

NOTAT

OPPDRAAG	Harstadpakken – Fv.6 Hagebyveien	DOKUMENTKODE	712570-RIG-NOT-004_rev01
EMNE	Støttemur ved eiendom 63/394	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Statens Vegvesen	OPPDRAAGSLEDER	Peder Eide Helgason
KONTAKTPERSON	Knut Abrahamsen	SAKSBEH	Keren Schwartz
KOPI	Johannes Østvik/ Aas Jakobsen	ANSVARLIG ENHET	4012 Tromsø Geoteknikk

SAMMENDRAG

Utvidelsen av Hagebyveien krever at garasjen ved eiendom 63/394 rives ned og ombygges lengre inn i skråningen. I denne forbindelsen planlegges det natursteinmur på ca. 5,3 m for å holde på plass massene på baksiden av den nye garasjen. Foreliggende notat tar for seg prosjektering av støttemuren.

Det planlegges natursteinmuren som fundamenteres på berg ved ca. gulvnivå på den nye garasjen. Massene bak muren består i hovedsak av faste leirig, sandig, grusig materiale.

Resultater fra beregninger viser at murfundament på berg må ha min. bredde 1,2 m. Blokkene i muren legges med fronthelning 3:1.

1 Innledning

Utvidelsen av Hagebyveien i Harstad kommune krever at garasjen ved eiendom 63/394 rives ned og at ny garasje ombygges lengre inn i skråning. Ovenfor garasjen planlegges det natursteinmur for å holde fyllmassene på plass.

Multiconsult ASA er engasjert som RIG for prosjektet. Aas-Jakobsen er RIB for prosjektet.

Det er tidligere vurdert midlertidig natursteinmur i forbindelse med etablering av garasjen. Det vises til notat 712570-RIG-NOT-002_rev01 datert 22. oktober 2015.

Foreliggende notat omhandler prosjektering av natursteinmur ovenfor garasjen.

2 Grunnforhold

Multiconsult har utført grunnundersøkelser langs hele traseen for Hagebyveien, totalt 30 totalsonderinger og 7 prøveserier.

Sonderinger utført i det aktuelle området viser løsmassetykkelse på 4,8-5,1 m like sørvest for den eksisterende garasjen og ca. 1,6 m med løsmasser ved profil ca. 25 m nordøstover. Bergoverflaten faller generelt fra ca. kote 41 i nord til ca. kote 38 ved veien i sør.

Grunnforholdene består av 3 m med leirig, siltig, sandig materiale med økende fasthet, over 2 m med meget faste masser som er antatt morenemasser.

For nærmere beskrivelse av grunnforholdene vises det til rapport 712570-1 datert 15. juni 2015.

1	25.04.2016	Natursteinmur fundamenteres på berg	Keren Schwartz	Erlend B. Kristiansen	Erlend B. Kristiansen
0	06.04.2016	Original dokument	Keren Schwartz	Tristan Mennessier	Erlend B. Kristiansen
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

3 Sikkerhetsprinsipper

Følgende klassifisering av prosjektet er valgt, og er grunngitt i vedlegg A:

- Geoteknisk kategori: 2
- Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC): 2
- Grunntype seismisk påvirkning: A
- Tiltaksklasse iht. PBL: 2
- Kontrollklasse for prosjektering og utførelse: «Normal»

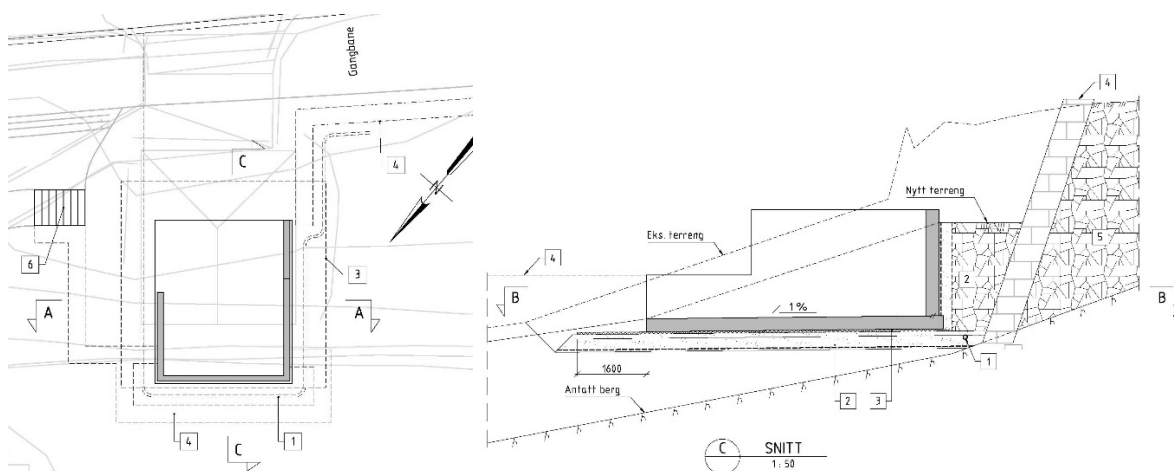
4 Geoteknisk vurdering

Nåværende natursteinmur rives ned og ny mur på 5,3 m etableres lengre inn i skråning/ fyllmasser, ca. 1-2 m bak den nye garasjen. Det vises til figur 4.1 og 4.2 nedenfor.

Det forutsettes at garasjen ved foten av mur blir støttekonstruksjon kun for massene mellom støttemuren og garasjen. Dette vil si at garasjen evt. kan fjernes uten at skråningen blir ustabil.



Figur 4.1: Nåværende garasje og natursteinmur, Bilde hentet fra Google Earth (05.07.2015)



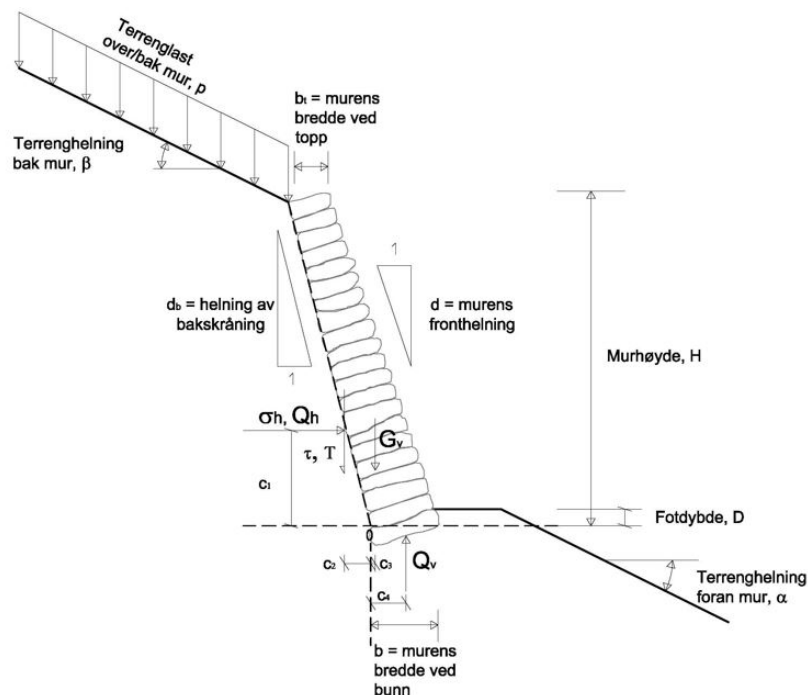
Figur 4.2: Natursteinmur i plan og snitt. Utsnitt fra tegn. K2111 av Aas-Jakobsen, datert 04.04.16

4.1 Dimensjonering

Natursteinmur er dimensjonert i henhold til v220 (kap. 9). Prinsippskisse av natursteinmur og parametere benyttet ved regneprosedyren presenteres i figur 4.3 nedenfor.

I beregninger er det forutsatt følgende:

- Helning på mur 3:1
- Tilnærmet flatt terreng foran mur
- Last på terreng - snølast $q_{snø} = 5 \times 1,3 = 6 \text{ kN/m}^2$ og trafikklast $q_{trafikk} = 5 \times 1,3 = 6 \text{ kN/m}^2$
- Løsmasser bak mur er antatt tilførte komprimerte sand- og grusmasser.
- Det er brukt materialfaktor $\gamma_m = 1,4$ og følgende materialparametere:
 - Tyngdetetthet: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - Friksjonsvinkel: $\varphi_k = 37^\circ \rightarrow r = 28,3^\circ$
 - Attraksjon $a = 0 \text{ kPa}$



Figur 4.3: Prinsippskisse av natursteinmur i fbm regneprosedyre ihht. v220 (kap. 9)

4.1.1 Fundament

Beregninger viser at ved fundamentet/ bunnblokkene på berg må bredden på blokkene være min. 1,2 m. Det vises til regneark i Vedlegg B.

4.1.2 Drenering

Det fylles med knust pukk bak mur: 8-22 mm rett bak mur i en dybde på ca. 30 cm og 10-60 mm bak dette. Det må legges duk mellom stedlige masser og tilbakefylte masser. Dette kan eventuelt revurderes under gravearbeider

4.2 Utførelse

4.2.1 Grunnarbeid

Graveskråningen bak mur kan utføres seksjonsvis med helning 1:1. Skråningen bør ikke stå åpent overnatt og erosjonssikres i perioder med nedbør.

4.2.2 Utforming

Bunnblokka legges ved gulvnivå bak den nye garasjen. Dersom berg påtreffes

Videre anbefales det at:

- Berget meisles slik at fotblokken kan legges med fall tilnærmet murens helning.
- Muren skal legges med forbandt i lengderetning og i tverretning.
- Det skal kun være en stein i tverretning i de nederste blokkene.
- Det legges et drensrør i bakkant av bunnlogg.

4.2.3 Bruk av stedlige materialer

Det ønskes å få bruk til både gravde masser og stein fra nåværende mur som blir revet ned.

Blokkene ved nåværende natursteinmur kan brukes til etablering av ny mur. Det forutsettes at nåværende mur demonteres forsiktig slik at steinene ikke får skade. Blokker som er mindre enn 1 m plassers med forbandt i tverretning.

Vedlegg

Vedlegg A Prosjekteringsforutsetninger

Vedlegg B Beregninger, natursteinmur

Geoteknisk prosjektering. Kategori, grensetilstander og partialfaktorer

Innholdsfortegnelse

A.1	Prosjekteringsforutsetninger: Avlastningstunnel Harstad	2
A.1.1	Generelt	2
A.1.2	Geotekniske problemstillinger.....	2
A.1.3	Geoteknisk kategori.....	2
A.1.4	Konsekvensklasse og pålitelighetsklasse.....	2
A.1.5	Tiltaksklasse iht. PBL.....	2
A.1.6	Kvalitetssystem	3
A.1.7	Kontrollklasse og utførelseskontroll.....	3
A.1.8	Seismisk grunntype	3
A.1.9	Bruddgrensetilstander.....	3
A.1.10	Partialfaktorer påvirkninger/lastvirkninger (A).....	4
A.1.11	Partialfaktorer grunnens egenskaper (M) & (R).....	4
	Referanser.....	4

A.1 Prosjekteringsforutsetninger: Natursteinsmur Hagebyveien

A.1.1 Generelt

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

- NS-EN 1990-1:2002 + NA:2008 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004 + NA:2008 (Eurokode 7, del 1)
- NS-EN 1997-2:2007 + NA:2008 (Eurokode 7, del 2)
- NS-EN 1998-1:2004 + NA:2008 (Eurokode 8, del 1)
- NS-EN 1998-5:2004 + NA:2008 (Eurokode 8, del 5)

I tillegg, og i den grad de er relevante, anbefales følgende veiledninger benyttet:

- Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), NVEs retningslinjer nr. 2/2011, Flaum- og skredfare i arealplanar, 15. april 2011
- Statens vegvesen (SVV), håndbok v220 Geoteknikk i vegbygging, 6. utgave, juni 2010
- Statens Vegvesen (2012). *Håndbok v221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skjæringer*

A.1.2 Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger for prosjektet er i hovedsak etablering av støttemurer med natursteinblokker som er 2,5-3,0 m høy

A.1.3 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori blir gjort ut fra standarden sitt punkt 2.1 "Krav til prosjektering" /2/.

Prosjektet omfatter etablering av støttemur med høyde 1-5 m langs veitrasé.

Det er utført grunnundersøkelser på området. Prosjektet klassifiseres som en konvensjonell konstruksjon uten unormal risiko, og det velges krav til prosjektering iht. **Geoteknisk kategori 2**.

Dette innebærer at prosjekteringen bør omfatte kvantitative geotekniske data og analyser for å sikre at de grunnleggende kravene blir oppfylt.

A.1.4 Konsekvensklasse og pålitelighetsklasse

NS-EN 1990:2002+NA:2008 /1/ definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/CR). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901).

Prosjektet vurderes å falle under kategorien: "Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold." i Tabell NA.A1 (901). Prosjektet plasseres i Pålitelighetsklasse CC/RC 2, som ut fra Tabell B1 /1/ beskriver "middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser". CC/RC 2 er valgt.

A.1.5 Tiltaksklasse iht. PBL

Iht. tabell 2 «Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering» i Veiledning om byggesak /9/, utarbeidet av Direktoratet for byggkvalitet, vurderes utbygging av fergeleiet plassert i **Tiltaksklasse 2**.

A.1.6 Kvalitetssystem

Eurokode 0 krever at det ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal være et kvalitetssystem tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstill NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Multiconsults styringssystem tilfredsstiller sistnevnte krav, og kravet er således også ivarettatt for pålitelighetsklasse 2.

A.1.7 Kontrollklasse og utførelseskontroll

Eurokode 0 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse /1/.

I samsvar med tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i Eurokode 0 blir prosjekteringskontroll av geotekniske arbeid og utførelse satt til kontrollklasse N (Normal eller grunnleggende kontroll)

Normal prosjekteringskontroll innebærer at det utføres grunnleggende kontroll (egenkontroll) og kollegakontroll / sidemannskontroll. Dette gjennomføres etter vanlig praksis i Multiconsult.

For **utførelse** innebærer kontrollklasse "N" at det fra foretaket som utfører arbeidet skal gjøres 1) *basiskontroll* av alt utført arbeid, 2) utføres en *intern systematisk kontroll* som innebærer regelmessig kontroll med faste rutiner og dokumentasjon.

Under vises Statens vegvesens veiledning til kontroller som forventes utført avhengig av valgt kontrollklasse (Basis / Normal / Utvidet).

Kontroll av	Kontrollklasse		
- global likevekt	B	N	U
- kritiske komponenter (konstr.deler, knutepunkter, opplegg etc.)	B	N	U
- beregninger og tegninger	B	N	U
- samsvar mellom beregninger og tegninger		N	U
- at funksjonskravene er oppfylt		N	U
- lastantakelser og beregningsmodeller for laster		N	U
- modeller for konstruksjonsanalyse og bereg. av lastvirkninger		N	U
- at det foreligger tilstrekkelig kjennskap til grunnforhold for å bestemme karakteristiske parametere	B	N	U
- relevans av antatte materialegenskaper			U
- spesifikasjon av lastantakelser og tilhørende beregningsmodeller			U
- tilleggskontroll av konstruksjonsberegninger ved å utføre tilstrekkelige uavhengige beregninger			U
- at krav til utførelseskontroll er relevante			U

Figur A.1 Omfang av prosjekteringskontroll relatert til kontrollklasse (figur 0.9 i HB v220)

A.1.8 Seismisk grunntype

Etter NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning* vurderes tomte å ligge klasse Grunntype A.

A.1.9 Bruddgrensetilstander

Følgende bruddgrensetilstander er aktuelle for geoteknisk design i prosjektet /2/:

- **STR:** Intern svikt eller for stor deformasjon i konstruksjon eller bærende deler, medregnet f.eks. fundamenter, peler eller kjellervegger, der konstruksjonsmaterialenes fasthet gir et betydelig bidrag til motstanden.
 $E_d \leq R_d$
- **GEO:** Svikt eller for stor deformasjon i grunnen, der fastheten av jord eller berg gir et betydelig bidrag til motstanden.
 $E_d \leq R_d$

Eurokoden åpner for bruk av både strengere og mildere verdier for partialfaktorer enn de som er anbefalt i tillegg A eller nasjonalt tillegg.

A.1.10 Partialfaktorer påvirkninger/lastvirkninger (A)

For geotekniske laster benyttes lastfaktor 1,0 for permanente laster og 1,3 for variable laster. (EC0: Tabell NA.A1.2(C), ref. /1/).

For gunstige lastvirkninger, og for beregninger i ulykkesgrensetilstand, regnes det med partialfaktor 1,0 på lasta.

A.1.11 Partialfaktorer grunnens egenskaper (M) & (R)

Dimensjoneringsmetode 3 (generell geoteknisk prosjektering)

Følgende gjelder for partialfaktor på effektiv friksjon ($\tan \phi'$) og kohesjon, udrenert skjærfasthet og tyngdetetthet etter dimensjoneringsmetode 3 (NA.A.3.2, ref. /2/):

$$\gamma_{\phi'}(M2) = 1,25 \quad / \quad \gamma_{\phi'}(M2) = 1,25 \quad / \quad \gamma_{cu}(M2) = 1,4 \quad / \quad \gamma_{\gamma}(M2) = 1,0$$

For støttemuren gjelder:

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

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur A.2.: Partialfaktor for γ_m ved effektivspennings- og totalspenningsanalyse, Statens Vegvesen håndbok v220

Referanser

- /1/ Standard Norge (2002). Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990-1:2002 + NA:2008
- /2/ Standard Norge (2004). Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004 + NA:2008
- /3/ Standard Norge (2007). Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver. NS-EN 1997-2:2007+NA2008.
- /4/ Standard Norge (2004) Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. NS-EN 1998-

1:2004+NA:2008

- /5/ Standard Norge (2005) *Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold*. NS-EN 1998-5:2004+NA:2008
- /6/ Statens Vegvesen (2010). *Håndbok v220 – Geoteknikk i vegbygging*
- /7/ Statens Vegvesen (2012). *Håndbok v221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skjæringer*
- /8/ NVE (2011) *Retningslinjer nr. 2/2011. Flaum- og skredfare i arealplanar*.
- /9/ Direktoratet for byggkvalitet (2011) *Veiledning om byggesak*. Publikasjonsnummer HO-1/2011.

OPPDAGSNR.: 512570

PROSJEKT: Harstadpakken Fv.6 Hagebyveien

PROFIL: Garasje ved eiendom 63/394

KOMMENTARER: H = 2,6 m, på berg, flatt terreng bak og foran

Dimensjonering av tørrmurer i henhold til håndbok 016 - kap. 9

Beta-versjon 2.0 - 11. januar. 2012

INNDATA

Geometri av mur og terrengforhold foran og bak mur					
γ_m	materialfaktor	1,40			
$1/\tan\beta$	terrenghelning over/bakenfor muren	1000,00	p_g	last bak muren inkl. lastfaktor	13,0
H	murhøyde inkl. fotdybde	5,3	D	murens fotdybde	0,0
d	murens helning	3,0	b_b	ekstra bredde av bunnblokk(er)	0,0
b	murens bredde ved bunn	1,2	b_t	murens bredde øverst	1,2
$1/\tan\alpha$	terrenghelning foran muren	1000,00			
r_v	ruhet bak muren	0,10	γ_{vegg}	spes. tyngde for muren	23,0
Masser bak muren (middel av bakfyll og originale løsmasser) for beregning av jordtrykk					
a/a_e	attraksjon/ekv. attraksjon bak mur	0,0	γ_{bak}	spesifikk tyngde bak muren	19,0
f_{bak}	friksjonsvinkel for matr. bak muren	37,0			
Masser under eller foran muren for bæreevneberegningene					
a_{under}	attraksjon under mur	50,0	γ_{under}	midl. eff. tyngde for matr. under mur	19,0
f_{under}	friksjonsvinkel for matr. under muren	37,0	γ_{over}	eff. tyngde for matr. over murenivå	19,0

BEREGNING AV JORDTRYKK OG LASTER

$\tan\alpha_{bak}$	mob. friksjonsvinkel bak mur	0,54	d_b	helning av bakkant mur	3,00
$\tan\alpha_{under}$	mob. friksjonsvinkel under mur	0,54	α	murhelning for K_d -beregning	18,4
S	hellende terreng bak mur	0,002	t	hellende terreng bak mur	1,098
K_A	ukorr. jordtrykkskoeffisient	0,346	K_d	korreksjon for hellende vegg	0,710
$K_{A\ korr}$	korrigert jordtrykkskoeffisient	0,246			
E_a	samlet jordtrykk på bakkant mur	81,5	C_1	tilhørende momentarm	1,97
G_v	murens vekt	146,3	C_3	tilhørende momentarm	-0,28
T_A	skjærkraft på bakskråning	4,4	C_2	tilhørende momentarm	-0,66
R_v	vertikalresultant	150,7	C_4	tilhørende momentarm	0,77

BEREGNING AV BÆREEVNE

e	vertikalresultantens eksentrisitet	0,17	b ₀	effektiv fundamentbredde	0,74
q _v	vertikalspenning, gjennomsnittlig	204,4			
r _b	RUHET I FUNDAMENTFUGE	0,808	Krav til r _b mindre eller lik		0,90
Krav til maksimal ruhet i fundamentfuge innfridd					
N _q	bæreevnefaktor	1,7	N _q	bæreevnefaktor	5,2
f _{sq}	red.faktor for skrånende terreng	1,00	f _{sa}	red.faktor for skrånende terreng	1,00
s _v	TILLATT OVERFØRT FUNDAMENTTRYKK	221,1	Krav s _v > q _v og r _b < krav		OK
Krav til maksimalt tillatt overført fundamenttrykk innfridd					