



Tørrmurer i prosjekt E134 Stordalen

Erfaringer

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 220



Tittel

Tørrmurer i prosjekt E134 Stordalen

Undertittel

Erfaringsrapport

Forfatter

Geir J. Westerlund
Stephanie L. Gjølseth

Avdeling

Vegavdelingen

Seksjon

Geoteknikk og skred

Prosjektnummer

16/112682

Rapportnummer

Nr. 220

Prosjektleder

Geir J. Westerlund

Godkjent av

Sigurdur Mar Valsson

Emneord

Støttemurer, natursteinsmurer, dimensjonering, anleggsteknikk, erfaringer

Sammendrag

Diskusjoner om usikkerhet omkring levert kvalitet av tørrmurer i prosjekt E134 Stordalen førte til mange faglige diskusjoner. Dette berørte først og fremst hva som er krav til mureteknikk og dokumentasjon av utført arbeid. Det avledet også diskusjon og vurderinger omkring detaljer i beregningsmodeller, viktighet av grunnundersøkelser og følsomhet for ulike valg av parametere.

Title

E134 Stordalen natural stone retaining walls

Subtitle

Lessons learned

Author

Geir J. Westerlund
Stephanie L. Gjølseth

Department

Roads Department

Section

Geotechnical

Project number

16/112682

Report number

No. 220

Project manager

Geir J. Westerlund

Approved by

Sigurdur Mar Valsson

Key words

retaining walls, natural stone retaining walls, design, construction, experiences

Summary

Discussions about the quality of natural stone retaining walls in the project E134 Stordalen lead to many theoretical discussions. Mainly about requirements in regards to construction and how the work is documented. This lead to a discussion about the intricate details of design-models, the importance of soil investigations and sensitivity to various selected soil parameters.

Oppdragsgiver: Vegdirektoratet, Statens vegvesen
Oppdragsgivers kontaktperson: Sigurdur Mår Valsson
Rådgiver: Norconsult AS, Eitheim, NO-5750 Odde
Oppdragsleder: Geir J. Westerlund
Fagansvarlig: Geir J. Westerlund
Andre nøkkelpersoner: Stephanie L. Gjelseth

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent
---------	------	-------------	------------	----------------	----------

Sammendrag

Diskusjoner om usikkerhet omkring levert kvalitet av tørrmurer i prosjekt E134 Stordalen førte til mange faglige diskusjoner. Dette berørte først og fremst hva som er krav til mureteknikk og dokumentasjon av utført arbeid. Det avledet også diskusjon og vurderinger omkring detaljer i beregningsmodeller, viktighet av grunnundersøkelser og følsomhet for ulike valg av parametere.

Med positive forventninger til bl.a. antatte jordparametere og riktig valgt dimensjonerende lastbilde ble de kontrollberegnete og drøftede antatt kritiske murer akseptert noenlunde tilfredsstillende i forhold til definerte krav. Med 16 måneder forskyvningskontroll av 4 murer på både løsmasser og berg og en etterfølgende forenklet prøvebelastning mht lastmodell, ble murene omforent akseptert som tilfredsstillende sikre.

Diskusjonene i en arbeidsgruppe som søkte omforent akseptable tilstandskonklusjoner og evt. tilleggsdokumentasjon identifiserte en rekke huskereglene som er vesentlige for å oppnå akseptabel dokumentasjon og utførelse for murer for f.eks. veger og boligtomter.

Mest viktig antas å være tillit til at en mur bygges i samsvar med beregningsforutsetninger og at utførelse dokumenteres tillitsfullt. Verdier av grunnundersøkelser ved fundamentering på løsmasser (inklusive grunnvannsinmåling) er betydelig. Grad av konservative antakelser bør vurderes og inkluderes f.eks. med sensitivitetsvurderinger. Og effekten av tidlig valgte modellforutsetninger i f.eks. jordtrykksmodell er viktige for total vurdering. Verktøy som raskt kan gi et uttrykk for sensitivitet ved valg av varierende forutsetninger er veldig nyttig.

Innhold

1	Prosjekt E134 Stordalen i Etne kommune	6
2	Roller i E134 Stordalen prosjektet	7
3	Problemstillinger	8
3.1	Konstruksjonen tørrmur	8
3.2	Kontrakt og prosjekteringsgrunnlag	9
3.3	Tørrmuring. Teknikk og kvalitetskrav.	10
4	Erfaringer med prosjektering og bygging av murer i prosjekt E134 Stordalen	12
4.1	Murtyper	12
4.2	Murekonsept	12
4.3	Dimensjoneringskonsept	17
4.3.1	Modellering av tørrmur	17
4.3.2	Topografi. Skrått eller flatt terreng innenfor geotekniske soner	19
4.3.3	Geoteknisk dimensjoneringsmodell	20
4.3.4	Lastbilde; trafikk eller terreng	20
4.3.5	Dimensjonerende laster	20
4.3.6	Grunnundersøkelser og parametervalg	21
4.3.7	Bæreevne	24
4.3.8	Jordtrykk	28
4.3.9	Hellende frontflate	32
4.3.10	Helning bunnfuge	33
4.3.11	Fallende terreng foran mur	33
4.3.12	Repos/terrasse foran mur	34
4.3.13	Intern ruhetskontroll	35
4.3.14	Reserver i ekstra murbredde	35
4.3.15	Teoretiske mureprinsipp kontra realitet	36
4.3.16	Fuger	38
4.3.17	Tredimensjonale effekter (3D)	39
4.3.18	Dokumentasjon av utførelse omkring forband langs og tvers av mur	40
4.4	Korrektive tiltak mht dimensjonering og utførelse	41
4.5	Kontroll av murer med forskyvningsmålinger	42
4.6	Belastningsforsøk	43

5	Vedlegg	46
5.1	Kvalitetsbeskrivelse for muring fra prosjekt E134 Stordalen Utdrag dra rapport 99154001/2011189064 «E134 Stordalen-Prosjektering av tørrmurer» fra Sweco.	46
5.2	Oppbygging _input_beregningseksempel_Mur12 Utskrift fra in-put sider og resultatpresentasjon fra programmet Tmur fra Profinova AS.	46

1 Prosjekt E134 Stordalen i Etne kommune

I mellom Kyrping/Lauareid og Bakke ved Stordalsvatnet i Etne kommune er E134 oppgradert med stor fylling, 2 tunneler og et tyvetalls tørrmurer med høyder opp mot 13 m foran veg kropp og mot skråninger. Til sammen er det bygget murer med ca. 16400 m² frontareal, fundamentert på løsmasser og berg.

Prosjektet var utredet geoteknisk av Sweco/Constrada i et Statens vegvesen forprosjekt i 2012/2013. Dette ble stilt til disposisjon for entreprenøren etter konkurranse om totalentreprise. Seirende pristilbud var antatt basert på empirisk baserte dimensjoner og ga med basis i forprosjekteringen som ble gjort disponibel en betydelig reduksjon i mur dimensjoner. Stedvis antydte til 50% volumreduksjon i forhold til valgt underlag i tilbud.

Gjennom bygging av murene oppsto en rekke diskusjoner omkring steinkvalitet, mureteknikk ved dype (brede) murer og mangelfull oppfyllelse av uttrykte kvalitetskrav beskrevet i forprosjektet. Entreprenøren utførte ingen ny eller oppgradert prosjektering av murer ved anleggsstart. Kritiske merknader fra Statens vegvesen til utførelse utløste en rekke diskusjoner. Totalentreprenør Kruse Smith engasjerte Multiconsult som rådgiver nær avslutning av murearbeidet. Dette ledet til en rekke diskusjoner om beregningsforutsetninger og parameteravhengigheter. Statens vegvesen Region vest engasjerte Norconsult som rådgiver. Diskusjonene har gitt detaljert fokusering på løsningsmodeller og har gitt en del nye erfaringer og påstått dokumentasjon av tilfredsstillende, slanke murkonstruksjoner. Prosessen omkring løsningsvalg og kvalitetsanmerkninger ble sent i prosessen behandlet i en teknisk gruppe i et Konfliktløsningsråd (KLR) sammensatt av advokat Arne Engesæth fra Advokatfirma DLA Piper Norway DA (leder, senere erstattet av Siviling. Anders Beitnes, WSP Norge AS), Geotekniker Lennart Blom fra ÅF Reinertsen AS og Maskinentreprenør Kjell Arne Aurstad fra Austad AS samt tilleggsmedlemmer i teknisk gruppe med Siviling. Jann Atle Jenssen fra Multiconsult AS og Dr.ing. Geir J. Westerlund fra Norconsult AS.

Byggearbeidet ble avsluttet med en del uavklarte kvalitetsbekymringer ut fra en lang diskusjon og kritikk omkring mureteknikk og mangelfull «as-built» dokumentasjon på utførelse. Statens vegvesen oppsummerte dette med en utsatt overtagelsesavtale og gjennomførte belastningsforsøk på 4 murer med ulike lastsituasjoner og nær 1,5 år kontroll av setninger/forskyvninger av 4 sentrale store murer.

Belastningsforsøkene kan ikke karakteriseres å ha forskningsmessig kvalitet og deformasjonsmålingene lider presisjonsmessig av vanskelig topografi og varierende værforhold.

Forskyvningskontroll og lastforsøk har ikke gitt direkte grunnlag for bekymring omkring oppnådd kvalitet.

E134 er åpen og fungerer godt mens forskyvningsmålinger fortsatt kan utføres med tilgjengelige, monterte kontrollbolter.

2 Roller i E134 Stordalen prosjektet

Norconsult er engasjert av Statens vegvesen i prosjektet som ekstern geoteknisk supplerende rådgiver til ekstra kontroll av utførelse og oppfølgende tiltaksvurderinger. Oppdraget startet etter at en stor del av murbygging var utført, men den største og siste murkonstruksjonen var nettopp igangsatt.

Entreprenør Kruse Smith var utførende entreprenør og bygde murene på grunnlag av omtalte forprosjektrapport utarbeidet av Sweco. Multiconsult var entreprenørens rådgiver i diskusjonene og drøftingene omkring kvalitetskrav. Dimensjoner for mur i entreprenørens arbeidsplan ble gitt av det eneste kjente dimensjoneringsdokument, dvs. fra Statens vegvesen sitt pr definisjon «Forprosjekt».

De største utfordringer omkring ferdigstilling og aksept av tørrmuringen er hvilken dimensjonering er akseptabel? Hva er minimum krav til mureteknikk? Hvilke avvik kan aksepteres? Hva er rimelig minimumskrav til dokumentasjon av utførelse? Gir noen konservative valg av dimensjoner balanse mot andre dristige forutsetninger?

Norconsult baserer sine råd og dimensjoneringskontroll på forprosjektets meget tydelige krav til mureteknikk og dimensjoneringskontroll vha oppgraderte versjoner av dimensjoneringsprogrammet TØRRMUR fra Profinova. Den opprinnelige murdimensjonering anvendte tidligere versjon av TØRRMUR. Programmet ble t oppgradert etter forprosjektet men før og under bygging av murene. Programmet er forbedret bl.a. gjennom de utfordringer og ønsker som ble identifisert i dette prosjektet. Det geotekniske teorigrunnlaget er i godt samsvar med de NTNU-baserte modeller for effektivspenningsanalyse som også ligger til grunn for løsningsbeskrivelsene i Statens vegvesen sin Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging».

3 Problemstillinger

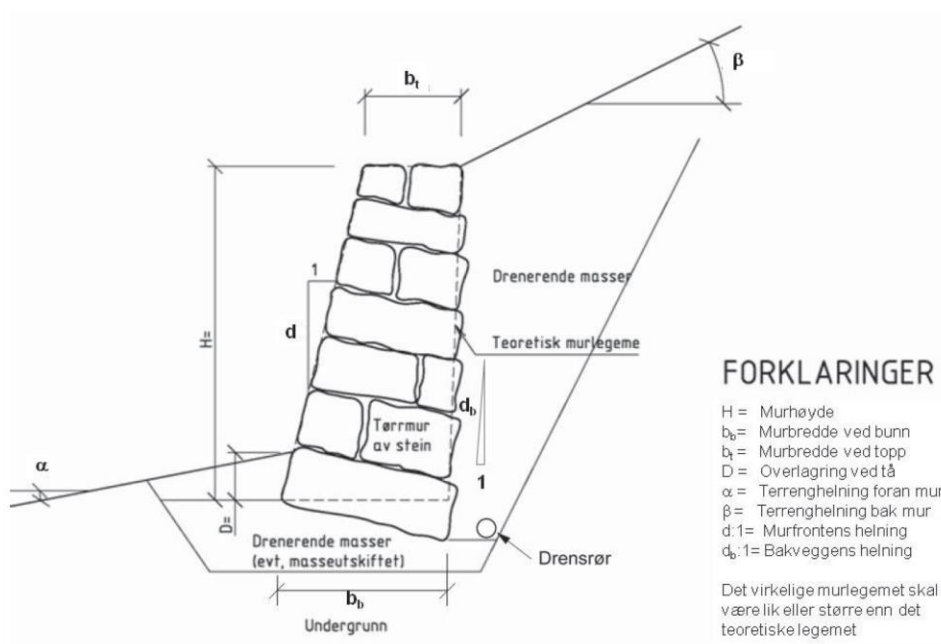
3.1 Konstruksjonen tørrmur

Tørrmurer er en tradisjonell konstruksjon i vegbygging. Hvordan det skal mures bygger på lange erfaringer og skjønnsmessig basert kunnskap fra byggeteknikk med teglstein. Her er begrepet «forband» et standardbegrep, et begrep og fenomen vi finner helt tilbake til Romertiden.

Når tørrmurer (gråsteinsmurer) dimensjoneres kombineres denne tradisjonsbaserte konstruksjon og utførelsesteknikk med dimensjonering i samsvar med Eurokode 7 og klassisk (norsk) geoteknikk. Det er en viktig målsetting å få forståelse og aksept for at en natursteinsmur er en konstruksjon som skal dimensjoneres og ikke bare vurderes som et svært enkelt terrengingrep.

Tørrmurenes indre egenskaper og styrke modelleres ikke. Muren er i all kjent (norsk) dimensjonering basert på at muren modellmessig skal kunne karakteriseres som en homogen, massiv klump (stivt og beregningsmessig homogent legeme) som normalt gis midlere densitet 22 kN/m^3 ifølge SV sine Håndbøker V220 «Geoteknikk i vegbygging», V270 «Tørrmuring med maskin» og N400 «Bruprosjektering». Med steinens densitet på ca. 27 kN/m^3 tilsvarer dette et luftvolum i muren på 18,5 % som igjen med den anbefalte størrelse og formkvalitet tilsvarer steiner lagt med fugebredde mindre enn 90mm, dvs i gjennomsnitt ikke mer enn 1 fuge mellom hver 1,5 m bredde, lengde og høyde. Derav stilles krav til formen på murestein. Derav oppstår problem med variasjon i steinstørrelse og fugedimensjoner når muresteinen har dårlig form, som ved Mur 12 i prosjekt E134 Stordalen spesielt.

Dimensjonering av tørrmur må baseres på en overbevisende undersøkelse eller forsiktig, skjønnsmessig vurdert karakterisering av jordas egenskaper (densitet, permeabilitet, styrke, stivhet og grunnvannsforhold). Sikkerhetskravene som skal bygges inn omhandler material sikkerhet som pr regelverk er gitt svært tydelig (og litt forsiktig/konservativt) i Statens vegvesen sin veiledning Håndbok V220. Lastene som murene skal motstå tas inn i beregningene og usikkerhetsvurderes med lastfaktorer / påslag gitt av Bruseksjonen i Vegdirektoratet, Jfr. Håndbok N400. Figur 1 illustrerer kort og enkelt de fleste sentrale dimensjoner for tørrmur på løsmasse.



Figur 1 Illustrasjon av overordnet kvalitetsbeskrivelse fra den mest utbredte veiledning til tørrmuring gitt i Statens vegvesen sin Håndbok V220, figur 9.5. Her illustreres kort viktige parametere som skal håndteres. Forband i dybde er krystallklart framhevet.

3.2 Kontrakt og prosjekteringsgrunnlag

Hele prosjekt E134 Stordalen ble forberedt med enhetspris kontrakter som målsetting. Dette ble endret til en totalentreprise. For å spare tid fikk totalentreprenør fri adgang til å benytte seg av utarbeidde løsninger, tegninger og mengder som var forberedt. Kontrakten ga entreprenøren ansvar for endelig løsningsvalg og evt. avvikende prosjektering og volumberegninger. Prosjekteringsgrunnlaget for tørrmurene ble godkjent av Statens vegvesen.

I anbudsgrunnlaget står det:

«Alle rapporter og alt planmaterieell som er utarbeidet er orienterende. Entreprenøren må i den grad han finner det nødvendig utføre supplerende undersøkelser og kartlegging for å få full oversikt over eksisterende forhold. Videre må entreprenøren utarbeide supplerende tegninger med mer etter behov. Som en del av konkurransegrunnlaget er det utarbeidet mengdebeskrivelse for anlegget. Denne er også orienterende og entreprenøren har ansvar for alle mengder og for komplett utførelse. Entreprenøren vil ikke ha krav på tillegg i tid eller penger på grunn av feil eller mangler i utarbeidet materielle. Dersom entreprenøren ønsker å nytte andre tekniske løsninger enn det som framgår av materiellet skal disse godkjennes av Statens vegvesen før utførelse.

Entreprenøren har også ansvar for å utføre og kvalitetssikre all nødvendig prosjektering utover det som følger med tilbudet.» (understrekinger påført av Norconsult).

Statens vegvesen hadde kontinuerlig kontroll og oppfølging omkring bl.a. leveranse og volumer. Dette ga også en kvalitetsoppfølging som medførte endrings og forbedringskrav. Avvik og forsinkelser omkring dette utløste seint et geoteknisk engasjement fra Statens vegvesen av Norconsult AS mens entreprenør Kruse Smith engasjerte Multiconsult. Grunnlaget som forble arbeidsgrunnlaget for entreprenør var prosjekteringsrapportene fra Constrada AS / Sweco AS som var godkjent av Statens vegvesen.

3.3 Tørrmuring. Teknikk og kvalitetskrav.

Statens vegvesen sine kvalitetskrav til muring er relativt tydelig, kortfattet og overordnet generelt uttrykt i kpt 9 Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging»:

Det er en forutsetning at stabiliteten ikke influeres av poretrykk og teleproblemer. Dersom det finnes telefarlige masser i frostsone må det enten frost isoleres eller foretas masseutskifting. Ved masseutskifting og tilbakefylling bak muren må det benyttes drenerende fyllmasser som opprettholder sin funksjon, og avvanningssystemer og filteroverganger må være i orden. I tillegg skal det legges drenerør i foten bak muren med frostfritt utløp. Filterkriterier er gitt i handbok N200 Vegbygging, kapittel 521 (Ref. 2).

Tørrmurer skal mures med forbandt i lengderetningen, og hvis tilgjengelige steinstørrelser ikke er store nok til å dekke murens bredde, skal muren bygges med forbandt også i tverretningen som vist i fig. 9.5. Dette er viktig for at muren skal opptre som ett legeme slik det er forutsatt i beregningsmodellen. Den nederste steinen i en tørrmur bør fortrinnsvis ha full murbredde. Overlagring ved tåen skal være minimum 0,5 m. Blokkene i muren skal legges med helning tilnærmet vinkelrett på murfronten.

Alle tørrmurer skal dimensjoneres med hensyn til stabilitet og bæreevne for undergrunnen. Dersom en ikke oppnår tilstrekkelig bæreevne for en slik tørrmur, kan det være en god løsning å benytte jordarming bak muren. For en slik løsning henvises til kapittel 16: Armert jord. En løsning med jordarming bør vurderes der en har trafikklast på toppen av muren og den har høyde på mer enn 3-4 meter.

En annen mulighet ved bæreevneproblematikk kan være å støpe en betongsåle for å få tilstrekkelig sålebredde. Det er ellers viktig at konstruksjonen prosjekteres på en slik måte at det vil oppstå synlige tegn hvis en bruddgrensetilstand skulle nærme seg (dvs. hindre at plutselig sammenbrudd).

I Håndbok V270 «Tørrmuring med maskin» skriver Statens vegvesen bl.a.:

«Muring

«Kvar murstein må liggja støtt i muren, og han må byggjast med forband mellom steinane. Ved bruk av mindre stein i høge murar, må ein gjera muren massiv ved å mura også i tjukna. Ein kan byggja muren meir solid ved å byggja inn forband bakover i muren. Høge murar utan forband kan lett bli ustabile, og ein kan få utrasing av blokker i muren.» og

«Dersom ein ikkje har tilgang på gode steintak, der ein kan sortera ut stein til muring, må ein bearbeida stein frå eit høveleg steintak eller frå sprengningspall i vegbygginga. Når ein tek ut stein frå ein sprengningspall, må sprenginga utførast med tanke på at steinen skal nyttast til muring. Dette vil føra til dyrare sprenging, og seinare framdrift på sprengingspallen» og

«Til bakfyll for høgre tørrmurar skal ein berre bruka velgradert sprengstein eller pukk. Ved murhøgde opp til 4 m kan ein bruka grov grus. Det er tilstrekkeleg at bakfyllet vert pakka med gravemaskin. Bakfyllet må ikkje vera slik at det kiler seg mellom berg/blokker i byggjegropa og mursteinen, og dannar seg punktvis press på muren. Bakfyllet må derfor leggjast ut lagvis, utan at store steinar i bakfyllet ligg som kilar eller på skrå i bakfyllet. Blokker må leggjast og «kvila» på/mot kvarandre.»

Disse utdragene fra Håndbok V220 og V270 gir i veldig tydelig og kort form de offentlig lett tilgjengelige kvalitetskrav Statens vegvesen stiller de murer som normalt kjøpes inn gjennom entrepriser. Dette er forventet et minimums grunnlag og kvalitetskrav som tilbydere til tørrmurer i prosjekt E134 Stordalen er kjent med.

Ved oppstart av totalentreprisen i Stordalen fikk entreprenør anledning til uten særskilte krav å bygge tørrmurene i samsvar med den tilgjengelige prosjektering og kvalitetsbeskrivelse Statens vegvesen hadde kjøpt inn gjennom forprosjektet.

Der er kravene til mureteknikken meget detaljert beskrevet i 22 punkt i Sweco sin prosjekteringsrapport, jfr. vedlegg 5.1. De kvalitetskrav som er presentert i hovedtegningene for murene i forprosjektrapport som er stilt til disposisjon trekker fram en rekke av de sentrale kvalitetskrav og avviksområder listet i vedlegg 5.1:

- a. Dimensjonerende terrenglaster (Jfr. pkt. 1)
- b. Dekkende beskrivelse av fundamentunderlag (Jfr. pkt. 5)
- c. Utgraving bak mur mht sikkerhet og avgrensing aktiv sone (Jfr. pkt. 6)
- d. Komprimering av underlag og bakfyll (Jfr: pkt. 7)
- e. Minimum murbredde (Jfr. pkt. 11)
- f. Minimum krav til forband langs og tvers av mur (Jfr. Pkt 13 og 15)
- g. Maksimal fugebredde og ikke tillatt oppfylling av ikke-teknisk småstein (Jfr. Pkt. 14)
- h. Tilbakefylling foran muren (Jfr. Pkt. 17)

Disse kvalitetskrav og mulige avvik er det som sterkest og vanskeligst skal være under kontroll for entreprenør og som forutsetter å gi samsvar mellom utførelse, modellert mur og dimensjonering.

4 Erfaringer med prosjektering og bygging av murer i prosjekt E134 Stordalen

4.1 Murtyper

I Stordalen er det bygget tørrmurer med store dimensjonsvariasjoner; fra 3-4 m høye murer med formål ordinær skråningssikring til 13 m netto høyde med tradisjonell trafikkbelastning på terrengflaten. Murene står både på løsmasser og berg og er i prosjekteringen dimensjonert ved hjelp av beregningsprogrammet TØRRMUR fra Profinova AS, versjon 12.02 (2012).

Murene er forutsatt utført som beskrevet i listen med kvalitetskrav for å innfri forutsetningene om geoteknisk å beregne en homogen gravitasjonskonstruksjon på jord (eller berg) med rimelig beregning av vekt som er beregningsmessig stiv som kvalitativt er noe fleksibel. Dette berører fugestørrelse, forbandteknikken, minimum kvalitet på murbredde, nederste steinlag sin helning og representativt geoteknisk modellert underlag.

Tørrmurene i Stordalen varierer med ulik nytte og målsettinger. Noen er for sikring på terreng på overside av veg. Noen er oppstramming av terreng og sikring av berg og løsmasser omkring tunnelåpninger mens de største og tyngste murer bærer den oppgraderte europaveg E134.

Dette gir et stort spenn med ulike funksjonsforutsetninger.

I den geotekniske modellering og dimensjonering forutsettes fornuftige og representative valg av jordparametere. Det forutsetter et godt valg av inngangsparametere som mht konservativ dimensjonering er helt avhengig av kvalitet og detaljering av grunnundersøkelse.

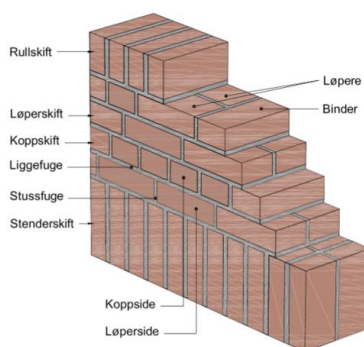
Utover topografi er følgende viktige tolkede forutsetninger og parametervalg:

- Kvalitets og parametervalg for spenningsfeltet som styrer bæreevneberegningen etter Prandtl / Mohr Coulomb for muren modellert som belastet gravitasjonskonstruksjon
- Kontrollert kvalitetsforbedrende tiltak for underlag og bakfyll bl.a. mht evt. masseutskifting og komprimering.
- Definerings / valg av grunnvannsspeil og tilhørende densitetsbestemmelser under mur. Normalt forutsettes dreneringsløsning som gir egenskapskontroll av bakfyll.
- Gunstig underlagsforberedelse med helning tilpasset rektangulært formgitte murestein.

4.2 Murekonsept

En tørrmur skal etableres slik at det oppnås en mest mulig homogen og rimelig stiv konstruksjon i 3 dimensjoner.

- Tørrmuren bygges opp av i stor grad av murestein/blokker med inntil en viss grense naturgitte format og former til en tettest mulig konstruksjon som på langs og tvers horisontalt og vertikalt skal bli mest mulig homogen og stiv. Dvs. selve murkonstruksjonen verken beregnes eller detaljbeskrives under prosjektering men forutsettes å innfri de gamle muretradisjoner fra oldtiden (som kan observeres i Colosseum) og teglsteinsmuring, fig 2.



Figur 2 Illustrasjon av forbandsprinsipper og kombinasjoner ved teglsteinsmuring.

De aktuelle kvalitetskrav uttrykkes meget detaljert i prosjektrapporten i Stordalenprosjektet mht bergkvalitet, steinform, forhold mellom bredde/høyde/lengde, forbandskrav og fugestørrelse. Dette uttrykkes i en del tilfeller av leverandører i bransjen som klassifisering av murestein. Slik klassifisering er ikke offentlig ensartet (Klasse A og B eller Klasse 1 og 2). En slik tydelig regelstyrt klassifisering kan gi en trygg og tydelig sortering av materialet som ønskes levert, inklusive standardisert bergmekanisk kvalitetsbeskrivelse mht til styrke, homogenitet og sprekker. Kvaliteten på murestein påvirker både utseende og per definisjon kvaliteten på mur.

I Stordalen ble dette et betydelig problem tilnærmet ikke levert produkt. Bergartstype var uttrykt som eksempel i prosjektunderlaget (f.eks. Arkose som entreprenør foreslo) mens formen på muresteinene avvok betydelig fra den beskrivelse entreprenøren valgte å bruke. Dårlig steinform gir fort utfordringer for å oppfylle krav til fugestørrelse og god forbandløsning. Med slike avvik fra grunnleggende forutsetninger skaper den en ikke kvantifiserbar usikkerhet mht avvik fra dimensjoneringen. I størst grad berører dette forutsetningene om relativt plane horisontale fuger og godt forband. Svært varierende fugestørrelse påvirker også homogeniteten og midlere romvekt. Å fylle opp ugunstige og ikke forutsette hulrom/fuger kan kompensere mht romvekt men forutsetter stor nøyaktighet mht rengjøring før neste murestein skift for ikke å risikere «rullelager» virkning.

Selve problemet kan egentlig bare løses ved at steinklassifiseringen er enkel og tydelig. Og at anvendt stein dokumenteres med regelmessig fotografering av utlagt stein. Med fortløpende steinleveranser med lange transportavstander hvor en betydelig mengde av muresteinen bør frasorteres bygges det opp tunge krav og reaksjoner. I Stordalen synes dette å ha gitt varierende avvik fra forutsetninger med leveranser fra ulike steinleverandører med betydelig avvikende kvalitetsinnfrielse.

Utover å evt. sikre seg mot avvik i modellert romvekt for mur er det ingen avvik som direkte tas inn i beregningsmodellen mht murdimensjoner og sikkerhet. Tilsvarende kan vraking av leveranse bygges opp til en tyngre beslutning.

I en kontroll men neppe i en dimensjonering, kan effekt av avvik søkes kontrollert ved enkelt å modellere forutsetninger om f.eks. vertikale bruddlinjer gjennom x steiner og langs y foran- og etterfølgende fuger. Det er overslagsmessig antydning i KLR drøftingene at det beregningsmessig kan åpnes for slakere forbandkrav. I forhold til den empiriske muretradisjon fra oldtiden og dimensjoneringsmodeller for teglstein (fig.2) blir dette et prinsipielt avvik. Det bidrar også til at ikke innfridd %-vis steinlengde i overlapp blir enda mer sentralt.

I Stordalen ble det fra entreprenørens side og deres rådgiver Multiconsult foreslått å akseptere prinsippet steinplassering i «mosaikkmonster» som akseptabelt alternativ til muring i relativt systematisk forband. Bakgrunnen var referanse til tidligere prosjekt hvor tilgjengelig stein ikke ga god forbandløsning og uten innsigelse fra byggherre. Argumentet er at steiner kan plasseres jevnt tettere i hvert lag.

Forslaget ble i Stordalen avvist av Vegdirektoratet og Norconsult pga for risiko for tilfeldig plassering og mangelfull innfrielse av å unngå gjennomgående fuger over flere steinskiift.



Figur 3 Eksempel på utlagt steinskiift i mur 12 med såkalt "mosaikkmonster". Her med relativt små muresteiner i forhold til overordnet forventning om å oppnå forbandeffekt. Avviket fra prosjekteringskravene er betydelig.



Figur 4 Eksempel på muresteinskiift i Mur 12 med noenlunde oppfylt forband. Legg merke til store åpne rom pga lite rektangulær steinform.



Figur 5 Eksempel fra Mur 12 med tendens til bra forbandmuring i ytre halvdel av muren. Her er store hulrom / fuger fylt opp med singel/pukk som forutsetter grundig rengjøring av steinflater for å unngå risiko for "rullelager effekt". Rød linje markerer dimensjonert bredde. Grønn linje antas å markere gjennomsnittlig bredde for ytre murestein. Det er uklart om fugefyllingen er for å oppnå forutsatt romvekt eller for å bedre steinenes stabilitet når belastet av murende gravemaskin i neste skift.

Oppfyllelsen av forutsetningene går direkte mot kvalitetskrav for å forsvare den geotekniske modellering med en homogen gravitasjonskonstruksjon. Herav gir gjennomsnittlig innfrielse av fugestørrelse en midlere romvekt på $22,0 \text{ kN/m}^3$. Større fuger reduserer dette kravet. Oppfylling av større fuger med pukk/stein gir en vektkompensasjon men introduserer kravet om at «ikke teknisk aktive steiner» ikke skal inngå i muren. I beste fall må pukk kunne tolereres så langt den under muring ikke er i kontakt med neste mureskift og ikke blir medvirkende til annet enn vektøkning.

Grad av forband og fugestørrelse er strenge kvalitetskrav for at beregningsmodellene skal bli troverdige.

Mur detaljeres på stedet av maskinkjører ut fra hvilke muresteiner som er tilgjengelig og som ikke vrakes. Dvs. materialvalg blir styrt av hva som er synlige og tilgjengelige steiner for mureren. Det er ingen detaljplan tilsvarende som for armert betong. Derfor er de overordnede og noenlunde romslige toleransekrav viktige å overholde.

Utført murearbeid bør generelt forlanges fotodokumentert for hvert skift fra faste siktposisjoner med illustrerende lengdemål plassert på mur.

Slik fotodokumentasjon har entreprenøren ikke innfridd i Stordalen prosjektet selv om svært mange bilder er arkivert og levert.

Når avvik fra forbandkrav påvises for både entreprenør og byggherre uten at mur avvises blir produktet muren med feil akseptert som levert, dvs. med feil. Tilsvarende bør oppfølging være så detaljorientert at entreprenøren skal få en følelse av ikke å innfri kontrakt. Det gir spesielt håp om framtidig bedre kontroll over levert forbandsløsning og oppfyllelse av dimensjonert bredde. Spesielt for murer som ikke leveres med en stein pr skift hvor kontrollen ut fra tradisjoner «kontrolleres» i visflaten.

Generelt forventes at de ulike leveranser av murestein obligatorisk skal dokumenteres mht avtalt steinkvalitet og form. Enaksial trykkstyrke skal dokumenteres av godkjent testlaboratorium å tilfredsstillende minimumskravet på 50 MPa. Enten det er detaljspesifisert som i Stordalen eller senere i samsvar med den forventede kommende offisielle klassifisering kalt Klasse x eller y eller lignende.

Å lage simuleringsmodell for hvert enkelt mureprosjekt vil i praksis ikke være mulig siden stein/blokk med passende form velges på stedet og ikke i henhold til teoretisk elementbasert byggeplan.



Figur 6 Eksempel fra Stordalen. Inntrykket av mur med godt forband i noe avstand synes å vise en grei og fin mur. Mer detaljert studie viser meget hyppige avvik fra kravet om målsatt forband i lengderetning, dvs med stedvis gjennomgående fuger i vertikalplanet

4.3 Dimensjoneringskonsept

4.3.1 Modellering av tørrmur

Den geotekniske dimensjonering av tørrmur bygger på hoved forutsetningen om en massiv og stiv konstruksjon som dimensjoneres som en støttekonstruksjon avhengig av materialkomponenter i jorda foran, under og bak muren etter ordinære geotekniske beregningsmodeller. Beregningsmodellen avviker derav lite om mur er bygget av murestein eller betong.

Det dreier seg om

- Geoteknisk fundamentering av en homogen gravitasjonskonstruksjon
- Dimensjonering av jordtrykk og evt. passivt mottrykk mot skrå vegg
- Velting av mur (eksentrisitet)
- Bæreevne i forhold til netto murebredde
- Horisontal friksjon/stabilitet

Setninger er normalt ikke vurdert som et kritisk tema for en reelt noe fleksibel konstruksjon. Med de kvalitetstiltak som utføres for å oppnå god nok beregnet bæreevne forventes en rimelig god setningsmotstand.

Temaene over indikerer tydelig betydning av inngangsparametere for jord bak, under og foran mur samt terrenglaster, evt. rekkverklaster, grunnvannssforhold og topografi foran og bak mur. Utover murens indre kvalitet har alle disse forhold betydning for dimensjoneringen slik også geoteknikk og laster beskrives i Statens vegvesen sine håndbøker.

Den første forutsetning er for å tilpasse situasjonen til beregning i et godt nok dekkende regneverktøy. Det finnes forslag til håndberegningsmodeller fra Statens vegvesen og regneark utviklet og anvendt med mer eller mindre god situasjonsmodellering i Statens vegvesen og de største rådgivermiljø.

I prosjekt E134 Stordalen har Norconsult anvendt programmet TØRRMUR fra Profinova og med påviste begrensninger medvirket til en videreutvikling av Profinova fra versjon 12.02 anvendt for prosjektering i Stordalen til de siste kontrollberegninger programversjon 17.01.

Avvikene fra dette leveringskravet har i Stordalen prosjektet flere ganger ført til krav om riving og ny oppmuring, spesielt i mur 3 og 12. Men kravene er i stor grad ikke fulgt opp i detalj og løsning i stor grad i mur 12 akseptert, til tross for tilsynelatende avvik.

For små murer der hele mureblokker innfrir dybdekrav vil forband i visflaten dominere og gi tilfredsstillende vurdering av levert kvalitet også etter utført muring. Sett fra murer sin side men og antatt ofte også byggherrens side.

Krav til levert murekvalitet for hvert murskift er et rimelig, enkelt og godt kvalitetskrav som bør gis enhver tørrmur. Med forutsetning av at hele skiffelaten vises med målestokk og at nr skift inngår i bilde dokumentasjon.



Figur 7 Mur 12. Netto høyde opp til 12 m. Terreng foran mur med helning 3:1 med 5 m bred GS veg og grøft nærmest murkant.



Figur 8 Mur med høyde inntil 12 m som avstiver terreng og øverst en fylkesveg. Muren står dels på berg og dels på løsmasser.

4.3.2 Topografi. Skrått eller flatt terreng innenfor geotekniske soner

Tidlige versjoner av det anvendte beregningsprogrammet TØRRMUR og kjente, interne regneark bygger på antakelser om jevnt horisontalt eller jevnt skrått terreng på nedsida av mur med murveggen som utgangspunkt

Dette ble under kvalitetskontrollene i Stordalen prosjektet forbedret i programmet TØRRMUR med en mulighet for å ta inn et midlere terrengprofil, med horisontal terrasse foran mur med innmålt/forutsatt bredde og deretter videre et evt. fallende terreng. Effekten er relativt betydelig og understreker nytten av å etablere et repos på f.eks. 3-4 m foran mur før sikring fortsetter naturlig eller etablert. På bilde i figur 9 er skråning foran mur jevn opp til murfront. I dette tilfellet i Stordalen er det «en bonus løsning» i det beregningsforutsetningene er oppfylt med 3 m bredt horisontalt repos foran mur mens matjord lagt ut på reposit med skrå flate i realiteten gir en ekstra stabiliserende tyngdeeffekt og litt lavere eksponert murfront.

Beregningsmessig kritisk bruddflate i den geotekniske modell viser tydelig hvilken del av terrenget som forutsetter bedre kvalitet på jorda, og hvor løsmasser f.eks. foran mur kun bidrar med dødvekt.

I forhold til tradisjonell geoteknisk bæreevnemodellering er helning på terreng foran og bak mur en begrensning som kompliserer beregningsmodell. I hovedsak betyr dette lite i normale prosjekt i det valg av skråninghelning med rimelig egenstabilitet for bruddgrensevurdering gir stabile løsninger som fanges opp av gjeldende regnmodell i TØRRMUR (TMur).



Figur 9 Mur 12 i Stordalen som bærer GS veg og kjørefelt med relativt sterkt fallende terreng på nedsiden.

Den forenklete lastangivelse i Håndbok N400 utenom detalj angitt trafikklast (boggi ekvivalentlast) omfatter jevnt fordelt terrenglast på 5 kPa. Den inkluderer snølast og andre mulige «diverse» bidrag. Det er vanskelig å se hvorfor terrenglast på skrått terreng på oversiden av en mur skal inkludere mer en offentlig angitt snølast og veiledende lastfaktor.

4.3.3 Geoteknisk dimensjoneringsmodell

4.3.3.1 Uavhengig kontrollert dimensjonering

Prosjektering av de aktuelle murer bygd for Statens vegvesen skal kontrolleres sentralt av Vegdirektoratet når netto murhøyde er større enn 5 meter.

For andre formål følges som normalt SAK10 og TEK17.

Murer høyere enn 5 m defineres med CC2. Markert høyere murer (f.eks. 12-13 m) oppfattes definert av Statens vegvesen med CC3.

Referanse til og evt. god dokumentasjon av beregningsforutsetninger er viktig og dekkes meget godt av programmet TØRRMUR fra Profinova. Det gir en god dimensjonskontroll og anbefalt løsning.

Beregninger og dimensjonering i Stordalen er godkjent i hht ordinære kvalitetskrav av Vegdirektoratet.

Entreprenøren har anvendt disse beregninger gjennom prosjektet for de fleste av de 31 murene i entreprisen, uten å søke oppdateringer eller kontroll vha av nyere programversjoner. De aller fleste murer større enn 5 meter.

Noen murer er søkt redimensjonert vha beregninger og forslag fra Multiconsult som anvender et internt beregningsregneark.

I oppfølging og kvalitetskontroll av grunnleggende dimensjonerte løsninger og som motvekt til motargument fra Multiconsult har Norconsult anvendt nyere versjoner av programmet TØRRMUR, inntil versjon 17.01 i siste vurderinger.

4.3.4 Lastbilde; trafikk eller terreng

Last på veg dimensjoneres etter Statens vegvesen Bruseksjonen sine anbefalinger og forutsetninger. 6 m bred GS-veg og dreneringsgrøft er en del av lastbildet i Stordalen. Et krav eller ønske om midlertidig eller permanent utflytting av veg mot mur og GS veg inn til innside har betydelig effekt på kravet til murdimensjoner og må være en tydelig dimensjoneringsforutsetning. Alternativt at murer dimensjoneres for tenkbart verste tilfelle.

Det kan drøftes detaljert og lenge om full boggiekvivalentlast kan og bør kobles til en samtidig kontinuerlig dekkende snø og «diverselast», dvs. med full snølast samtidig med tung trafikk. Uansett er dette et dimensjoneringskrav.

Valg av dimensjonerende laster skal utføres i samsvar med de retningslinjer som gis for vegmurer generelt. Dette har variert og blitt endret både mht laster og lastfaktorer i perioden 2010 til 2015. I utgangspunktet finnes anbefalingene i Statens vegvesen sine håndbøker V220 og N400, lastfaktorene spesielt i rundskriv fra Bruseksjonen i rundskriv 07 i 2015.

I Stordalen har dette vært en problemstilling som er oppdatert fra den opprinnelige prosjektering av/for Statens vegvesen til selve byggingen. Det har gitt noe varierende påstander og usikkerhet.

4.3.5 Dimensjonerende laster

I beregningene fra Sweco sitt forprosjekt via Multiconsult sin oppdatering til Norconsult sin kontroll varierer lastforutsetningene og lastfaktorene som følger: Oppsummert er de tolkede krav og valgte

lastfaktorer illustrert i tabell 01 under, jfr. Norconsult sin tolkning av Statens vegvesen sin melding «Lastfaktorer/kombinasjoner for kontroll av støttemurer» datert 30.4.2014.

Tabell 01: Basis valg av laster og lastfaktorer for mur foran veg for bruddgrensetilstanden

	Forprosjekt (Sweco) i kPa	Oppgradering KruseSmith (Multiconsult) i kPa	Etterkontroll hos Statens vegvesen (Norconsult) i kPa
Boggiekvivalentlast	30	25	25
Snølast	0	5	5
Lastfaktor trafikklast	1,35	1,15	1,15
Lastfaktor snølast	0	1,35	1,30
Rekkverkslast horisontalt	5	5,2	5
Lastfaktor rekkverkslast	1,35	1,35	0
Samlet last m lastfaktorer	40,50	35,50	35,25

Effekten av dette er tydelig der den opprinnelige dimensjonering har ca. 15 % større last i 2012 sammenlignet med data valgt i 2016.

Alle beregninger fordeler trafikklast mot 0 spenningstillegg i 5 m dybde.

Det er (fortsett) uklart hvorvidt horisontal støtlast mot rekkverk skal eller bør inkluderes i murdimensjonering i bruddgrensetilstand eller om det skal håndteres i en beregnet ulykkestilstand med materialfaktor for jord settes lik 1,0.

Effekten av dette er ikke så veldig tydelig men med lastbildet fra Sweco synes 15% mer konservativ enn lasttolkning av dagens regler.

I samsvar med funksjonskravene fra byggherren er Sweco sine beregninger normale hvis last skal forutsettes å dekke terreng helt ut mot innerkant mur. Nye versjoner av programmet TØRRMUR fra Profinova gjør det mulig å plassere trafikklast i kjørebane med f.eks. GS-veg og grøft mellom trafikklast og bakvegg mur. Hvor konservativt snøryddingsutstyr skal inn i en murdimensjonering samtidig med trafikklast er fortsatt noe uklart.

Her avgjøres lastforutsetninger i stor grad av hvordan byggherren ønsker å få dekket inn mulige ønsker om evt. å endre plassering av veg og GS-veg.

Lastfaktor alene gir et beregnet såletrykk som er 28% verre i prosjekteringsgrunnlaget enn i Norconsult sin beregning, selv om begge løsninger viser mur rotasjon innover og lik dybde for skjærflatedybden under fundament.

4.3.6 Grunnundersøkelser og parametervalg

Enhver geoteknisk dimensjonering av mur høyere enn 5 m defineres som tiltak i tiltaksklasse 2 eller høyere. Da er det forutsetning at det er en rimelig tilfredsstillende geoteknisk grunnundersøkelse som gir et akseptabelt grunnlag for å bestemme eller velge dimensjonerende parametere.

Dette er komplekst når løsmassene er av type sandig grusig siltig jordmateriale, slik som i Stordalen. Massene er i stor grad for grove for annet enn representativ prøvetaking. Sylinderprøver for treaksialforsøk er uaktuelt og trykksondering (CPTU) er risikofyllt for utstyr. Dvs at kornfordelingsanalysene og en grov tolkning av lagringstetthet gir grunnlaget for å velge parametere fra de empiriske parametere gitt av Håndbok V220. De anses normalt som noe konservative. Valg av attraksjon større enn 0 kPa blir oftest vurdert som usikker og dristig og verdi velges ofte lik 0 framfor f.eks. 10 kPa. Effekten av valgte parametere for både beregnet jordtrykk som bæreevne er åpenbar. Det som ikke må undervurderes er kunnskapen om grunnvannsspeilet og tilhørende beskrivelse av spenningsnivå. Å velge attraksjon større enn 0 kPa blir oftest tilknyttet en usikkerhet med dårlig støtte for mer optimistisk parametervalg. Dette er omtalt i en del andre sammenhenger, bl.a. i Statens vegvesen rapport Nr. 2242 av Åsmund Eggestad som ble presentert i kurs i om tørrmurdimensjonering i 1997. Argumentene er ikke forskningsbaserte men gir en viss tillitt til mer optimistisk valg av attraksjon når det er f.eks. godt kvalitetskontrollert sprengstein/pukk som plasseres bak mur med rimelig tilfredsstillende komprimering. Her åpner kjente geoteknikere tanker om attraksjon til over 100 kPa når grundig komprimerte masser. Men generelt vil det ordinære empiriske baserte parametervalg gi et konservativt beregningsgrunnlag og derved en uspesifisert reserve.

Også i bæresonemodellen må det brukes skjønn ut over de krav som en masseutskifting kan påvirke under muren. En masseutskifting for en 4 m bred mur til f.eks. 2,5 m dybde og gravebredde 5-6 m gir en forbedring for den aktive bæreevne sone under fundament men antatt ubetydelig for Prandtl-sonen og den passive sone. Dvs at selv gode erfaringer med økt jordkvalitet i primært spenningszone må anvendes med stor aktsomhet for den totale bæreevnemodellering

I Stordalen er det generelt valgt forsiktige parametere med relativt liten avviksdiskusjon.

Omkring mur 12 er beskrivelsen og parametervalg som følger:

Statens vegvesen (basis undersøkelse):

«Totalsonderingene viser at massene i grunnen hovedsakelig har meget stor lagringsfasthet. I borpunkt 252 er det påtruffet et lag med middels stor lagringsfasthet i 5,0 m til 8,0 m dybde. I enkelte av de resterende borpunktene er det også påtruffet tynne lag med middels stor lagringsfasthet. Prøveserien i borpunkt 164 viser at massene i grunnen består av humus med 40,8% vanninnhold ned til 1,5 m dybde. I prøvene fra 2,0 m dybde til 6,0 m dybde består massene av grusig sandig siltig materiale (T2-T3) med 14,5-16,8% vanninnhold. Prøveserien i borpunkt 250 viser at massene består av sandig grus (T2), grusig sandig siltig materiale (T2) og grusig siltig materiale (T3). Vanninnholdet i prøvene er lavt (w:7,6%-9,9%). I borpunkt 252 viser prøveserien at massene består av friksjonsjord. Prøvene av laget med middels stor lagringsfasthet viser at massene består av sandig grus og humusholdig grusig siltig sandig materiale (T3). Det er også tatt opp en prøveserie i borpunkt 255 der muren er høyest. Massene i grunnen består av grusig sandig siltig materiale (T2) i begge prøvene. Vanninnholdet i prøvene er på 9,4% og 10,6%.

Sweco (sitat fra tidligversjon av V220):

«En generell vurdering av totalsonderingene viser, i fundamenteringsnivå for murfot, fast til svært fast lagrede masser, hvor det er brukt både spyling, slag og økt rotasjonshastighet. Videre viser prøvetaking grusig sandig siltig materiale, hvor det unntaksvis ikke er funnet silt. Valg av parametere i Tabell 1 ovenfor er basert på Hb016, Figur 2.39 [2]. Unntaksvis er friksjonsvinkelen for løsmassene under murfot vurdert til å være noe høyere enn anbefalt i tabellen i Figur 2.39. Det er valgt å bruke en friksjonsvinkel på 40° for massene under murfot, fordi totalsonderingene viser høy lagringsfasthet i tillegg til at det ved sondering jevnlig er registrert «antatt stein/blokk».

Multiconsult

Oppdatert grunnundersøkelse utført av Multiconsult sentralt ved Mur12:

«Sonderingene i sonderingspunktene 17 og 16, som ligger hhv. i innerkanten av gammel E134 og i bakkant av Mur 12, viser at det øverst og ned til dybde 1,6m, ligger lag med varierende fasthet som det i hovedsak ble benyttet økt rotasjon, spyling og slag for å trenge gjennom. I punkt 17 ligger disse massene på berg. I punkt 16 ligger disse over lag med varierende faste det i hovedsak ble benyttet slag, økt rotasjon og spyletrykk for å trenge gjennom. Fra dybde 5,3 m og videre nedover til berg (med slepper) i dybde 7,7 m, ligger det faste lag som det måtte brukes økt rotasjon og delvis slag og spyling (litt forhøyet spyletrykk) for å trenge gjennom.

Nedenfor muren, i punkt 15, ligger det øverst til dybde 6,3 m, lag som det ble boret i med økt rotasjon, spyling (lav spyletrykk) og slag (lav boretid), og som det også er liten motstand i. Laget er beskrevet som løst. Videre nedover til stopp i berg i dybde 7,6 m øker fastheten i lagene. Disse nederste lagene kan også være oppsprukket berg.»

Grunnvannsmålingene som (kun) Multiconsult har utført viser grunnvannsspeil i dybde ca. 11,2 m under terrengoverflaten.

I sine parametervalg velger Sweco, Multiconsult og Norconsult følgende sentrale geotekniske parametere:

Tabell 02: Geotekniske parametere i beregning av Mur 12

Parameter / Beregner	Sweco	Multiconsult	Norconsult
Romvekt jordtrykk i kN/m ³	19	19	19
Romvekt bæreevnesone i kN/m ³	19	19	19
Friksjon Jordtrykk i °	42	38	38
Attraksjon Jordtrykk i kPa	5	5	5
Friksjon bæreevne i °	40	35	40
Attraksjon bæreevne i kPa	5	5	10
Grunnvannsspeil under murfot i m	0	0	-10

Disse parametervalgene gir ikke svært store avvik i f.eks. bæreevne beregningene. Men grunnlaget for valg av parametere er svært vanskelig og blir normalt konservative.

Det er beskrevet og forutsatt at løsmassene under fundamentfuge er komprimert sprengestein/pukk til 2,5 m dybde. Løsmasser generelt i murakse området domineres av relativt fast lagret siltig sandig grusig materiale (morene). Bakfyll er forlangt å bestå av tilpasset komprimert sprengestein med angitt grovhet. Av dette vurderer Norconsult grunnlaget for bæreevne for å være konservativt mht friksjon og attraksjon og derav bæreevne.

Samtlige kontrollberegninger indikerer at antakelsene også om lav attraksjon er konservative og forsiktige.

I Stordalen ble ikke grunnvannsnivået peilet i den grunnleggende undersøkelse. Derav ble konservative tilnærminger valgt. Mht bæreevne ble grunnvannet antatt å stå i bunnfugen mens

grunnvannspeilet bakover i terreng under veg eller inn i skråning ble antatt drenert lavere enn jordtrykksonen fram til drensledning bak bunnfugen.

Supplerende grunnundersøkelser og grunnvannspeilinger til ca. 11 m under terreng ved mur 12 viste fullstendig drenert tilstand.

Det som ikke bør undervurderes er å etablere kunnskap om grunnvannspeilet når en tradisjonell bæreevneberegning med drenert effektivspenningsmodell skal brukes som grunnlag. Bæreevnen påvirkes vesentlig i en hhv «tørr» og «dykket» tilstand, dvs. med overdekning tørr og alt innenfor spenningszone i bæreevne modellen har total romvekt og ikke neddykket romvekt:

$$\sigma_v = N_q(p' + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \gamma' B_0 - a$$

med de tradisjonelle faktorfortolkninger.

Med variasjonsområde $\phi=38^\circ$ eller 40° , $a=5\text{ kPa}$ eller 10 kPa og p' og $\gamma' = 9\text{ kPa}$ eller 19 kPa (eller kN/m^3) og partialkoeffisient for jorda lik 1,4

blir forskjellen i teoretisk beregnet tillatt såletrykk uten hensyn til horisontal last inntil hhv

- 732 kPa og 1530 kPa eller en økning lik i størrelse 110 %

Avvik omkring forutsatt grunnvannsspeil alene gir et utslag på ca. 50%.

Dette gir en indikasjon på mulig over eller undervurdering av kritisk tilstand.

Tilleggsvurderinger og uttrykt tvil omkring murdimensjoneringen utløste supplerende grunnundersøkelser og grunnvannspeilinger. Ved mur 12 viste målingene et trygt grunnlag for å endre effektivspenningsbasert bæreevne modell fra udrenert til fullstendig drenert.

Effekten er stor.

4.3.7 Bæreevne

Lastbildet for tørrmur beregnet med forutsatt stiv, massiv og homogen mur inkluderer jordtrykk, bæreevne, velting (eksentrisitet) og horisontal stabilitet.

Bæreevnen for muren modelleres med horisontalt jordtrykk mot sannsynlig ikke vertikal snittflate som bidrar til vertikal belastning og moment i tillegg til murkonstruksjonens egenvekt med antatt midlere romvekt.

Med disse forutsetninger er beregningen klassisk og resultatstyres mot midlere vertikal bæreevne (σ_v) beregnes etter formelen:

$$\bar{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{\text{under}} \cdot B_0 - N_u \cdot \bar{\Delta u}_b - a$$

der:

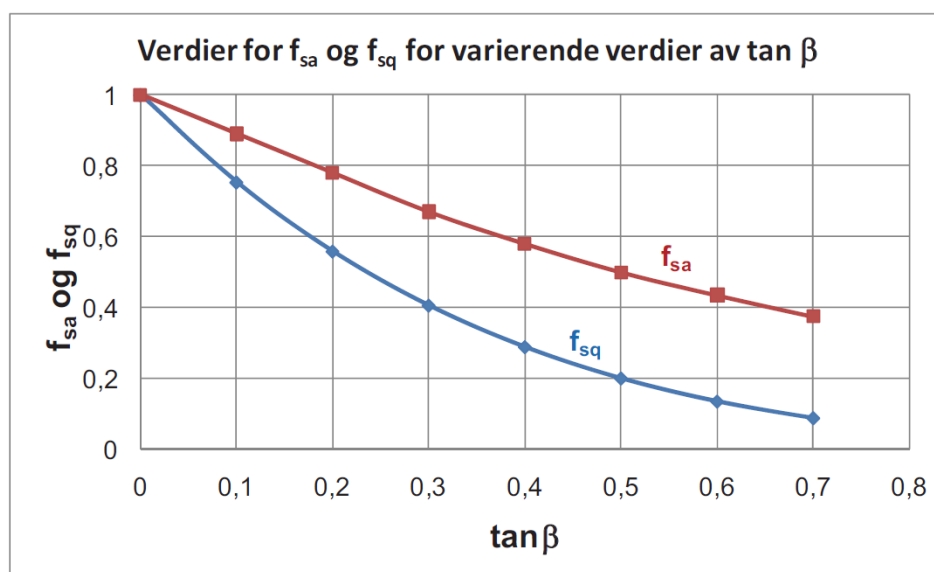
$p' = \gamma'_{over} \cdot z$ = vertikalt effektivt overlagingstrykk ved u.k. såle (det må vurderes om massene foran fundamentet midlertidig kan bli fjernet), hvor

γ'_{over} = effektiv tyngdetetthet av massene over sålenivå.

γ'_{under} = midlere effektiv tyngdetetthet under såle i dybde inntil 1,5 ganger B_0

Δu_b = udrenert poreovertrykk mot u.k. såle pga. kortvarig tilleggslast P_{vu} , se f)

Bæreevnefaktorene korrigeres for evt. hellende terreng foran mur med korreksjonsfaktorene f_{sq} for N_q faktor og f_{sa} for N_γ faktor med skråningshelning β . Virkning er betydelig og illustreres tydelig av redusert skjærflete ut gjennom sonen som skal støtte opp med motstand. For skråningene foran f.eks. Mur 12 i Stordalen gir dette faktor f_{sq} og f_{sa} til hhv 0,33 og 0,60. Dvs. betydelig redusert bæreevne



Figur 6.8 Reduksjonsfaktorer f_{sa} og f_{sq} – bæreevne i hellende terreng (bearbeidet ut fra Døssland, 1980, Ref. 1).

Figur 10 Utdrag av formelkorreksjoner når skrått terreng

Den effektive murbredde med korreksjon for eksentrisitet bestemt av moment er

$$B_0 = B - 2 \cdot \left| \frac{M}{F_V} \right|$$

I Statens vegvesen sin Håndbok V220 angis denne dimensjonering som

$$B_0 = 0,9 \cdot B - 2 \cdot \left| \frac{M}{F_V} \right|$$

I tillegg gir Eurokode 7, kpt. 6.5.4 en forholdsregel om at beregningene skal kontrolleres mht dimensjonerende verdier og bygge toleranser. I beregninger kan dette uttrykkes som et varsko dersom eksentrisiteten blir større enn 1/6 av fundamentmodellens bredde.

Utdrag fra Eurocode 7:

6.5.4 Laster med store eksentrisiteter

(1)P Det skal tas spesielle forholdsregler hvis eksentrisiteten til en last overskrider 1/3 av bredden av et rektangulært fundament eller 0,6 av radien av et sirkulært fundament.

Slike forholdsregler innbefatter:

- nøyaktig gjennomgang av de dimensjonerende verdiene av påvirkningene etter 2.4.2;
- prosjektering av plasseringen av fundamentets kant under hensyntaking til størrelsen av byggetoleranser.

(2) Med mindre det tas spesielle hensyn under arbeidene, bør toleranser på opptil 0,10 m vurderes.

Grunnen til at faktoren 0,9 kommer inn i dimensjoneringen er oppfattet som et resultat av Statens vegvesen sine vurderinger i prosedyreutviklingen i 1997 der beregnet fundamentbredde ble foreslått satt til 80% av murens forutsatte / beskrevne bredde. Mest som en korreksjon for ujevnheter i muresteinenes form. Senere synes denne innbygde «sikkerhetsfaktor» endret til 0,9 fra 0,8.

Det kan diskuteres hvorvidt denne 10% ekstra sikkerhet er rimelig hvis steinformen tilfredsstillende strenger krav om rektangulær form som for eksempel inngitt i dimensjonerings - og byggeforutsetningene i prosjekt E134 Stordalen. Det meste av registrert dokumentasjon viser ofte at utlagt murestein i bunnelaget ofte er større enn formalkravet. Dersom «as-built» dokumentasjonen er tilfredsstillende er det spørsmål om «0,9» faktoren kun er en ekstra sikkerhetsfaktor.

Hvis den beregnede eksentrisitet blir positiv (rotasjon innover) forutsettes ruhet eller annen dimensjon justert slik at beregnet eksentrisitet blir positiv med nøytral effektiv bredde med utover orientert rotasjon.

4.3.7.1 Bunnfugeruhet

I murdimensjoneringen er vurdering av horisontal stabilitet et av kravene hvor normalt maksimal tillatt ruhet settes til 0,7-0,9 etter vurdering av homogenitet under fundamentstein med lav spenningszone hvor høy ruhet, se utdrag fra V220 i Tabell 03.

Tabell 03 fra figur 6.3 i Håndbok V220:

Horisontalt terreng foran støttemur og landkar		Skrått terreng foran støttemur og landkar	
ruhet r_b	materiale under såle	ruhet r_b	materiale under såle
$\leq 0,9$	sand, grus og sprengstein	$\leq 0,8$	grus og sprengstein
$\leq 0,8$	leire og silt *	$\leq 0,7$	leire, silt og sand*

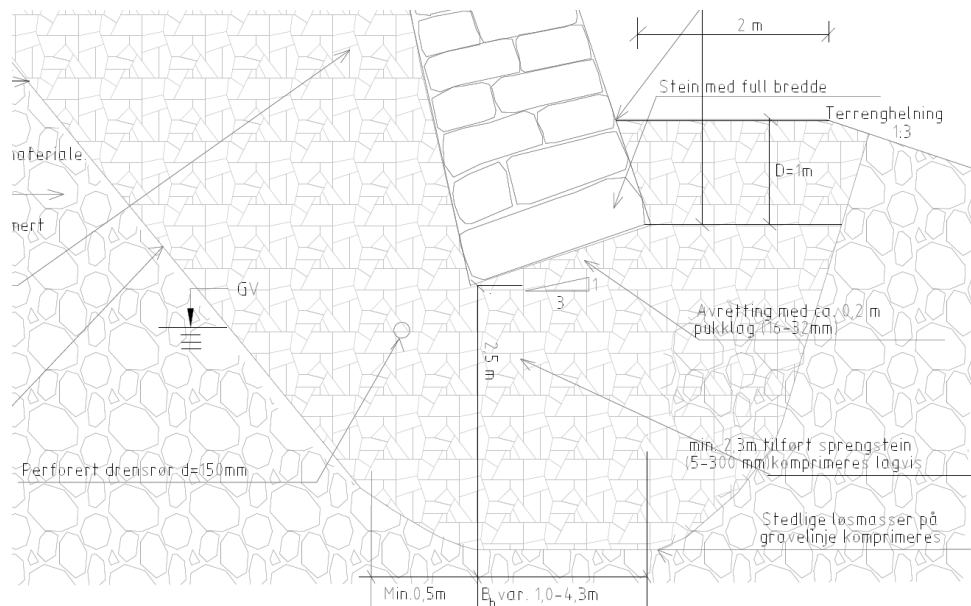
Her advarer Håndbok V220 om at lavere ruhet kan eller bør velges når murhøyden er større enn 5 m. Med normale geotekniske parametere er egne erfaringer at ruhet vanligvis ender omkring 0,5-0,6.

En del av beregninger og resultatvurderinger blir avhengig av krav til valgt materialkoeffisient. Den bør velges utfra vurdert grunnlag for og sikkerhet i valg av de geotekniske beregningsparametre. I utgangspunktet synes materialkoeffisient lik 1,4 ved rimelig forsiktige parameterestimater mens 1,3 bør fordre godt dokumenterte geotekniske undersøkelser.

4.3.7.2 Representativt bærende jordvolum

I prinsippet og på grunnlag av vurdert omfang og plassering av kritisk skjærspenningsflate må dimensjonerende parametere vurderes og velges. I Stordalen er det mest sandig grus. I tillegg har

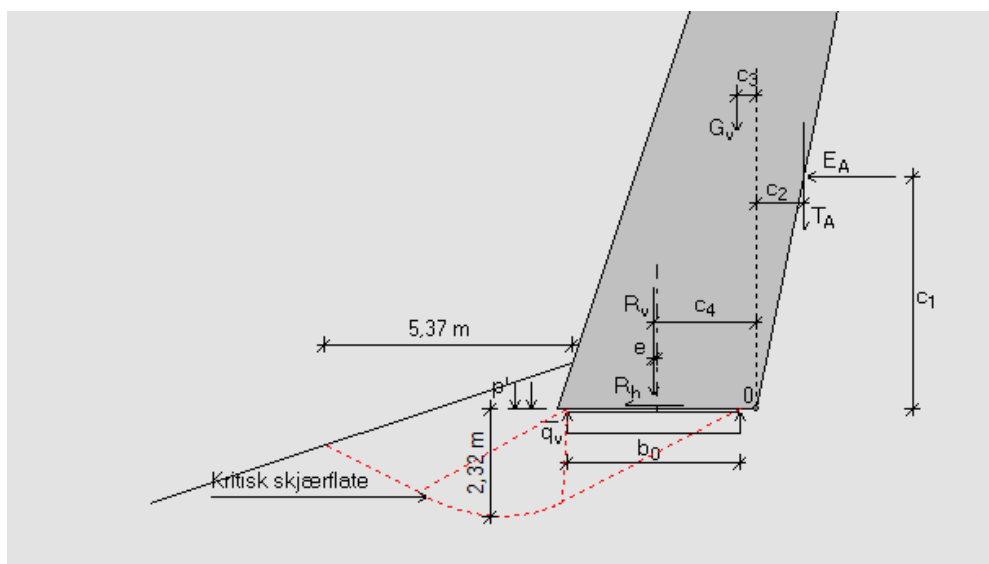
Sweco i sin prosjektering beskrevet en masseutskifting til ca. 2,5 m under laveste stein og i størrelsesorden det samme foran og bak mur, se figur 11.



Figur 11 Utdrag fra arbeidstegning K539 i Sweco sine beregningsforutsetninger.

Parametervalget må ta hensyn til størrelsen på geoteknisk beregningsmessig utbredelse av kritisk skjærflate i bæreevne sammenheng.

I figur 12 vises et relevant eksempel på bæreevneberegning for Mur 12. Utdraget er fra ikke optimalisert beregning men visere utbredelse av teoretisk skjærsone på ca. 5,4 m horisontalt nedstrøms murflaten. Skjærflaten indikerer tydelig hvilken løsmassesone som bør tas hensyn til.



Figur 12 Skjærsone fra eksempelberegning for Mur 12 i Stordalen med relevant skråningshelning og fundamentbredde.

Som omtalt i Håndbok V220 gir Jaky en relevant og akseptert modellering omkring spenningsspredning dersom et fast og stivt lag etableres over et mykt underlag. Målsettingen oppfattes primært å være en tilrettelegging for mer realistisk setningsberegning. Programmet

TØRRMUR inkluderte slikt alternativ for bæreevneberegningene i en tidlig versjon i 2012. Dersom dette tas inn i en modellering av komprimert sprengstein/pukk over sandig grus gir modellen etter Norconsult sin vurdering for gunstige løsninger som gir bedre bæreevne enn å vurdere en midlere dimensjonerende egenskap av de 2 lag med friksjonsmateriale.

Dette synes å være en svært optimistisk og dristig løsning på grusige avsetninger som i Stordalen. I versjon 12.01 i programmet TØRRMUR var dette inkludert. Diskusjon om denne litt fristende og overdrevent optimistiske tilnærming bl.a. med Statens vegvesen førte til at en slik løsning ble fjernet fra Profinova sitt program.

Murene i Stordalen ble imidlertid dimensjonert med slik valgt løsning. Det har gitt etter Norconsults vurdering for optimistiske løsninger. Det burde ikke vært akseptert. ble i den utførte, ordinære klasse 2 kontrollen.

Den uheldige effekten gir ikke et kritisk resultat fordi bl.a. midlere styrkeparametere, noe lavere ruhet og et oppdatert og gunstig dyptliggende grunnvannsspeil kansellerer virkningen.

4.3.8 Jordtrykk

4.3.8.1 Jordtrykksruhet

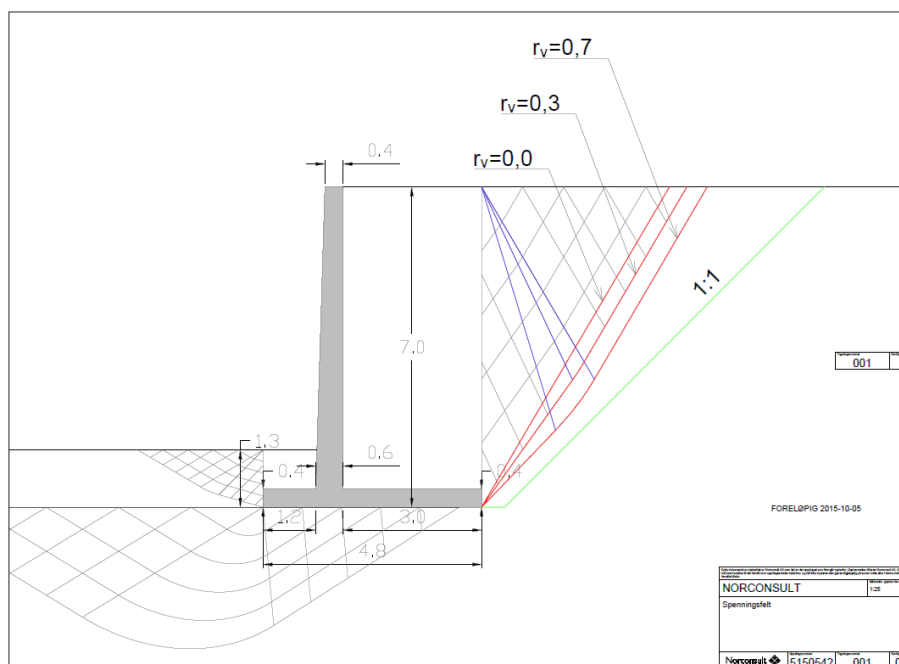
Jordtrykket mot murer beregnes etter klassisk norsk jordtrykksteori etter Mohr Coulomb med Prandtl spenningssoner som grunnlag for modeller, slik Statens vegvesen presenterer beregningsgrunnlaget i sin Håndbok V220.

Normalt gir de forutsatte forhold mot bakkant av muren en anledning til å gjøre gode beregningsforutsetninger. Nye bakfyllmasser i utgravd bakvolum gir god anledning til å vurdere jordtrykket ut fra kvalitetskrav som spesifiseres. Det viktigste området kan vurderes tilfredsstillende ved å kontrollere aktuelt volum vha forenkla rettlinja avgrensing av jordtrykksoner. Det gir god indikasjon på hvilke masser som (grovt sett) involveres i jordtrykket. I tilfelle uregelmessige forhold bør den ikke-lineære avgrensing av jordtrykksonen vurderes mer spesielt, se figur 13.

I utgangspunktet stilles dels arkitektoniske eller funksjonelle krav til helning på frontflate for en mur. Dimensjonerende beregning styrer mot mest mulig optimale dimensjonsvalg rettet mot volum / tverrsnitt av mur. Statens vegvesen angir helning 3:1 som basisløsning for frontflate helning, evt. opp mot 5:1 i særlige tilfeller. I bakkant kan helningen variere betydelig, mest styrt av forhold mellom beregnet nødvendig bredde i bunn og topp av muren, sterkt påvirket av naturlig beregnet reduserende tykkelse med økt murhøyde. Dimensjoneringen følger normalt ønskede krav til nødvendige murdimensjoner. Tilgjengelig stein påvirker den reelle bakfront helning, som kan gi både positive og negative avvik relativt beregningenes forutsetninger.

Normal tilnærming til en analyse er å forvente at muren forskyves og roterer utover pga bakfyllet sitt jordtrykk. Jorda «henger» seg derved på muren og det etableres en pr definisjon en positiv ruhet. Dette fører normalt også til en effektiv fundamentbredde med rotasjon omkring til murens tå.

Når muren også får skrå bakflate med fall innover mot terreng kan den tunge murens vekt og beregnet jordtrykk gi en tendens til at muren rotere innover rundt helen. Eksentrisiteten i bunnfugen kan da beregnes å bli motsatt med utgangspunkt i murflatens bakkant og vil gi en tilhørende bevegelsestolkning som beskriver en mur som henger på jorda. Dvs. at det i en jordtrykkmodell oppstår negativ ruhet. Det kan i prosjekteringsfase justeres som forutsetning hvis akseptabelt. Avvik fra beregning og utført muring kan gi et avvik.



Figur 13 Illustrasjon av jordtrykksonen med noen variable forhold, slik kollegaer ved NTNU illustrerer topografi for spenningsfelt ved noen ruhetsforhold.

Tabell 04: Utgangspunktet for ruhetsdefinisjon i jordtrykksonen anbefales i Håndbok V220

Ruhet r	Anvendelse
r settes lik $1/\gamma_m$ for bruddgrense f for bruksgrense	Benyttes når muren roterer om sålen, forskyves utover, eller dersom massene bak muren setter seg mer enn muren. Skjærspenningen τ er nedadrettet.
0	Benyttes når det ikke er noen relativ bevegelse mellom muren og de bakenforliggende massene. Skjærspenningen $\tau = 0$.
- 0,5	Benyttes når muren synker i forhold til det bakenforliggende terrenget. Skjærspenningen τ er oppadrettet.

Ut fra de valgte beregningsmodellene i Profinova sitt regneprogram TØRRMUR kan «riktig» ruhet nå itereres fram til likevekt med angivelse av idealisert krav til ruhet. For eksempel hvis ruhet «låses» til +0,7 og beregningen viser en tendens til rotering innover. Dvs. i prinsippet at muren henger seg på jorda. Dvs en mindre ruhet eller negativ ruhet bør vurderes nærmere. Programmet TØRRMUR kan iterere fram endringer som må til mht ruhetsvalg for (eventuelt) å finne en balansert løsning med rotasjonstendens utover. Dersom slik likevekt oppnås med forutsetning lavere men fortsatt positiv ruhet synes det å være en rimelig og tilfredsstillende konservativ løsning. Uten å vektlegge og forutsette om muren henger seg på jorda eller ikke. Men dette endrer ikke avhengigheten til godt valgt attraksjon i bakfyllmassene.

I figur 13 vises det varierende omfang for bæreevnesonene for jordtrykk og bæreevne ved en gitt friksjon i massene og derved spesielt hvordan ruhetens virkning er på spenningsfelt. Her er også tegnet inn det vanlige krav til bakgraving og korttids stabilitet (byggefase) med helning 1:1 fra innerkant drensledning.

Slik iterasjon og i tidligfase et forslag om å velge lav positiv eller negativ ruhet er ofte motargumentert og har ikke tillit hos alle geoteknikere. Relevans og realisme kan sikkert diskuteres. I prosjekt Stordalen ble det argumentert fra totalentreprenørens side som en urealistisk del av kraftbalansen i

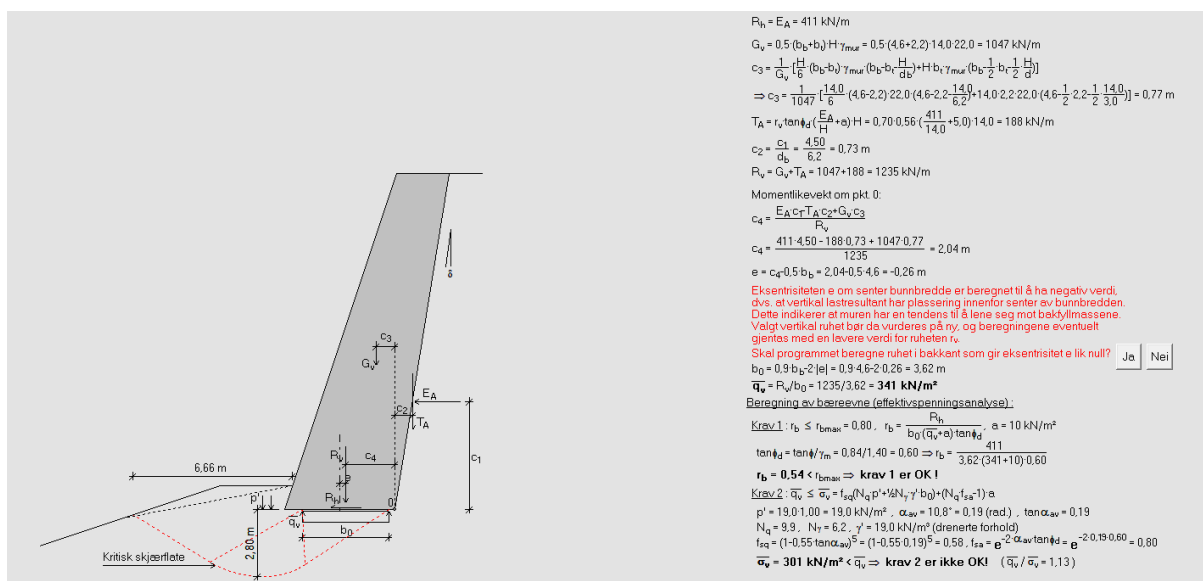
bruddgrensetilstanden. Effekten kan være betydelig der valgt (antatt) ruhet påvirker beregnet horisontal last, friksjon mot beregningsmessig bakvegg og derved påvirkes eksentrisiteten som igjen sterkt påvirker bæreevnebalansen.

F.eks. ville en innledende valgt ruhet på +0,5 – + 0,7 kreve iterasjon med kanskje økte murdimensjoner i forhold første dimensjonsantakelse for å oppnå balansert belastning i samsvar med definert logisk friksjonsretning mot muren. Derved beregnes kritisk bæreevne og evt. horisontal stabilitet (bunnfugeruhet). En reduksjon i antatt ruhet ned mot f.eks. 0 - + 0,2 vil kunne endre den beregnede totale stabilitet betydelig og gi en endret eksentrisitet som øker bæreevne og som gir en beregningsmessig balansert løsning med f.eks. redusert men fortsatt positiv ruhet.

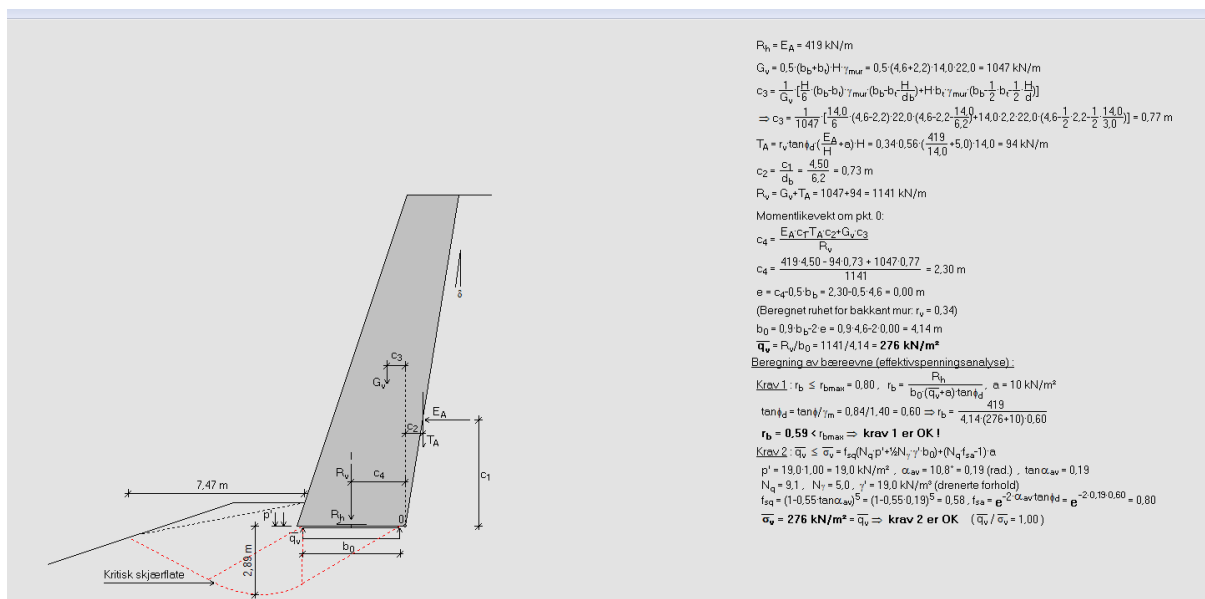
Dette viser betydningen av valgt bruddgrensetilstand og forventning om den beregningsmessig massive og stive gravitasjonskonstruksjon.

Dersom beregnet balanserende ruhet i aktiv sone i bruddgrensetilstanden ikke synes urimelig lav og balanserer mot rotasjon innover kan dette gi en vurderingsmessig akseptable forutsetning om dimensjonerende ruhet.

F.eks. med beregninger på Mur 12 i Stordalen med startpunkt for valg av dimensjoner med antatt $B_b=4,6\text{m}$, $B_t=2,2\text{m}$, ruhet $r_v=+0,7$. Dette gir et forhold mellom såletrykk og bæreevne lik 1,13 med bunnfugeruhet 0,54 og eksentrisitet - 0,26m, dvs med rotasjon innover og uakseptabel bæreevne. Se fig.14. I TØRRMUR tilbys her sjekk for å iterere mulig løsning uten eksentrisitet mot bakvegggruhet r_v med akseptabel bæreevne og bunnfugeruhet. Iterasjonene gir her forhold mellom såletrykk og bæreevne lik 1,0 med ruhet forutsetning $r_v=0,34$ og eksentrisitet 0,0m. Balansert som normalt med at B_o beregnes lik $0,9 \times B_b - 2e$.



Figur 14 Første iterasjonstrinn med konservativ ruhetsantakelse $r_v=0,70$. $e=-0,26 \text{ m}$. Beregnet (eller antatt) bakvegggruhet $r_v=0,34$ gir $e=0$ og beveger rotasjonspunktet fra helen ut mot tåa, jfr fig. 15.



Figur 15 Iterert ruhet r_v med stabil løsning hvis ruhet antas (iterert) lik 0,34 og ingen eksentrisitet. Lavere ruhet ville gitt litt redusert netto bæreflate og rotasjon omkring tåa.

Dette er ikke en fullautomatisert iterasjon. Den kan dels brukes som justeringstiltak ved innover lent tilstand og høy jordtrykksruhet for å se om noe lavere men rimelig ruhet gir balansert løsning.

Hvis det i eksempelet over ikke aksepteres et valg med lavere ruhet må breddedimensjonene justeres til $b_b=4,95$ med bunnfugeruhet lik 0,53 i en innoverlent / roterende situasjon med eksentrisitet $e = -0,21\text{m}$.

Den dimensjonerende virkningen av å velge positiv eller lavere eller negativ ruhet synes å være så betydelig at det skjønnsmessig synes utfordrende å akseptere en tørrmur med negativ ruhet. Multiconsult har denne oppfatning og argumenterer sterkt imot slik beregningsforutsetning. Dette kan kanskje ikke frikobles fra ubelastet jordtrykkstilstand (terrenglaster), setninger i undergrunn o.l. for vurdering av hva som henger på hva.

I den grad dette gir vesentlig gunstigere dimensjoner enn forutsatt og evt. låst positiv ruhet må det gjøres en skjønnsmessig totalvurdering.

4.3.8.2 Valg av styrke og attraksjon i bakfyllmaterialet

Jordtrykket mot muren er et uttrykk for last fra bakfyll, trafikklstens størrelse, 3-dimensjonal lastspredning fra last i dybden samt friksjonen og attraksjonen i jorda sin stabiliserende virkning. Spredningseffekt fra f.eks. trafikklast i murens lengderetning blir redusert og til dels neglisjert.

I de fleste tilfeller må friksjon og attraksjon bestemmes på skjønn ut fra erfaringstall, kornfordelingsanalyser, fraksjonskarakteristikk og tillit til netto effekt av komprimering av bakfyll. Normalt vil bakfyll forutsettes levert etter et kvalitetskrav og ingen egenskaper er spesifikke. Dvs. at normalt velges det å tilegne bakfyllmassene egenskaper i samsvar med Statens vegvesen sine empiriske data gitt Håndbok V220. Med en tilnærming basert på en visuell karakterisering eller en fraksjonskontrollert materialsammensetning; hvor stor blir friksjon og attraksjon når utlegging skal tilfredsstillende NS3458 og kategori «Normal komprimering»?

Det er åpenbart konservativt å anta attraksjon 0 eller 5 kPa for en godt utlagt og lagvis komprimert pukk med empirisk friksjon valgt som $\tan \phi = 0,90$. Hvis det plasseres og komprimeres sprengstein med maks kornstørrelse $d = 300\text{mm}$, burde vi da velge en attraksjon lik 50 kPa? Denne usikkerhet signaliserer en ofte konservativ tilnærming av in-put data i jordtrykksberegningen.

Statens vegvesen har egne studier åpnet for at denne effekten kan antas å være betydelig høyere (jfr. Eggestad, Internrapport nr 2242, 1997, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet) selv om dette ikke kan dokumenteres gjennom ordinære geotekniske feltforsøk og oftest er henvist til visuell karakteristik. Her åpnes for atskillig mer optimisme i attraksjonsvurdering enn i normale forslags data i V220 kpt. 2.9.5.

Selv beskjedne justeringer i antatt attraksjon har betydelig effekt på resultat, jfr. eksempler fra Stordalen diskusjonene i tabell 4 under.

Tabell 05 Eksempelanalyser i muranalyse med varierende egenskaper i bakfyllmassene.

Column1	siltig, sandig grusig mætt	Multiconsult valg	sandig, grusig materiale	Middels komprimert sprengstein	Godt komprimert sprengstein
Materialfriksjon ^o	36	38	40	42	42
attraksjon i kPa	5	5	10	5	10
Resulterende jordtrykk E_A i kN	390	346	254	267	216
Eksentrisitet etter velteanalyse e i meter	-0,38	-0,55	-0,99	-0,85	-1,13

Spredningen i beregningene er betydelig både for resulterende jordtrykk og eksentrisitet. Det signaliserer sterkt betydning av å velge mest mulig realistiske jordegenskaper.

4.3.9 Hellende frontflate

I utgangspunktet stilles dels arkitektoniske og dels funksjonelle krav til helning på frontflate i en mur. Dimensjonerende beregning styrer mot mest mulig optimale dimensjonsvalg rettet mot volum / tverrsnitt av mur. Statens vegvesen angir helning 3:1 som basisløsning, evt. opp mot 5:1 i særlige tilfeller. Erfaringsmessig er det bygget mange meget høye tørrmurer på Vestlandet med steilere front enn 5:1, uten bakenforliggende beregninger. Erfart god kvalitet kan være at bakfyll kanskje ofte består av plassert / murt materiale med vesentlig mindre jordtrykk fra egen vekt og trafikklast.

I svært mange situasjoner vil et søk etter god murøkonomi og trygg beregning gi en mur med helning f.eks. 5:1 på frontflaten. Bakkanten av muren kan få helning som avviker fra dimensjonering, mest styrt av forhold mellom beregnet nødvendig bredde i bunn og topp av muren og litt vedrørende tilgjengelig murestein. Under dimensjoneringen er det mange valg av primære og sekundære størrelser uten en sikker fasitløsning som gir optimal kombinasjon.

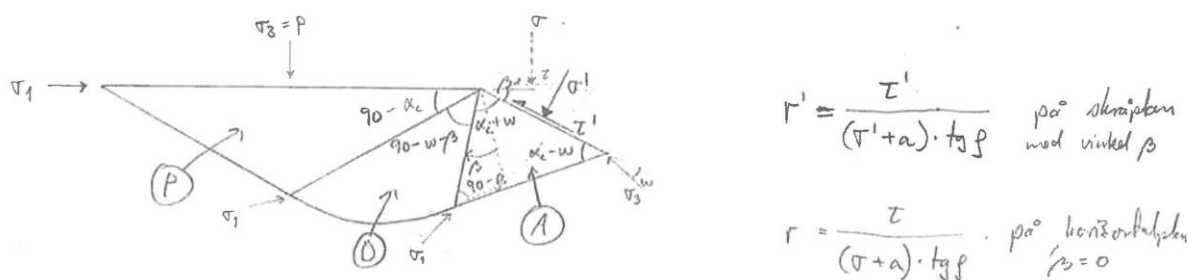
Normalt vil ikke en høy tørrmur bygges med forutsetning om senere å kunne fjerne bakfyllmaterialet. Dvs at i brukgrensestilstanden kan det fort bli en situasjon hvor muren støtter seg på og henger på bakfyllmaterialet.

4.3.10 Helning bunnfuge

Helning på selve bunnfugen påvirker den reelle teoretiske bruddmodell i Mohr Coulomb konseptet. Normalt argumenteres og velges å starte muring på en etablert bunnfuge som er normalt på den hellende murfront, bl.a. ut fra argument om at frontflaten med rektangulært formede muresteiner skal bli jevnest mulig og derved enklest og penest mulig.

Når bunnfugen faller innover og terrenget utenfor er horisontalt eller faller nedover blir åpningsvinkelen i spenningsfeltet (Prandtl-sonen) mellom aktiv og passiv sone redusert. Det påvirker total skjærmotstand som skal støtte kontaktrykket på bunnfugen. Tilsvarende blir bæreevnefaktoren for fundamentet redusert, jfr. kpt. 4.3.1. På den annen side blir lastbildet og derved inngående laster mot den teoretiske bunnfuge mer kompleks; større kontaktflate og stabiliserende motstand mot aksjonslast oppover fugen. Kilen kan ha et gunstig bæreevnebidrag selv om spenningsfeltet blir redusert merkbart.

Normalt synes det ikke etablert rutiner for å vurdere bæreevne med fuge med fall innover med tilhørende dekomponering av reell murvekt og jordtrykk for å dimensjonere bæreevnen. Uten å ha detaljansjert antas samlet virkning ikke å ha en vesentlig dimensjonerende effekt på bæreevne. Tvert imot er det av noen argumentert at det reelle «oppoverbakke lastbildet» gir noe uspesifisert stabiliserende bidrag sammenlignet med enkel dekomponering. Dette der uten publisering vurdert internt i Norconsult, uten at en tydelig oppsummering er gjort klar eller tydelig illustrert i beregningseksempler, jfr. Prinsippfigur 16.. Dette er en gjenstående utviklingsoppgave som beregningsprogram burde inkludere.



Figur 16 Prinsippillustrasjon for endringer i teoretisk modellering med skrått fundament.

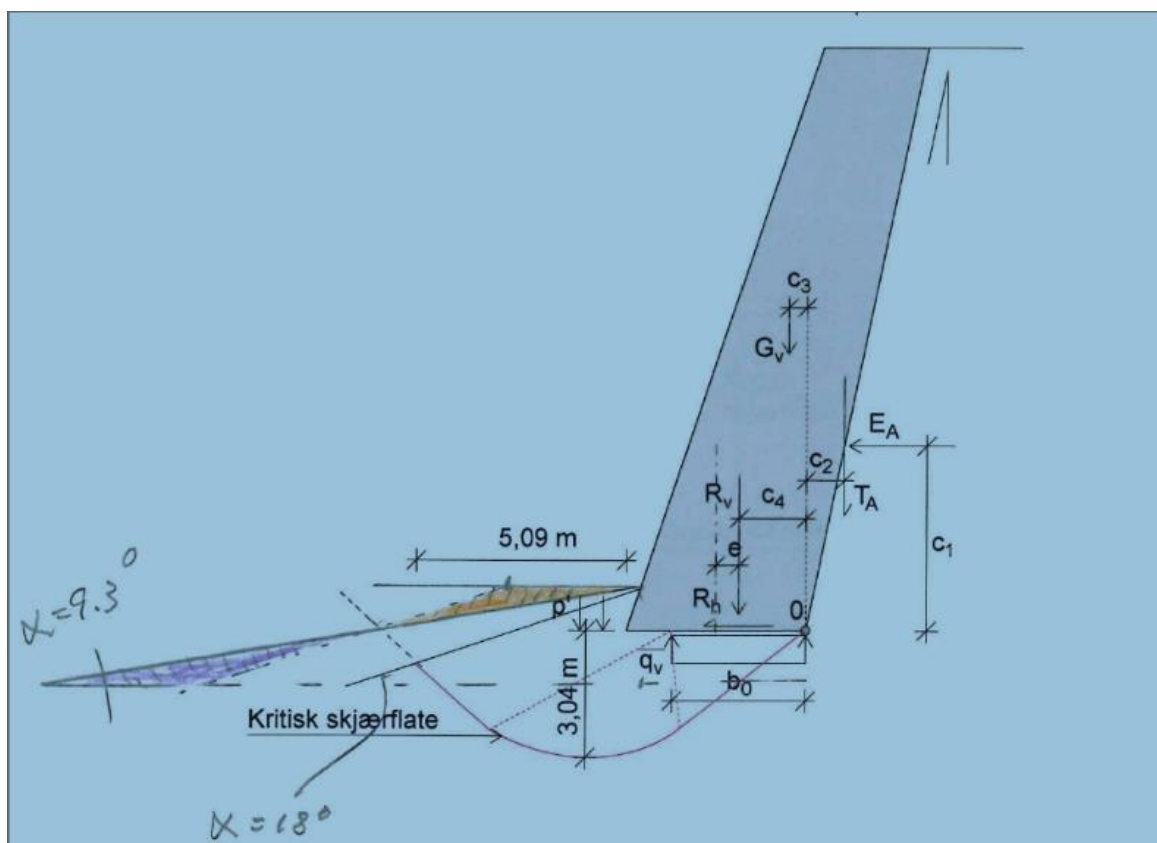
4.3.11 Fallende terreng foran mur

Utover synes virkningen av et skrått terreng utenfor en modellert horisontal lastflate enklere, tydeligere og bedre dokumentert, jfr. Kpt 4.3.7 og Statens vegvesen Håndbok V220 om Jordtrykk.. Den beregningsmessige virkningsbeskrivelse med en mindre Prandtl sone gir korreksjonsfaktorer som inkluderes i vanlige formler.. Dette er det viktig å ta hensyn til ved å gi en representativ midlere skråflate inn i regnemodell, som da i praksis også må forsøke å inkludere at terrenget gjerne har et horisontalt repos noen meter utenfor muren før terrenget faller. Eksempel på vektet skrå front fra murlinje og nedover er omtalt også i kpt. 4.3.7 og 4-3.8. At bunnfugen er noe lavere enn repos eller start terrengoverflaten gjør den perfekte modellering litt mer kompleks og er krever en skjønsmessig god vurdering av valgt midlere terrengoverflate.

Som eksempel argumenteres behov for justering ved at bæreevnen reduseres med i størrelsesorden 50% hvis terrenget faller med helning omkring 20° fra muren og utover, Jfr. Håndbok V220, kpt. 6 Bæreevne.

Programmet TØRRMUR gir et løsningsstilbud omkring denne problemstilling med en tilnærming med vektning av overskudds masse og underskuddsmasse i forhold til en enkel beregningsmodell med terrengflate som starter helt inne ved muren.

Å ta hensyn til en terrasse foran muren i beregningsmodellen innebærer å velge en slakere terrengskråning som tar hensyn til utstrekning av beregningsmessig bruddfigur på en representativ måte. I figur 16 illustreres dette der den nye midlere helning med vinkel $9,3^\circ$ sammenlignet med helning utenfor terrassen med helning 18° . Den oransje trekanten med materiale som ikke inngår i beregningen, gir en uheldig konservativ tilnærming mens tapet av terreng illustrert med lilla farge ligger utenfor den teoretiske bruddsonen.



Figur 17 En tilpasset representativ terrengflate med helning ca. 10° midler forsiktig terrassen med bredde 3 m. Orange flate viser ekstra reserve mens den evt. underdekning med lilla farge er utenfor den teoretiske bruddflatens utbredelse.

I eksempelet vist i figur 16 er ikke dimensjonering og valgt ruhet i jordtrykksmodelleringen optimalisert. Rotasjonstendens er i denne illustrasjon og beregning fortsatt innover. Virkningen av å inkludere vektet helning med $9,3^\circ$ i stedet for modellert 18° er ca. 60%, uten å optimalisere alle innflytelsesfaktorer i beregningseksempelet som f.eks. korrekt Prandtl sone og tilhørende korrekte hovedspenningsretninger. De forenklete løsninger mht høydeforskjell bunnfuge og terreng og forhold mellom aktiv og passiv spenningszone gir unøyaktigheter. Inngående fastsettelse av høydeforskjell mellom fundamentfuge og terreng (p') må velges med forsiktighet.

4.3.12 Repos/terrasse foran mur

I bæreevne beregningen er en viktig parameter høyde mellom terreng i fylling foran mur og underkant såle multiplisert med motfyllingens midlere romvekt ($N_v * p'$ -leddet). I Stordalen er det generelt

beskrevet og forutsatt murer på løsmasse med oppfylling til en høyde minst 1,0 m over sålenivået. Romvekten i de arronderte masser i terrassen som bidrar til motvekt for fundamentet er i dimensjonerende beregning satt lik 19 kN/m^3 . Dette såkalte p' -leddet i beregningsformelen (jfr. kpt 4.3.1) er det tradisjonelt viktige «25% bidraget» i bæreevneberegningen.

Hvis massene som dominerer i denne sonen er lagt tilbake med svak komprimering som f.eks. gir 10% lavere romvekt (til 17 kN/m^3) reduseres bæreevnen med 5 %.

Dette er et betydelig kvalitetssikringsområde i byggefasen mht risiko/sikkerhet og som må løses i forhold til prosjektert beskrivelse.

Av estetiske grunner er det i Stordalen også tilbakefylt høyere enn forutsatt og beskrevet i arbeidstegningene basert på dimensjoneringen. Dvs. at repositet ikke er synlig fordi den hellende skråning er forlenget inn mot muren. Dette gir et ikke innkalkulert positivt bidrag, selv om densiteten er lavere og styrke svakere pga større humusinnhold.

4.3.13 Intern ruhetskontroll

Steinmuren er ikke en reelt homogen gravitasjonskomponent.

Formelt skal den interne ruhet i fugene i muren kontrolleres oppfylt med tilhørende maksimalt tillatte ruhet mellom steiner i fuger. Med hensyn tatt til skrått, fast underlag og virkning av stabiliserende vektcomponent. For valgt slank mur og stor trafikklast kan dette ha betydning. Som konstruksjonskontroll med størst trafikklastvirkning øverst på muren er dette viktig. Her kommer også virkning av evt. støtlast mot rekkverk inn. Det er en egen kompleks sak hvor ulike valg og løsninger finnes, med tilhørende stor variasjon i geoteknisk effekt. F.eks. vil forenkla løsning med liten horisontallast legges til grunn hvor vegtrafikken ikke er nærmere enn 5 m. Da benyttes ofte betongmur «limt» på asfalt dekke for å dekke behovet/kravet. Dette er en betydelig enklere løsning å beregne og bygge enn f.eks. ved kjørefelt nær mur med risiko for sterkt belastet rekkverkspåle. Det gir behov for forankring av rekkverk og topp mur inn under den ytre del av vegkonstruksjonen innenfor muren.

I Stordalen er det kun den ordinære «limte» betongmur med liten horisontallast på 5 kN/m lagt til grunn for dimensjonering av mur utenfor gang- og sykkelveg i avstand mer enn 5 m fra kjørefeltranden. Her er det m.a.o. ikke forberedt på f.eks. senere midlertidig bytte av GS-veg og indre kjørefelt.

4.3.14 Reserver i ekstra murbredde

Dimensjoneringen kan forenklet uttrykkes som et søk etter minimum fundament/murbredde.

Dersom nødvendig plassering av tilgjengelige muresteiner og en ordentlig fotodokumentasjon av utført muring kan vises er det sannsynlig at det er bygget en større kapasitet. Det kan aksepteres å gi en større sikkerhet og kvalitet som kan motvirke usikkerhet og berolige effekt av andre beregningsmessig følsomme antakelser eller tvilsomme valg. Det endrer ikke kvalitetskravene til steinplassering (forband).

Ved bygging av høye murer i Stordalen har det vært mange vanskelige variabler som påvirker konklusjon. I en situasjon med usikkerhet om noen av de utførte beregninger kan en levert større mur enn dimensjonert endre og berge en marginal situasjon. Forutsetning er solid foto dokumentasjon av levert murbredde (med forbandt krav oppfylt). For hvert skift i muren. F.eks. kan en systematisk overlevering på 10% murbredde forenkla oppsummering og drøfting av andre forhold.

I Stordalen ble det innledningsvis argumentert for å ha levert 25% større murbredde mens usystematiske kontrollfoto antydte stedvis kun 10% overdrivelse. Det ble «notert» som maks akseptert «reserve» i en vurdering av tilstand.



Figur 18 Fotodokumentasjon av muring med oppfylt forbandseffekt og markering av krav til murbredde.

4.3.15 Teoretiske mureprinsipp kontra realitet

I prinsippet er det en målsetting at en tørrmur skal bygges opp slik teglsteinsmurer bygges. Begge alternativ har sin forhistorie fra oldtiden. Tørrmurer er imidlertid en større utfordring siden der ikke er identiske steiner og ingen limende fugemørtel. Prinsippet om forbandteknikk er imidlertid felles med samme årsak og begrunnelse. I figur 18 presenteres noen av fagordene i muring.

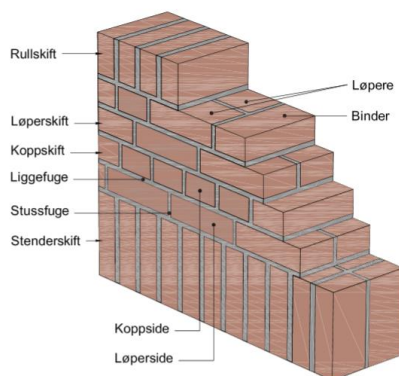
Teglstein:

FORMAT & FORBAND

Tekst: Murmester Øyvind Buset, Wienerberger AS

Illustrasjoner: Ø.B/Wienerberger, BMC/Daas Baksteen, H.Yggeseeth+O.J.Røysland/Mur-Sentret

Akkurat som musikk har teglflaten noen enkle grunnprinsipper. Ut fra disse prinsippene kan man skape alt fra flotte verk som trenger en forklaring til det mer folkelige som kritikerne misliker.



Figur 1:
Teglsteinens sider har navn etter hvordan steinen er plassert i veggen

Figur 19 Prinsippillustrasjon av mulighetene med teglstein og de vanligste fagord om mur elementene.

Innen teglsteinsmuring påpekes krav til forband; regelmessig i lengderetning i hvert skift men større avstander med tverrgående steiner som skal gi forband i tverretning. Her mangler argumenter og kontroll av grunnleggende konsept for i størst mulig grad kunne definere muren som en relativt homogen gravitasjonskonstruksjon.

I KLR prosjektet for E134 Stordalen ble det i de fagorienterte diskusjoner kastet fram en ide om å vurdere beregningsargumenterte skiftavstander mellom tverrgående steiner. Ved svært brede murer gir dette en utfordring mht til standard steinens lengde og hvordan tverrmålet kan dekkes. Dette bør systematisk vurderes videre, kanskje vha av elementmetode og trinnvis varierte steinstørrelser. Men i utgangspunktet skal steinens styrke være på empirisk nivå. Hvor tett skal tversgående steiner plasseres? I hvert skift? Hvordan forskyve steinene på tvers? Hva er det gjennomgående styrkemål for å definere muren som homogen/stabil internt?

Å imøtekomme ønske framsatt i Stordalen prosjektet om å akseptere «mosaikk mønster» er etter beste skjønn vesentlig mer tvilsomt og risikofyllt hvis steiner blir små og hvert lag vurderes isolert av murer.

Det er langt mellom ordnet murestein tenkning og litt mer tilfeldig tilnærming, se figur 19.



Figur 20 Muring som ble forkastet/vraket i omkring Mur2/3. Her er breddekravet omtrent som avstand mellom bakskråning og murfront. Bakskråning er beskrevet av prosjekterende med helning maksimum 45°.

Mureteknikk og form på murblokker skal gi en tilnærmet homogen massiv konstruksjon hvor forbandeffektene skal gi en midlere intern skjærstyrke i lengde og tverretning. I prinsippet skal dette oppnås ved at hver fuge langs og tvers av muren skal avbrytes i neste høyde ved at en ny blokk har en forskyvning i forhold til fugen med 1/3 av steinlengde. Om det i forhold til steinstyrke (idealisererte bruddsnitt) er nødvendig med f.eks. å legge hver andre stein slik at overlapp oppnås og er nødvendig, er diskutabelt. I Stordalen ble det fra Statens vegvesen argumentert for å sikre overlapp og forband i meget bred mur (>4,3 m) ved å legge lengdeakse innover for hver 4-6 stein og sikre at samme målsetting oppnås innover i hele murens bredde. Hvilket er meget krevende med hensyn til normalt tilgjengelig stein. Om kravet er strengt nok bør vurderes nærmere.

4.3.16 Fuger

Krav til form på murestein er antatt ønsket for å sikre både forbandeffekt, god homogenitet mht styrke og størst mulig romvekt på ferdig mur, normalt forventet 22 kN/m³. For store murer forventes dette tilfredsstillende oppnådd hvis fugestørrelsen i gjennomsnitt er 90 mm. Er fugene akseptert å måtte bli større bør midlere romvekt for muren reduseres.

Den ønskede og forventede overflaten for f.eks. skifrig murestein vil uten avvik gi gode 3 punkts kontakt mellom muresteinene i hvert skift. Her er det gode muligheter for at reell gjennomsnittlig fagedimensjon og luftinnhold i mur blir mindre enn de overnevnte 90 mm. Det gir en relativt sikker forutsetning om vekt.

I Stordalen leverte underentreprenør muresteiner med stedvis meget komplisert form, spesielt til den største konstruksjonen Mur 12. Her var avvikene fra den beskrevne målsetting om rektangulær form betydelig. Dette ga en del avvik i forhold til fugestørrelsen. Entreprenør søkte å kompensere dette ved å fylle de vertikale fugene med pukk. Dette forutsettes avrettet slik at innfylt pukk over høyden til tilgrensende stein fjernes før neste muresteinskift plasseres. Enhver risiko for at utlagt stein legges på pukk må fjernes.

Generelt ønskes bruk av stabilisering av plassert mureblokk vha steinkile unngått. Stein på stein ønskes å stå stabilt med rene kontaktpunkt mellom mureblokkene. Et empirisk byggverk som tørrmur viser at praksis med bruk av mindre kilesteiner forekommer. De fleste gamle murer står godt men det er risiko for at deformasjoner endrer tilsiktet nytte av innplasserte kiler. Det kan svekke total styrke og stabilitet.



Figur 21 Eksempel på privat bygget tørrmur fra Voss, illustrert i Håndbok V270 Tørrmuring md maskin. Utstrakt bruk av kiler og mindre stein. Antatt for å oppnå planest mulig visflate. I prinsippet en usikkerhet mht hver enkelt murestein sin stabilitet.

4.3.17 Tredimensjonale effekter (3D)

Beregningsmodellen som anvendes er i stor grad empirisk med to dimensjonal geoteknisk beregning som dokumentasjon på en egnet løsning.

Last fra trafikk har en forenklet modellering med lastspredning og effekt på jordtrykk, tilsvarende som last mot landkar med normalt mindre lengde (3. dimensjon). Lastflaten fra boggiekvivalentlast defineres med kontaktflate 3m x 6 m. Intensitet vertikalt reduseres til 0 i 5 m dybde. I hvor stor grad dette gjengir en 3 dimensjonal effekt i spredning av intensitet er usikkert. Sammenligne f.eks. med utført prøvebelastning på mur 12 med 3 etterfølgende/sammenhengende last tog.

All geoteknikk er i prinsippet 3-dimensjonal men beregnes normalt i 2-dimensjonale modeller. Dette er rimeligvis knyttet til empirikk og sannsynligvis også til valg av sikkerhetskrav Dette generelle avviket fra reell terrengsituasjon til regnemodell er et generelt geoteknisk problem som sannsynligvis vil utvikles mot bedre terrengtilpassede modeller. Normalt må vi forholde oss til gjeldende etablerte beregningsforutsetninger.

Grunnlaget for tørrmurberegninger er beregning av oppførsel til en homogen gravitasjonskonstruksjon. En tørrmur kan egentlig ikke betraktes som ideelt sett homogen og den er fleksibel. Bl.a. tåler den litt varierende deformasjoner på langs av muren. En elementmodell av muren kan settes opp og trolig

beregnes med interessante resultat. Men med naturstein kan det ikke påregnes å kunne mure ute i felt med murestein plassert i samme elementnett Dvs. graden av fleksibilitet blir en usikker variabel.

Endeeffekt av en mur mot tydelig avgrensende jord eller konstruksjon kan vurderes og gis en kontroll basert på antatte og usikre overgangsforutsetninger og antakelser. Det forutsetter en vurdering av fleksibiliteten i muren og gode antakelser om overgangsforutsetninger som blir en usikkerhet.

4.3.18 Dokumentasjon av utførelse omkring forband langs og tvers av mur



Figur 22 Entreprenørens bildedokumentasjon for å argumentere for korrekt mur løsning med større bredde enn forlangt (rosa strek). I dette tilfellet er mutreteknikken om forband nær tilfredsstillende. Avviket er krevende ujevn sjiktoverflate for plassering av neste steinskift. Hvorfra bilde er tatt er ikke del av dokumentasjon.

Mureteknikk og form på mureblokker skal gi en tilnærmet homogen massiv konstruksjon hvor forbandeffektene skal gi en midlere intern skjærstyrke i lengde og tverretning. I prinsippet skal dette oppnås ved at hver fuge langs og tvers av muren skal avbrytes i neste høyde ved at en ny blokk har en forskyvning i forhold til fugen med i størrelse $1/3$ av steinlengde. Om det i forhold til steinstyrke (idealisererte bruddsnitt) er nødvendig med f.eks. å legge hver andre stein slik at slik overlapp oppnås og er nødvendig er diskutabelt. I Stordalen ble det fra Statens vegvesen argumentert for å sikre overlapp og forband i meget bred mur ($>4,3$ m bunnbredde) ved å legge lengdeakse for (de fleste) litt avlange muresteiner med største lengdeakse innover. Ble hver er 4-6 stein plassert slik ble det antatt oppnådd en tilfredsstillende og gunstig virkning. Derved kunne kravet om overlapp innover vurderes å ha samme kvalitet som den enklere visuelt observerbare forbandseffekt i frontflaten langs muren. Dette er meget krevende disponering av den tilgjengelige muresteinen som mureren ofte har små muligheter til å vrake.

4.4 Korrektive tiltak mht dimensjonering og utførelse

Dimensjoneringsforutsetninger og oppfylning av utførelse (mureteknikk) har vært det sentrale i oppfølging og kvalitetsdiskusjoner omkring tørrmurene.

Påpeking av avvik i mureteknikk er respondert av entreprenør med mistillit til dimensjoneringsgrunnlag.

Disse forhold berører også kontraktsforhold. En totalentreprise som bygger det faglige grunnlag for muring på et formelt kvalitetssikret prosjekteringsgrunnlag stilt valgfritt til disposisjon kan komplisere oppfølgingen.

Enkeltargument omkring dimensjonering kan ha noen gode argument og poeng. Mureteknikk og dokumentasjon av dette er stedvis lite tilfredsstillende etterfulgt mens løpende kontrollnivellering og endelig utført belastningsforsøk kan gi en tillit til fungerende resultat. Enten dette er at marginer (sikkerhet) er større enn valgt eller metoder er for konservative.

Grunnlaget for pris i totalentreprisen og avvik fra kvalitetskrav til murestein viser både prosjekteringsavvik og kvalitetstolkning:

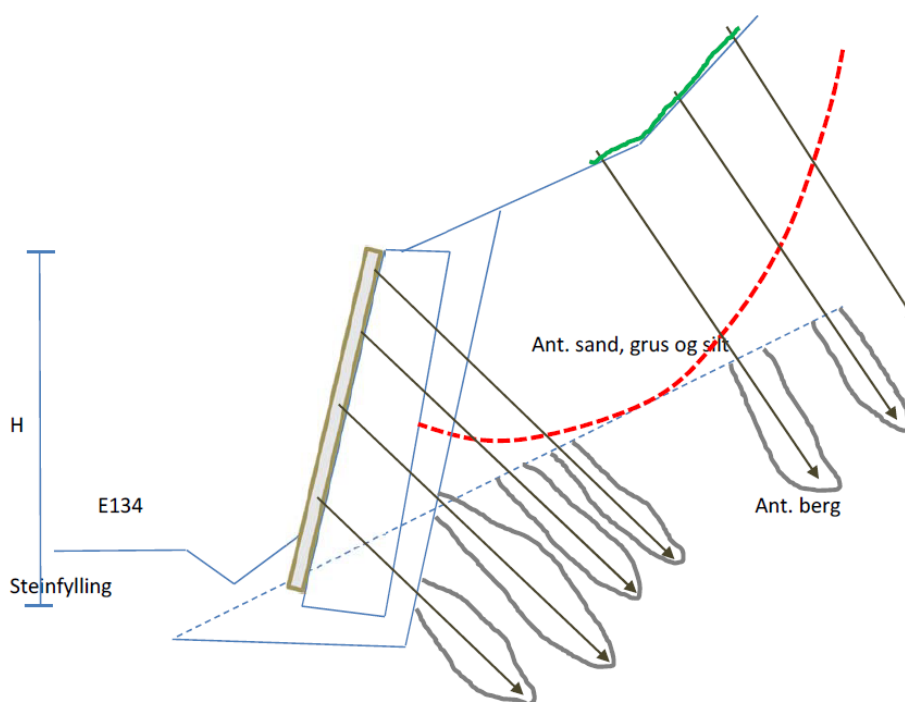
Aksept for bruk av stein av type Arkose er ikke forutsatt å gi aksept for avvik for den i hovedsak forlangte rektangulære steinform (i alle snitt). Tilført stein av denne type med dårlig / uregelmessig form har gitt murerne store utfordringer mht kombinasjon av kriterier gitt for visflate, muring i forband i lengde og dybde og oppfylning i prosjekteringskravet om 90mm bredde på murfuger og lite anvendelse av steinmateriale i muren som ikke har «direkte konstruksjonsmessig» nytteeffekt.

Avvik fra krav til mureteknikk har gitt de største kritiske merknader til presenterte murer. Murekvaliteten synes å ha vært et tema i flere sammenhenger. I flere tilfeller ble mur forlangt tatt ned for ny oppbygging. Detaljer om kvalitet og aksept av ny oppføring er ikke kjent. System og rutiner for kvalitetskontroll ble laget men ikke fulgt opp. Slik kritikk og til tider avvisning av deler av leveranse er respondert av entreprenør om den godkjente dimensjonering av murer er feil. Murdimensjonering er derved blitt det dominerende diskusjonstema mellom partene under slutføring av murbygging og tema i det etterfølgende meglingsarbeidet. Her er noen ugunstige unøyaktigheter i prosjekteringsrapportene påvist og drøftet i detalj mens også reserver og positive utelatelser eller forenklinger har sikret at murdimensjonene synes gunstigere. *Dette er det sentrale i grunnlaget for denne rapporten.*

Når det er tvil om beregningsmodeller, antakelser og tolkninger om oppnådd kvalitet kommer det opp tiltaksdiskusjoner; hva nå? F.eks. ble det en rekke diskusjoner omkring mur 2 og 3 med formål stabilisering av skjæring mot bratt skråning. Ikke innfridd dimensjonering eller tvil om kvalitet på utførelse framtvinger tvil om sikkerhet av mur mot veg med fartsgrense 80 km/t ved utløpet av tunnel. Dette ble en komplisert diskusjon hvor krevende sikringstiltak med frontkonstruksjoner og bakforankring i berg ble introdusert som sikringsalternativ.

Et av de omfattende og relativt kostbare tiltak for å sikre mur2/3 i detalj er vist i figur 21. Utgangspunktet er mulig usikkerhet om beregnet materialkoeffisient tilfredsstillende ut standardkrav.

Endelig konklusjon ble utsatt i påvente av deformasjonsobservasjoner over noe tid og senere avtale om akseptert vegprosjekt på grunnlag av belastningsforsøk og den tilhørende dimensjoneringskontroll med noe lavere sikkerhet enn opprinnelig forutsatt.



Figur 23 Prinsippskisse for et av de alternative sikringstiltak for evt. underkjent Mur2/3, utarbeidet av totalentreprenøren. Skissen viser stagforankring av eksisterende mur og jordnagling av bratt terreng på oppsiden av muren. Til jordnagling kan det brukes Tecconett på terreng. Det forutsettes at det er plass til betongkonstruksjonen i grøfta mellom veg og mur.

4.5 Kontroll av murer med forskyvningsmålinger

Diskusjonene om mangelfull utførelse og avvik fra beskrivelse av spesifisert mureteknikk førte i Stordalen til mange diskusjoner om gitte krav til muredimensjoner var feilaktige med underdimensjonerte murer. Mange av diskusjonstemaene er dekket av drøftingene foran.

Entreprenørens påstand om feilaktig dimensjonering førte til en uro omkring overtakelse av produkt og aksept av murer og åpning av ny veg for trafikk. Konservative valg av parametere kan bidra til en forventning om innbygde reserver i løsning.

For å styrke kvalitativ forventning ble det satt i gang en relativt omfattende instrumentering av 4 valgte og antatt representative murer for å observere mulig forskyvninger som kunne identifisere mangelfull stabilitet. 81 bolter ble installert i 3 nivå i de 4 murene. De gir pr definisjon presisjonsmålinger med egnet utstyr og ble utført over en periode på ca. 16 mnd.

Som rimelig er kan slike målinger bli litt kompliserte med nødvendig varierende spisse vinkler og måleavstander for den praktiske posisjon for utstyr i skrått terreng. Samtidig er det ønskelig å ha målinger over kort tid med minst mulig variasjon mht temperatur og nedbør. Mur 12 med sin lengde langs skrått terreng gir slike utfordringer der både gode solskinnsdager og våte vinterdager gir merkbare men relativt små avvik.

Konklusjonen fra målingene er rapportert som følger:

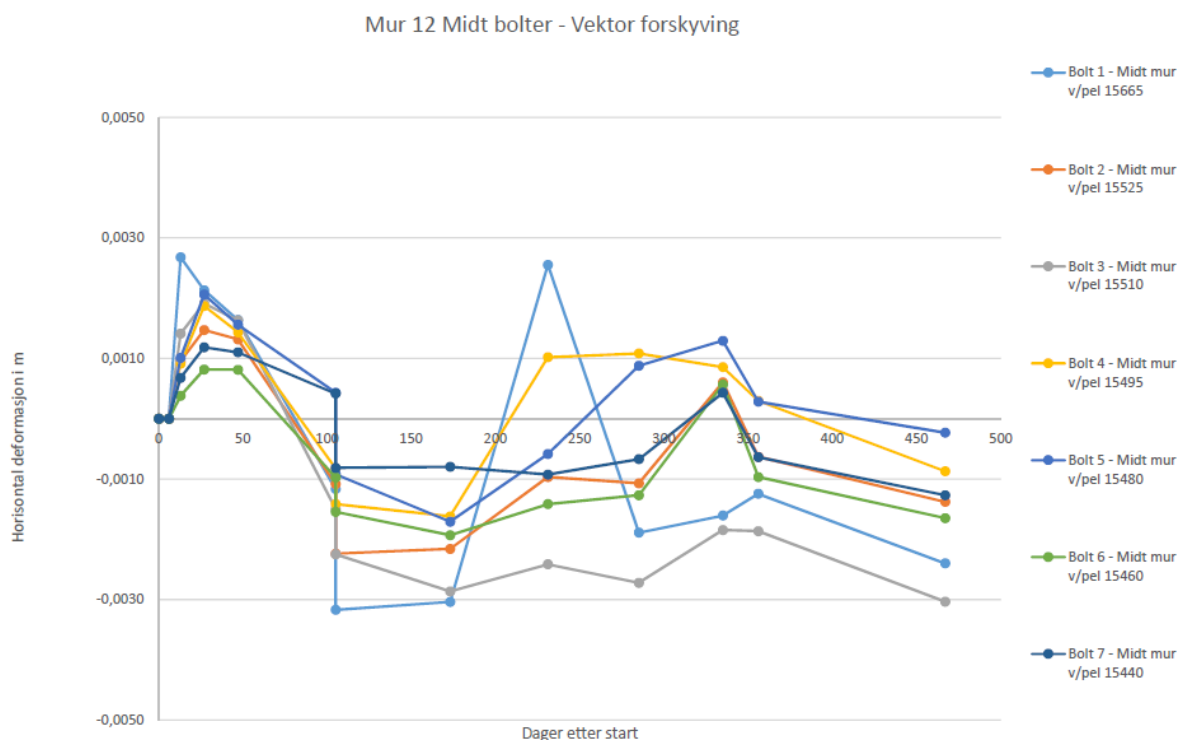
«Korleis dei nye tørrmurane i prosjekt E134 Stordalen oppføre seg er kontrollert ved at 4 utvalde murar er instrumentert med måleboltar og sikteprismer. I alt 81 målepunkt er etablert. 2 av murane står på lausmassar og 2 står på berg.

Målenøyaktigheita har vore vanskeleg med variasjonar som er tilskrive regn og sol og nokon stader lange siktelinjer for laserstyret som er anvendt.

I det store og heile er dei målte forskyvingane tillitvekkande med små setningar og forskyvingar. Det er mest vurdert ut frå manglande trend i måleresultata. Unntak er det for trenden i ein bolt i mur 2/3 og avvik i ein bolt i mur 7. Difor rår vi til å fortsetta målingane i 4 år med 1 måling kvart år for å styrka grunnlaget for å vurdere verknad over lang tid for avvik i strenge murereglar og moglege endringar avhengig av om muren står på berg eller lausmassar.»

Det er ikke utført flere målinger etter mars 2017 men måleboltene er fortsatt installert.

Dette styrket tilliten til murene og at dimensjonerende beregninger har innebygd kapasitetsreserver som kan oppveie avvik fra utførelse. Men i måleperioden er ikke dimensjonerende laster medvirkende. Det tilsier at deformasjoner/forskyvninger bør måles under laster som overstiger det forutsatte dimensjonerende lastbilde inklusive lastfaktorer.



Figur 24 Eksempel på deformasjonskontroll av midte sone av Mur 12. Overordna trend til rimelig liten forskyvning (3-4 mm) overskygger de varierende nøyaktigheter i målinger utført under skiftene værforhold.

4.6 Belastningsforsøk

Som oppsummering av KLR prosessen ble det etter drøftinger om nytte og betydning vedtatt å utføre belastningsforsøk på 4 murer; 2 fundamentert på løsmasser og 2 på berg. Målsettingen var å få en tilleggskontroll som styrke av den mer optimistiske men diskutabile beregningsmessige sikkerhet og usikkerhet om utført murekvalitet. En bekymringsfull og usikker murkarakteristikk kan gi positive og beroligende resultat.

Mur 12 er den eneste kontroll av støttemur for vegkonstruksjon. De øvrige 3 forsøk ble utført på fri terrengside av mur på oppside av veg. Mur 12 har plass til å utføre realistisk belastning på tydelig lastflate. Mursonen ble belastet med en trafikklast med lastfaktor 1,3 framfor N400 kravet om faktor 1,15 pluss et forsøkspåslag på 30%.

Lasttoget har den realistiske bredden og større lengde enn normalmodell. Men sammenlignet med de anvendte beregningsmodeller dekkes mindre av den aktive jordtryksone.



Figur 25 Prøvebelastningsrigg ved Mur 12. Yttergrense for last ca. 2,5 m innenfor ytterkant mur. Drensgrøft mellom GS-veg og veg gjenfylt med subbus.

Resultatene fra denne konservative belastning av Mur 12 med visuell frontflatevurdering og deformasjonskontroll med målinger ble positivt tolket som at valgt ugunstig last ikke gir uheldige forskyvninger som kan gi tvil om den totale løsningens kvalitet. Grunnlaget fra disse forsøkene ble tatt inn som et grunnlag for å gi klarsignal for å åpne veien for ordinær trafikk.

Utførelse av forsøket vurderes imidlertid ikke å ha forskningsmessig stor verdi. Til det er f.eks. utbredelse av antatt representativ generell flatelast mot muren mindre enn inntatt i de anvendte beregningsmodellene hos alle involverte. I tillegg er det ikke as-built dokumentasjon som beskriver nøyaktig hvor innsiden av tørrmuren er i forhold til f.eks. oppsatt vegmur langs GS-veg.. Det betyr at last kan delvis stå på mur og derav etablere en stabiliserende og ikke bare drivende belastning. Men at den valgte prøvelast er godt utover den beregningsmessige anvendte trafikklast gir en skjønsmessig enkel konklusjon om en grundig testet mur mht kapasitet.

Murene på oversiden av vegen ble belastet med betonglodd med trykk mot underlaget på ca. 12,5 kPa. Dvs vesentlig høyere intensitet enn de 6,5 kPa lastreglene forutsetter og vesentlig høyere enn ordinært forutsatt snølast i dette lokalområdet.

Det uheldige er imidlertid den svært avgrensede bredde tvers av muren. Det avviker betydelig fra standard beregninger i prosjektet som forutsetter «uendelig» flatelast, dvs. med belastning på mer enn den aktive jordtrykkzone, se fig 24.



Figur 26 Belastningstest av Mur 2/3 med smal lastflate i forhold til beregningsforutsetninger. Intensitet større enn forlangt.

Forsøkene på overside murene har mindre generell nytteverdi men bidrar noe til styrking av tillit til murene siden ikke visuelle skader eller målbare forskyvninger er registrert i målinger før og etter prøvebelastning.

Men grovt vurdert synes lastforsøkene å vise stive og stabile murer som reduserer skepsis til tilstrekkelig kvalitet.

Lastforsøkene ble planlagt uten geoteknisk detaljmedvirkning.

5 Vedlegg

- 5.1 **Kvalitetsbeskrivelse for muring fra prosjekt E134 Stordalen**
Utdrag dra rapport 99154001/2011189064 «E134 Stordalen-Prosjektering av tørrmurer» fra Sweco.

- 5.2 **Oppbygging _input_beregningseksempel_Mur12**
Utskrift fra in-put sider og resultatpresentasjon fra programmet Tmur fra Profinova AS.

5.1 Kvalitetsbeskrivelse for muring fra prosjekt E134 Stordalen

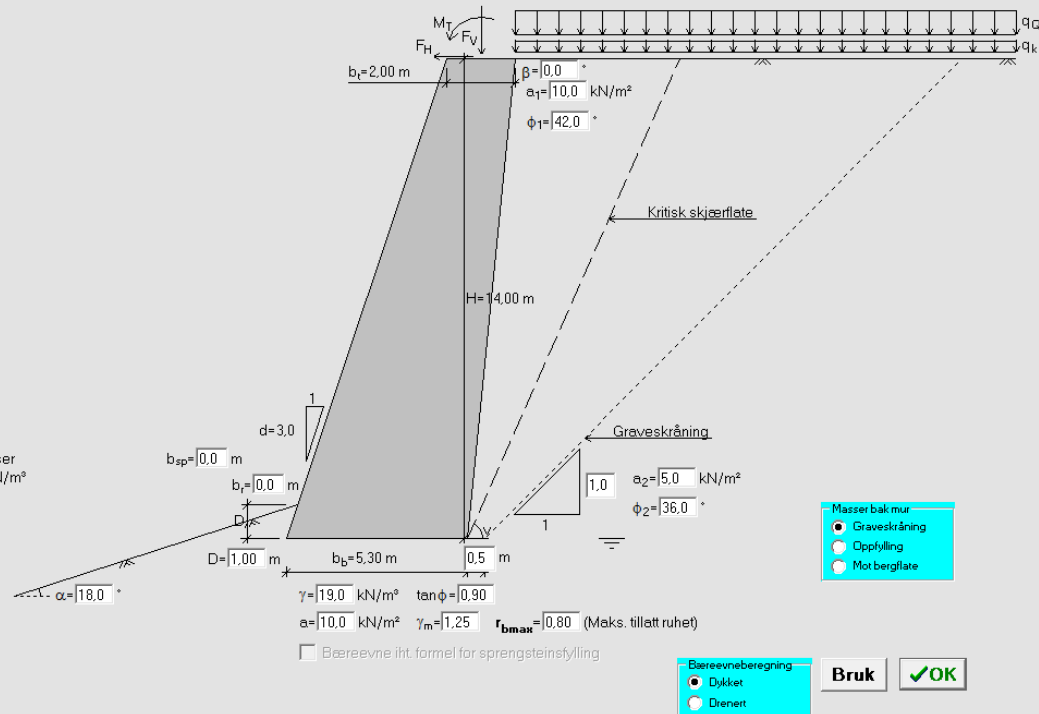
1. Murene skal bygges opp av stein med god kvalitet, og de må tåle håndtering under opplasting, transport og muring. Murene er prosjektert mht. trafikklast på terrenget bak muren og for påkjørsel-/bremskraft på rekkverk.
2. Det kreves fagmessig god utførelse av murarbeidet i hht Håndbok V270 "Tørrmuring med maskin".
3. Det benyttes stein iht. materialkrav på Oversiktstegning «ref...».
4. Fundamenteringsnivået for muren varierer mellom terrengkote «.. - ...» og er vist i oppriss på tegning (ref.*). Plassering av muren ift veglinje beskrives på Oversiktstegning (ref. ..**).
5. Utgravingsnivået under muren er min. 2,5 m lavere enn terrengkote for fundamenteringsnivå.
6. Stedlige løsmasser bak muren avgraves til 1 m bak nederste stein og med helning 1:1 bak muren.
7. Det utføres lagvis komprimering av stedlige og tilførte løsmasser og tilførte sprengsteinsmasser.
8. Fiberduk kl. 4 (ca. 280 g/m²) legges mellom evt. stedlige løsmasser og tilførte sprengsteinsmasser.
9. Under murfot tilføres det min. 2,3 m sprengsteinsmasser (5-300 mm), med lagtykkelse 1 m, over fiberduk og stedlige løsmasser, og steinsålen komprimeres som for stedlige løsmasser i pkt. 7. Det avrettes med oppgitt fall med 0,2m puk (16-32mm) over steinsålen, og komprimering utføres.
10. Drensrør legges inn i tilførte komprimerte steinmasser, som vist på tegning. Røret skal være lukket av fiberduken.
11. Muren skal bygges opp med de murbredder som er oppgitt i tabellen. Bunn- og toppstein bør fortrinnsvis være slik at full bredde blir dekket av stein.
12. Steinene i murfot skal legges med helning vinkelrett på fronthelningen.
13. Muren skal mures i forband i lengderetningen, og hvis tilgjengelige murblokker ikke er store nok til å dekke murens bredde, skal muren også bygges med forband i tverretning. Muren må bygges slik at murblokkene ligger støtt i muren uten buler og ujevnheter.
14. Steinene skal legges i forband der langsgående fuger skal følge linjepålegget på vegen. Minimumsoverlapp i forband skal være 0,2 m. Fugene skal ha minst mulig og maksimalt 90 mm hulrom, og skal ikke fylles med mindre stein som ikke har en teknisk funksjon i muren.
15. Steinene skal hvile på sin største flate. Bredde / høydeforholdet av steinene skal være mellom 1,2 / 1,7. Steinene i visflaten skal ha en lengde som er minimum 1 x høyden og maks 4 x høyden. Hver steinrekke i muren skal være horisontal og bestå av steiner med så lik høyde som mulig. Hver andre stein i høyden må ha godt forband bakover slik at fremste del av muren blir knyttet sammen med bakmuren.

16. Det tilbakefylles bak muren med sprengstein (5-300 mm), med lagtykkelse 1 m, etterhvert som muren bygges opp, og komprimering utførers i hht. Pkt. 18. Tilbakefylte sprengsteinsmasser skal ikke gi punktbelastning mot muren. Steiner med diameter større enn 300 mm skal ikke forekomme i massene nærmest konstruksjonen.
17. Det tilbakefylles foran muren med sprengstein (5-300 mm) for å oppnå den bestemte fotdybden.
18. *Komprimering inntil muren.
Innenfor en avstand lik høyden av tørrmur skal bakfyllmassene legges ut lagvis og komprimeres med lett vibrovals (maks. 1,5 tonn) med 5 passeringer. Vibrerende komprimering med tungt utstyr (>1,5 tonn) bak tørrmuren skal ikke utføres nærmere enn en avstand lik murhøyden. Når tørrmuren har fått en høyde som vanskeliggjør bruk av vibrovalse, kan komprimeringen utføres ved hjelp av en vibroplate montert på gravemaskin, men komprimeringskraften må her ikke overstige tilsvarende kraft fra en lett vibrovalse (maks. 1,5 tonn).*
19. *Murender og murtopp skal ha jevne overganger mot terrenget.*
20. *Murene skal bygges som dimensjonert og kontrolleres på anlegget.*
21. *Avvik fra planlagt murfront sett normalt på denne skal ikke overstige 100 mm. Enkelte ujevne steiner utover dette tillates.*
22. *Montering av rekkverk utføres i hht. tegning (ref.***).*

Vedlegg 2-2

Stodalen mur 12
 ULS 14 m lavere gammem og $\alpha=10$ i stein
 (Programversjon 17.01-beta)

Tyngdetetthet for masser
 foran mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{mur} = 22,0 \text{ kN/m}^3$
 Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
 Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig
 Bruddmekanisme: Seigt, dilatant brudd
 $\Rightarrow \gamma_m = 1,25$ (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet bak mur:
 Iht. fig. 9.1
 Annen verdi

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,10$
 Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:
 Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 42,0^\circ$
 Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 10,0 \text{ kN/m}^3$
 Helning av kritisk skjærflate settes lik:
 $v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 66,0^\circ$
 Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

NBI Programmet beregner totalstabilitet og bæreevne for muren.
 Det forutsettes at muren utformes slik at den beregningsmessig virker som ett legeme, med teoretisk omriss som vist på figuren til venstre.
 Muren kontrolleres ikke for gliding/velting for hvert enkelt skift.

Laster i topp (inkl. lastfaktorer)
 $F_V = 0,0 \text{ kN/m}$
 $F_H = 0,0 \text{ kN/m}$
 $M_T = 0,0 \text{ kNm/m}$

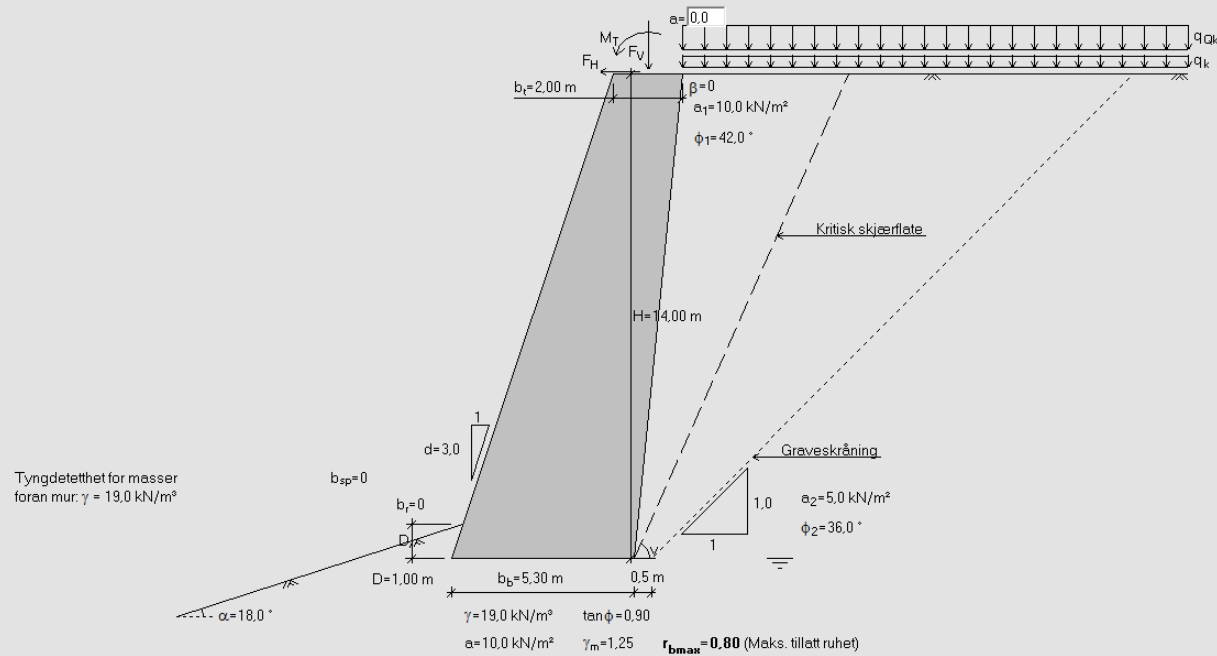
Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 30,0 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{q1} = 1,15$
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{q2} = 0,00$

Boggiequivallentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.

Vedlegg 2-3

Fil Undergrunn Mur Jord Laster Jordtrykk Hjelp

Stødalen mur 12
 ULS 14 m lavere gammem og $\alpha=10$ i stein
 (Programversjon 17.01-beta)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{mur} = 22.0 \text{ kN/m}^3$
 Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$
 Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig
 Bruddmekanisme: Seigt dilatant brudd
 $\Rightarrow \gamma_m = 1.25$ (ht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0.10$
 Kritisk skjærflate går gjennom bakkfyllmassene, dvs.:
 Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 42.0^\circ$
 Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 10.0 \text{ kN/m}^2$
 Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m - \beta}{2} = 45 + \frac{42.0 - 0.0}{2} = 66.0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

NBI Programmet beregner totalstabilitet og bæreevne for muren. Det forutsettes at muren utformes slik at den beregningsmessig virker som ett legeme, med teoretisk omriss som vist på figuren til venstre. Muren kontrolleres ikke for glidning/velting for hvert enkelt skift.

Laster i topp: (inkl. lastfaktorer)

$F_v = 0.0 \text{ kN/m}$

$F_H = 0.0 \text{ kN/m}$

$M_T = 0.0 \text{ kNm/m}$

Laster i bakkant Lastfaktor (Bruddgrense)

$q_k = 30.0 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_{q1} = 1.15$

$q_{Gk} = 25.0 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_{q2} = 0.00$

Boggiequivallentlasten q_{Gk} blir tatt med i beregningene.

Boggiequivallentlast

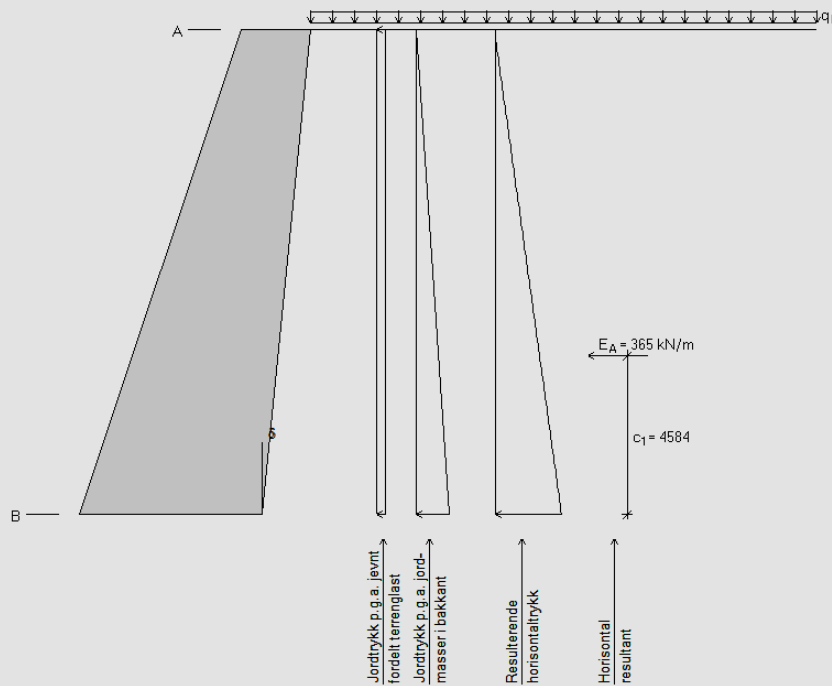
Ta med

Ikke ta med

Bruk

OK

Stodalen mur 12
 ULS 14 m lavere gammem og a=10 i stein
 Jordtrykk
 (mål i mm)



$r_v = 0,10$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan \phi_d = \tan \phi / r_m = 0,90 / 1,25 = 0,72, \quad \phi_d = \arctan(0,72) = 35,6^\circ$$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A (p_v' + a) \quad (1)$$

$$K_A = 0,234 \text{ (iht. figur 5.4 i V220)}$$

$$\text{Helning av bakkant mur: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{14,0}{\frac{14,0}{3,0} + 2,0 - 5,3} = 10,2$$

$$\tan \delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 5,6^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^2 \delta \cos^2 \phi_d} = \frac{\cos^2(5,6^\circ + 35,6^\circ)}{\cos^2(5,6^\circ) \cos^2(35,6^\circ)} = 0,868$$

$$\text{Korrigert jordtrykksfaktor: } K_{A, \text{kor}} = K_\delta K_A = 0,868 \cdot 0,234 = 0,203$$

Trykk mot bakkant mur

Resulterende trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor.

Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \gamma_{q1} = 30,0 \cdot 1,15 = 34,5 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{A, \text{kor}} (p'_{Av} + a) - a = 0,203 (34,5 + 10,0) - 10,0 = -1,0 \text{ kN/m}^2, \text{ dvs. } < 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. } p'_{Ah} = 0$$

Nivå B (bunn mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 14,0 \gamma + q_k \gamma_{q1} = 14,0 \cdot 19,0 + 30,0 \cdot 1,15 = 300,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} (p'_{Bv} + a) - a = 0,203 (300,5 + 10,0) - 10,0 = 53,1 \text{ kN/m}^2$$

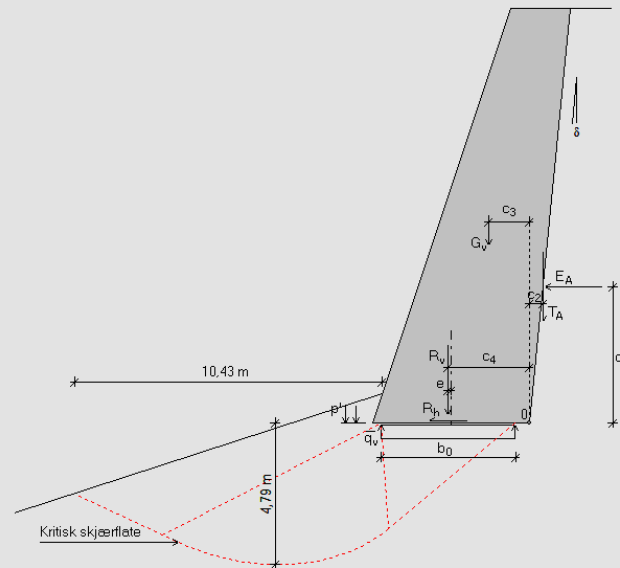
Vedlegg 2-5

Fil Inndata

Stodalen mur 12

ULS 14 m levere gammem og $\alpha=10$ i stein

Bæreevne



$$R_h = E_A = 365 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0.5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{mur} = 0.5 \cdot (5.3 + 2.0) \cdot 14.0 \cdot 22.0 = 1124 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{mur} \cdot (b_b - b_t) \cdot \frac{H}{d_b} + H \cdot b_t \cdot \gamma_{mur} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t) \cdot \frac{H}{d_b} \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{1124} \left[\frac{14.0}{6} \cdot (5.3 - 2.0) \cdot 22.0 \cdot (5.3 - 2.0) \cdot \frac{14.0}{10.2} + 14.0 \cdot 2.0 \cdot 22.0 \cdot (5.3 - \frac{1}{2} \cdot 2.0) \cdot \frac{14.0}{3.0} \right] = 1.37 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0.10 \cdot 0.72 \cdot \left(\frac{365}{14.0} + 10.0 \right) \cdot 14.0 = 36 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{4.58}{10.2} = 0.45 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 1124 + 36 = 1161 \text{ kN/m}$$

Momentlikevekt om pkt. 0:

$$c_4 = \frac{E_A \cdot c_1 - T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3}{R_v}$$

$$c_4 = \frac{365 \cdot 4.58 - 36 \cdot 0.45 + 1124 \cdot 1.37}{1161} = 2.75 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0.5 \cdot b_b = 2.75 - 0.5 \cdot 5.3 = 0.10 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0.9 \cdot 5.3 - 2 \cdot 0.10 = 4.56 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 1161 / 4.56 = 254 \text{ kN/m}^2$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1: } r_b \leq r_{bmax} = 0.80, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (\bar{q}_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_m = 0.90 / 1.25 = 0.72 \Rightarrow r_b = \frac{365}{4.56 \cdot (254 + 10) \cdot 0.72}$$

$$r_b = 0.42 < r_{bmax} \Rightarrow \text{krav 1 er OK!}$$

$$\text{Krav 2: } \bar{q}_v \leq \bar{q}_v = f_{sq} \cdot (N_q \cdot p' + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$$

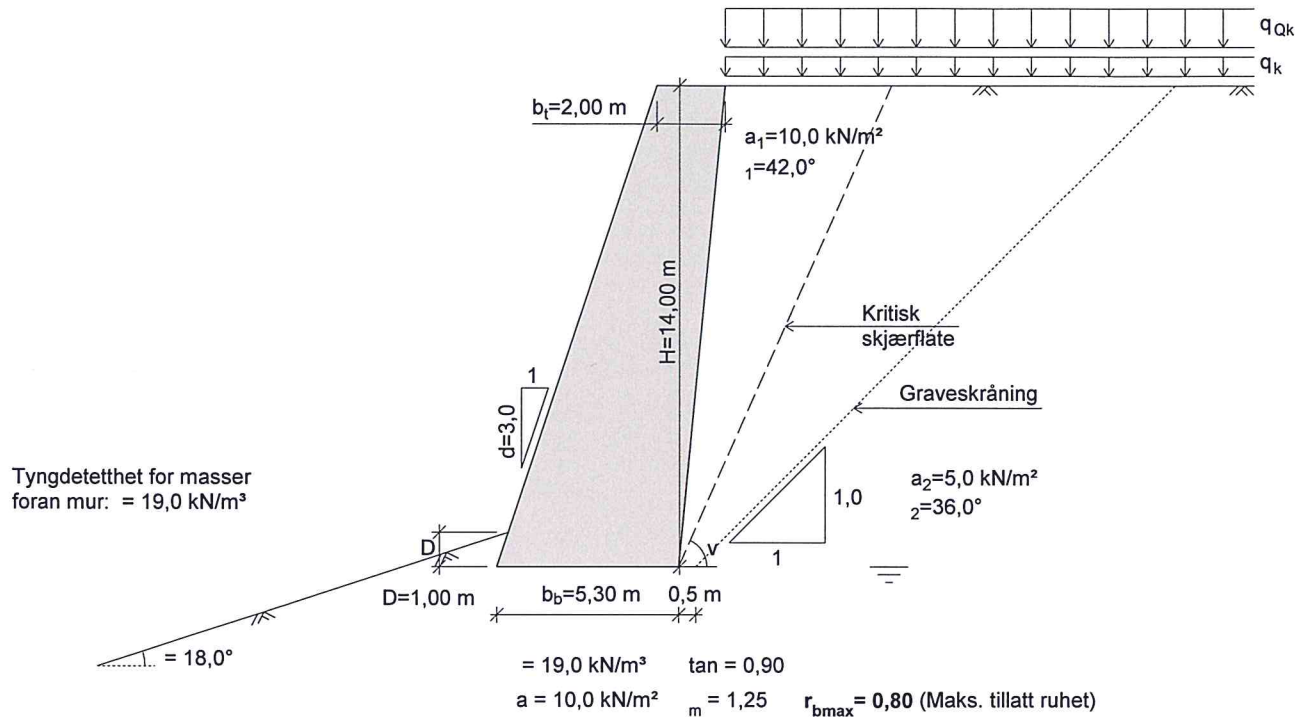
$$p' = 19.0 - 1.00 = 19.0 \text{ kN/m}^2, \quad \alpha = 18.0^\circ = 0.31 \text{ (rad)}, \quad \tan \alpha = 0.32$$

$$N_q = 18.0, \quad N_\gamma = 17.1, \quad \gamma' = 19.0 - 10 = 9.0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0.55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0.55 \cdot 0.32)^5 = 0.37, \quad f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0.31 \cdot 0.72} = 0.64$$

$$\bar{\sigma}_v = 364 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK} \quad (\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0.70)$$

Inndata

Tyngdetetthet for mur: $m_{ur} = 22,0$ kN/m³Tyngdetetthet for masser bak mur: = 19,0 kN/m³

Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig

Bruddmekanisme : Seigt, dilatant brudd

 $m = 1,25$ (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,10$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $m = i_1 = 42,0^\circ$ Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 10,0$ kN/m²

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{m}{2} - \frac{r_v}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 66,0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

NB! Programmet beregner totalstabilitet og bæreevne for muren.
Det forutsettes at muren utformes slik at den beregningsmessig virker som ett legeme, med teoretisk omriss som vist på figuren ovenfor.
Muren kontrolleres ikke for glidning/velting for hvert enkelt skift.

Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 30,0$ kN/m ²	1,15
$q_{Qk} = 25,0$ kN/m ²	0,00
Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.	

Tørrmur på løsmasser

Stodalen mur 12

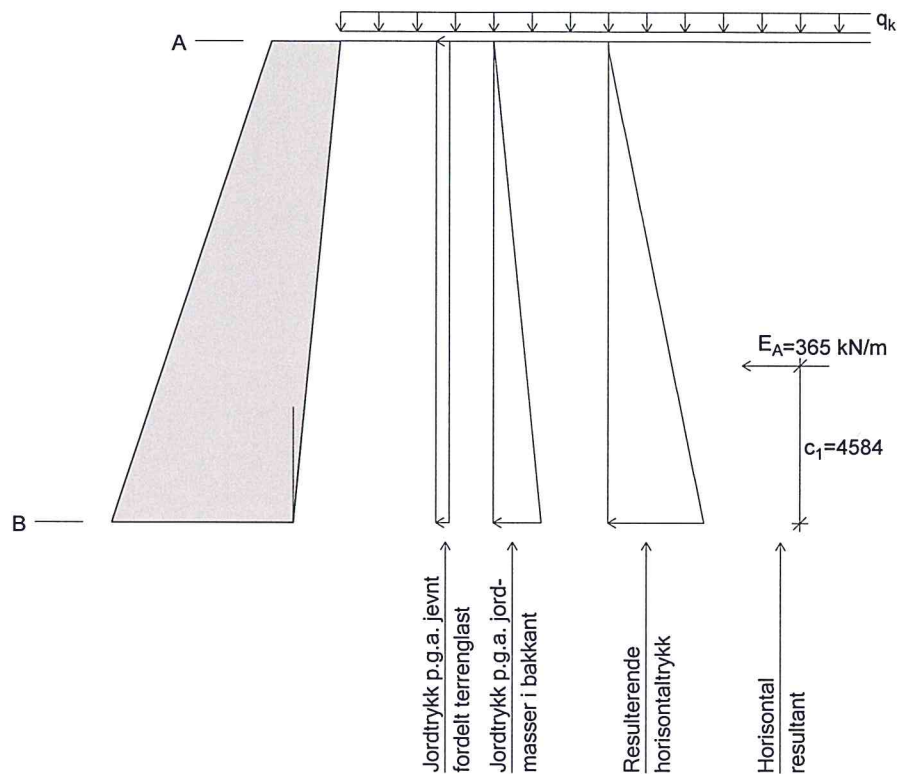
ULS 14 m lavere gammem og $a=10$ i stein

Side 2

Vedlegg 2-7

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = 0,10$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan d = \tan / m = 0,90/1,25 = 0,72$, $d = \arctan(0,72) = 35,8^\circ$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p'_A + a = K_A \cdot (p'_v + a) \quad (1)$$

$K_A = 0,234$ (iht. figur 5.4 i V220)

$$\text{Helning av bakkant mur: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{14,0}{\frac{14,0}{3,0} + 2,0 - 5,3} = 10,2$$

$$\tan = 1/d_b = \arctan(1/d_b) = 5,6^\circ$$

$$K = \frac{\cos^2(d)}{\cos^3 \cdot \cos^2 d} = \frac{\cos^2(5,6^\circ + 35,8^\circ)}{\cos^3(5,6^\circ) \cdot \cos^2(35,8^\circ)} = 0,868$$

Korrigert jordtrykksfaktor: $K_{A, \text{korrr}} = K \cdot K_A = 0,868 \cdot 0,234 = 0,203$

Resulterende trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor.

Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot q_1 = 30,0 \cdot 1,15 = 34,5 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{A, \text{korrr}} \cdot (p'_{Av} + a) - a = 0,203 \cdot (34,5 + 10,0) - 10,0 = -1,0 \text{ kN/m}^2, \text{ dvs. } < 0$$

Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. $p'_{Ah} = 0$

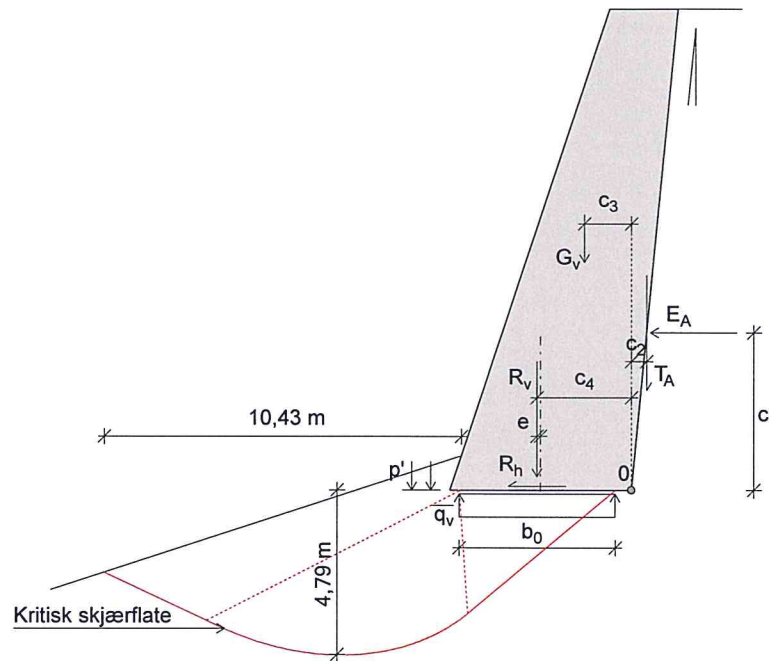
Nivå B (bunn mur)

$$\text{Vertikalspenning: } p'_{Bv} = 14,0 \cdot + q_k \cdot q_1 = 14,0 \cdot 19,0 + 30,0 \cdot 1,15 = 300,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{korrr}} \cdot (p'_{Bv} + a) - a = 0,203 \cdot (300,5 + 10,0) - 10,0 = 53,1 \text{ kN/m}^2$$

Resultater

Bæreevne



$$R_h = E_A = 365 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (5,3 + 2,0) \cdot 14,0 \cdot 22,0 = 1124 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \text{mur} \cdot (b_b - b_t \cdot \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \text{mur} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$c_3 = \frac{1}{1124} \cdot \left[\frac{14,0}{6} \cdot (5,3 - 2,0) \cdot 22,0 \cdot (5,3 - 2,0 \cdot \frac{14,0}{10,2}) + 14,0 \cdot 2,0 \cdot 22,0 \cdot (5,3 - \frac{1}{2} \cdot 2,0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{14,0}{3,0}) \right] = 1,37 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,10 \cdot 0,72 \cdot \left(\frac{365}{14,0} + 10,0 \right) \cdot 14,0 = 36 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{4,58}{10,2} = 0,45 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 1124 + 36 = 1161 \text{ kN/m}$$

Momentlikevekt om pkt. 0:

$$c_4 = \frac{E_A \cdot c_1 - T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3}{R_v}$$

$$c_4 = \frac{365 \cdot 4,58 - 36 \cdot 0,45 + 1124 \cdot 1,37}{1161}$$

$$c_4 = 2,75 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 2,75 - 0,5 \cdot 5,3 = 0,10 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 5,3 - 2 \cdot 0,10 = 4,56 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 1161 / 4,56 = 254 \text{ kN/m}^2$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

Krav 1: $r_b r_{b\max} = 0,80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan_d}$, $a = 10 \text{ kN/m}^2$

$$\tan_d = \tan / m = 0,90 / 1,25 = 0,72$$

$$r_b = \frac{365}{4,56 \cdot (254 + 10) \cdot 0,72}$$

$r_b = 0,42 < r_{b\max}$ krav 1 er OK!

Krav 2: $\bar{q}_{vv} = f_{sq}(N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$$p' = 19,0 \cdot 1,00 = 19,0 \text{ kN/m}^2$$

$$= 18,0^\circ = 0,31 \text{ (rad.)}, \tan = 0,32$$

$$N_q = 18,0, N = 17,1, ' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,32)^5 = 0,37$$

$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \tan_d} = e^{-2 \cdot 0,31 \cdot 0,72} = 0,64$$

$$\bar{q}_v = 364 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \text{ krav 2 er OK!}$$

$$\bar{q}_{vv} = 0,70$$



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 6706 Etterstad 0609 OSLO
Tlf: (+47) 22073000
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen