverre flomsituasjonen for tredjeparter i området.

6 KRYSNING AV ELVER

6.1 Dimensjonerende flomvannføring

E6 Roterud-Storhove vil krysse elvene Kalverudelva, Bjørnstadelva, Rinda og Gudbrandsdalslågen. Tabell 7 viser hvor stort feltarealet til de nevnte elvene er, og hvilken metodikk som benyttes for å vurdere flomstørrelsen.

Tabell 7: Elver som krysses av E6 Roterud-Storhove

Profil	Vassdrag	Feltareal (km ²)	ASE ¹ (%)	QN ² (l/s)	Metodikk flomberegning
13075	Kalverudelva	10,5	0	16,0	Lokal flomfrekvensanalyse+NIFS
17080	Bjørnstadelva	17,5	0,02	18,4	Lokal flomfrekvensanalyse+NIFS
19325	Rinda	95,5	0,08	15,8	Lokal flomfrekvensanalyse+RFFA_2018
	Gudbrandsdalslågen	12516			Lokal flomfrekvensanalyse

Flomstørrelse Gudbrandsdalslågen er basert på NVEs flomberegning for Gudbrandsdalslågen i 2015 [6]. Det er gjort en sjekk om det hydrologiske grunnlaget etter 2015 tilsier noen endring i flomstørrelsen som NVE beregnet. Sjekken viser at det er ingen grunn til å justere flomverdien fra 2015. Flomverdien er hovedsakelig basert på frekvensanalyse på måleserie 2.145 Losna, som ligger i Gudbrandsdalslågen. Dette er en uavbrutt måleserie fra 1896, og som har god kvalitet. Grunnlaget for å estimere flomstørrelsen i Gudbrandsdalslågen er dermed meget godt. Frekvensanalyse tilsier flomstørrelse ved 200-årsflom på 2941 m³/s, som gir en spesifikk flomverdi på ca. 235 l/s km².

For Kalverudelva, Bjørnstadelva og Rinda er måleseriene 2.323 Fura, 2.463 Vismunda, 2.465 Flagstadelva vurdert. Alle disse ligger forholdsvis nærme, men feltarealene er vesentlig større enn Kalverudelva og Bjørnstadelva sine feltarealer. Det finnes dessverre ingen nærliggende måleserier som representerer Kalverudelva og Bjørnstadelva godt. Det er av den grunn også sett til måleseriene 6.10 Gryta og 8.6 Sæternbekken. Disse ligger begge i Oslo-området, men har ellers lignende feltegenskaper og gode, lange måleserier. Tabell 8 viser feltegenskaper, måleperiode med kvalitet målinger (NVEs egen vurdering) og spesifikt døgnmiddel for 200-årsflom.

Tabell 8: Måleserier for frekvensanalyse

Måleserie	Feltareal (km ²)	ASE (%)	QN (l/s)	Måleperiode	Q _{200, døgn} (l/s km ²)	Kurvekommentar fra NVE
2.323 Fura	39,7	0	12,0	1970-2019	736	Bra på flom
2.463 Vismunda	191,8	0,04	20,1	1986-2019	832	Dårlig på flom
2.465 Flagstadelva	171,9	0,04	11,0	1986-2015	481	Dårlig på flom
6.10 Gryta	7,0	0,41	20,6	1970-2019	516	Bra på flom
8.6 Sæternbekken	6,3	0,01	17,6	1971-2019	652	Meget bra på flom

¹ ASE = Effektiv sjøprosent

² QN = Normalavrenning i perioden 1961-1990

I og med at både Vismunda og Flagstadelva har dårlig målekvalitet ved flom er det vanskelig å stole på verdiene. Fura har også større spesifikk flomverdi enn Gryta og Sæternbekken, til tross for at feltarealet til Fura er en god del større enn de to nevnte feltene. Siden Fura er relativt nærliggende, og skal ha god kvalitet er det naturlig å vektlegge denne måleserien mest. Valgte spesifikke døgnmiddelverdier for 200-årsflom er vist i Tabell 9. For å estimere kulminasjonsverdier ut fra døgnmiddelverdier er ligning for høstflommer i NVEs retningslinjer for flomberegninger [7] benyttet. For å ta hensyn til forventede klimaendringer er det lagt til et klimapåslag på 20 %. Det er også lagt til et usikkerhetspåslag på 20 %, slik som det kreves for veier i sikkerhetsklasse V3 [3]. Totalt påslag blir dermed 44 %.

Tabell 9: Flomverdier basert på frekvensanalyse for elver som krysses av E6 Roterud-Storhove

Vassdrag	Valgt døgnverdi Q200 (l/s km ²)	Kulminasjonsfaktor	Q200, kulminasjon (m ³ /s)	Q200, kulminasjon inkl. 44 % påslag (m ³ /s)
Kalverudelva	800	1,99	16,7	24,1
Bjørnstadelva	800	1,89	26,4	38,0
Rinda	500	1,64	78,3	112,7

Det er i tillegg gjort analyse med nasjonalt formelverk for flomberegning for små nedbørfelt (NIFS) for Kalverudelva og Bjørnstadelva. Dette gir kulminasjonsverdier ved 200-årsflom, inklusive 44 % påslag, på hhv. 18,7 og 31,3 m³/s. Dette er flomverdier som gir et lavere spesifikt tilsig enn det som er estimert ved 2.323 Fura. Det er derfor valgt å beholde flomverdiene estimert ved frekvensanalysen for Kalverudelva og Bjørnstadelva.

For Rinda er det gjort et estimat av flomverdi med en regional formel, RFFA_2018. Dette formelverket gir en kulminasjonsverdi ved 200-årsflom, inklusive 44 % påslag, på 92,7 m³/s. NVE har påpekt at dette formelverket bør benyttes med forsiktighet. Det er videre valgt å benytte flomverdien estimert ved frekvensanalyse for Rinda.

6.2 Krav til sikkerhet mot flom for bruer

I henhold til Statens vegvesen sin håndbok N400 [8], er en bru definert som en «*bærende konstruksjon med spennvidde større enn eller lik 2,5 meter og som skal bære trafikkklaster. Med bru menes også nedfylte konstruksjoner som kulverter og rør med spennvidde eller diameter på 2,5 meter eller mer.*»

For bruer skal fri høyde over vassdrag være slik at det er minst 0,5 m klaring mot overbyggingen ved beregnet vannstand ved 200-årsflom [8].

Det nevnes ingenting om 200-årsflom skal regnes med verken klima- eller usikkerhetspåslag, slik som det er pålegg om for stikkrenner. Det har imidlertid vært normal praksis at man dimensjonerer bruer for de samme forutsetninger. Bruer er dyre konstruksjoner med lang levetid, og det virker rimelig at de dimensjoneres med samme forutsetninger for flomstørrelse som stikkrenner. Det bemerkes også at kravet om klima- og usikkerhetspåslag for

dimensjonerende flomstørrelse for stikkrenner har kommet inn i en revisjon av N200 (2018) som er gjort etter gjeldene versjon av N400 (2015).

Norconsult har følgelig lagt til grunn at det skal være 0,5 m fribord fra beregnet vannstand ved 200-årsflom inklusive klima- og usikkerhetspåslag, og opp til underkant brukonstruksjon.

6.3 Bru over Kalverudelva

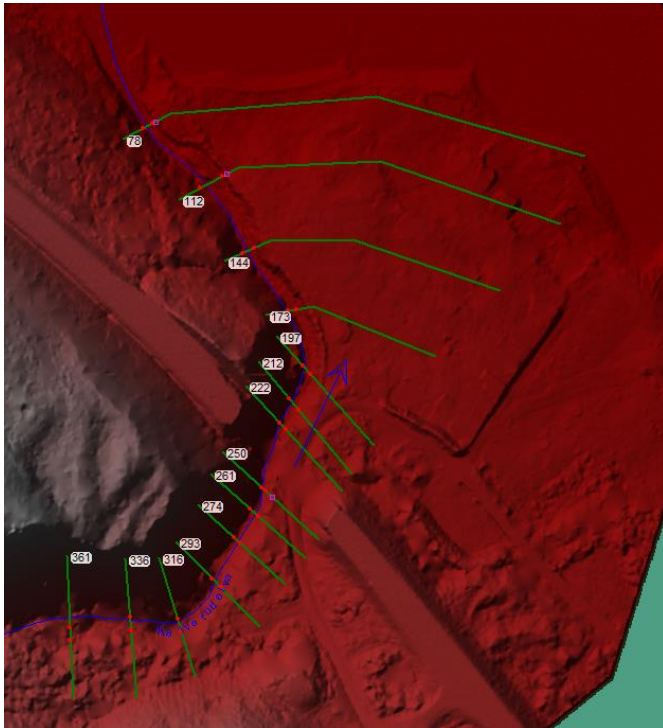
Dagens Strandengen bru over Kalverudelva (Figur 16) skal beholdes. Under brua går det en adkomstvei til en campingplass. Det er planlagt at ny bru på nedstrøms side av Strandengen bru for ny E6 vil ha samme utforming som Strandengen bru. Strandengen bru har en spennvidde på omtrent 55 m med tre pilarer. Underkant brudekke skal iht. brutegning ligge omtrentlig 10 m over elvebunnen.



Figur 16: Eksisterende bru E6 over Kalverudelva, sett fra oppstrøms side (Bilde fra Brutus)

6.3.1 Vannlinjeberegning Kalverudelva

Det er gjort en beregning av flomvannstand i Kalverudelva med ny bru for E6. Beregningen er gjort i det hydrauliske programmet Hec-Ras. Det er gjort en 1D-beregning, der det beregnes vannstand og -hastighet i definerte tverrsnitt. For plassering av tverrsnitt vises det til Figur 17.

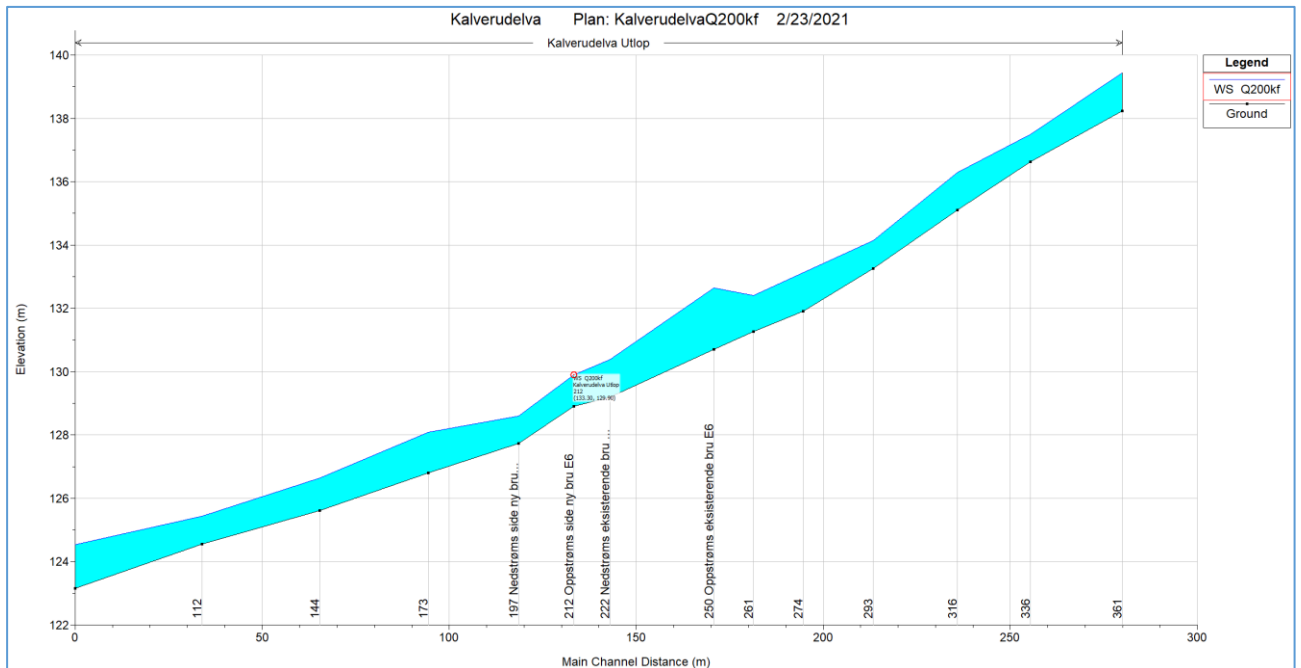


Figur 17: Utsnitt av modell i Hec-Ras for E6 ved Kalverudelva

Forutsetninger i modelleringen er som følger:

- Vannføringen er satt lik $24,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{200} \times 20\% \text{ klimapåslag} \times 20\% \text{ usikkerhetspåslag}$)
- Oppstrøms og nedstrøms grense satt lik kritisk dybde
- Manningstall, som beskriver friksjonen, er satt til 0,045 i elveløpet og 0,07 utenom elveløpet
- Kontraksjons- og ekspansjonstap ved brutverrsnitt beholdt lik hhv. 0,1 og 0,3 på grunn av brua ikke snevrer inn vannstrømmen
- Terrengmodellen er basert på laserscan fra 2017 nedlastet fra høydedata (NDH Biri-Vingrom 5pkt 2017)
- Det er ikke gjort justeringer av elveløpet, noe som er konservativt på grunn av at laserscanningen ikke trenger ned under vann
- Brupilare er ikke lagt inn i modellen

Beregnet vannlinje viser at vannstanden ikke går ut av elveløpet, og at vannet holder seg under nivået for grusveien under E6-bruene (se Figur 16). Marginen opp til grusveien er imidlertid liten. Det betyr også at brupilarene står tørt, i og med at de enten ligger på samme nivå som grusveien eller høyere. Det bør imidlertid benyttes et fribord på 0,5 m på beregnede flomvannstander for å ta hensyn til usikkerhet i beregningen (både beregning av selve flomstørrelsen og beregningen av tilhørende vannstand). Beregnet vannstand ved 200-årsflom på oppstrøms side av ny bru E6 er kote 129,90. Figur 18 viser beregnet vannlinje ved 200-årsflom (inklusive klima- og usikkerhetspåslag). Tverrsnittsnumrene gitt i Figur 17 er vist langs x-aksen i Figur 18, for å kunne lokalisere brutverrsnittene i beregnet vannlinje.



Figur 18: Beregnet vannlinje ved 200-årsflom i Kalverudelva

I og med at det er beregnet at pilarene vil ligge over nivå for 200-årsflom, vil den nye brua for E6 ikke medføre noen endringer av flomforholdene verken opp- eller nedstrøms brua.

6.3.2 Erosjonssikring Kalverudelva

Ved Kalverudelva er det behov for å sikre mot erosjon rundt brupilarene.

For erosjonssikring rundt brupilarer henviser håndbok N400 til NVEs Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer i stein [9]. Her anbefales det at det minimum sikres med stabil stein i en avstand fra pilaren lik den største av to ganger pilarbredden og 2 m. Pilarbredden er denne sammenhengende bredden som pilaren har eksponert på tvers av strømningsretningen.

Det er planlagt at pilarene ved ny bru E6 over Kalverudelva vil ha bredde på 0,6 m. Pilarene er foreløpig planlagt orientert med lengdeaksen parallelt med Kalverudelva, slik at eksponert pilarbredde er lik 0,6 m. Dette gir en minimumsavstand for sikring mot erosjon på 2 m i alle retninger fra pilarene. For pilaren som blir stående sør for grusveien under E6 vil minimumsavstanden være tilstrekkelig. For de to andre pilarene må det sikres ned til bunnen av Kalverudelva på den siden av pilarene som vender mot elva. Dette for å sikre at sikringen ikke kan undergraves.

For dimensjonering av sikring rundt pilarene benyttes Lagasse sin formel for stabil steinstørrelse, D_{50} [9]:

$$D_{50} = K_f \frac{0,692V_{\text{lokal}}^2}{2g(s-1)}$$

Her er

D_{50} = stabil steinstørrelse [m]

K_f = formfaktor [-]

s = steinens spesifikke tetthet [-]

g = tyngdens akselerasjon [m/s^2]

V_{lokal} = hastigheten rett oppstrøms brupilaren [m/s]

Hastigheten i elveløpet fra 1D-modellen, som er på 5,6 m/s, er benyttet for dimensjonering. Formfaktoren er satt lik 2,3, som for pilarer med rund nese.

Lagasse sin formel gir med disse forutsetningene en stabil steinstørrelse på 1,45 m. Det bemerkes at Lagasse er sensitiv for hastigheten. Det anbefales derfor for detaljprosjektering at det gjøres en 2D-beregning av strømmingen gjennom brua. Med en 2D-beregning så vil man få bedre kontroll på hvordan hastigheter varierer i elveløpet, og sannsynligvis kunne redusere steinstørrelsen for sikring rundt pilarene.

Det anbefales at det sikres mot erosjon over hele elveløpet mellom de to pilarene nærmest elva. Ved sikring bør det benyttes varierende steinstørrelse, og helt jevne overflater i bunnen av elveløpet unngås. Dette for at elva i størst mulig grad skal fremstå som naturlig. Ved start og avslutning av sikringen må det legges ekstra tykkelse på grunn av dette er punkter som er særlig utsatt. Det må sannsynligvis legges et filterlag under sikringslaget. Ved detaljprosjektering av erosjonssikringen anbefales det at personer med kompetanse på fisk involveres.

6.3.3 Vurdering av massetransport Kalverudelva

Ved befaring av krysninger av vassdrag Roterud-Storhove ble det av hydrolog Steinar Myrabø vurdert at det er forventet betydelig massetransport i Kalverudelva i flom [5]. Elva vil kunne erodere i løsmasseskråninger som har rasvinkel i elvekanten. Dette kan føre til utglidninger, og transport av stein og grus. Gitt det store fribordet som ny bru E6 vil ha over Kalverudelva vurderer Norconsult imidlertid at massetransport ikke vil ha betydning for sikkerheten til brua.

6.3.4 Vurdering av konsekvenser for Kalverudelva ved bygging av ny bru

Bygging av ny bru for E6 over Kalverudelva vil medføre noe erosjonssikring rundt brupilarene. Det vil imidlertid være forholdsvis små arealer som må erosjonssikres. Sikringen skal ikke påvirke fisk sin mulighet til å vandre forbi brustedet.

Ny bru vil ikke hindre ferdsel for verken dyr eller mennesker gjennom brustedet.

Ny bru vil ikke påvirke strømningsforhold i elva, og dermed heller ikke massetransport.

Norconsult vurderer at bygging av bru E6 over Kalverudelva øst ikke skal være til hinder for allmenne interesser i området.

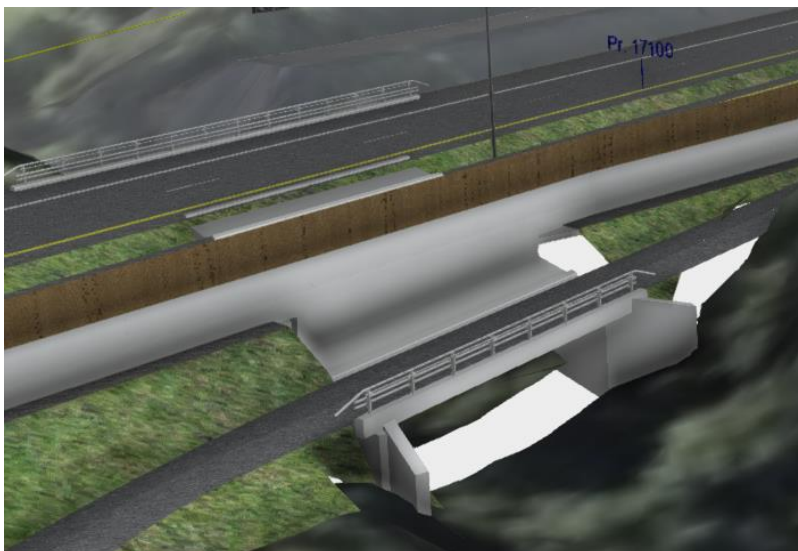
6.4 Bru over Bjørnstadelva

Eksisterende bru Sveen over Bjørnstadelva skal beholdes. Brua har et spenn på 11 m og en høyde fra elvebunn og opp til underkant brudekke på ca. 5 m iht. brutegning (se vedlegg 2

for brutegning). Rett oppstrøms ligger fylkesvegen, hvor bru Bjørnstad (Figur 19) har relativt lik utforming. Bru Bjørnstad har et 1,2 m større spenn enn bru Sveen. Det er planlagt at bru Bjørnstadelva for E6 forlenges på nedstrøms side. Utforming vil være lik, og man vil få en lengde i strømningsretningen på ca. 40 m. På nedstrøms side av ny E6 vil en lokalveg ligge lavere enn E6 (Figur 20). Den oppgitte lengden på 40 m inkluderer lengden for lokalvegen. Høyden fra elvebunn til underkant brudekke i utløpet vil være inntil ca. 4 m.



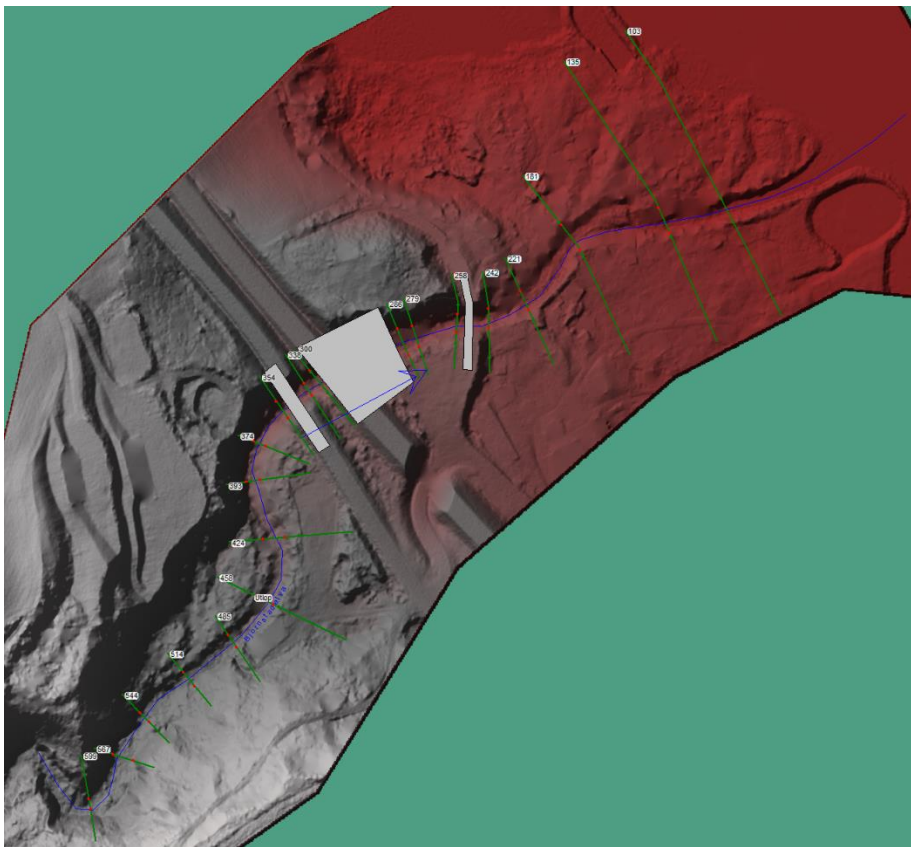
Figur 19: Bru Bjørnstad (Bilde fra Brutus)



Figur 20: Bru E6 over Bjørnstadelva fra innsynsmodell

6.4.1 Vannlinjeberegning Bjørnstadelva

Det er gjort en beregning av flomvannstand i Bjørnstadelva ved ny kulvert for E6. Beregningen er gjort i det hydrauliske programmet Hec-Ras. Det er gjort en 1D-beregning, der det beregnes vannstand og -hastighet i definerte tverrsnitt. For plassering av tverrsnitt vises det til Figur 21.



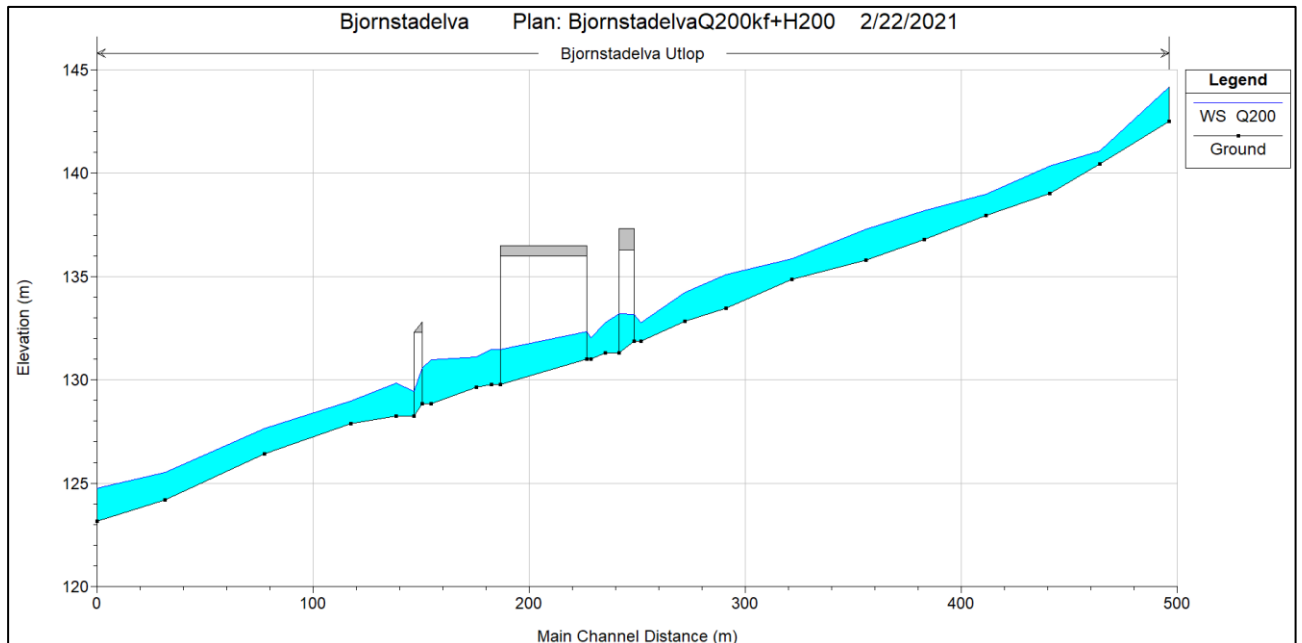
Figur 21: Utsnitt av modell i Hec-Ras for E6 ved Bjørnstadelva

Bjørnstadelva har et fall som tilsier at strømmingen i elva vil være overkritisk. Krysningen av Bjørnstadelva skjer samtidig så høyt over Mjøsa at det er klart at vannstanden i Mjøsa ikke påvirker vannstanden i Bjørnstadelva under E6.

Forutsetninger i modelleringen er som følger:

- Vannføringen er satt lik $38 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{200} \times 20\%$ klimapåslag $\times 20\%$ usikkerhetspåslag)
- Oppstrøms og nedstrøms grense satt lik kritisk dybde
- Manningstall, som beskriver friksjonen, er satt til 0,045 i elveløpet og 0,07 utenom elveløpet
- Kontraksjons- og ekspansjonstap satt til hhv. 0,3 og 0,5 ved brutverrsnitt iht. anbefaling for «typical bridge section» i brukermanual for Hec-Ras
- Terrengmodellen er basert på laserscan fra 2017 nedlastet fra høydedata (NDH Biri-Vingrom 5pkt 2017)
- Elveløpet er justert ved bruer og kulvert iht. tegninger

Resultatet av beregningen viser en vannstand i innløpet på kote 132,34, noe som gir en dybde på ca. 1,3 m. Vanddybden i kulverten er økende videre nedstrøms. Dette på grunn av at den private brua nedstrøms har en oppstuvende effekt. I utløpet av kulverten er vannstanden beregnet til kote 131,46, som gir en vanddybde på ca. 1,5 m. Figur 22 viser beregnet vannlinje i Bjørnstadelva.



Figur 22: Beregnet vannlinje ved 200-årsflom i Bjørnstadelva

Strømningen inn i kulvert E6 er overkritisk, noe som vil si at forlengningen av brua grunnet ny E6 ikke vil føre til høyere flomvannstander oppstrøms. Brua er planlagt med naturlig bunnsstrat, noe som betyr at forlengningen av brua ikke vil medføre noen stor økning av vannhastigheten sammenlignet med dagens situasjon. Det virker dermed klart at forlengning av bru for ny E6 ikke vil medføre noen forverring av flomforholdene for 3. parter langs vassdraget.

6.4.2 Erosjonssikring Bjørnstadelva

Bru Bjørnstadelva bygges uten bunnplate. Det vil dermed være viktig at elvebunnen under brua er stabil i en flomsituasjon. Dersom man får erosjon i elvebunnen kan dette potensielt undergrave fundamentene til brua.

Bjørnstadelva har en helning på over 3 % på strekningen ved E6. I slike tilfeller anbefales det at Robinsons formel for erosjonssikring benyttes for å finne stabil steinstørrelse [9].

Forutsetninger brukt i Robinsons formel er:

- Vannføring lik $38 \text{ m}^3/\text{s}$ (200-årsflom med klima- og usikkerhetspåslag)
- Bunnhelning lik 3,3 %
- Bredden i tverrsnittet er satt lik 11 m, noe som gir enhetsvannføring på ca. $3,5 \text{ m}^3/\text{s m}$
- Sidehelning skråning etter kulvert lik 1:1,5
- Sikkerhetsfaktor på 1,2

Robinsons formel gir med dette stabil steinstørrelse D_{50} lik:

- D_{50} bunnsikring lik 0,25 m
- D_{50} sidesikring lik 0,40 m

Under sikringslaget må det sannsynligvis, avhengig av stedlige masser, legges et filterlag av tykkelse minimum 30 cm.

Siden Bjørnstadelva er viktig for fisk anbefales det at sikring av bunnen ikke utføres med et jevnt sikringslag, men det opprettes et sikringslag som har større variasjon med ujevn overflate. Bruspenntet er stort sammenlignet med vannføringen, så det er fornuftig å lage et smalere løp under brua for å konsentrere vannet slik at det blir tilstrekkelig dyp for fisk ved normale vannføringer. Det anbefales at sikringslaget legges i tykkelse minst $2xD_{50}$, og at det brukes større stein inn mot fundamentene. Det anbefales videre at fiskefaglig kompetanse involveres i neste fase for å detaljere hvordan erosjonssikringen under brua skal tilpasses.

Nedstrøms utløpet til brua vurderes det at sikringen bør videreføres i en lengde av minst 10 m. Nedstrøms utløpet bør også sidene til elveløpet sikres mot erosjon. Avslutningen av sikringen er et sårbart punkt, og her bør det av den grunn legges et tykkere sikringslag. Erosjonssikringen må detaljeres i neste fase av prosjektet.

6.4.3 Vurdering av massetransport Bjørnstadelva

Ved befaring av krysninger av vassdrag Roterud-Storhove ble det av hydrolog Steinar Myrabø vurdert at det er forventet betydelig massetransport i Bjørnstadelva i flom [5]. Elva vil kunne erodere i løsmasseskrånninger som har rasvinkel i elvekanten. Dette kan føre til utglidninger, og transport av stein og grus. Også trær kan bli tatt med i elva under flom. Gitt fribordet som bru for E6 vil ha ved 200-årsflom vurderer Norconsult imidlertid at massetransport ikke påvirker sikkerheten til E6.

6.4.4 Vurdering av konsekvenser for Bjørnstadelva ved bygging av ny bru

Forlenging av brua for E6 vil i liten grad påvirke strømninger i elva. Massetransport i elva vil ikke påvirkes av forlenging av brua.

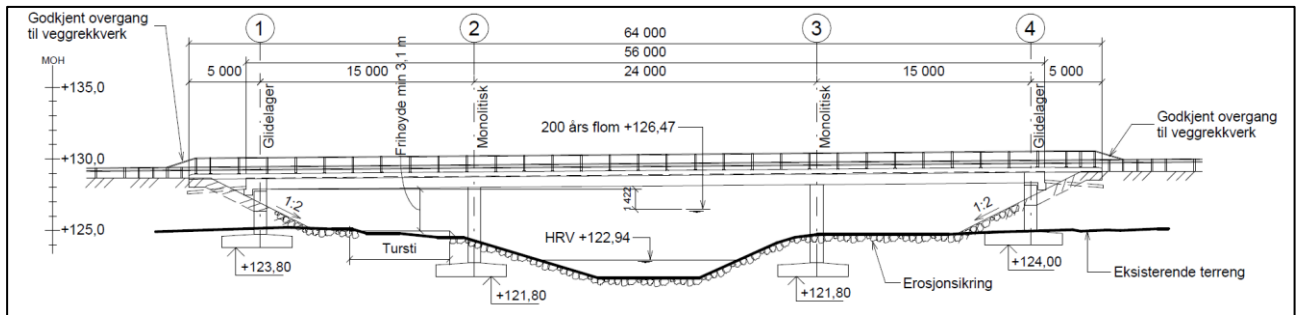
Dagens bru er ikke tilrettelagt for at folk skal passere gjennom, og dette vil også være tilfelle etter forlenging. Brua har antageligvis en viktig funksjon som faunapassasje, og denne funksjonen vil opprettholdes etter forlenging.

Så lenge man tar hensyn til fisk ved detaljering av erosjonssikring gjennom brua, så skal ikke forlengningen av brua ha betydning for allmenne interesser.

6.5 Bru over Rinda

Ved Rinda skal dagens bru Vingrom vest beholdes, også skal det bygges en ny bru på nedstrøms side. Den nye brua skal lik utforming som den gamle brua som ligger oppstrøms (se Figur 23 for tegning ny bru og Figur 24 for bilde av dagens bru). Ny bru vil ha et totalt spenn på 56 m, og to pilarer som plasseres godt utenfor elvekanten når det er normal vannføring i Rinda. Det skal tilrettelegges for en tursti under den nye brua.

Eksisterende bru E6 over Rinda, Vingrom vest, ble bygget i 2015. Den erstattet en eldre bru som fikk store erosjonsskader i en flom i mai 2013.



Figur 23: Snitt ny bru E6 over Rinda



Figur 24: Eksisterende bru E6 over Rinda, sett fra oppstrøms side (Bilde fra Brutus)

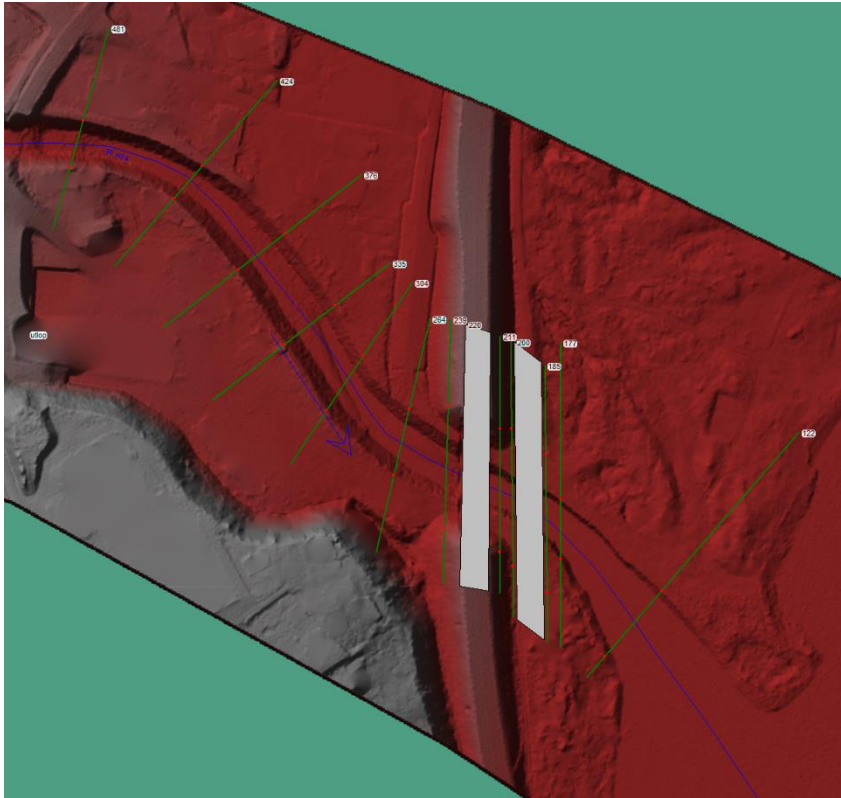
6.5.1 Beregning av vannlinje Rinda

For Rinda er det gjort beregning av flomnivå ved dimensjonerende flom. Flomnivået vil påvirkes av vannstanden i Mjøsa. I og med at det er så stor forskjell på feltstørrelsene til Mjøsa (feltareal på 16550 km²) og Rinda (feltareal på ca. 95 km²), så vil man ikke få sammenfallende flommer i de to vassdragene. De største flommene i Mjøsa er skapt av langvarige perioder med kraftig snøsmelting kombinert med nedbør, mens for Rinda vil kortvarige, intensive nedbørhendelser gi de største flommene. Av den grunn er det beregnet vannstand ved brustedet for to ulike kombinasjoner av flom og vannstand i Mjøsa:

- 200-årsflom i Rinda (112,7 m³/s) kombinert med vannstand i Mjøsa lik 10-årsflom (kote 124,39)
- 10-årsflom i Rinda (73,3 m³/s) kombinert med vannstand i Mjøsa lik 200-årsflom (kote 126,63)

Skalering fra 200-årsflom til 10-årsflom med faktor 0,65 er gjort på bakgrunn av frekvensanalyse av måleserie 2.323 Fura. Det bemerkes at 10-årsflommen, i likhet med 200-årsflommen, inneholder både klima- og usikkerhetspåslag. For vurdering av flomvannstander i Mjøsa henvises det til kapittel 8.

Beregningen av flomvannstander ved bruer E6 er gjort i programmet Hec-Ras. Det er gjort en 1D-beregning, der det beregnes vannstand og -hastighet i definerte tverrsnitt. For plassering av tverrsnitt vises det til Figur 25.



Figur 25: Utsnitt av modell i Hec-Ras for E6 ved Rinda

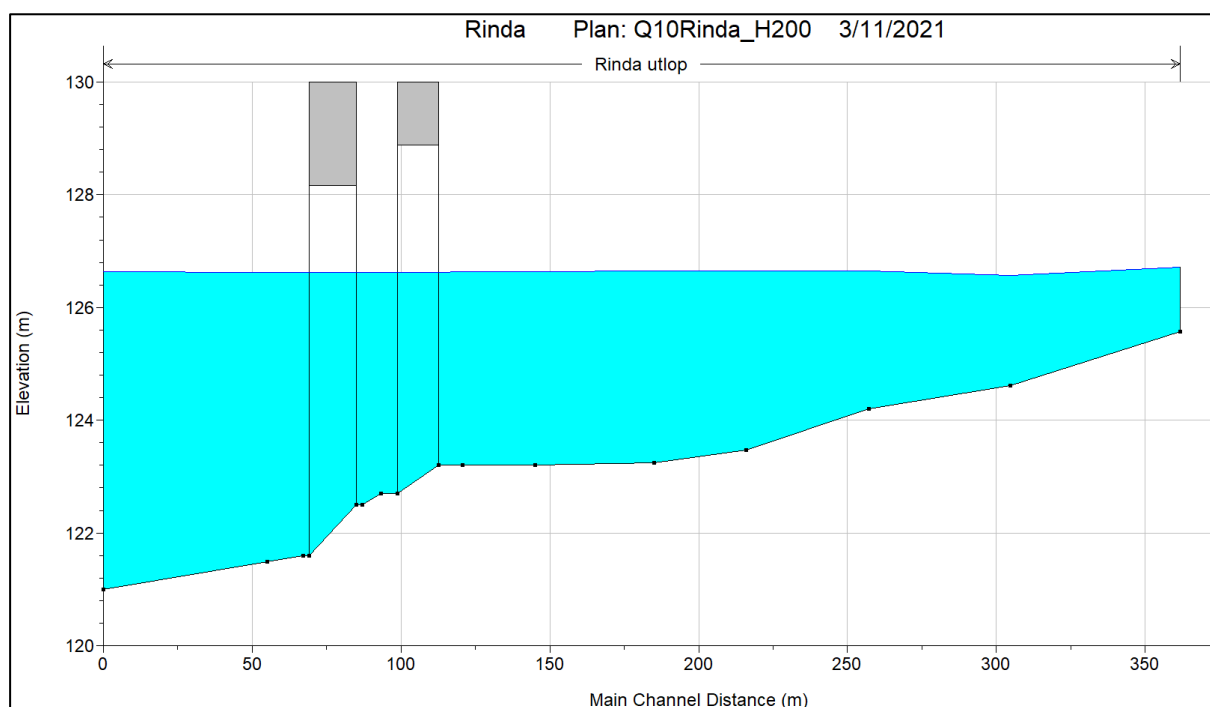
Forutsetninger i modelleringen er som følger:

- Manningstall, som beskriver friksjonen, er satt til 0,035 i elveløpet og 0,04 utenom elveløpet
- Kontraksjons- og ekspansjonstap satt til hhv. 0,3 og 0,5 ved brutverrsnitt iht. anbefaling for «typical bridge section» i brukermanual for Hec-Ras
- Terrengmodell basert på laserscan fra 2019 nedlastet fra høydedata (Lillehammerregionen 5pkt 2019)
- Elveløpet er justert under de to bruene iht. brutegninger, samt i det avsluttende tverrsnittet
- Bruene er modellert hver med to pilarer med bredde på 0,9 m
- Vannstanden gjennom bruene er beregnet ved bruk av «energy equation» og Yarnell (kontraksjonskoeffisient pilarer lik 0,9), og høyeste verdi av de to metodikkene er valgt

Resultatet av beregningen er oppsummert i Tabell 10. Beregningen viser at det er kombinasjonen 10-årsflom i Rinda med 200-årsflom i Mjøsa som gir de høyeste vannstandene ved E6. Figur 26 viser beregnet vannlinje for den dimensjonerende flomsituasjonen. Med krav til fribord på 0,5 m gir beregningene et minstenivå for underkant bru på kote 127,13.

Tabell 10: Flomvannstander ved bruer over Rinda

Bru	Q200 i Rinda+ Q10 i Mjøsa	Q10 i Rinda+ Q200 i Mjøsa
Vingrom vest	125,09	126,63
Vingrom øst	124,32	126,63



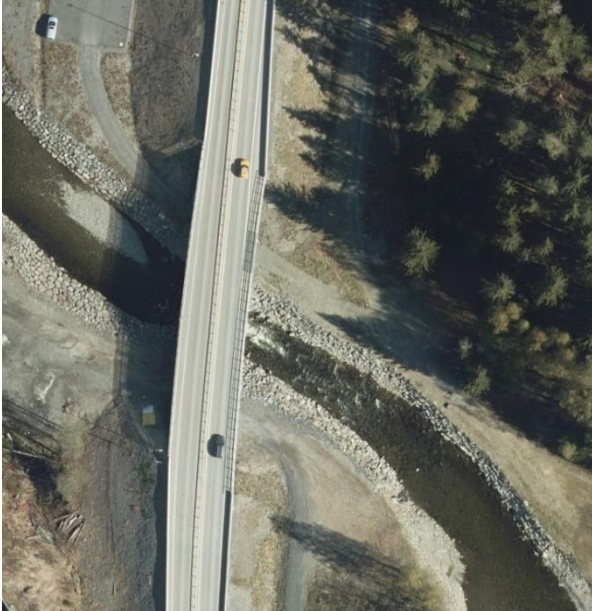
Figur 26: Beregnet vannlinje ved dimensjonerende flomsituasjon i Rinda

I og med at vannstanden på oppstrøms side av bruene er lik som i Mjøsa, så er det åpenbart at ny bru Vingrom øst ikke medfører økte flomvannstander oppstrøms ved dimensjonerende flomsituasjon. Det er industriområder nordvest for bruene som vil stå under vann ved 200-årsflom i Mjøsa, men ny bru Vingrom øst vil ikke forverre situasjonen for dette området.

6.5.2 Erosjonssikring bru Vingrom øst

Elveløpet til Rinda på strekningen ned mot Mjøsa fremstår som kanalisert, med steinsatte skråninger mot elva (Figur 27). Eksisterende bru E6, Vingrom vest, over Rinda vil beholdes. Brua ble sikret mot erosjon før ferdigstilling i 2015. Det er benyttet stein med kantlengde 40-60 cm til sikringen, som vekselvis har et filterlag av grus under ($d > 25$ mm) eller er innstøpt i betong. Sikringssteinen er lagt i forband, med en jevn flate ut mot elva (se Figur 24). Tegninger for utføring av plastring av elvebunn og sideskråninger rundt eksisterende bru Vingrom vest ligger i vedlegg 2. Rundt brufundamentene til eksisterende bru er det også spunkasser som vil sikre brua mot erosjonsskader. I 2018 skal det ha vært behov for å utbedre deler av plastringen som ble lagt i 2015, samt å forlenge plastringen videre nedstrøms.

Ny bru for E6, Vingrom øst, vil ligge på nedstrøms side av eksisterende bru E6, Vingrom vest.



Figur 27: Flyfoto dagens bru E6 over Rinda

På nedstrøms side av eksisterende bru, der ny bru skal legges, er sikringen i dag mindre omfattende enn rundt dagens bru (Figur 28). Her er steinen som er benyttet mindre, og den ligger heller ikke så godt ordnet og har en mer ujevn overflate sammenlignet med rundt bru Vingrom vest. Arbeidene med fundamentering av ny bru Vingrom øst vil medføre at eksisterende sikringslag fjernes. For den nye brua må det deretter legges erosjonssikring som sikrer bruas pilarer og landkar fra undergraving i flom. Større stein fra dagens sikring kan antageligvis gjenbrukes.



Figur 28: Eksisterende erosjonssikring nedstrøms dagens bru E6 over Rinda (Bilde fra Google maps)

Det er gjort beregninger av stabil steinstørrelse for erosjonssikring av bru Vingrom øst. Beregningene er gjort i henhold til NVEs Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein [9], som også håndbok N400 henviser til.

For erosjonssikringen vil det være størst påkjenning i en situasjon der det er stor flom i Rinda kombinert med lav vannstand i Mjøsa, altså ikke den samme situasjonen som gir den høyeste flomvannstanden under brua. Det er derfor for dimensjoneringen av erosjonssikringen vurdert en situasjon der det er en 200-årsflom i Rinda ($112,7 \text{ m}^3/\text{s}$) er kombinert med laveste regulerte vannstand (LRV) i Mjøsa på kote 119,53. En slik beregning gir en gjennomsnittlig vannhastighet på 4-5 m/s gjennom bru Vingrom øst.

Flyfoto viser at det er et fall i Rinda ved brustedet for ny bru Vingrom øst (se Figur 27). Dette understøttes av inntegnet bunnivå på brutegningene for eksisterende og ny bru. Helningen til vannet gjennom brustedet avgjør hvilken metodikk som bør benyttes for dimensjonering av erosjonssikringen. Ved helning på mer enn 2 % så bør Robinsons formel for erosjonssikring benyttes. Denne metodikken vil gi større steinstørrelser enn Maynords formel, som benyttes for slake elver med fall under 2 %. Norconsult har valgt å benytte Robinsons formel for dimensjonering av erosjonssikring for bru Vingrom øst.

Forutsetninger brukt i Robinsons formel er:

- Vannføring lik $112,7 \text{ m}^3/\text{s}$ (200-årsflom med klima- og usikkerhetspåslag)
- Bunnhelning lik 5 %
- Bredden i tverrsnittet er satt lik 15 m, noe som gir enhetsvannføring på $7,5 \text{ m}^3/\text{s m}$
- Sidehelning skråning lik 1:2
- Sikkerhetsfaktor på 1,2

Robinsons formel gir med dette stabil steinstørrelse D_{50} lik:

- D_{50} bunnsikring lik 0,5 m
- D_{50} sidesikring lik 0,6 m

Robinsons formel angir stabil steinstørrelse for rauset sikring. Dersom man plastrer, slik som det er gjort for bru Vingrom vest, har man ikke noe formelverk for å estimere nødvendig steinstørrelse. Dersom plastringen utføres godt, med god innbyrdes kontakt mellom hver stein, små fuger, jevn overflate mot elva og lengste akse på steinen normalt på skråningen, virker det sannsynlig at sikringen vil tåle mer enn Robinsons formel tilsier.

Steinstørrelse på 0,4-0,6 m benyttet for sikring av Vingrom bru vest, virker dermed som en fornuftig steinstørrelse også for bru Vingrom øst, så lenge man har en god utførelse på plastringen. Gitt historikken ved Vingrom vest, der den gamle brua måtte rives grunnet erosjonsskader og ny erosjonssikring fra 2015 måtte utbedres allerede i 2018, så mener Norconsult at det kan være fornuftig å legge beregnet steinstørrelse fra Robinson til grunn. Det innebærer at man justerer opp steinstørrelsen noe fra sikringen ved Vingrom vest.

Norconsult anbefaler at sikring av Vingrom bru øst utføres ved:

- Plastring av elvebunnen og horisontale flater med stein av størrelse 0,4-0,6 m
- Plastring av sideskråninger med stein av størrelse 0,5-0,7 m

- En rekke med stor tåstein i foten av skråning, størrelse 0,8-1,0 m
- Under plastringen legges et filterlag 20-120 mm av tykkelse minimum 30 cm, eller plastringsteinen støpes inn i betong
- Sikringen trenger ikke å føres høyere enn nivå 200-årsflom pluss et fribord på 0,5 m, det vil si til kote 127,13
- Sikringen, både bunn- og sideplastring av elveløpet, føres minst 20 m nedstrøms bru Vingrom vest
- Spunkasser rundt fundamentene til pilarene nærmest elva

Prinsippet for sikring av Vingrom vest videreføres for Vingrom øst, men steinstørrelsen for sidesikringen er justert noe opp. Det er videre vurdert at det ikke er behov for å ha spunkasser rundt fundament for landkar. Dette på grunn av de ligger såpass høyt at de er over vannstanden for den situasjonen som gir høyest hastighet gjennom brua, 200-årsflom i Rinda kombinert med lav vannstand i Mjøsa. Ved flom i Rinda kombinert med 200-årsflom i Mjøsa vil fundamentene for landkarene ligge under flomvannstanden, men da vil også vannhastigheten være vesentlig lavere.

Før utførelse av erosjonssikring bør bunnivå i elveløpet nedstrøms bru Vingrom øst kartlegges. Dette for å verifisere at det er fornuftig å avslutte sikringen 20 m nedstrøms brua.

Ved detaljplanlegging av sikring ved bru Vingrom øst må det tas hensyn til at det skal føres ut en overvannsledning med overskuddsvann fra grunnvannsvarmeanlegg sørvest for eksisterende landkar bru Vingrom vest.

6.5.3 Vurdering av massetransport i Rinda

Rinda har mange mindre bekker som renner i bratt terreng med løsmasser. Det virker derfor sannsynlig at Rinda vil få tilførsel av løsmasser i en flomsituasjon. De groveste massene vil avsettes der helningen i elva er slik at vannhastigheten avtar. Oppstrøms bru E6 er det et flatere parti, og på flyfoto kan det sees grusører i elva her (den nærmeste er synlig i Figur 27). Historiske flyfoto viser at grusørene endrer seg over tid, noe som viser at det pågår erosjon og masseavsetning her. I flommen i 2013, som ga så omfattende skader på bru for E6 at den måtte byttes ut, ble det rapportert at Rinda transporterte store steiner på strekningen gjennom Vingrom.

Det er mulig at avlagring av løsmasser på oppstrøms side av brua kan gi økning i flomvannstander i Rinda. Dette er imidlertid kun i flomsituasjoner der vannstanden ikke er bestemt av vannstanden i Mjøsa. I den dimensjonerende flomsituasjonen der Mjøsa er på nivå for 200-årsflom vil en eventuell avsetning av løsmasser oppstrøms bru E6 neppe kunne bli så omfattende at vannstanden på oppstrøms side av brua påvirkes. I flomsituasjoner der vannstanden under bru Vingrom vest ikke er påvirket av vannstanden i Mjøsa, er fribordet såpass stort (fribord omtrent 3,5 m ved 200-årsflom i Rinda) at masseavlagring neppe vil kunne gi så høy vannstand at bru Vingrom vest påvirkes.

Norconsult vurderer at massetransport i Rinda neppe vil ha betydning for sikkerheten til bru Vingrom vest og øst.

6.5.4 Vurdering av konsekvenser for Rinda ved bygging av ny bru

Bygging av ny bru vil medføre omfattende sikringstiltak mot erosjon lokalt ved brustedet. Det er allerede gjort store inngrep i nedre del av Rinda. Rinda fremstår som kanalisert på de nedre 1,4 km før utløpet i Mjøsa. Det at man erosjonssikrer ytterligere for ny bru Vingrom øst vil sånn sett ikke forringe store økologiske verdier. Fisk bruker sannsynligvis i dag den kanaliserte delen av elva kun for opp- og nedvandring, og erosjonssikring av bru Vingrom øst vil ikke påvirke dette.

Strømningsbilde etter bygging av bru Vingrom øst vil i det store og hele være uendret. Brua vil følgelig heller ikke påvirke masseavlagring på verken opp- eller nedstrøms side. Det vil tilrettelegges for tursti under bru Vingrom øst, og slik sikre tilgang til Mjøsas strandsone for befolkning i Vingrom.

Norconsult kan ikke se at bygging av bru Vingrom øst skal være til hinder for allmenne interesser i området.

6.6 Bru over Gudbrandsdalslågen

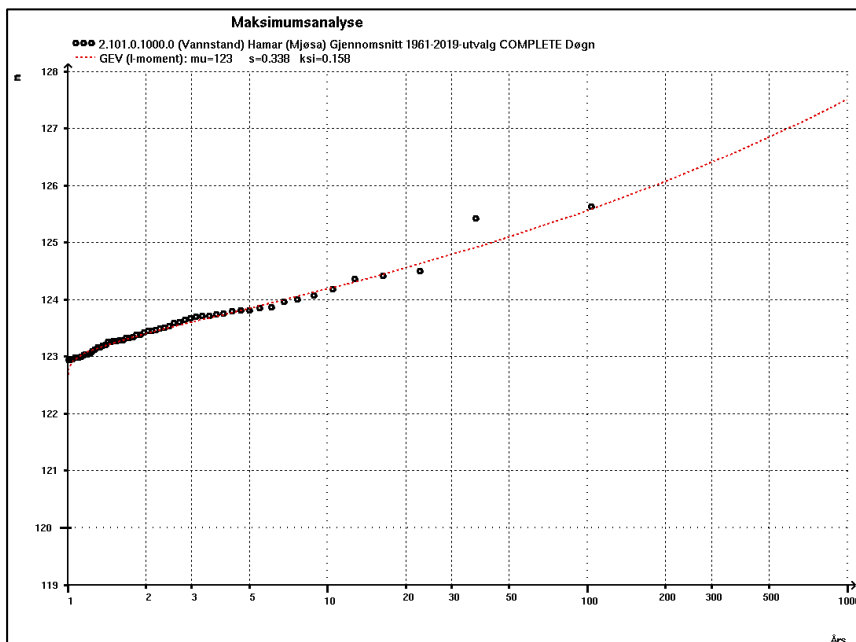
For krysning av Gudbrandsdalslågen er det utredet flere mulige alternativer for ny bru. Krysningen over Lågen er lang, og det er behov for en lagt mer kompleks konstruksjon enn for de andre elvene som skal krysses. Hvordan de ulike brualternativene over Lågen påvirker hydrologiske forhold er utredet i et eget notat [1], og vil derfor ikke omtales videre her.

7 FLOMSKRED

E6 Roterud-Storhove krysser gjennom flere aktsomhetsområder for flomskred. Kartlegging av fare for flomskred er utført av Norconsult ved hydrolog Steinar Myrabø og ingeniørgeolog Tor Øyvind Farsund. For vurderinger av flomskred vises det til rapport Skredfarevurdering RAPP-Geo-004 [5].

8 FLOMNIVÅ MJØSA

For å estimere flomvannstand i Mjøsa ved 200-årsflom er det gjort frekvensanalyse på registrerte vannstander i Mjøsa ved målestasjon 2.101 Hamar (Figur 29). Frekvensanalysen er gjort på årene 1961-2019. Året 1962 er tatt ut grunnet at vannstanden var unormalt lav dette året. Årene før 1961 er utelatt på grunn av at reguleringen av Mjøsa var annerledes før dette. NVE har også benyttet årene etter 1961 og utelatt 1962 ved frekvensanalyse for flomsonekartlegging ved Hamar, Lillehammer og Gjøvik.



Figur 29: Frekvensanalyse av måleserie 2.101 Hamar for årene 1961-2019

Frekvensanalysen gir at vannstand ved 200-årsflom i Mjøsa er på kote 126,08. Høydegrunnlaget som NVE benytter er NN1954. Differansen mellom NN2000 og NN1954 i prosjektområdet er slik at NN2000 ligger 20 cm høyere enn NN1954. I NVEs flomsonekartlegginger for Hamar, Gjøvik og Lillehammer er det lagt til et fribord på 0,5 m på beregnede flomvannstander. Ved Hamar har NVE anbefalt at det legges til 0,5 m utover fribordet for å ta hensyn til bølger. Bølger på Mjøsa kan bli vesentlig større, men kombinasjonen flom og de største bølgene er lite sannsynlig. Ved flomsonekartlegging Lillehammer og Gjøvik har NVE imidlertid ikke anbefalt påslag på flomvannstander i Mjøsa grunnet bølger. Gjøvik har lignende lengste strøkretninger for vind som det E6 Roterud-Storhove har, men lengdene er større for Gjøvik. Norconsult antar derfor at det ikke er behov for å legge til ekstra fribord for å ta hensyn til bølger ved E6 Roterud-Storhove.

Vindoppstuvining er ikke tatt hensyn til ved flomsonekartlegging Lillehammer. Norconsult forventer dermed at det heller ikke skal være behov for å ta hensyn til dette ved E6 Roterud-Storhove ved en 200-årsflom i Mjøsa.

Det er ikke nødvendig med klimapåslag på vannstander i Mjøsa, iht. Klimaprofil Oppland [10].

Ved nevnte forutsetninger vil minimumsnivå for veilinja til E6 Roterud-Storhove være kote 126,78 (høydegrunnlag NN2000).

Nye Veier har bestemt at prosjektet skal forholde seg til flomkoten for Mjøsa som NVE beregnet i år 2000 [11]. Nivå for 200-årsflom ble den gang beregnet til kote 126,43 i høydegrunnlag NN1954. Beregningen ble utført ved frekvensanalyse av måleserie 2.101 Hamar for årene 1961-1999 (utelatt 1962). NVE har anbefalt at sikkerhetsmargin på 0,5 m benyttes på beregnet flomnivå for flomsonekartleggingene ved Lillehammer og Gjøvik. Dette gir et minimumsnivå for veilinja til E6 Roterud-Storhove på kote 127,13 (høydegrunnlag NN2000). Det er av Nye Veier valgt å benytte kote 127,2 som minste nivå for flomkote Mjøsa inklusive fribord.

9 FYLLINGER I MJØSA

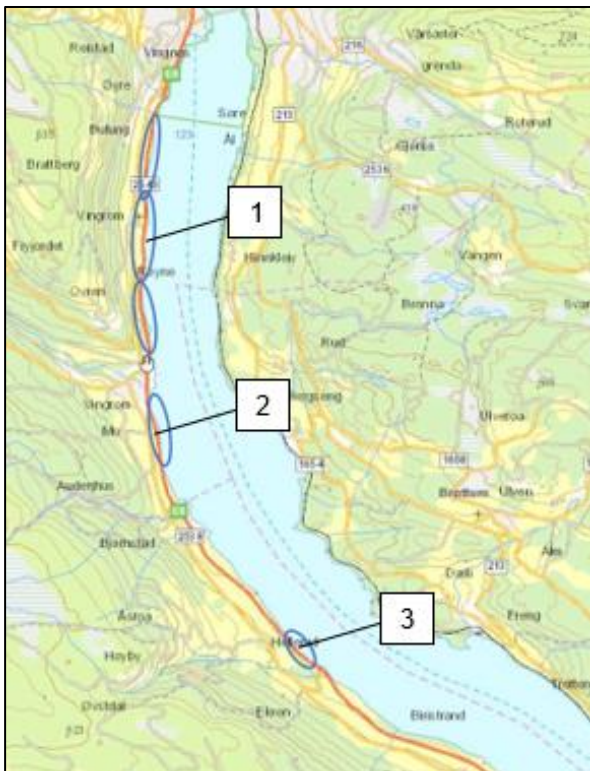
9.1 Erosjonssikring av fyllinger

Det skal legges nye fyllinger i Mjøsa på deler av strekningen for en ny turvei. Strekningene der det er planlagt utlagt en fylling i Mjøsa er:

- Utenfor vegprofil 13450-13650
- Utenfor vegprofil 17750-18300
- Utenfor vegprofil 18750-19170
- Utenfor vegprofil 19950-20350
- Utenfor vegprofil 20600-21000
- Utenfor vegprofil 21200-21350
- Utenfor vegprofil 21850-24300

Flere av strekningene ligger i nærheten av hverandre, og vil i praksis bli utsatt for tilnærmet den samme bølgebelastningen. Det er derfor gjort en forenkling slik at man vurderer tre ulike lokasjoner som vist i Figur 30 (fra nord mot sør):

1. Røyne
2. Mo
3. Hellerud



Figur 30: Lokasjoner for beregning av bølgebelastning

For å hindre at det blir erosjon/skader i fyllingsskråningen som følge av bølger- og is må fyllingene sikres ut mot Mjøsa med et skråningsvern. Dimensjoneringen av skråningsvernet er avhengig av hvor stor bølge- og ispåkjenningen vil bli.

Dokumentasjon av beregninger for erosjonssikring av fyllinger i Mjøsa er gitt i vedlegg 3.

9.1.1 Regelverk

Dimensjonering av skråningsvern er beskrevet i to publikasjoner fra Statens Vegvesen:

- Håndbok N200 [3]. Vegbygging. Normal. Nivå 1.
- Håndbok V221 [16]. Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Veiledning. Nivå 2.

Veiledningen er et hjelpedokument som understøtter normalen og retningslinjene. Der det er divergens i innhold mellom normal/retningslinje og veiledning, skal alltid normal/retningslinje gjelde foran veiledningen.

9.1.2 Metodikk

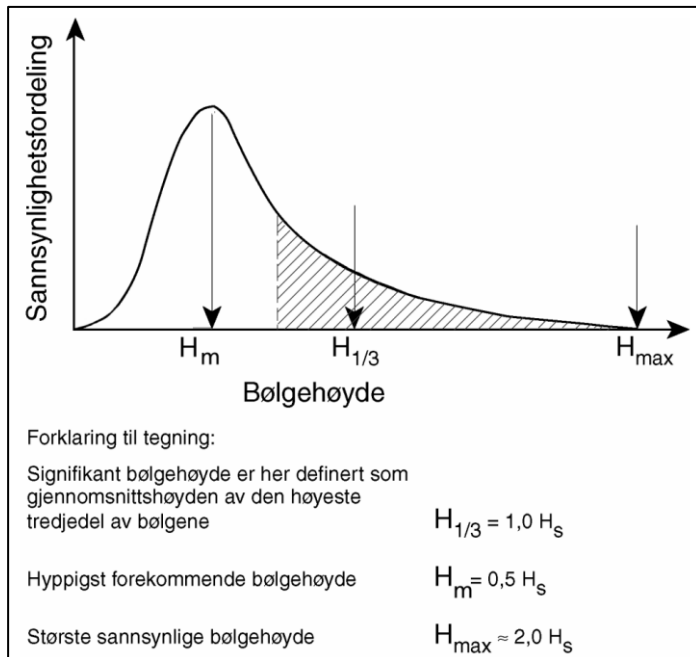
I henhold til Statens vegvesen sin håndbok N200 [3], skal skråninger mot sjø eller innsjø som er utsatt for bølgeerosjon sikres med et skråningsvern som bygges av sprengt stein. Dersom det benyttes annen type skråningsvern enn dette skal sikkerheten være tilsvarende som ved bruk av sprengt stein.

Dimensjoneringen av skråningsvernet har følgende gang:

- Lastberegning
 - Bølgelast
 - Is
- Dimensjonering av skråningsvern basert på lastberegningen
- Utforming av skråningsvernet med krav til soneinndeling og geometrisk utforming på fyllingen

9.1.3 Bølgelast

Bølgelasten forårsakes av vind som genererer bølger på magasinet. Signifikant bølgehøyde, H_s , legges til grunn for dimensjoneringen [3]. Signifikant bølgehøyde er definert som gjennomsnittshøyden på den høyeste tredjedel av bølgene som vist i Figur 31. På samme figur er det gitt overslag på hyppigst forekommende bølgehøyde (ca. $0,5 \cdot H_s$) og største påregnelige bølgehøyde (ca. $2,0 \cdot H_s$) som funksjon av signifikant bølgehøyde.



Figur 31: Prinsipiell illustrasjon av bølgers sannsynlighetstetthet i henhold til Rayleigh-fordeling [13]

Bølgebelastningen i en innsjø mot et skråningsvern beskrives ved [3]:

- Signifikant bølgehøyde, H_s
 - Siden skråningsvernet bygges i en innsjø, vil den signifikante bølgehøyden kun være sammensatt av lokalgenerert vindsjø (H_{sv}). Vi ser derfor bort fra havsjø/dønninger (H_{sd}).
- Bølgeretning
 - De fleste stabilitetsformler for dimensjonering av skråningsvern tar utgangspunkt i forsøk som er utført med en bølgebelastning som treffer konstruksjonen vinkelrett på konstruksjonens akse. Når bølgene treffer konstruksjonen med en annen innfallsvinkel vil dette som regel redusere belastningen for samme bølgehøyde.

9.1.3.1 Dimensjonerende vindhastighet

Håndbok N200 [3] oppgir at det skal regnes med 200 års bølgehøyde. Da bølgene som vurderes i dette tilfellet er vindgenererte, er det beregnet vindhastighet med en returperiode på 200 år. Den beregnede vindhastigheten benyttes som inngangsparameter i beregningen av signifikant bølgehøyde.

Beregningen er utført i henhold til NS-EN-1991-1-4 [12]. Det er tatt utgangspunkt i referansewindhastighet, $v_{b,0} = 22$ m/s, for Lillehammer fra tabell NA.4(901.1) i [12]. Vindretningene som gir størst bølgebelastning mot konstruksjonene vil være nordøst (NØ), øst (Ø) og sørøst (SØ). Tabell NA.4 (901.4) i [12] angir retningsfaktor, c_{dir} , for nordøstlig, østlig og sørøstlig vindretning i regionene «Østlandet nord». Alle tre tilfeller har samme retningsfaktor, $c_{dir} = 0,9$.

Stedsvindhastigheten er beregnet til 25,0 m/s. Det vises til beregningsvedlegg i kapittel 11 for fullstendige beregninger.

9.1.3.2 Signifikant bølgehøyde

Håndbok N200 [3] angir ikke spesifikt hvordan signifikant bølgehøyde beregnes, men oppgir at den kan bestemmes ved hjelp av teoretisk formelverk eller numerisk modellering.

Håndbok V221 [16] har heller ikke en mer detaljert beskrivelse av hvilken fremgangsmåte som skal benyttes.

Vegfyllingene som skal erosjonssikres ligger hovedsakelig orientert i retning nord-sør. Mjøsa er langstrakt i retning nord-sør, mens Mjøsa er vesentlig kortere i øst-vestlig retning. Mjøsas form, der bredden, B , er vesentlig lenger enn lengden, L , gjør at det bør benyttes et formelverk for vurdering av bølgebelastning som er egnet for innsjøer av denne typen. Vi har valgt å benytte formelverk beskrevet i NVEs retningslinjer for laster og dimensjonering [13] for beregning av bølgebelastning. Formelverket som bestemmer bølgebelastningen er hentet fra publikasjonen «Practical guide. Riprap Sizing» [15], og er utviklet på bakgrunn av målte data fra store magasiner i Canada. Dette var magasiner som, på lik linje med Mjøsa i beregningsområdet, var relativt brede i forhold til lengden.

I en innsjø skal dimensjonerende høyeste vannstand være en 200-årsflom. For vurdering av bølgeoppkylling er dimensjonerende høyeste vannstand satt til kote 127,13 (NN2000) som beskrevet i kapittel 8.

For regulerte innsjøer, slik som Mjøsa, kan laveste regulerte vannstand (LRV) benyttes som nedre nivå for innsjø. I Mjøsa er LRV på kote 119,53 (høydegrunnlag NN2000).

Beregning av signifikant bølgehøyde for dimensjonering av skråningsvernet er utført i følgende trinn:

1. Beregning av effektivt strøk $F_{e,180^\circ}$ for ulike innfallsvinkler β etter formel 3.1 i [13]. Vinkel $\beta = 90^\circ$ tilsvarer en bølge med innfallsvinkel normalt på skråningen.
2. Beregning av signifikant bølgehøyde $H_{s,\perp}$ for ulike innfallsvinkler β etter formel 3.5 i [13]. Resultater fra beregning av F_{180° fra punkt 1 og dimensjonerende vindhastighet beskrevet i 9.1.3.1 benyttes som input.
3. Beregning av justert effektivt strøk $H_{s,\theta}$ for ulike angrepsvinkler, θ , med resultater fra punkt 2 som inngangsparameter. Justert effektivt strøk beregnes etter formel 2 fra Wolters & van Gent (2010) [14] for å ta høyde for at skadepotensialet reduseres når bølgen angriper med en angrepsvinkel som er skråstilt i forhold til skråningen akse.

Beregningsvedlegg som viser komplette beregninger for punkt 1-3 for de ulike lokasjonene er vedlagt i kapittel 11. Tabell 11 oppsummerer dimensjonerende bølgebelast for de ulike lokasjonene.

Tabell 11: Oppsummering av dimensjonerende bølgebelastning

	Mo	Røyne	Hellerud
Effektivt strøk $F_{e,180^\circ}$	1,96 km	1,66 km	2,02 km
Ugunstigste vindretning	96°	102°	96°
Signifikant bølgehøyde $H_{s,\perp}$	1,15 m	1,06 m	1,26 m
Justert signifikant bølgehøyde $H_{s,\theta}$	1,14 m	1,04 m	1,15 m

9.1.4 Høyde plastring

I N200 [3] er det angitt at «Høyde av plastring» skal føres opp til et nivå der maksimal 1-2 % av bølgene kan nå opp til eller over.

Beregning av bølgeoppskylling R_u er utført etter metodikk beskrevet i kapittel 3.4.3 i [13]. Bølgeoppskyllingen R_u er den vertikale avstanden mellom stille vannstand og det høyeste punktet i skråningen som bølgen når opp til. Dimensjonerende bølgeoppskylling betegnes $R_{u1\%}$ og tilsvarer bølgeoppskylling med beregningsmessig 1 % sannsynlighet for overskridelse ved dimensjonerende bølgesituasjon.

R_u beregnes etter følgende formel: $R_{u1\%} = 2,4 \cdot H_{s,\perp} / n^{0,44}$ der n er skråningshelningens horisontalkomponent. n er satt til 1,5. Bølgeoppskyllingen blir størst når bølgene beveger seg normalt på skråningen. Ved en innfallsvinkel, β , mellom skråningsaksen og bølgeretningen kan oppskyllingen korrigeres i henhold til følgende formel: $R_{u,red.} = R_u \cdot \sin \beta$. Ved beregning av R_u benyttes $H_{s,\perp}$, siden effekten av innfallsvinkel, β , inkluderes i beregning av $R_{u,red.}$ Det er beregnet bølgeoppskylling for ulike innfallsvinkler ved de ulike lokasjonene, og beregningene er vist i sin helhet i beregningsvedlegg i kapittel 11. Dimensjonerende oppskyllingshøyder for de ulike lokasjonene er oppsummert i Tabell 12.

Tabell 12: Oppsummering av dimensjonerende oppskyllingshøyder

	Mo	Røyne	Hellerud
Innfallsvinkel β	96 °	102 °	102 °
Signifikant bølgehøyde, $H_{s,\perp}$	1,15 m	1,06 m	1,18 m
Bølgeoppskylling, R_u	2,30 m	2,13 m	2,37 m
Redusert bølgeoppskylling $R_{u,red}$	2,29 m	2,09 m	2,31 m
Dimensjonerende høyvannstand, DHV	Kote 127,13		
Oppskyllingshøyde DHV + $R_{u,red}$	Kote 129,42	Kote 129,22	Kote 129,44

Av Tabell ser man at det er liten variasjon i oppskyllingshøyder, og av praktiske hensyn anbefales det å ta utgangspunkt i beregnet oppskyllingshøyde for Hellerud for bestemmelse av topp plastringnivå ved alle lokasjoner. Med utgangspunkt i beregnet oppskyllingshøyde anbefales det at «høyde plastring» legges til kote 129,44.

9.1.5 Høyde av overflatebeskyttelse

N200 [3] angir at «høyde av overflatebeskyttelse» skal føres fra topp av plastring og opp til det nivå som krever beskyttelse mot bølgesprut. Det er videre anført at dette skal dokumenteres med beregninger av oppskyllingshøyder eller overskyllingsrater, men det er ikke angitt hvilke nivåer for disse som skal forutsettes som et dimensjoneringskriterium. Vi ser heller ikke at det er en klar sammenheng mellom «bølgesprut» og oppskyllingshøyde og/eller overskyllingsrate. Det er angitt at metoder som beskrevet i EuroTop Manual [17] kan benyttes.

En beregnet oppskyllingshøyde må angis med en angivelse av hvor stor andel av bølgene som vil overstige beregnet oppskyllingshøyde. Kravene i N200 [3] for «topp plastring» som vist over er eksempelvis satt til at bare 1-2 % av bølger kan skylle lenger opp enn beregnet

oppskyllingsnivå. Dersom det kommer slike bølger som overstiger beregnet oppskyllingsnivå vil disse bølgene påføre skråningen betydelige laster, også over nivået for «topp plastring». Vår tolking av regelverket er at sikring mot disse kreftene ikke skal besørges av «overflatebeskyttelsen» da dette ikke kan klassifiseres som «bølgesprut». En «overflatebeskyttelse» vil likevel bremse skadeutviklingstakten noe når slike bølger treffer skråningen.

Det er også vist til «overskyllingsrater». EuroTop [17] skiller mellom to typer av overskylling:

- «Grønt vann». Bølger som løper/strømmer opp skråningen i et relativt sammenhengende vannvolum uten mye luftinnblanding.
- «Hvitt vann» / «sprut». Oppstår når bølger bryter foran eller på skråningen og fører en ujevn strøm av vann over konstruksjonen som overtopping eller som sprut. Slikt «hvitt vann» føres over konstruksjonen enten ved egen vekt og/eller det blir drevet/assistert av pålandsvind.

EuroTop [17] angir også at vindens påvirkning på utvikling av sprut ofte ikke har blitt fullt ut modellert. Vi vurderer også at «overskyllingsrate» som angivelse av et kriterium for hvor høyt «overflatebeskyttelsen» skal gå ikke er hensiktsmessig da «overskylling» fordrer at vannstanden overstiger toppen av konstruksjonen.

Som et overslag på en «maksimumsoppskylling» har vi beregnet hvor høy bølgeoppskyllingen blir når man forutsetter at bare 0,1 % av bølgene skyller høyere enn beregnet oppskyllingshøyde.

Dette har vi gjort iht. følgende ligning (hentet fra [15]) for skråningshelning $\cot \alpha < 2,7$:

$$R_u = b \xi_m^c H_s$$

der

b og c = konstanter hentet fra [14], tabell C.1 (-), som settes til b = 1,34 og c = 0,55.

ξ_m = Irribaren-tallet (-) definert som forholdet mellom skråningshelningen og bølgekrappheten der

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{c_m}}$$

der

α = skråningshelningen i grader (°)

c_m = bølgekrappheten der

$$c_m = \frac{H_s}{\left(\frac{g T_p^2}{2\pi}\right)}$$

der

T_p = Gjennomsnittlige bølgeperiode (s)

Iht. [15] settes $c_m = 0,06$. Vi får at:

$$R_{u0,1\%} = 1,34 \xi_m^{0,55} H_s = 1,34 \left(\frac{\tan \alpha^{0,55}}{\sqrt{0,06}^{0,55}}\right) H_s = 2,9 (\cot \alpha)^{-0,55} H_s$$

Vi setter inn $\cot \alpha = 1,5$, $H_{s,\perp} = 1,18$ m og får $R_{u0,1\%} = 2,74$ m. Denne bølgeoppstylingen reduseres iht. innfallsvinkelen $\beta = 102^\circ$ og vi får $R_{u,\text{red},0,1\%} = 2,74 \cdot \sin 102^\circ = 2,68$ m. Dette er $2,68 - 2,31 = 0,37$ m høyere enn $R_{u1\%}$.

Etter vår vurdering er ikke metodene som er foreslått for å definere høyden på «overflatebeskyttelse» i N200 [3] godt egnet til formålet. Det er også lite sannsynlig at man har kulminasjon av en 200-årsflom samtidig opptredende med 200 års vind.

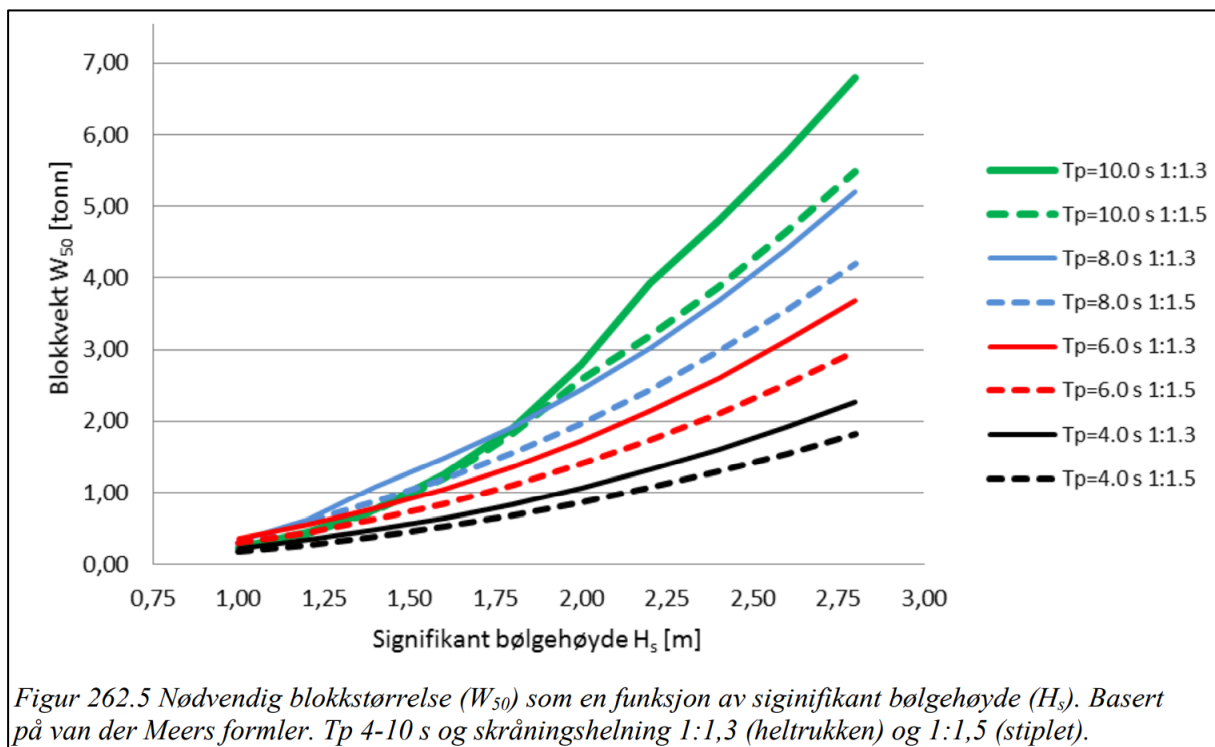
Vi har estimert en «maksimumsbølge» der 0,1 % av bølgene skyller høyere opp. Dette kan benyttes som en pekepinn på høyden på overflatebeskyttelsen, men da som et middel for å begrense skadene slike bølger vil forårsake. Av praktiske hensyn vurderer vi en slik overflatebeskyttelse kan føres opp til 0,5 m over «høyde plastring».

9.1.6 Dimensjonering og utforming av erosjonssikring

9.1.6.1 Plastring

Da det er liten variasjon i beregnet $H_{s,\theta}$ settes dimensjonerende steinstørrelse i plastringen lik alle lokasjoner av praktiske hensyn. Dimensjonerende blokkstørrelse bestemmes på bakgrunn av den største beregnede bølgebelastningen som oppstår ved Hellerud ($H_{s,\theta} = 1,18$ m). Skråningshelning er satt lik 1:1,5.

Dimensjonerende midlere steinstørrelse D_{n50} bestemmes med utgangspunkt i figur 262.5 i N200 [3] (se Figur 32). W_{50} er funnet til ca. 0,3 tonn.



Figur 32: Steinstørrelse for sikring mot bølgeerosjon (Figur 3-3-21 fra Håndbok V221 [16])

W_{50} er funnet til ca. 0,3 tonn / 300 kg. W_{\min} skal være $W_{\min} > 0,85 \cdot W_{50}$, altså at $W_{\min} > 250$ kg. Blokkens vekt kan regnes om til en blokkdiameter med følgende formel (CIRIA, 2007 [18]):

$$D = \left(\frac{W}{F_s \rho_{app}} \right)^{1/3}$$

Der

W = Blokkens vekt (kg)

F_s = Konstant avhengig av blokkens form. Her settes $F_s = 0,60$ iht. [18]

ρ_r = Massetetthet for blokka der vekt av vann i porene er medtatt. Parameteren kan også gå under symbolet ρ_{app} . Parameteren er dermed avhengig av metningsgraden til blokka. Dersom metningsgraden er null (ovnstørr) skifter denne parameteren symbol til ρ_{rock} . Her settes $\rho_r = 2650$ kg/m³.

D_{50} er beregnet til $D_{50} = 0,57$ m. D_{\min} er beregnet til $D_{\min} > 0,54$ m.

Forholdet mellom største og minste diameter bør være $2 < D_{\max}/D_{\min} < 3$ iht. [3]. Vår vurdering er at det vil være uheldig å benytte en bred gradering, og setter at $D_{\max}/D_{\min} < 2$. D_{\max} er dermed beregnet til $D_{\max} < 1,08$ m.

For å omregne blokkens diameter til blokkvekt benyttes følgende formel:

$$W = F_s \rho_{app} D^3$$

$D_{\max} < 1,08$ m tilsvarer dermed $W_{\max} < 2000$ kg.

Flere av parameterne som beskriver utforming av skråningsvernet benytter nominell blokkdiameter, D_n . Den nominelle blokkdiameteren tilsvarer side-dimensjonene til en kube der alle sider er like. Den beregnes med følgende formel [3]:

$$D_n = \left(\frac{W}{\rho_{app}} \right)^{1/3}$$

Tabell 13 oppsummerer de beregnede størrelsene til blokkene.

Tabell 13: Oppsummering av blokkstørrelser

	Blokkvekt (kg)	Nominell blokkdiameter (m)	Blokkdiameter (m)
Minimum	$W_{\min} > 250$ kg		$D_{\min} > 0,54$ m
50 % passering	$W_{50} = 300$ kg	$D_{n50} = 0,48$ m	$D_{50} = 0,57$ m
Maksimum	$W_{\max} < 2000$ kg		$D_{\max} < 1,08$ m

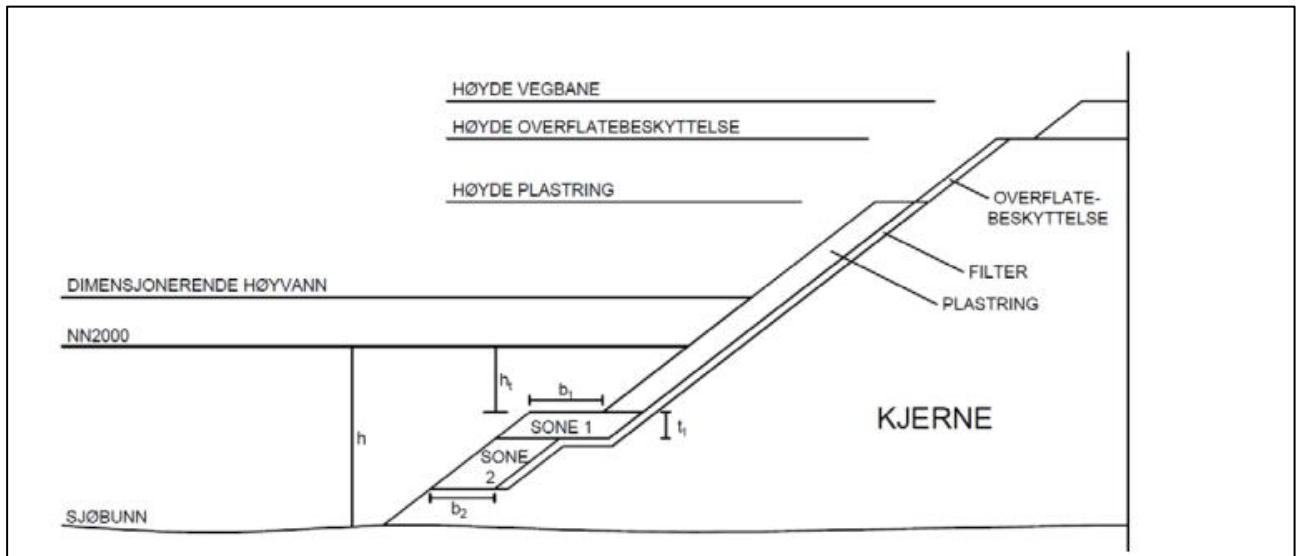
I [3] er det beskrevet at dersom blokkstørrelsen, W_{50} , er mindre enn 0,5 tonn bør man vurdere en rausfylling eller ordnet steinlag. Siden beregnet blokkstørrelse her er $W_{50} = 0,3$ tonn kan man benytte ordnet steinlag, og det er ikke nødvendig med plastring. Lagtykkelsen økes fra $T = 1,8D_{n50}$ til $T = 3D_{n50}$ når man benytter et ordnet steinlag sammenlignet med plastring, og volumet av innbygd masse økes. Etter vår vurdering kompenseres dette med at innbyggingen blir enklere og går raskere. Lagtykkelsen skal være $T = 3D_{n50} = 1,5$ m.

9.1.6.2 Underfylling

For dimensjonering av underfylling vises det til Figur 33 som er et utklipp av Figur 262.2 fra [3]. Dersom vanddybden ved foten av plastringslaget, h_t , er $h_t > 1,5H_s$ kan det legges en

underfylling. Her er $h_t=1,77$ m. For store vanddybder ($h > 10$ m) skal det alltid benyttes underfylling.

Underfyllingen skal gi en god overgang mellom en nedre rauset og øvrig ordnet plastring, og sikre skråningsvernet mot utglidning på grunn av erosjon og setninger i fyllingsfoten. Håndbok N200 [3] oppgir at det bør skilles mellom underfyllingens øvre og nedre lag (sone 1 og 2 i Figur 33).



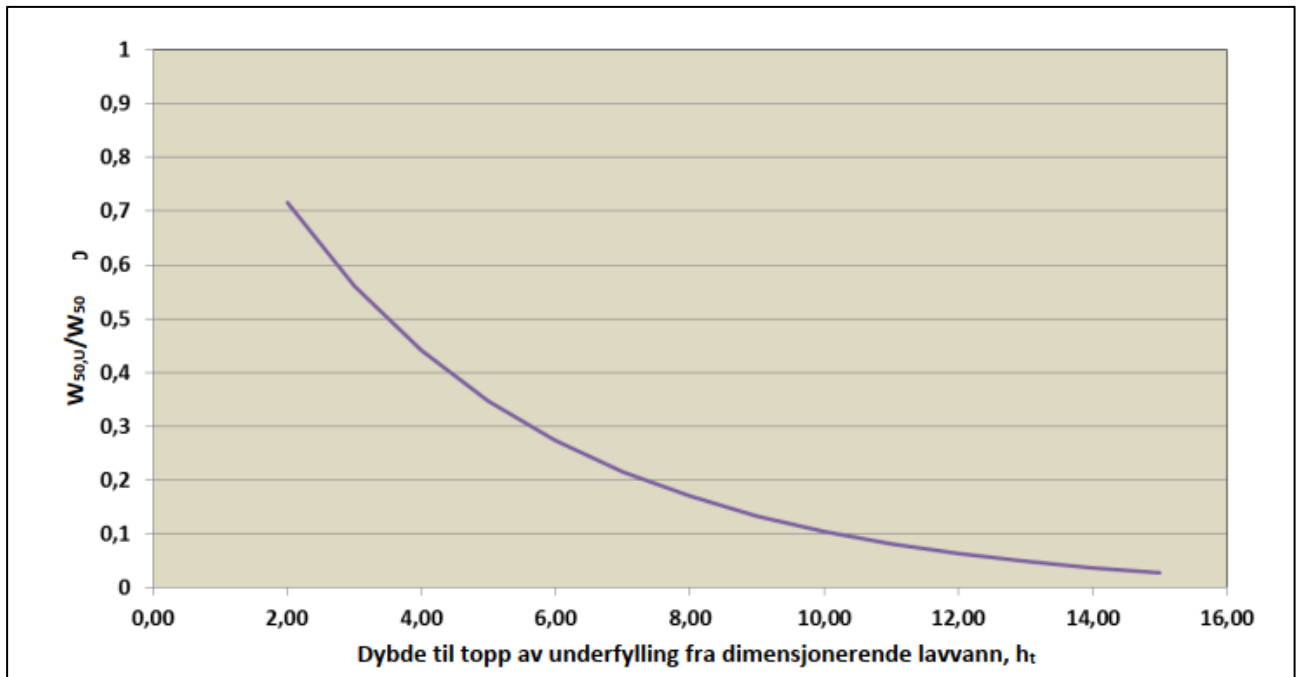
Figur 33: Utklipp av Figur 262.2 fra [3]

Maksimalt nivå topp underfylling

Vanddybden fra dimensjonerende lavvann til topp underfylling h_t bør være større enn $1,5 \cdot H_s = 1,77$ m. Med utgangspunkt i LRV på kote 119,53 blir høyeste nivå for topp underfylling på kote 117,70 (avrundet nedover til nærmeste 10 cm).

Sone 1

- Tykkelse av sone 1, t_1 , skal være $t_1 > 2D_{n50}$, der D_{n50} er nominell diameter i plastringlaget over underfyllingen [3]. Dette gir $t_1 = 1,0$ m
- Horisontal bredde av underfyllingens sone 1, b_1 , skal være $b_1 > 4D_{n50}$ [3]. Dette gir $b_1 > 2,0$ m (avrundet opp til nærmeste 10 cm).
- Krav til steinstørrelse i sone 1 er avhengig av dybden fra dimensjonerende lavvannstand til topp underfylling, h_t . Nødvendig steinstørrelse er gitt av et forholdstall mellom blokkvekt i sone 1, $W_{50,U1}$, og blokkvekt i primærplastringen, W_{50} . For ugunstigste situasjon der underfyllingen ligger på maksimalt tillatt nivå blir vanddybden $h_t=1,83$ m. Fra Figur 34 (utklipp av figur 262.4 i [3]) leses forholdstallet $W_{50,U1}/W_{50}$ av til 0,7 for $h_t < 2$ m (figur definerer forholdstall ved lavere h_t). W_{50} er tidligere funnet til å være 300 kg tonn. Dette gir $W_{50,U1} = 210$ kg. Dette tilsvarer en nominell diameter $D_{n50,u} = 0,43$ m. Det bemerkes at dersom underfyllingen legges på et lavere nivå slik at vanddybden h_t økes kan blokkstørrelsen i underfyllingen reduseres basert på forholdstallet som leses av i Figur 34.



Figur 34: Utklipp av Figur 262.4 fra [3]. Forholdstall mellom blokkstørrelse i underfylling og primærplastring som funksjon av dybde topp underfylling

Geometri sone 2

- [3] angir at steinstørrelse i sone 2, $W_{50,U2}$, kan reduseres til $W_{50,U2}=W_{50,U1}/2$. For $h_t < 2$ m gir dette $W_{50,U2} = 105$ kg. Dette tilsvarer $D_{n50,U2} = 0,34$ m.
- [3] angir at basismaterialet og filter bak sone 2 kan forskyves noe mot vannsiden, men horisontal bredde av sone 2, b_2 , bør være $b_2 > 3D_{n50,U2}$. Dette tilsvarer $b_2 = 1,0$ m (avrundet fra 1,02 m).
- Det bemerkes at geometri av sone 2 bestemmes av steinstørrelse i underfyllingens sone 1 som igjen er avhengig av vanddybden h_t . I praksis betyr dette at krav til steinstørrelse og horisontal bredde av sone 2 reduseres med økt vanddybde h_t .

9.1.6.3 Filterlag

Det skal etableres et filterlag mot basematerialet i underliggende fylling. Filteret skal bestå av sprengt stein. Filterkriterium fra kapittel 262.4 i [3] er $D_{50,filter} / D_{50,base} \approx 4-5$. Midlere diameter i filter må derfor fastsette på bakgrunn av midlere diameter i underliggende fylling. Tykkelse av filterlaget, t_{min} , settes til $t_{min} > 3D_{50,filter}$. Dersom basismaterialet i fyllingen tilfredsstiller filterkravene, kan filteret bortfalle i hele eller deler av underfyllingen.

Dersom basematerialet i fyllingen er finkornig må det vurderes om det skal benyttes flere filterlag for å sørge for en jevn overgang ut til skråningsvernet.

9.2 Krysning av bekker og flomveier

Fyllingene som legges for turvei langs Mjøsa vil krysse både bekker og flomveier i likhet med E6. Det må ved utlegging av fyllingene tilrettelegges for kryssende vannveier slik som det gjøres ved E6. Sikringen som vil gjøres av fyllingen for bølgebelastning, kan også fungere som erosjonssikring fra kryssende vannveier. Dette må utredes nærmere ved detaljprosjektering.

10 REFERANSELISTE

- [1] Norconsult (2021), E6 Roterud-Storhove Kryssing av Lågen – vurdering av strømningsforhold, NOTA-hyd-001
- [2] Norconsult (2020), E6 Roterud-Storhove Designbasis, RA-ADM-003
- [3] Statens vegvesen (2018), Håndbok N200
- [4] Sintef NHL (1992), Flomberegning og kulvertdimensjonering
- [5] Norconsult (2021), E6 Roterud-Storhove Delrapport skredfarevurdering, RAPP-geo-004
- [6] NVE (2015), Flomberegning for Gudbrandsdalsvassdraget-rapport 127/2015
- [7] NVE (2011), Retningslinjer for flomberegninger
- [8] Statens vegvesen (2015), Håndbok N400
- [9] NVE (2009), Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein-veileder 4/2009
- [10] Norsk klimaservicesenter (2017), Klimaprofil Oppland
- [11] NVE (2000), Flomberegning for Mjøsa og Vormå
- [12] NS-EN-1991-1-4
- [13] NVE (2003), Retningslinje for laster og dimensjonering. 2003
- [14] Wolters, van Gent (2010), Oblique wave attack on cube and rock armoured rubble mound breakwaters.
- [15] Société d'énergie de la Baie James (SEBJ) (1997), Practical guide. Riprap Sizing.
- [16] Statens vegvesen (2014), Håndbok V221
- [17] EuroTop. 2018. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures: An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application.
- [18] CIRIA. 2007. The Rock manual.

11 VEDLEGG

Vedlegg 1: Dokumentasjon flomberegning

Tabellverdier IVF-kurve Lillehammer

Lillehammer Oppland

Kombinasjon av Gjøvik og Hamar data

Måleperiode totalt for stasjonene: 1968 - 2019

Antall sesonger i IVF-statistikk: 51

Returverdi for nedbør (mm)																
VARIGHET (MINUTTER)																
RETURPERIODE (ÅR)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	1.5	2.7	3.5	4.9	6.9	8.0	8.7	9.7	11.0	12.2	14.0	15.5	18.2	23.6	30.0	38.0
5	2.0	3.5	4.6	6.4	9.2	10.6	11.5	13.0	14.8	16.5	18.5	20.0	23.3	29.6	38.0	50.0
10	2.3	4.0	5.4	7.4	10.7	12.4	13.5	15.1	17.2	19.3	21.4	23.0	26.5	33.5	43.0	57.0
20	2.5	4.5	6.1	8.3	12.1	14.2	15.4	17.2	19.7	22.0	24.1	26.0	29.5	37.4	48.5	65.0
25	2.6	4.7	6.3	8.6	12.6	14.7	16.0	17.9	20.4	22.9	25.1	27.0	30.5	38.7	50.0	67.0
50	2.9	5.1	7.0	9.6	14.0	16.5	17.9	20.0	22.7	25.5	27.9	30.0	33.7	42.4	55.0	74.0
100	3.1	5.6	7.7	10.5	15.3	18.2	19.7	22.0	25.1	28.2	30.6	33.0	37.0	46.0	59.0	81.0
200	3.4	6.1	8.3	11.4	16.7	19.9	21.6	24.0	27.2	30.5	33.2	36.0	40.5	49.5	64.0	89.0

Returverdi for nedbør (l/(s*ha))																
VARIGHET (MINUTTER)																
RETURPERIODE (ÅR)	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	250.0	225.0	194.4	163.3	115.0	88.9	72.5	53.9	40.7	33.9	25.9	21.5	16.9	10.9	6.9	4.4
5	333.3	291.7	255.6	213.3	153.3	117.8	95.8	72.2	54.8	45.8	34.3	27.8	21.6	13.7	8.8	5.8
10	383.3	333.3	300.0	246.7	178.3	137.8	112.5	83.9	63.7	53.6	39.6	31.9	24.5	15.5	10.0	6.6
20	416.7	375.0	338.9	276.7	201.7	157.8	128.3	95.6	73.0	61.1	44.6	36.1	27.3	17.3	11.2	7.5
25	433.3	391.7	350.0	286.7	210.0	163.3	133.3	99.4	75.6	63.6	46.5	37.5	28.2	17.9	11.6	7.8
50	483.3	425.0	388.9	320.0	233.3	183.3	149.2	111.1	84.1	70.8	51.7	41.7	31.2	19.6	12.7	8.6
100	516.7	466.7	427.8	350.0	255.0	202.2	164.2	122.2	93.0	78.3	56.7	45.8	34.3	21.3	13.7	9.4
200	566.7	508.3	461.1	380.0	278.3	221.1	180.0	133.3	100.7	84.7	61.5	50.0	37.5	22.9	14.8	10.3

Flomberegning med NIFS (input og resultater)

Profil	Vassdrag	Areal (km ²)	qN (l/s km ²)	ASE (%)	Q200 (m ³ /s)	Q200*1,68 (m ³ /s)
9560	Bekk Heggelund	0.62	17.3	0.04	1.03	1.73
9970	Bekk Mælum	0.83	19.6	0.10	1.41	2.37
10650	Opsal	0.34	20.0	0	0.72	1.21
11120	Nordre Nedre Gryte	0.56	20.0	0	1.10	1.85
11260	Dalebekken	2.23	23.0	0	4.05	6.80
11520	Bekkemellom	0.57	13.5	0	0.82	1.38
11880	Huskelhus	0.29	13.5	0	0.45	0.76
12180	Finstadbekken	1.62	16.6	0	2.39	4.02
12570	Lundstein sør	0.32	17.0	0	0.60	1.01
12640	Lundstein nord	0.37	17.0	0	0.69	1.16
12900	Lønstad	0.51	17.0	0	0.90	1.51
13880	Elvestad	0.31	17.0	0	0.58	0.97
15710	Myrbakkbekken	1.17	14.0	0.06	1.49	2.50
16060	Nordenga	0.31	14.0	0	0.49	0.82
16610	Iversbekken	1.57	17.4	0.08	2.25	3.78
17595	Bakke	0.24	17.0	0	0.45	0.77
17970	Audenus	0.23	17.0	0	0.45	0.76
22180	Engli	0.27	17.0	0	0.52	0.87
22550		0.25	17.0	0	0.48	0.81
22950		0.55	17.0	0	0.96	1.61
23250	Bekk Nordre Hov	0.59	17.2	0	1.02	1.71
23750	Bekk Nordsletta	1.03	16.6	0	1.61	2.70
24500	Bulungsbekken	1.82	18.4	0	2.86	4.80
28870	Bekk Kollefall	1.98	17.1	0	2.90	4.87

Flomberegning med rasjonale metode (input og resultater)

Profil	Vassdråg	Areal (ha)	Feltlengde (m)	Høydediff. (m)	Ase (%)	Tc (min.)	Intensitet (l/s ha)	C-faktor (-)	Q200*1,68 (l/s)
9140	Bekk Roterud	17	1230	218	0.00	50	160.2	0.39	1031
9560	Bekk Heggelund	57	2000	292	0.04	71	127.6	0.39	2837
9970	Bekk Mælum	83	2500	345	0.10	84	111.4	0.39	3604
10650	Opsal	34	1840	273	0.00	67	114.4	0.39	1517
11120	Nordre Nedre Gryte	56	1800	298	0.00	63	139.0	0.39	3035
11260	Dalebekken	223	4100	398	0.00	123	82.8	0.39	7205
11520	Bekkemellom	57	1650	312	0.00	56	149.4	0.39	3292
11880	Huskelhus	29	1800	330	0.00	59	143.3	0.39	1365
12180	Finstadbekken	162	4100	446	0.00	116	86.3	0.39	5450
12570	Lundstein sør	32	1530	354	0.00	49	162.4	0.39	2018
12640	Lundstein nord	37	1600	380	0.00	49	161.6	0.39	2345
12900	Lønstad	51	1850	409	0.00	55	151.5	0.39	3013
13880	Elvestad	31	1680	151	0.00	82	113.7	0.39	1374
15710	Myrbakbekken	117	2000	314	0.06	70	129.8	0.39	5925
16060	Nordenga	31	1080	250	0.00	41	183.8	0.39	1875
16610	Iversbekken	157	3500	469	0.08	99	97.3	0.39	5957
17430	Bakke	15	800	154	0.00	39	192.3	0.39	987
17595	Bakke	24	1100	205	0.00	46	167.2	0.39	1326
17970	Audenhush	23	1500	268	0.00	55	151.3	0.39	1357
18260	Bø	12	850	144	0.00	43	178.3	0.39	834
22180	Engli	27	1900	473	0.00	52	155.9	0.39	1641
22550		25	1475	441	0.00	42	179.6	0.39	1730
22900		14	1250	390	0.00	38	194.8	0.39	1048
22950		55	2070	502	0.00	55	150.5	0.39	3228
23250	Bekk Nordre Hov	59	2100	505	0.00	56	149.3	0.39	3436
23750	Bekk Nordslatta	103	2200	508	0.00	59	144.9	0.39	5819
24500	Bulungsbekken	182	3000	501	0.00	80	115.8	0.39	8217
28870	Bekk Kollefall	198	3300	523	0.00	87	107.8	0.39	8322

Vedlegg 2: Brutegninger eksisterende bruer som skal beholdes
 Bru Strandengen, Kalverudelva

STRANDENGEN bru R veg 4, 1971, Aktiv nr. 1:250
ÅKERSTAD GR: GJØVIK LILLEHAMMER, Byggnr. 68-B, Bygd år 4/57
 KILNERING (alligjende) 03 for Redalen
 GJØVIK 8.32.37.29

Brusystem *kontinuerlig plate i 4 spenn*
 Konstruksjon (materiale) *arm. betong*
 Brudekke *arm. betong* Slitedekke *asfalt*
 Underbygning (materialer) *arm. betong*
 Fundamentering *på fast grunn*

Spennvidde/Lysvidde *13,87 + 15,07 + 12,67 + 12,53 = 55,04 Lt = 55,90 m*

Kurvevr. b =	m	Gangbaner G =	m	Føringavst. F =	10,00	m
Fri bredde over føring	m	Fri bredde over rektv.	m	Fri høyde over pl.	0,00	m
Fri bredde over rektv.	m	Fri høyde over pl.	m	Fritt sellep		m

Konstruert for lastlokk 1968
 Endringer av lastl/akseltr. 1975 - ØH/ØBK/Ø

Overbygning: Underbygning:
 Konstruert av: TAUGBØL OG ØVERLAND A/S
 Bygd av: HØYER ELLEFSEN

Oppriss M = 1:500

SNITT A-A

Grunnriss M = 1:500

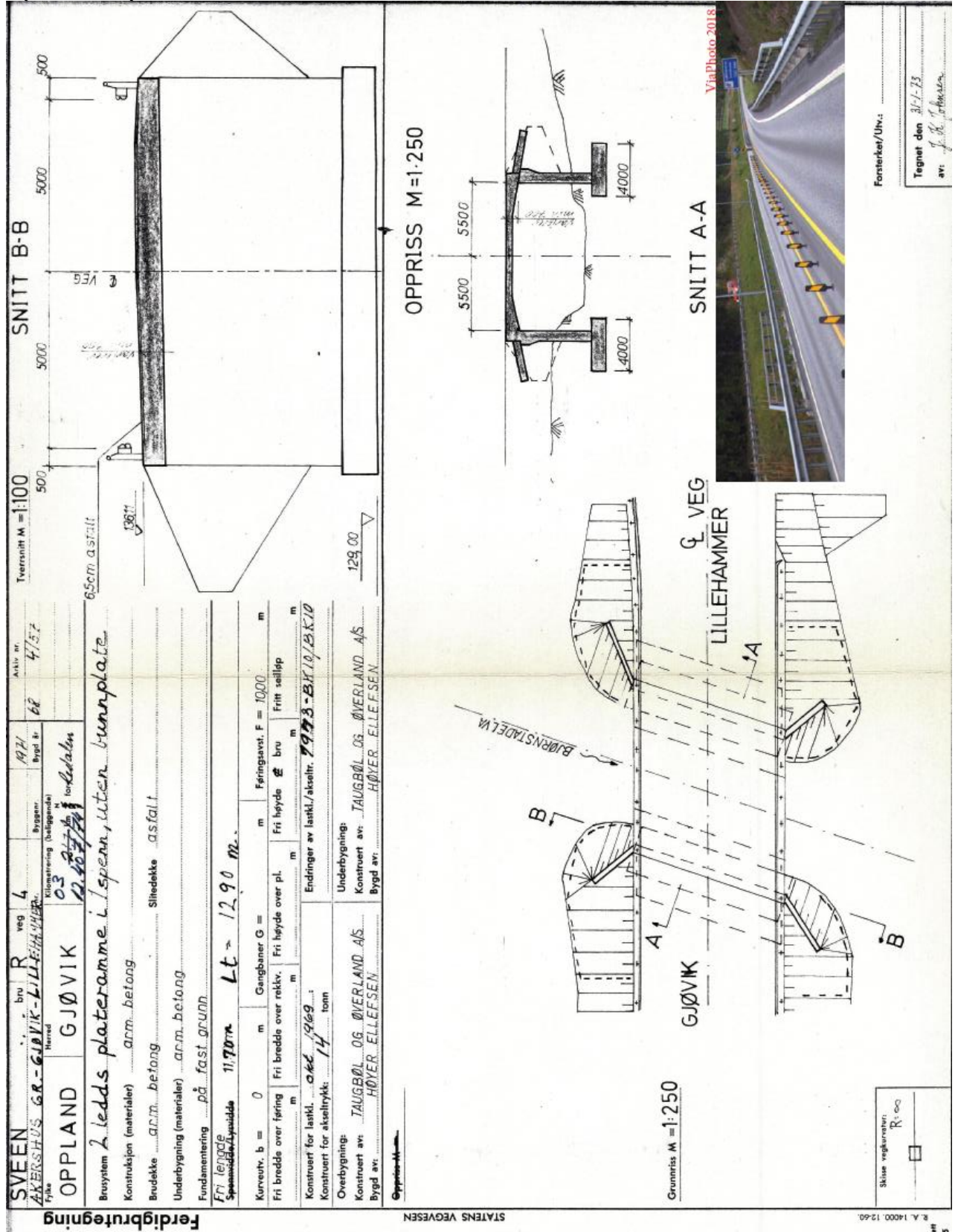
KALVERUDELVIA

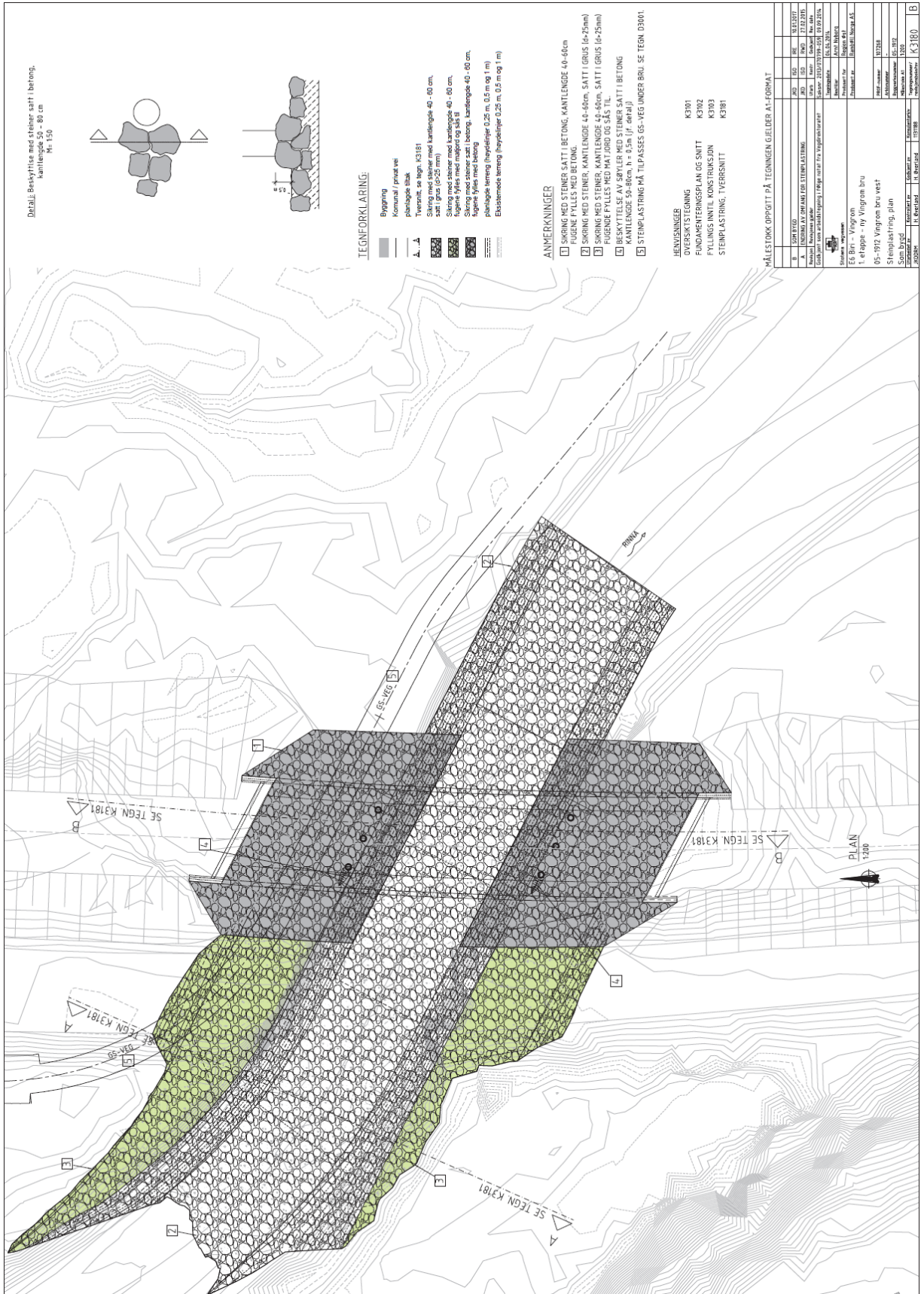
LILLEHAMMER

GJØVIK

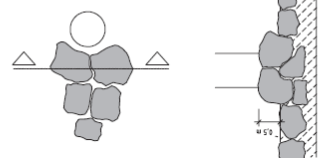
Forsterket/Uhv.:
 Tegnet den 9.8.75
 av: J. H. [Signature]

Bru Bjørnstad, Bjørstadelva





Detalj: Beskyttelse med steiner satt i betong, kantlengde 40-60 cm, h = 150



TEGNFORKLARING:

- Bygging
- Kommunal / private planlagde bak
- Tversnitt, se tegn. K3181
- Skiring med steiner med kantlengde 40 - 60 cm, satt i grus (Ø25 mm)
- Skiring med steiner med kantlengde 40 - 60 cm, satt i grus (Ø25 mm)
- Skiring med steiner satt i betong, kantlengde 40 - 60 cm, fugeene fylles med betong
- pannlagde læring (høydeleier 0,25 m, 0,5 m og 1 m)
- Ekselemple læring (høydeleier 0,25 m, 0,5 m og 1 m)

ANMERKNINGER

- 1 SKIRING MED STEINER SATT I BETONG, KANTLENGDE 40-60cm
- 2 SKIRING FYLLES MED BETONG
- 3 SKIRING MED STEINER, KANTLENGDE 40-60cm, SATT I GRUS (Ø=25mm)
- 4 FUGENE FYLLES MED MAT JORD OG SÅS TIL
- 5 BESKYTTELSE AV SRYLER MED STEINER SATT I BETONG KANTLENGDE 50-60cm, h = 0,5m (j= detalj)
- 5 STEINPLASTRING MÅ TILPASSES G5-VEG UNDER BRU. SE TEGN. D3001.

HENVISINGER

- ØVERSKIKSTEGNING K3101
- FUNDAMENTENGSPLAN OG SMITT K3102
- FILLINGSINNTIL KONSPEKSIJON K3103
- STEINPLASTRING, TVERSNITT K3181

MÅLESTOKK OPPGITT PÅ TEGNINGEN GJELDER A1-FORMAT

NO	REV	BYGGER	PROSJEKTANT	UTGIVELSE
A	1	NSR	NSR	12.02.2010
A	2	NSR	NSR	12.02.2010
A	3	NSR	NSR	12.02.2010
A	4	NSR	NSR	12.02.2010
A	5	NSR	NSR	12.02.2010
A	6	NSR	NSR	12.02.2010
A	7	NSR	NSR	12.02.2010
A	8	NSR	NSR	12.02.2010
A	9	NSR	NSR	12.02.2010
A	10	NSR	NSR	12.02.2010
A	11	NSR	NSR	12.02.2010
A	12	NSR	NSR	12.02.2010
A	13	NSR	NSR	12.02.2010
A	14	NSR	NSR	12.02.2010
A	15	NSR	NSR	12.02.2010
A	16	NSR	NSR	12.02.2010
A	17	NSR	NSR	12.02.2010
A	18	NSR	NSR	12.02.2010
A	19	NSR	NSR	12.02.2010
A	20	NSR	NSR	12.02.2010
A	21	NSR	NSR	12.02.2010
A	22	NSR	NSR	12.02.2010
A	23	NSR	NSR	12.02.2010
A	24	NSR	NSR	12.02.2010
A	25	NSR	NSR	12.02.2010
A	26	NSR	NSR	12.02.2010
A	27	NSR	NSR	12.02.2010
A	28	NSR	NSR	12.02.2010
A	29	NSR	NSR	12.02.2010
A	30	NSR	NSR	12.02.2010
A	31	NSR	NSR	12.02.2010
A	32	NSR	NSR	12.02.2010
A	33	NSR	NSR	12.02.2010
A	34	NSR	NSR	12.02.2010
A	35	NSR	NSR	12.02.2010
A	36	NSR	NSR	12.02.2010
A	37	NSR	NSR	12.02.2010
A	38	NSR	NSR	12.02.2010
A	39	NSR	NSR	12.02.2010
A	40	NSR	NSR	12.02.2010
A	41	NSR	NSR	12.02.2010
A	42	NSR	NSR	12.02.2010
A	43	NSR	NSR	12.02.2010
A	44	NSR	NSR	12.02.2010
A	45	NSR	NSR	12.02.2010
A	46	NSR	NSR	12.02.2010
A	47	NSR	NSR	12.02.2010
A	48	NSR	NSR	12.02.2010
A	49	NSR	NSR	12.02.2010
A	50	NSR	NSR	12.02.2010
A	51	NSR	NSR	12.02.2010
A	52	NSR	NSR	12.02.2010
A	53	NSR	NSR	12.02.2010
A	54	NSR	NSR	12.02.2010
A	55	NSR	NSR	12.02.2010
A	56	NSR	NSR	12.02.2010
A	57	NSR	NSR	12.02.2010
A	58	NSR	NSR	12.02.2010
A	59	NSR	NSR	12.02.2010
A	60	NSR	NSR	12.02.2010
A	61	NSR	NSR	12.02.2010
A	62	NSR	NSR	12.02.2010
A	63	NSR	NSR	12.02.2010
A	64	NSR	NSR	12.02.2010
A	65	NSR	NSR	12.02.2010
A	66	NSR	NSR	12.02.2010
A	67	NSR	NSR	12.02.2010
A	68	NSR	NSR	12.02.2010
A	69	NSR	NSR	12.02.2010
A	70	NSR	NSR	12.02.2010
A	71	NSR	NSR	12.02.2010
A	72	NSR	NSR	12.02.2010
A	73	NSR	NSR	12.02.2010
A	74	NSR	NSR	12.02.2010
A	75	NSR	NSR	12.02.2010
A	76	NSR	NSR	12.02.2010
A	77	NSR	NSR	12.02.2010
A	78	NSR	NSR	12.02.2010
A	79	NSR	NSR	12.02.2010
A	80	NSR	NSR	12.02.2010
A	81	NSR	NSR	12.02.2010
A	82	NSR	NSR	12.02.2010
A	83	NSR	NSR	12.02.2010
A	84	NSR	NSR	12.02.2010
A	85	NSR	NSR	12.02.2010
A	86	NSR	NSR	12.02.2010
A	87	NSR	NSR	12.02.2010
A	88	NSR	NSR	12.02.2010
A	89	NSR	NSR	12.02.2010
A	90	NSR	NSR	12.02.2010
A	91	NSR	NSR	12.02.2010
A	92	NSR	NSR	12.02.2010
A	93	NSR	NSR	12.02.2010
A	94	NSR	NSR	12.02.2010
A	95	NSR	NSR	12.02.2010
A	96	NSR	NSR	12.02.2010
A	97	NSR	NSR	12.02.2010
A	98	NSR	NSR	12.02.2010
A	99	NSR	NSR	12.02.2010
A	100	NSR	NSR	12.02.2010

Vedlegg 3: Beregninger for erosjonssikring av fyllingskråninger i Mjøsa

BEREGNING AV VINDHASTIGHET ETTER NS-EN 1991-1-4			
OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5190519	OPPRETTET AV EirPet	DATO 2020-02-24
BEREGNING Vindhastighet Mjøsa	REVISJON	KONTROLLERT AV EgiVar	DATO 2020-03-05

1 **Stedsvindhastighet:** $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$ Ligning (4.3)

Verdier som trengs for beregningen (markert i blå celler):

1.1 Ruhetsfaktor, $c_r(z)$ fra 4.3.2:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ for } z \leq z_{min}$$

Terrengkategori, se tabell NA.4.1

$k_r =$	1
$z_0 =$	0,17 m
$z_{min} =$	2 m
$z_{maks} =$	200 m

Høyde over terreng, referansenivå:

$z =$ 10 m

1.1 Ruhetsfaktor

$c_r(z) =$ 1,17

1.2 Terrengformfaktor, $c_0(z)$ fra 4.3.3:

$c_0(z) =$ 1,0

1.3 Basisvindhastighet: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$

Ligning (NA.4.1)

1.3.1 Retningsfaktor, c_{dir} fra Tab.NA.4(901.4):

$c_{dir} =$ 0,9

1.3.2 Årstidsfaktor, c_{season} fra NA.4.2(2)P(903.3):

$c_{season} =$ 1,0

Referansevindhastighet $v_{b,0}$ fra Tab. NA.4(901.1):

$v_{b,0} =$ 22,0 m/s

1.3.3 Nivåfaktor, c_{alt} fra NA.4.2(2)P(901.1)

$$c_{alt} = \begin{cases} 1,0; \text{ for } v_{b,0} \geq v_0 \\ 1,0 + \frac{(v_0 - v_{b,0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b,0} \cdot (H_{topp} - H_0)}; \text{ for } v_{b,0} \leq v_0 \end{cases}$$

Ligning (4.2)

Område:	Distrikt
1	Sør Norge inkl. Sør-Trøndelag
2	N.-Trøndelag, Nordland og Troms
3	Finnmark, Svalbard

Område	1
$H_0 =$	900
$H_{topp} =$	1500

Høyde over havet for byggested:

$H =$ 130 moh.

Nivåfaktor, c_{alt}

$c_{alt} =$ 1

1.3.4 Faktor for skalering ved returperiode ulik 50 år, c_{prob} :
K og n er gitt som henholdsvis 0,2 og 0,5 i NA.4.2(2)P

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

Returperiode (vanligvis 50 år):

$n =$ 200): $p = 0,005$

$K =$ 0,2

$n =$ 0,5

Faktor for skalering ved returperiode ulik 50 år:

$c_{prob} =$ 1,08 ($c_{prob} = 1$ ved 50 år)

1.3 Basisvindhastighet:

$v_b =$ 21,29 m/s

1 **Stedsvindhastighet:**

$v_m(z) =$ 25,01 m/s

OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Røyne	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 1 - Effektivt strøk etter NVE (2003)

Beregning av effektivt strøk etter metode beskrevet i "Retningslinje for laster og dimensjonering" (NVE, 2003) med sektor på henholdsvis $\pm 90^\circ$. Effektivt strøk, F_{180° , for ulike infallsvinkler β er vist i figur på etterfølgende side. Vinkel $\beta = 90$ grader tilsvarer en bølge med infallsvinkel normalt på skråningen.

NVE. 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

$$F_e = \frac{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} R_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} \cos \alpha_i} \quad [km]$$

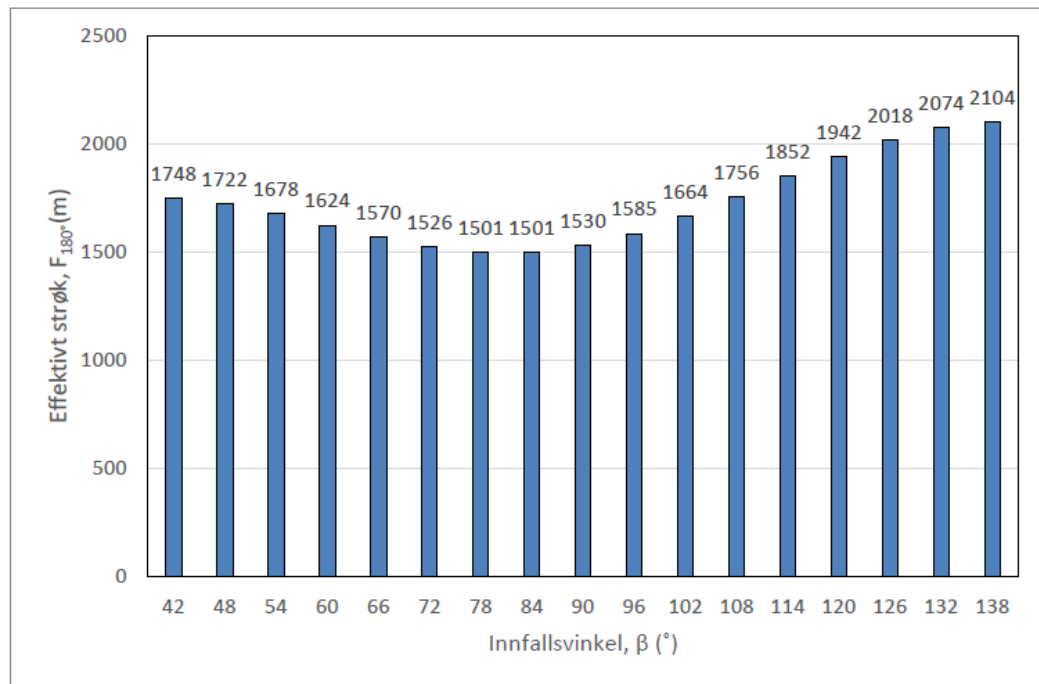
Antatt ugunstigst vindretning
90
grader på damaksen

α	R [m]	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$R^2 \cos^2 \alpha$
84	830	0,10	0,01	9
78	4 125	0,21	0,04	178
72	4 835	0,31	0,10	462
66	6 555	0,41	0,17	1 084
60	8 435	0,50	0,25	2 109
54	5 340	0,59	0,35	1 845
48	2 395	0,67	0,45	1 072
42	1 895	0,74	0,55	1 047
36	1 780	0,81	0,65	1 165
30	1 660	0,87	0,75	1 245
24	1 530	0,91	0,83	1 277
18	1 430	0,95	0,90	1 293
12	1 280	0,98	0,96	1 225
6	1 275	0,99	0,99	1 261
0	1 255	1,00	1,00	1 255
-6	1 310	0,99	0,99	1 296
-12	1 385	0,98	0,96	1 325
-18	1 415	0,95	0,90	1 280
-24	1 465	0,91	0,83	1 223
-30	1 545	0,87	0,75	1 159
-36	1 695	0,81	0,65	1 109
-42	1 935	0,74	0,55	1 069
-48	2 190	0,67	0,45	981
-54	2 700	0,59	0,35	933
-60	3 255	0,50	0,25	814
-66	4 300	0,41	0,17	711
-72	5 040	0,31	0,10	481
-78	5 505	0,21	0,04	238
-84	3 850	0,10	0,01	42
		19,08		29187

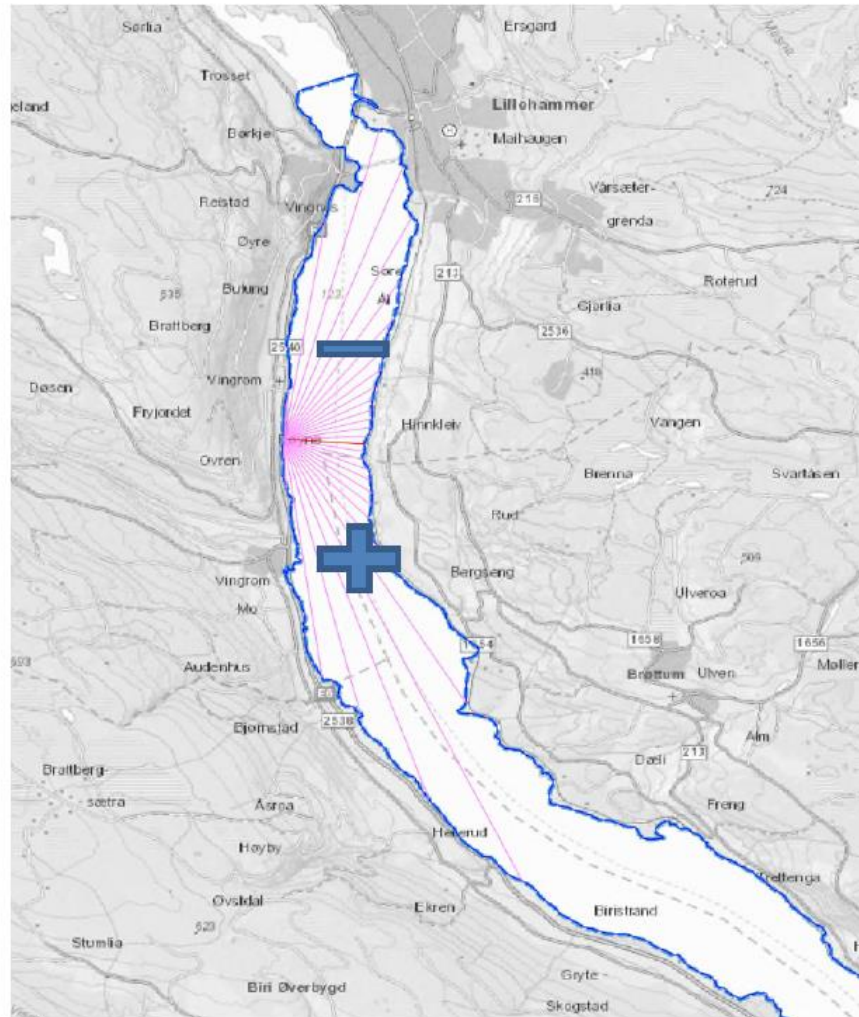
F_{180°

1530 m

OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Røyne	REVISJON 0	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09



OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Roynø	REVISJON 0	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09



OPDRAG E6RS	OPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Røyne	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 2 - Beregning av signifikant bølgehøyde

Beregning av signifikant bølgehøyde etter metode beskrevet i "Retningslinje for laster og dimensjonering" (NVE, 2003).

Signifikant bølgehøyde, $H_s = H_{m0}$

$$H_s = 0,001917F_e^{0,45}U^{1,353}$$

Gjennomsnittlig bølgeperiode

$$T_a = 0,143F_e^{0,225}U^{0,676}$$

Gjennomsnittlig bølgelengde

$$L_a = \frac{gT_a^2}{2\pi}$$

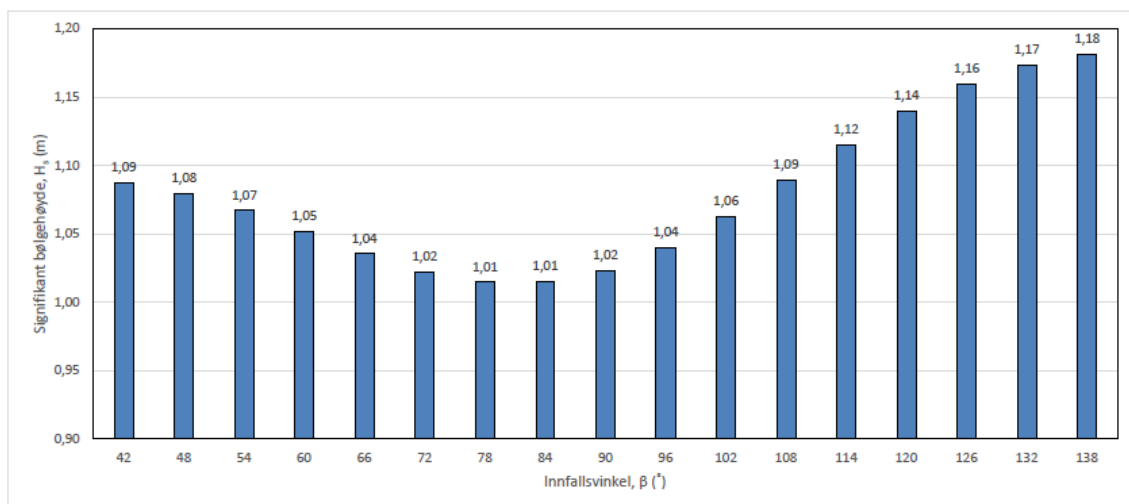
Minimum tid for utvikling av et permanent bølger regime

$$t = 3,21F_e^{0,775}U^{-0,676}$$

NVE. 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

Input				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Gjentaksintervall		år	200	
Dimensjonerende vindhastighet	U	m/s	25,0	Se egne regneark.
	U	km/h	90,0	

Innfallsvinkel β (°)	Fra beregning 1		Beregning 2		
	Eff. Strøk F_{180° (km)	Signifikant bølgehøyde H_s (m)	Gj. snittlig bølgeperiode, T_a (s)	Gj. Snittlig bølgelengde, L_a (m)	Tid, utv. Stasjonær bølgetilstand, t (timer)
42	1,75	1,09	3,40	18,02	0,24
48	1,72	1,08	3,39	17,90	0,23
54	1,68	1,07	3,37	17,69	0,23
60	1,62	1,05	3,34	17,43	0,22
66	1,57	1,04	3,32	17,17	0,22
72	1,53	1,02	3,29	16,95	0,21
78	1,50	1,01	3,28	16,82	0,21
84	1,50	1,01	3,28	16,82	0,21
90	1,53	1,02	3,30	16,97	0,21
96	1,59	1,04	3,32	17,24	0,22
102	1,66	1,06	3,36	17,62	0,23
108	1,76	1,09	3,40	18,05	0,24
114	1,85	1,12	3,44	18,49	0,25
120	1,94	1,14	3,48	18,89	0,26
126	2,02	1,16	3,51	19,22	0,26
132	2,07	1,17	3,53	19,46	0,27
138	2,10	1,18	3,54	19,58	0,27



OPPDRAAG E6RS	OPPDRAAGNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Røyne	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 3 - Justert signifikant bølgehøyde

Dimensjoneringsformlene for å beregne stabil steinstørrelse ved sikring av skråningen mot bølgelast forutsetter at bølgene treffer konstruksjonen vinkelrett i forhold til skråningen. Når "angrepsvinkelen" avviker fra dette reduseres normalt sett belastningen for samme bølgehøyde. For å ta høyde for dette beregnes derfor en justert signifikant bølgehøyde etter Galland (1994) for å ta høyde for effekt av at bølgens angrepsvinkel er skråstilt i forhold til skråningen akse.

$$H_{s,\theta} = H_{s,L} \cdot (\cos \theta)^x$$

der

$H_{s,L}$ er signifikant bølgehøyde mot en tenkt konstruksjon med akse som står vinkelrett på bølgeretningen

θ er bølgens retningsavvik fra en bølge som treffer vinkelrett på skråningen, $\theta = |90 - \beta|$, og

x er en skråstillingsfaktor som varierer med type sikring og som hentes fra publisert litteratur

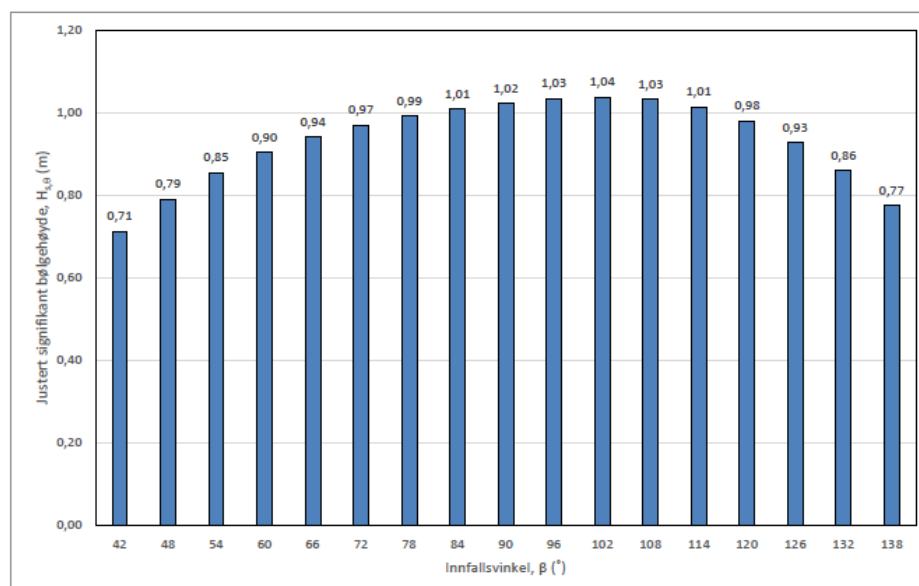
H_s fra beregning 2 benyttes som input, $H_{s,L}$, for beregning av justert $H_{s,\theta}$

Galland, J.-C. 1994. Rubble mound breakwater stability under oblique waves: and experimental study, Proc. Coastal Engineering 1994, 1061-1074.

Wolters, G., & van Gent, M. 2010. Oblique wave attack on cube and rock armoured rubble mound breakwaters. Coastal Engineering Proceedings, 1 (32), structures. 34.

Input				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Skråstillingsfaktor	x	-	1,05	Hentet fra Wolters & van Gent (2010). Typisk verdi for steinmateriale

Innfallsvinkel β	Retningsavvik θ	Fra beregning 2	Beregning 3
		Signifikant bølgehøyde $H_{s,L}$ (m)	Justert signifikant bølgehøyde $H_{s,\theta}$ (m)
42	48	1,09	0,71
48	42	1,08	0,79
54	36	1,07	0,85
60	30	1,05	0,90
66	24	1,04	0,94
72	18	1,02	0,97
78	12	1,01	0,99
84	6	1,01	1,01
90	0	1,02	1,02
96	6	1,04	1,03
102	12	1,06	1,04
108	18	1,09	1,03
114	24	1,12	1,01
120	30	1,14	0,98
126	36	1,16	0,93
132	42	1,17	0,86
138	48	1,18	0,77



OPPDRAAG E6RS	OPPDRAAGNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Røyne	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 5 - bølgeopp skyling

Beregning av bølgeopp skyling er utført etter kapittel 3.4.3 i NVEs Retningslinjer for laster og dimensjonering (NVE, 2003).

Bølgeopp skylingen R_u er den vertikale avstanden mellom stille vannstand og det høyeste punktet i skråningen som bølgen når opp til. Dimensjonerende bølgeopp skyling betegnes $R_{u,red}$ og tilsvarer bølgeopp skyling med beregningsmessig 1 % sannsynlighet for overskridelse ved dimensjonerende bølgesituasjon.

R_u beregnes etter følgende formel: $R_u = 2,4 \cdot H_s/n^{0,44}$

Bølgeopp skylingen blir størst når bølgene beveger seg normalt på skråningen. Ved en innfallsvinkel β mellom skråningsaksen og bølgeretningen kan opp skylingen korrigeres i henhold til følgende formel: $R_{u,red} = R_u \cdot \sin\beta$

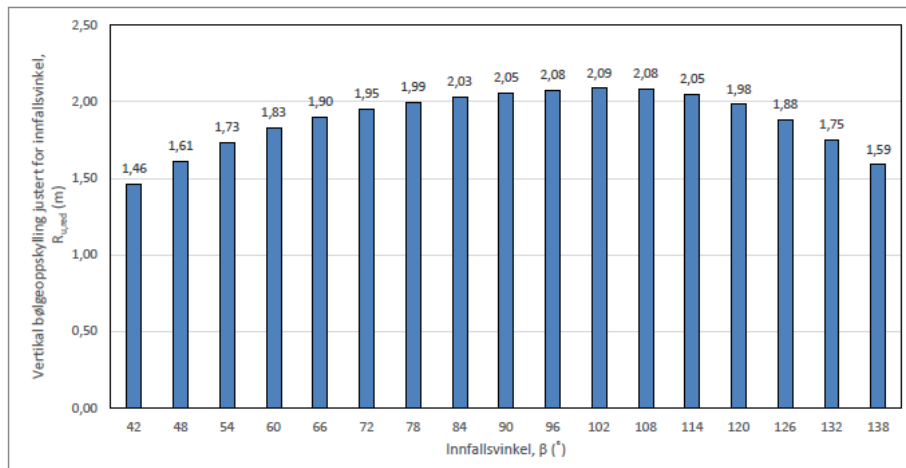
Ved beregning av R_u benyttes $H_z = H_{z,\perp}$.

NVE. 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

Bølgeopp skyling				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Skråningshelning	n		1,5	1:n
Gjentaksintervall, flom		år	200	
Dim. høyeste vannstand	DHV	kote	126,78	
Dim.bølgeopp skyling:	$R_{u,red}$	m	2,09	Største verdi av $R_{u,red}$ i tabell under
Opp skyling opp til:		kote	128,87	DHV + $R_{u,red}$

Fra beregning 2

Innfallsvinkel, β (°)	Signifikant bølgehøyde, H_s (m)	Vertikal bølgeopp skyling vinkelrett på en konstruksjon, R_u (m)	Vertikal bølgeopp skyling justert for innfallsvinkel, $R_{u,red}$ (m)
42	1,09	2,18	1,46
48	1,08	2,17	1,61
54	1,07	2,14	1,73
60	1,05	2,11	1,83
66	1,04	2,08	1,90
72	1,02	2,05	1,95
78	1,01	2,04	1,99
84	1,01	2,04	2,03
90	1,02	2,05	2,05
96	1,04	2,09	2,08
102	1,06	2,13	2,09
108	1,09	2,19	2,08
114	1,12	2,24	2,05
120	1,14	2,29	1,98
126	1,16	2,33	1,88
132	1,17	2,36	1,75
138	1,18	2,37	1,59



OPPDRAAG E6RS	OPPDRAAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Mo	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 1 - Effektivt strøk etter NVE (2003)

Beregning av effektivt strøk etter metode beskrevet i "Retningslinje for laster og dimensjonering" (NVE, 2003) med sektor på henholdsvis $\pm 90^\circ$. Effektivt strøk, F_{180° , for ulike infallsvinkler β er vist i figur på etterfølgende side. Vinkel $\beta = 90$ grader tilsvarer en bølge med infallsvinkel normalt på skråningen.

NVE. 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

$$F_e = \frac{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} R_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} \cos \alpha_i} \quad [km]$$

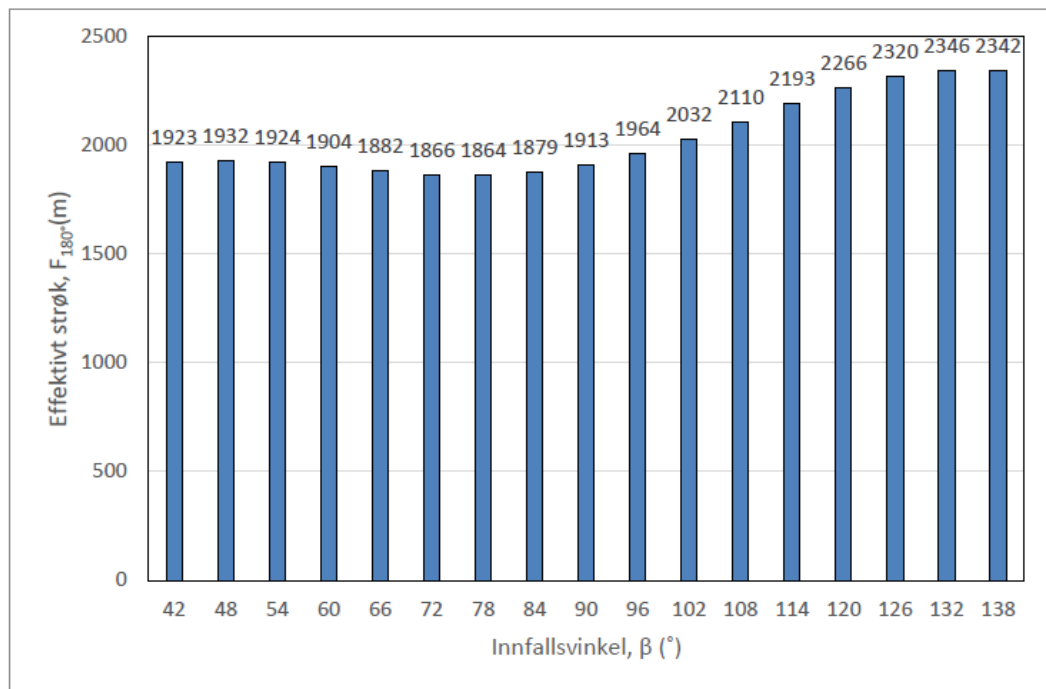
Antatt ugunstig vindretning
90
grader på damaksen

α	R [m]	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$R^2 \cos^2 \alpha$
84	1 345	0,10	0,01	15
78	2 005	0,21	0,04	87
72	4 465	0,31	0,10	426
66	6 825	0,41	0,17	1 129
60	8 300	0,50	0,25	2 075
54	5 045	0,59	0,35	1 743
48	3 060	0,67	0,45	1 370
42	2 915	0,74	0,55	1 610
36	2 775	0,81	0,65	1 816
30	2 870	0,87	0,75	2 153
24	2 455	0,91	0,83	2 049
18	2 260	0,95	0,90	2 044
12	2 070	0,98	0,96	1 981
6	1 820	0,99	0,99	1 800
0	1 685	1,00	1,00	1 685
-6	1 600	0,99	0,99	1 583
-12	1 535	0,98	0,96	1 469
-18	1 500	0,95	0,90	1 357
-24	1 540	0,91	0,83	1 285
-30	1 590	0,87	0,75	1 193
-36	1 700	0,81	0,65	1 113
-42	1 935	0,74	0,55	1 069
-48	2 340	0,67	0,45	1 048
-54	2 650	0,59	0,35	916
-60	5 590	0,50	0,25	1 398
-66	8 265	0,41	0,17	1 367
-72	7 065	0,31	0,10	675
-78	760	0,21	0,04	33
-84	755	0,10	0,01	8
		19,08		36493

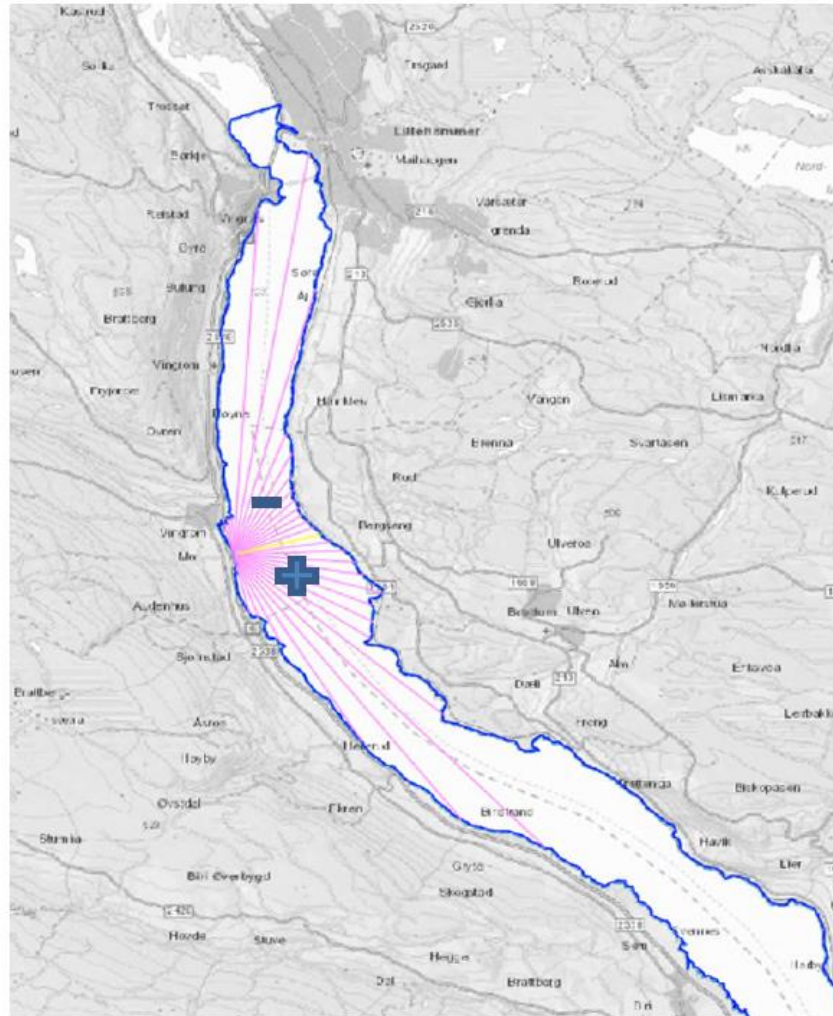
F_{180°

1913 m

OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Mo	REVISJON 0	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09



OPPDRA E6RS	OPPDRA 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Mo	REVISJON 0	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09



OPDRAG E6RS	OPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Mo	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 2 - Beregning av signifikant bølgehøyde

Beregning av signifikant bølgehøyde etter metode beskrevet i "Retningslinje for laster og dimensjonering" (NVE, 2003).

Signifikant bølgehøyde, $H_s = H_{m0}$

$$H_s = 0,001917F_e^{0,45}U^{1,353}$$

Gjennomsnittlig bølgeperiode

$$T_a = 0,143F_e^{0,225}U^{0,676}$$

Gjennomsnittlig bølgelengde

$$L_a = \frac{gT_a^2}{2\pi}$$

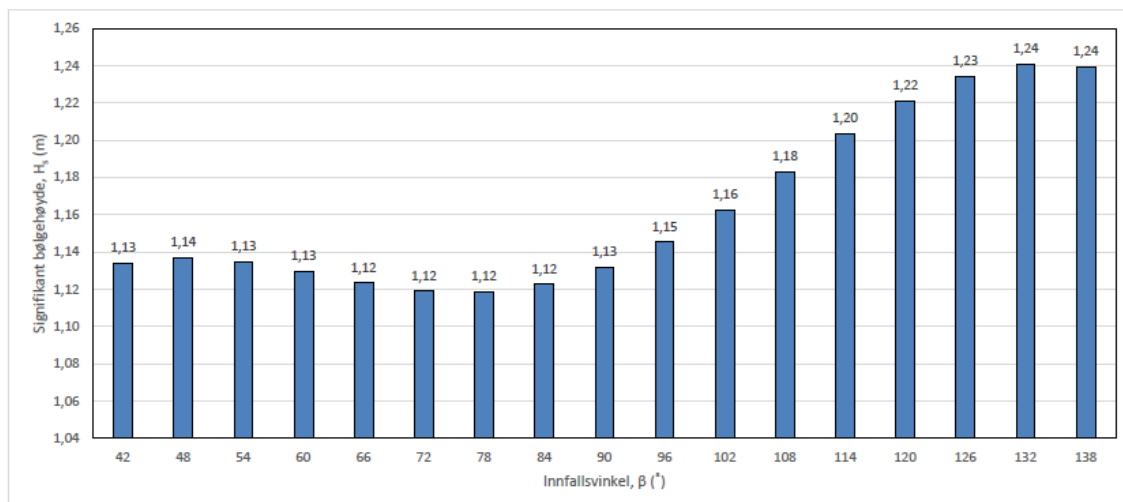
Minimum tid for utvikling av et permanent bølger regime

$$t = 3,21F_e^{0,775}U^{-0,676}$$

NVE, 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

Input				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Gjentaksintervall		år	200	
Dimensjonerende vindhastighet	U	m/s	25,0	Se egne regneark.
	U	km/h	90,0	

Innfallsvinkel β (°)	Fra beregning 1		Beregning 2		
	Eff. Strøk F_{180° (km)	Signifikant bølgehøyde H_s (m)	Gj. snittlig bølgeperiode, T_a (s)	Gj. Snittlig bølgelengde, L_a (m)	Tid, utv. Stasjonær bølgetilstand, t (timer)
42	1,92	1,13	3,47	18,81	0,25
48	1,93	1,14	3,47	18,84	0,26
54	1,92	1,13	3,47	18,81	0,25
60	1,90	1,13	3,46	18,73	0,25
66	1,88	1,12	3,45	18,63	0,25
72	1,87	1,12	3,45	18,55	0,25
78	1,86	1,12	3,45	18,54	0,25
84	1,88	1,12	3,45	18,61	0,25
90	1,91	1,13	3,47	18,76	0,25
96	1,96	1,15	3,49	18,99	0,26
102	2,03	1,16	3,51	19,28	0,27
108	2,11	1,18	3,54	19,61	0,27
114	2,19	1,20	3,57	19,95	0,28
120	2,27	1,22	3,60	20,25	0,29
126	2,32	1,23	3,62	20,46	0,29
132	2,35	1,24	3,63	20,57	0,30
138	2,34	1,24	3,63	20,55	0,30



OPDRAG EØRS	OPDRAGNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Mo	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 3 - Justert signifikant bølgehøyde

Dimensjoneringsformlene for å beregne stabil steinstørrelse ved sikring av skråningen mot bølgelast forutsetter at bølgene treffer konstruksjonen vinkelrett i forhold til skråningen. Når "angrepsvinkelen" avviker fra dette reduseres normalt sett belastningen for samme bølgehøyde. For å ta høyde for dette beregnes derfor en justert signifikant bølgehøyde etter Galland (1994) for å ta høyde for effekt av at bølgens angrepsvinkel er skråstilt i forhold til skråningens akse.

$$H_{s,\theta} = H_{s,\perp} \cdot (\cos \theta)^x$$

der

$H_{s,\perp}$ er signifikant bølgehøyde mot en tenkt konstruksjon med akse som står vinkelrett på bølgeretningen

θ er bølgens retningsavvik fra en bølge som treffer vinkelrett på skråningen, $\theta = |90 - \beta|$, og

x er en skråstillingsfaktor som varierer med type sikring og som hentes fra publisert litteratur

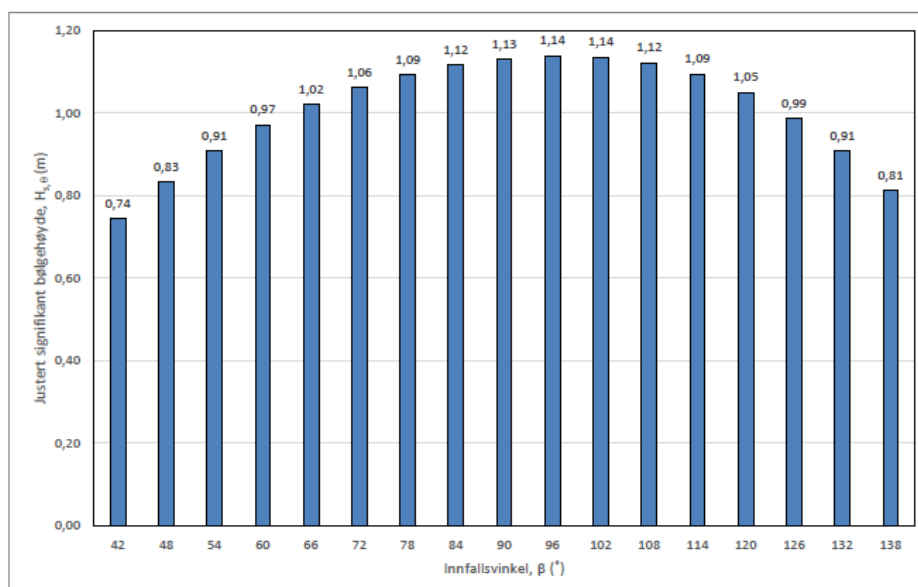
H_s fra beregning 2 benyttes som input, $H_{s,\perp}$, for beregning av justert $H_{s,\theta}$

Galland, J.-C. 1994. Rubble mound breakwater stability under oblique waves: and experimental study, Proc. Coastal Engineering 1994, 1061-1074.

Wolters, G., & van Gent, M. 2010. Oblique wave attack on cube and rock armoured rubble mound breakwaters. Coastal Engineering Proceedings, 1 (32), structures. 34.

Input				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Skråstillingsfaktor	x	-	1,05	Hentet fra Wolters & van Gent (2010). Typisk verdi for steinmateriale

Infallsvinkel β	Retningsavvik θ	Fra beregning 2	Beregning 3
		Signifikant bølgehøyde $H_{s,\perp}$ (m)	Justert signifikant bølgehøyde $H_{s,\theta}$ (m)
42	48	1,13	0,74
48	42	1,14	0,83
54	36	1,13	0,91
60	30	1,13	0,97
66	24	1,12	1,02
72	18	1,12	1,06
78	12	1,12	1,09
84	6	1,12	1,12
90	0	1,13	1,13
96	6	1,15	1,14
102	12	1,16	1,14
108	18	1,18	1,12
114	24	1,20	1,09
120	30	1,22	1,05
126	36	1,23	0,99
132	42	1,24	0,91
138	48	1,24	0,81



OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Mo	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 5 - bølgeopp skyling

Beregning av bølgeopp skyling er utført etter kapittel 3.4.3 i NVEs Retningslinjer for laster og dimensjonering (NVE, 2003).

Bølgeopp skylingen R_u er den vertikale avstanden mellom stille vannstand og det høyeste punktet i skråningen som bølgen når opp til. Dimensjonerende bølgeopp skyling betegnes $R_{u,red}$ og tilsvarer bølgeopp skyling med beregningsmessig 1 % sannsynlighet for overskridelse ved dimensjonerende bølgesituasjon.

R_u beregnes etter følgende formel: $R_u = 2,4 \cdot H_s/n^{0,44}$

Bølgeopp skylingen blir størst når bølgene beveger seg normalt på skråningen. Ved en innfallsvinkel β mellom skråningsaksen og bølgeretningen kan opp skylingen korrigeres i henhold til følgende formel: $R_{u,red} = R_u \cdot \sin\beta$

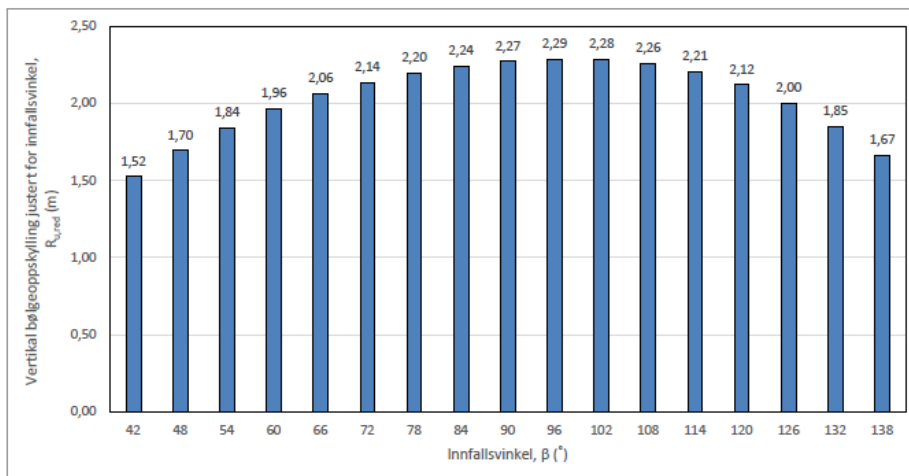
Ved beregning av R_u benyttes $H_s = H_{s,\perp}$

NVE, 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

Bølgeopp skyling				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Skråningshelning	n		1,5	1:n
Gjentaksintervall, flom		år	200	
Dim. høyeste vannstand	DHV	kote	126,78	
Dim. bølgeopp skyling:	$R_{u,red}$	m	2,29	Største verdi av $R_{u,red}$ i tabell under
Opp skyling opp til:		kote	129,07	DHV + $R_{u,red}$

Fra beregning 2

Innfallsvinkel, β (°)	Signifikant bølgehøyde, H_s (m)	Vertikal bølgeopp skyling vinkelrett på en konstruksjon, R_u (m)	Vertikal bølgeopp skyling justert for innfallsvinkel, $R_{u,red}$ (m)
42	1,13	2,28	1,52
48	1,14	2,28	1,70
54	1,13	2,28	1,84
60	1,13	2,27	1,96
66	1,12	2,26	2,06
72	1,12	2,25	2,14
78	1,12	2,25	2,20
84	1,12	2,25	2,24
90	1,13	2,27	2,27
96	1,15	2,30	2,29
102	1,16	2,33	2,28
108	1,18	2,37	2,26
114	1,20	2,42	2,21
120	1,22	2,45	2,12
126	1,23	2,48	2,00
132	1,24	2,49	1,85
138	1,24	2,49	1,67



OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Hellerud	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 1 - Effektivt strøk etter NVE (2003)

Beregning av effektivt strøk etter metode beskrevet i "Retningslinje for laster og dimensjonering" (NVE, 2003) med sektor på henholdsvis $\pm 90^\circ$. Effektivt strøk, F_{180° , for ulike infallsvinkler β er vist i figur på etterfølgende side. Vinkel $\beta = 90$ grader tilsvarer en bølge med infallsvinkel normalt på skråningen.

NVE, 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

$$F_e = \frac{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} R_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum_{i=-90^\circ}^{i=90^\circ} \cos \alpha_i} \quad [km]$$

Antatt ugunstigst vindretning

90

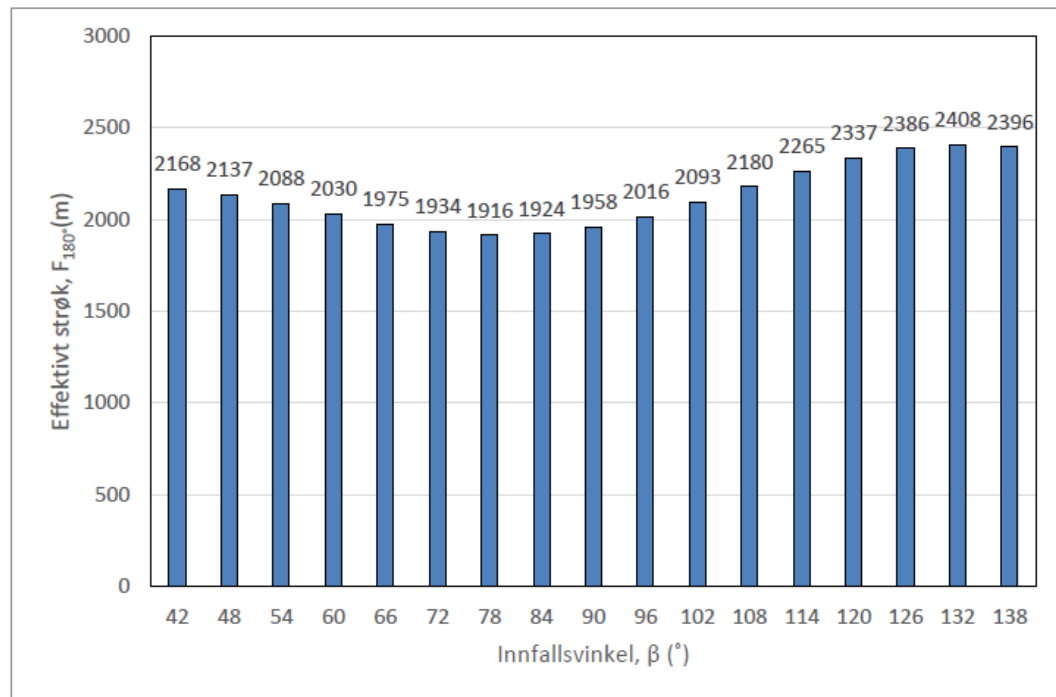
grader på damaksen

α	R [m]	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$R \cdot \cos^2 \alpha$
84	-	0,10	0,01	-
78	450	0,21	0,04	19
72	2 900	0,31	0,10	277
66	9 550	0,41	0,17	1 580
60	7 920	0,50	0,25	1 980
54	5 930	0,59	0,35	2 049
48	4 955	0,67	0,45	2 219
42	4 020	0,74	0,55	2 220
36	2 770	0,81	0,65	1 813
30	2 350	0,87	0,75	1 763
24	1 930	0,91	0,83	1 611
18	1 660	0,95	0,90	1 501
12	1 540	0,98	0,96	1 473
6	1 660	0,99	0,99	1 642
0	1 770	1,00	1,00	1 770
-6	1 755	0,99	0,99	1 736
-12	1 770	0,98	0,96	1 693
-18	1 770	0,95	0,90	1 601
-24	1 750	0,91	0,83	1 460
-30	1 725	0,87	0,75	1 294
-36	1 995	0,81	0,65	1 306
-42	2 130	0,74	0,55	1 176
-48	2 170	0,67	0,45	972
-54	3 620	0,59	0,35	1 251
-60	4 240	0,50	0,25	1 060
-66	4 905	0,41	0,17	811
-72	8 000	0,31	0,10	764
-78	6 050	0,21	0,04	262
-84	4 715	0,10	0,01	52
		19,08		37354

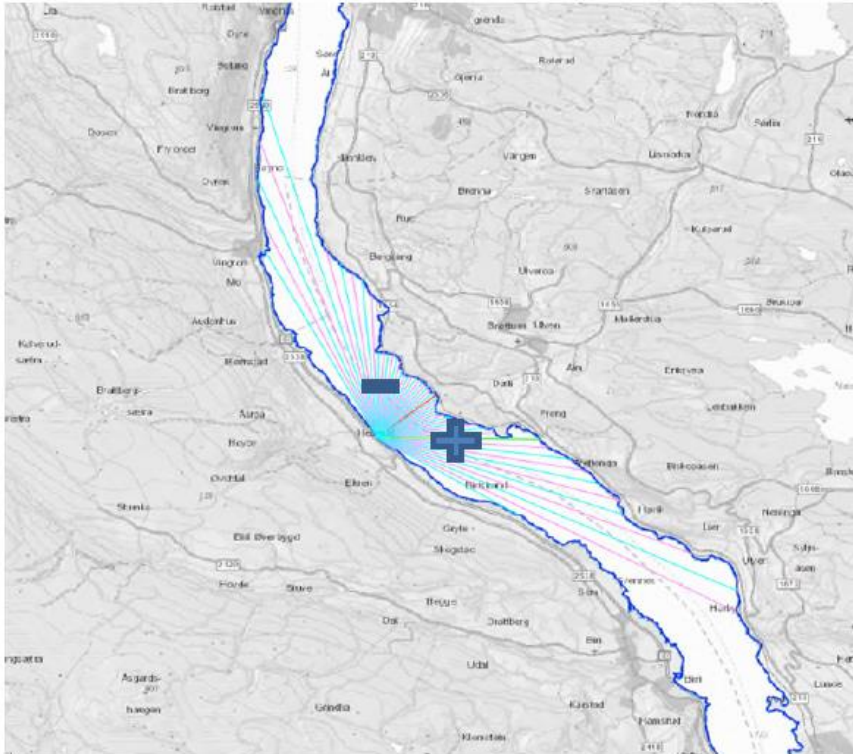
F_{180°

1958 m

OPPDRAAG E6RS	OPPDRAAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Hellerud	REVISJON 0	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09



OPDRAG E6RS	OPPDAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Hellerud	REVISJON 0	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09



OPPDRAAG E6RS	OPPDRAAGNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Hellerud	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 2 - Beregning av signifikant bølgehøyde

Beregning av signifikant bølgehøyde etter metode beskrevet i "Retningslinje for laster og dimensjonering" (NVE, 2003).

Signifikant bølgehøyde, $H_s = H_{m0}$

$$H_s = 0,001917F_e^{0,45}U^{1,353}$$

Gjennomsnittlig bølgeperiode

$$T_a = 0,143F_e^{0,225}U^{0,676}$$

Gjennomsnittlig bølgelengde

$$L_a = \frac{gT_a^2}{2\pi}$$

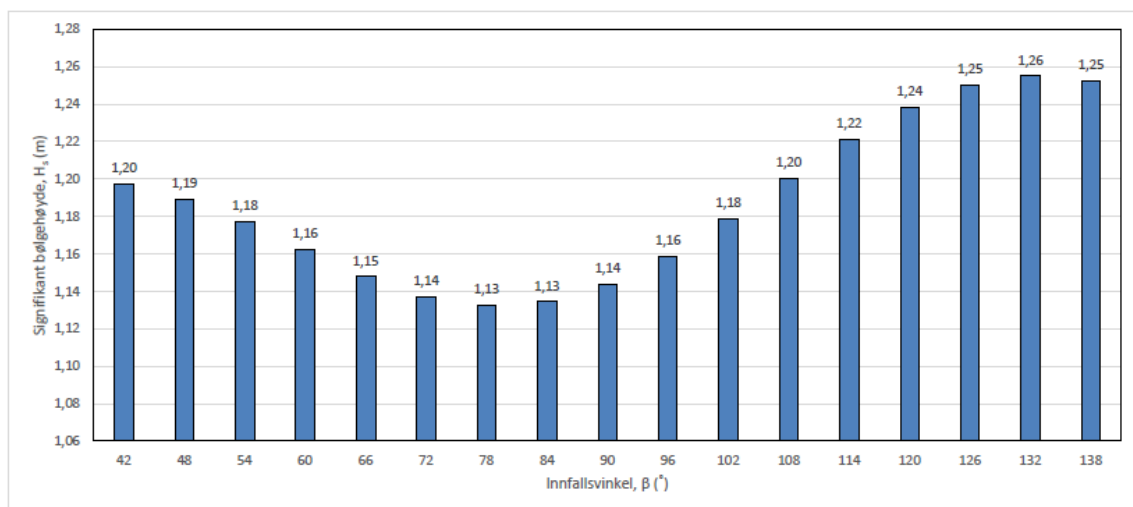
Minimum tid for utvikling av et permanent bølger regime

$$t = 3,21F_e^{0,775}U^{-0,676}$$

NVE. 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

Input				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Gjentaksintervall		år	200	
Dimensjonerende vindhastighet	U	m/s	25,0	Se egne regneark.
	U	km/h	90,0	

Innfallsvinkel β (°)	Fra beregning 1		Beregning 2		
	Eff. Strøk F_{100} (km)	Signifikant bølgehøyde H_s (m)	Gj. snittlig bølgeperiode, T_a (s)	Gj. Snittlig bølgelengde, L_a (m)	Tid, utv. Stasjonær bølgetilstand, t (timer)
42	2,17	1,20	3,57	19,85	0,28
48	2,14	1,19	3,55	19,72	0,28
54	2,09	1,18	3,54	19,52	0,27
60	2,03	1,16	3,51	19,27	0,27
66	1,97	1,15	3,49	19,03	0,26
72	1,93	1,14	3,47	18,85	0,26
78	1,92	1,13	3,47	18,77	0,25
84	1,92	1,13	3,47	18,81	0,25
90	1,96	1,14	3,48	18,96	0,26
96	2,02	1,16	3,51	19,21	0,26
102	2,09	1,18	3,54	19,54	0,27
108	2,18	1,20	3,57	19,90	0,28
114	2,27	1,22	3,60	20,25	0,29
120	2,34	1,24	3,63	20,53	0,30
126	2,39	1,25	3,64	20,73	0,30
132	2,41	1,26	3,65	20,81	0,30
138	2,40	1,25	3,65	20,76	0,30



OPPDRAAG EØRS	OPPDRAAGNUMMER 5195019	UTFØRT AV EgiVar	DATO 2021-03-09
LOKALITET Hellerud	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 3 - Justert signifikant bølgehøyde

Dimensjoneringsformlene for å beregne stabil steinstørrelse ved sikring av skråningen mot bølgelast forutsetter at bølgene treffer konstruksjonen vinkelrett i forhold til skråningen. Når "angrepsvinkelen" avviker fra dette reduseres normalt sett belastningen for samme bølgehøyde. For å ta høyde for dette beregnes derfor en justert signifikant bølgehøyde etter Galland (1994) for å ta høyde for effekt av at bølgens angrepsvinkel er skråstilt i forhold til skråningen akse.

$$H_{z,\theta} = H_{z,\perp} \cdot (\cos \theta)^x$$

der

$H_{z,\perp}$ er signifikant bølgehøyde mot en tenkt konstruksjon med akse som står vinkelrett på bølgeretningen

θ er bølgens retningsavvik fra en bølge som treffer vinkelrett på skråningen, $\theta = |90 - \beta|$, og

x er en skråstillingsfaktor som varierer med type sikring og som hentes fra publisert litteratur

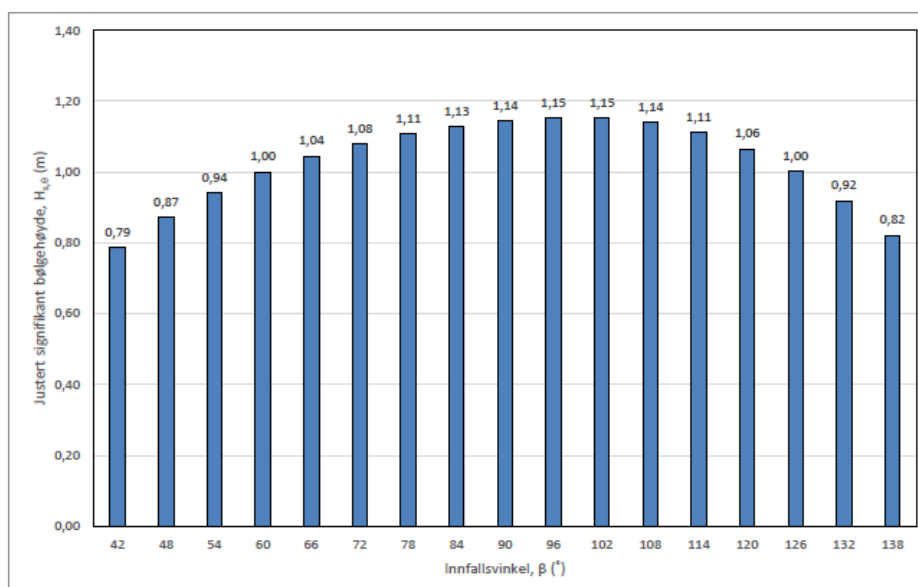
H_z fra beregning 2 benyttes som input, $H_{z,\perp}$, for beregning av justert $H_{z,\theta}$

Galland, J.-C. 1994. Rubble mound breakwater stability under oblique waves: and experimental study, Proc. Coastal Engineering 1994, 1061-1074.

Wolters, G., & van Gent, M. 2010. Oblique wave attack on cube and rock armoured rubble mound breakwaters. Coastal Engineering Proceedings, 1 (32), structures. 34.

Input				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Skråstillingsfaktor	x	-	1,05	Hentet fra Wolters & van Gent (2010). Typisk verdi for steinmateriale

Innfallsvinkel β	Retningsavvik θ	Fra beregning 2	Beregning 3
		Signifikant bølgehøyde $H_{z,\perp}$ (m)	Justert signifikant bølgehøyde $H_{z,\theta}$ (m)
42	48	1,20	0,79
48	42	1,19	0,87
54	36	1,18	0,94
60	30	1,16	1,00
66	24	1,15	1,04
72	18	1,14	1,08
78	12	1,13	1,11
84	6	1,13	1,13
90	0	1,14	1,14
96	6	1,16	1,15
102	12	1,18	1,15
108	18	1,20	1,14
114	24	1,22	1,11
120	30	1,24	1,06
126	36	1,25	1,00
132	42	1,26	0,92
138	48	1,25	0,82



OPPDRAG E6RS	OPPDRAGSNUMMER 5195019	UTFØRT AV Egi/Var	DATO 2021-03-09
LOKALITET Hellerud	REVISJON	KONTROLLERT AV EirPet	DATO 2021-03-09

Beregning 5 - bølgeopp skyling

Beregning av bølgeopp skyling er utført etter kapittel 3.4.3 i NVEs Retningslinjer for laster og dimensjonering (NVE, 2003).

Bølgeopp skylingen R_u er den vertikale avstanden mellom stille vannstand og det høyeste punktet i skråningen som bølgen når opp til. Dimensjonerende bølgeopp skyling betegnes $R_{u,red}$ og tilsvarer bølgeopp skyling med beregningsmessig 1 % sannsynlighet for overskridelse ved dimensjonerende bølgesituasjon.

R_u beregnes etter følgende formel: $R_u = 2,4 \cdot H_s/n^{0,44}$

Bølgeopp skylingen blir størst når bølgene beveger seg normalt på skråningen. Ved en infallsvinkel β mellom skråningsaksen og bølgeretningen kan opp skylingen korrigeres i henhold til følgende formel: $R_{u,red} = R_u \cdot \sin\beta$

Ved beregning av R_u benyttes $H_s = H_{s,\perp}$

NVE. 2003. Retningslinje for laster og dimensjonering.

Bølgeopp skyling				
Beskrivelse	Symbol	Enhet	Verdi	Kommentar
Skråningshelning	n		1,5	1:n
Gjentaksintervall, flom		år	200	
Dim. høyeste vannstand	DHV	kote	126,78	
Dim. bølgeopp skyling:	$R_{u,red}$	m	2,31	Største verdi av $R_{u,red}$ i tabell under
Opp skyling opp til:		kote	129,09	DHV + $R_{u,red}$

Fra beregning 2

Infallsvinkel, β (°)	Signifikant bølge høyde, H_s (m)	Vertikal bølgeopp skyling vinkelrett på en konstruksjon, R_u (m)	Vertikal bølgeopp skyling justert for infallsvinkel, $R_{u,red}$ (m)
42	1,20	2,40	1,61
48	1,19	2,39	1,77
54	1,18	2,36	1,91
60	1,16	2,33	2,02
66	1,15	2,30	2,11
72	1,14	2,28	2,17
78	1,13	2,27	2,22
84	1,13	2,28	2,27
90	1,14	2,30	2,30
96	1,16	2,33	2,31
102	1,18	2,37	2,31
108	1,20	2,41	2,29
114	1,22	2,45	2,24
120	1,24	2,49	2,15
126	1,25	2,51	2,03
132	1,26	2,52	1,87
138	1,25	2,51	1,68

