

Innlandet fylkeskommune

## ► Hestbekken bru - Geoteknisk vurdering

Stabilitetsvurdering av landkarene

Oppdragsnr.: 52303142 Dokumentnr.: RIG-R01 Versjon: D01 Dato: 2024-03-07



**Oppdragsgiver:** Innlandet fylkeskommune  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Erling Surnflødt  
**Rådgiver:** Norconsult Norge AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika  
**Oppdragsleder:** Eivind Rø Jevne  
**Fagansvarlig:** Amir M. Kaynia  
**Andre nøkkelpersoner:** Borja Castaño Sanz

D01	2024-03-07	Til godkjenning	BorSan	AmiKay	EivJev
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## ► Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>4</b>
1.1	Grunnlag	4
1.2	Generell informasjon om bruene	5
<b>2</b>	<b>Myndighetskrav</b>	<b>6</b>
2.1	Regelverk	6
2.2	Geoteknisk kategori	6
2.3	Konsekvensklasse / pålitelighetsklasse (CC/RC)	6
2.4	Krav til kvalitetssystem og prosjekteringskontroll	6
2.5	Krav til seismisk dimensjonering	6
2.6	Materialkoeffisient	7
2.7	Laster og lastfaktor	7
<b>3</b>	<b>Rehabilitering av bru</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>Grunnforhold</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>Geotekniske vurderinger</b>	<b>12</b>
5.1	Kapasitet landkar	12
5.2	Bæreevneberegninger	12
5.2.1	<i>Geometri</i>	12
5.2.2	<i>Geotekniske parametere</i>	13
5.2.3	<i>Kommentarer til beregningsark</i>	13
5.2.4	<i>Resultater</i>	14
5.3	Velting	15
<b>6</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>16</b>
<b>7</b>	<b>Referanser</b>	<b>17</b>

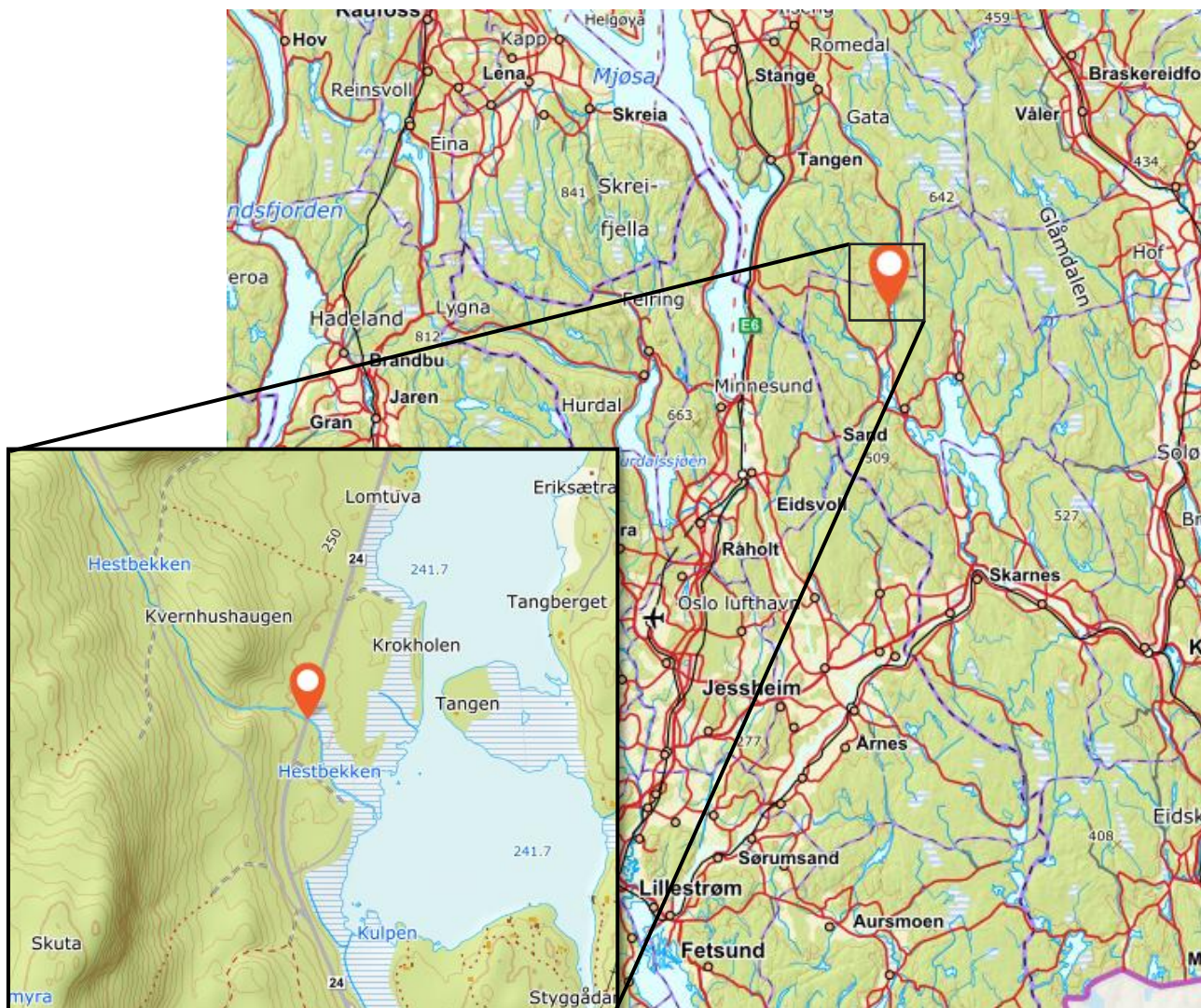
## Vedlegg

Innhold	Vedlegg nr.
Ferdigbrutegning	1
Bronormal nr.8	2
Grunnundersøkelser – Romerike Grunnboring	3
Hestbekken bru inspeksjonsrapport	4
Lastberegning – Hestbekken bru – Last på landkar	5
Resultater bæreevneberegninger	6



# 1 Innledning

Hestbekken bru, brunummer 04-0238, i Nord-Odal kommune, skal rehabiliteres. Som følger av dette endres belastningen på landkarene. Norconsult Norge AS er engasjert for å vurdere hvorvidt eksisterende landkar vil ha tilstrekkelig geoteknisk bæreevne til å kunne ta opp lastene etter rehabiliteringen. Lokasjon av bruens vises i Figur 1.



Figur 1. Lokasjon til Hestbekken bru. Kart hentet fra [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no)

## 1.1 Grunnlag

Følgende grunnlag er mottatt for geotekniske vurderinger:

- Brute tegning, eksisterende bru 1962-01-17
  - o Vedlegg 1
- Utdrag fra bronormal nr. 8: Normaler for broer og underganger med tvillingbærekonstruksjon for SPV inntil 10 m.

- Vedlegg 2
- Grunnundersøkelser utført av Romerike Grunnboring den 6. Nov. 2023.
  - Vedlegg 3
- Inspeksjonsrapport for bru – 52303142-RAP-01\_C01 datert 2023-06-14
  - Vedlegg 4
- Bilder (fra inspeksjon/befaring)
- Beregningsnotat av laster på landkar
  - Vedlegg 5

## 1.2 Generell informasjon om bruene

Bruene er støttet opp av to tørrsteinmurer av granitt (type stein antas fra bilder i inspeksjonsrapport) som fungerer som landkar. Mellom landkarene spenner en fritt opplagt platebru av armert betong over ca. 3,46 m. I tillegg, er rekkverket forankret i bruplaten.

Bruplatens bredde er ca. 7,24 m iht. ferdigbrutegning [1] med føringsbredde 6,24 m (Figur 2).



Figur 2. Bilde av bru over bekken. Til høyre oktober 2023, til venstre april 2023.



## 2 Myndighetskrav

### 2.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen, og for geoteknisk prosjektering gjelder dermed:

- NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 (Eurokode 0) [2]
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 (Eurokode 7 del 1 – Allmenne regler) [3]
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 (Eurokode 8 del 1) [4]
- NS-EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + NA:2014 (Eurokode 8 del 2) [5]

### 2.2 Geoteknisk kategori

I henhold til Eurokode 7 del 1 er dette oppdraget vurdert til å tilhøre:

- ❖ Geoteknisk kategori: 2

Geoteknisk kategori 2 omfatter konvensjonelle arbeider uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

### 2.3 Konsekvensklasse / pålitelighetsklasse (CC/RC)

I henhold til Eurokode 0 Tabell NA.A1(901), skal konsekvensklasse / pålitelighetsklasse bestemmes [2]. Det aktuelle tiltaket plasseres i:

- ❖ Pålitelighetsklasse/Konsekvensklasse: 3

Konsekvensklasse er valgt ut ifra at veg- og jernbanebruer tilhører CC3 i Eurokode 0 Tabell NA.A1 (901).

### 2.4 Krav til kvalitetssystem og prosjekteringskontroll

I Eurokode 0 er det definert krav til prosjekterende sitt kvalitetssystem, jf. NA.A1.3.1 (902) og (903). For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 er kravet at det skal være et kvalitetssystem tilgjengelig. Spesifikt for klasse 4 skal kvalitetssystemet tilfredsstillende NS-EN ISO 9000-serien.

Det benyttede kvalitetssystemet dekker kravene spesifisert i NS-EN ISO 9001 (R-01), og tilfredsstiller da også krav til pålitelighetsklasse 3.

For prosjektering er kravet til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll definert i tabell NA.A1 (902) basert på pålitelighetsklasse. Pålitelighetsklasse 3 fører til PKK3, som innebærer at det utføres utvidet kontroll på tilhørende beregninger, laster og materialparametere. I tillegg kvalifiserer tiltaket til UKK3 som innebærer at det i tillegg til egenkontroll og systematisk kontroll (fagkontroll) skal utføres utvidet kontroll av et uavhengig foretak.

### 2.5 Krav til seismisk dimensjonering

Eurokode 8 del 2 Tabell NA.2(902) [5] plasserer tiltaket i **seismisk klasse 2**.

Iht. Eurokode 8 del 1 NA.3.1.1(4) [4] skal det foreligge tilstrekkelig kjennskap til byggegrunnen til at den kan klassifiseres i henhold til tabell NA.3.1 [4]. Basert på utførte grunnundersøkelser vurderes det konservativt at grunnen faller innenfor **grunntype B** med tilstrekkelig kunnskap til klassifisering.

Jordskjelvbelastningen skal beregnes i henhold til Eurokode 8 del 1 og Eurokode 8 del 2.

Fra Eurokode 8 del 1 og 2 gjelder følgende:

- ❖  $\gamma_1 = 1,0$  for vegbruer i seismisk klasse 2
- ❖  $a_{gR} = 0,20 \text{ m/s}^2$  for Nord-Odal kommune
- ❖  $S = 1,35$  for grunntype B

Dette gir

❖  $a_g S = \gamma_1 * a_{gR} * S = 1,0 * 0,20 * 1,35 = \mathbf{0,27 \text{ m/s}^2}$  for Hestbekken bru.

Iht. tabell NA.2(904) [5] kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning for bruer i seismisk klasse 2 utelates dersom  $a_g S \leq 0,5 \text{ m/s}^2$ .

## 2.6 Materialkoeffisient

Tabell 1. Partialfaktorer for  $\gamma_{M,\phi}$  og  $\gamma_{M,cr}$  ved effektivspenningsanalyser.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

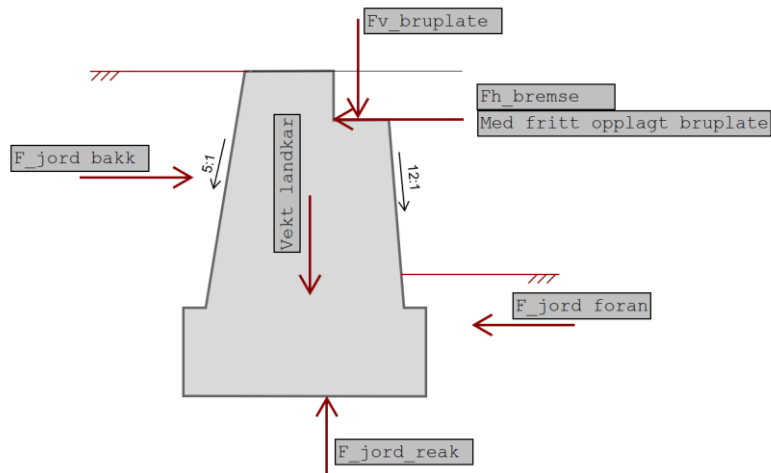
## 2.7 Laster og lastfaktor

Trafikklast er beregnet iht. beregningsnotatet «Hestbekken – Last på landkar» utarbeidet av Norconsult den 23. Januar 2024. Vedlegg 5 gir ytterligere informasjon om beregnede laster og lastfaktorer.

Eksisterende bruplate er fritt opplagt over landkarene og bilder fra inspeksjonsrapport viser at spalten mellom bruplatten og landkarene er fylt opp med mørtel. Det forutsettes at mørtel ikke tåler skjærlast som gir grunn til å vurdere to lasttilfeller iht. overføring av bremselast til landkarene.

Lasttilfelle 1 (LM1-LT1): Bremselast fordeles jevnt mellom landkarene da bruplate antas stiv og at forskyvninger er like i de to endene av bruplatten. Dvs. ett landkar vil oppleve horisontallast med retning mot spenn- eller lysvidde og det andre landkaret vil oppleve horisontallasten med retning mot massene bak. Det forutsettes at i dette tilfellet er horisontallast fordelt over landkarets bredde og jevnt fordelt over de to landkarene.

Lasttilfelle 2 (LM1-LT2): Bremselast tas opp av landkaret med antagelse at lagere tillater fritt bevegelse av bruplate og last overføres til landkar som står direkte mot bremselastretningen (vist i skisse på Figur 3). Bremselast i dette lasttilfellet vil overføres til landkar og derfor til massene bak landkaret. Det forutsettes at landkaret beveger ikke i dette tilfelle og at massene bak landkar er i hviletrykkstilstand. I dette lasttilfellet vurderes bremselast gunstig og derfor er ikke tatt inn i beregninger.



Figur 3. Krefter med bremselast i lasttilfelle 2.

Tabell 2. Lastvirkninger på Hestbekken bru.

Situasjon	Vertikal last [kN]		Horisontal last [kN]	
	Karakteristisk (SLS), $P_{v,k}$	Dimensjonerende (ULS), $P_{v,d}$	Karakteristisk (SLS), $P_{h,k}$	Dimensjonerende (ULS), $P_{h,d}$
Eksisterende bru	1248	1659	367	495*
Ny bru	1328	1755	367	495*

\*Beregningsnotatet gir bare karakteristiske laster. Antas konservativt nok  $P_{h,d} = P_{h,k} * 1,35$



### 3 Rehabilitering av bru

I forbindelse med bruskifte på Hestbekken bru langs fylkesvei 24 i Nord-Odal kommune i Innlandet, er det ønskelig å beholde eksisterende landkar og erstatte bruplate med en standard prefabrikkert betongplate i henhold til Statens vegvesens håndbok V427. Norconsult har prosjektert bruplaten utskifting uten tilpassing av landkaret, derfor eksisterende landkar beholdes for rehabilitert bru.

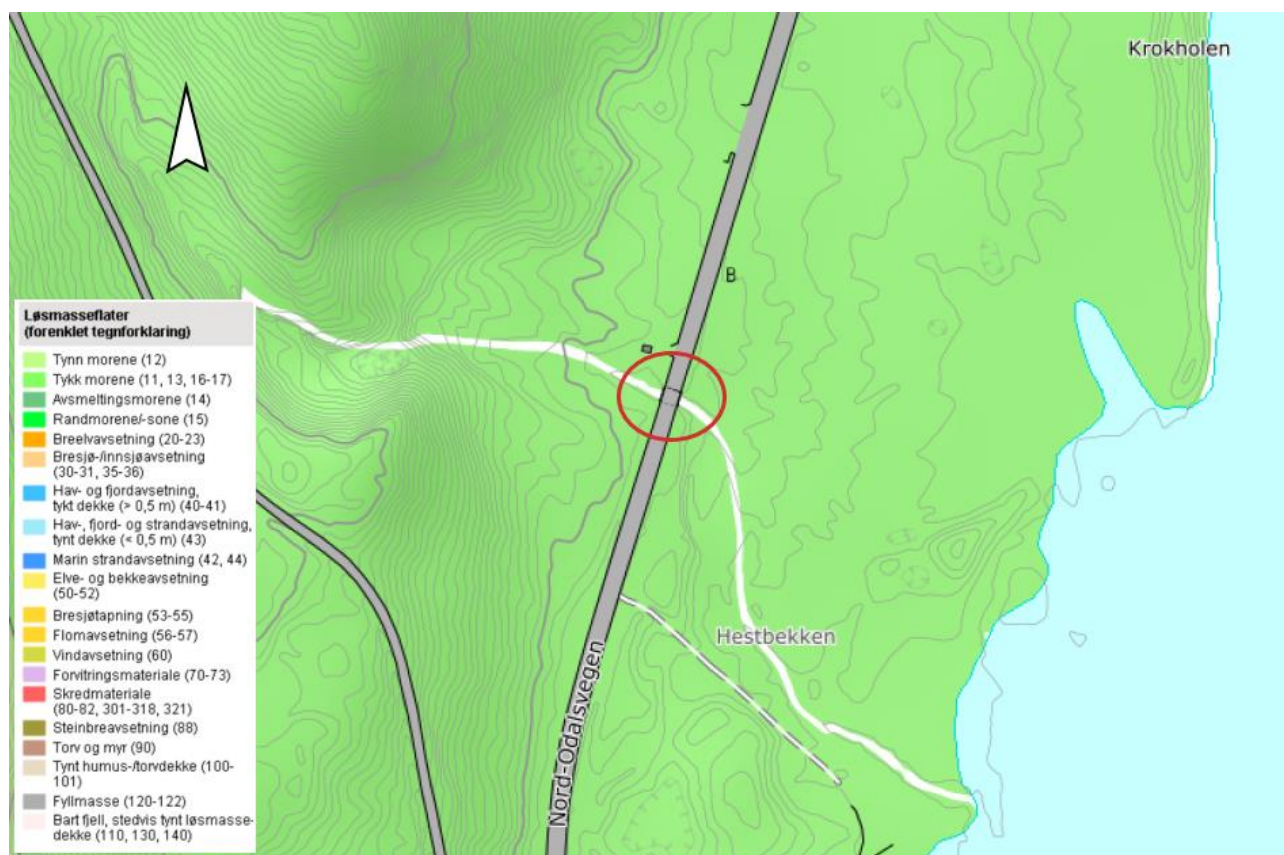
I tillegg, skal rekkverket bygges nytt og forlenges før og etter bruen for å tilfredsstille krav iht. SVV sine håndbøker.

Det forutsettes at lengden av spennvidde er uendret etter bruplate utskifting.

## 4 Grunnforhold

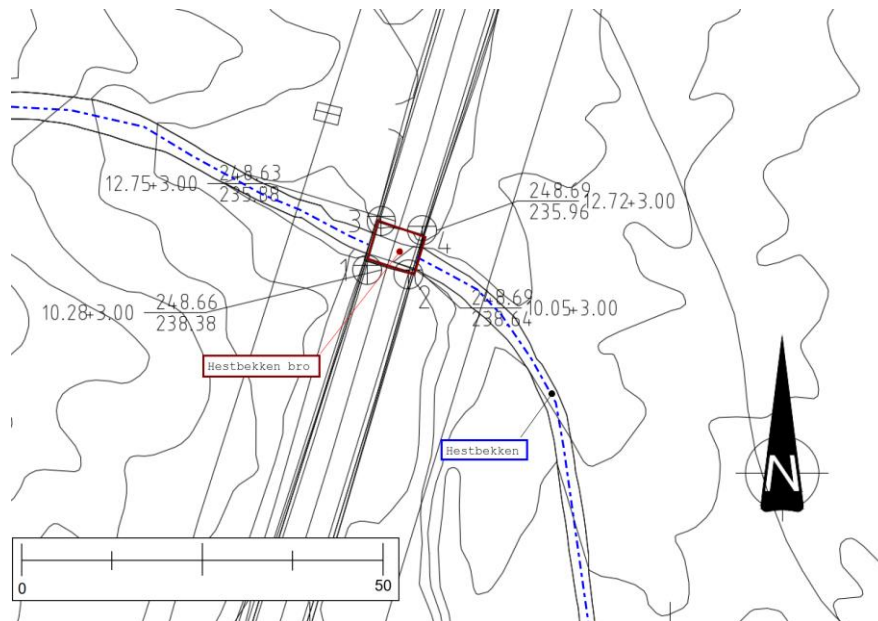
Løsmassekart fra NGU indikerer at planområdet består av tykk morene, se Figur 4. NGU beskriver morene som *materiale plukket opp, transportert og avsatt av isbreer, vanligvis hardt sammenpakket, dårlig sortert og kan inneholde alt fra leir til stein og blokk*.

Bruen ligger omtrentlig på kote +248, og er med det over marin grense som i området ligger rundt kote +210 [6]. Grunnvannnivå i bekken ligger ca. 1,43 m under u.k. bruflaten, dvs. ca.  $1,43 + 0,29 = 1,72$  m under bruflaten iht. Ferdigbrutegning [1].



Figur 4. Løsmassekart fra NGU [7]. Hestbekken bru er markert med rød sirkel.

Innladet fylkeskommune utførte grunnundersøkelser vha. Romerike Grunnboring i november 2023. Det ble utført 4 totalsonderinger uten prøvetaking eller supplerende grunnundersøkelser. Plassering av utførte sonderinger er vist i Figur 5.



Figur 5. Utførte grunnundersøkelser i 2023 ved Hestbekken bru.

## 5 Geotekniske vurderinger

Dersom ny bru fundamenteres på eksisterende landkar, vil dette føre til økt belastning på landkar. Se Tabell 2 for karakteristiske laster, og vedlegg 5 for lastberegninger.

Terrenget bak landkar beholdes som i dag.

### 5.1 Kapasitet landkar

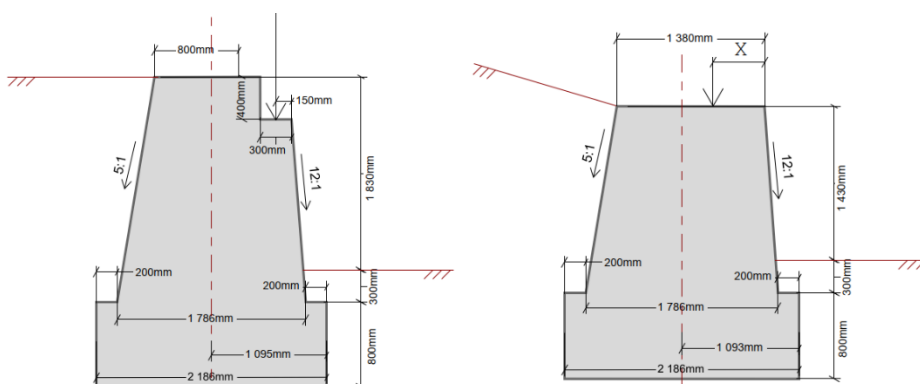
Ny bruplate inkludert belegning og rekkverk i begge sider av bruene veier til sammen 505 kN. I tillegg kommer dimensjonerende trafikklaster på 152 kN. Kreftene fordeles til landkarene via lager. I henhold til Statens vegvesen sin håndbok 427, lengden av lagrene er lik bruas bredde uten kantdragene (tegning K005), tolkes som 7 m mens bredde av lagrene er ikke gitt i beregningsnotat. Det forventes en trykkspenning på stein mindre en 5 MPa i verste fall (antatt to sylindrisk lager Ø25 cm som eneste kontaktpunkt mellom bruplate og landkar).

Det konkluderes at ny bruplate av armert betong fører til at trykkspenningene på steinen i landkar er større enn ved eksisterende bru og betydelig mindre enn trykkfastheten til granitt som ligger i området 50-250 MPa i henhold til «Material data for naturstein. Typiske verdier» utarbeidet av SINTEF.

### 5.2 Bæreevneberegninger

#### 5.2.1 Geometri

Geometri av landkarene er hentet fra Bronormal nr. 8, mottatt brutegning [1] og innmålinger utført ved bru inspeksjon. En enkel skisse av landkargeometri benyttet i bæreevneberegningene er vist i Figur 6. Det antas at pga. geometrien av nybruplate skal landkarene tilpasses som vist i figuren. Eksisterende bruplate ligger 1,43 m over elva iht. tegningsgrunnlag [1]. Ifølge Bronormal nr. 8, forutsettes det 0,3 m løsmasser over sålen og 0,8 m tykk såle, slik at total høyde av eksisterende landkar blir 2,93 m. Tilpassing av landkaret pga. geometrien av ny bruplate medfører en redusert høyde av landkaret til en total høyde av 2,53 m. Landkarets bredden, 7,24 m iht. brutegning [1] er uendret. Eventuelt tilpassing pga. betongdrager er ikke ivarettatt inn i vurderinger/beregninger. Vertikal last fra bruene overføres til landkar over en liten terrasse som iht. inspeksjonsrapport (Vedlegg 4), er 300 mm bred. Det stemmer ikke med geometrien hentet fra bronormal nr. 8 som viser 500 mm for den samme bredden. Det benyttes 300 mm i beregninger som tilsvarer at vertikallasten fra eksisterende bru overføres 150 mm fra kanten av terrassen.



Figur 6. Geometri landkar benyttet i bæreevneberegningene. Til venstre opprinnelig geometri og til høyre ny antatt geometri etter saging. Minimum X i utklipp til høyre er 0,97 m. Se kapittel 5.2.4 for beregningen.



Eksisterende og ny bru har følgende dimensjonene listet i tabellen:

Tabell 3. Bruplate, hoved dimensjoner av eksisterende og ny plate

Dimensjon	Eksisterende bru	Ny bru
Total lengde, [m]	4,09	4,09
Total bredde, [m]	7,24	7*
Føringsbredde, [m]	6,24	7
Tverrsnitt areal, [m <sup>2</sup> ]	2,317	3,918

\*Ny bruens totale bredde er ikke angitt, ifølge V427, tegning K001, total bredden angis når produkt er valgt.

### 5.2.2 Geotekniske parametere

Benyttede parametere er vist i Tabell 4. Tilgjengelig informasjon om grunnforhold er beskrevet i kapittel 4. Basert på informasjon fra grunnundersøkelser, samt NGUs løsmassekart er det lagt til grunn materialparametere for morene under landkarene, og fast sand bak og foran mur iht. erfaringsparametere hentet fra SVVs håndbok V220 [8] i bæreevneberegningene.

Grunnvannstand ligger ved bekken nivå som tilsvarer ca. 1,43 m under underkant bruplate [1]. Dagens underkant bru er 248,38 moh (NN2000) ifølge HYD-01 Flomvurdering 04-0238 Hestbekken [9]. Det vil si at grunnvannstand ligger på ca. kote +247 mens ved 200-årsflom er vannstanden beregnet til kote +248,6.

Nedgravd delen av landkaret kan antas 1,1 m under bekkebunn ifølge Bronormal nr. 8, dvs. underkant av fundament ligger ca. 1,43 + 1,1 ~ 2,5 m under underkant bruplate. Dette gir et grunnvannnivå ca. 1,1 m over underkant av landkarene og ca. 2,7 m over underkant av landkarene ved 200-årsflom. Den gir en situasjon med fullflommet landkarene som iht. HYD-01 Flomvurdering 04-0238 Hestbekken [9] ikke ivaretas i vurderinger da regelverket ikke setter krav til at bruene skal dimensjoneres for 200-årsflom.

Tabell 4. Materialparametere til bæreevneberegninger.

Parameter	Masser bak mur (Vegfylling)	Masser under mur	Masser foran mur
Løsmasstype	Sand/grus	Morene	Sand
Friksjonsvinkel	36 °	38 °	36 °
Attraksjon, a	0 kPa	5 kPa	0 kPa
Romvekt, $\gamma$	19,0 kN/ m <sup>3</sup>	19,0 kN/m <sup>3</sup>	18,0 kN/m <sup>3</sup>

### 5.2.3 Kommentarer til beregningsark

Det er benyttet et egenutviklet regneark for bæreevneberegning (Vedlegg 6). Følgende delkapittel forklarer oppbygningen til regnearket.

#### Nyttelaster på landkar:

Trafikklast (som listet i Tabell 2) samt egenvekt av bru er inkludert i beregnet terrenglast samt vertikal og horisontal linjelast. Det antas i beregningene at kreftene fordeler seg likt i de 2 landkarene.

Lastfaktorer er inkludert i selve beregningsceller.

### Egenvekt av landkar:

Egenvekt av landkaret beregnes ut ifra landkarets geometri og tar utgangspunkt i landkaret oppbygning av granitt med tørr og neddykket romvekt  $26 \text{ kN/m}^3$  og  $16 \text{ kN/m}^3$  hhv.

### Løsmasser:

På baksiden av landkaret er det beregnet aktivt jordtrykk med jordtrykkskoeffisient. Jordtrykket virker over hele landkarets bredde.

For masser foran mur er materialfaktor justert for å tilpasse jordtrykkskoeffisient  $K_p$ . Det antas i beregningene at det ikke er tilstrekkelig deformasjon til å mobilisere passivt trykk, og i beregningene er det derfor antatt hviletrykk. Det er gjort en vurdering av ruheten til løsmassene bak landkar som konkluderer med at forutsatt at massene bakk landkarene har satt seg mer enn muren over tiden kan det regnes med en ruhet lik  $r=0,5$  iht. tabell 10.3.2-1 i SVV håndbok V220 [8].

### Generelt:

Kraftarm (x og y) i regnearket brukes for å beregne moment om midtpunktet på landkarsålen.

Beregningene tar hensyn til landkarets helning. I henhold til tegningsgrunnlaget og innmålinger tatt ifm. inspeksjon av bruene, regnes med at effektivbredde for lastoverføring fra bruenden til landkarene i eksisterende situasjon er ca. 0,3 m som benyttes til beregning av kraftarm x. Det antas, i tillegg, en jevn fordeling last over den bredden.

## 5.2.4 Resultater

Det er utført bæreevneberegninger i egenutviklede regneark for eksisterende og ny bru. Resultater er vist i Tabell 5. Beregningsdokumentasjon er vist i vedlegg 6. Kravene til materialfaktor er hentet fra Statens vegvesen håndbok N200, tabell 1.4.2-1 [10], konsekvensklasse CC3 (veg- og jernbanebruer iht. tabell NA.A1(901) [2]), geoteknisk kategori 2 (landkar, kap. 2.1 [3]) og nøytralt brudd,  $\gamma_M = 1,5$  (se Tabell 1)

Tabell 5. Resultater bæreevneberegninger.

Lasttilfelle	Beregnet materialfaktor gammel bru $\gamma_m$ [-]	Beregnet materialfaktor ny bru $\gamma_m$ [-]	Krav til materialfaktor $\gamma_m$ [-]	Kommentar
LM1 - LT1	1,18	1,30	1,5	Forbedret $\gamma_m$ . men ikke tilfredsstillende kravet. (se kap. 2.7)
LM1 - LT2	1,50	1,68	1,5	Ny bru tilfredsstiller kravet med god margin

Beregnet materialfaktor er 1,18 for eksisterende og 1,30 ny bru for lastmodell LM1 med bremselast fordelt iht. lasttilfelle 1 i 2.7.

Beregnet materialfaktor er 1,50 for eksisterende og 1,68 ny bru for lastmodell LM1 med bremselast fordelt iht. lasttilfelle 2 i 2.7.

Bruen har en marginalt forbedret materialfaktor. Iht. inspeksjonsrapport i vedlegg 4 er det ingen skader på landkarene. Krav til materialfaktor er ikke tilfredsstillende i LM1-LT1. **NB! LM1-LT1 forutsetter en jevn fordeling av bremselast mellom landkarene.** En sensitivitetsanalyse av plassering av lagene avslører at

materialfaktor  $\gamma_M = 1,5$  tilfredsstilles med å plassere lagrene minst  $X = 0,97$  m fra landkarets topp ytterkant (kanten på toppen av landkaret og på innsiden av bra, dvs. mot elven). Denne avstanden kan reduseres hvis regelverket tillater å vike fra stabilitetskrav hvis man oppnår en forbedring av dagens sikkerhet som for LM1 lasttilfelle 1 er 1,18.

### 5.3 Velting

Støttemur/landkar kontrolleres for velting. Kap. 6.5.4 i Eurokode 7 [3] angir at det skal tas spesielle forhold dersom eksentrisitet til en last overskrider  $1/3$  av bredden av et rektangulært fundament. I dette tilfellet er eksentrisitet beregnet til  $e = 0,31$  m etter brubytting med LM1-LT2 (lastmodell 1 og horisontalt lasttilfelle 2 som gir største eksentrisitet). Såløsbredde er 2,19 m og det konkluderes dermed at det ikke er fare for velting.

## 6 Konklusjon

Det er utført bæreevneberegninger for å undersøke om dagens landkar har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp nye laster grunnet utskifting av bruplate.. Det er beregnet kapasiteten av landkar under to lasttilfeller iht. overføring av bremselast. Lasttilfelle 1 (LM1-LT1) forutsetter at bremselasten deles mellom landkarene. Lasttilfelle 2 forutsetter at bremselasten tas opp av et landkar og hensyntas som en stabiliserende last. Det er, i tillegg, forutsatt en terrenglast på 5 kPa over og bak sålen i begge tilfeller.

Beregnet materialfaktor er 1,18 for eksisterende og 1,30 ny bru for lastmodell LM1 med bremselast fordelt iht. lasttilfelle 1 i 2.7.

Beregnet materialfaktor er 1,50 for eksisterende og 1,68 ny bru for lastmodell LM1 med bremselast fordelt iht. lasttilfelle 2 i 2.7.

Basert på resultatene er det konkludert at på lasttilfelle 1 spiller en viktig rolle i materialfaktoren avstanden fra landkarets kant der lasten fra bruene overføres. Hvis det er absolutt krav å tilfredsstille materialfaktor lik 1,5 etter bruplateskifting, trenges det at vertikallasten fra bruplate overføres til landkar ca. 1 m fra kanten.

Det er vurdert at landkarene har tilstrekkelig kapasitet til å tilfredsstille dagens regelverk fra Statens vegvesen forutsatt en fri opplagt bruplate som overfører bremselast til landkaret med bakkstøtte av stedlige masser og null last til det andre landkaret.

I generell har bruene en forbedret materialfaktor etter bruplateskifting. Iht. inspeksjonsrapport i Vedlegg 4 er det ingen skader på landkarene. Krav til materialfaktor er derfor tilfredsstilt.

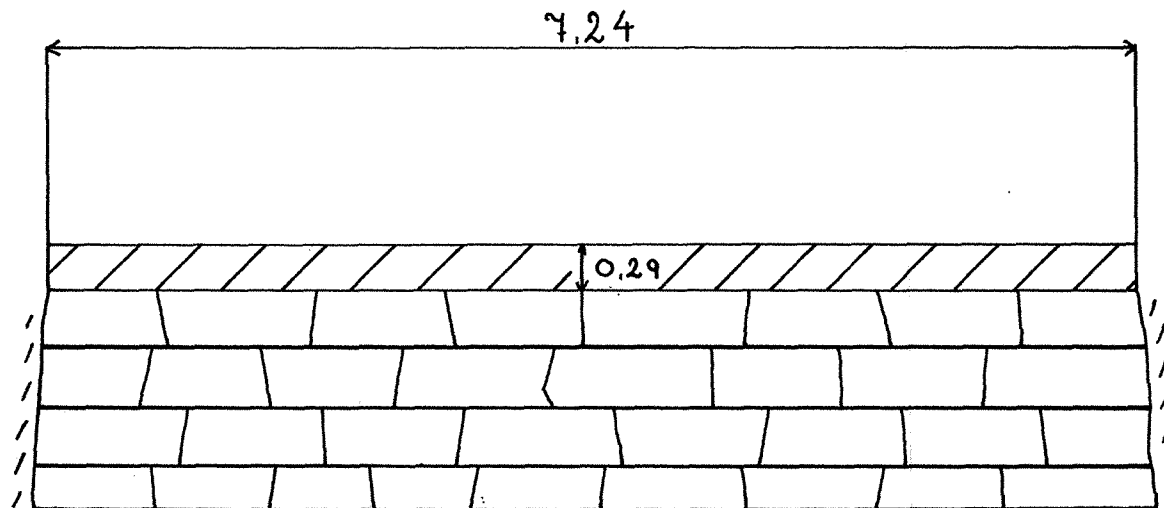


## 7 Referanser

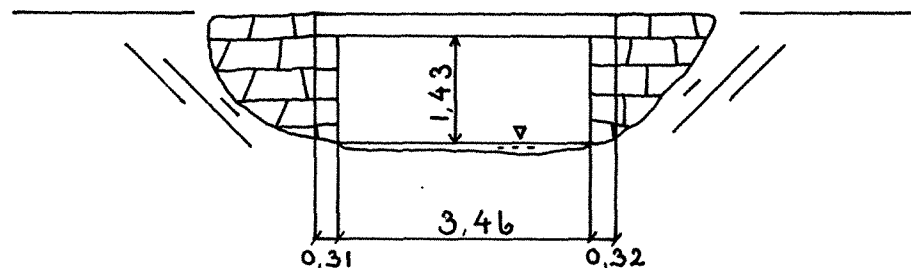
- [1] Statens vegvesen, «Ferdigbrutegning,» Statens vegvesen, 1962.
- [2] Standard Norge, NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 - Eurokode 0 - Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner, Standard Norge, 2016.
- [3] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 - Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler, Standard Norge, 2020.
- [4] Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 - Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1, Standard Norge, 2021.
- [5] Standard Norge, NS-EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + NA:2014 Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer, Standard Norge, 2014.
- [6] NVE, «NVE Atlas,» 2022. [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>.
- [7] «NGU løsmassekart,» Norges geologiske undersøkelse, [Internett]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/losmasse\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/).
- [8] Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging - Håndbok V220, Oslo: Vegdirektoratet, 2023.
- [9] Norconsult Norge AS, «HYD-01 - Flomvurdering for 04-0238 Hestbekken,» Norconsult Norge AS, 2023.
- [10] Statens Vegvesen, Vegbygging - Håndbok N200, 2021.

Hestbekken		bru Riksveg	24	1950	Arkiv nr.
Skarnes st.- Sand- Stange		nr.	Byggenr.	Bygd år	68.D 24/6
Fylke	Herred	Kilometrering (beliggende)		Tidligere 68.D 107/6	
Hedmark	Nord-Odal	02	km $\frac{N}{S}$ for Sand bru		238
11.683/78					
Brusystem Fritt opplagt plate i 1 spenn					
Konstruksjon (materialer) Arm bet. pl.					
Brudekke Arm bet. pl. 29 cm tykk Slitedekke					
Underbygning (materialer) Huggen sten i tørrmur					
Fundamentering Kalkstein					
Spennvidde/Lysvidde 3,46 m					
Kurveutv. b =		Gangbaner G =		Føringsavst. F = 6,24 m	
Fri bredde over føring	Fri bredde over rekkv.	Fri høyde over pl.	Fri høyde $\varnothing$ bru	Fritt seilløp	
$\infty$ m	$\infty$ m	$\infty$ m	$\infty$ m	$\infty$ m	
Konstruert for lastkl. 10 t			Endringer av lastkl./akseltr. 1971 - Bk 10/Bk 10		
Konstruert for akseltrykk: 10 tonn					
Overbygning:			Underbygning:		
Konstruert av:			Konstruert av:		
Bygd av:			Bygd av:		

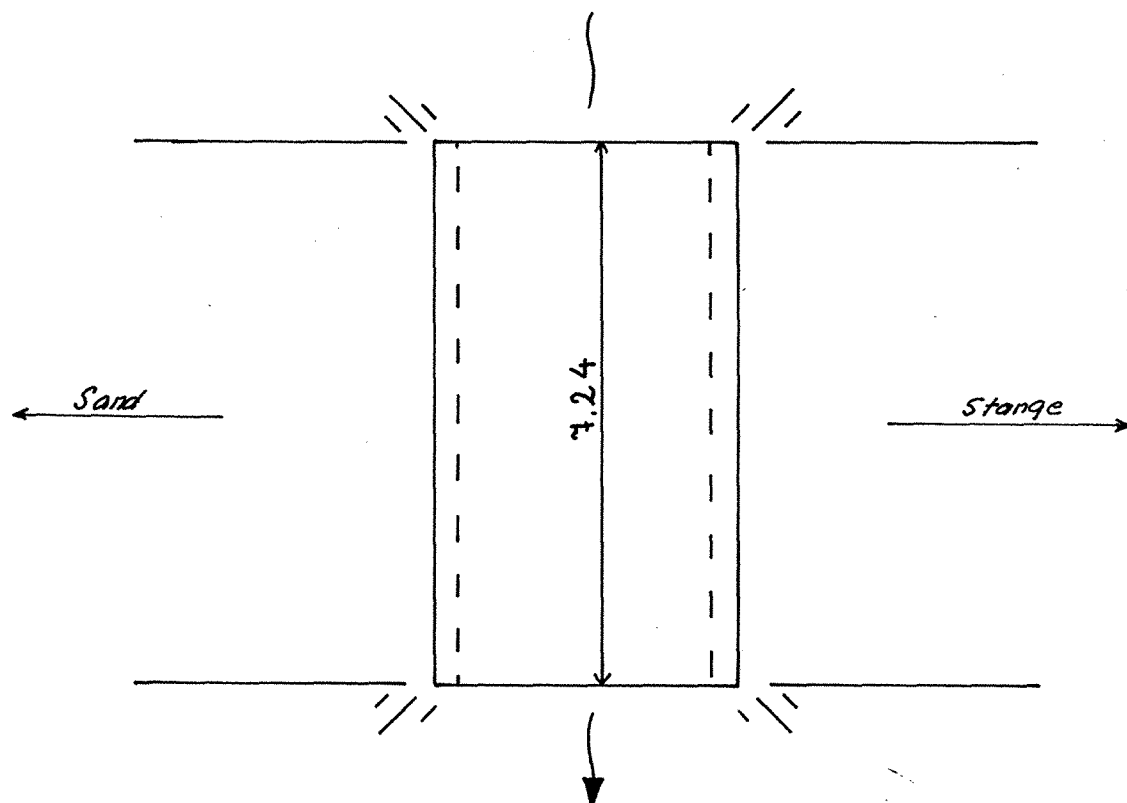
Tverrsnitt M = 1:50



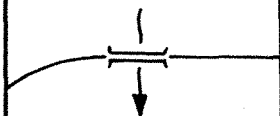
Oppriss M = 1:100



Grunnriss M = 1:100



Skisse vegkurvatur:

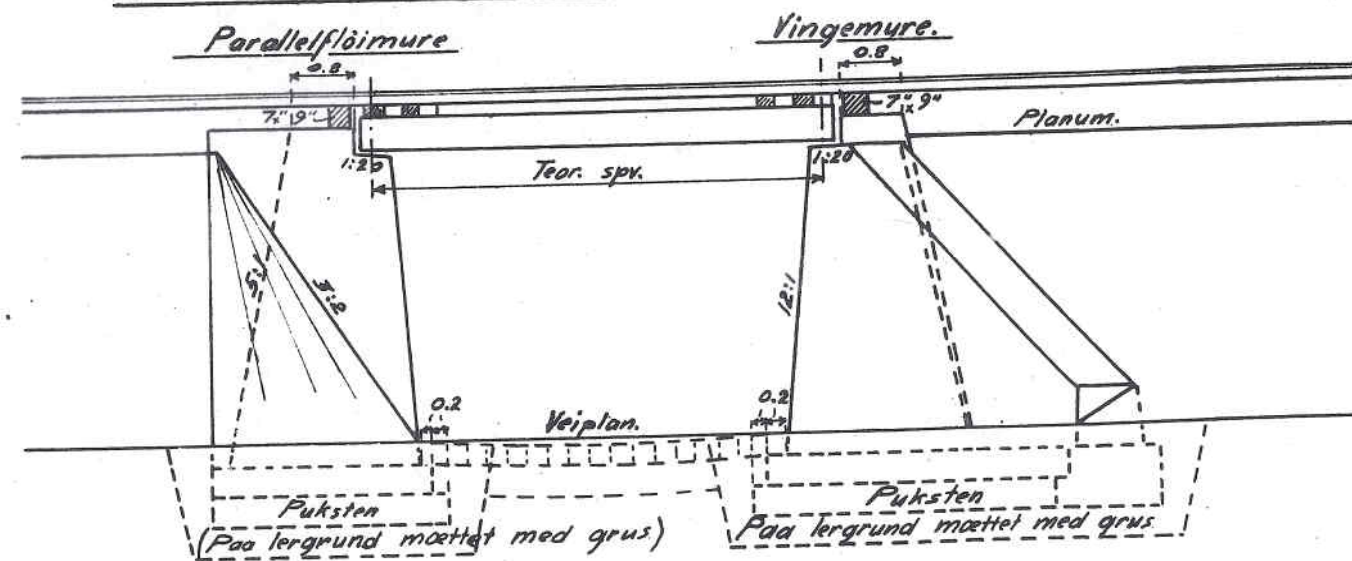


Forsterket/Utv.: Nei

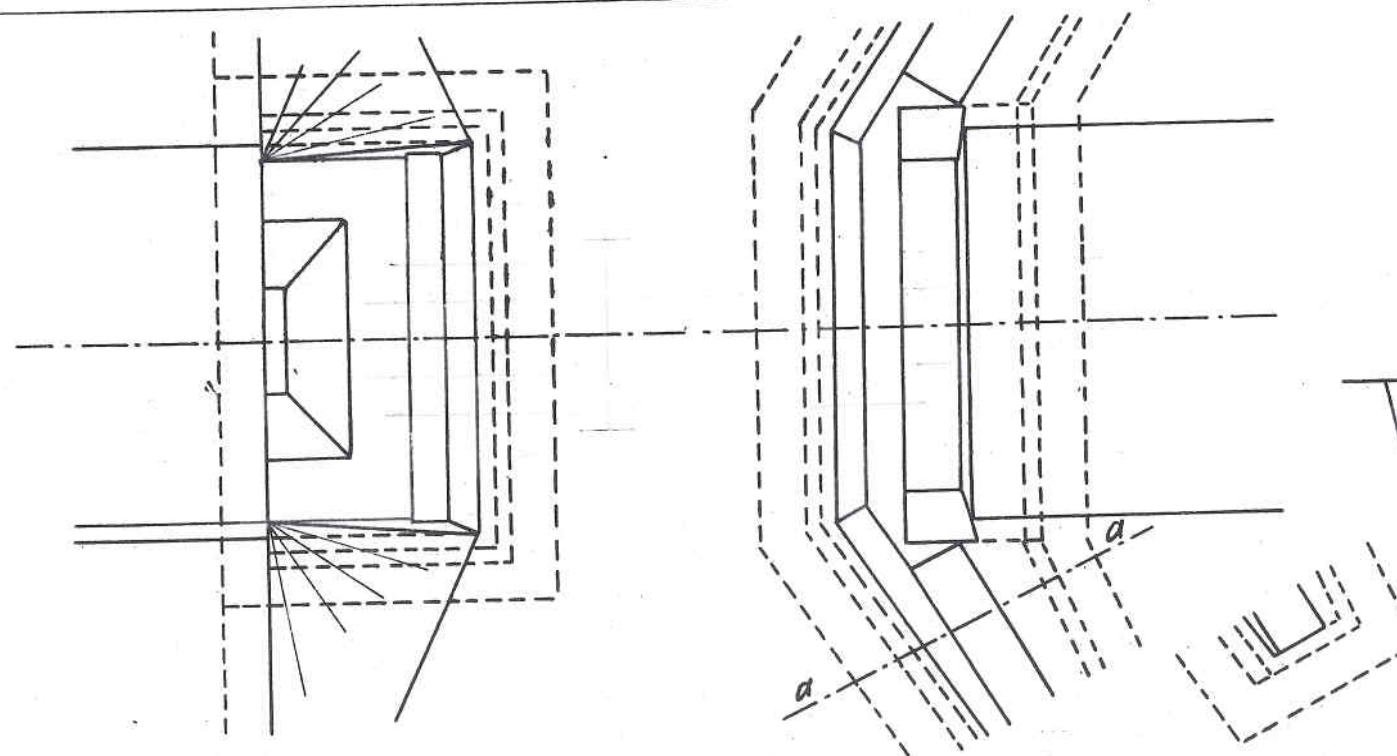
Tegnet den 17-1-1962  
av: Knut Marstrander

NORMALER FOR BROER OG UNDERGANGER MED TVILLINGBÆRERKONSTRUKTION  
FOR SPÆNDVIDDER INDTIL 10 m. KLS. I & II.

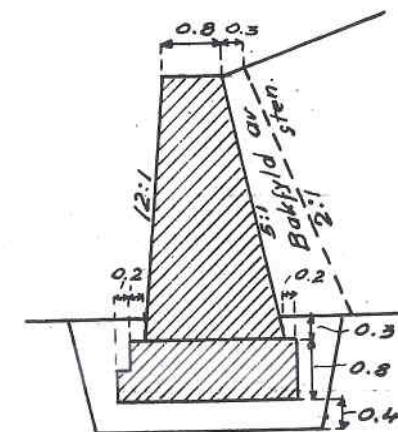
BL. I.



Tversnit, dimensioner, ku-  
 bikhold, skjævhetsvink-  
 ler, m.v. se BL. II & III.



Snit a-a

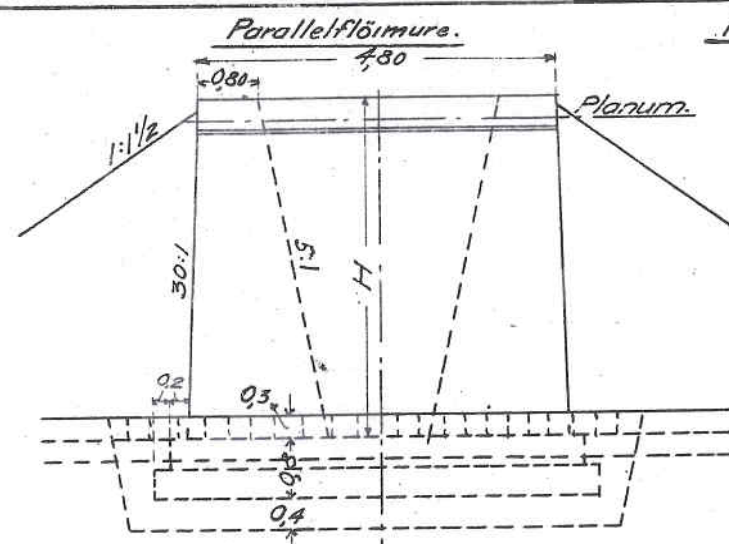


Efter Bronormal nr 8.

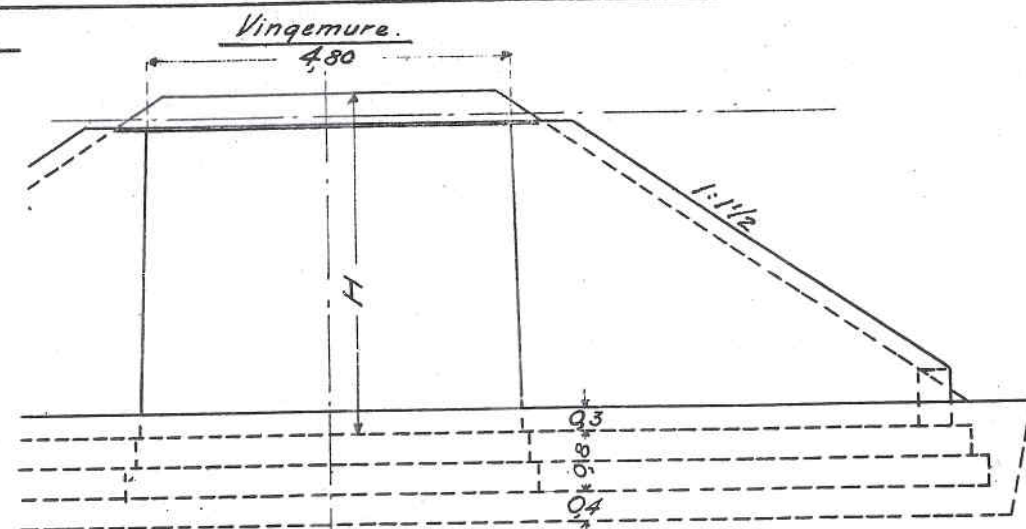
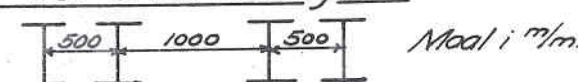


NORMALER FOR BROER OG UNDERGANGER MED TVILLINGBÆRERKONSTRUKTION FOR SPV. INDTIL 10 m.

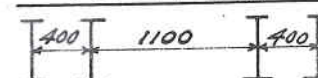
MLS. I & II.



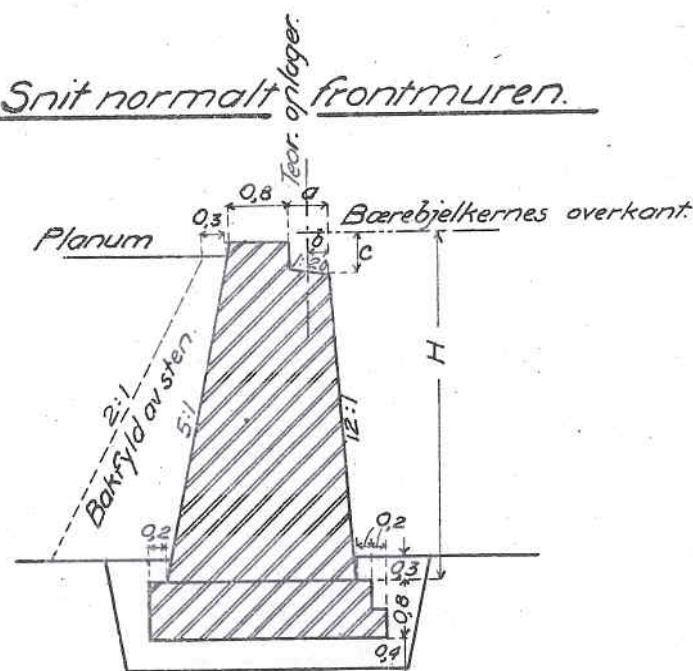
For I-Differdinger:



For I-D.N.F



Snit normalt <sup>19/10</sup> frontmuren.



Teor. sp.v. maal t # bærevæg i m.	Oplageravsats		Nyt belastningstog av 1899					
	a m.	b m.	Bæredjelker av I-D.N.P.		Bæredjelker av I-Differdinger		Veg <sup>st</sup> av jern = overbygning i kg.	
			Nº	c m/m <sup>st</sup>	Nº	c m/m <sup>st</sup>	I-D.N.P.	I-Diff.
2,0	0,50	0,25	26	290			760	
2,5	"	"	28	310			910	
3,0	"	"	32	350			1235	
3,5	"	"	36	390			1660	
4,0	"	"	38	410			2045	
4,5	"	"	40	430			2475	
5,0	"	"	42 1/2	455	32 B	350	2910	3310
5,5	"	"	45	480	34 B	370	3385	3730
6,0	"	"	47 1/2	505	36 B	390	4205	4400
6,5	"	"	50	530	40 B	430	4820	5220
7,0	0,60	0,30	55	580	42 1/2 B	455	5990	5800
7,5	"	"	55	580	45 B	480	6475	6570
8,0	"	"			47 1/2 B	515		7565
8,5	0,75	0,40			50 B	540		8490
9,0	"	"			55 B	590		9950
9,5	"	"			55 B	590		10410
10,0	"	"			60 B	640		11325

xx) Beregnet  
jernvegt (uten  
naglehoder)  
Roekverk ikke  
forutsat.

<sup>\*)</sup> Avstand fra bærebjelkerne overkant til lagerpladens underkant, der ligger i samme højde som oplageravsatsens forkant.

After Bronormal nr. 8.



NORMALER  
for  
BROER OG UNDERGANGER MED TVILLING-  
BÆRERKONSTRUKTION FOR SPÆND-  
VIDDER INDTIL 10 m - KLS. I & II.

Anmerkninger:

1. Normalen gælder for landkathøjde  $H$  indtil 6 m. Hvor tilstrækkelig konstruktionshøjde kan tilvejebringes uden væsentlig forøktelse af omkostningerne blir i alm. at benytte hvælvede broer eller underganger (minimal højde fra hvælvetop til planum = 0.5 m). For større gateunderganger blir særskilt tegn. at opstille (spændvidder over 10 m).
2. Ved kls. II forøkes planumsbredden ved broen svarende til planumsbredden for kls. I.
3. For alm. hovedveje og mere befærdede bygdeveje blir at benytte en eff. kjørebredde i undergangen af mindst 4.0 m. med tillæg for event. grøfter. Undergangens bredde maa ikke gjøres mindre end veiens kjørebredde forøvrig med mindre

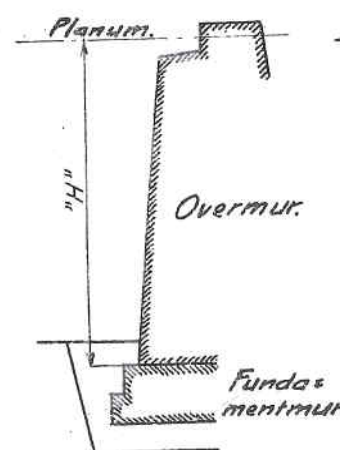
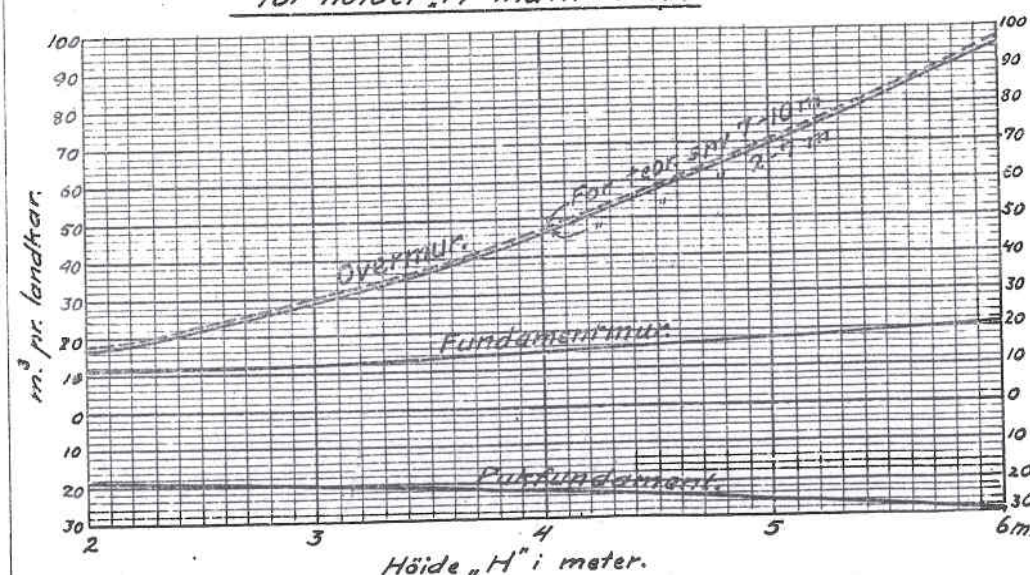
særskilt tillatelse hertil gives af vejadministrationen. Undergangens fri højde (afstand fra vejplan til underkant af jernoverbygning) bør ved disse veie ialmindelighed ikke være under 4.0 m. Dog kan under særlige vanskelige forhold høiden indskræntes til 3.5 m. for mindre befærdede bygdeveje og private veie m.m. blir i almindelighed at benytte en eff. kjørebredde af 2.6 m. med tillæg for event. grøfter, dog blir den eff. kjørebredde, hvor transport af landbrugsredskaper forekommer eller kan ventes at forekomme til 3.3 m. eller undtagelsesvis til 4.0 m. Ved fastsættelse af bredder og høider ved underganger maa forøvrig konfereres med vedkommende vejadministration.

4. Den angivne fundamentering forudsætter almindelig god byggegrund. Ved mindre god grund blir fundamenteringen nærmere at bestemme for hvert enkelt tilfælde. Ved særlig god byggegrund, der ikke er teleskytende, og hvor forholdene ellers tillader det, kan den angivne fundamenteringsdybde indskræntes noget. Ved fældgrund/sløjfes fundamenteringen. Ved broer anbringes event. plastring mellem landkarrerne (Antydnet ved tynde, strekede linjer.)

5. I kurver lægges landkarsatserne i stigning svarende til skinnereoverhøiden
6. Underlagsplater for skinnerne anvendes paa hver sleepers.

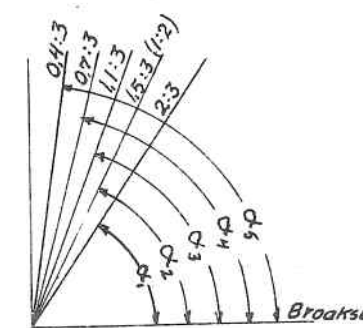
7. Undergangerne bør saavidt mulig gjøres rette, likesom parallelfløimure med stentegler fortrinsvis bør anvendes.
8. For i størst mulig udstrækning at kunne benytte normaler for jernoverbygningen bør den teoretiske spændvidde, saavel ved rette som ved skjæve broer afrundes opover til nærmeste halvmeter (hfr. tabellen).

Kubikindhold  
av landkar med parallelle fløimure.  
for høider  $H$  indtil 6 m.



For detaljer av landkar se  
"Snit normalt frontmuren"  
Blad II.

Normaler for forskjellige skjævhetsvinkler.



Tang. $\alpha$	$\alpha$
7.50000	$82^{\circ}24' = \alpha_5$
4.20371	$76^{\circ}52' = \alpha_4$
2.72727	$69^{\circ}52' = \alpha_3$
2.00000	$63^{\circ}26' = \alpha_2$
1.50000	$56^{\circ}19' = \alpha_1$

Skjæve broer bør saavidt mulig undgaaes





**Innlandet**  
fylkeskommune

**Grunnundersøkelsesrapport**

Rapport nr.: 2023/17662-1

Dato: 08.12.2023

# **Fv. 24 Hestbekken bru i Nord-Odal**

## **S5D1, m 7219 - 7223**

### **Grunnundersøkelser**



Tittel	Grunnundersøkelsesrapport: Hestbekken bru
Fra	Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon, Geofag v/ Ellen Gundersveen
Kontrollert av	Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon, Geofag v/ Marius Y. Meland
Kommune	Nord-Odal
Oppdragsgiver	Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon, Bruvedlikehold v/ Erling Surnflødt
Prosjektnummer	-
Elements-referanse	2023/17662-1
Kart-referanse i UTM	UTM-sone 33, øst 307400.14, nord 6711102.67
Vegreferanse (fra-til)	Fv. 24, S5D1 m 7219 - 7223
Forsidefoto	Google Street View, mai 2023

## Sammendrag

Det er tatt 4 totalsonderinger i forbindelse med grunnundersøkelser for Hestbekken bru. Det fremgår at det trolig er faste morenemasser i alle 4 totalsonderingene. Det er boret ned til bergflate for alle sonderingene, og berg er antatt å ligge på rundt 10-13 m under terrengnivå.

# Innhold

<b>1. INNLEDNING .....</b>	<b>4</b>
<b>2. BAKGRUNNSINFORMASJON .....</b>	<b>4</b>
2.1. SKILDRING AV OMRÅDET .....	4
2.2. KVARTÆRGEOLOGI OG BERGGRUNNSGEOLOGI .....	5
2.3. TIDLIGERE UNDERSØKELSER .....	5
<b>3. FELT- OG LABORATORIEUNDERSØKELSER .....</b>	<b>5</b>
<b>4. RESULTAT FRA GRUNNUNDERSØKELSENE .....</b>	<b>6</b>
4.1. SØRSIDEN AV BRUA – PUNKT 1 OG 2 .....	6
4.2. NORDSIDEN AV BRUA – PUNKT 3 OG 4 .....	6
<b>5. VIDERE ARBEID .....</b>	<b>6</b>
<b>6. REFERANSER .....</b>	<b>7</b>

## TEGNINGER

Tegning nr.	Skildring	Målestokk/storleik
V01	Plantegning borehull	1:200 (A3)
V02	Grunnundersøkelser	1:200 (A3)

## VEDLEGG

Vedlegg nr.	Skildring	Sider
Vedlegg 1	Geoteknisk tegnforklaring	4



# 1. Innledning

På oppdrag fra Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon, Bruvedlikehold v/ Erling Surnflødt i Innlandet fylkeskommune har Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon, Geofag bestilt grunnundersøkelser. Det skal bygges ny bruplate på Hestbekken bru, og grunnundersøkelsene er bestilt som et ledd i å undersøke om bæreevnen av den eksisterende brufundamenteringen er god nok. Figur 1 viser oversiktskart.



Figur 1. Oversiktskart, rød pil markerer Hestbekken bru. Hentet fra Norgeskart (Kartverket, 2023)

Denne rapporten er en grunnundersøkelsesrapport uten tolking og vurderinger, med unntak av løsmassenes fasthet og dybde til berg.

## 2. Bakgrunnsinformasjon

### 2.1. Skildring av området

Hestbekken bru ligger langs fv. 24, i underkant av 40 km sørover fra Stange. Eksisterende bru er 4,09 meter lang.

Brua er lokalisert i langs fv. 24, over Hestbekken. Oppstrøms brua renner Hestbekken gjennom et relativt svakt slakende skogkledd terreng. Nedstrøms brua renner Hestbekken videre nedover i et enda slakere terreng bestående av skog og myr, for deretter å renne ut i Sætersjøen. Borpunktene ble plassert i vegkanten, og tilkomsten var enkel.



Vegen har ÅDT (årsdøgntrafikk) på 1644, hvor 19 % er tungtrafikk (siste oppdatering år 2022) (Statens vegvesen, 2023).

## 2.2. Kvartærgeologi og berggrunnsgeologi

Kvartærgeologisk kart i målestokk 1:50 000 indikerer morene oppstrøms og nedstrøms for Hestebekken bru. Området ligger over marin grense. (Norges Geologiske Undersøkelse, 2023)

Berggrunnsgeologisk kart i målestokk 1:250 000 indikerer monzonittisk gneis som hovedbergartsenhet i området der brua ligger (Norges Geologiske Undersøkelse, 2023).

## 2.3. Tidligere undersøkelser

Det er ikke utført grunnundersøkelser i området tidligere, etter søk i Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG, 2023). Oppgravingsdata fra 1976 viser til lag med grus, sand, morene med finstoff i teleklasse T2 i de nederste lagene (nederste lag fra oppgravingsdata er opprinnelige masser på stedet). Oppgravingslagene er plassert ved fv. 24 S5D1 m 7046 og S6D1 m 3, hentet fra Vegkart (Statens vegvesen, 2023).

## 3. Felt- og laboratorieundersøkelser

Grunnundersøkelsene omfatter 4 totalsonderinger. Tabell 1 viser oversikt over borehull med koordinater, boret lengde i løsmasser og i berg. Plassering av borehull er vist på tegning V01 Data fra totalsonderingene er vist i tening V02.

Undersøkelsene er utført 6 november 2023. Boringene er utført av Romerike Grunnboring, ved borleder Glenn Myrdal. Grunnundersøkelsene er utført med hensyn til retningslinjer fra Statens vegvesen.

Alle boringer er innmålt med GPS, som normalt gir +/- 2-3 cm presisjon.

Ingen prøver ble sendt til laboratorieundersøkelser.

Punkt ID	UTM 33 nord	UTM 33 øst	Høyde (m.o.h)	Metode	Stopp (kode)	Boret i antatt løsmasse (m)	Boret i antatt berg (m)
1	6710897.2	307664.7	248.66	Total	94	10,2	3
2	6710896.6	307670.5	248.69	Total	94	10,1	3
3	6710904.0	307666.7	248.63	Total	94	12,7	3
4	6710902.7	307672.3	248.69	Total	94	12,6	3

## **4. Resultat fra grunnundersøkelsene**

### **4.1. Sørsiden av brua – punkt 1 og 2**

Borpunkt 1 og 2. Se tegning V02.

For borpunkt 1 har det blitt brukt økende rotasjon, spyling og slagboring i stort sett hele profilet. Fra ca. 10,2 m viser matetrykket en jevn graf, og grunnborer har ved denne dybden antatt berg. Det ble forsøkt tatt opp prøve, men det ble med for lite masser opp slik at det ikke var hensiktsmessig å utføre laboratorieforsøk av prøvene. Grunnborer har lagt igjen kommentar om at det forkastede prøvematerialet var morene.

For borpunkt 2 er det noen opphold i bruk av spyling og slagboring (mellom ca. 2,5-4 m, 4,5-5,5 m, og 6,5-8m). For disse partiene, med opphold i hjelpemidler, er matetrykket høyt og viser verdier mellom 15-30 kN. Fra 10,1 m har det blitt brukt et jevnt matetrykk og grunnborer har her vurdert berg.

Begge totalsonderingene viser generelt faste masser, noe som kan tilsi at det er morene hele veien i begge prøvene. Grunnborer har en generell betraktning på morenemasser med steinblokker.

### **4.2. Nordsiden av brua – punkt 3 og 4**

Borpunkt 3 og 4. Se tegning V02.

For borpunkt 3 har det blitt brukt økende rotasjon, spyling og slagboring i stort sett hele profilet. Fra ca. 12,7 m viser matetrykket en jevn graf, og grunnborer har ved denne dybden antatt berg. Det ble forsøkt tatt opp prøve, men det ble med for lite masser opp slik at det ikke var hensiktsmessig å utføre laboratorieforsøk av prøvene. Grunnborer har lagt igjen kommentar om at det forkastede prøvematerialet bestod av morene.

For ID 4 er det noen små opphold i bruk av spyling og slagboring (ved dybdene ca. 1,5 m, 2,8 m, 5,5 m, 7 m, 10, m). For disse partiene, med opphold i hjelpemidler, er matetrykket høyt og viser verdier mellom 10-30 kN. Fra 10,1 m har det blitt brukt et jevnt matetrykk og grunnborer har her vurdert berg.

Begge totalsonderingene viser generelt faste masser, noe som kan tilsi at det er morene hele veien i begge prøvene, med unntak av antatt vegoverbygning i topp. Grunnborer fikk inntrykk av at det generelt er morenemasser med steinblokker her.

## **5. Videre arbeid**

Ved videre geoteknisk prosjektering kan det legges til grunn at det er faste morenemasser for alle totalsonderingene, med berg mellom 10-13 m.

## 6. Referanser

Kartverket. (2023, 12 08). *Norgeskart*. Hentet fra Norgeskart:

<https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=10&lat=6706978.29&lon=302667.97&sok=h>

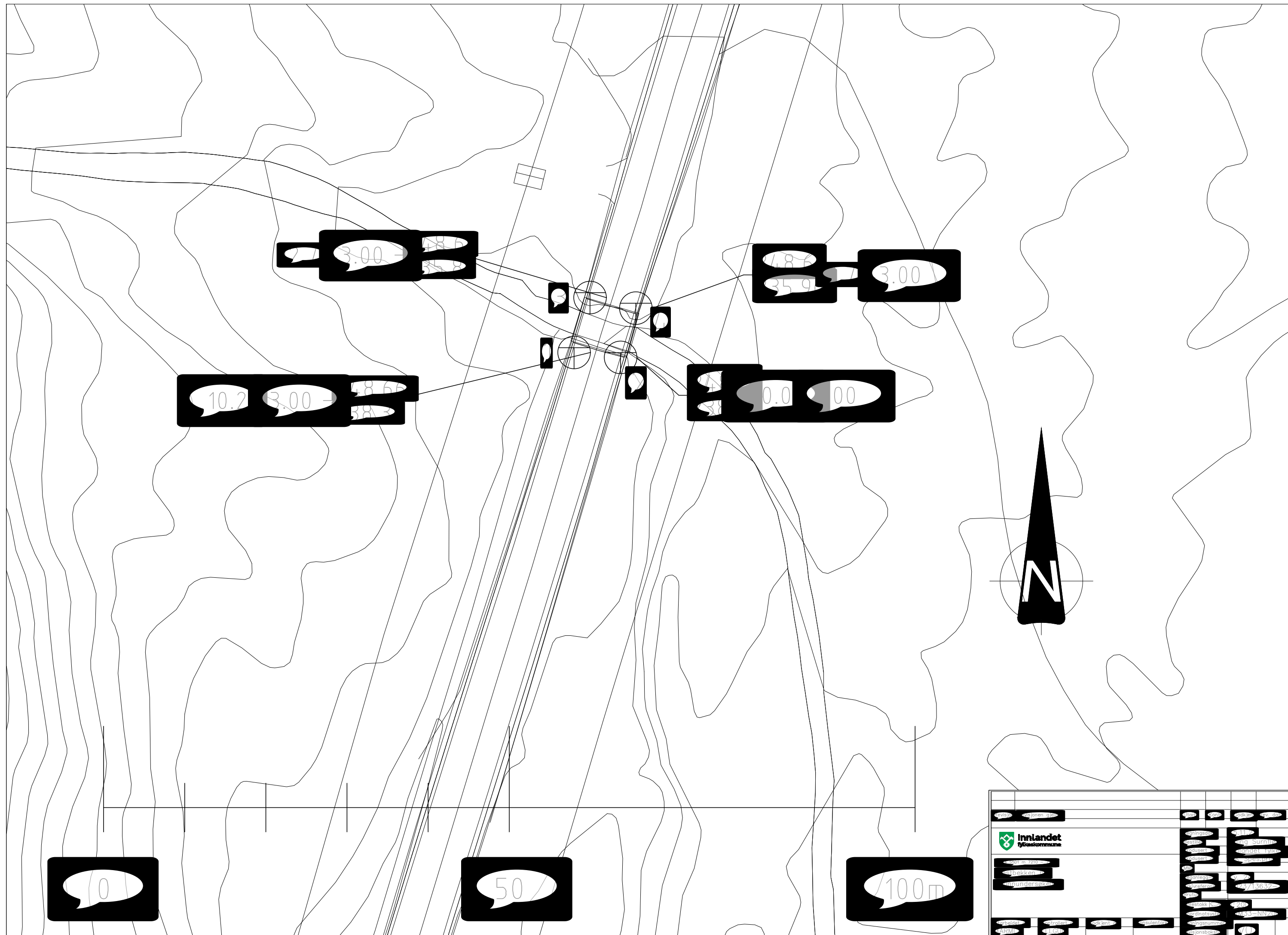
NADAG. (2023, 12 06). *Nasjonal database for grunnundersøkelser*. Hentet fra Nasjonal database for grunnundersøkelser: <https://geo.ngu.no/kart/nadag-avansert/>

Norges Geologiske Undersøkelse. (2023, 11 14). *Kart over løsmasser*. Hentet fra Norges Geologiske Undersøkelse: <https://www.ngu.no/geologiske-kart>

Statens vegvesen. (2023, 11 21). *Vegkart med kartlag for oppgravingsdata*. Hentet fra Vegkart:

[https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@307916,6710621,14/hva:!\(id~601\)~/valgt:193242635:601](https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@307916,6710621,14/hva:!(id~601)~/valgt:193242635:601)

Statens vegvesen. (2023, 11 14). *Vegkart, kartlag med trafikkmengde*. Hentet fra Statens vegvesen VEGKART: <https://vegkart.atlas.vegvesen.no/>







Opptegning i plan / på oversiktskart.

## TEGNINGSSYMBOLER

Nummerering i henhold til borpunktliste GeoPlot.

Symbol	Metode	Anmerkning	Symbol	Metode	Anmerkning
●	2401 Dreiesondering	Sondering m. registrering av motstand.	■	2410 Setningsmåling	Nivellementspunkt.
◎	2402 Prøveserie	Prøvene tatt med boringsredskap (skovlbør, prøvetager, diamantkjernebør m.m.)	⊖	2411 S.P.T.	Standard Penetration Test
□	2403 Prøvegrop	Prøvene tatt i gropvegg.	☆	2412 Fjellkontrollboring	Boring ned til og i fjell.
⊠	2404 Prøvebelastning	Peler, terrengplater, fundamenter o.l.	⊖	2413 Poretrykksmåling	Inkludert måling av grunnvannstand.
○	2405 Enkel sondering	Sondering uten registrering av motst., f.eks. spyleboring, slagboring m.m.	⊙	2414 In situ permeabilitetsmåling	Infiltrasjonsforsøk, prøvepumping m.m.
◐	2406 Dreietrykks-sondering	Maskinsondering med automatisk registrering.	+	2415 Vinge-boring	Måling av uomrørt og omrørt udrenert skjærstyrke.
▽	2407 CPTU	Sondering der spissmotstand, lokal friksjon og poretrykk registreres under nedpressing	⊔	2416 Elektrisk sondering	Elektrisk motstand, korrosivitet etc.
⊗	2408 Skruplateforsøk	Kompressometer o.l.	⊞	2417 Helningsmåling	Inklinometer.
▼	2409 Ramsondering	Sondering der borstang slås ned. Stangdiameter, loddvekt og fallhøyde er normert. $Q_0$ registreres.	⊕	2418 Totalsondering	Kombinasjonsboring gjennom løsmasser og fjell.

## NIVÅER OG DYBDER (i meter)

 $\star \frac{12,8}{-5,7}$  18,5+3,0

Over linjen : kote terreng eller elvebunn, sjøbunn ved boring i vann (12,8).  
Ut for linjen : boret dybde i løsmasser (18,5). Evt. boret dybde i fjell angis etter plusstegn (+3,0).  
Under linjen : sikker fjellkote.

## OPPTEGNING I PROFIL

Generelt

Terreng Fjell Vannstand

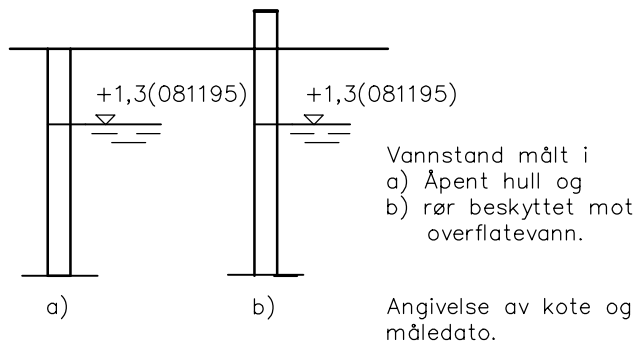
## FORBORING (Gjelder alle sonderingstyper)

Forboret Forboret med tyngre utstyr

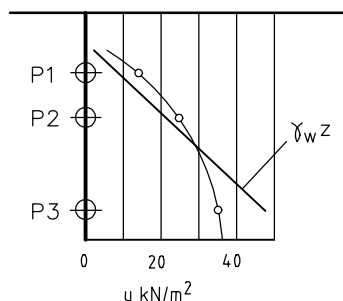
## AVSLUTNING AV BORING (Gjelder alle sonderingstyper)

Boring avsluttet Ant. stein, blokk eller fast grunn. Ant. fjell, berg. Ring=bergindikator Boret i ant. fjell Boret i fjell og kjerne opptatt

## GRUNNVANNSTAND



## ⊖ PORETRYKK

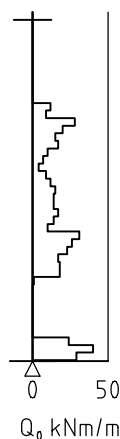


Poretrykk,  $u$ , fremstilles i et diagram. En teoretisk linje for hydrostatisk trykkfordeling  $\gamma_w z$  kan vises.

## VANNSTAND

HFV	Høyeste flomvannstand
HRV	Høyeste reguleerte vannstand
LRV	Laveste reguleerte vannstand
HHV	Høyeste høyvannstand
LLV	Laveste lavvannstand
HV	Normal høyvannstand
LV	Normal lavvannstand
MV	Normal middelvannstand
V	Vannstand (dato angis)
GV	Grunnvannstand (dato angis)

## ▼ RAMSONDERING

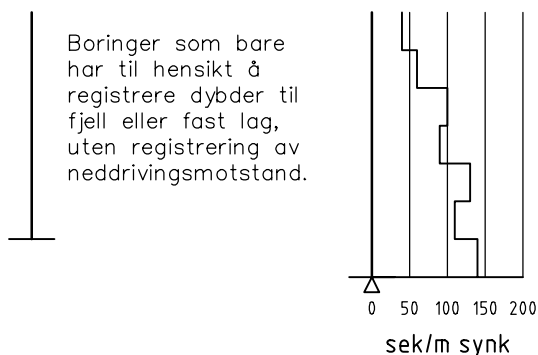


Rammemotstanden  $Q_0$  angis som brutto rammeenergi i kNm pr. m synk av boret.

$$Q = \frac{W \times H}{s}$$

der  $W$  = Tyngde av lodd (kN)  
 $H$  = Fallhøyde (m)  
 $s$  = Synk i m pr. slag

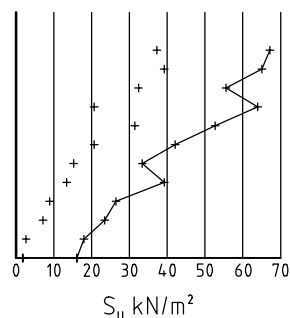
## ○ ENKEL SONDERING



Boringer som bare har til hensikt å registrere dybder til fjell eller fast lag, uten registrering av neddrivingsmotstand.

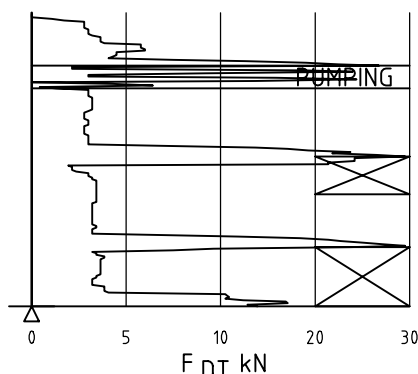
Ved enkel sondering med slagbormaskin og sondering med fjellrigg kan synk vises som sek/m.

## + VINGEBORING



Borhullet markeres med enkel tykk strek. Skjørstyrken  $s_u$  og  $s'_u$  angis i kN/m² med tegnet +. Verdier merka (+) ansees ikke representative. Verdien som angis er den kalibrerte omrørte og uomrørte skjørstyrke.

## ◆ DREIETRYKKSONDERING

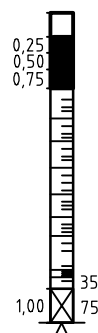


Vanlig boring med 25 omdr./min.  
Pumping

Økt rotasjon

Borhullet markeres med en enkel tykk strek. Målt nedpressingskraft er vist som funksjon av dybden. Kraften er registrert ved automatisk skriver.

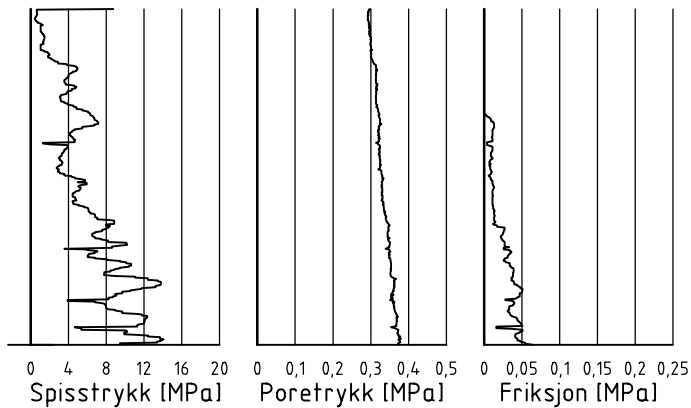
## ● DREIESONDERING



Forboredingsdybde markeres og diameter angis i mm. Vertikal-lasten i kN angis på borhullets v. side. Endring i belastning vises ved tverrstrek. Synk uten dreining markeres med skyggelegging eller raster.

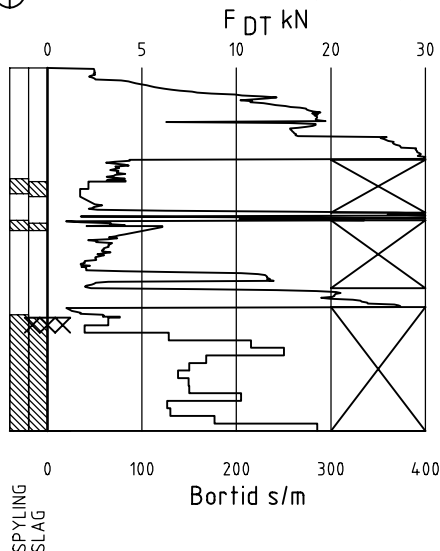
Hel tverrstrek for hver 100 halv-omdreining. Halv tverrstrek for hver 25 halv-omdreining. Mindre enn 100 halv-omdreining vises ved å skrive ant. halv-omdr. på h. side. Neddriving ved slag på boret vises m. kryss, slagant. og redskap kan angis. Endret neddrivingsmåte vises m. hel tverrstrek.

## ▽ CPT / TRYKKSONDERING



Trykksondering med poretrykksmåling og friksjonsmåling. Borhullet markeres med en tykk strek hvor spissmotstandskurven tegnes inn. Poretrykkskurven og friksjonskurven tegnes inn i høvelig nærhet til spissmotstandskurven. Skala velges etter (opptredende) målte spenninger.

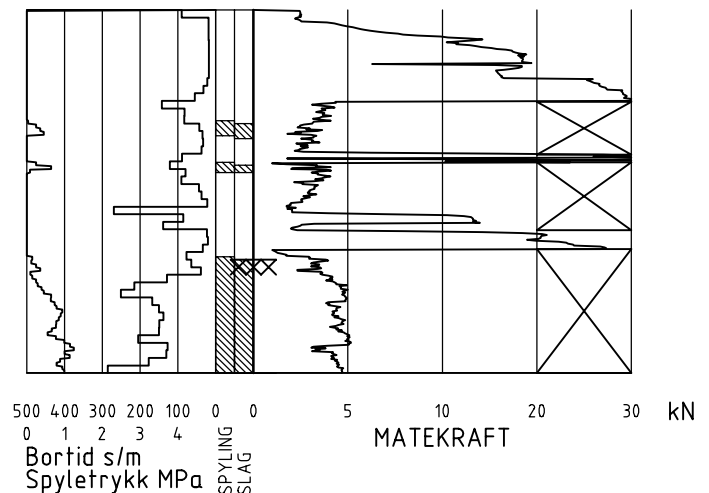
## ⊕ TOTALSONDERING (alt. 1)



Metoden er en kombinasjon av dreietrykksondering og fjellkontrollboring, med 57 mm borkrone.

Målt nedpressingskraft vises som funksjon av dybden der hvor boringen er utført med prosedyre som for dreietrykksondering. Økt rotasjonshastighet vises med kryss for denne delen av boringen.

## ⊕ TOTALSONDERING (alt. 2)



Ved boring med slag og spyling markeres dette med skravur. Bortid tegnes i blokker for hver 0,2m, evt. 1,0m (alternativ 1). Alternativt kan nedpressingskraft tegnes også for denne delen av boringen. Bortid tegnes da i blokker for hver 0,2m, evt. 1,0m, på motsatt side av diagrammet (alt. 2).

## KODELISTE

Data som registreres kan kompletteres med borlederens egne inntrykk. For å hjelpe borlederen finnes det en kodeliste som anbefales brukt. Kodene kan om ønskelig tegnes til høyre for bordiagrammet. Disse koder benyttes:

### GENERELLE KODER

- 00 Foreg. kode feil, skal være kode...
- 01 Startnivå for følgende kode
- 02 Metodebytte ved fortsatt sondering i samme hull (komb. m. ang. ny met.)
- 03 Ytterligere info. finnes

### ANMERKNINGSKODER

- 10 Stoppnivå for tidligere forsøk (komb. m. stoppkode).
- 11 Lengre opphold i sond. (mer enn 5min.)
- 12 Dreining ikke utført fra det markerte nivå.
- 13 Sonden synker uten loddets vekt (ramsond.).
- 14 Sonden synker med loddets tyngde.
- 15 Sonderingsmotstand registreres ikke.
- 16 Stopp for poretrykksutjevning (CPT).
- 17 Poretrykksutjevning avsluttet.

### FRIE KODER (EKSEMPEL)

- 60 Borstangen bøyer seg.
- 61 Trolig grunnvannsnivå.
- 62 Markert mottrykk under oppbygging.
- 63 Slutt mottrykk.

### BEDØMMELSESKODER

- 30 Fyllmasse
- 31 Tørsskorpe
- 32 Leire
- 33 Silt
- 34 Sand
- 35 Grus
- 36 Morene
- 37 Torv
- 38 Gytje
- 40 Forekomst av stein
- 41 Stein, blokk eller berg.
- 42 Sluttnivå for stein eller blokk.

### MASKINTEKNISKE KODER

- 70 Økt rotasjon begynner
- 71 Økt rotasjon avsluttet
- 72 Spyling begynner
- 73 Spyling slutter
- 74 Slag starter
- 75 Slag slutter
- 76 Slag og spyling starter samt.

- 77 Slag og spyling slutter samt.
- 78 Pumping starter
- 79 Pumping slutter

### STOPPKODER

- 90 Sondering avsl. uten å ha oppnådd stopp.
- 91 Fast grunn, sond. kan ikke drives videre etter norm. pros.
- 92 Ant. stein eller blokk
- 93 Ant. berg
- 94 Avsl. etter boret ønsket dybde i fjell.
- 95 Brudd i borstenger eller spiss.
- 96 Annen material- eller mask.feil
- 97 Boring avsl. (årsak notert)

© PRØVESERIE  
Materialsignatur (iht. NGF)

Anmerkning



Fjell



Stein og  
blokk



Grus



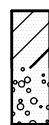
Sand

T = tørrskorpe  
Leire: R = resedimenterte masser  
K = kvikkleire

Ved blandingsjordarter kombineres signaturene.

Morene vises ved skyggelegging.

Eks.:

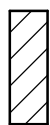


Moreneleire

Grusig morene



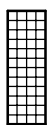
Silt



Leire



Skjell



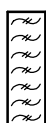
Fyllmasse



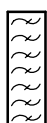
Trerester  
Sagflis



Matjord



Torv  
Planterester



Gytje, dy  
(vannavsatt)

For konkresjoner kan bokstavsymboler settes inn i materialsignaturen.

Ca = kalkkonkresjoner  
Fe = jernkonkresjoner  
AH = aurhelle

SYMBOLER FOR LABORATORIEDATA

Laboratoriebestemmelser	Bokstav-symbol	Tegn-symbol	Anmerkninger
Materiale			Jordarter beskrives i samsvar med retningslinjer gitt av NGF. Hovedbetegnelsen skrives med store bokstaver.
Vanninnhold Naturlig vanninnhold Plastisitetsgrense Flytegrense Flytegrense konus	W W <sub>P</sub> W <sub>L</sub> W <sub>F</sub>	• ┌— —┐ —┐	Angis i masseprosent av tørrstoff.  Metode skal angis.
Tyngdetetthet / densitet Tyngdetetthet Densitet Tørr densitet Korndensitet	γ ρ ρ <sub>d</sub> ρ <sub>s</sub>		Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup> . Densitet t/m <sup>3</sup> . γ (kN/m <sup>3</sup> )
Porøsitet Poretall	n e		
Skjørstyrke, udrenert Konusforsøk, uomrørt Konusforsøk, omrørt Enkelt trykkforsøk	S <sub>uk</sub> S <sub>u'k</sub> S <sub>ut</sub>	▼ ▼ ⊗	Symbolet settes i ( ) hvis verdien ikke ansees representativ. Aksialdeformasjon ved brudd (ε <sub>f</sub> ) angis i % slik: $\frac{15-0-5\%}{10}$
Sensitivitet	S <sub>t</sub>		Metode bør angis.
Organisk materiale  Innhold av organisk karbon Glødetap Humusinnhold Formuldingsgraden	O <sub>c</sub> O <sub>gl</sub> O <sub>Na</sub> vP		Angis i masseprosent av tørrstoff før forsøk.  Bestemt ved NaOH-metoden. Klassifisering etter von Post skala H <sub>1</sub> –H <sub>10</sub>

Forøvrig benyttes bokstavsymboler vedtatt av The International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Innlandet fylkeskommune

## ► 04-0238 Hestbekken bru

Inspeksjonsrapport

Oppdragsnr.: 52303142 Dokumentnr.: RAP-01 Versjon: C01 Dato: 2023-06-14





**Oppdragsgiver:** Innlandet fylkeskommune  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Erling Surnflødt  
**Rådgiver:** Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika  
**Oppdragsleder:** Eivind Rø Jevne  
**Fagansvarlig:** Eivind Rø Jevne  
**Andre nøkkelpersoner:** Hilde Rannem Isaksen

C01	2023-06-14	For kontroll hos eksterne parter	EivJev	HRI	EivJev
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## ► Sammendrag

Norconsult har på vegne av Innlandet fylkeskommune gjennomført inspeksjon av Hestbekken bru, brunummer 04-0238, i Nord-Odal kommune.

Rekkverket har omfattende skader, og vil ikke kunne ta opp trafikklaster ved en eventuell påkjørsel.

Vider er det registrert avskalling og blottlagt armering på bruplata. Særlig nedstrøms er bruplata i dårlig stand, samt at det er registrert avskallinger midt i spennet i underkant av brua.

Forlengelse av rekkverket før og etter brua tilfredsstiller ikke dagens krav iht. SVV sine håndbøker.

Bruas landkar framstår i god stand.

Basert på tilstanden på bruplate og rekkverk, anbefaler Norconsult at bruplata byttes med ny standard platebru og at nytt rekkverk forlenges iht. gjeldende håndbøker.

## ► Innhold

<b>1</b>	<b>Bakgrunn</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Konstruksjonsbeskrivelse</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Inspeksjon</b>	<b>7</b>
3.1	Innledning	7
3.2	Bruinspeksjon	7
3.3	Bruplate	8
3.4	Rekkverk	9
3.5	Landkar og vingemur	10
<b>4</b>	<b>Tiltak</b>	<b>11</b>
4.1	Oppsummering av skader	11
4.2	Vurdering av skadeomfang og anbefaling av tiltak	11
4.3	Konsekvenser av eventuelt platebytte og videre arbeid	11
<b>5</b>	<b>Referanser og grunnlagsdokumenter</b>	<b>12</b>

## 1 Bakgrunn

Norconsult har på oppdrag fra Innlandet fylkeskommune gjennomført inspeksjon ved Hestbekken bru, brunummer 04-0238, i Nord-Odal kommune. Oversiktsbilde av brua og landkarene er vist på bilde 1.

Det er registret skader på brua i BRUTUS. Inspeksjonen hadde mål å kartlegge skadeomfanget, for videre å komme med anbefalinger til rehabiliteringstiltak.

Detaljnivå for inspeksjonen faller inn under kategorien *spesialinspeksjon* iht. V441 [2].

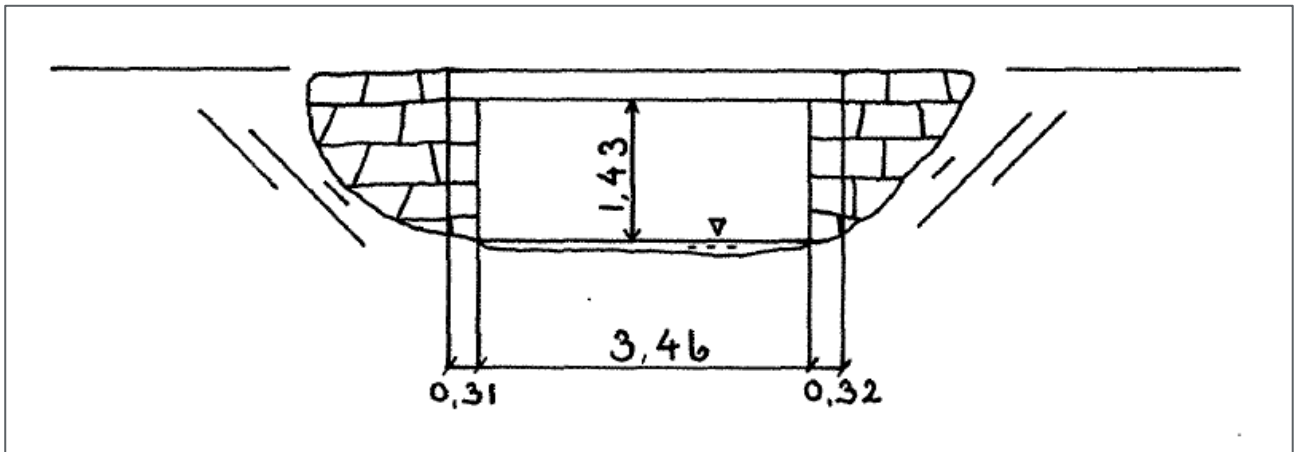


Bilde 1 – Oversiktsbilde av brua

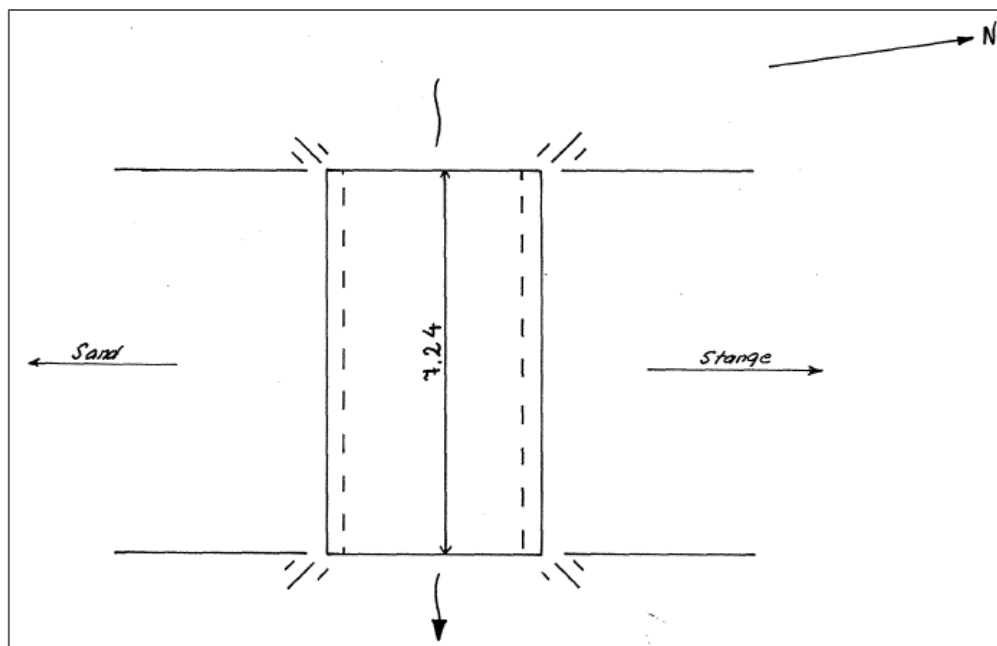


## 2 Konstruksjonsbeskrivelse

Hestbekken bru er ei fritt opplagt platebru i ett spent, utført i armert betong. Landkarene er tørrmur i stein. Bruspennet er 3,46 meter. Se mål i figur 1 og figur 2. Rekkverket på brua er utført med stolper med bolter forankret i bruplata.



Figur 1 – Utklipp av oppriss fra ferdigbrutegning [1]



Figur 2 - Utklipp av grunnriss fra ferdigbrutegning [1]

## 3 Inspeksjon

### 3.1 Innledning

Inspeksjonen ble gjennomført 2023-04-20 av Norconsult v/ Eivind Rø Jevne. Innlandet fylkeskommune v/ Erling Surnflødt deltok også på deler av inspeksjonen.

Inspeksjonen ble i hovedsak utført som en visuell inspeksjon. Det ble i tillegg meislet ut i armering i sidekant/underkant nedstrøms for å avdekke armeringsdimensjoner.

### 3.2 Bruinspeksjon

Alle tilgjengelige bruelementer ble kontrollert og alle synlige skader ble registrert på stedet og dokumentert med bilder. Skader er vurdert iht. Statens vegvesens håndbok V441 – Bruinspeksjon [2].

**Skadegrad (SG)** benyttes for å angi en teknisk vurdering av skadens utvikling. Referansenivået er uskadet element. Følgende skadegrader benyttes:

- 1 – Liten skade
- 2 – Middels skade
- 3 – Stor skade
- 4 – Svært stor skade

**Skadekonsekvens** benyttes for å angi hvilke konsekvenser skaden har for hele brua, omgivelsene og brukerne av brua.

Følgende *konsekvenstyper* benyttes:

- B** – Skade som kan påvirke bæreevnen
- T** – Skade som kan påvirke trafiksikkerheten
- V** – Skade som kan øke vedlikeholdskostnadene
- M** – Skade som kan påvirke miljø/estetikk

Rekkefølgen over angir rangering mellom de ulike konsekvenstypene, med B som den alvorligste konsekvenstypen.

**Konsekvensgrad (KG)** benyttes for å angi hvor alvorlig skaden er for hele brua, omgivelsene og brukerne av brua. Gradering beskrives under de ulike konsekvenstypene. Følgende *konsekvensgrader* benyttes:

- 1 – Liten konsekvens. Ikke behov for tiltak.
- 2 – Middels konsekvens. Vurder om tiltak skal registreres.
- 3 – Vesentlig konsekvens. Forslag til tiltak registreres. Inspeksjonsintervall må vurderes.
- 4 – Stor konsekvens. Bruforvalter/oppdragsgiver kontaktes umiddelbart.

Skadekonsekvens grad og konsekvensgrad benyttes sammen for å bedømme skader, f.eks. V2 for en skade som har vedlikeholdsmessige konsekvenser og hvor tiltak skal vurderes.




Bruene gis en prioritering som er SG multiplisert med KG med angitt skadekonsekvens.

Skadeomfang registrert ved den visuelle inspeksjonen er sammenfattet i etterfølgende tabeller. I områder med mange like skader er disse vist ved bilde av et typisk skadeområde.

Forslag til tiltak er gitt i kapittel 4.




### 3.3 Bruplate

Tabell 1 - Registrerte skader

Sted/element	Beskrivelse	Bilde
Ytterkant nedstrøms	<p>Omfattende skader på bruplata som følge av veisalter og frost. Armering i overkant er blottlagt, og viser pågående armeringskorrosjon.</p> <p>Fastheten i betongen er svært redusert flere steder, og kan plukkes bort for hånd. Slitelag på brua gjør det ikke mulig å vurdere tilstanden på øvrige områder av platas overside.</p> <p>SG 2 KG 3V Pri 6V</p>	 
Midt i spennet	<p>Avskalling av betong midt i spennet i underkant av bruplata. Armering er blottlagt. Tyder på pågående skadeutvikling som følge av armeringskorrosjon.</p> <p>SG 2 KG 2B Pri 4B</p>	

### 3.4 Rekkverk



Tabell 2 - Registrerte skader

Sted/element	Beskrivelse	Bilde
Rekkverksstolper, opp- og nedstrøms.	<p>Rekkverksstolper er bøyd utover pga. manglende/skadet innfesting. Utbøyningen gjør at flere stolper ikke lenger er festet til føringsskinna.</p> <p>Rekkverket er i så dårlig stand at det ikke vil kunne ta opp eventuelle trafikklaste fra en påkjørsel.</p> <p>SG 3 KG 3T Pri 9T</p>	
Fuge/rekkverk	<p>Rekkverksstolpe med bolter er plassert i fuge mellom bruplate og mur på landkar. Plasseringen er ugunstig, da temperaturbevegelser i fuga fører til utrivning av boltene i rekkverket.</p> <p>SG 3 KG 2V Pri 6V</p>	
Forlengelse av rekkverk langs vei	<p>Dagens rekkverk langs vei tilfredsstiller ikke krav iht. dagens regelverk iht. håndbøker N101 [2] og N-V160 [4] mht. forlengelse av rekkverk før/etter bruer.</p> <p>SG 2 KG 2T Pri 4T</p>	



### 3.5 Landkar og vingemur

Tabell 3 – Registrerte skader

Sted/element	Beskrivelse	Bilde
Tørrmur, landkar	<p>Tørrmurene på landkarene framstår generelt i svært god stand mht. alderen på brua.</p> <p>Ingen skader registrert.</p>	
Vingemurer ved landkar	<p>Erosjon og utrasing ved vingemurer. Gjelder alle fire vingemurer (begge akser og opp-/nedstrøms av brua.</p> <p>SG 2 KG 2B Pri 4B</p>	

## 4 Tiltak

### 4.1 Oppsummering av skader

Følgende skader registrert:

Tabell 4 – Oppsummering av observerte skader

Sted/element:	Beskrivelse/kommentar	Prioritering (SG x KG)
Bruplate	Omfattende forvitring fra frost/veisalter	6V
Bruplate	Avskallinger i underkant av bruplata	4B
Rekkverksstolper	Rekkverksstolper er løse/bøyd utover	9T
Fuge	Rekkverksstolpe plassert i fuge	6V
Forlengelse av rekkverk langs vei	Tilfredsstillende forlengelse mangler	4T
Vingemurer ved landkar	Erosjon/utrasing	4B

### 4.2 Vurdering av skadeomfang og anbefaling av tiltak

Av hensyn til trafiksikkerheten må det gjøres tiltak på rekkverket over brua. Norconsults vurdering er at utskifting av det eksisterende rekkverket, inkludert reparasjon av bruplata, vil utgjøre et omfattende tiltak. Videre er det usikkerhet knyttet til tilstanden på betongen under slitelaget. Avskallingen i underkant av plata, tyder også på at det er pågående skadeutvikling som vil øke omfanget av eventuelle reparasjoner.

Tilstanden på de eksisterende tørrmurene på landkar er god (basert på visuell inspeksjon).

Med bakgrunn i det ovenstående, er Norconsults anbefaling å bytte ut hele bruoverbygningen ved Hestbekken med ei ny standard platebru.

### 4.3 Konsekvenser av eventuelt platebytte og videre arbeid

Bytte av bruplata innebærer gjenbruk av de eksisterende landkarene. I den forbindelse må bæreevnen til landkarene dokumenteres. Tegninger av eksisterende brukonstruksjon og landkar har ikke vært mulig å oppdrive, altså er fundamentering for landkarene ikke kjent. Det må utføres grunnundersøkelser ved brustedet for å få riktige materialparametere mht. geoteknisk beregning.

En godkjenning av tiltaket krever geoteknisk vurdering av stabilitet av landkaret med ny overbygning, siden både egenvekten og trafikklasten øker sammenlignet med i dag. Dette må også ses i sammenheng med observert erosjon/utrasing av masser ved vingemurene.

Videre må det også kontrolleres om brua tåler en 200-årsflom. Kort spenn og lav høyde gir liten flomkapasitet. Ved bygging av ny bru bør en ta høyde for framtidig flomsituasjoner.

Pga. ulike tykkelser innebærer ny bruplate også at brua vil måtte heves. Dette medfører at enten må vegen heves inn mot brua eller så må topp oppleggshylle senkes. I forbindelse med ny bruplate, anbefales bytte av rekkverk langs vei slik at godkjent forlengelse før og etter bru ivaretas.

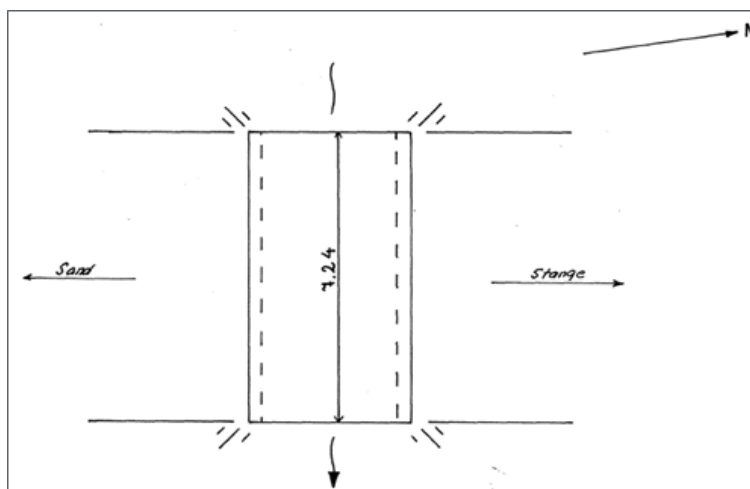
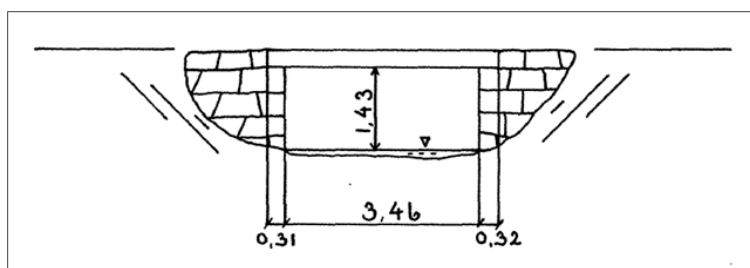
## 5 Referanser og grunnlagsdokumenter

- [1]. Statens vegvesen, 1962-01-17. Ferdigbrutegning
- [2]. Statens vegvesen, Des. 2019. V441 – *Bruinspeksjon*.
- [3]. Statens vegvesen, 2022-12-21. N101 *Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr*
- [4]. Statens vegvesen, 2022-12-21. N-V160 *Vegrekkverk og andre trafikksikkerhetstiltak*

## Hestbekken - Last på landkar

I forbindelse med bruskiye på Hestbekken bru langs fylkesvei 24 i Nord-Odal kommune i Innlandet, er det ønskelig å beholde eksisterende landkar og erstatte bruplate med en standard prefabrikkert betongplate i henhold til Statens vegvesens håndbok V427. Laster dimensjoneres etter N400 og NS EN-1990-1999, inkludert NA.

Dette beregningsnotatet beregner last fra bruplate til landkar, og skal kunne brukes som grunnlag i en vurdering om hvorvidt landkarene har tilstrekkelig kapasitet. Det vil også beregnes hva belastningen er fra eksisterende bruplate, for å kunne sammenligne med dagens situasjon.





1. Geometri

Eksisterende bru

Total lengde: $L_{eks} := 4.09 \text{ m}$

Total bredde: $b_{eks} := 7.24 \text{ m}$

Tykkelse: $t_{eks} := 320 \text{ mm}$

Ny bru

Total lengde: $L := L_{eks} = 4.09 \text{ m}$

Føringsbredde: $b_f := 7.0 \text{ m}$

Tykkelse plate $t_{min} := 400 \text{ mm}$  $t_{max} := 505 \text{ mm}$

Høyde kantdrager: $h_k := 750 \text{ mm}$

Bredde kantdrager: $b_k := 500 \text{ mm}$

Tverrsnittareal inkludert kantdragere: $A_c := b_f \cdot (t_{min} + t_{max}) \div 2 + 2 \cdot h_k \cdot b_k = 3.918 \text{ m}^2$

2. Laster

Permanente laster

Utover betongens egenvekt kommer også egenlast fra belegning og rekkverk. Belegningsvekten følger N400, pkt. 5.2.2-1. Egenvekt av rekkverk er antatt. Dette er antatt både for ny og eksisterende bru.

Tyngdetetthet armert betong: $\gamma_{betong} := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$

Egenlast eksisterende bruplate: $g_{plate.eks} := b_{eks} \cdot t_{eks} \cdot \gamma_{betong} = 57.92 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Egenlast ny bruplate $g_{plate} := A_c \cdot \gamma_{betong} = 97.938 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Egenlast belegning: $g_{be} := 3.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

Egenlast rekkverk per side: $g_{rv} := 1.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Naturlaster

I henhold til N400, pkt. 5.12-1 kombineres ikke snølast med trafikklast. Siden trafikklast er større, utelukkes også snølasten.

Vindlast

Vindlast følger N400, pkt. 5.6.  
I henhold til N400, pkt. 5.6.1 plasseres brua i vindlastklasse I, som en brukonstruksjon med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Da bestemmes vindlast i henhold til NS-EN 1991-1-4, ligning 5.3.

Referansevindhastighet Nord-Odal: $v_{b,0} := 22 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ [NA.4(901.1)]

Tørrengkategori: $II$ [Tabell 4.1]

Referansehøyde: $z_e := 1.43 \text{ m}$ [8.3.1(6)]

Hastighetstrykk: $q_{p0} := 540 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$ [Figur V.1 a)]

Brubredde: $b := b_f + 2 \cdot b_k = 8 \text{ m}$ [Figur 8.2]

Belastningshøyde uten trafikk: $d_{tot.uten} := t_{min} + 0.6 \text{ m} = 1 \text{ m}$ [Tabell 8.1]

Belastningshøyde med trafikk: $d_{tot.med} := t_{min} + 2 \text{ m} = 2.4 \text{ m}$ [N400, 5.6.6]

Kraeffaktor x-retning uten trafikk: $c_{fx,0.uten} := 1.3$ [Figur 8.3]

Kraeffaktor x-retning med trafikk: $c_{fx,0.med} := 1.5$ [Figur 8.3]

Kraeffaktor z-retning: $c_{fz} := 0.9$ [NA.8.3.3(1)]

Konstruksjonsfaktor: $c_s c_d := 1.0$ [8.2(1)]

Resultantkraft x-retning uten trafikk:

$$F_{w.x.uten} := c_s c_d \cdot c_{fx.0.uten} \cdot q_{p0} \cdot d_{tot.uten} = 0.702 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Resultantkraft i x-retning med trafikk:

$$F_{w.x.med} := c_s c_d \cdot c_{fx.0.med} \cdot q_{p0} \cdot d_{tot.uten} = 0.81 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Resultantkraft i z-retning (med trafikk)

$$F_{w.z} := c_s c_d \cdot c_{fz} \cdot q_{p0} \cdot b = 3.888 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Vertikalt vindtrykk er lite sammenlignet med egenvekten, i størrelsesordenen 1 %. I henhold til NS-EN 1991-1-4, pkt. 8.3.3(1), MERKNAD 2, kan da vertikalt vindtrykk neglisjeres i beregningene.

Vindlast i x-retning (horisontalt i bruas tverretning) får en eksentrisitet i forhold til bruplates tyngdepunkt, tilsvarende halve belastningshøyden.

Eksentrisitet uten trafikk:

$$e_{w.uten} := d_{tot.uten} \div 2 = 500 \text{ mm}$$

Eksentrisitet med trafikk:

$$e_{w.med} := d_{tot.med} \div 2 = 1200 \text{ mm}$$

### Seismiske laster

Seismisk last er dimensjonert etter NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-2.

NS-EN 1998-2, tabell NA.2(901), plasserer vegbru med  $L_{tot} < 50 \text{ m}$  og  $\dot{A}DT < 8000$  i seismisk klasse II.

NS-EN 1998-1, tabell NA.3.2(903) angir spissverdi for berggrunnens akselerasjon med en returperiode på 475 år (PGA) for Nord-Odal kommune.

Forsterkningsfaktor følger av NS-EN 1998-1, tabell 3.3. Ettersom det ikke ennå er utført geotekniske undersøkelser på byggeplass antas denne til å være øvre begrenset til verdien 1.5.

Seismisk faktor følger av NS-EN 1998-2, tabell NA.2(903).

PGA:

$$a_{gR} := 0.20 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

Forsterkningsfaktor:

$$S := 1.5$$

Seismisk faktor for seismisk klasse II:

$$\gamma_I := 1.0$$

Dimensjonerende grunnakselerasjon:

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.200 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

Akselerasjon inkludert forsterkning:

$$a_g S := a_g \cdot S = 0.300 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

I henhold til NS-EN 1998-1, pkt. NA.3.2.1(5) kan kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates for konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa, grunntype A-E, hvis enten

$$a_g \leq 0.30 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2} \text{ eller } a_g S \leq 0.50 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}.$$

Ettersom begge disse kravene er oppfylt med god margin, anses konstruksjonen som tilstrekkelig motstandsdyktig mot jordskjelvlaster, og denne lasten utelukkes som lasttilfelle i dimensjoneringen. Dette kan imidlertid oppdateres etter at geotekniske undersøkelser er utført.

### Trafikklaster

#### Vertikale trafikklaster

Brua dimensjoneres for vertikale trafikklaster i henhold til NS-EN 1991-2, pkt. 4.3. Kun LM1 og LM2 anses relevant; brua skal ikke dimensjoneres for spesielle kjøretøy (LM3) og ansamling av folkemengder på brua (LM4) anses usannsynlig. Kjørebanelen deles inn i kjørefelt (*notional lanes*) i henhold til NS-EN 1991-2, tabell 4.1.

Total vegbredde:

$$w_{tot} := b_f = 7 \text{ m}$$

Antall kjørefelt:

$$n_l := \text{floor}(w_{tot} \div (3 \text{ m})) = 2$$

Bredde per kjørefelt:

$$w_l := 3 \text{ m}$$

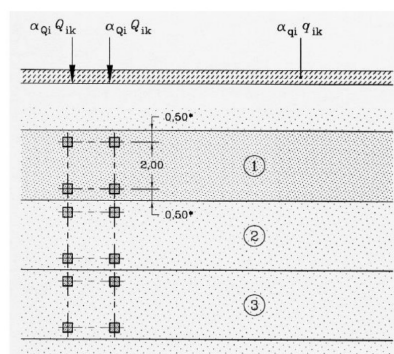
Bredde resterende område:

$$w_r := w_{tot} - w_l \cdot n_l = 1 \text{ m}$$

#### Lastmodell 1 (LM1)

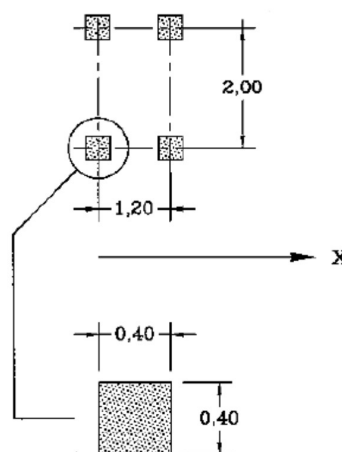
LM1 består av to deler, en del med punktlaster fra to aksler, til sammen fire punktlaster, og en del med jevnt fordelt last. Karakteristiske lastverdier hentes fra NS-EN 1991-2, tabell 4.2, og korreksjonsfaktorer fra NS-EN 1991-2, punkt NA.4.3.2. Antar forenklet at all last fra aksellaster tas opp av samme landkar.

Karakteristisk aksellast kjørefelt 1:	$Q_{1k} := 300 \text{ kN}$
Karakteristisk fordelt last kjørefelt 1:	$q_{1k} := 9 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
Karakteristisk aksellast kjørefelt 2:	$Q_{2k} := 200 \text{ kN}$
Karakteristisk fordelt last kjørefelt 2:	$q_{2k} := 2.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
Karakteristisk fordelt last resterende område:	$q_{rk} := 2.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
Korreksjonsfaktor aksellast:	$\alpha_{Ql} := 1.0$
Korreksjonsfaktor fordelt last:	$\alpha_{ql} := 0.6$
Korreksjonsfaktor resterende område:	$\alpha_{qr} := 1.0$



**Key**

- (1) Lane Nr. 1 :  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  ;  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$   
(2) Lane Nr. 2 :  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  ;  $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$   
(3) Lane Nr. 3 :  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  ;  $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$   
\* For  $w_l = 3.00 \text{ m}$



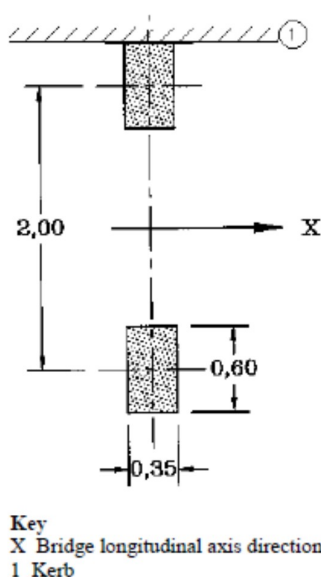
Figur XX: Fordeling av laster LM1.

### Lastmodell 2 (LM2)

LM2 består av én enkelt aksellast, og er i henhold til NS-EN 1991-2, pkt. 4.3.3.

Lastflaten per hjul er rektangulær med sider 0.35 m (lengderetning) og 0.60 m (tverretning), med innbyrdes senteravstand 2.00 m.

Korreksjonsfaktor:	$\beta_Q := 1.0$
Aksellast:	$Q_{ak} := 400 \text{ kN}$
Lastflate:	$A_{LM2} := 2 \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} = 0.42 \text{ m}^2$
Fordelt last per hjul:	$q_{LM2,k} := \beta_Q \cdot Q_{ak} \div A_{LM2} = 952.381 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$



Figur XX: Fordeling av laster LM2.

### Horisontale trafikklaster

Brua dimensjoneres for horisontale trafikklaster i henhold til NS-EN 1991-2, pkt. 4.4. Ettersom vegbanen ikke har kurvatur over brua, er eneste horisontale trafikklaster bremselast. Denne verdien skal ligge mellom 180 kN og 900 kN. Bremselasten virker i bruas lengderetning, men i henhold til NS-EN 1991-2, pkt. 4.2.2 skal en tverrgående komponent tilsvarende 25 % av den langsgående komponenten også inkluderes. Lastene antas virke langs senterlinjen av et vilkårlig kjørefelt i overkant av belegningen, og kan ha begge fortegn.

Langsgående bremselast:  $Q_{br,l} := 0.6 \cdot \alpha_{Ql} \cdot (2 \cdot Q_{lk}) + 0.10 \cdot \alpha_{ql} \cdot q_{lk} \cdot w_l \cdot L = 366.626 \text{ kN}$

Tverrgående bremselast:  $Q_{br,t} := 0.25 \cdot Q_{br,l} = 91.656 \text{ kN}$

Jevnt fordelt over bruas lengde blir lastene som følgende.

Langsgående bremselast:  $q_{br,l} := Q_{br,l} \div L = 89.64 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Tverrgående bremselast:  $q_{br,t} := Q_{br,t} \div L = 22.41 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$



### 3. Lastkombinering og dimensjonerende last

#### Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner følger NS-EN 1990, tillegg A2 og tilhørende NA. Alle laster regnes som ugunstige.  $\psi$ -verdier er henhold til NS-EN 1990, tabell NA.A2.1.

$\psi_0$ -faktor:  $\psi_0 := 0.7$

#### Bruddgrensetilstanden (ULS)

Dimensjonerende verdier for laster er i henhold til NS-EN 1990, tabell NA.A2.4(B).

Lastfaktor permanente laster:  $\gamma_G := 1.35$

Faktor egenvekt:  $\xi := 0.89$

Lastfaktor trafikklast:  $\gamma_Q := 1.35$

Beregner samlet egenlast og samlet trafikklast for ny og gammel bru. Trafikklasten blir lik for begge bruene.

Karakteristisk egenlast, eksisterende bru:  $g_{eks} := g_{plate.eks} + g_{be} \cdot b_{eks} + g_{rv} = 84.26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Karakteristisk egenlast, ny bru:  $g_{ny} := g_{plate} + g_{be} \cdot b_f + g_{rv} = 123.438 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Karakteristisk fordelt trafikklast:  $q_k := (q_{lk} + q_{2k}) \cdot w_l + q_{rk} \cdot w_r = 37 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Karakteristisk konsentrert trafikklast:  $Q_k := 2 \cdot (Q_{lk} + Q_{2k}) = 1000 \text{ kN}$

Beregner da dimensjonerende verdi for fordelt last og for punktlaster etter NS-EN 1990, tabell NA.A2.4(B).

Ligning 6.10a, eksisterende bru:  $q_{d.a.eks} := \gamma_G \cdot g_{eks} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q_k = 148.716 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$   
 $Q_{d.a.eks} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k = 945 \text{ kN}$

Ligning 6.10b, eksisterende bru:  $q_{d.b.eks} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{eks} + \gamma_Q \cdot q_k = 151.188 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$   
 $Q_{d.b.eks} := \gamma_Q \cdot Q_k = 1350 \text{ kN}$

Ligning 6.10a, ny bru:  $q_{d.a.ny} := \gamma_G \cdot g_{ny} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q_k = 201.606 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$   
 $Q_{d.a.ny} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k = 945 \text{ kN}$

Ligning 6.10b, ny bru:  $q_{d.b.ny} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{ny} + \gamma_Q \cdot q_k = 198.26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$   
 $Q_{d.b.ny} := \gamma_Q \cdot Q_k = 1350 \text{ kN}$

#### Bruksgrensetilstanden (SLS)

Foreløpig beregnes kun SLS-kombinasjonen karakteristisk lastkombinasjon, som blant annet benyttes til deformasjonsberegning. Dimensjonerende verdier for laster følger av NS-EN 1990, tabell NA.A2.6.

Karakteristisk SLS-last, eksisterende bru:  $q_{SLS.eks} := g_{eks} + q_k = 121.26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$   
 $Q_{SLS.eks} := Q_k = 1000 \text{ kN}$

Karakteristisk SLS-last, ny bru:  $q_{SLS.ny} := g_{ny} + q_k = 160.438 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$   
 $Q_{SLS.ny} := Q_k = 1000 \text{ kN}$

### Dimensjonerende last

Anser bruplata som en fritt opplagt plate, og benytter konservativt hele platelengden som spennvidde. Antar konservativt at all konsentrert trafikklaster og all horisontallast i lengderetningen føres ned i samme landkar.

#### **Bruddgrensetilstanden (ULS)**

Opplagerreaksjon eksisterende bru:

$$P_{d,eks,a} := q_{d,a,eks} \cdot L_{eks} \div 2 + Q_{d,a,eks} = 1249 \text{ kN}$$

$$P_{d,eks,b} := q_{d,b,eks} \cdot L_{eks} \div 2 + Q_{d,b,eks} = 1659 \text{ kN}$$

$$P_{d,eks} := \max(P_{d,eks,a}, P_{d,eks,b}) = 1659 \text{ kN}$$

Opplagerreaksjon ny bru:

$$P_{d,ny,a} := q_{d,a,ny} \cdot L \div 2 + Q_{d,a,ny} = 1357 \text{ kN}$$

$$P_{d,ny,b} := q_{d,b,ny} \cdot L \div 2 + Q_{d,b,ny} = 1755 \text{ kN}$$

$$P_{d,ny} := \max(P_{d,ny,a}, P_{d,ny,b}) = 1755 \text{ kN}$$

Lastøkning:

$$\Delta_d := P_{d,ny} - P_{d,eks} = 96 \text{ kN}$$

#### **Brukgrensetilstanden (SLS)**

Opplagerreaksjon eksisterende bru:

$$P_{k,eks} := q_{SLS,eks} \cdot L_{eks} \div 2 + Q_{SLS,eks} = 1248 \text{ kN}$$

Opplagerreaksjon ny bru:

$$P_{k,ny} := q_{SLS,ny} \cdot L \div 2 + Q_{SLS,ny} = 1328 \text{ kN}$$

Lastøkning:

$$\Delta_k := P_{k,ny} - P_{k,eks} = 80 \text{ kN}$$

**Sign.:**  
EspSki  
**Kontroll:**

**Dato:**  
2024-01-23  
**Dato:**

**Prosjektnavn:**  
Hestbekken bru  
**Prosjektnummer:**  
52303142

Side 8 av 8

#### 4. Konklusjon

Landkar må kunne ta opp en vertikal last fra bruplate tilsvarende  $P_{d.ny} = 1755 \text{ kN}$  i ULS og  $P_{k.ny} = 1328 \text{ kN}$  i SLS.

Sammenlignet med dagens situasjon tilsvarer dette en lastøkning på  $\Delta_d = 96 \text{ kN}$  og  $\Delta_k = 80 \text{ kN}$  i henholdsvis ULS og SLS.

# V I N K E L - S T Ø T T E M U R på FRIKSJONSMASSE

→ Velg L-F-[B]: F ( Leire - Friksjonsmasser - [Berg] under mur )

## Hestbekken bru - Eksisterende broplate - LM1-LT1

### • GEOMETRI:

Murhøyde	H :	2.93	m	Veggtykkelse	T <sub>v2</sub> :	1.30	m
Sålebredde	B :	2.19	m	Veggtykkelse	T <sub>v1</sub> :	1.79	m
Tålebredde	B <sub>t</sub> :	0.20	m	Såletykkelse	T <sub>s</sub> :	0.80	m

### • NYTTELASTER:

Lastfaktor betong  $\gamma_{f,bet}$ : 1.04

Terrenglast -		Lastfaktor,			
- over sålen	q <sub>1</sub> :	5.0	kN/m <sup>2</sup> ..	· $\gamma_f$ :	1.0
- bak sålen	q <sub>2</sub> :	5.0	kN/m <sup>2</sup> ..	· $\gamma_f$ :	1.0
Vert. linjelast	Q <sub>y</sub> :	114.6	kN/m ..	· $\gamma_f$ :	1.0
Hori. linjelast	Q <sub>x</sub> :	25.3	kN/m ..	· $\gamma_f$ :	1.4
Utvendig moment	M <sub>u</sub> :		kNm/m ..	· $\gamma_f$ :	
				Kraftarm,	
				.. x:	-0.01 m
				.. y:	1.73 m

### • LØSMASSE:

Masser bak mur:	Lag I (bunn)	Lag II	Lag III
Høyde	h: 2.93 m		m
Terrenghelning	$\beta_t$ : 0.0 °	0 °	°
Romvekt	$\gamma$ : 19.0 kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel	$\phi$ : 36 °	°	°
Materialfaktor	$\gamma_m$ : 1.18	—	—
Ruhet	r: 0.30	—	—
Jordtrykkskoeff.	K <sub>aj</sub> = 0.29	1.00	1.00

### Friksjonsmasser under mur:

Skråningshelning $\beta_s$ :	0 °
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	9.0 kN/m <sup>3</sup>
Attraksjon a:	5 kN/m <sup>2</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	38 °
Materialfaktor $\gamma_m$ :	1.2

### Masser foran mur:

Dybde d:	1.10 m
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	8.0 kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	36 °
Materialfaktor $\gamma_m$ :	0.0
Jordtrykkskoeff. K <sub>p</sub> :	

### • BÆREEVNE-KONTROLL:

Ruhet r =	0.35	Skjærspenning $\tau$ =	67.0 kN/m <sup>2</sup>
Grunntrykk p =	283 kN/m <sup>2</sup>	Effektiv bredde B <sub>o</sub> =	0.92 m
		(Eksentrisitet e =	0.63 m)
Bæreevne $\sigma$ =	290 kN/m <sup>2</sup>	Bæreevnefaktor N <sub>q</sub> =	16.7
		N <sub>y</sub> =	15.5
⇒ Margin $\sigma/p$ =	1.02		



# V I N K E L - S T Ø T T E M U R på FRIKSJONSMASSE

→ Velg L-F-[B]: F ( Leire - Friksjonsmasser - [Berg] under mur )

## Hestbekken bru - Eksisterende broplate - LM1-LT2

### • GEOMETRI:

Murhøyde	H :	2.93 m	Veggtykkelse	T <sub>v2</sub> :	1.30 m
Sålebredde	B :	2.19 m	Veggtykkelse	T <sub>v1</sub> :	1.79 m
Tålebredde	B <sub>t</sub> :	0.20 m	Såletykkelse	T <sub>s</sub> :	0.80 m

### • NYTTELASTER:

Lastfaktor betong  $\gamma_{f,bet}$ : 1.04

Terrenglast -				Lastfaktor,		
- over sålen	$q_1$ :	5.0	kN/m2 ..	$\cdot \gamma_f$ :	1.0	
- bak sålen	$q_2$ :	5.0	kN/m2 ..	$\cdot \gamma_f$ :	1.0	Kraftarm,
Vert. linjelast	$Q_y$ :	114,6	kN/m ..	$\cdot \gamma_f$ :	1.0	.. x: -0.01 m
Hori. linjelast	$Q_x$ :		kN/m ..	$\cdot \gamma_f$ :	1.4	.. y: 1.73 m
Utvendig moment	$M_u$ :		kNm/m ..	$\cdot \gamma_f$ :		

### • LØSMASSE:

Masser bak mur:	Lag I (bunn)	Lag II	Lag III
Høyde	h: 2.93 m	m	m
Terrenghelning	$\beta_t$ : 0.0 °	0 °	°
Romvekt	$\gamma$ : 19.0 kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel	$\phi$ : 36 °	°	°
Materialfaktor	$\gamma_m$ : 1.50	—	—
Ruhet	r: 0.30	—	—
Jordtrykkskoeff.	K <sub>aj</sub> = 0.36	1.00	1.00

### Friksjonsmasser under mur:

Skråningshelning $\beta_s$ :	0 °
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	9.0 kN/m <sup>3</sup>
Attraksjon a:	5 kN/m <sup>2</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	38 °
Materialfaktor $\gamma_m$ :	1.5

### Masser foran mur:

Dybde d:	1.10 m
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	8.0 kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	36 °
Materialfaktor $\gamma_m$ :	0.0
Jordtrykkskoeff. K <sub>p</sub> :	

### • BÆREEVNE-KONTROLL:

Ruhet r =	0.25	Skjærspenning $\tau$ =	26.6 kN/m <sup>2</sup>
Grunntrykk p =	198 kN/m <sup>2</sup>	Effektiv bredde B <sub>o</sub> =	1.31 m
		(Eksentrisitet e =	0.44 m)
Bæreevne $\sigma$ =	199 kN/m <sup>2</sup>	Bæreevnefaktor N <sub>q</sub> =	10.9
		N <sub>y</sub> =	8.9
⇒ Margin $\sigma/p$ =	1.00		

## V I N K E L - S T Ø T T E M U R

på

## FRIKSJONSMASSE

→ Velg L-F-[B]: F ( Leire - Friksjonsmasser - [Berg] under mur )

## Hestbekken bru - Ny broplate - LM1-LT1

## • GEOMETRI:

Murhøyde	H :	2.53	m	Veggtykkelse	$T_{v2}$ :	1.30	m
Sålebredde	B :	2.19	m	Veggtykkelse	$T_{v1}$ :	1.79	m
Tålebredde	$B_t$ :	0.20	m	Såletykkelse	$T_s$ :	0.80	m

## • NYTTELASTER:

Lastfaktor betong  $\gamma_{f,bet}$ :

1.04

Terrenglast -		Lastfaktor,					
- over sålen	$q_1$ :	5.0	kN/m <sup>2</sup> ..	$\gamma_f$ :	1.0		
- bak sålen	$q_2$ :	5.0	kN/m <sup>2</sup> ..	$\gamma_f$ :	1.0	Kraftarm,	
Vert. linjelast	$Q_y$ :	125,4	kN/m ..	$\gamma_f$ :	1.0	.. x:	-0.31 m
Hori. linjelast	$Q_x$ :	26.2	kN/m ..	$\gamma_f$ :	1.4	.. y:	1.73 m
Utvendig moment	$M_u$ :		kNm/m ..	$\gamma_f$ :			

## • LØSMASSE:

Masser bak mur:		Lag I (bunn)		Lag II		Lag III	
Høyde	h:	2.43	m		m		m
Terrenghelning	$\beta_t$ :	0.0	°	0	°		°
Romvekt	$\gamma$ :	19.0	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel	$\phi$ :	36	°		°		°
Materialfaktor	$\gamma_m$ :	1.30		—		—	
Ruhet	r:	0.30		—		—	
Jordtrykkskoeff.	$K_{aj}$ =	0.32		1.00		1.00	

## Friksjonsmasser under mur:

Skråningshelning $\beta_s$ :	0	°
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	9.0	kN/m <sup>3</sup>
Attraksjon a:	5	kN/m <sup>2</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	38	°
Materialfaktor $\gamma_m$ :	1.3	

## Masser foran mur:

Dybde d:	1.10	m
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	8.0	kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	36	°
Materialfaktor $\gamma_m$ :	0.0	
Jordtrykkskoeff. $K_p$ =		

## • BÆREEVNE-KONTROLL:

Ruhet r =	0.37	Skjærspenning $\tau$ =	50.9 kN/m <sup>2</sup>
Grunntrykk p =	225 kN/m <sup>2</sup>	Effektiv bredde $B_o$ =	1.12 m
		(Eksentrisitet e =	0.54 m)
Bæreevne $\sigma$ =	227 kN/m <sup>2</sup>	Bæreevnefaktor $N_q$ =	13.0
		Ny =	10.5
⇒ Margin $\sigma/p$ =	1.01		

# V I N K E L - S T Ø T T E M U R på FRIKSJONSMASSE

→ Velg L-F-[B]: F ( Leire - Friksjonsmasser - [Berg] under mur )

## Hestbekken bru - Ny broplate - LM1-LT2

### • GEOMETRI:

Murhøyde	H :	2.53 m	Veggtykkelse	$T_{v2}$ :	1.30 m
Sålebredde	B :	2.19 m	Veggtykkelse	$T_{v1}$ :	1.79 m
Tålebredde	$B_t$ :	0.20 m	Såletykkelse	$T_s$ :	0.80 m

### • NYTTELASTER:

Lastfaktor betong  $\gamma_{f,bet}$ : 1.04

Terrenglast -		Lastfaktor,			
- over sålen	$q_1$ :	5.0 kN/m <sup>2</sup> ..	$\gamma_f$ :	1.0	
- bak sålen	$q_2$ :	5.0 kN/m <sup>2</sup> ..	$\gamma_f$ :	1.0	Kraftarm,
Vert. linjelast	$Q_y$ :	125,4 kN/m ..	$\gamma_f$ :	1.0	.. x: -0.31 m
Hori. linjelast	$Q_x$ :	kN/m ..	$\gamma_f$ :	1.4	.. y: 1.73 m
Utvendig moment	$M_u$ :	kNm/m ..	$\gamma_f$ :		

### • LØSMASSE:

Masse bak mur:		Lag I (bunn)	Lag II	Lag III
Høyde	h:	2.43 m	m	m
Terrenghelning	$\beta_t$ :	0.0 °	0 °	°
Romvekt	$\gamma$ :	19.0 kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel	$\phi$ :	36 °	°	°
Materialfaktor	$\gamma_m$ :	1.68	—	—
Ruhet	r:	0.30	—	—
Jordtrykkskoeff.	$K_{aj}$ =	0.40	1.00	1.00

### Friksjonsmasser under mur:

Skråningshelning $\beta_s$ :	0 °
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	9.0 kN/m <sup>3</sup>
Attraksjon a:	5 kN/m <sup>2</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	38 °
Materialfaktor $\gamma_m$ :	1.7

### Masse foran mur:

Dybde d:	1.10 m
Romvekt (eff.) $\gamma'$ :	8.0 kN/m <sup>3</sup>
Friksjonsvinkel $\phi$ :	36 °
Materialfaktor $\gamma_m$ :	0.0
Jordtrykkskoeff. $K_p$ =	

### • BÆREEVNE-KONTROLL:

Ruhet r =	0.23	Skjærspenning $\tau$ =	17.5 kN/m <sup>2</sup>
Grunntrykk p =	161 kN/m <sup>2</sup>	Effektiv bredde $B_o$ =	1.56 m
		(Eksentrisitet e =	0.31 m)
Bæreevne $\sigma$ =	162 kN/m <sup>2</sup>	Bæreevnefaktor Nq =	8.8
		Ny =	6.5
⇒ Margin $\sigma/p$ =	1.01		