



Arlie bru

Hydrologirapport



Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av
00	05.09.2024	Original	NOVAJA	NOEIRN
			05.09.2024	04.09.2024
				
			<small>Jan Willem van der ... 13:55 GMT+2</small>	<small>Eirik Vee Natvik (6. sep. 2024 08:47 GMT+2)</small>

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	3
2	Flomberegning.....	3
3	Vannlinjeberegning.....	4
3.1	Hydraulisk modell.....	4
3.1.1	Terrengmodell.....	4
3.1.2	Bunnehøyder ved Arlien bru	5
3.1.3	Grensebetingelser og cellestørrelser.....	6
3.1.4	Ruhet	7
3.2	Resultater	7
3.2.1	Dagens situasjon	7
3.2.2	Planlagt situasjon.....	8
3.2.3	Sammenligning av de forskjellige situasjoner.....	9
3.3	Sensitivitetsanalyse.....	10
3.3.1	Bunnehøyder ved brua	10
3.3.2	Ruhet	12
3.4	Konklusjon vannlinjeberegning	12
4	Erosjonssikring	13
4.1	Erosjonsfare ved landkar	13
4.2	Valg av sikringstype	13
4.3	Stabil steinstørrelse.....	15
4.4	Underlaget under plastringssteinene	16
4.4.1	Filterberegninger landkar.....	16
4.4.2	Filterberegninger elvebunn	17
4.5	Utstrekning damplastring	18
4.6	Konklusjon erosjonssikring.....	19
5	Referanser.....	20

1 Innledning

Ekstremværet «Hans», som traff Sør-Norge fra 7. til 9. august 2023, forårsaket flom, jordskred og oversvømmelser. Spesielt Innlandet og Viken fikk store skader.

Arliebru over Gausa i Follebu ble hardt rammet av ekstremværet. Østre brukar ble undergravid som vist i figur 1. Skadene på Arliebru skyldes stor vannføring i Gausa og erosjon under landkarene. Skadene er så alvorlige at brua må rives og bygges opp på nytt.



Figur 1: Venstre bilde: Arbeid ved Arliebru før reasfaltering, oktober 2019 (Kilde: Google Maps). Høyre bilde: Arliebru med store skader etter ekstremværet Hans (Kilde: Rambøll, 2024).

Målet med denne rapporten er å dokumentere at ny bru ikke forverrer flomsituasjonen sammenlignet med dagens bru, å beregne en laveste trygge underkant ny bru og dimensjonere erosjonssikring ved ny bru.

Det er utført en flomfareutredning av Rambøll (2024). I rapporten er det utført hydrauliske analyser for å beregne vannstander og vannhastigheter for en 200-årsflom ved Arliebru. I Rambøll (2024) er det brukt laserdata som bunnhøyder i modellen, noe som trolig er noe konservativt. Det er utført bunnhøydemålinger ved Arliebru 27.05.2024. Ny vannlinjeberegninger er utført med disse målte bunnhøydene.

2 Flomberegning

Rambøll (2024) har gjennomført en flomvurdering for Arliebru. Flomberegningen viser at en 200-årsflom, med 20% klimapåslag og 20% usikkerhet, tilsvarer en vannføring på 650 m³/s.

Flomanalysen er basert på en vurdering av følgende kilder:

- Data fra målestasjonen 2.28.0 Aulestad (2,7 km oppstrøms for Arliebru)
- RFFA-2018 fra NEVINA
- En tidligere beregning fra NVE (2015) for utløpet av Gausa.

Flomberegningene som ble utført av Rambøll (2024) vurderes som fornuftige og brukes derfor videre.

3 Vannlinjeberegning

3.1 Hydraulisk modell

For å dokumentere laveste trygge høyde på underkant bru og at ny Arlien bru ikke forverrer flomsituasjonen er det utført en vannlinjeberegning for dagens og planlagt situasjon. Vannlinjeberegningene er utført med 2D-modell i HEC-RAS 6.5. Inngangsdata i HEC-RAS er terrengmodell, geometrien til den planlagte brulandkar, øvre og nedre grensebetingelser og ruhet (Manningskoeffisient).

3.1.1 Terrengmodell

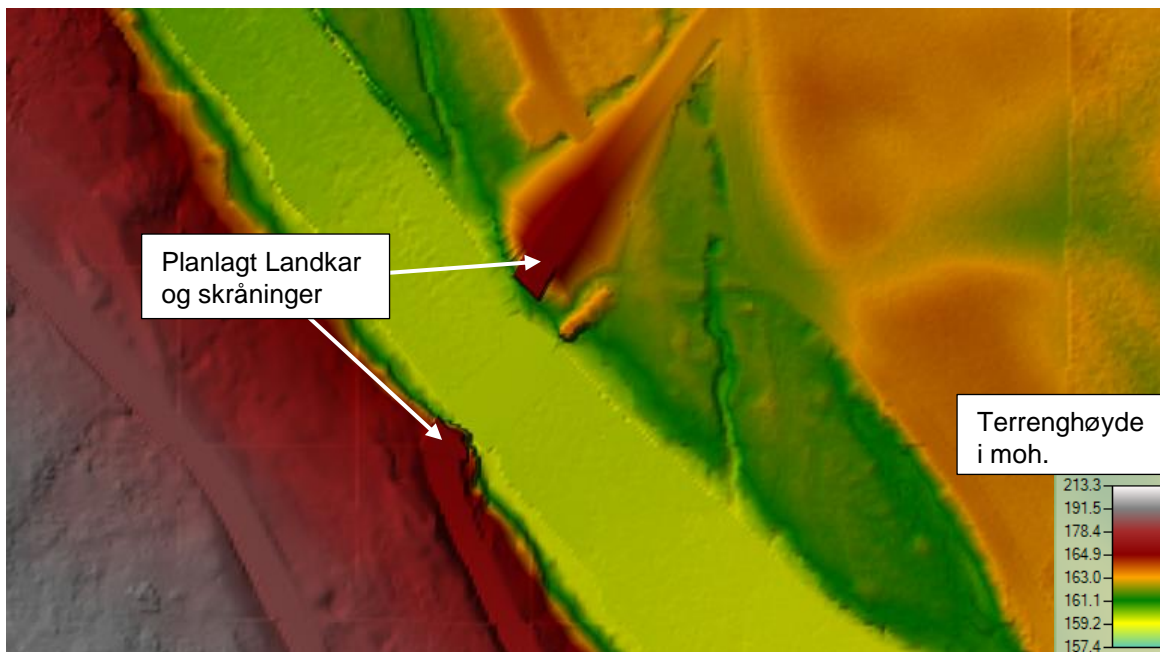
Terrengmodellen er basert på laserdata (Lillehammerregionen 5ptk 2019, Oppløsning 0,25, www.hoydedata.no). Alle høyder i notatet er oppgitt i NN2000 dersom ikke annet er opplyst. Prosjeksjon er ETRS 1989 UTM Zone 32N.

Situasjon med dagens Arlien bru

Dagens landkar og skråningene til Arlien bru er inkludert i terrengmodellen. Brudekket er ikke inkludert, siden dette ligger over modellert flomvannstand.

Situasjon med ny Arlien bru

De planlagte skråningene og landkarene til nye Arlien bru er inkludert i terrengmodellen. Brudekket er ikke inkludert, da dette skal prosjekteres minst 0,5 m over modellert flomvannstand (SVV, 2024). Figur 2 viser plasseringen av landkarene og skråningene til Arlien bru i modellen. Informasjon om fremtidens skråninger og landkarene kommer fra tegning 'Vegmodell til hydro.dwg'.

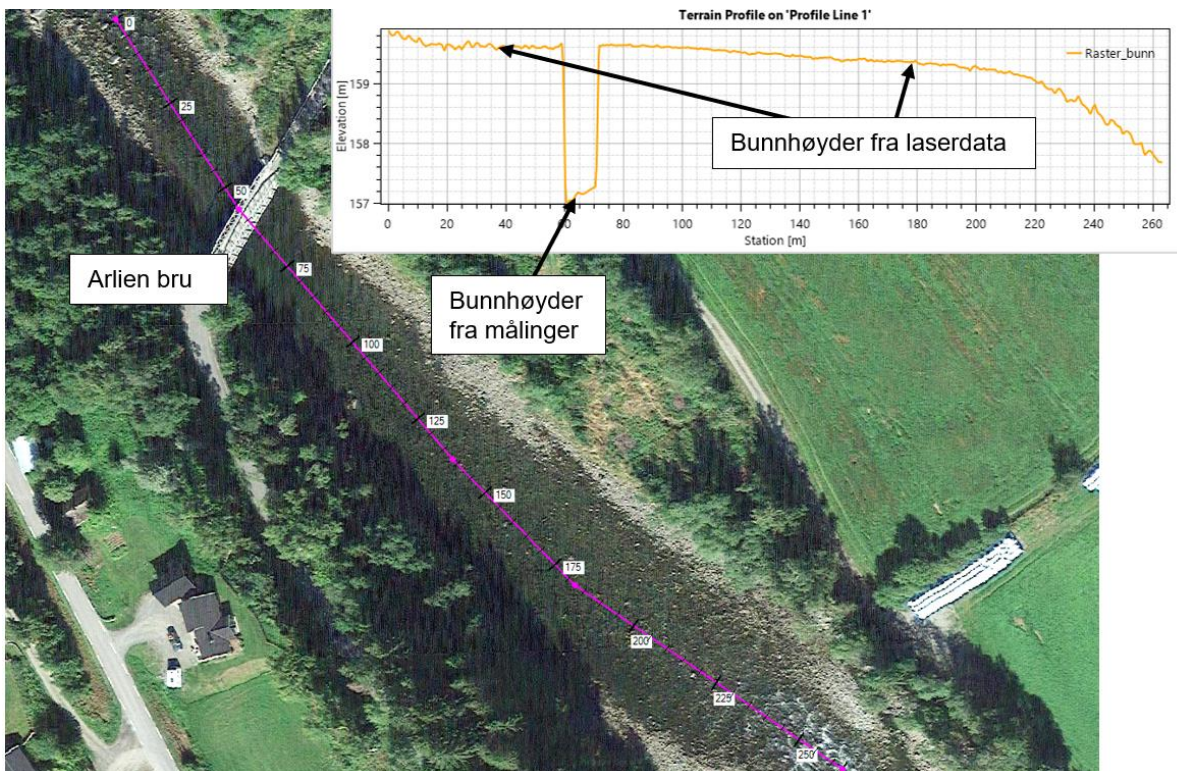


Figur 2: Plassering av de planlagte skråningene og landkarene til ny Arlien bru.

3.1.2 Bunnhøyder ved Arlien bru

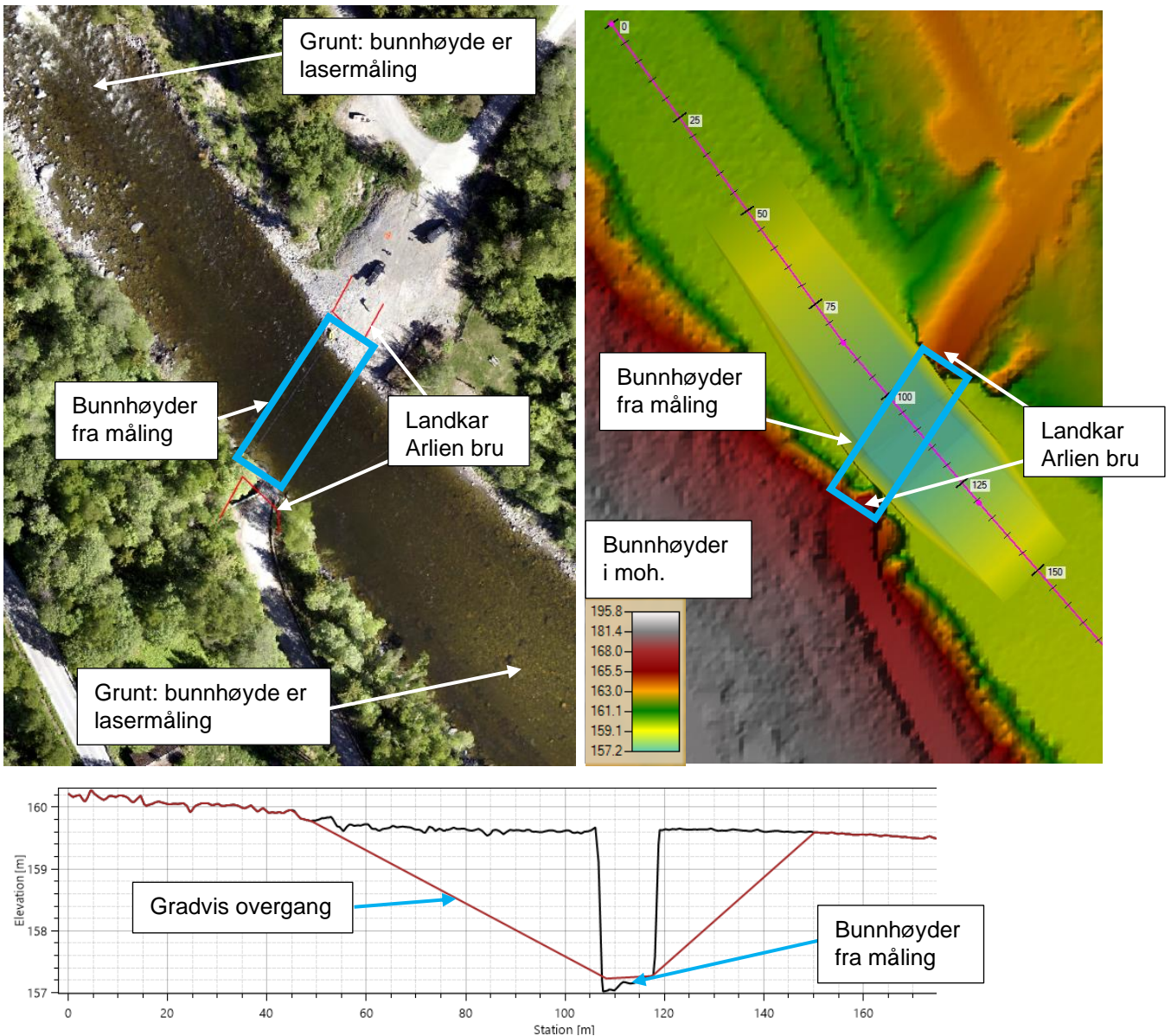
Tilgjengelige laserdata viser vannoverflaten under målingen som bunnhøyder. Det er grunt både oppstrøms og nedstrøms for brua, og bunnhøydene er nesten lik vannstanden (se figur 3). Laserdataene av vannoverflaten kan derfor brukes direkte i disse områdene.

Det er utført lokale dybdemålinger ved Arlien bru (5380_Arlie Bru_Rapport_240522, 27.05.2024.). Lokalt ved brua er bunnhøyden omtrent 2,5 meter lavere enn lengre oppstrøms og nedstrøms (se lengdesnitt i figur 3). Dette er sannsynligvis forårsaket av en erosjonsgrøp som skyldes økt vannhastighet på grunn av sammenpressing av vannstrømmen forårsaket av landkarene til Arlien bru.



Figur 3: Lengdesnitt av bunnhøyder ved Arlien bru.

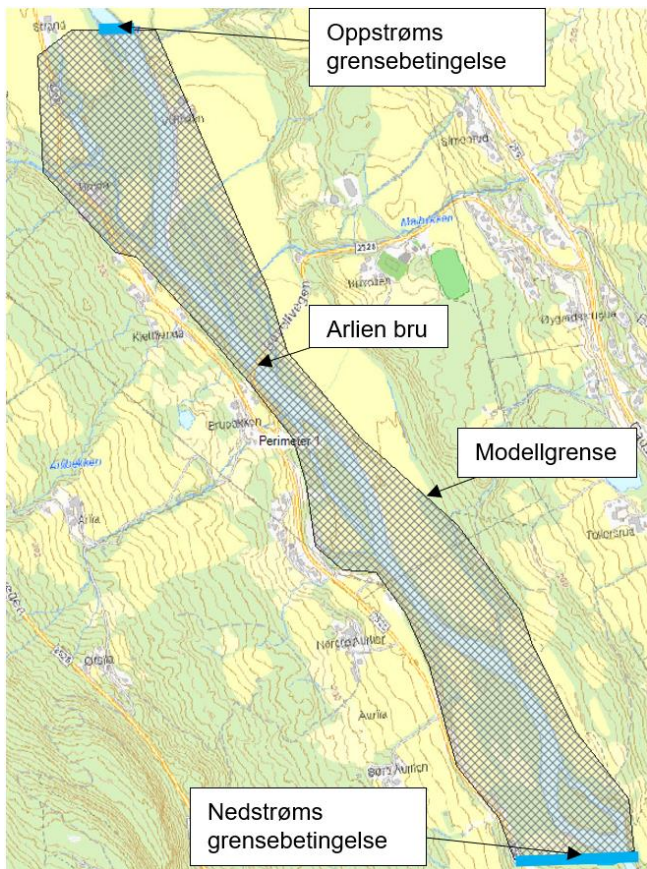
Tilgjengelig bunnmåling ved brua er kun lokal, og det er valgt å anta en gradvis overgang i bunnhøyder basert på bildet vist i figur 4.



Figur 4: Øverst til venstre: Ortofoto under bunnmåling. Øverst til høyre: Antatt gradvis overgang i bunnhøyder fra laserdata til målte bunnhøyder ved brua i modellen. Nederst: Tverrsnitt som viser laserdata og bunnhøyder fra målinger, med antatt gradvis overgang basert på ortofotoet.

3.1.3 Grensebetingelser og cellestørrelser

Beregningsgrid og plassering av grensebetingelser i modellen er vist i figur 5. Som oppstrøms grensebetingelse er vannføring benyttet, og som nedstrøms grensebetingelse er normal vanddybde med friksjonshelling 0,01 benyttet.



Figur 5: Beregningsgrid og grensebetingelser i modellen.

Området ved brua krever et fint rutenett i modellen. Den generelle cellestørrelsen i modellen er satt til 10 meter og cellestørrelsen i området ved brua er fra 2,5 til 5 meter.

3.1.4 Ruhet

Manningskoeffisient (n-verdi) er benyttet for ruheten i modellen. Det finnes ingen innmålinger av vannføring og vannstand, og modellen er derfor ikke kalibrert. Benyttet Manningskoeffisient er basert på Chow (1959). Verdiene vist i tabell 1 brukes.

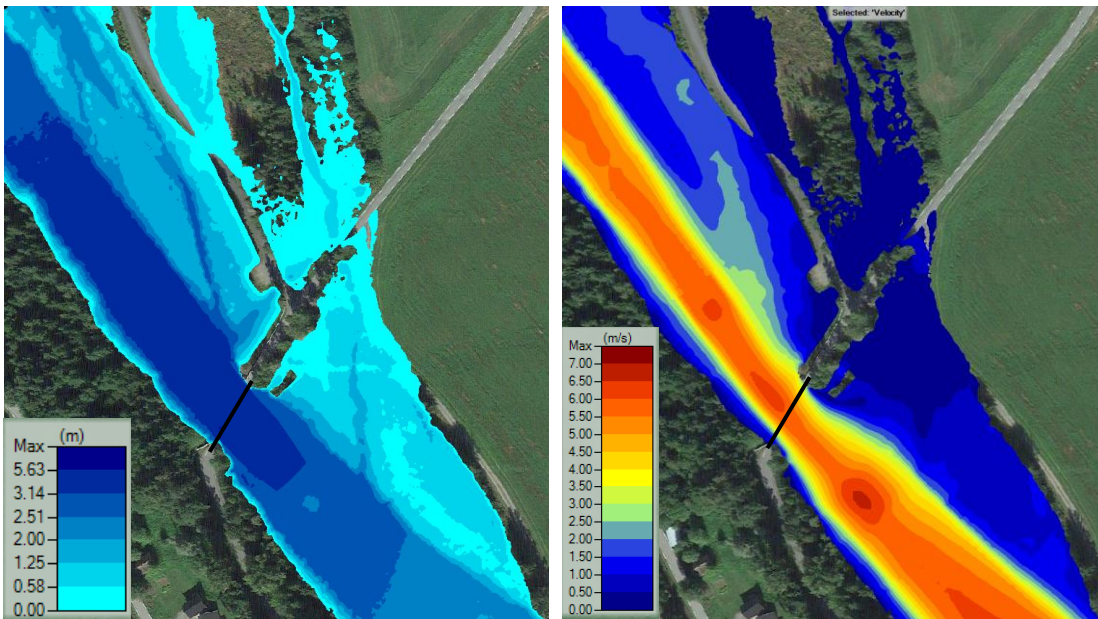
Tabell 1: Mannings n for kanaler (Chow, 1959).

Type kanal og beskrivelse	Mannings n
Hovedkanal: rent, rett, ingen dype bassenger	0,030
Busker og trær: middels til tett	0,100
Elveslette: kort gres	0,030

3.2 Resultater

3.2.1 Dagens situasjon

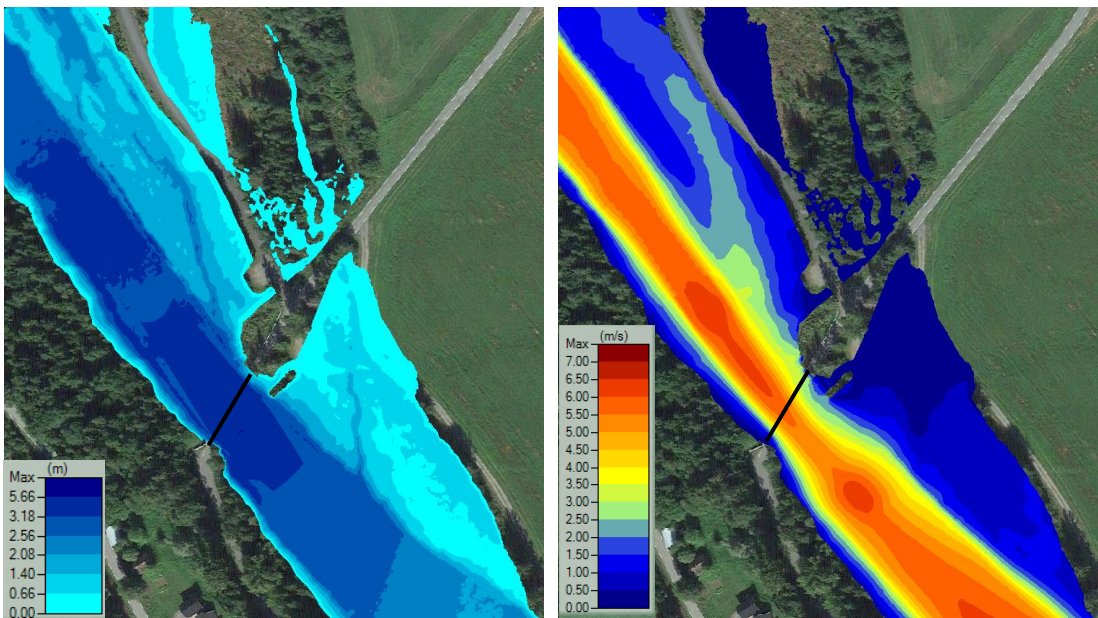
Oversvømt område, vanddybde og vannhastighet under en dimensjonerende flom i dagens situasjon er vist i figur 6. Elva renner over sin normale bredde og noe vann renner over veien nord for Arlien bru.



Figur 6: Vanndybde (venstre bilde) og vannhastighet (høyre bilde) under en dimensjonerende flom. Den svarte linjen viser lokasjonen til Arien bru.

3.2.2 Planlagt situasjon

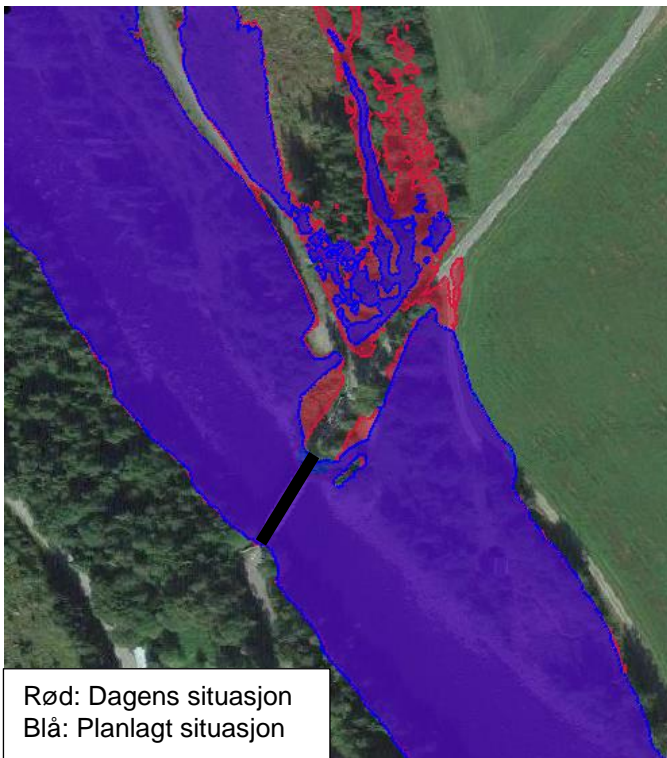
Oversvømt område, vanndybde og vannhastighet under en dimensjonerende flom i planlagt situasjon er vist i figur 7. Elva renner over sin normale bredde, men det renner ingen vann over veien.



Figur 7: Vanndybde (venstre bilde) og vannhastighet (høyre bilde) under en dimensjonerende flom. Den svarte linjen viser lokasjonen til Arien bru.

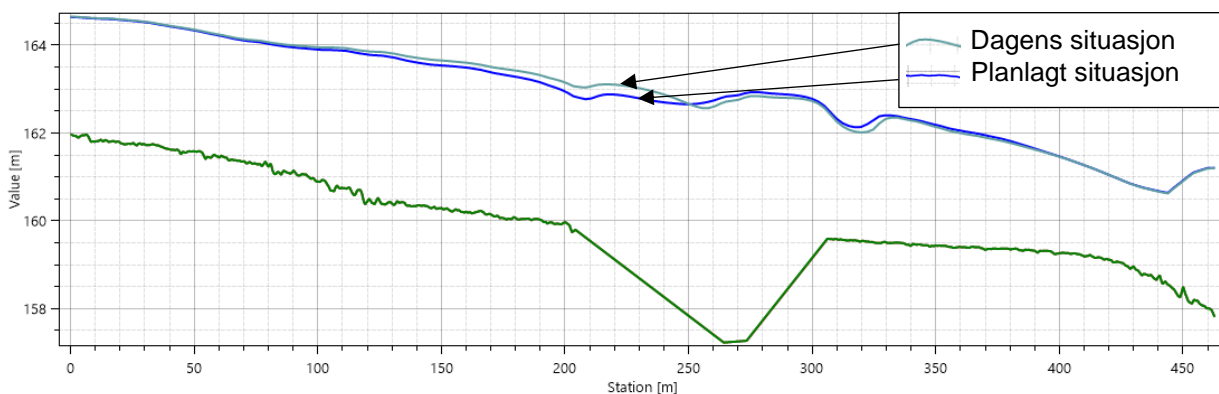
3.2.3 Sammenligning av de forskjellig situasjoner

Forskjell i oversvømt område under en dimensjonerende flom mellom de situasjonene er vist i figur 8. Oversvømt område er mindre i planlagt situasjon enn i dagens situasjon.

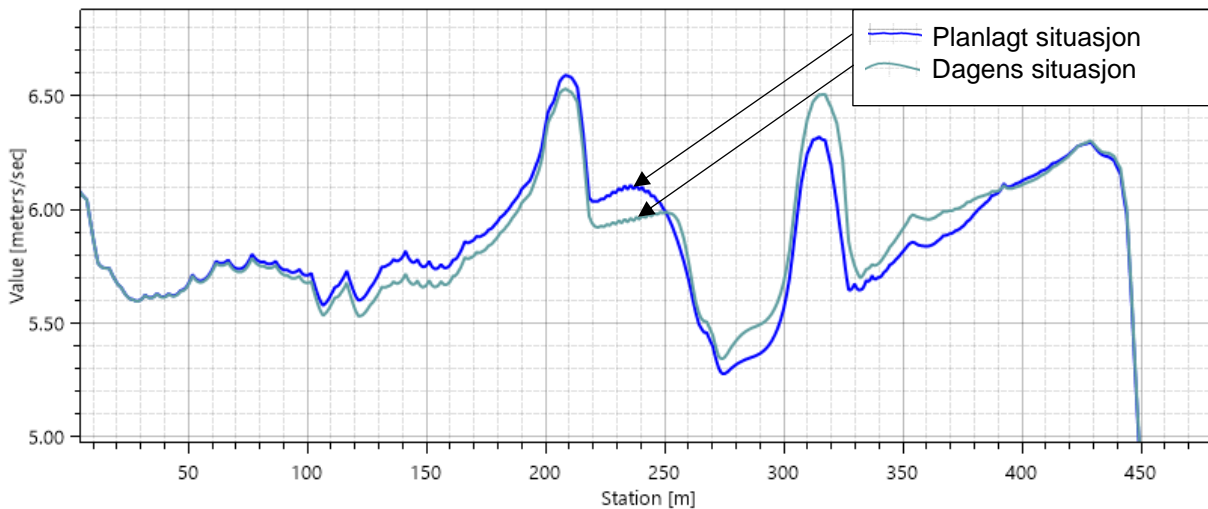


Figur 8: Oversvømt område under en dimensjonerende flom. Den svarte linjen viser lokasjonen til Arlien bru.

Vannstander under en dimensjonerende flom er vist i figur 9 og vannhastighet under en dimensjonerende flom er vist i figur 10. Vannmengden er det samme i begge situasjoner og i situasjonen der vannstander er høyere er vannhastigheter lavere, og omvendt.



Figur 9: Forskjell i vannstander under en dimensjonerende flom. Landkar til Arlien bru er mellom 'station' 260 – 270.



Figur 10: Forskjell i vannhastighet under en dimensjonerende flom. Landkar til Arlien bru er mellom 'station' 260 – 270.

Forskjellen mellom dagens situasjon og planlagt situasjon er relativ liten. Maksimal vannstand under brua for de forskjellige situasjonene er vist i tabell 2.

Tabell 2: Maksimal vannstand under Arlien bru.

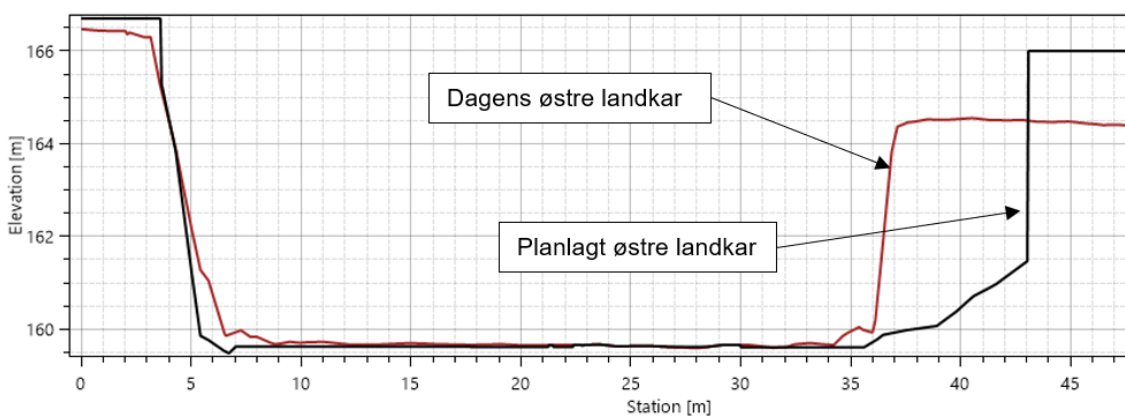
Situasjon	Maksimal vannstand under Arlien bru
Dagens situasjon	162,9 moh.
Planlagt situasjon – lokale målinger	162,8 moh.

3.3 Sensitivitetsanalyse

Sensitivitetsanalysen ser på påvirkningen av modellparametere på vannstander og vannhastigheter under dimensjonerende flom. Modellparameterne som er analysert, er bunnhøyder ved brua og ruhet.

3.3.1 Bunnhøyder ved brua

Dagens østre landkar er plassert lenger ut i elva enn planlagt østre landkarene (se figur 11). Denne endringen fører til, ved lik vannmengde, i en noe mindre sammenpressing av elvevannet i brutversnittet, noe som resulterer i lavere vannhastigheter sammenlignet med tidligere.

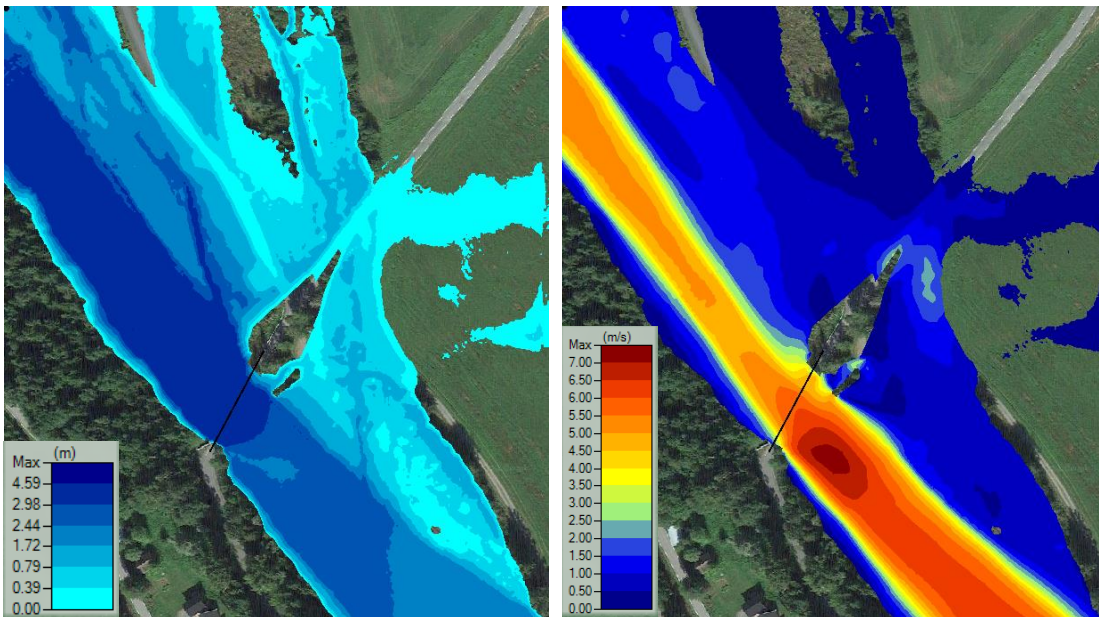


Figur 11: Tversnitt ved Arlien bru, dagens og planlagt situasjon. Bunnhøyder er fra laserdata.

Dette kan medføre at den eksisterende erosjonsgroper ved brua (delvis) fylles med bunnmateriale over tid. Det kan også være at bunnen ved brua fortsatt eroderer, ettersom det østre landkaret fortsatt snevrer inn elva under flom.

Det er stor usikkerhet knyttet til bunnhøyden ved brua, og derfor er det valgt å beregne en situasjon der laserdata (som viser vannstanden under høydemålingen) er bunnhøyder i modellen.

Oversvømt område, vanddybde og vannhastighet under en dimensjonerende flom i situasjonen med laserdata som bunnhøyde er vist i figur 12. Vannet renner over sin normale bredde og det renner relativt mye vann over veien nord for Arlien bru. Vannhastigheten nedstrøms brua er betydelig høyere enn i resten av området, noe som kan tide på at bunnhøyder her (laserdata) er for høye. Det er sannsynlig at det dannes en erosjonsgrøp nedstrøms brua.



Figur 12: Vanddybde (venstre bilde) og vannhastighet (høyre bilde) under en dimensjonerende flom. Den svarte linjen viser lokasjonen til Arlien bru.

Forskjellen mellom situasjonen med laserdata som bunnhøyde og situasjonen med lokale målinger er betydelig (se figur 13). Bunnhøyden ved brua påvirker både vannstanden og vannhastigheten i bruområdet.



Grønn: situasjon laserdata
Blå: situasjon lokale målinger

Figur 13: Oversvømt område under en dimensjonerende flom.

Maksimal vannstand under brua for de forskjellige situasjonene er vist i tabell 3.

Tabell 3: Maksimal vannstand under Arlien bru.

Situasjon	Maksimal vannstand under Arlien bru
Situasjonen der lokale målinger er bunnhøyde	162,8 moh.
Situasjonen der laserdata er bunnhøyder	163,5 moh.

Størrelsen av erosjonsgropen er vanskelig å anslå, og derfor anbefales det å bruke den høyeste beregnede vannstanden under brudekket for å bestemme den laveste trygge høyden på underkanten av brua.

3.3.2 Ruhet

Det er utført en ekstra beregning for dimensjonerende flom med høy Manningsverdi. Dette gjøres for å forstå følsomheten til ruheten, og er spesielt viktig for ukalibrerte modeller som denne. Situasjonen med laserdata som bunnhøyde er brukt i denne ruhetsberegningen, da denne situasjonen gir den høyeste vannstanden under brua.

Ruhetsverdiene som brukes er vist i tabell 4.

Tabell 4: Mannings n for kanaler (Chow, 1959).

Type kanal og beskrivelse	Normal Manningsverdi	Høy Manningsverdi
Hovedkanal: rent, rett, ingen dype bassenger	0,030	0,040
Busker og trær: middels til tett	0,100	0,160
Elveslette: kort gres	0,030	0,040

Resultatene fra beregningene er vist i tabell 5. Resultatene viser at forskjellen mellom normal og høy Manningsverdi er omtrent 0,3 m. Dette er godt innenfor usikkerhetspåslaget på 0,5 m som benyttes for prosjektering av bru.

Tabell 5: Maksimal vannstand under Arlien bru med forskjellige Manningsverdier.

Manningsverdi	Maksimal vannstand under Arlien bru
Normal	163,5 moh.
Høy	163,8 moh.

3.4 Konklusjon vannlinjeberegning

Oversvømt område og oppstuvning på grunn av Arlien bru er mindre i den planlagte situasjonen enn i dagens situasjon.

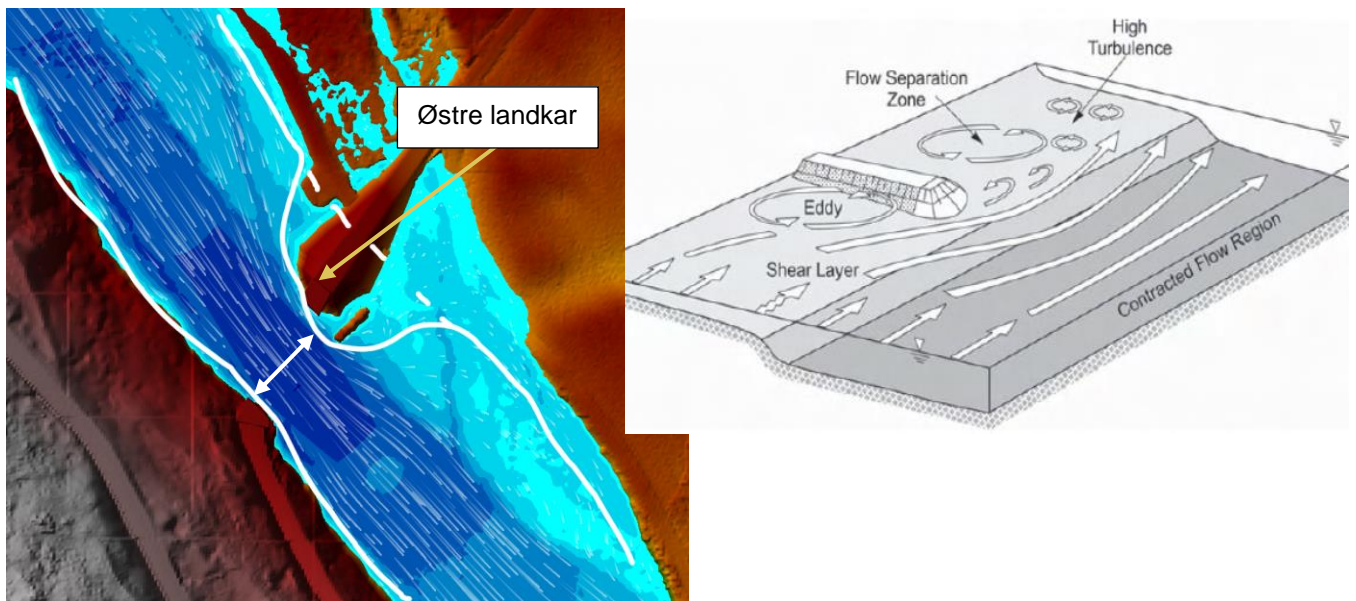
Maksimal vannstand ved dimensjonerende flom under Arlien bru er beregnet til 163,5 moh. Det skal legges til en fri høyde på minst 0,5 m til underkanten av brua (SVV, 2024). Minste høyde på underkant av Arlien bru er derfor 164 moh.

Resultatet er i tråd med Rambølls (2024) anbefalte minste høyde for underkanten av Arlien bru.

4 Erosjonssikring

4.1 Erosjonsfare ved landkar

Vestre landkar er fundamentert på fjell og trenger ingen erosjonssikring. Østre landkar til Arlien bru snevrer inn elveløpet, slik at vannet presser seg sammen når det passerer brua (se hvite linjer og piler i figur 14). Hastigheten i hele område øker, og spesielt rundt de utstikkende landkarene. Nedstrøms brua utvides strømningsarealet brått, slik at det oppstår kraftig turbulens. Hastighetsøkning gir ekstra erosjonsbelastning. Østre brufundamentet på løsmasser kan bli undergravd av erosjon (som skjedde ved det tidligere østre landkaret til Arlien bru).



Figur 14: Venstre bilde: Oversvømt areal og strømningsretning ved Arlien bru under en dimensjonerende flom. Vannet presser seg sammen når det passere brua (se hvite linjer og pile). Høyre bilde viser prinsipskisse av strømming ved et kjegleformet landkar (etter Barkdoll, NVE, 2009).

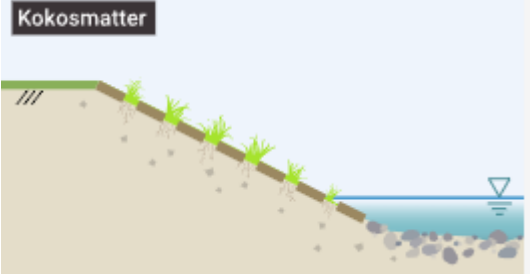
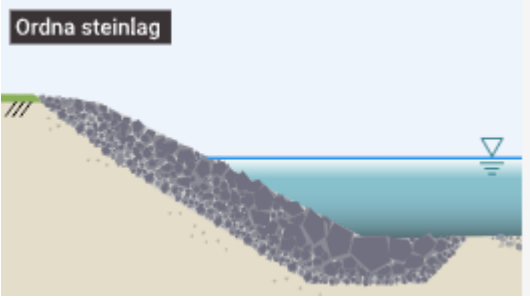
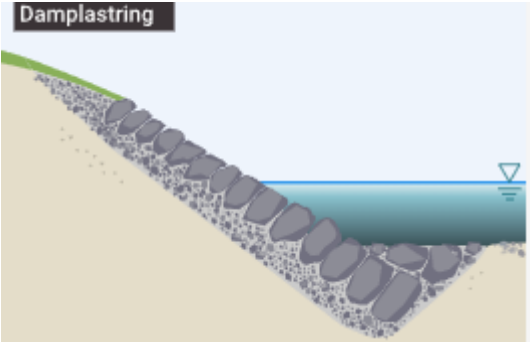
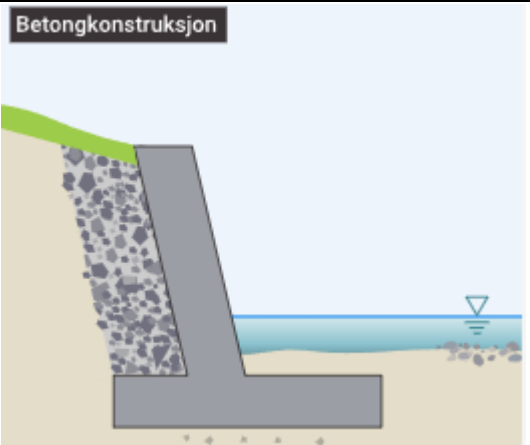
Det er grovt sett to typer erosjon Arlien bru er utsatt for:

1. Innsnevringserosjon: Fordi brua reduserer strømningsarealet vil vannhastigheten øke, særlig under flom. Det kan føre til bunnsenkning i hele gjennomløpet.
2. Landkarerosjon: Graving som følge av strømkonsentrasjon og hastighetsøkning ved enden av landkar. (NVE, 2009)

4.2 Valg av sikringstype

Valg av egnet sikringstype avhenger blant annet av den forventede belastningen. Ved en dimensjonerende flom forventes det maksimale vannhastigheter mellom 5 til 6 m/s ved brua. Tabell 6 kan være til hjelp for å velge riktig sikringstype basert på forventet vannhastighet og annen belastning.

Tabell 6: Sikringstiltak som funksjon av belastning (Sikringshåndboka, 2023).

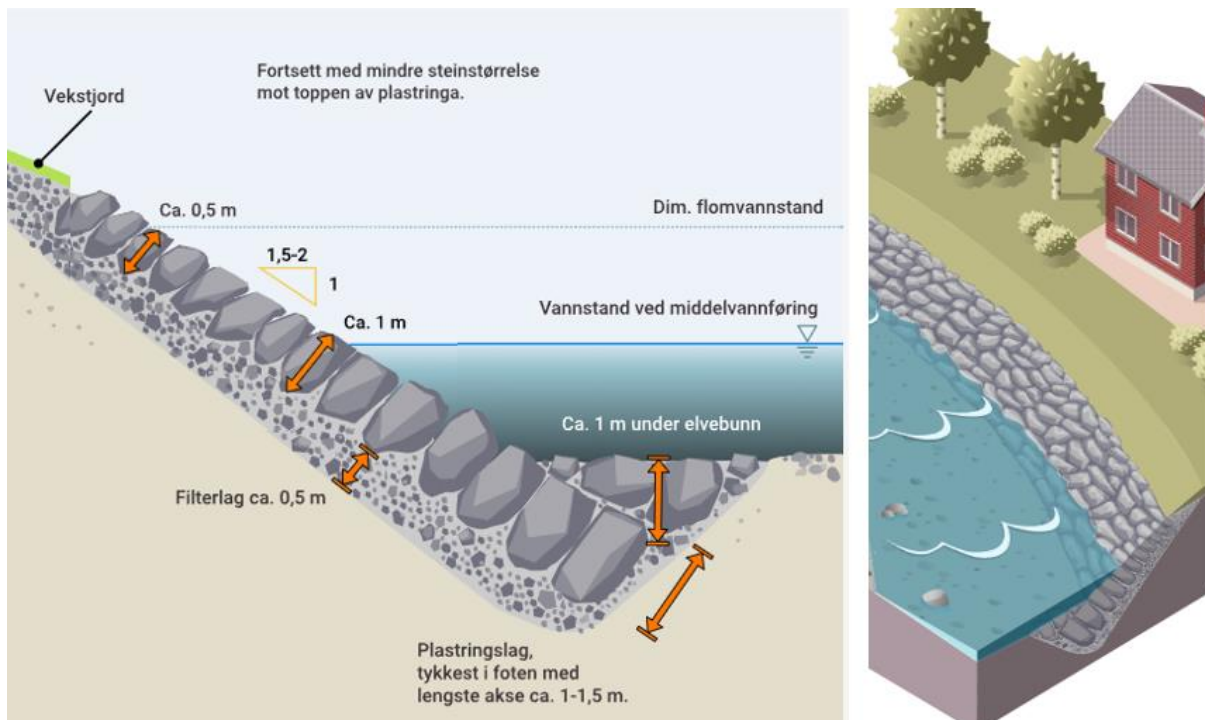
Veiledende belastning	Sikringsmetode (anbefalt/ best egnet)
<p>Belastningsnivå 1: Kokosmatter</p> <p>Vannhastighet < 1 m/s. Liten belastning fra is, drivgods og massetransport.</p>	
<p>Belastningsnivå 2: Ordna steinlag</p> <p>Vannhastighet = 1-3 m/s. Liten til moderat belastning fra is/drivgods.</p> <p>Vannhastighet = 1-2 m/s. Stor belastning fra is/drivgods.</p>	
<p>Belastningsnivå 3: Damplastring</p> <p>Vannhastighet = 4-6 m/s. Liten til moderat belastning fra is/drivgods.</p> <p>Vannhastighet = 3-5 m/s. Stor belastning fra is/drivgods.</p>	
<p>Belastningsnivå 4: Betongkonstruksjon</p> <p>Vannhastighet > 6 m/s.</p> <p>Vannhastighet > 5 m/s. Stor belastning fra is/drivgods.</p>	

Maksimal vannhastighet ved brua under en dimensjonerende flom er beregnet til 5 - 6 m/s. Det er ikke kjent fare for isgang eller stor belastning fra drivgods i elva. Basert på dette klassifiseres brulokasjonen til belastningsnivå 3, og det anbefales å bruke damplastring som erosjonssikring.

Damplastring (lengste akse innover) innebærer å sikre bunnen og landkaret ved å plastre dem med ett lag med stor plastringsstein. Plastringssteinene plasseres med god kontakt mellom hverandre og små åpninger i fugene for å unngå utvasking av underlaget. Større åpninger mellom plastringssteinene fylles med tilpassede steiner for å redusere sårbarheten for utvasking av filterlaget.

Det bør brukes plastringssteiner av sprengt stein med kubisk form. Plastringssteinene må plasseres i forband, slik at de gir god støtte til hverandre. De største plastringssteinene plasseres nederst og fundamenteres godt under forventet erosjonsdybde. (NVE, 2009)

Figur 15 fra Sikringshåndboka (2023) viser en prinsippskisse for sikring av elvesider med damplastring. Damplastring legges med en helling på 1:2. Plastringssteinene som velges må ha moderat flisighet, det vil si at forholdet mellom lengste og korteste akse skal være 2–3.



Figur 15: Prinsippskisse av damplastring som sidesikringstiltak, utformet med jevn visflate og nedgrunning i elvebunn (Sikringshåndboka, 2023).

4.3 Stabil steinstørrelse

Det finnes ingen gode metoder for å beregne steinstørrelsen for damplastring, og stabiliteten avhenger i stor grad av at plastringssteinene legges med tilstrekkelig innbyrdes kontakt. Erfaring er oftest nødvendig, og utførelsen er avgjørende for en stabil konstruksjon (Sikringshåndboka, 2023).

For å få en indikasjon på steinstørrelser er det utført beregninger med Barkdolls formel og HEC-11 formel. Barkdolls formel brukes til å beregne stabil steinstørrelse rundt landkar. HEC-11 formel brukes for å beregne stabil steinstørrelse i bunnsikring og sidesikring, og brukes primært som sammenlikningsgrunnlag i kombinasjon med andre metoder (Sikringshåndboka, 2023).

Barkdolls formel og HEC-11's formel er egnet for ordna steinlag, ikke damplastring. Steinstørrelsene gir en indikasjon på steinstørrelsen i damplastringen. Formlene og inputverdiene er vist i vedlegg 1 og 2, og resultatene er presentert i tabell 7.

Tabell 7: Indikasjon på steinstørrelse i damplastringen.

Situasjon	Barkdoll (D_{50})	HEC-11 (D_{50})
Ny situasjon	1,3 m	0,8 m

Basert på resultatene i tabell 7, anbefales det å bruke steinstørrelser i damplastringen som er vist i prinsippskissen i figur 15. Plastringlaget bør være tykkest i bunnen med plastringsstein med lengste aksen på ca. 1- 1,5 m, og deretter gradvis bruke mindre steinstørrelser mot toppen av damplastringen.

4.4 Underlaget under plastringssteinene

Filterlag (steinlag som ligger på underlag) skal hindre utvasking av underlaget og bør oppfylle følgende krav (NVE, 2009):

- Det skal være stabilt mot indre erosjon (selvfiltrerende);
- Det skal hindre utvasking av partikler fra underlaget;
- Det skal være så permeabelt at det ikke bygger seg opp vanntrykk bak filteret.

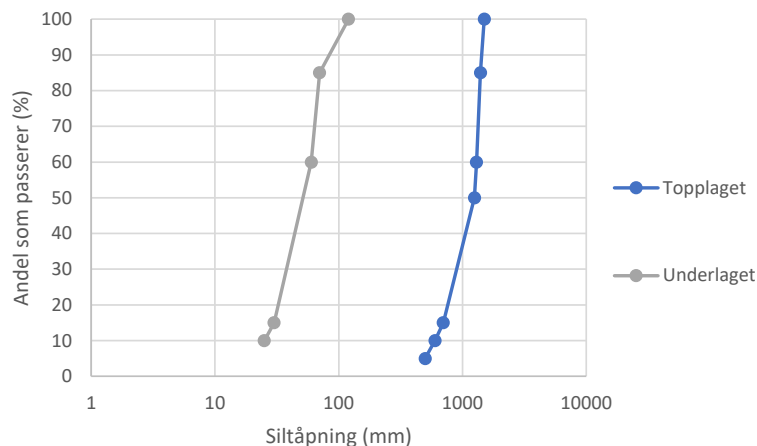
Riktig utforming av filteret er avgjørende for stabiliteten til sikringen og landkaret. Et for åpent filter kan føre til utvasking og erosjon av underlaget, mens et for tett filter kan resultere i oppbygging av poretrykk, noe som kan gjøre underlaget ustabil. (NVE, 2009)

4.4.1 Filterberegninger landkar

Fyllingen til østre landkaret skal bestå av knuste steinmaterialer av pukk og kult med sortering 22/120 i henhold til brudetaljer fra SVV (2016). Steinstørrelse for topplaget (damplastring) og underlaget (22/120) er vist i tabell 8. Enkelte mellomverdiene er basert på faglig skjønn.

Tabell 8: Steinstørrelse brukt i beregningene.

	Topplaget (damplastring)	Underlaget (22/120)
D_5	500	22
D_{10}	600	25
D_{15}	700	30
D_{50}	1250	50
D_{60}	1300	60
D_{85}	1400	70
D_{100}	1500	120



Beregningen av permeabilitet, grenseflatestabilitet og stabil grenseflate for damplastring på underlaget er vist i tabell 9. I formlene brukes subskriptene 'b' om underlaget (base) og 'f' om filterlaget. For eksempel representerer D_{15f} siktstørrelsen der 15 % av filtermaterialet passerer.

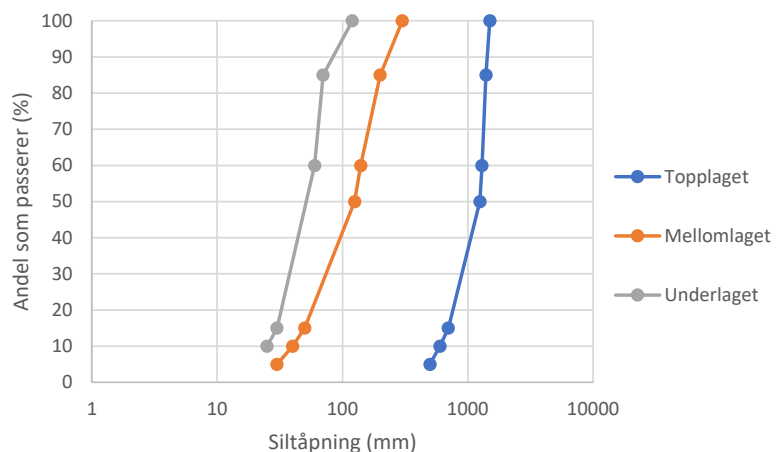
Tabell 9: Beregning permeabilitet, grenseflatestabilitet og stabil grenseflate for damplastring på underlaget.

Krav	Formel	Resultat	Konklusjon
Permeabilitet	$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 1,5$	30	OK
Grenseflatestabilitet	$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 10$	1,5 (topplag: damplastring) 2,4 (underlag: 22/120)	OK OK
Stabil grenseflate	$\frac{D_{15f}}{D_{85b}} < 5$	10	Ikke OK

Som vist i tabell 9 er kravene for stabil grenseflate ikke oppfylt. Det bør tilføres et ekstra filterlag mellom damplastringen og underlaget. Det anbefales å bruke et lag av knuste steinmaterialer av pukk og kult med sortering 30/300. Stein størrelse for topplaget (damplastring), mellomlaget (30/300) og underlaget (22/120) er vist i tabell 10. Noen av mellomverdiene er basert på faglig skjønn. Beregningen av permeabilitet, grenseflatestabilitet og stabil grenseflate er presentert i tabell 11.

Tabell 10: Stein størrelse brukt i beregningene.

	Topplaget (damplastring)	Mellomlaget (30/300)	Underlaget (22/120)
D ₅	500	30	22
D ₁₀	600	40	25
D ₁₅	700	50	30
D ₅₀	1250	125	50
D ₆₀	1300	140	60
D ₈₅	1400	200	70
D ₁₀₀	1500	300	120



Tabell 11: Beregning permeabilitet, grenseflatestabilitet og stabil grenseflate.

Krav	Formel	Resultat	Konklusjon
Permeabilitet	$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 1,5$	14 (topplag– mellomlag) 1,7 (mellomlag – underlag)	OK OK
Grenseflatestabilitet	$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 10$	1,5 (topplag) 1,7 (mellomlag) 2,4 (underlag)	OK OK OK
Stabil grenseflate	$\frac{D_{15f}}{D_{85b}} < 5$	3,5 (topplag– mellomlag) 0,7 (mellomlag – underlag)	OK

Alle krav er nå oppfylt, og mellomlaget forhindrer utvasking av materialer fra underlaget. Tykkelse på mellomlaget bør være minst 4D₅₀, noe som gir en lagtykkelse på omtrent 0,5 meter.

4.4.2 Filterberegninger elvebunn

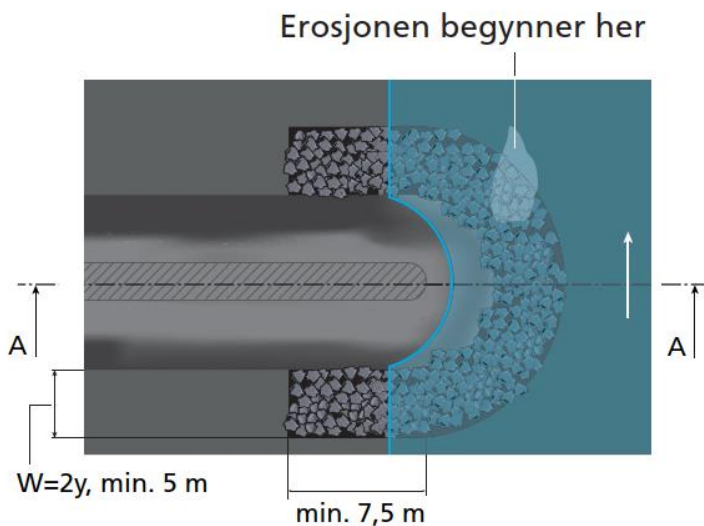
Elvebunnen består av stein i ulike størrelser, som vist i figur 16. Disse steinene er større enn det angitte mellomlaget (30/300) i forrige delkapittel. Derfor er det ikke nødvendig å anbefale et ekstra filterlag mellom elvebunnen og plastringssteinen.



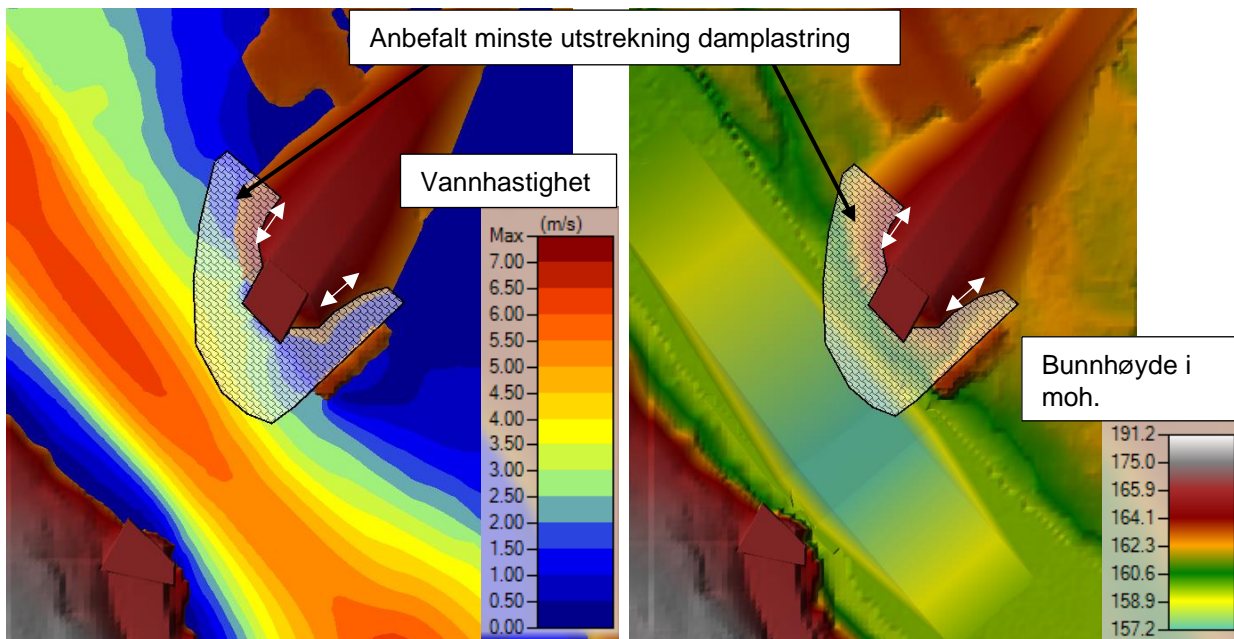
Figur 16: Elva oppstrøms Arlien bru. Kilde: Google Street View okt. 2019.

4.5 Utstrekning damplastring

For kjegleformede landkar plassert på flomsletten må sikringen ha en bredde på $W = 2y$, der y er vanddybden ved landkaret (se figur 17). Vanddybden (y) under en dimensjonerende flom (dagens bunnhøyder) er størst og omtrent 5 meter. Den anbefalte bredden av sikringen (W) er derfor 10 meter. Anbefalte minste lengde vinkelrett på elva er 7,5 meter. Disse anbefalingene gir den nødvendige utstrekningen for å beskytte landkarene.



Figur 17: Prinsippskisse av sikring rundt kjegleformet landkar (NVE, 2010).



Figur 18: Skisse av anbefalt minste utstrekning damplastring. Venstre bilde: Vannhastighet under en dimensjonerende flom. Høyrebilde: terrenghøyder. De hvite pilene indikerer anbefalt minste lengde vinkelrett på elva, 7,5 m.

Damplastringen på østre landkaren bør avslutes der det ikke er fare for erosjon. Figur 18 viser at vannhastigheten på lokasjonen der damplastringen avslutes er lav (< 1 m/s). Landkarfyllingene tåler noen vannhastighet, og risiko for erosjon er utbetedelig.

I elva skal damplastringen forsette minst 1 meter under den eksisterende elvebunnen. Overkant av damplastringen skal være minst 0,5 m over beregnet maksimal flomvannstand: minst: 164 moh.

4.6 Konklusjon erosjonssikring

Tabell 12 viser nøkkelinformasjonen til sikringen. Sikringen skal utføres i henhold til sikringshåndboka: <https://veiledere.nve.no/sikringshandboka/moduler/modul-f3-203-plastring-utforelse/>

Tabell 12: Nøkkelinformasjon om sikringen.

Type sikring	Steinstørrelse damplastring	Underkant sikringen	Overkant sikringen	Utsrekning sikringen	Filterlag
Damplastring (lengste akse innover)	Tykkst i foten med lengste akse på ca. 1- 1,5 m og fortsett med mindre steinstørrelse mot toppen av damplastringen.	Minst 1 m under eksisterende elvebunnen	Minst 0,5 m over dimensjonerende flom: 164 moh.	Minst 7,5 m fra landkar på sidene	Et 0,5 m lag av knuste steinmasser av pukk og kult med sortering 30/300 (kun på landkarfyllingen).

5 Referanser

Chow, 1959. *Manning's n for Channels*.

NVE, 2009. *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein*. 4-2009.

NVE, 2010. *Vassdragshåndboka*.

NVE, 2015. *Flomberegning for Gudbrandsdalsvassdraget*. 127-2015.

Rambøll, 2024. *Flomfareutredning Arlien bru*. Prosjekt nr. 1350046187, Versjon 01, Dato 20.03.2024.

Sikringshåndboka, 2023. NVE digital veileder. Sist endret 14.09.2023.

SVV, 2024. *Vegnormal N400 Bruprojektering*. Oslo: Vegdirektoratet.

SVV, 2016. Brudetaljer: Knuste masser inntil konstruksjoner. Rev. C, 23.12.2023.

Vedlegg 1: Barkdolls formel

For Froudetall $Fr \leq 0,8$ (se avsnitt 2.18.1), kan stabil steinstørrelse for sikring av landkar beregnes med følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \frac{V_{kar}^2}{gy} \quad (4.29)$$

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)
 $K = 0,89$ for kjegleformet landkar (-)
 $K = 1,02$ for landkar med vertikal frontvegg (-)
 s = steinens relative tetthet (-)
 g = tyngdens akselerasjon ($9,81 \text{ m/s}^2$)
 y = vanndybde ved foten av landkaret (m)
 V_{kar} = karakteristisk hastighet, se under (m/s)

For Froudetall $Fr > 0,8$ anbefales følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \left[\frac{V_{kar}^2}{gy} \right]^{0,14} \quad (4.30)$$

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)
 $K = 0,61$ for kjegleformet landkar (-)
 $K = 0,69$ for landkar med vertikal frontvegg (-)
 s = steinens relative tetthet (-)
 g = tyngdens akselerasjon ($9,81 \text{ m/s}^2$)
 y = vanndybde ved foten av landkaret (m)
 V_{kar} = karakteristisk hastighet, se under (m/s)

Barkdoll (NVE, 2009)			
Beskrivelser	Verdier		Beskrivelser
V	4.0	m/s	Landkaret i hovedløp: gjennomsnittshastigheten
y	4.8	m	Vanndybde ved foten av landkaret
FR	0.6	-	Froudetall, gjennomsnittsverdi
s	2.65	-	Spes.tetthet, vanlig verdi
K	0.89	-	Formfaktor, kjegleformet landkar
SF	1.2	-	Stabilitetsfaktoren figur 60 (NVE, 2009)
Sikkerhetsfaktor $F_{s,D50}$ (-)	1.2	-	Krav N200

Vedlegg 2 HEC-11 formel

HEC 11 - Design of Riprap Revetment (Brown 1989), som er en viktig håndbok for dimensjonering av steinsikring, anbefaler følgende formel for å beregne stabil steinstørrelse:

$$D_{50} = 0,00594 C_{sg} C_{sf} \frac{V_{ch}^3}{\sqrt{y_{ch} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right]^{0,75}}} \quad (2.18)$$

$$C_{sg} = 2,12 / (s - 1)^{1,5} \quad (2.19)$$

$$C_{sf} = \left(\frac{SF}{1,2} \right)^{1,5} \quad (2.20)$$

Med $s = 2,65$ og stabilitetsfaktor $SF = 1,2$, kan uttrykket forenkles til:

$$D_{50} = 0,00594 \frac{V_{ch}^3}{\sqrt{y_{ch} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right]^{0,75}}} \quad (2.21)$$

Her er:

V_{ch} = gjennomsnittshastigheten i hovedløpet (m/s).

y_{ch} = gjennomsnittdybden i hovedløpet (m)

θ = breddens helling i forhold til horisontal (grader).

φ = rasvinkel for steinsikring (grader), se Figur 7

C_{sg} = korreksjonsfaktor for s forskjellig fra 2,65 (-)

C_{sf} = korreksjonsfaktor for stabilitetsfaktor forskjellig fra 1,2 (se under).

SF = stabilitetsfaktor (-)

HEC-11 formel (NVE, 2009)			
Beskrivelser		Enhet	Beskrivelser
s	2.65	-	Steinens spesifikke tetthet, vanlig verdi
C_{sg}	1.00	-	Korreksjonsfaktor for s forskjellig fra 's' 2,65
C_{sf}	1.84	-	Korreksjonsfaktor for stabilitetsfaktor forskjellig fra 'SF' 1,2
V_{ch}	4.3	m/s	Gjennomsnittshastigheten i hovedløpet
y_{ch}	4.5	m	Gjennomsnittdybden i hovedløpet
θ	26.56	°	Breddens helling i forhold til horisontal (1:2)
φ	42.5	°	Rasvinkel for steinsikring
SF	1.8	-	Stabilitetsfaktoren
Sikkeringsfaktor	1.2	-	Krav N200

Arlie bru_hydrologirapport

Endelig revisjonsrapport

2024-09-06

Opprettet:	2024-09-05
Av:	Jan Willem van Dokkum (janwillem.vandokkum@sweco.no)
Status:	Signert
Transaksjons-ID:	CBJCHBCAABAAAnVjc8AgXpjBLMVTxKWsu9PTafgBZ-r2a

"Arlie bru_hydrologirapport"-historikk

-  Dokument opprettet av Jan Willem van Dokkum (janwillem.vandokkum@sweco.no)
2024-09-05 - 12:59:39 GMT - IP-adresse: 163.116.168.93
-  Dokument e-signert av Jan Willem van Dokkum (janwillem.vandokkum@sweco.no)
Signaturdato: 2024-09-05 - 13:00:47 GMT - Tidskilde: server- IP-adresse: 163.116.168.93
-  Dokument sendt via e-post til Eirik Vee Natvik (eirik.natvik@sweco.no) for signering
2024-09-05 - 13:00:49 GMT
-  E-postmelding vist av Eirik Vee Natvik (eirik.natvik@sweco.no)
2024-09-06 - 06:35:13 GMT - IP-adresse: 163.116.168.93
-  Dokument e-signert av Eirik Vee Natvik (eirik.natvik@sweco.no)
Signaturdato: 2024-09-06 - 06:47:10 GMT - Tidskilde: server- IP-adresse: 163.116.168.93
-  Avtale fullført.
2024-09-06 - 06:47:10 GMT