
RAPPORT

Oppstrøms stabilitet for fyllingsdammer med frontal tetningsplate

OPPDRAGSGIVER

FornybarNorge

EMNE

Vurdering av bidrag fra betongplate

DATO / REVISJON: 21. september 2023 / 02

DOKUMENTKODE: 10247823-01-TVF-RAP-001



Multiconsult

Dette dokumentet har blitt utarbeidet av Multiconsult på vegne av Multiconsult Norge AS eller selskapets klient. Klientens rettigheter til dokumentet er gitt for den aktuelle oppdragsavtalen eller ved anmodning. Tredjeparter har ingen rettigheter til bruk av dokumentet (eller deler av det) uten skriftlig forhåndsgodkjenning fra Multiconsult. Enhver bruk av dokumentet (eller deler av det) til andre formål, på andre måter eller av andre personer eller enheter enn de som er godkjent skriftlig av Multiconsult, er forbudt, og Multiconsult påtar seg intet ansvar for slikt bruk. Deler av dokumentet kan være beskyttet av immaterielle rettigheter og/eller eiendomsrettigheter. Kopiering, distribusjon, endring, behandling eller annen bruk av dokumentet er ikke tillatt uten skriftlig forhåndssamtykke fra Multiconsult eller annen innehaver av slike rettigheter.

RAPPORT

| | | | |
|----------------|--------------------------------------------------------------------------|-----------------|--------------------------------------|
| OPPDRAAG | Oppstrøms stabilitet for fyllingsdammer med frontal tetningsplate | DOKUMENTKODE | 10247823-01-TVF-RAP-001 |
| EMNE | Vurdering av bidrag fra betongplate | TILGJENGELIGHET | Åpen |
| OPPDRAAGSGIVER | FornybarNorge | OPPDRAAGSLEDER | Vegard Lie |
| KONTAKTPERSON | Anne- Marit Ruud | UTARBEIDET AV | Hui Lu, Reignard Tan |
| | | ANSVARLIG ENHET | 10105060 Dammer og undergrunnsanlegg |

SAMMENDRAG

Multiconsult Norge AS har på oppdrag fra FornybarNorge vurdert forhold knyttet til oppstrøms skråning/støttefylling på fyllingsdammer med frontal tetningsplate.

Det er generell internasjonal praksis å unnlate å regne på stabiliteten av oppstrøms skråning for denne type dammer. Dette skyldes hovedsakelig at det internasjonalt bygges med slakere skråninger (1:1,3) og dermed oppfattes ikke brudd i oppstrøms skråning som en troverdig bruddmekanisme. For norske dammer vurderes det at utglidninger med sikkerhetsfaktor ned til 1,3 bør være akseptable. I praksis dekkes dette av krav til sikkerhet for lasttilfellet med hurtig nedtapping. Aktuelle sikkerhetsfaktorer vil da være som vist under. Dette vil medføre at en større andel av norske CFRD dammer kan vurderes som tilstrekkelig stabile uten ytterligere vurderinger.

| Tilfelle | Damside | Magasinnivå | Bruddgrense-tilstand | Ulykkesgrense-tilstand |
|---------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|------------------------|
| Bygging og første fylling | Oppstrøms | Tomt | 1,3 | |
| | Nedstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Stasjonær tilstand | Nedstrøms | DFV MFV | 1,5 | 1,1 |
| | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Hurtig tapping | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,3 | |

Tabell 5-10.1 Sikkerhetsfaktor mot utglidning.

Det er etablert en konseptuell og forenklet beregningsmodell med en oversiktlig statisk virkemåte for betongplate i felt og fylling. Generelt viser analysene at det er mulig å dokumentere et betydelig bidrag fra oppstrøms betongplate, selv ved store glidesirkler.

Modellen vil imidlertid behøve ytterligere verifisering og utvikling før den eventuelt kan komme til allmenn anvendelse.

En oppsummering av resultatene er vist i tabellen under.

| Stabilitetsberegninger til CFRD fylling | | | | Kapasitetsberegning av betongplate | | |
|-----------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------------------|
| Snitthøyde (m) | Høyde til utgang glideflate (m) | Beregnet SF uten betongplate | Nødvendig punktlast for å oppnå SF=1,5 (kN/m) | Lengde betongplate (m) | Lengde fra R_A til R_B (m) | Maksimal angrepsresultant t i R_B (kN/m) |
| 6 | 4 | 3.386 | 0 | 8.5 | 2.8 | 22.5 |
| 12 | 8 | 1.743 | 0 | 17.0 | 5.7 | 45 |
| 18 | 12 | 1.49 | 3 | 25.5 | 8.5 | 67.5 |
| 24 | 16 | 1.352 | 77 | 33.9 | 11.3 | 79.6 |
| 36 | 24 | 1.221 | 260 | 50.9 | 17.0 | 70.9 |
| 48 | 32 | 1.16 | 490 | 67.9 | 22.6 | 70.7 |
| 60 | 40 | 1.121 | 770 | 84.9 | 28.3 | 72.6 |
| 75 | 50 | 1.091 | 1190 | 106.1 | 35.4 | 76.4 |

INNHOLDSFORTEGNELSE

| | | |
|----------|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1 | Innledning | 5 |
| 1.1 | Oppdragsbeskrivelse..... | 5 |
| 1.2 | Oppdeling av rapporten..... | 5 |
| 1.3 | Bakgrunn..... | 5 |
| 1.4 | Dagens praksis i bransjen..... | 5 |
| 1.5 | Historikk..... | 5 |
| 1.6 | Internasjonal praksis..... | 6 |
| 2 | Vurdering av sikkerhetsfaktor | 7 |
| 2.1 | Konsekvenser ved brudd..... | 7 |
| 2.2 | Sikkerhetsfaktorer | 7 |
| 3 | Utførelse av betongplater | 9 |
| 3.1 | Utforming | 9 |
| 3.2 | Opplagerbetingelser | 9 |
| 3.3 | Støpeskjøter..... | 9 |
| 3.4 | Stabilitet av sokkel | 9 |
| 3.5 | Effekt av murverk bak betongplate..... | 9 |
| 3.6 | Bruksgrense vs bruddgrense..... | 9 |
| 4 | Bruddmekanismer | 10 |
| 4.1 | Bakgrunn..... | 10 |
| 4.2 | Valg av bruddsirkel | 10 |
| 4.3 | Bruddmekanisme til fylling og betongplate | 11 |
| 4.3.1 | Generell beskrivelse om bruddmodellen | 11 |
| 4.3.2 | Bruddmekanisme i fylling..... | 12 |
| 4.3.3 | Bruddmekanisme i betongplate..... | 13 |
| 4.4 | Verifisering til bruddmekanisme..... | 15 |
| 5 | Analyser | 16 |
| 5.1 | Analysestrategi | 16 |
| 5.2 | Inndata..... | 16 |
| 5.2.1 | Fyllingsdam | 16 |
| 5.2.2 | Betongplate | 16 |
| 6 | Resultater og tolking..... | 17 |
| 6.1 | Resultater | 17 |
| 6.2 | Tolkning | 17 |
| 6.3 | Sensitivitetsvurdering | 17 |
| 7 | Diskusjon | 18 |
| 7.1 | Betongplate | 18 |
| 7.1.1 | Momentbidrag..... | 18 |
| 7.1.2 | Friksjonsbidrag..... | 18 |
| 7.2 | Videre arbeid | 19 |
| 8 | Referanser | 19 |
| | Vedlegg 1 Kapasitetsberegning betong | 20 |
| | Vedlegg 2: Stabilitetsberegning dam..... | 21 |
| | Vedlegg 3: Eksempler på friksjonsbidrag fra betongplate..... | 22 |
| | Vedlegg 4: Presentasjon VTF temadag 1. februar 2023..... | 23 |

1 Innledning

1.1 Oppdragsbeskrivelse

Multiconsult Norge AS har på oppdrag fra FornybarNorge vurdert forhold knyttet til oppstrøms skråning/støttefylling på fyllingsdammer med frontal tetningsplate. Dette knytter seg i hovedsak til:

- Vurdering av sikkerhetsfaktorer for fyllingsdammer med frontaltetting i betong.
- Utarbeide forslag til standard beregningsmetodikk, herunder:
 - o Vurdering av hvilke vannstander og damhøyder som skal betraktes
 - o Vurdering av egenskaper som kan legges til grunn for plateunderlaget.
 - o Vurdering av platens bidrag til kapasitet og vurdering av bøyning av platen.

1.2 Oppdeling av rapporten

Kapittel 1 tar for seg bakgrunn, problemstilling og status. Kapittel 2 har vurdering rundt valg av sikkerhetsfaktor og hvordan dette burde praktiseres. Kapittel 3-6 presenterer beregningsmodell for fylling og betongplate. Kapittel 7 har oppsummering, diskusjon og videre arbeid.

1.3 Bakgrunn

Det er registrert 87 steinfyllingsdammer med oppstrøms betongtetting i Norge. Fra NVE sin side er det generelt uttrykt tvil om oppstrøms betongplate gir noe stabilitetsbidrag til oppstrøms fyllingsdamskråning. Det er påkrevd at bidrag fra betongplate skal dokumenteres, jf. damsikkerhetsforskriften §§ 5-4 og 5-6.

1.4 Dagens praksis i bransjen

NVE melder om flere revurderingsrapporter og i noen tilfeller tekniske planer for oppgraderinger der det er lagt inn et kohesjonsbidrag fra betongplata for å tilfredsstille en sikkerhetsfaktor mot utglidning på 1,5. Mest vanlige verdier som er brukt ligger fra 50 - 100 kN/m², i noen tilfeller høyere.

Etter påpekning fra deler av fagmiljøet har også NVE etterspurt en forklaring på hvordan stabiliserende lastbidrag fra damplata er beregnet og hvordan det blir videreført til fundament/vederlag.

1.5 Historikk

NVE sendte 29. oktober 2018 ut et brev og notat fra «Høring - Fyllingsdam med oppstrøms betongplate - stabilitetsbidrag fra betongplata?» I brevet skriver NVE «*Damsikkerhetsseksjonen har nå kommet til at det ikke er riktig å regne med et stabilitetsbidrag fra oppstrøms betongplate ved behandling av revurderinger og tekniske planer. Imidlertid ønsker vi å forelegge dette synet for bransjen før vi tar en avgjørelse og ber om en velbegrunnet tilbakemelding på dette*».

Etter høringsprosessen har temaet vært ytterligere diskutert i forbindelse med fagdag fyllingsdammer i 2019 og det er siden kommet presiseringer fra NVE gjennom informasjonsskriv for damsikkerhet og en egen presisering av forskriftstekst. En oppsummering av historikken er vist under.

2010 – Damsikkerhetsforskriften

- *Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal dimensjoneres og kontrolleres for vannstander (vst) og utglidninger som er kritisk for dammens sikkerhet. Utglidninger som ender 5 m og mer under vannstanden regnes som kritisk.*
- Krav til sikkerhetsfaktor på 1,5

2018 - Høringsbrev NVE Fyllingsdam med oppstrøms betongplate - stabilitetsbidrag fra betongplata

- *NVE har kommet til at det ikke er riktig å regne med et stabilitetsbidrag fra oppstrøms betongplate ved behandling av revurderinger og tekniske planer.*

2019 – Fagdag fyllingsdammer

- Eksempler hvor betongen bidrar positivt til stabiliteten:
 - Betongtetningen har stor stivhet i sin lengderetning og vil gi friksjonsmotstand mot grunne glidesirkler som går mer eller mindre parallelt med plateretningen;
 - Der hvor en betongseksjon er delvis eller fullstendig nedgravd (gjenfylt) og fungerer som en spuntkonstruksjon;
 - Dersom betongen er prosjektet som kraftbærende konstruksjon, som for en lav dam hvor betongtetningen fungerer som en støttemur;
 - Forslag om å utelate kontroll mot stasjonær tilstand på oppstrøms skråning på CFRD dammer ettersom dette er dekket av lasttilfellet for hurtig nedtapping.

2020 – Damsikkerhet – InformasjonsskrivL

- *Aktuelle vasstandar for denne kontrollen kan derfor reknast å vere ca. halve vasstrykkhøgda til HRV og høgare. For låge dammar, med vasstrykkhøgde til HRV ikkje vesentleg høgare enn 5 m, kan denne kontrollen utelatast.*
- *Krav til sikkerhetsfaktor S i stasjonærtstanden er 1,5.*

2021 - Presisering av forskriftstekst, dsf. § 5-10

- *Stabilitetsbidrag fra tetningsplater skal ikke regnes med når oppstrøms plater er bygget i samsvar med veileder for fyllingsdammer kap. 3.3.2. For fyllingsdammer med utførelse som avviker fra kap. 3.3.2 kan det i noen tilfeller aksepteres stabilitetsbidrag fra tetteplater. Bidraget skal dokumenteres, jf. damsikkerhetsforskriften §§ 5-4 og 5-6.*

1.6 Internasjonal praksis

Internasjonal praksis er at betongplaten er for tetting, og mot bølgelaster. Dette er blant annet omtalt i ICOLD Bulletin 141, hvor det ikke er noen diskusjon om bidrag fra betongplate til stabiliteten.

Det er generell internasjonal praksis å unnlate å regne på stabiliteten av oppstrøms skråning for denne type dammer med tilsvarende materialer som i Norge. Dette skyldes hovedsakelig at det internasjonalt bygges med slakere skråninger (1:1,3) og dermed oppfattes ikke brudd i oppstrøms skråning som en troverdig bruddmekanisme.^{1,2}

¹ Fitzpatrick, Mike D., Cole, Bruce A., Kinstler, Frank L., and Knoop, Bram P. (1985). "Design of concrete - faced rockfill dams," pp. 410 – 434.

² Cooke, J.B. and Sherard J.L. (1987) Concrete-face rockfill dams: II Design Journal og Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No 10, 1113-1133.

2 Vurdering av sikkerhetsfaktor

2.1 Konsekvenser ved brudd

Dambrudd kan defineres som en hendelse som utløser ukontrollert tømning av magasinet. Dette i seg selv taler for at svikt i oppstrøms skråning på en CFRD dam er mindre interessant med tanke på damsikkerhet. I en situasjon med vannfylt magasin vil vekten av vann mot betongplaten utelukkende være stabiliserende og i en situasjon med tomt magasin vil det ikke forekomme noen ukontrollert tømning av magasinet.

Brudd på betongplaten er i seg selv ikke nødvendigvis å karakterisere som et dambrudd. Det er også egne krav til nedstrøms skråning evne til å håndtere større lekkasjer.

2.2 Sikkerhetsfaktorer

Sikkerhetsfaktor angir hvor stor margin vi har i forhold til en eller annen uønsket hendelse, og sikkerhetsfaktor under 1,0 medfører at denne hendelsen skjer, for eksempel utglidning av en skråning. I en sikkerhetsfaktor skal andelen over 1,0 beskrive usikkerheten i inngangsparametere og beregningsmetodikk samt marginer til et akseptabelt sikkerhetsnivå. En CFRD dam er bygget opp av færre lag med ulike materialer, hovedsakelig kun betong og støttefylling. Det er dermed færre variabler det knyttes usikkerhet til enn ved andre typer fyllingsdammer. På grunn av dammens oppbygging med oppstrøms tetting og drenert fylling hele veien nedstrøms er det også mindre usikkerhet knyttet til poretrykkslinja gjennom damkroppen. Det virker dermed rimelig at det skal legges til grunn en lavere sikkerhetsfaktor for denne typen dammer kontra fyllingsdammer med sentral tetting, som har en mer komplisert oppbygging, mer usikker poretrykkslinje og ingen mulighet for inspeksjon (og reparasjon) av tettesjiktet.

I praksis dekker lasttilfellet med hurtig nedtapping samtlige vannstands nivå for en CFRD dam, og lasttilfellet dekker ugunstigste vannstand når det forutsettes drenert nedstrøms skråning. Det vurderes derfor at krav til sikkerhetsfaktor ved hurtig nedtapping (1,3) er tilstrekkelig for oppstrøms skråning på en CFRD dam. Gjeldende sikkerhetsfaktorer vil da være som vist i Figur 2-1.

| Tilfelle | Damside | Magasinnivå | Bruddgrense-tilstand | Ulykkesgrense-tilstand |
|---------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|------------------------|
| Bygging og første fylling | Oppstrøms | Tomt | 1,3 | |
| | Nedstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Stasjonær tilstand | Nedstrøms | DFV MFV | 1,5 | 1,1 |
| | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Hurtig tapping | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,3 | |

Tabell 5-10.1 Sikkerhetsfaktor mot utglidning.

~~Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal dimensjoneres og kontrolleres for vannstander (vst) og utglidninger som er kritisk for dammens sikkerhet. Utglidninger som ender 5 meter og mer under vannstanden regnes som kritisk.~~

Dimensjonerende skjærstyrke av fyllingsmaterialer skal som hovedregel være basert på testforsøk. Ved valg av dimensjonerende skjærstyrke uten dokumentasjon fra testforsøk, skal det velges et forsiktig anslag basert på erfaringer fra tilsvarende materialtype og komprimeringsgrad.

Figur 2-1 Forslag til sikkerhetsfaktorer for CFRD dam.

I tilfeller hvor det fremdeles er for lav sikkerhetsfaktor (for eksempel 1,10-1,29) på oppstrøms skråning kan sikkerheten til anlegget vurderes ytterligere. Det er da vesentlig å vurderes hvordan forventet lekkasje gjennom bruddet i betongplata påvirker stabiliteten til nedstrøms tå.

Litteraturen åpner også for å redusere krav til sikkerhetsfaktor for eksisterende dammer som oppfører seg som forventet³. Dette fordrer imidlertid at dammen har tilfredsstillende instrumentering som muliggjør en oppfølging av dammens oppførsel.

³ Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon & Graeme Bell, Geotechnical engineering of dams. Tabell 11.7.

3 Utførelse av betongplater

Generelt må utførelse av betongplate kunne dokumenteres i tilstrekkelig grad for å kunne regne med et bidrag fra denne. Dette gjelder blant annet form, armering, opplagring, støpeskjøter mv.

3.1 Utforming

Betongplaten på CFRD dammer kommer i ulike utforminger, men generelt utføres de med tykkelse på 300 mm, og ofte noe økning av tykkelse med økt vanntrykk. Armeringsintensiteter ligger generelt på ca. $\phi 16$ c150 mm. Kvalitet på betong og armering må kunne bekreftes med rimelig sikkerhet.

3.2 Opplagerbetingelser

Rent statisk kan opplagring av betongplaten betraktes som fritt opplagt eller innspent. Overgangen mellom tetteplate og sokkel er i de fleste tilfeller uten gjennomgående armering, eller med armering i så lite omfang at de bør regnes som fritt opplagt.

En innspenning vil hovedsakelig være en konsekvens av tilbakefylling mot plate slik at denne oppfører seg som en spuntkonstruksjon. Et tilfelle med 5 m vanntrykk mot damplata vil også gi et mottrykk som gir en viss innspenning.

Faktiske opplagerbetingelser må dokumenteres særskilt i hvert enkelt tilfelle.

3.3 Støpeskjøter

Normalt har ikke støpeskjøter gjennomgående armering, men det forekommer flere tilfeller av dammer i Norge med armert betongplate som har gjennomgående armering helt til betongsokkel, som igjen er fundamentert med fjellbolter. Det er derfor lite hensiktsmessig å kategorisk se bort fra stabiliserende bidrag fra betongplaten. Dette må vurderes i hvert enkelt tilfelle basert på utforming av horisontale støpeskjøter og opplagingsbetingelser mellom plate/plate, plate/sokkel og sokkel/fundament. Selv uten gjennomgående armering kan det overføres krefter og kapasiteten til horisontale støpeskjøter må dokumenteres særskilt i hvert enkelt tilfelle.

3.4 Stabilitet av sokkel

Det må også foretas en stabilitetsberegning av sokkelen for å dokumentere at denne primært ikke velter innover i magasinet ved lave vannstander.

3.5 Effekt av murverk bak betongplate

Ved flere dammer med frontal tetning i betong i Norge er det en murt sone bak betongplaten. Dette ble ofte gjort for å stabilisere overflaten (som ofte er vesentlig brattere enn 1:1) før betongplaten legges. Muren er i dette tilfelle en egen kraftbærende konstruksjon, som fungerer som en støttemur

Murt stein har høy styrke mot bratte glideflater som skjærer gjennom murverket og betydelig lavere styrke ved horisontale glideflater som følger fugene mellom skiftene i murverket. Effekten av murverket kan sannsynligvis modelleres ved å se kun på glideflater som er horisontale gjennom murverket. Dette blir tilsvarende prinsipp som er lagt til grunn i NVEs veileder for murdammer. Et alternativ som ofte er brukt er å sette inn en vesentlig høyere friksjonsvinkel i murverket, men dette vil sannsynligvis fortsatt underestimere styrken langs glideflater som skjærer gjennom murverket samtidig som dette ofte vil overestimere styrken langs horisontale glideflater.

3.6 Bruksgrense vs bruddgrense

Det er i denne rapporten kun sett på forhold knyttet til dambrudd. Oppstrøms betongplate er derfor vurdert i bruddgrensetilstanden, og det er bidrag til sikkerhetsfaktor mot dambrudd som er vurdert.

Platen i seg selv har en funksjon som tetting, og deformasjoner i bruksgrensetilstanden vil kunne redusere platens funksjon som tetting. Drenasjekapasitet av nedstrøms skråning skal være tilstrekkelig til å håndtere en større lekkasje.

4 Bruddmekanismer

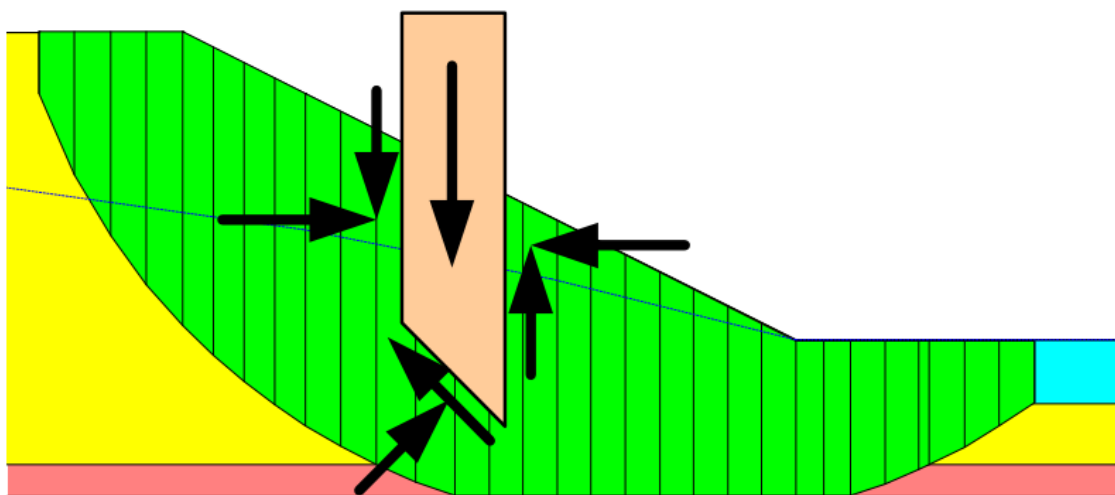
4.1 Bakgrunn

Hovedregelen for dimensjonering og kontroll av geoteknisk stabilitet for damanlegg som er omfattet av NVEs regelverk er en grenselikevektsbetraktning (LEM) med foreskrevne sikkerhetsfaktorer.

Sikkerhetsfaktor er i dette tilfellet definert som «motstand» delt på «drivende kraft». En beregning ved likevektsbetraktning beregner ikke deformasjoner i fyllmassene.

Metoden dateres tilbake til 1920-tallet i Sverige, og ble utviklet etter observasjon av sirkulære glideflater ved jordskred /3/. Metoden har enkelte begrensninger:

- Metoden beskriver geoteknisk stabilitet i en statisk situasjon eller det øyeblikk før et skred utløses (hvis $SF=1,0$). Resultatet sier ingenting om deformasjon, eller hvordan jordmasser beveger seg før eller etter grunnbrudd.
- Metoden deler massene inn i vertikale skiver langs glideflaten. Skivene er antatt som stive blokker, noe de i praksis ikke er.
- Modellen ser på glideflater, hvor massebevegelse eller deformasjon innenfor glideflatene for øvrig ikke beregnes. Deformasjonsbildet til fyllingen er imidlertid av vesentlig betydning i betraktningen av samvirke mellom betong og fylling.



Figur 4-1: Skivediskretisering og kraftfordeling i masser over glideflaten, Slope/W GeoStudio /3/.

4.2 Valg av bruddsirkel

For innledende beregninger er det valgt å betrakte en glideflate som går fra nedstrøms ende av damkrona og ut oppstrøms i en gitt høyde, i dette tilfellet valgt $H/3$ opp på betraktet snitt. Dette gir angrepsresultanten fra glidesirkelen tilstrekkelig arm for å utnytte betongens momentkapasitet.

Merk at H ikke nødvendigvis er damhøyde, men høyde av betraktet snitt.

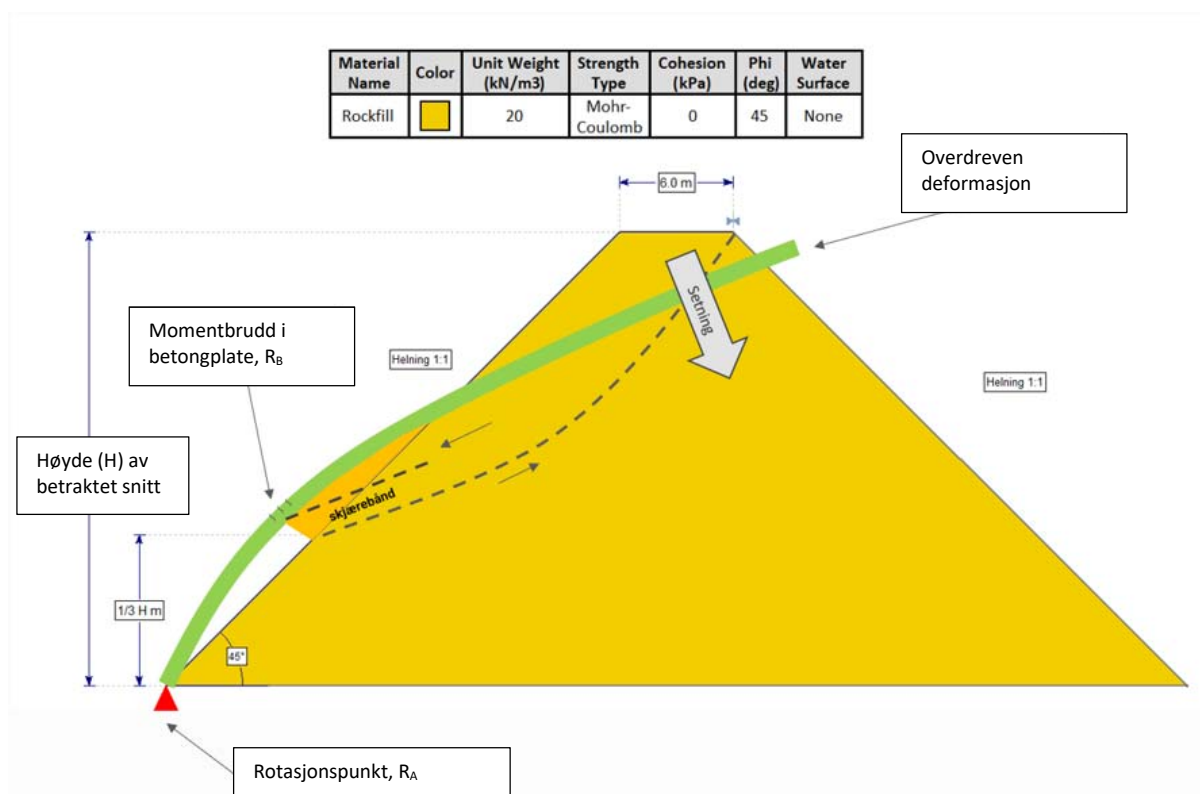
4.3 Bruddmekanisme til fylling og betongplate

4.3.1 Generell beskrivelse om bruddmodellen

En generell bruddmodell / bruddmekanisme for CFRD dammer er presentert i Figur 4-2.

Modellen er laget med følgende antagelser:

- Angrepsresultanten fra glideflaten i fyllingen løfter opp betongplaten. Totalkapasiteten til betongen begrenses av når platen går til brudd av sin egen vekt.
- Det er sett på ulike høyder av fylling, H , som studeres videre i senere sensitivitetsanalyser
- Høyde H representerer en høyde av fyllingen over betraktet rotasjonspunkt (opplagringspunkt R_A) for betongplaten og er ikke nødvendigvis hele damhøyden.
- Kronebredde er satt til 6 m, som er minimumskrav for dammer i konsekvensklasse 4.
- Skråningshelning er satt til 1:1, som tilsvarer de bratteste norske CFRD dammer.
- Betongplate har rotasjonspunkt i oppstrøms tå i modellen. Dette kan være oppstrøms tå mot fundament, eller et vilkårlig sted langs damplata. For eksempel 5 m under vannstand midt på dammen.
- Valgt glideflate er fra nedstrøms ende av damtøpp til 1/3 høyde av oppstrøms skråning over rotasjonspunkt.
- Motstanden fra betongplate legges inn i stabilitetsberegningen som en linjelast på skråningen ved glideflatens utløp parallelt med glideflaten.



Figur 4-2: Skisse av bruddmodellen og bruddmekanisme

Figur 4-2 viser overdreven deformasjon i betongplate og fylling. Vi forventer et deformasjonsbilde av dammen hvor fyllingsmasser sklir langs glideflaten og dytter på betongplaten mot oppstrøms. I området hvor massen har bevegelse mot betongplaten vil denne kunne bidra til stabiliteten av større glideflater.

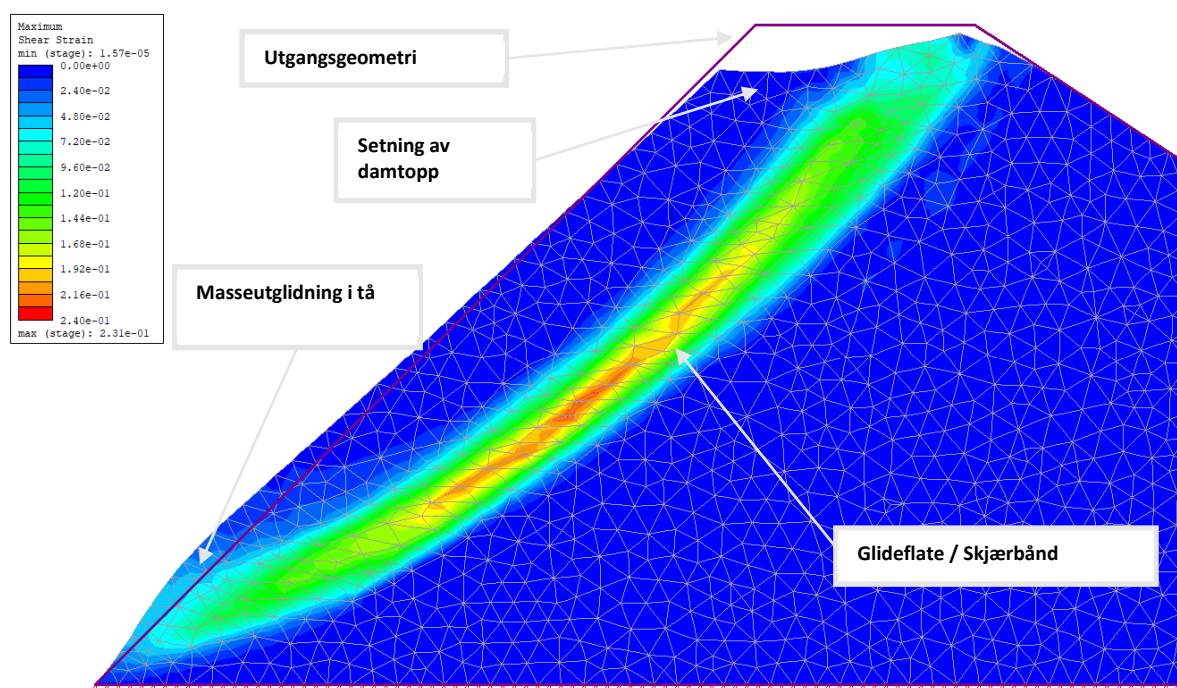
4.3.2 Bruddmekanisme i fylling

Brudd i interaksjon mellom fylling og betong er en progressiv prosess med deformasjon av fylling og økende (og etter hvert avtagende) motstand fra betongplate.

Samvirke mellom fylling og betongplaten er å betrakte som en jevnt fordelt last, hvor endelig utstrekning er avhengig av deformasjon av fyllingen. Utstrekningen av denne lasten er en usikker verdi som ikke fremgår direkte av standard beregningsmetoder. Vi har derfor konservativ antatt dette som en punktlast.

Det er gjennomført analyse etter shear strength reduction (SSR) metoden for å illustrere bruddmekanismen i en typisk damfylling av sprengstein. Metoden induserer brudd i fyllingen ved å redusere intern friksjon i fyllingen til brudd ($SF < 1,0$) oppstår og sikkerhetsfaktor bestemmes ved å se på utgangsfriksjon og hvilken friksjon som utløser brudd.

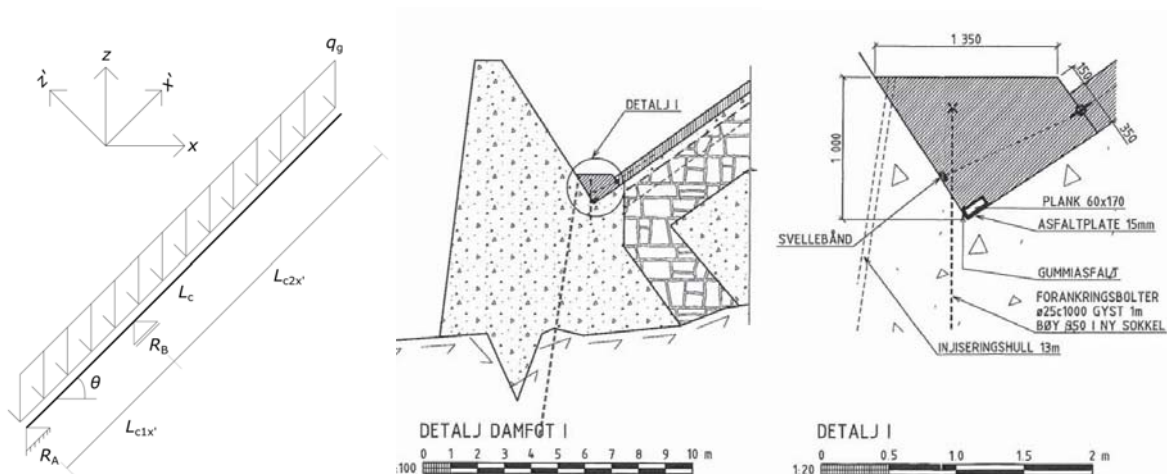
Resultatet illustrerer hvordan fyllingen deformeres, dette er vist i Figur 4-3.



Figur 4-3: Et eksempel av bruddmekanisme utført i SSR analyse i RS2, Rocscience.

4.3.3 Bruddmekanisme i betongplate

Den statiske modellen som benyttes til stabilitetsbidrag for fyllingsdammen ved brudd er vist i Figur 4-4 (venstre). Betongplaten betraktes som enveis bærende plate med en vinkel $\theta=45^\circ$. Ved brudd antas det at betongplaten løftes opp av angrepsresultanten til skjærbåndet, satt til $H/3$. Ved denne tilstanden antas det derfor at angrepsresultanten er i likevekt med egenvekten til betongplaten q_g . Hvor stor angrepsresultanten kan være vil derfor være avhengig av kapasitetsbestemmelser for betongplaten gitt denne statiske tilstanden.



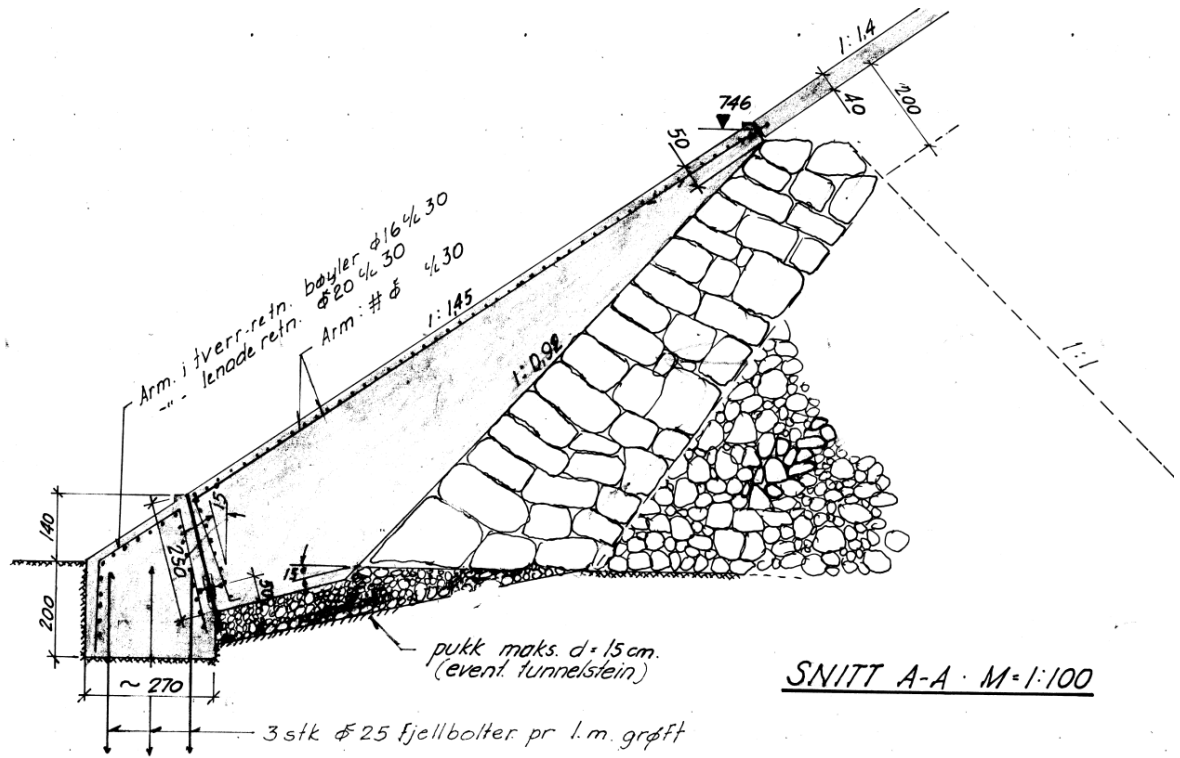
Figur 4-4: Forenklet statisk beregningsmodell for betongplaten pålastet sin egenvekt (venstre), typiske detalj armering som forbinder betongplate og sokkel (middel og høyre), Aursjødammen som eksempel.

Det antas derfor en forenklet statisk bestemt modell der formålet er å bestemme størrelsen på angrepsresultanten i opplager R_B som fører til brudd i betongplaten. Merk at R_A antas å kunne rotere fritt men er forhindret fra translasjon normalt og langs med plateaksen. Beregningene antar en typisk platetykkelse på $t = 300$ mm og typiske armeringsmengder som angitt i Figur 4-4 og Figur 4-5. I beregningene er det derfor antatt en armeringsintensitet på $\phi 16c150$. Beregningene for et sett med karakteristiske parametere er vist Vedlegg 1.

Betongkapasitetssjekkene i henhold til NS-EN 1992 /4/ som utføres er følgende:

- 1) Skjærbrudd i overgang betongplate og tå i henhold til pkt. 6.2.5.
- 2) Skjærstrekkkapasitet i betongplaten i henhold til pkt. 6.2.2(1).
- 3) Momentkapasitet i henhold til /5/

Konklusjonen i beregningene viser at det er momentbrudd som blir avgjørende for størrelsen på angrepsresultanten. Dette skyldes hovedsakelig at momentkapasiteten til betongplaten er begrenset av en relativt lav armeringsmengde sammenlignet med momentet som oppstår ved oppløft i R_B . Det er antatt fullt samvirke i tverrsnittet, og effekt av eventuelle horisontale støpeskjøter er dermed ikke inkludert. Kapasiteten til horisontale støpeskjøter må uansett dokumenteres særskilt.

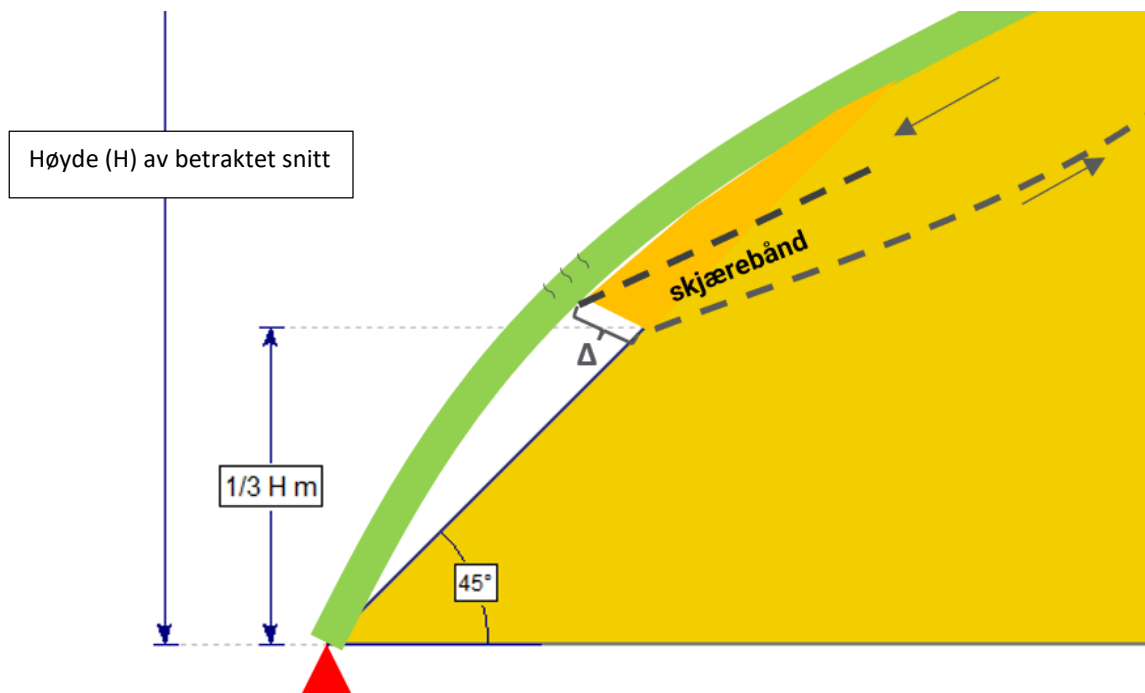


Figur 4-5: Armering i betongplaten er gunstig til bøyning i nedstrøm (ikke oppstrøm), Dam Svartevatn som eksempel

4.4 Verifisering til bruddmekanisme

Modellen forutsetter samvirke mellom jord og betongstruktur, og for å verifisere bruddmekanismen diskutert i seksjon 4.3.1 må det kontrolleres at kapasiteten til fylling og betongplate kan oppnås i samme deformasjonsintervall.

Deformasjon Δ vist i Figur 4-6 må være i et gyldig intervall for både betongplate og steinfylling.



Figur 4-6: Δ er i et gyldig omfang til begge betongplate og steinfylling.

Det er en forutsetning for modellen at både betong og fylling oppnår maksimal kapasitet ved omtrent samme deformasjon (tøyningskompatibilitet). Maksimal skjærstyrke i steinfylling oppnås normalt med 3-5% deformasjon og med et antatt skjærebånd på 1 m gir dette en deformasjon (Δ) på 30 – 50 mm. Til sammenligning er maksimal deformasjon (Δ) for en 10 m lang og 300 mm tykk betongplate med tilsvarende armering som en typisk CFRD dam er beregnet til cirka 70 mm. Maksimal skjærfasthet i fyllingen oppnås dermed før betongplaten går til brudd. Det er derfor rimelig å forutsette at bruddmekanisme diskutert i seksjon 4.3.1 er reel.

Det bemerkes at selv ved brudd på betongplaten vil skjærkapasiteten i fyllmassene opprettholdes ved ytterligere deformasjon

5 Analyser

5.1 Analysestrategi

Anvendt analysestrategi er delt i tre trinn, som beskrevet i Tabell 5-1.

Tabell 5-1: Analyse strategi

| Trinn | Beskrivelse |
|-------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | Gjennomføre en standard stabilitetsanalyse med en representativ glideflate (inngang fra nedstrøms ende i damtoppen og utgang på 1/3H av oppstrøms skråning). Hvis $SF < 1.5$, introduser en punktlast i 1/3H normalt til oppstrømskråning til det oppnås $SF \geq 1.5$. |
| 2 | Gjennomfør kapasitetsberegning av betongen. Bestem maksimal mostandskraft på punkt R_B som betongplate kan tilby til fylling til CFRD dammen. |
| 3 | Trinn 1 og 2 er gjentatt for ulike tverrsnittshøyder $H = 6m, 12m, 18m, 24m, 36m, 48m, 60m$ og til $75m$. Sammenligner minimal nødvendig trengt kraft for å få $SF \geq 1.5$ for CFRD dam skråningsfylling med maksimal kraft betongplate kan tilby på R_B . |

5.2 Inndata

5.2.1 Fyllingsdam

Tabell 5-2: inndata til geoteknisk stabilitetsberegning

| | Inndata og beskrivelse |
|-----------------|------------------------|
| Metode | Morgenstern-Price |
| Egenvekt | 20 kN/m ³ |
| Kohesjon | $c=0$ kPa |
| Friksjonsvinkel | $\phi'=45^\circ$ |

5.2.2 Betongplate

Tabell 5-3: inndata til betongkapasitetsberegningen

| | Inndata og beskrivelse |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Egenvekt | 25 kN/m ³ |
| Tykkelse | 300 mm |
| Trykkfasthet | 25 MPa (som C25 betong) |
| Armering | $\phi 16c150$ |
| Karakteristisk flytespenning armering | 500 MPa |
| Overdekning | 50 mm |

6 Resultater og tolking

6.1 Resultater

Resultater fra stabilitetsberegningene er presentert i Tabell 6-1. Det inkluderer stabilitetsberegninger for en generisk fyllingsdam ved varierende tverrsnittshøyde H . I tilfeller hvor beregnet sikkerhetsfaktor er $< 1,5$, er den minste påkrevde punktlast på R_B beregnet. Det er også vist resultater fra kapasitetsberegninger av betongplaten med tilsvarende variasjon i tverrsnittshøyde H , med maksimal punktlast på R_B ($1/3H$) som betongplaten tåler. Det er også sammenlignet i Tabell 6-1.

Tabell 6-1: Oppsummering av resultater.

| Stabilitetsberegninger til CFRD fylling | | | | Kapasitetsberegning av betongplate | | |
|-----------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------------|
| Snitthøyde (m) | Høyde til utgang glideflate (m) | Beregnet SF uten betongplate | Nødvendig punktlast for å oppnå SF=1,5 (kN/m) | Lengde betongplate (m) | Lengde fra R_A til R_B (m) | Maksimal angrepsresultant i R_B (kN/m) |
| 6 | 4 | 3.386 | 0 | 8.5 | 2.8 | 22.5 |
| 12 | 8 | 1.743 | 0 | 17.0 | 5.7 | 45 |
| 18 | 12 | 1.49 | 3 | 25.5 | 8.5 | 67.5 |
| 24 | 16 | 1.352 | 77 | 33.9 | 11.3 | 79.6 |
| 36 | 24 | 1.221 | 260 | 50.9 | 17.0 | 70.9 |
| 48 | 32 | 1.16 | 490 | 67.9 | 22.6 | 70.7 |
| 60 | 40 | 1.121 | 770 | 84.9 | 28.3 | 72.6 |
| 75 | 50 | 1.091 | 1190 | 106.1 | 35.4 | 76.4 |

For detaljerte beregninger er inkludert i vedlegg 1 og 2.

6.2 Tolking

Resultatene for dette spesifikke tilfellet viser at tilgjengelig motstand fra betongplate konvergerer mot en gitt kapasitet. Dette skyldes hovedsakelig at damplaten motstand konvergerer mot en gitt kapasitet som ikke øker over en viss høyde, mens drivende krefter øker proporsjonalt med høyde (for samme geometri). Utover denne høyden avtar det forholdsmessige bidraget fra betongplaten vesentlig.

6.3 Sensitivitetsvurdering

Utover å se på ulike høyder på glidesirkelen er det ikke gjort noen parameterstudie. Det er gjennomført en kvalitativ vurdering av hvordan de ulike parameterne kan virke inn på beregningen basert generelle kunnskaper til beregninger av fyllingsdammer og betongplate. En vurdering av ulike parametere og deres innvirkning er oppsummert i Tabell 6-2.

Tabell 6-2: Estimering av påvirkning fra andre inndata

| Endring av inndata | | Effekt på stabilitet | Kommentar |
|--------------------|---------------------|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Fylling | Skrånings helning ↓ | SF ↑ | Redusert skråningshelning gir økt stabilitet. |
| | Friksjonsvinkel ↑ | SF ↑ | Høyere friksjonsvinkel i fylling gir bedre stabilitet. Det vil da kreves mindre bidrag fra betongplate. |
| Betongplate | Tykkelse ↑ | SF ↑ | Tykkere betongplate gir høyere drivende vekt av plata, men også høyere bøyemotstand. |
| | Armering ↑ | SF ↑ | Mer armering gir bedre betongkapasitet (frem til trykksonen er fullt utnyttet). |

7 Diskusjon

7.1 Betongplate

Generelt viser analysene at det er mulig å dokumentere et betydelig bidrag fra oppstrøms betongplate, selv ved store glidesirkler.

7.1.1 Momentbidrag

Det er etablert en meget forenklet og konseptuell modell, som viser hvordan momentkapasiteten til plata kan bidra til økt sikkerhetsfaktor. Bidraget fra betongplata kommer fra den andel egenvekt betongplata klarer å bære før den går til brudd gitt at den løftes opp av angrepsresultanten fra skjærbåndet i fyllingen.

De viktigste forenklingene i modellen omfatter blant annet:

- Sammenkobling av to bruddformer som forutsetter fullstendig samvirke mellom jord og fylling. Det er gjort forenklete beregninger som indikerer at deformasjonen i fylling og betong ligger i samme intervall.
- Angrepsresultanten fra skjærbåndet i fyllingen angriper som en punktlast da dette er det som gir minst bidrag fra betongen. I virkeligheten vil lasten være jevnere fordelt.
- Angrepsresultanten fra skjærbåndet i fyllingen angriper vinkelrett på betongplaten da dette er det som gir minst bidrag fra betongen. I virkeligheten vil denne ha ulik vinkel avhengig av glidesirkel.
- Overføring av laster til fundamentet vil måtte skje via glidekapasitet i kontaktpunkt for skjøt.

Det er ikke gjort noe estimat på effekten av forenklingen i modellen, men det fleste er gjort med tanke på at bidraget fra betongen skal bli konservativt.

Fordelen med modellen er at den har en oversiktlig statisk virkemåte for betongplate og fylling, og vil være meget lett å anvende. Modellen vil imidlertid behøve ytterligere verifisering og utvikling før den eventuelt kan komme til allmenn anvendelse.

Det er utført sensitivitetsanalyser som viser hvordan bidraget utvikler seg med ulike fyllingshøyder. Det registreres at bidrag fra betongplaten konvergerer mot en gitt verdi ettersom platen til slutt går til brudd under sin egen vekt. Dette betyr at det skjer en gradvis forholdsvis reduksjon av bidraget fra betongplaten ved økt høyde på tverrsnittet.

7.1.2 Friksjonsbidrag

Damplaten er meget stiv i lengderetningen vil utøve en stabiliserende friksjonskraft på fyllingen dersom denne forsøker å bevege seg langsetter betongplaten, gitt at kontaktflaten mellom betong og fylling er tilstrekkelig ru.

Denne effekten er avtagende med distanse fra platen, men vil virke stabiliserende på grunne glidesirkler. Spesielt for lavere dammer og for glidesirkler med utgang ned mot damtå, vil dette gi et betydelig stabiliserende bidrag.

Metoden bestemmer friksjonsmotstand fra betongplaten, som påføres som en oppadrettet kraft langs oppstrøms skråning i stabilitetsberegningene. Friksjonsmotstanden begrenses av betongplatas aksialkapasitet; bøyekapasitet ved oppløft av plate som følge av eksentrisitetsmoment fra friksjonskraft (i praksis ikke relevant fordi $l \gg t$); Glidning av plata, herunder stabilitet av platesokkel.

Det foreligger gode eksempler på bruk av denne metodikken, og den er dermed ikke utforsket ytterligere. Se vedlegg 3.

7.2 Videre arbeid

- Konseptuell beregningsmodell bør utvikles ytterligere og validiteten av den verifiseres. Dette kan gjøres ved en økende grad av kompleksitet, avhengig av hva som avdekkes ved ytterligere studie.
 - o Mer raffinerte håndberegninger, f.eks bruddlinjeteori
 - o FEM analyser med mer realistiske randbetingelser og jordstivhet fra fylling
 - o Ikke-lineære FEM analyser for å avdekke mer realistisk bruddform
- Det kan gjøres en detaljert parameterstudier, som blant annet vurderer effekten av angrepsvinkel mellom fylling og betongplate og avstand fra rotasjonspunkt til kraftresultant fra fylling.
- Effekten av vanntrykk mot plate på platens opplagringsforhold bør dokumenteres.
- Det må sees mer i detalj på gyldighetsområdet for kraftbidrag i form av momentkapasitet i betongplate og oppadrettet friksjon mellom plate og fylling.
- Effekten av plateunderlaget må utforskes ytterligere, blant annet er friksjon mellom plate og fylling bestemmende for aksialkrefter og dermed kapasitet i støpeskjøter.
- Metodikken bør verifiseres på konkrete eksempler av norske CFRD dammer.

Videre er samtlige alle vurderinger er basert på 2D analyse. For dammer i trange løp kan man få et vesentlig bidrag fra vederlagene. Inkludering av 3D effekter vil imidlertid komplisere beregningene vesentlig, og er neppe et egnet tema for en slik studie, men kan vurderes å utføre i spesialtilfeller.

8 Referanser

- /1/ Lovdata (2010) Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)
- /2/ NVE (2012) Veileder for fyllingsdammer
- /3/ GEO-SLOPE international Ltd. (2012) Enginering book: Stability Modeling with SLOPE/W
- /4/ NS-EN 1992-1-1:2004 + A1: 2014+NA:2021 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- /5/ Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Sørensen, S.I., 2 utgave 2013

9 Vedlegg

Vedlegg 1: Kapasitetsberegning betong

Vedlegg 2: Stabilitetsberegning dam

Vedlegg 3: Eksempler på friksjonsbidrag fra betongplate

Vedlegg 4: Presentasjon VTF temadag 1. februar 2023

Vedlegg 1 Kapasitetsberegning betong

CRFD - Concrete Capacity

January 30, 2023

1 Introduction

The following calculations document the capacity of the concrete plate. The calculations are based on assuming the following static model for the slab. The concept is that is to investigate how large the resultant force at R_B can be to balance the selfweight of the slab. It is further assumed that the position of R_B always acts at $L_c/3$, independent of the slab length L_c . The geometry and materials of the slab were based and assumed on typical parameters obtained from drawings of different Concrete Rock Filled Damns (CRFD) in Norway. The check of the concrete capacity of the slab was carried out according to Eurocode 2 with Norwegian determined parameters (EC2) [1]. Only ULS check was performed.

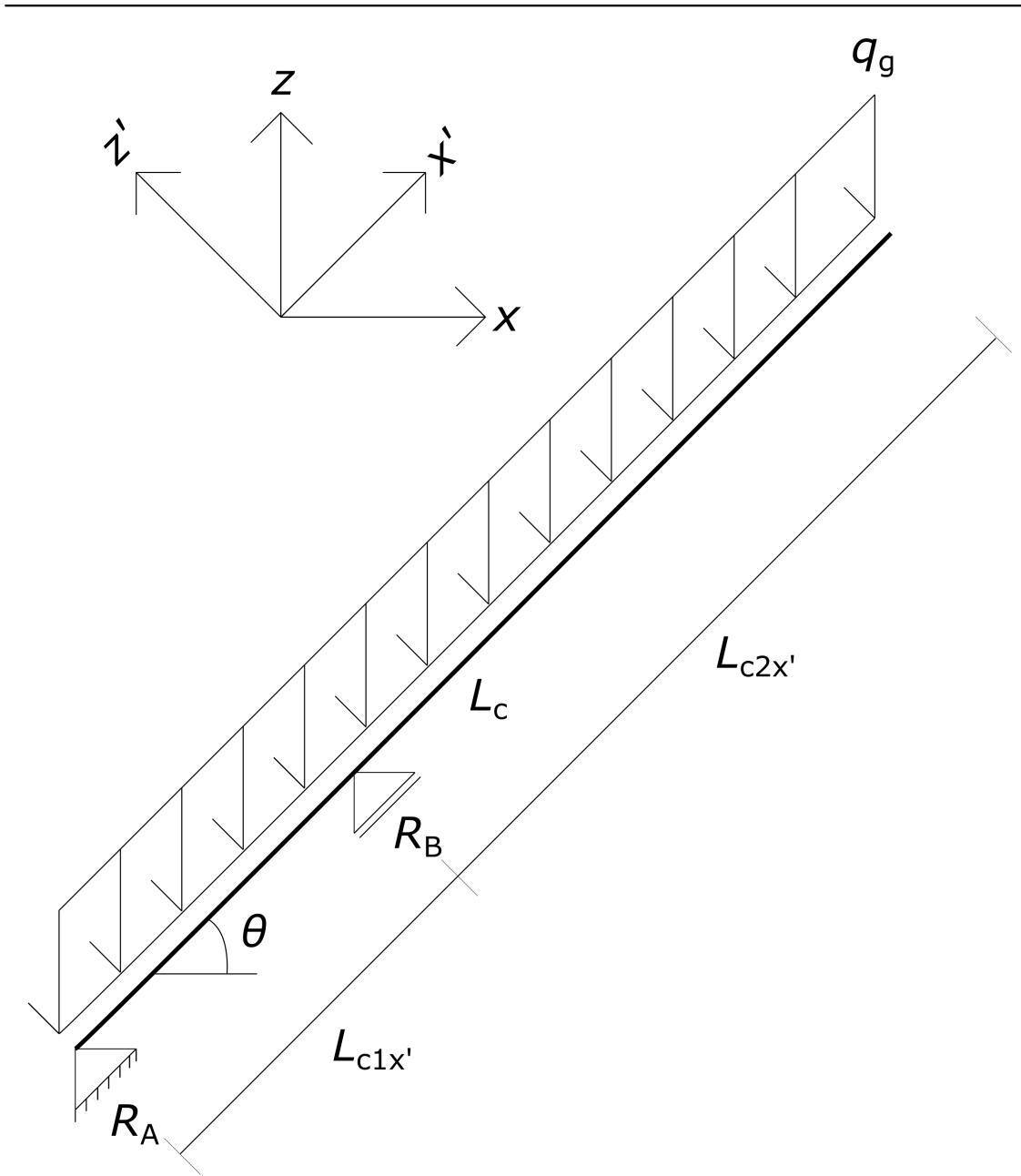


Figure 1 - Static model for concrete plate

2 Calculations input

2.1 Import python functions.

```
[49]: import handcalcs.render

from math import sqrt, pi, sin, cos, radians

import funcs
```

2.2 Concrete

2.2.1 Geometry

```
[50]: %%render
h_dam = 8 # Dam height [m]
w_dam = 1 # Dam unit width [m]
t_c = 0.300 # Concrete slab thickness [m]
cover = 0.050 # Concrete cover [m]
theta = radians(45) # Upstream face angle [rad]
```

$h_{dam} = 8$ (Dam height [m])

$w_{dam} = 1$ (Dam unit width [m])

$t_c = 0.300$ (Concrete slab thickness [m])

$cover = 0.050$ (Concrete cover [m])

$\theta = \text{radians}(45) = 0.785$ (Upstream face angle [rad])

2.2.2 Materials

```
[51]: %%render
f_ck = 25 # Characteristic compressive strength [MPa]
gamma_c = 1.5 # Material factor
alpha_cc = 0.85 # Material factor for compressive strength
alpha_ct = 0.85 # Material factor for tensile strength
rho_c = 25 # Density reinforced concrete [kN/m3]
```

$f_{ck} = 25$ (Characteristic compressive strength [MPa])

$\gamma_c = 1.500$ (Material factor)

$\alpha_{cc} = 0.850$ (Material factor for compressive strength)

$\alpha_{ct} = 0.850$ (Material factor for tensile strength)

$\rho_c = 25$ (Density reinforced concrete [kN/m3])

2.3 Rebars

2.3.1 Geometry

```
[52]: %%render
phi_s = 16 # Rebar diameter [mm]
cc_s = 150 # Spacing between rebars [mm]
```

$$\phi_s = 16 \text{ (Rebar diameter [mm])}$$

$$cc_s = 150 \text{ (Spacing between rebars [mm])}$$

2.3.2 Materials

```
[53]: %%render
f_yk = 500 # Characteristic yield strength [MPa]
gamma_s = 1.15 # Material factor ULS
```

$$f_{yk} = 500 \text{ (Characteristic yield strength [MPa])}$$

$$\gamma_s = 1.150 \text{ (Material factor ULS)}$$

3 Calculations

3.1 Concrete

3.1.1 Geometry

```
[78]: %%render long
L_c = h_dam*1/cos(theta) # Slab length [m]
L_c1x_prime = L_c/3 # Length of slab before support [m]
L_c2x_prime = L_c - L_c/3 # Length of slab after support [m]
d = t_c - cover - phi_s/2*1e-3 # Effetive height [m]
```


$$\begin{aligned}
L_c &= h_{dam} \cdot \frac{1}{\cos(\theta)} \\
&= 8 \cdot \frac{1}{\cos(0.785)} \\
&= 11.314 \text{ (Slab length [m])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_{c1x'} &= \frac{L_c}{3} \\
&= \frac{11.314}{3} \\
&= 3.771 \text{ (Length of slab before support [m])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_{c2x'} &= L_c - \frac{L_c}{3} \\
&= 11.314 - \frac{11.314}{3} \\
&= 7.542 \text{ (Length of slab after support [m])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d &= t_c - \text{cover} - \frac{\phi_s}{2} \cdot 1 \times 10^{-3} \\
&= 0.300 - 0.050 - \frac{16}{2} \cdot 1 \times 10^{-3} \\
&= 0.242 \text{ (Effetive height [m])}
\end{aligned}$$

3.1.2 Materials

```
[55]: f_cd = funcs.design_compressive_strength(f_ck, alpha_cc, gamma_c)
f_ctm, f_ctk005, f_ctk095 = funcs.mean_tensile_strength(f_ck)
f_ctd = funcs.design_tensile_strength(f_ctk005, alpha_ct, gamma_c)
```

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.850 \cdot \frac{25}{1.500} = 14.167 \text{ (Compressive strength [MPa])}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{\left(\frac{2}{3}\right)} = 0.30 \cdot (25)^{\left(\frac{2}{3}\right)} = 2.565 \text{ (Mean tensile strenth [MPa])}$$

$$f_{ctk005} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 2.565 = 1.795 \text{ (Lower bound tensile strength [MPa])}$$

$$f_{ctk095} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 1.3 \cdot 2.565 = 3.334 \text{ (Lower bound tensile strength [MPa])}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk005}}{\gamma_c} = 0.850 \cdot \frac{1.795}{1.500} = 1.017 \text{ (Design tensile strength [MPa])}$$

3.2 Rebars

3.2.1 Geometry

```
[56]: %%render
A_s = pi*phi_s**2/4*(1000/cc_s) # Reinforcement area per meter slab [mm2/m]
```

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot \frac{(\phi_s)^2}{4} \cdot \left(\frac{1000}{cc_s} \right) \\ &= 3.142 \cdot \frac{(16)^2}{4} \cdot \left(\frac{1000}{150} \right) \\ &= 1340.413 \text{ (Reinforcement area per meter slab [mm2/m])} \end{aligned}$$

```
[57]: f_yd = funcs.design_rebar_strength(f_yk, gamma_s)
```

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.150} = 434.783 \text{ (Yield strength [MPa])}$$

3.3 Loads

```
[77]: %%render long
q_g = rho_c*w_dam*t_c # Uniform load caused by selfweight of slab [kN/m]
q_gx_prime = q_g*cos(theta) # Decomposed load parallell to slab [kN/m]
q_gz_prime = q_g*sin(theta) # Decomposed load normal to slab [kN/m]
```

$$\begin{aligned} q_g &= \rho_c \cdot w_{dam} \cdot t_c \\ &= 25 \cdot 1 \cdot 0.300 \\ &= 7.500 \text{ (Uniform load caused by selfweight of slab [kN/m])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{gx'} &= q_g \cdot \cos(\theta) \\ &= 7.500 \cdot \cos(0.785) \\ &= 5.303 \text{ (Decomposed load parallell to slab [kN/m])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{gz'} &= q_g \cdot \sin(\theta) \\ &= 7.500 \cdot \sin(0.785) \\ &= 5.303 \text{ (Decomposed load normal to slab [kN/m])} \end{aligned}$$

3.4 Reactions

Equilibrium in x' direction yields

```
[59]: %%render
R_Ax_prime = q_gx_prime*L_c # Reaction force in x-dir of slab [kN]
```

$$R_{Ax'} = q_{gx'} \cdot L_c = 5.303 \cdot 11.314 = 60.000 \text{ (Reaction force in x-dir of slab [kN])}$$

Moment equilibrium about A yields

```
[76]: %%render long
R_Bz_prime = (q_gz_prime*L_c*L_c/2) / L_c1x_prime # Max vertical reaction force in B [kN]
```

$$\begin{aligned} R_{Bz'} &= \frac{q_{gz'} \cdot L_c \cdot \frac{L_c}{2}}{L_{c1x'}} \\ &= \frac{5.303 \cdot 11.314 \cdot \frac{11.314}{2}}{3.771} \\ &= 90.000 \text{ (Max vertical reaction force in B [kN])} \end{aligned}$$

Equilibrium in z' direction yields

```
[61]: %%render
R_Az_prime = q_gz_prime*L_c - R_Bz_prime # Reaction force in A [kN]
```

$$R_{Az'} = q_{gz'} \cdot L_c - R_{Bz'} = 5.303 \cdot 11.314 - 90.000 = -30.000 \text{ (Reaction force in A [kN])}$$

Note that a negative value of the vertical reaction force means that an uplift occurs in R_A due to the force actions, which makes sense according to the static system in Figure 1.

3.5 Sectional forces

The moment at B is

```
[62]: %%render
M_By_prime = q_gz_prime*L_c2x_prime*L_c2x_prime/2 # [kNm]
M_Ed = M_By_prime # [kNm]
```

$$\begin{aligned} M_{By'} &= q_{gz'} \cdot L_{c2x'} \cdot \frac{L_{c2x'}}{2} = 5.303 \cdot 7.542 \cdot \frac{7.542}{2} = 150.849 \text{ ([kNm])} \\ M_{Ed} &= 150.849 \text{ ([kNm])} \end{aligned}$$

The shear forces are

```
[79]: %%render long
V_Az_prime = R_Az_prime # [kN]
V_Bz1_prime = R_Az_prime - q_gz_prime*L_c1x_prime # [kN]
V_Bz2_prime = R_Az_prime - q_gz_prime*L_c1x_prime + R_Bz_prime # [kN]
V_Lc = R_Az_prime - q_gz_prime*L_c1x_prime + R_Bz_prime -
↳q_gz_prime*L_c2x_prime # [kN]
V_Ed = max(abs(V_Az_prime), abs(V_Bz1_prime), abs(V_Bz2_prime)) # [kN]
```

$$V_{Az'} = -30.000 \text{ ([kN])}$$

$$\begin{aligned} V_{Bz1'} &= R_{Az'} - q_{gz'} \cdot L_{c1x'} \\ &= -30.000 - 5.303 \cdot 3.771 \\ &= -50.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Bz2'} &= R_{Az'} - q_{gz'} \cdot L_{c1x'} + R_{Bz'} \\ &= -30.000 - 5.303 \cdot 3.771 + 90.000 \\ &= 40.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Lc} &= R_{Az'} - q_{gz'} \cdot L_{c1x'} + R_{Bz'} - q_{gz'} \cdot L_{c2x'} \\ &= -30.000 - 5.303 \cdot 3.771 + 90.000 - 5.303 \cdot 7.542 \\ &= 0.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \max(\text{abs}(V_{Az'}), \text{abs}(V_{Bz1'}), \text{abs}(V_{Bz2'})) \\ &= \max(\text{abs}(-30.000), \text{abs}(-50.000), \text{abs}(40.000)) \\ &= 50.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

The axial forces area

```
[64]: %%render
N_Ax_prime = q_gx_prime*L_c # [kN]
N_Bx_prime = q_gx_prime*L_c2x_prime # [kN]
N_Ed = max(N_Ax_prime, N_Bx_prime) # [kN]
```

$$N_{Ax'} = q_{gx'} \cdot L_c = 5.303 \cdot 11.314 = 60.000 \text{ ([kN])}$$

$$N_{Bx'} = q_{gx'} \cdot L_{c2x'} = 5.303 \cdot 7.542 = 40.000 \text{ ([kN])}$$

$$N_{Ed} = \max(N_{Ax'}, N_{Bx'}) = \max(60.000, 40.000) = 60.000 \text{ ([kN])}$$

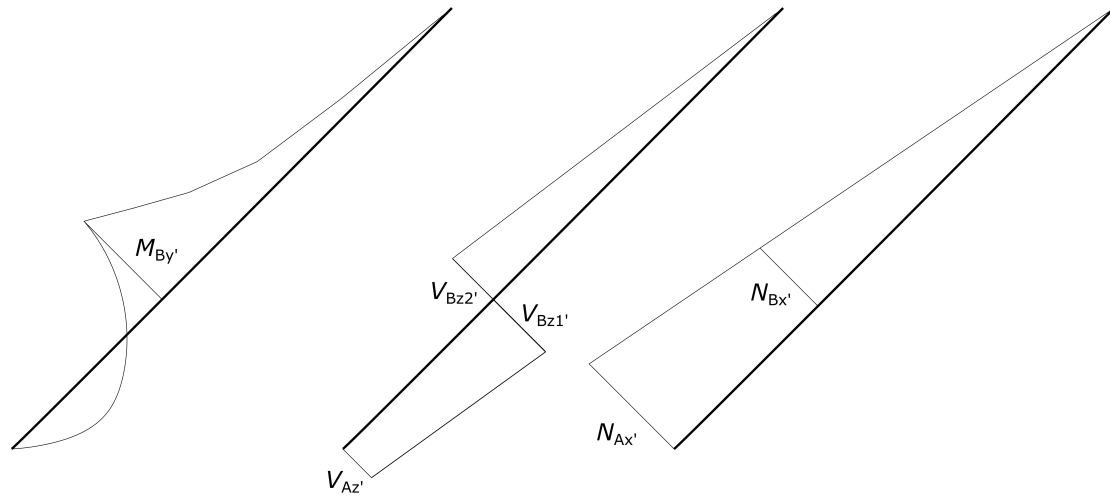


Figure 2 - Force diagrams

4 Concrete checks

4.1 Shear interface

It is investigated that Support R_A can carry the vertical support force according to EC2 clause 6.2.5. It is assumed a smooth surface.

```
[65]: %%render
sigma_n = N_Ax_prime*1e3/(t_c*w_dam*1e6) # Axial stress at A [MPa]
nu = 0.6*(1 - f_ck/250) # Strength reduction factor
c = 0.20 # Interface parameter
mu = 0.60 # Friction coefficient at interface
```

$$\sigma_n = N_{Ax'} \cdot \frac{1 \times 10^3}{t_c \cdot w_{dam} \cdot 1 \times 10^6} = 60.000 \cdot \frac{1 \times 10^3}{0.300 \cdot 1 \cdot 1 \times 10^6} = 0.200 \text{ (Axial stress at A [MPa])}$$

$$\nu = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.540 \text{ (Strength reduction factor)}$$

$$c = 0.200 \text{ (Interface parameter)}$$

$$\mu = 0.600 \text{ (Friction coefficient at interface)}$$

```
[66]: v_rdi = funcs.shear_interface(
    sigma_n = sigma_n,
    rho_s = 0,
    f_cd = f_cd,
    f_ctd=f_ctd,
```

```

f_yd=f_yd,
nu = nu,
c = c,
mu = mu,
alpha = 90,
)

```

Since, $\sigma_n > 0 \rightarrow (0.200 > 0) : ([\text{MPa}])$

$$\begin{aligned}
v_{rdi} &= \min(c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)), 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd}) \\
&= \min(0.200 \cdot 1.017 + 0.600 \cdot 0.200 + 0 \cdot 434.783 \cdot (0.600 \cdot \sin(90) + \cos(90)), 0.5 \cdot 0.540 \cdot 14.167) \\
&= 0.323
\end{aligned}$$

```

[67]: %%render
V_rdi = v_rdi*(t_c*w_dam*1e6)/1e3 # Shear capacity at A [kN]

```

$$V_{rdi} = v_{rdi} \cdot \frac{t_c \cdot w_{dam} \cdot 1 \times 10^6}{1 \times 10^3} = 0.323 \cdot \frac{0.300 \cdot 1 \cdot 1 \times 10^6}{1 \times 10^3} = 97.046 \text{ (Shear capacity at A [kN])}$$

4.2 Shear tensile capacity without shear reinforcement

The shear tensile capacity of the slab is performed according to EC2 clause 6.2.2(1).

```

[68]: V_rdc = funcs.shear_without_reinf(
    f_ck = f_ck,
    gamma_c = gamma_c,
    A_sl = A_s,
    d = d*1e3,
    b_w = w_dam*1e3,
    sigma_cp = sigma_n
)

```

Since, $\sigma_{cp} \geq 0 \rightarrow (0.200 \geq 0)$:

$$k_1 = 0.150$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2.0 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{242.000}}, 2.0 \right) = 1.909$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1340.413}{1000.000 \cdot 242.000} = 0.006$$

$$C_{Rdc} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.180}{1.500} = 0.120$$

$$\begin{aligned} V_{rdc} &= \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\left(\frac{1}{3}\right)} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot 1 \times 10^{-3} \\ &= \left(0.120 \cdot 1.909 \cdot (100 \cdot 0.006 \cdot 25)^{\left(\frac{1}{3}\right)} + 0.150 \cdot 0.200 \right) \cdot 1000.000 \cdot 242.000 \cdot 1 \times 10^{-3} \\ &= 140.391 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

4.3 Moment capacity

The moment capacities are determined according to [2].

```
[80]: %%render long
M_rcd = (0.275*f_cd*(w_dam*1e3)*(d*1e3)**2)*1e-6 # Compressive capacity [kNm]
z = min((1-0.17*min(M_Ed,M_rcd)/M_rcd)*(d*1e3),0.95*(d*1e3)) # Internal lever_
↪arm [mm]
M_rtd = (f_yd*A_s*z)*1e-6 # Tensile capacity [kNm]
```

$$\begin{aligned}
M_{rcd} &= \left(0.275 \cdot f_{cd} \cdot (w_{dam} \cdot 1 \times 10^3) \cdot (d \cdot 1 \times 10^3)^2\right) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= \left(0.275 \cdot 14.167 \cdot (1 \cdot 1 \times 10^3) \cdot (0.242 \cdot 1 \times 10^3)^2\right) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= 228.156 \text{ (Compressive capacity [kNm])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
z &= \min \left(\left(1 - 0.17 \cdot \frac{\min(M_{Ed}, M_{rcd})}{M_{rcd}}\right) \cdot (d \cdot 1 \times 10^3), 0.95 \cdot (d \cdot 1 \times 10^3) \right) \\
&= \min \left(\left(1 - 0.17 \cdot \frac{\min(150.849, 228.156)}{228.156}\right) \cdot (0.242 \cdot 1 \times 10^3), 0.95 \cdot (0.242 \cdot 1 \times 10^3) \right) \\
&= 214.799 \text{ (Internal lever arm [mm])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{rtd} &= (f_{yd} \cdot A_s \cdot z) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= (434.783 \cdot 1340.413 \cdot 214.799) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= 125.183 \text{ (Tensile capacity [kNm])}
\end{aligned}$$

Note that $M_{rtd} < M_{rcd}$, meaning that the slab most likely only is dimensioned to cover minimum reinforcement requirements.

5 Summary

5.1 Shear capacity

```
[70]: %%render
V_rd = min(V_rdi, V_rdc)
u_Vrd = V_Ed/V_rd
```

$$V_{rd} = \min(V_{rdi}, V_{rdc}) = \min(97.046, 140.391) = 97.046$$

$$u_{Vrd} = \frac{V_{Ed}}{V_{rd}} = \frac{50.000}{97.046} = 0.515$$

There is sufficient shear capacity to carry the shear force at R_A caused by the reaction force in R_B balanced by the selfweight of the slab.

5.2 Moment capacity

```
[71]: %%render
M_rd = min(M_rcd, M_rtd)
u_Mrd = M_Ed/M_rd
```


$$M_{rd} = \min(M_{rcd}, M_{rtd}) = \min(228.156, 125.183) = 125.183$$

$$u_{Mrd} = \frac{M_{Ed}}{M_{rd}} = \frac{150.849}{125.183} = 1.205$$

The moment capacity of the slab is smaller than the dimensioning moment caused by the force actions. This means that the slab cannot carry the moment caused by the uplift in R_B and the whole selfweight of the slab.

It is now investigated how much of the selfweight $L_{c2x,red}$ beyond R_B that can be balanced by the reaction force at this point due to the limitations of the moment capacity.

```
[81]: %%render
L_c2x_prime_red = sqrt(2*M_rd/q_gz_prime) # [m]
if u_Mrd > u_Vrd: beta_Lc2x_prime = min(L_c2x_prime_red/L_c2x_prime,1.0)
if u_Mrd > u_Vrd: R_Bz_prime_allowed = \
    \rightarrow min((q_gz_prime*(L_c1x_prime+beta_Lc2x_prime*L_c2x_prime)*(L_c1x_prime+beta_Lc2x_prime*L_c2
    \rightarrow 2) / L_c1x_prime, R_Bz_prime) # [kN]
```

$$L_{c2x'_{red}} = \sqrt{2 \cdot \frac{M_{rd}}{q_{gz'}}} = \sqrt{2 \cdot \frac{125.183}{5.303}} = 6.871 \text{ ([m])}$$

Since, $u_{Mrd} > u_{Vrd} \rightarrow (1.205 > 0.515)$:

$$\beta_{Lc2x'} = \min\left(\frac{L_{c2x'_{red}}}{L_{c2x'}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{6.871}{7.542}, 1.0\right) = 0.911$$

Since, $u_{Mrd} > u_{Vrd} \rightarrow (1.205 > 0.515)$: ([kN])

$$\begin{aligned} R_{Bz'_{allowed}} &= \min\left(\frac{q_{gz'} \cdot (L_{c1x'} + \beta_{Lc2x'} \cdot L_{c2x'}) \cdot \frac{L_{c1x'} + \beta_{Lc2x'} \cdot L_{c2x'}}{2}}{L_{c1x'}}, R_{Bz'}\right) \\ &= \min\left(\frac{5.303 \cdot (3.771 + 0.911 \cdot 7.542) \cdot \frac{3.771 + 0.911 \cdot 7.542}{2}}{3.771}, 90.000\right) \\ &= 79.633 \end{aligned}$$

6 Conclusion

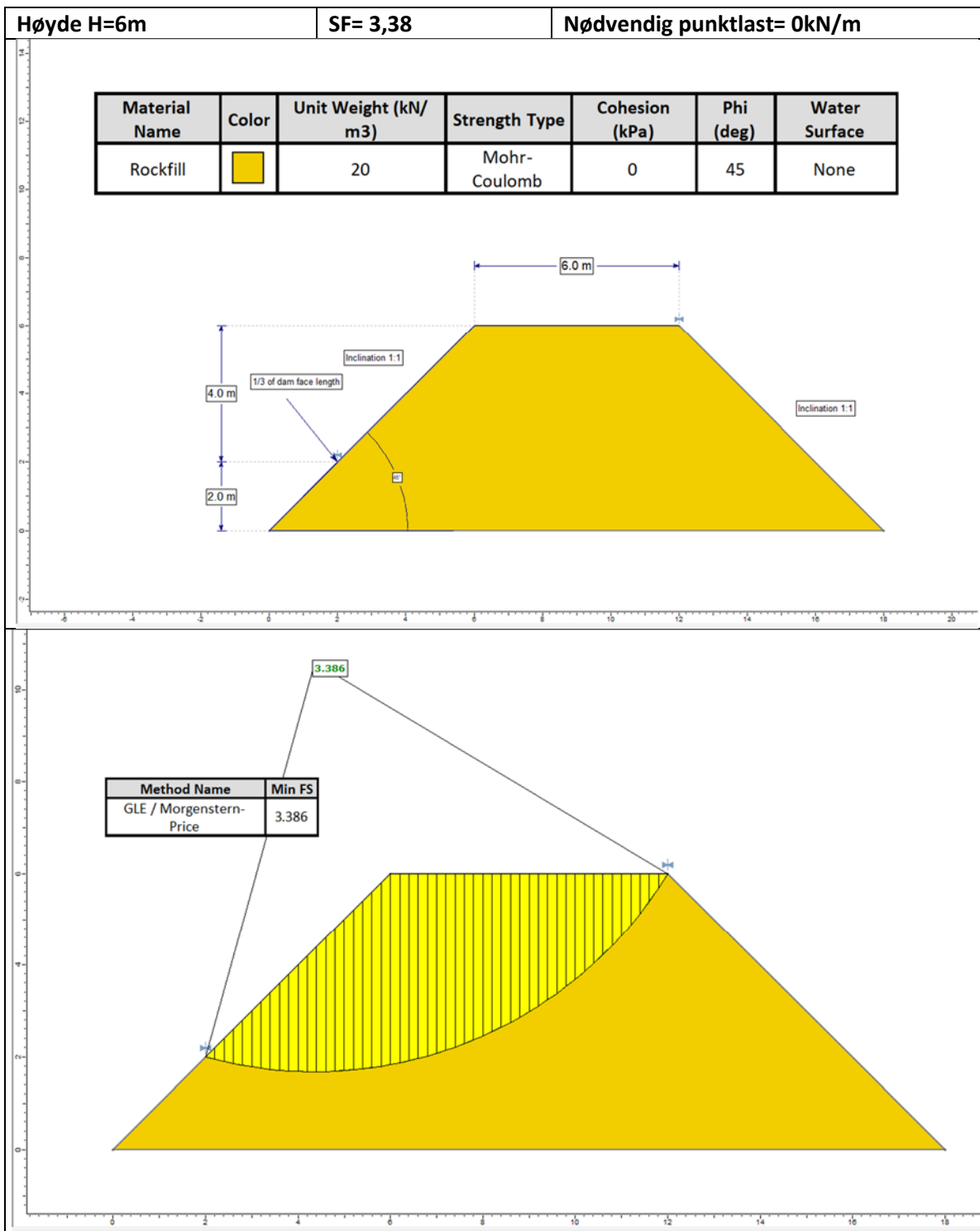
It is seen that the reaction force at R_B is limited by the moment capacity of the slab. The moment capacity of the slab means that the reaction force at R_B cannot balance the whole selfweight of the slab.

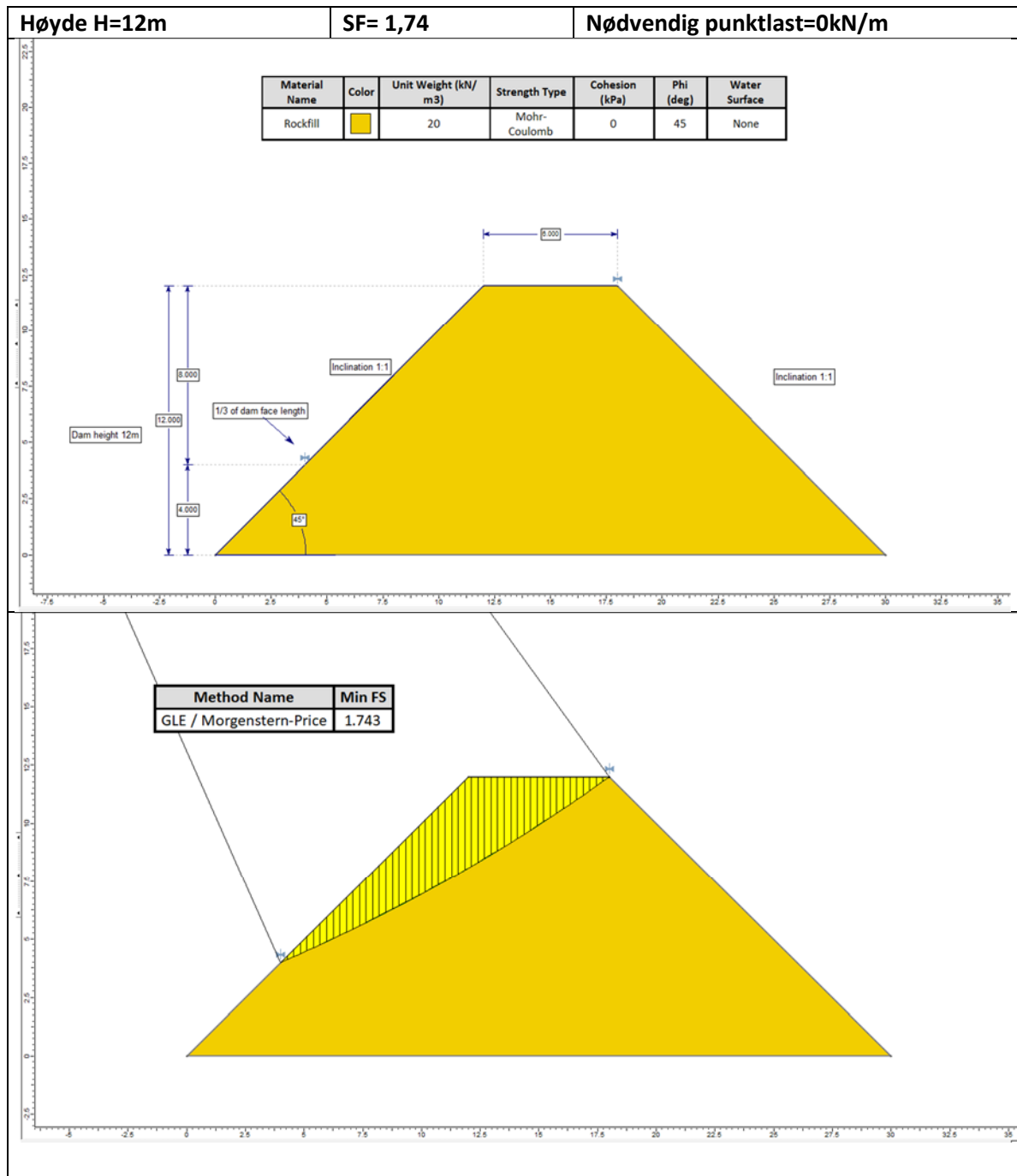
7 References

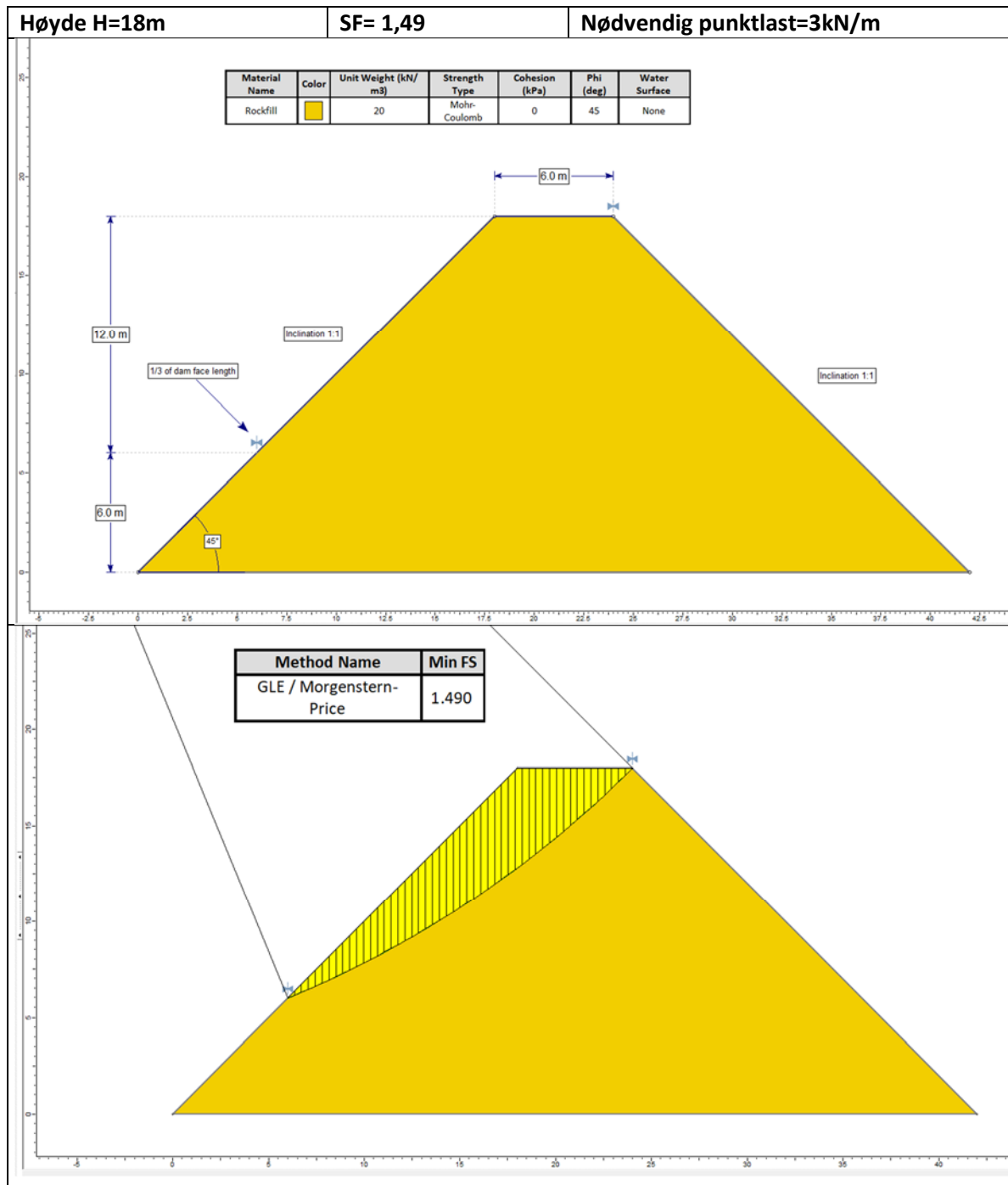
[1] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 - Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger.

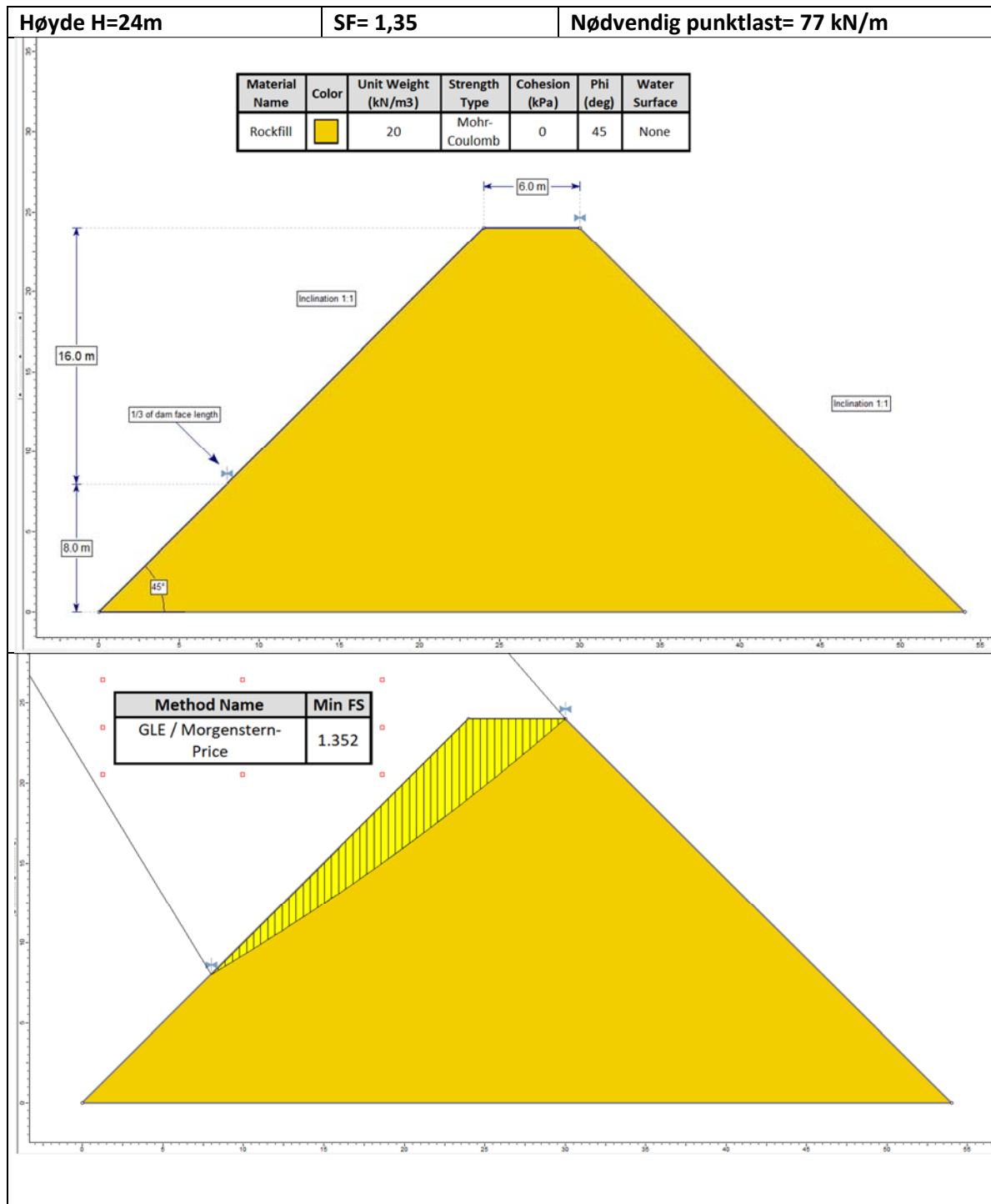
[2] Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Sørensen, S.I., 2. Utgave, 2013.

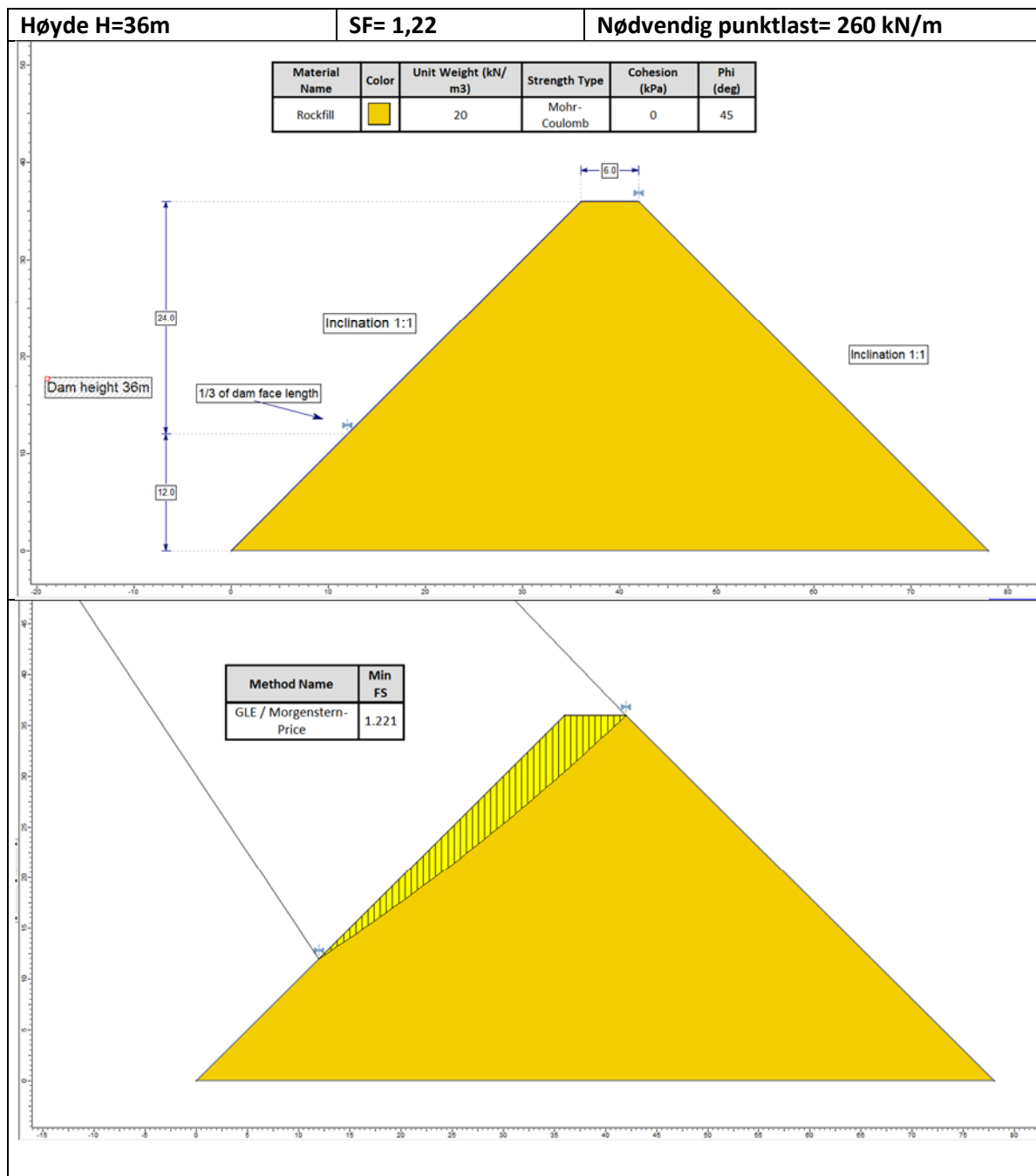
Vedlegg 2: Stabilitetsberegning dam





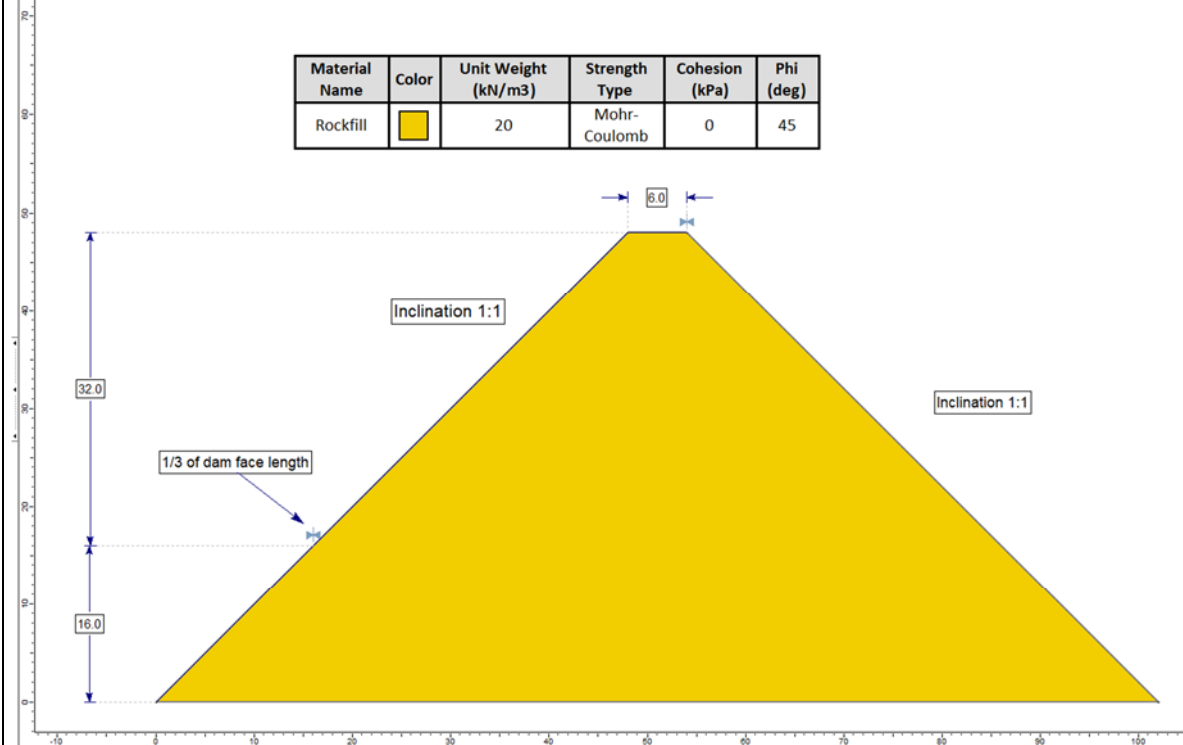




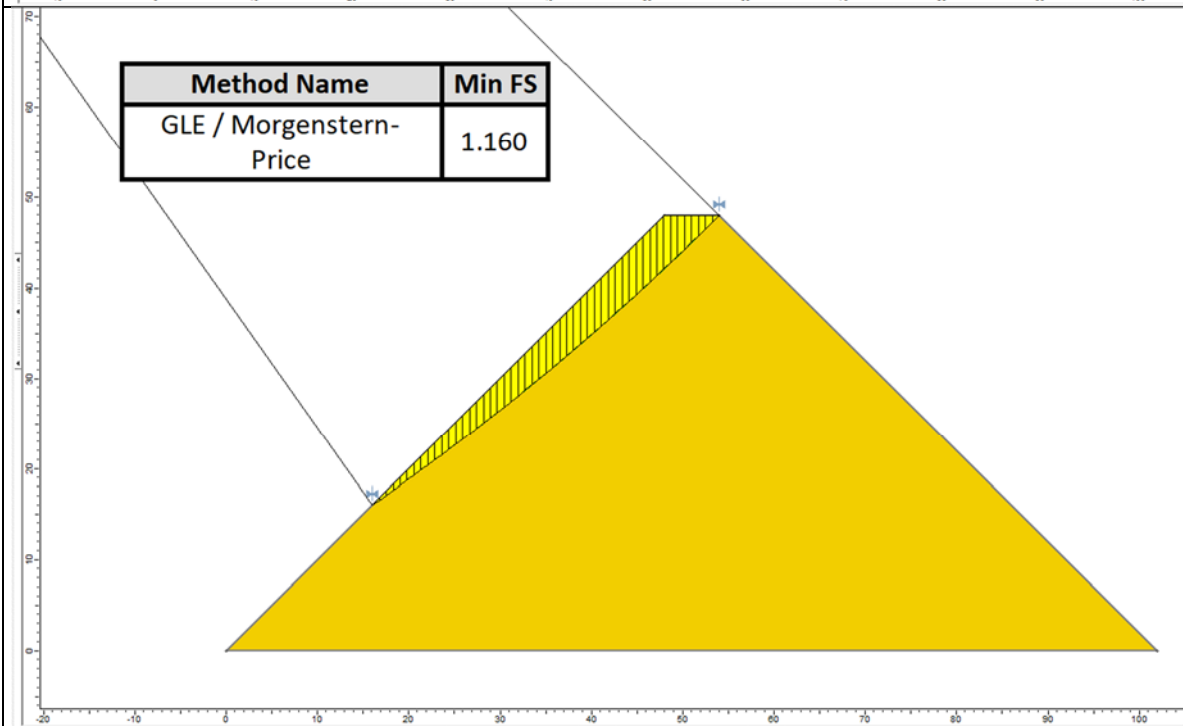


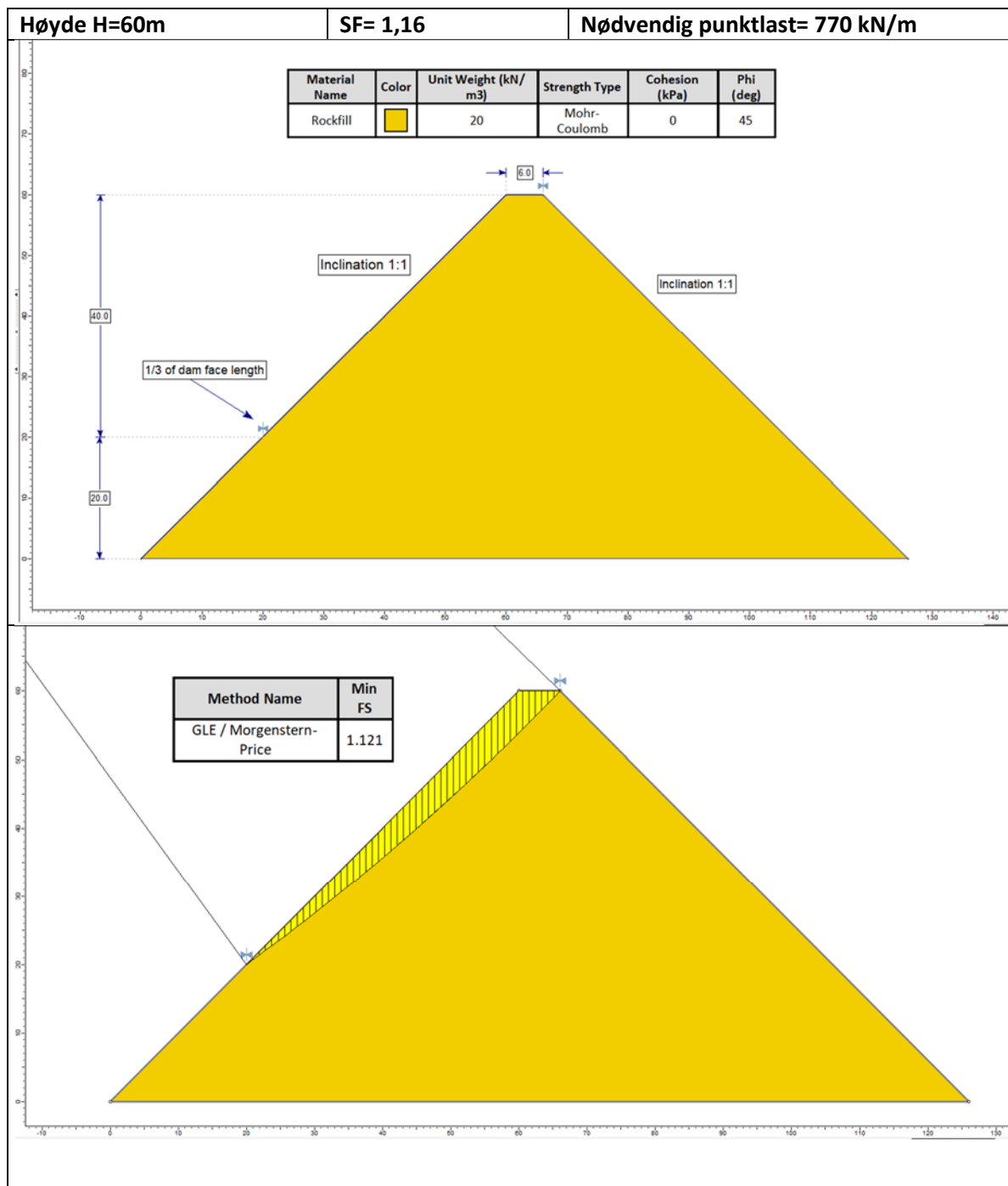
Høyde H=48m SF= 1,16 Nødvendig punktlast= 490 kN/m

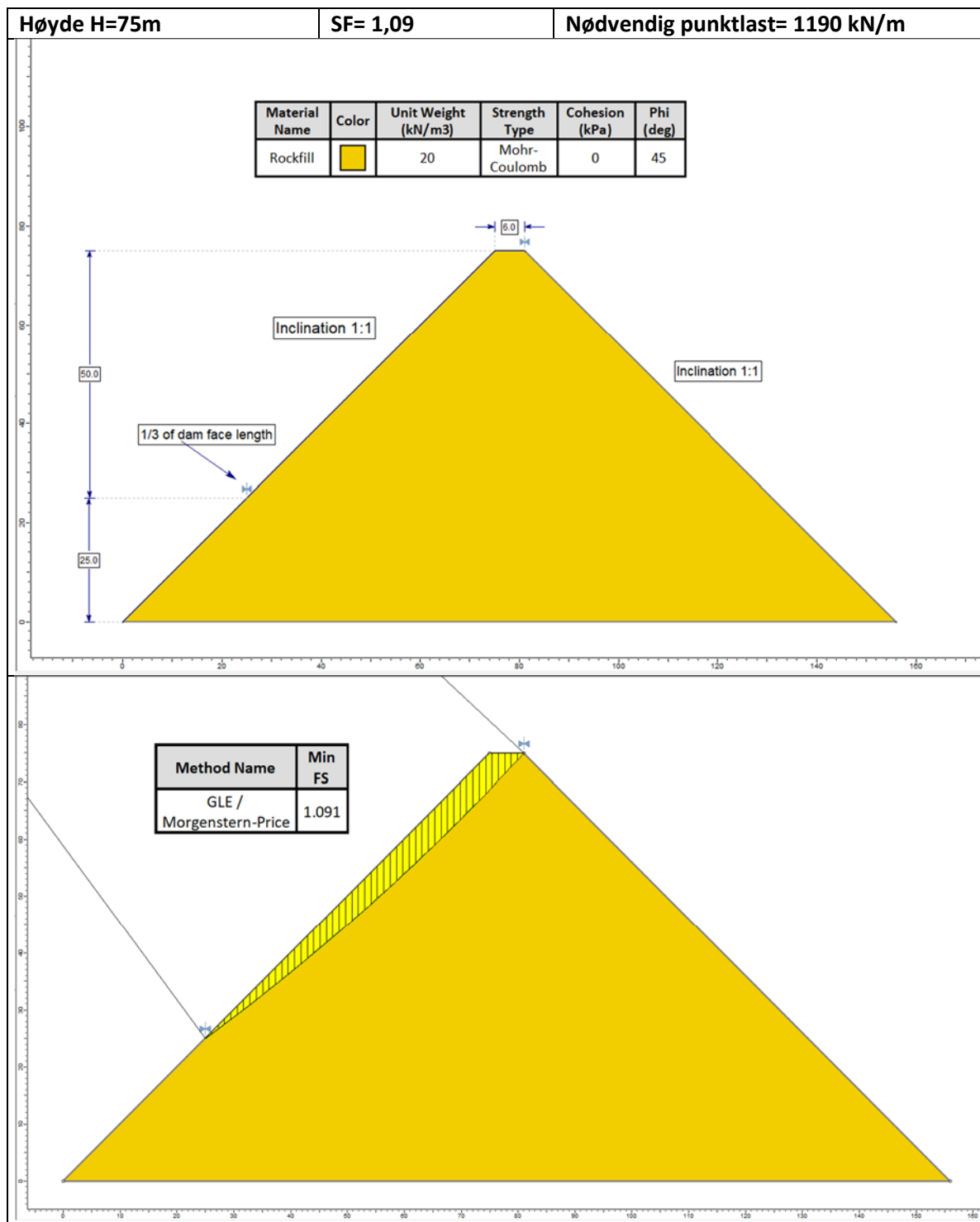
| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m ³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (deg) |
|---------------|--------|----------------------------------|---------------|----------------|-----------|
| Rockfill | Yellow | 20 | Mohr-Coulomb | 0 | 45 |



| Method Name | Min FS |
|-------------------------|--------|
| GLE / Morgenstern-Price | 1.160 |

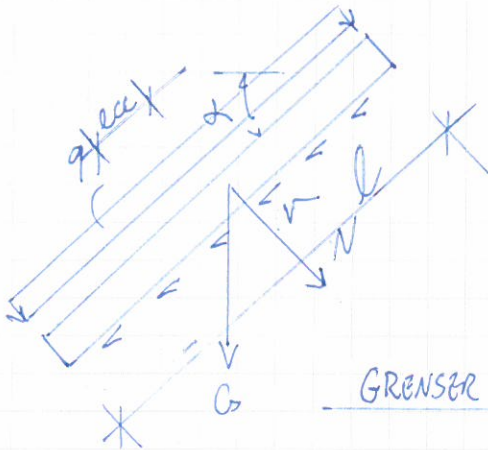






Vedlegg 3: Eksempler på friksjonsbidrag fra betongplate

Multiconsult



$$q = g t \cdot \cos(\alpha) \quad , \quad N = q \cdot l$$

$$v = q \cdot \psi \quad , \quad V = v \cdot l = q l \psi$$

$$M = V \cdot t/2 = q l \psi \cdot t/2$$

GRENSER FOR TILGJENGBLIG FRIKSJONSFAKTOR

A. EKSENTRISITET : $ecc < l/6$ (i.e. SENTRAL $l/3$)

OPPLØFT AV PLATE PGA EKSENTRISITETS-MOMENT FRA FRIKSJONKRAFT $\Rightarrow M/N = q l \psi t/2 / q l = \psi t/2 < l/6$

$\psi < l/3t$, $\lim_{l \rightarrow 0} \psi \rightarrow 0$ $\lim_{l \rightarrow \infty} \psi \rightarrow \infty$

(VIL IKKE VERE RELEVANT I PRANSIS DA $l \gg t$)

B. GJUPNING :

FRIKSJONSFAKTOR MELLOM BETONG-PLATE OG STEINFYLLING

$\psi < \tan(\varphi) / SF$

SF FORSLÅS SOM FØLGER (ATTRAKSJON = 0)

$\tau_{max} = r_{max} (q_v \cdot \tan \varphi) \Rightarrow \psi_{max} = r_{max} \tan \varphi$

$\psi < 0,9 \cdot \frac{\tan(\varphi)}{1,5} = \frac{\tan(\varphi)}{1,6}$

r_{max} FOR PUNKT γ_m

C. TRYKK :

KAPASITETEN TIL DAMPÅ MOT TRYKK FRA BETONG-PLATE

$N_{TOT} < N_{Rd}$ $\leftarrow N_{Rd}$ AVHENGIG AV MOTHOLDKAPASITET OG FORM

$[g t \cdot \sin(\alpha) + g t \psi \cdot \cos(\alpha)] \cdot l = g t l [\sin(\alpha) + \psi \cos(\alpha)] < N_{Rd}$

$\psi < \left[\frac{N_{Rd}}{g t l} - \sin(\alpha) \right] / \cos(\alpha) = \frac{N_{Rd}}{g t l \cos \alpha} - \tan \alpha$

Multiconsult

$$\text{jmf s.2. } F_{Rd} = \frac{N_{Rd}}{\sqrt{1+1.38^2}} = 0.587 N_{Rd} \quad \text{kN/m}$$

$$V_{Rd} = F_{Rd} \cdot 1.38 = 0.810 N_{Rd} \quad \text{kN/m}$$

$$G_c = 45.65 \text{ m}^3/\text{m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 1096 \text{ kN/m}$$

$$G_g = 11.17 \text{ m}^3/\text{m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = 212 \text{ kN/m}$$

$$V_G = 0.33^{(k_0 \text{ av } 42^\circ)} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 \cdot (7.3 \text{ m})^2 / 2 = 167 \text{ kN/m (KONSERVATIVT)}$$

BEGRENSNING 1. GLIDNING MOT FOCUL, $\phi = 45$, LONGITUDINELL FOCULGRÄFT*

$$\frac{F_{Rd} + G_c + G_g}{V_{Rd} + V_G} = \frac{0.587 N_{Rd} + 1308}{0.810 N_{Rd} + 167} > 1.5 \quad (\text{KREVER SIKKERHET 1.5})$$

$$\Rightarrow N_{Rd} = \frac{1308 - 1.5 \cdot 167}{(1.5 \cdot 0.810 - 0.587)} = \frac{1057.5}{0.628} = 1684 \text{ kN/m}$$

BEGRENSNING 2. VÄRTING (ecc OM ÖPPSTRÖMS TÄ)*


$$M_s = G_c \cdot 3.3 \text{ m} + G_g \cdot 7.45 \text{ m} + 0.587 N_{Rd} \cdot 5.41 \text{ m}$$


$$M_d = V_G \cdot \left(\frac{7.45}{3}\right) \text{ m} + 0.81 N_{Rd} \cdot 4.82 \text{ m}$$

$$ecc = \frac{M_s - M_d}{N} = \frac{3617 + 1579 + 3.176 N_{Rd} - 415 - 3.904 N_{Rd}}{0.587 N_{Rd} + 1096 + 212}$$

$$= \frac{4781 - 0.728 N_{Rd}}{1308 + 0.587 N_{Rd}}$$

$$\Rightarrow N_{Rd} = \frac{(4781 - 1308 ecc)}{(0.587 ecc + 0.728)}$$


$$N_{Rd} (ecc = \frac{1}{3}) = 456 \text{ kN/m}$$


$$N_{Rd} (ecc = \frac{1}{6}) = 1885 \text{ kN/m}^* > \text{BEGR. 1.}$$

* DET SÖKES FÖR TOMT RESERVOIR FÖRDI DET GÖR MINST MOTSTAND I TÄA, DÄRFÖR ER DET HELLER IKKE PORÖTRYCK UNDER TÄA. VIDRE GÖDAS DET EN RESULTANTPOSITION 8/6 FRA ÖPPSTRÖMS KANT.

Multiconsult

$$\psi < \left[\begin{array}{c} 456 \\ 1684 \end{array} \right] \cdot \frac{1}{gt \cdot l \cdot \cos(\alpha)} - \tan(\alpha)$$
$$= \left[\begin{array}{c} 456 \\ 1684 \end{array} \right] \frac{1}{24 \cdot 0.65 \cdot \frac{48 \cdot 0.76}{36.5}} - \tan(40.54^\circ) =$$

jmf s. 4: $\sum l \cdot \cos \alpha = 11.3 \text{ m} \cos(45^\circ) + 12 \text{ m} \cos(42^\circ) + 12 \text{ m} \cos(38.9^\circ) + 12.7 \text{ m} \cos(35.9^\circ)$

$$= 36.5 \text{ m} \Rightarrow \cos(\alpha)_{\text{Avg}} = \frac{36.5}{48} = 0.76$$
$$\Rightarrow \alpha_{\text{Avg}} = 40.54^\circ$$

$$\psi < \left[\begin{array}{c} 456 \\ 1684 \end{array} \right] \cdot \frac{1}{569} - 0.86 = \left[\begin{array}{c} -0.06 \\ 2.18 \end{array} \right]$$

i.e. FOR $l/3$ KRAVET TRØNGER BETONGPLATEN FRIKSJONSHJELP FRA JORDMASSIVET FORDI KAPASITETEN TIL TÅA IKKE ER STOR NOK TIL Å MOTSTÅ PLATAS EGENVEKT.

FOR GLIDE-KRAVET OG $l/6$ VIL TILGJENGGELIG MOTSTAND VÆRE NYE STØRRE ENN EGENVEKTEN AV PLATA, OG FRIKSJONS KRAVET (B) VIL VÆRE GJELDENE

KONKLUSJON

GRENSEBETINGELSE B GLIDNING VIL VÆRE DIMENSJONERENDE:

$$\psi < \tan(\varphi) / 1.67 \quad \varphi = 42^\circ \quad 0.54$$

TILGJENGGELIG FRIKSJONSKRAFT ER DERMED (I BESTESTE OMRÅDET):

$$\tau = q\psi = \rho t \cos(\alpha) \psi = 24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.65 \text{ m} \cdot \cos(45^\circ) \cdot 0.54 = 5.9 \text{ kN/m}^2$$

Vedlegg 1 Kapasitetsberegning betong

CRFD - Concrete Capacity

January 30, 2023

1 Introduction

The following calculations document the capacity of the concrete plate. The calculations are based on assuming the following static model for the slab. The concept is that is to investigate how large the resultant force at R_B can be to balance the selfweight of the slab. It is further assumed that the position of R_B always acts at $L_c/3$, independent of the slab length L_c . The geometry and materials of the slab were based and assumed on typical parameters obtained from drawings of different Concrete Rock Filled Damns (CRFD) in Norway. The check of the concrete capacity of the slab was carried out according to Eurocode 2 with Norwegian determined parameters (EC2) [1]. Only ULS check was performed.

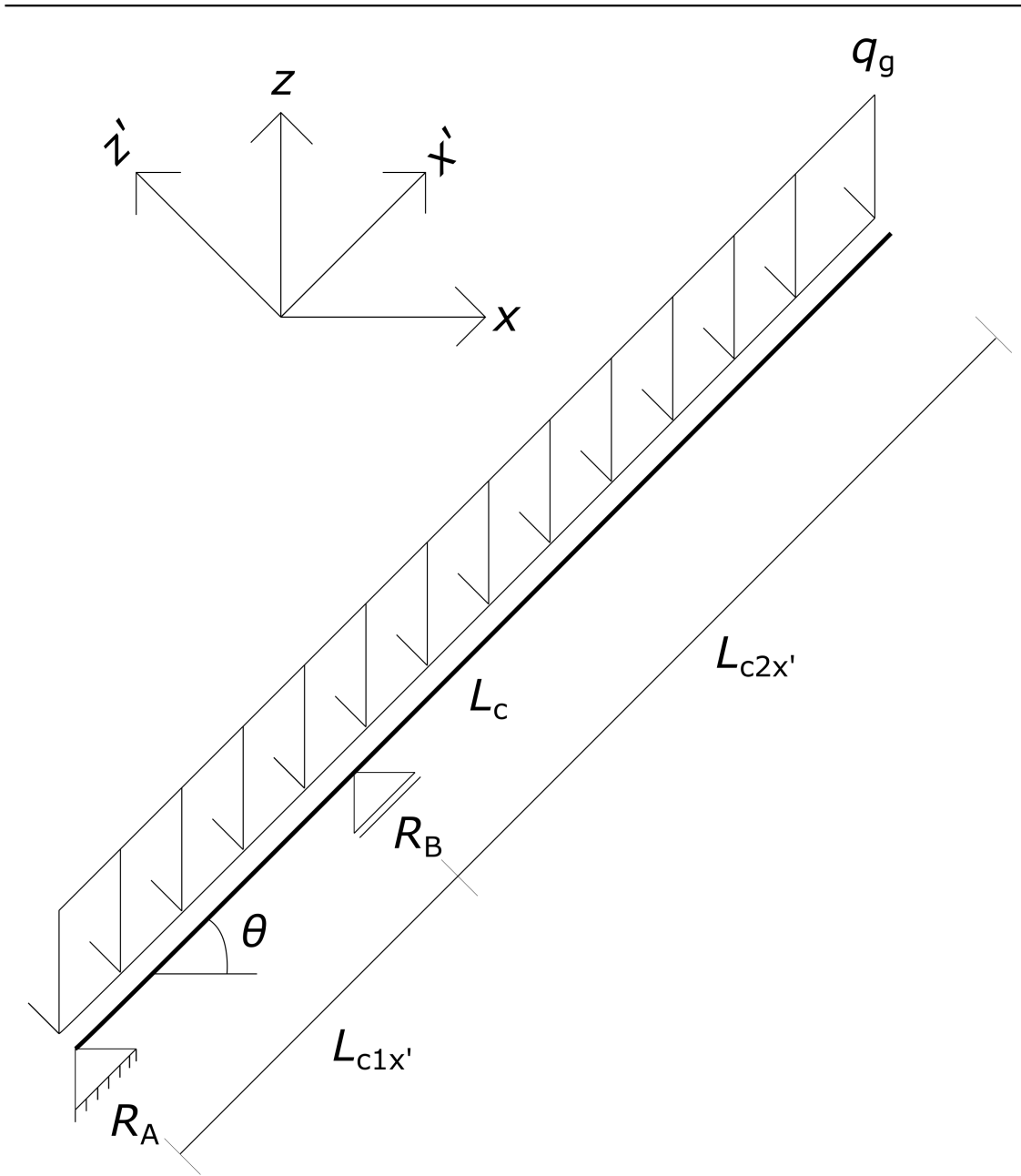


Figure 1 - Static model for concrete plate

2 Calculations input

2.1 Import python functions.

```
[49]: import handcalcs.render

from math import sqrt, pi, sin, cos, radians

import funcs
```

2.2 Concrete

2.2.1 Geometry

```
[50]: %%render
h_dam = 8 # Dam height [m]
w_dam = 1 # Dam unit width [m]
t_c = 0.300 # Concrete slab thickness [m]
cover = 0.050 # Concrete cover [m]
theta = radians(45) # Upstream face angle [rad]
```

$$h_{dam} = 8 \text{ (Dam height [m])}$$

$$w_{dam} = 1 \text{ (Dam unit width [m])}$$

$$t_c = 0.300 \text{ (Concrete slab thickness [m])}$$

$$\text{cover} = 0.050 \text{ (Concrete cover [m])}$$

$$\theta = \text{radians}(45) = 0.785 \text{ (Upstream face angle [rad])}$$

2.2.2 Materials

```
[51]: %%render
f_ck = 25 # Characteristic compressive strength [MPa]
gamma_c = 1.5 # Material factor
alpha_cc = 0.85 # Material factor for compressive strength
alpha_ct = 0.85 # Material factor for tensile strength
rho_c = 25 # Density reinforced concrete [kN/m3]
```

$$f_{ck} = 25 \text{ (Characteristic compressive strength [MPa])}$$

$$\gamma_c = 1.500 \text{ (Material factor)}$$

$$\alpha_{cc} = 0.850 \text{ (Material factor for compressive strength)}$$

$$\alpha_{ct} = 0.850 \text{ (Material factor for tensile strength)}$$

$$\rho_c = 25 \text{ (Density reinforced concrete [kN/m3])}$$

2.3 Rebars

2.3.1 Geometry

```
[52]: %%render
phi_s = 16 # Rebar diameter [mm]
cc_s = 150 # Spacing between rebars [mm]
```

$$\phi_s = 16 \text{ (Rebar diameter [mm])}$$

$$cc_s = 150 \text{ (Spacing between rebars [mm])}$$

2.3.2 Materials

```
[53]: %%render
f_yk = 500 # Characteristic yield strength [MPa]
gamma_s = 1.15 # Material factor ULS
```

$$f_{yk} = 500 \text{ (Characteristic yield strength [MPa])}$$

$$\gamma_s = 1.150 \text{ (Material factor ULS)}$$

3 Calculations

3.1 Concrete

3.1.1 Geometry

```
[78]: %%render long
L_c = h_dam*1/cos(theta) # Slab length [m]
L_c1x_prime = L_c/3 # Length of slab before support [m]
L_c2x_prime = L_c - L_c/3 # Length of slab after support [m]
d = t_c - cover - phi_s/2*1e-3 # Effetive height [m]
```

$$\begin{aligned}
L_c &= h_{dam} \cdot \frac{1}{\cos(\theta)} \\
&= 8 \cdot \frac{1}{\cos(0.785)} \\
&= 11.314 \text{ (Slab length [m])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_{c1x'} &= \frac{L_c}{3} \\
&= \frac{11.314}{3} \\
&= 3.771 \text{ (Length of slab before support [m])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_{c2x'} &= L_c - \frac{L_c}{3} \\
&= 11.314 - \frac{11.314}{3} \\
&= 7.542 \text{ (Length of slab after support [m])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d &= t_c - \text{cover} - \frac{\phi_s}{2} \cdot 1 \times 10^{-3} \\
&= 0.300 - 0.050 - \frac{16}{2} \cdot 1 \times 10^{-3} \\
&= 0.242 \text{ (Effetive height [m])}
\end{aligned}$$

3.1.2 Materials

```
[55]: f_cd = funcs.design_compressive_strength(f_ck, alpha_cc, gamma_c)
f_ctm, f_ctk005, f_ctk095 = funcs.mean_tensile_strength(f_ck)
f_ctd = funcs.design_tensile_strength(f_ctk005, alpha_ct, gamma_c)
```

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.850 \cdot \frac{25}{1.500} = 14.167 \text{ (Compressive strength [MPa])}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{\left(\frac{2}{3}\right)} = 0.30 \cdot (25)^{\left(\frac{2}{3}\right)} = 2.565 \text{ (Mean tensile strenth [MPa])}$$

$$f_{ctk005} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 2.565 = 1.795 \text{ (Lower bound tensile strength [MPa])}$$

$$f_{ctk095} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 1.3 \cdot 2.565 = 3.334 \text{ (Lower bound tensile strength [MPa])}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk005}}{\gamma_c} = 0.850 \cdot \frac{1.795}{1.500} = 1.017 \text{ (Design tensile strength [MPa])}$$

3.2 Rebars

3.2.1 Geometry

```
[56]: %%render
A_s = pi*phi_s**2/4*(1000/cc_s) # Reinforcement area per meter slab [mm2/m]
```

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot \frac{(\phi_s)^2}{4} \cdot \left(\frac{1000}{cc_s} \right) \\ &= 3.142 \cdot \frac{(16)^2}{4} \cdot \left(\frac{1000}{150} \right) \\ &= 1340.413 \text{ (Reinforcement area per meter slab [mm2/m])} \end{aligned}$$

```
[57]: f_yd = funcs.design_rebar_strength(f_yk, gamma_s)
```

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.150} = 434.783 \text{ (Yield strength [MPa])}$$

3.3 Loads

```
[77]: %%render long
q_g = rho_c*w_dam*t_c # Uniform load caused by selfweight of slab [kN/m]
q_gx_prime = q_g*cos(theta) # Decomposed load parallell to slab [kN/m]
q_gz_prime = q_g*sin(theta) # Decomposed load normal to slab [kN/m]
```

$$\begin{aligned} q_g &= \rho_c \cdot w_{dam} \cdot t_c \\ &= 25 \cdot 1 \cdot 0.300 \\ &= 7.500 \text{ (Uniform load caused by selfweight of slab [kN/m])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{gx'} &= q_g \cdot \cos(\theta) \\ &= 7.500 \cdot \cos(0.785) \\ &= 5.303 \text{ (Decomposed load parallell to slab [kN/m])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{gz'} &= q_g \cdot \sin(\theta) \\ &= 7.500 \cdot \sin(0.785) \\ &= 5.303 \text{ (Decomposed load normal to slab [kN/m])} \end{aligned}$$

3.4 Reactions

Equilibrium in x' direction yields

```
[59]: %%render
R_Ax_prime = q_gx_prime*L_c # Reaction force in x-dir of slab [kN]
```

$$R_{Ax'} = q_{gx'} \cdot L_c = 5.303 \cdot 11.314 = 60.000 \text{ (Reaction force in x-dir of slab [kN])}$$

Moment equilibrium about A yields

```
[76]: %%render long
R_Bz_prime = (q_gz_prime*L_c*L_c/2) / L_c1x_prime # Max vertical reaction force in B [kN]
```

$$\begin{aligned} R_{Bz'} &= \frac{q_{gz'} \cdot L_c \cdot \frac{L_c}{2}}{L_{c1x'}} \\ &= \frac{5.303 \cdot 11.314 \cdot \frac{11.314}{2}}{3.771} \\ &= 90.000 \text{ (Max vertical reaction force in B [kN])} \end{aligned}$$

Equilibrium in z' direction yields

```
[61]: %%render
R_Az_prime = q_gz_prime*L_c - R_Bz_prime # Reaction force in A [kN]
```

$$R_{Az'} = q_{gz'} \cdot L_c - R_{Bz'} = 5.303 \cdot 11.314 - 90.000 = -30.000 \text{ (Reaction force in A [kN])}$$

Note that a negative value of the vertical reaction force means that an uplift occurs in R_A due to the force actions, which makes sense according to the static system in Figure 1.

3.5 Sectional forces

The moment at B is

```
[62]: %%render
M_By_prime = q_gz_prime*L_c2x_prime*L_c2x_prime/2 # [kNm]
M_Ed = M_By_prime # [kNm]
```

$$\begin{aligned} M_{By'} &= q_{gz'} \cdot L_{c2x'} \cdot \frac{L_{c2x'}}{2} = 5.303 \cdot 7.542 \cdot \frac{7.542}{2} = 150.849 \text{ ([kNm])} \\ M_{Ed} &= 150.849 \text{ ([kNm])} \end{aligned}$$

The shear forces are

```
[79]: %%render long
V_Az_prime = R_Az_prime # [kN]
V_Bz1_prime = R_Az_prime - q_gz_prime*L_c1x_prime # [kN]
V_Bz2_prime = R_Az_prime - q_gz_prime*L_c1x_prime + R_Bz_prime # [kN]
V_Lc = R_Az_prime - q_gz_prime*L_c1x_prime + R_Bz_prime -
↳q_gz_prime*L_c2x_prime # [kN]
V_Ed = max(abs(V_Az_prime), abs(V_Bz1_prime), abs(V_Bz2_prime)) # [kN]
```

$$V_{Az'} = -30.000 \text{ ([kN])}$$

$$\begin{aligned} V_{Bz1'} &= R_{Az'} - q_{gz'} \cdot L_{c1x'} \\ &= -30.000 - 5.303 \cdot 3.771 \\ &= -50.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Bz2'} &= R_{Az'} - q_{gz'} \cdot L_{c1x'} + R_{Bz'} \\ &= -30.000 - 5.303 \cdot 3.771 + 90.000 \\ &= 40.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Lc} &= R_{Az'} - q_{gz'} \cdot L_{c1x'} + R_{Bz'} - q_{gz'} \cdot L_{c2x'} \\ &= -30.000 - 5.303 \cdot 3.771 + 90.000 - 5.303 \cdot 7.542 \\ &= 0.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \max(\text{abs}(V_{Az'}), \text{abs}(V_{Bz1'}), \text{abs}(V_{Bz2'})) \\ &= \max(\text{abs}(-30.000), \text{abs}(-50.000), \text{abs}(40.000)) \\ &= 50.000 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

The axial forces area

```
[64]: %%render
N_Ax_prime = q_gx_prime*L_c # [kN]
N_Bx_prime = q_gx_prime*L_c2x_prime # [kN]
N_Ed = max(N_Ax_prime, N_Bx_prime) # [kN]
```

$$N_{Ax'} = q_{gx'} \cdot L_c = 5.303 \cdot 11.314 = 60.000 \text{ ([kN])}$$

$$N_{Bx'} = q_{gx'} \cdot L_{c2x'} = 5.303 \cdot 7.542 = 40.000 \text{ ([kN])}$$

$$N_{Ed} = \max(N_{Ax'}, N_{Bx'}) = \max(60.000, 40.000) = 60.000 \text{ ([kN])}$$

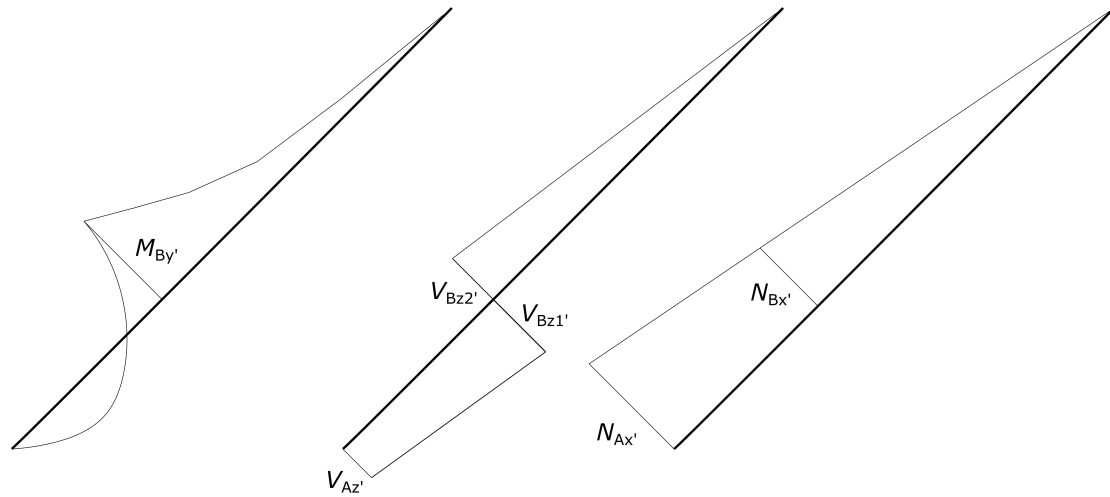


Figure 2 - Force diagrams

4 Concrete checks

4.1 Shear interface

It is investigated that Support R_A can carry the vertical support force according to EC2 clause 6.2.5. It is assumed a smooth surface.

```
[65]: %%render
sigma_n = N_Ax_prime*1e3/(t_c*w_dam*1e6) # Axial stress at A [MPa]
nu = 0.6*(1 - f_ck/250) # Strength reduction factor
c = 0.20 # Interface parameter
mu = 0.60 # Friction coefficient at interface
```

$$\sigma_n = N_{Ax'} \cdot \frac{1 \times 10^3}{t_c \cdot w_{dam} \cdot 1 \times 10^6} = 60.000 \cdot \frac{1 \times 10^3}{0.300 \cdot 1 \cdot 1 \times 10^6} = 0.200 \text{ (Axial stress at A [MPa])}$$

$$\nu = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.540 \text{ (Strength reduction factor)}$$

$$c = 0.200 \text{ (Interface parameter)}$$

$$\mu = 0.600 \text{ (Friction coefficient at interface)}$$

```
[66]: v_rdi = funcs.shear_interface(
    sigma_n = sigma_n,
    rho_s = 0,
    f_cd = f_cd,
    f_ctd=f_ctd,
```

```

f_yd=f_yd,
nu = nu,
c = c,
mu = mu,
alpha = 90,
)

```

Since, $\sigma_n > 0 \rightarrow (0.200 > 0) : ([\text{MPa}])$

$$\begin{aligned}
v_{rdi} &= \min(c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)), 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd}) \\
&= \min(0.200 \cdot 1.017 + 0.600 \cdot 0.200 + 0 \cdot 434.783 \cdot (0.600 \cdot \sin(90) + \cos(90)), 0.5 \cdot 0.540 \cdot 14.167) \\
&= 0.323
\end{aligned}$$

```

[67]: %%render
V_rdi = v_rdi*(t_c*w_dam*1e6)/1e3 # Shear capacity at A [kN]

```

$$V_{rdi} = v_{rdi} \cdot \frac{t_c \cdot w_{dam} \cdot 1 \times 10^6}{1 \times 10^3} = 0.323 \cdot \frac{0.300 \cdot 1 \cdot 1 \times 10^6}{1 \times 10^3} = 97.046 \text{ (Shear capacity at A [kN])}$$

4.2 Shear tensile capacity without shear reinforcement

The shear tensile capacity of the slab is performed according to EC2 clause 6.2.2(1).

```

[68]: V_rdc = funcs.shear_without_reinf(
    f_ck = f_ck,
    gamma_c = gamma_c,
    A_sl = A_s,
    d = d*1e3,
    b_w = w_dam*1e3,
    sigma_cp = sigma_n
)

```

Since, $\sigma_{cp} \geq 0 \rightarrow (0.200 \geq 0)$:

$$k_1 = 0.150$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2.0 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{242.000}}, 2.0 \right) = 1.909$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1340.413}{1000.000 \cdot 242.000} = 0.006$$

$$C_{Rdc} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.180}{1.500} = 0.120$$

$$\begin{aligned} V_{rdc} &= \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\left(\frac{1}{3}\right)} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot 1 \times 10^{-3} \\ &= \left(0.120 \cdot 1.909 \cdot (100 \cdot 0.006 \cdot 25)^{\left(\frac{1}{3}\right)} + 0.150 \cdot 0.200 \right) \cdot 1000.000 \cdot 242.000 \cdot 1 \times 10^{-3} \\ &= 140.391 \text{ ([kN])} \end{aligned}$$

4.3 Moment capacity

The moment capacities are determined according to [2].

```
[80]: %%render long
M_rcd = (0.275*f_cd*(w_dam*1e3)*(d*1e3)**2)*1e-6 # Compressive capacity [kNm]
z = min((1-0.17*min(M_Ed,M_rcd)/M_rcd)*(d*1e3),0.95*(d*1e3)) # Internal lever_
↪arm [mm]
M_rtd = (f_yd*A_s*z)*1e-6 # Tensile capacity [kNm]
```

$$\begin{aligned}
M_{rcd} &= \left(0.275 \cdot f_{cd} \cdot (w_{dam} \cdot 1 \times 10^3) \cdot (d \cdot 1 \times 10^3)^2\right) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= \left(0.275 \cdot 14.167 \cdot (1 \cdot 1 \times 10^3) \cdot (0.242 \cdot 1 \times 10^3)^2\right) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= 228.156 \text{ (Compressive capacity [kNm])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
z &= \min \left(\left(1 - 0.17 \cdot \frac{\min(M_{Ed}, M_{rcd})}{M_{rcd}}\right) \cdot (d \cdot 1 \times 10^3), 0.95 \cdot (d \cdot 1 \times 10^3) \right) \\
&= \min \left(\left(1 - 0.17 \cdot \frac{\min(150.849, 228.156)}{228.156}\right) \cdot (0.242 \cdot 1 \times 10^3), 0.95 \cdot (0.242 \cdot 1 \times 10^3) \right) \\
&= 214.799 \text{ (Internal lever arm [mm])}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{rtd} &= (f_{yd} \cdot A_s \cdot z) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= (434.783 \cdot 1340.413 \cdot 214.799) \cdot 1 \times 10^{-6} \\
&= 125.183 \text{ (Tensile capacity [kNm])}
\end{aligned}$$

Note that $M_{rtd} < M_{rcd}$, meaning that the slab most likely only is dimensioned to cover minimum reinforcement requirements.

5 Summary

5.1 Shear capacity

```
[70]: %%render
V_rd = min(V_rdi, V_rdc)
u_Vrd = V_Ed/V_rd
```

$$V_{rd} = \min(V_{rdi}, V_{rdc}) = \min(97.046, 140.391) = 97.046$$

$$u_{Vrd} = \frac{V_{Ed}}{V_{rd}} = \frac{50.000}{97.046} = 0.515$$

There is sufficient shear capacity to carry the shear force at R_A caused by the reaction force in R_B balanced by the selfweight of the slab.

5.2 Moment capacity

```
[71]: %%render
M_rd = min(M_rcd, M_rtd)
u_Mrd = M_Ed/M_rd
```

$$M_{rd} = \min(M_{rcd}, M_{rtd}) = \min(228.156, 125.183) = 125.183$$

$$u_{Mrd} = \frac{M_{Ed}}{M_{rd}} = \frac{150.849}{125.183} = 1.205$$

The moment capacity of the slab is smaller than the dimensioning moment caused by the force actions. This means that the slab cannot carry the moment caused by the uplift in R_B and the whole selfweight of the slab.

It is now investigated how much of the selfweight $L_{c2x,red}$ beyond R_B that can be balanced by the reaction force at this point due to the limitations of the moment capacity.

```
[81]: %%render
L_c2x_prime_red = sqrt(2*M_rd/q_gz_prime) # [m]
if u_Mrd > u_Vrd: beta_Lc2x_prime = min(L_c2x_prime_red/L_c2x_prime,1.0)
if u_Mrd > u_Vrd: R_Bz_prime_allowed = \
    \rightarrow min((q_gz_prime*(L_c1x_prime+beta_Lc2x_prime*L_c2x_prime)*(L_c1x_prime+beta_Lc2x_prime*L_c2
    \rightarrow 2) / L_c1x_prime, R_Bz_prime) # [kN]
```

$$L_{c2x'_{red}} = \sqrt{2 \cdot \frac{M_{rd}}{q_{gz'}}} = \sqrt{2 \cdot \frac{125.183}{5.303}} = 6.871 \text{ ([m])}$$

Since, $u_{Mrd} > u_{Vrd} \rightarrow (1.205 > 0.515)$:

$$\beta_{Lc2x'} = \min\left(\frac{L_{c2x'_{red}}}{L_{c2x'}}, 1.0\right) = \min\left(\frac{6.871}{7.542}, 1.0\right) = 0.911$$

Since, $u_{Mrd} > u_{Vrd} \rightarrow (1.205 > 0.515)$: ([kN])

$$\begin{aligned} R_{Bz'_{allowed}} &= \min\left(\frac{q_{gz'} \cdot (L_{c1x'} + \beta_{Lc2x'} \cdot L_{c2x'}) \cdot \frac{L_{c1x'} + \beta_{Lc2x'} \cdot L_{c2x'}}{2}}{L_{c1x'}}, R_{Bz'}\right) \\ &= \min\left(\frac{5.303 \cdot (3.771 + 0.911 \cdot 7.542) \cdot \frac{3.771 + 0.911 \cdot 7.542}{2}}{3.771}, 90.000\right) \\ &= 79.633 \end{aligned}$$

6 Conclusion

It is seen that the reaction force at R_B is limited by the moment capacity of the slab. The moment capacity of the slab means that the reaction force at R_B cannot balance the whole selfweight of the slab.

7 References

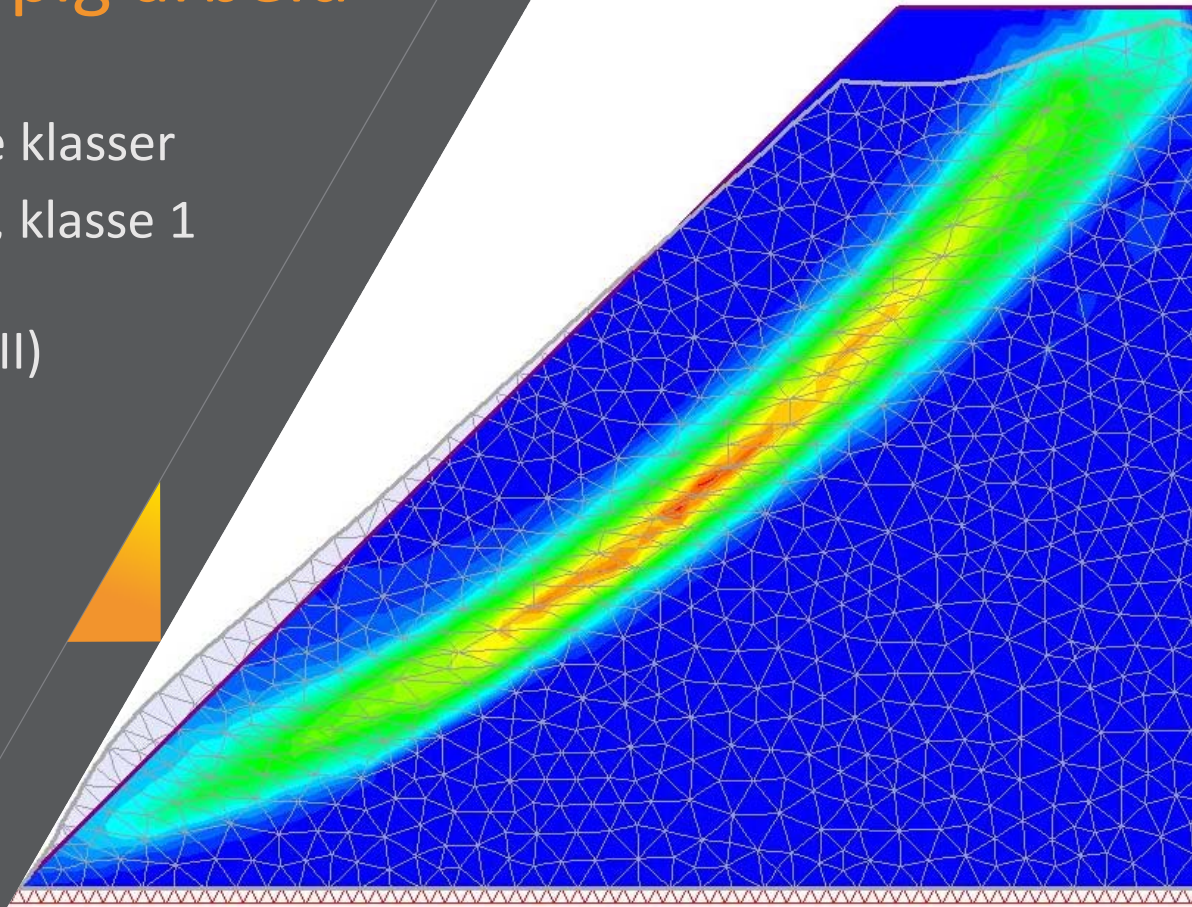
[1] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 - Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger.

[2] Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Sørensen, S.I., 2. Utgave, 2013.

Oppstrøms stabilitet av fyllingsdammer med frontal tetningsplate – foreløpig arbeid

- Hui Lu – fagansvarlig fyllingsdammer, alle klasser
- Vegard Lie – fagansvarlig betongdammer, klasse 1
- (Reignard Tan – Dr. ing. konstruksjonsteknikk/Førstemanuensis II)

VTF temadag 1. februar 2023



Bakgrunn

- 87 registrerte CFRD dammer i Norge
- Ofte bygget veldig bratte (1:1), utfordringer med å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor
- Ulik praksis i hvordan bidrag fra betongplate er betraktet
- Eget underprosjekt i DSHP for å se nærmere på problemstillingen

Oppgave

- Vurdering av sikkerhetsfaktorer for fyllingsdammer med frontaltetting i betong.
- Utarbeide forslag til standard beregningsmetodikk, herunder:
 - Vurdering av hvilke vannstander og damhøyder som skal betraktes
 - Vurdering av egenskaper som kan legges til grunn for plateunderlaget.
 - Vurdering av platens bidrag til kapasitet og vurdering av bøying av platen.

Damsikkerhetsforskriften - 2010

| <i>Tilfelle</i> | <i>Damside</i> | <i>Magasinnivå</i> | <i>Bruddgrense-tilstand</i> | <i>Ulykkesgrense-tilstand</i> |
|---------------------------|----------------|--------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| Bygging og første fylling | Oppstrøms | Tomt | 1,3 | |
| | Nedstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Stasjonær tilstand | Nedstrøms | DFV MFV | 1,5 | 1,1 |
| | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Hurtig tapping | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,3 | |

Tabell 5-10.1 Sikkerhetsfaktor mot utglidning.

Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal dimensjoneres og kontrolleres for vannstander (vst) og utglidninger som er kritisk for dammens sikkerhet. Utglidninger som ender 5 meter og mer under vannstanden regnes som kritisk.

Dimensjonerende skjærstyrke av fyllingsmaterialer skal som hovedregel være basert på testforsøk. Ved valg av dimensjonerende skjærstyrke uten dokumentasjon fra testforsøk, skal det velges et forsiktig anslag basert på erfaringer fra tilsvarende materialtype og komprimeringsgrad.

Videre inneholder tredje ledd krav til sikkerhetsfaktorer i form av en tabell. Denne er ny. Sikkerhetsfaktorene er de samme som ble innført med «forskrift om dammer» fra 1981 og som siden er praktisert som krav.

Fjerde ledd er ny og er praktisert de seneste årene. Denne regelen er kun aktuell for et fåtall av eksisterende dammer som har oppstrøms tetningsplate.

Høringsbrev NVE - 2018

Vår dato: 29.10.2018
Vår ref.: 201840715-1
Arkiv: 432
Deres dato:
Deres ref.:

Saksbehandler:
Rolf M. Krogh
22 95 91 58/rmk@nve.no

Høring - Fyllingsdam med oppstrøms betongplate - stabilitetsbidrag fra betongplata?

Vi viser til vedlagte notat utarbeidet av Egil Hyllestad. I notatet uttrykkes tvil om oppstrøms betongplate gir noe stabilitetsbidrag til oppstrøms fyllingsdamskråning. Normalt er det ingen gjennomgående armering i plateskjøtene, verken de vertikale eller horisontale, i disse er det kun fugebånd med tettefunksjon. Blir skjærkapasiteten i massene bak plata overskredet, vil det føre til at plata på dette stedet blir skjøvet ut av stilling med lekkasjer som følge.

Damsikkerhetsseksjonen har nå kommet til at det ikke er riktig å regne med et stabilitetsbidrag fra oppstrøms betongplate ved behandling av revurderinger og tekniske planer. Imidlertid ønsker vi å forelegge dette synet for bransjen for vi tar en avgjørelse og ber om en velbegrunnet tilbakemelding på dette.

Frist for tilbakemelding settes til 31.12.2018.

Fagdag fyllingsdammer - 2019

Foreslått vei videre (1)

| <i>Tilfelle</i> | <i>Damside</i> | <i>Magasinnivå</i> | <i>Bruddgrense-tilstand</i> | <i>Ulykkesgrense-tilstand</i> |
|---------------------------|----------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| Bygging og første fylling | Oppstrøms | Tomt | 1,3 | |
| | Nedstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Stasjonær tilstand | Nedstrøms | DFV MFV | 1,5 | 1,1 |
| | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Hurtig tapping | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,3 | |

Tabell 5-10.1 Sikkerhetsfaktor mot utglidning.

~~Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal dimensjoneres og kontrolleres for vannstander (vst) og utglidninger som er kritisk for dammens sikkerhet. Utglidninger som er 5 meter og mer under vannstanden regnes som kritisk.~~

Dimensjonerende skjærstyrke av fyllingsmaterialer skal som hovedregel være basert på testforsøk. Ved valg av dimensjonerende skjærstyrke uten dokumentasjon fra testforsøk, skal det velges et forsiktig anslag basert på erfaringer fra tilsvarende materialtype og komprimeringsgrad.

Damsikkerheit - informasjonsskriv 2020

Fyllingsdammar med oppstraums tetteplate

Denne damtypen har lågast sikkerheit mot utgliding i oppstrøms skråning ved tørrlagt dam. Derfor må stabiliteten for denne tilstanden alltid kontrollerast ved revurdering, og kravet til sikkerheitsfaktor S er minimum 1,3. Forskrifta og rettleiaren er utydelege her, så dette er ei presisering. NVE erkjenner at regelverket er uheldig formulert. Vi har ikkje alltid etterspurt denne kontrollen ved gjennomgang av tidlegare revurderingar. Det er opplagt at stabiliteten til ein damkonstruksjon må oppfylle minstekrav

utan stabiliserande bidrag frå vatn. Sikkerheitsfaktoren på 1,3 mot utgliding i oppstraums skråning ved tørrlagt dam er ikkje eit nytt krav. Det er støtta av fagansvarlege i møte med NVE i 2000 og i seinare samtalar.

NVE vil nytte høvet til å oppklare forskrifta sin ordlyd: «Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal dimensjoneres og kontrolleres for vannstander (vst) og utglidningar som er kritisk for dammens sikkerhet. Utglidningar som ender 5 m og mer under vannstanden regnes som kritisk». Meininga med formuleringa var at fyllingsdammar med oppstraums plate og bratte skråningar i stasjonærtstanden skal kontrollerast for aktuelle situasjonar der utgliding som endar under vasstanden kan medføre ukontrollert tomning av magasinet. Formuleringa var ikkje meint for svært låge vasstandar. Aktuelle vasstandar for denne kontrollen kan derfor reknast å vere ca. halve vasstrykkhøgda til HRV og høgare. For låge dammar, med vasstrykkhøgde til HRV ikkje vesentleg høgare enn 5 m, kan denne kontrollen utelatast. Krav til sikkerheitsfaktor S i stasjonærtstanden er 1,5.

Presisering av forskriftstekst, dsf. § 5-10 24.03.2021

Sikkerhetsfaktor og stabilitet for dammer med oppstrøms tetting

Sikkerhetsfaktor ved tomt magasin skal være minst 1,3 mot utglidning i oppstrøms damside, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-10 og kap. 2.3 i veileder for fyllingsdammer. Jf. og informasjons-skriv fra NVE av 26.02.2020. Kravet gjelder alle typer fyllingsdammer.

Stabilitetsbidrag fra tetningsplater skal ikke regnes med når oppstrøms plater er bygget i samsvar med veileder for fyllingsdammer kap. 3.3.2. For fyllingsdammer med utførelse som avviker fra kap. 3.3.2 kan det i noen tilfeller aksepteres stabilitetsbidrag fra tetteplater. Bidraget skal dokumenteres, jf. damsikkerhetsforskriften §§ 5-4 og 5-6.

Damsikkerhetsforskriften § 5-10 fjerde ledd, var ikke ment for lave vannstander. Aktuelle vannstander for denne kontrollen kan regnes å være halve vanntrykkhøyden til HRV og høyere.

Dsf. § 5-4 og 5-6

§ 5-4. Dimensjonering

Det skal kontrolleres at laster og/eller lastvirkninger ikke overskrider aktuelle grenseverdier for kapasitet, kraftretning, materialspenning, deformasjon, rissvidde og vibrasjon. Grenseverdier i kapittelet her gjelder foran gjeldende Norsk Standard. Kontrollen skal gjøres i de relevante av følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand.

NVE kan fastsette de dimensjoneringsstandarder eller spesifikke konstruksjons- og dimensjoneringskriterier som skal benyttes. Der datagrunnlaget for flomberegninger er mangelfullt, skal det tillegges en sikkerhetsmargin ved dimensjonering og kontroll av dam og flomløp.

§ 5-6. Utforming og atkomst

Vassdragsanlegg skal utformes slik at de får en oversiktlig statisk virkemåte. Laster skal overføres til fundamentet i henhold til anerkjente prinsipper og metoder som sikrer den totale stabiliteten. Der det er aktuelt må det legges vekt på en best mulig hydraulisk utforming for å unngå skader ved de vannføringer anlegget er dimensjonert for. Det skal etableres nødvendig atkomst for tilsyn, drift og vedlikehold.

Internasjonal praksis

CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS :

Concepts for design and construction

BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON :

*Concepts utiles à leur conception
et à leur construction*



Bulletin 141

1.1. TYPICAL CURRENT SECTION OF THE CFRD

Fig. 2 is a schematic section of the CFRD consisting of sound compacted rockfill founded on a sound rock foundation. Outer slopes can be as steep as 1.3H:1V. For a weaker rockfill and foundation, upstream and downstream slopes, zoning, drainage and construction are adapted to accommodate the weak rock. For a potentially erodible foundation, additional sealing and filter provisions are constructed downstream of the plinth.

- Bulletin 141 drøfter skjærkapasitet og friksjonsvinkler i støttefylling
- Ingen diskusjon om stabiliserende bidrag fra betongplate
- Betongplate primært for tetting og bølger
- Hvorfor har vi brattere helning enn 1V:1,3H for CFRD i Norge, brattere enn fyllingsdammer med sentral tetning?
 - God sprengstein og fundamentering i Norge
 - Hurtig nedtapping er mindre farlig for CFRD
 - Brukt mur bak betongplate (men problemer med setninger)

Reduksjon av sikkerhetsfaktor for velfungerende anlegg?

GEOTECHNICAL ENGINEERING OF DAMS

Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon & Graeme Bell

Table 11.7. Factors which influence the selection of factor of safety, and their effect on the baseline minimum factor of safety.

| Factor | Description | Recommended change to the baseline minimum factor of safety |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|
| Existing (vs new) Dam | A lower factor of safety may be adopted for an existing dam which is well monitored and performing well | 0 to -0.1 |
| Soil or weak rock foundation | A higher factor of safety may be needed to account for the greater uncertainty of the strength | 0 to +0.2 for effective stress analyses +0.1 to +0.3 for undrained strength analyses |
| Strain weakening soils in the embankment or foundation | A higher factor of safety may be needed to account for progressive failure, and greater displacements if failure occurs | 0 to +0.2 |
| Limited (little or no good quality) strength investigation and testing, particularly of soil and weak rock foundations | A higher factor of safety should be used to account for the lack of knowledge | +0.1 to +0.3 for effective stress analyses, +0.3 to +0.5 for undrained strength analyses |
| Contractive soils in the embankment or foundation | A higher factor of safety may be needed to account for the greater uncertainty in the undrained strength | +0.1 to +0.3 for undrained strength |

Mulig betraktningmåte

| <i>Tilfelle</i> | <i>Damside</i> | <i>Magasinnivå</i> | <i>Bruddgrense-tilstand</i> | <i>Ulykkesgrense-tilstand</i> |
|---------------------------|----------------|--------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| Bygging og første fylling | Oppstrøms | Tomt | 1,3 | |
| | Nedstrøms | Ugunstigste vst | 1,5 | |
| Stasjonær tilstand | Nedstrøms | DFV MFV | 1,5 | 1,1 |
| | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,5* | |
| Hurtig tapping | Oppstrøms | Ugunstigste vst | 1,3 | |

Tabell 5-10.1 Sikkerhetsfaktor mot utglidning.

Fyllingsdammer med oppstrøms tetning skal dimensjoneres og kontrolleres for vannstander (vst) og utglidninger som er kritisk for dammens sikkerhet. Utglidninger som ender 5 meter og mer under vannstanden regnes som kritisk.

Dimensjonerende skjærstyrke av fyllingsmaterialer skal som hovedregel være basert på testforsøk. Ved valg av dimensjonerende skjærstyrke uten dokumentasjon fra testforsøk, skal det velges et forsiktig anslag basert på erfaringer fra tilsvarende materialtype og komprimeringsgrad.

*Det aksepteres utglidninger med SF ned til 1,3 dersom forventet lekkasje gjennom bruddet i betongplata ikke gir uakseptabel vannstrøm og vanntrykk i støttefylling og nedstrøms tå. For eksempel, hvis man betrakter vanngjennomstrømning som følge av brudd oppstrøms som en ulykkesgrensetilstand, må det også vises at nedstrøms stabilitet er 1,1 eller høyere

Diskusjon – videre arbeid

- Lasttilfellet med hurtig nedtapping dekker de verste tilfellene for dammer med oppstrøms tetning, som vanligvis er ved tomt magasin.
- En eventuell utglidning vil ikke medføre dambrudd hvis nedstrøms damskråning og damtå kan tåle en stor lekkasje.
- Krav til en SF på oppstrøms stabilitet i stasjonær tilstand bør sees i sammenheng med konsekvensen av brudd ved beskrevet utglidning.
- Bør krav til dybde på glidesirkel sees i sammenheng med trykkehøyde?

Metoder for stabilitetsberegning (LEM vs. SSR)

LEM (Limit Equilibrium Method):

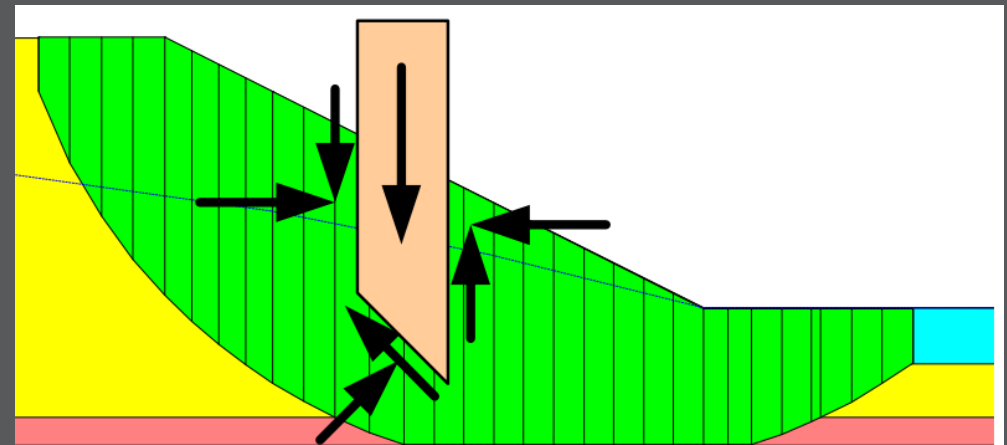
- Dateres tilbake 1920-tall i Sverige
- Hovedsakelig utviklet fra 1950-1980-tallet
- Skivene er antatt som stive blokker
- Fokus på glideflater
- Vurderer SF (Motstand/Drivende kraft)

Fordeler:

- Enkel, velkjent i bransjen, passer med gjeldende regelverk
- Lett å vurdere ulike glideflater

Begrensninger (SSI):

- Hensyntar ikke deformasjoner
- Skivene er i praksis ikke stive blokker

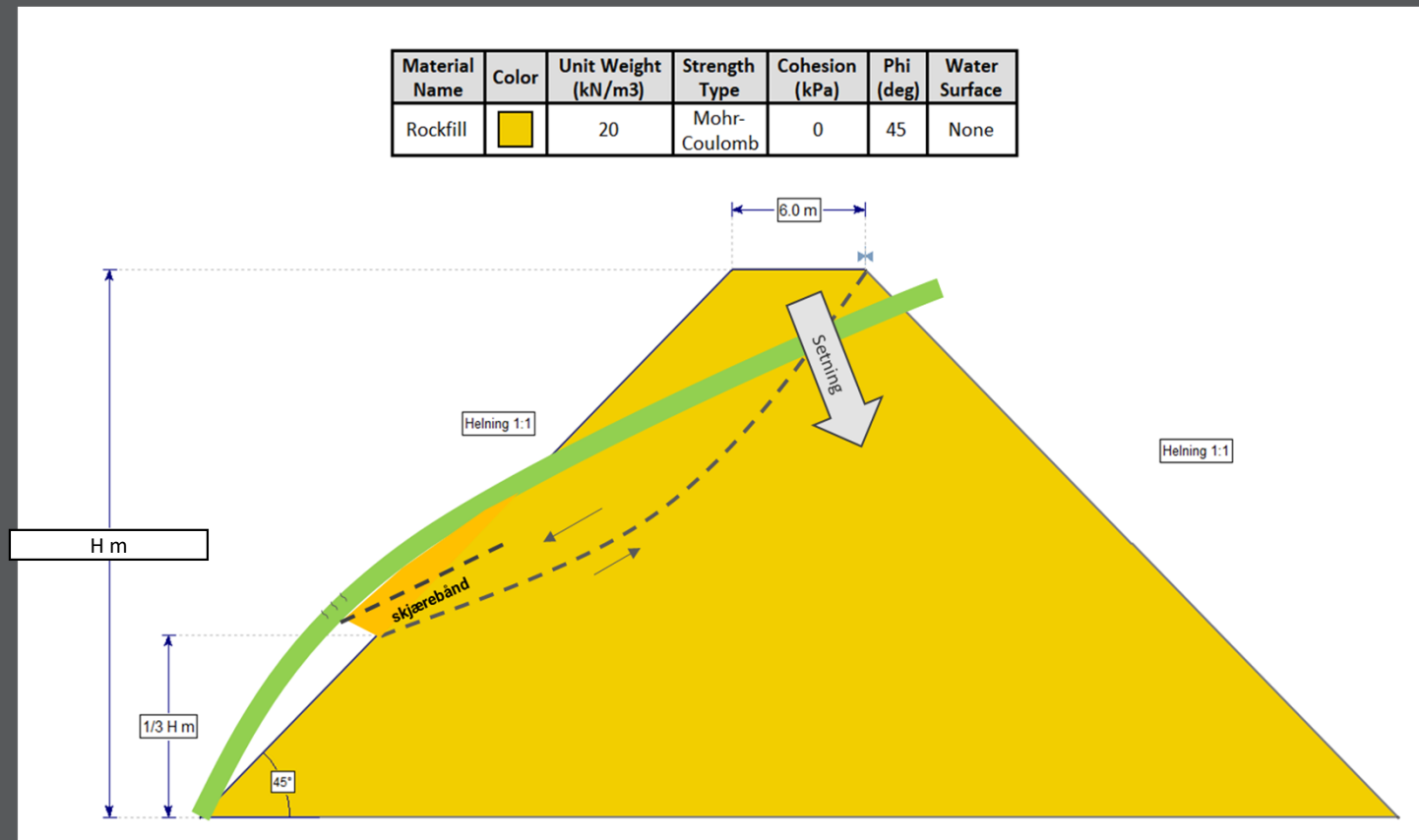


jordskred i Peru som et eksempel av jordskred i praksis, kilde: wikipedia
(https://en.wikipedia.org/wiki/Landslide#/media/File:Landslide_in_Cusco,_Peru_-_2018.jpg)

Bruddmekanisme – Antagelse

Antagelse:

- LEM metode + reaksjonskraft fra betong
- 1:1 Skråning
- Varierende dam høyde (H)
- Kronebredde 6 m
- Kritisk glideflaten er alltid:
 - Inn D/S ende damtopp
 - Ut 1/3H U/S skråning
- Fylling: $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $c=0\text{kPa}$, $\phi=45^\circ$
- XY fikspunkt i oppstrøms tå
- Punktlast i 1/3H



Bruddmekanisme – beskrivelse

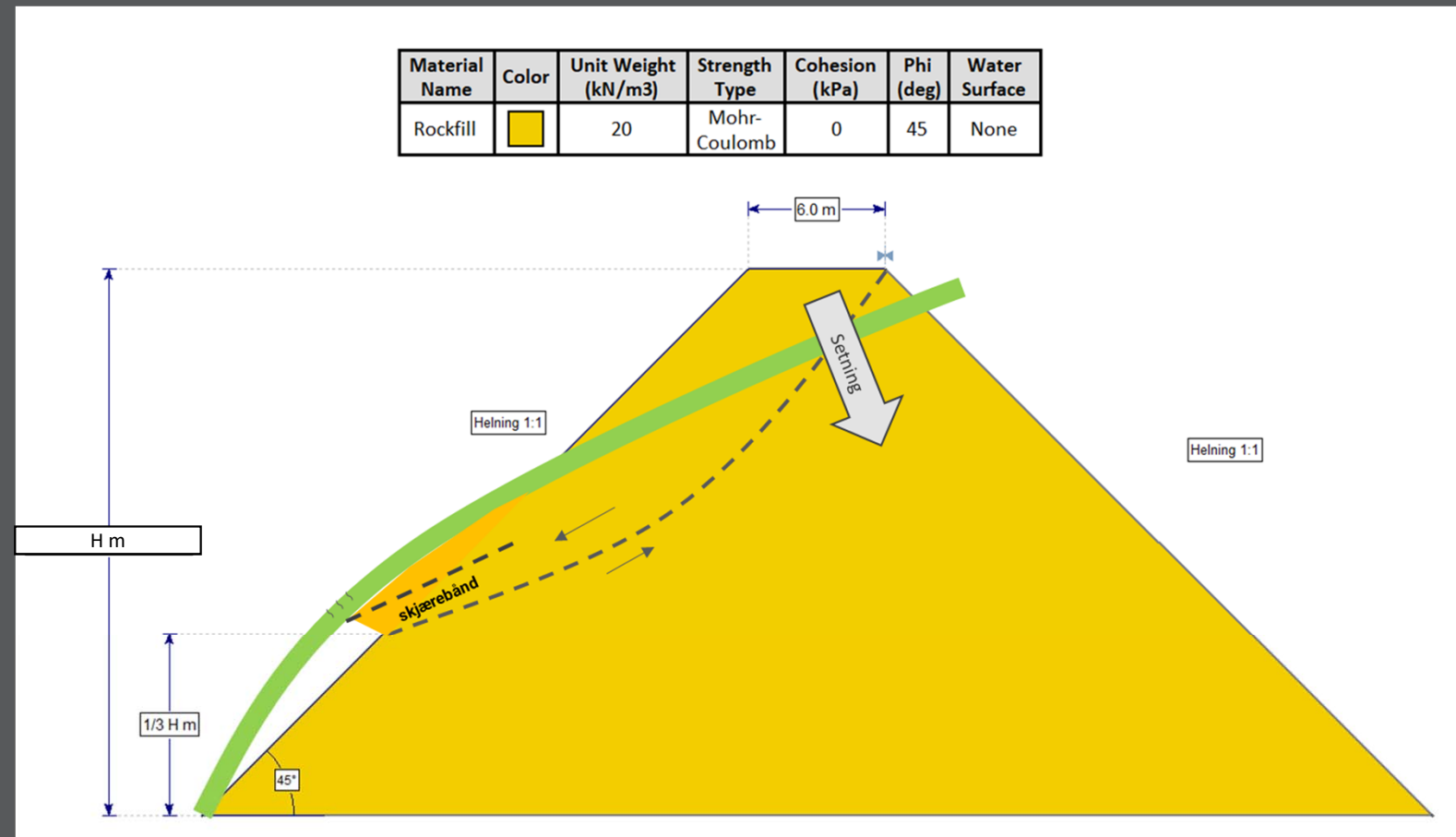
Fylling:

- Setning på skråningstopp
- Horizontal deformasjon i skråningstå ($1/3H$) som dytter på betongplate

Betongplate:

- Last på angrepspunkt på $1/3H$
- Egenvekt av betongplate som fordelingslast

Kraft/motstandskraft på $1/3H$ er bidrag fra betongplate til fylling i stabilitetsberegningen

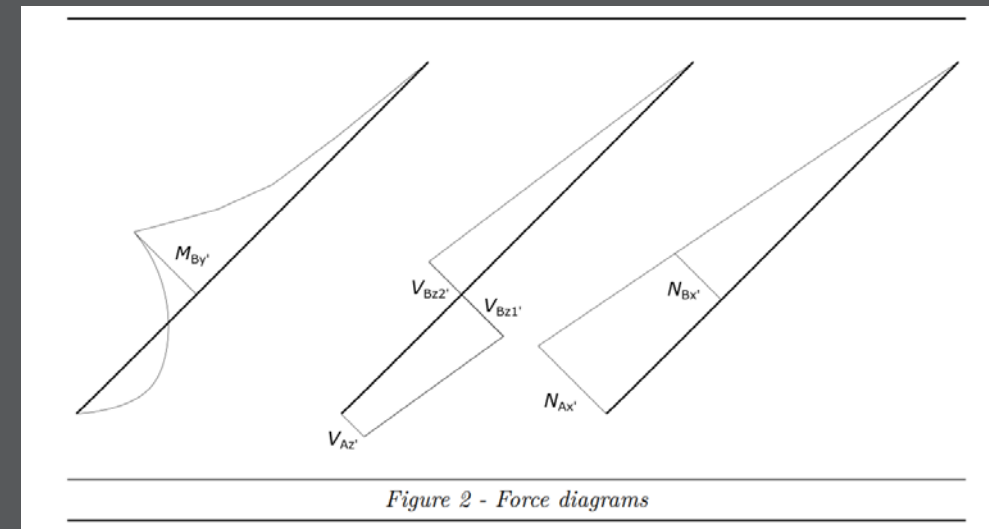
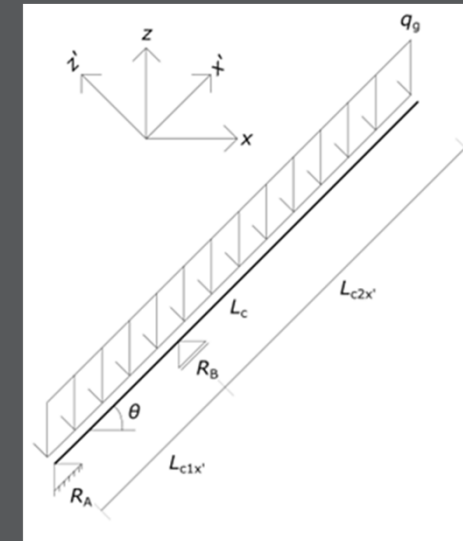
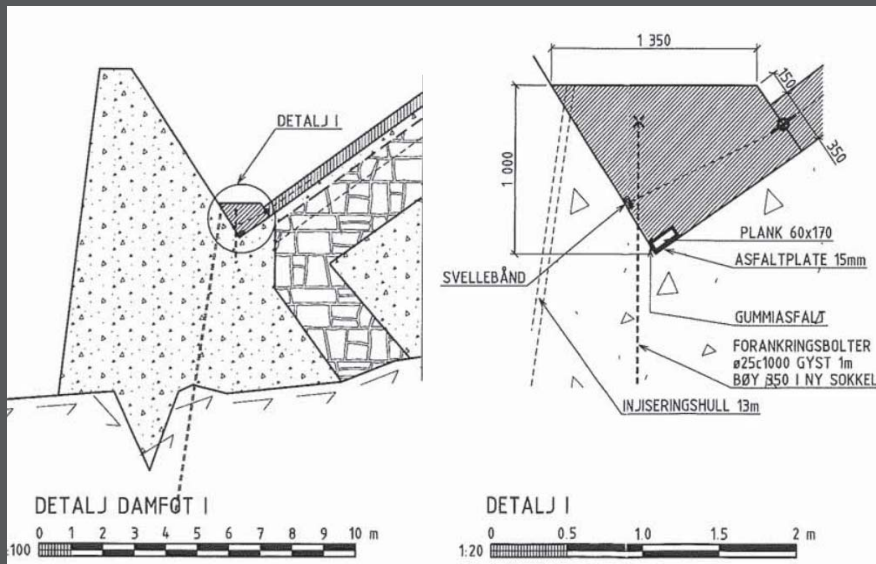


Bruddmekanisme – betongplate

Betongkapasitetssjekkene er følgende:

- Skjærbrudd i overgang betongplate og tå
- Skjærstrekkapasitet i betongplaten
- Momentkapasitet
- Evt. kontroll av støpeskjøter/opplagring mot fundament

R_A antas å kunne rotere fritt, eksempel på løsning



Bruddmekanisme – verifisering

Verifisering prinsipp: tøyningskompatibilitet.

Det betyr at kapasitet til både fylling og betongplate kan oppnås i samme omfanget av tøyning (Δ).

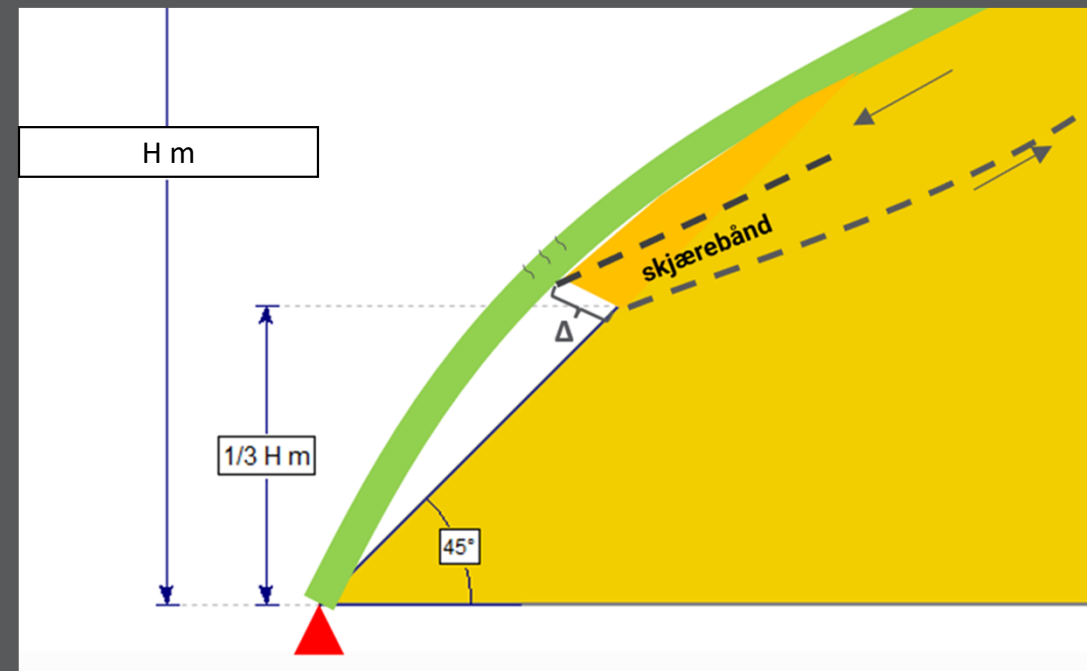
Fylling:

- Skjær bruddmekanisme
- 3-5% tøyning med antatt 1 m skjærebånd (Δ rundt 30-50mm)
- «Dilasjons» masser (ikke sprøbruddmateriale som kvikkleire)

Betongplate:

- Bøye bruddmekanisme (defleksjon til $1/3H \cdot \sqrt{2}$ bjelke)
- Estimert $\Delta=200-300\text{mm}$ til en 10m lang og 300mm tykk betongplate

Vi sammenligner «maksimalt skjærtøyning i fylling» med «maksimal bøyedefleksjon i betongplate».

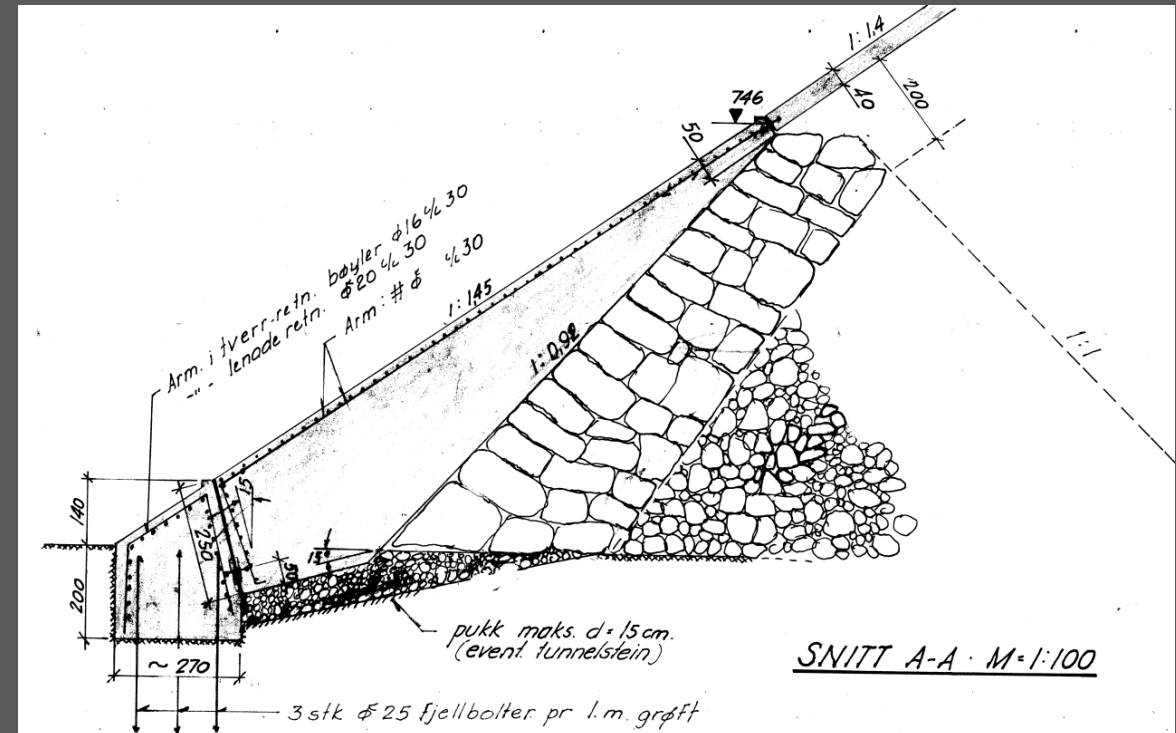


Analysestrategi

| Trinn | Beskrivelse |
|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | Utføre LEM stabilitetsberegninger for fylling. Hvis $SF < 1,5$, tilbakeberegnet punktlast på $1/3H$ for å oppnå $SF=1,5$. Det nødvendige bidrag kraft fra betongplate til fylling |
| 2 | Utføre statiske kapasitetsberegninger for betongplate. Beregner maksimum motstandskraft på $1/3H$ som legges inn i stabilitetsberegning. |
| 3 | Repeter trinn 1 og 2 for forskjellige damhøyder. |


Inndata til betongplate

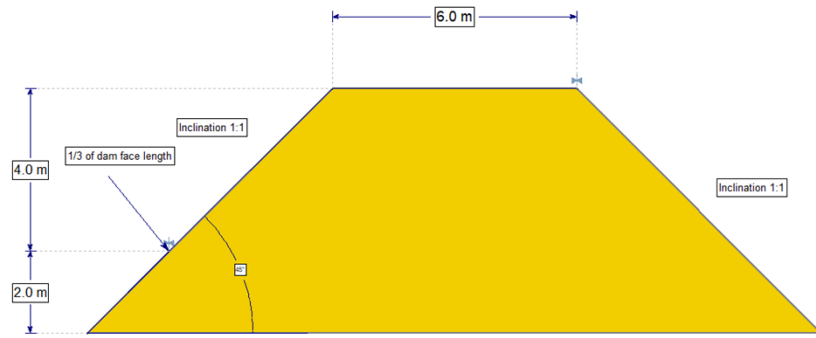
| | Inndata og beskrivelse |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Egenvekt | 25 kN/m ³ |
| Tykkelse | 300 mm |
| Trykkfasthet | 25 MPa (som C25 betong) |
| Armering | φ16c150 |
| Karakteristisk flytespenning armering | 500 MPa |
| Overdekning | 50 mm |



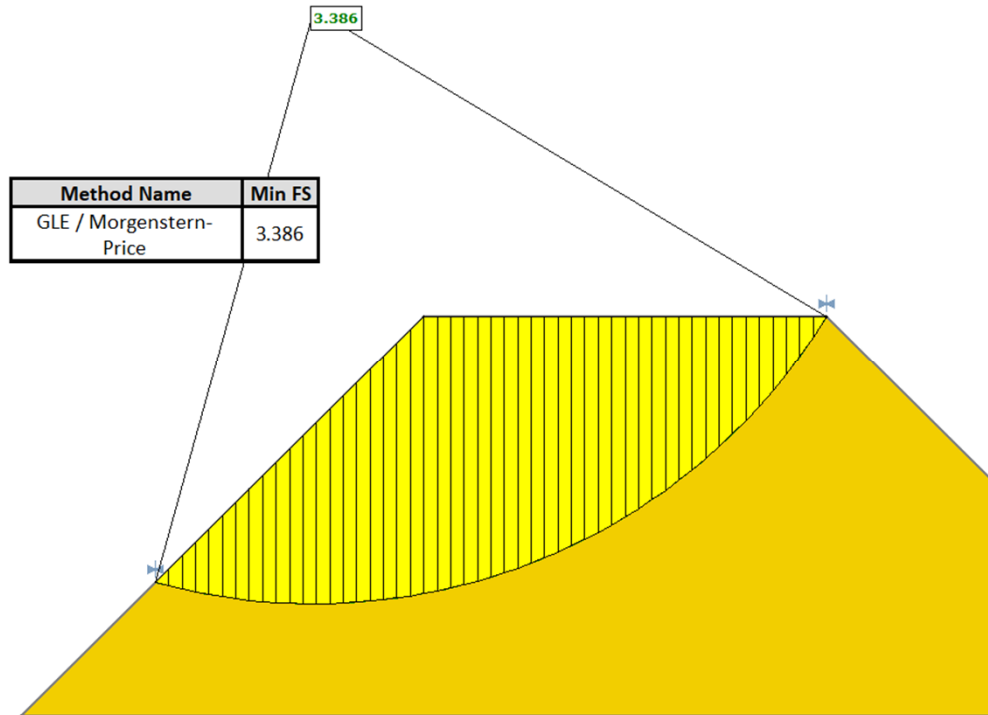
Eksempel hvor armering i betongplaten er gunstig for bøyning mot nedstrøm (ikke oppstrøms)

Resultat: $H=6\text{m}$, $SF=3,4$, $R_{B,\min}=0\text{ kN/m}$

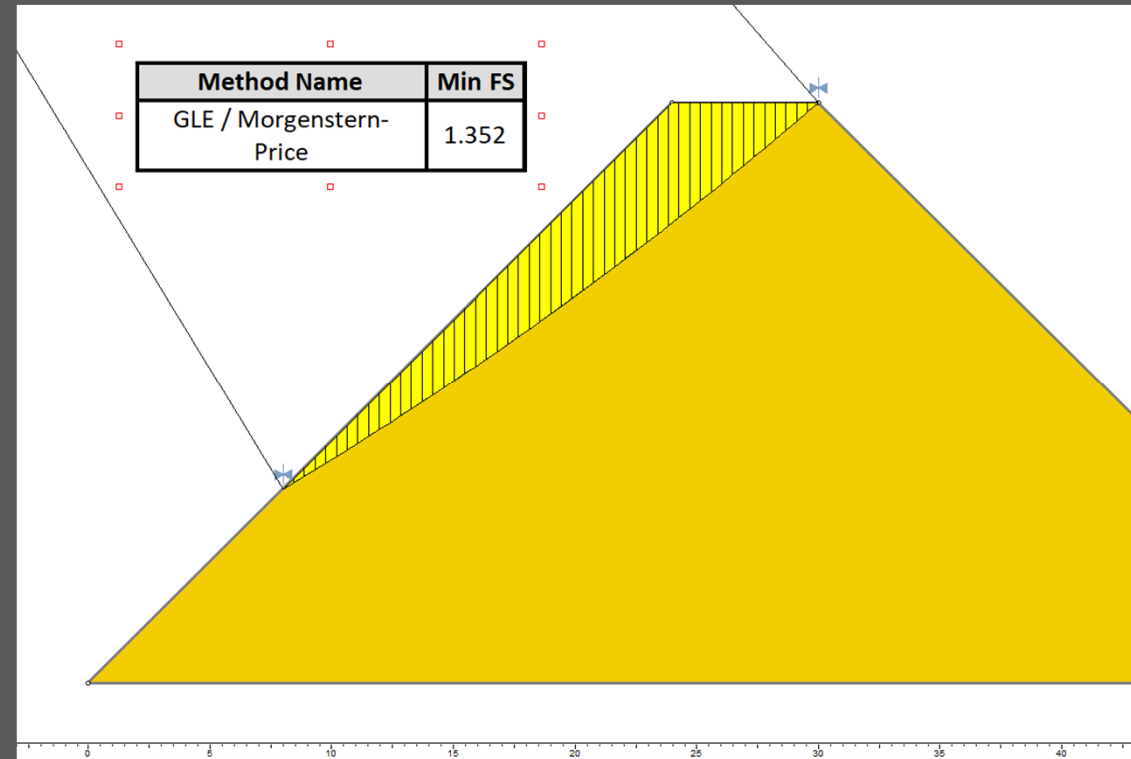
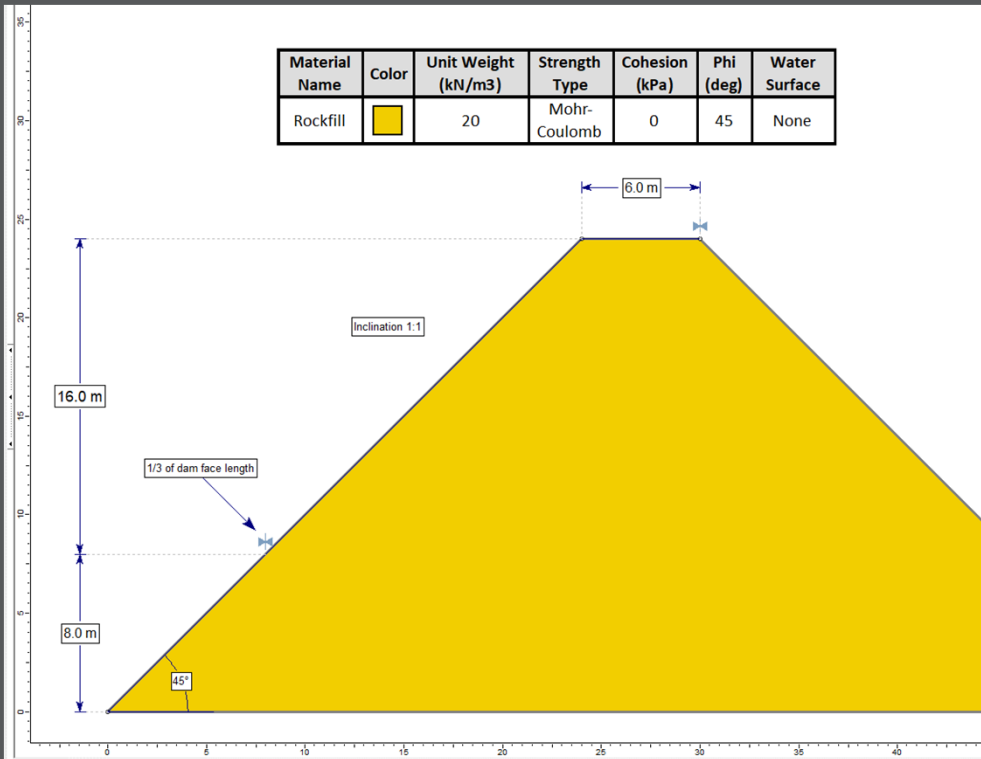
| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m ³) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (deg) | Water Surface |
|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------|---------------|----------------|-----------|---------------|
| Rockfill |  | 20 | Mohr-Coulomb | 0 | 45 | None |



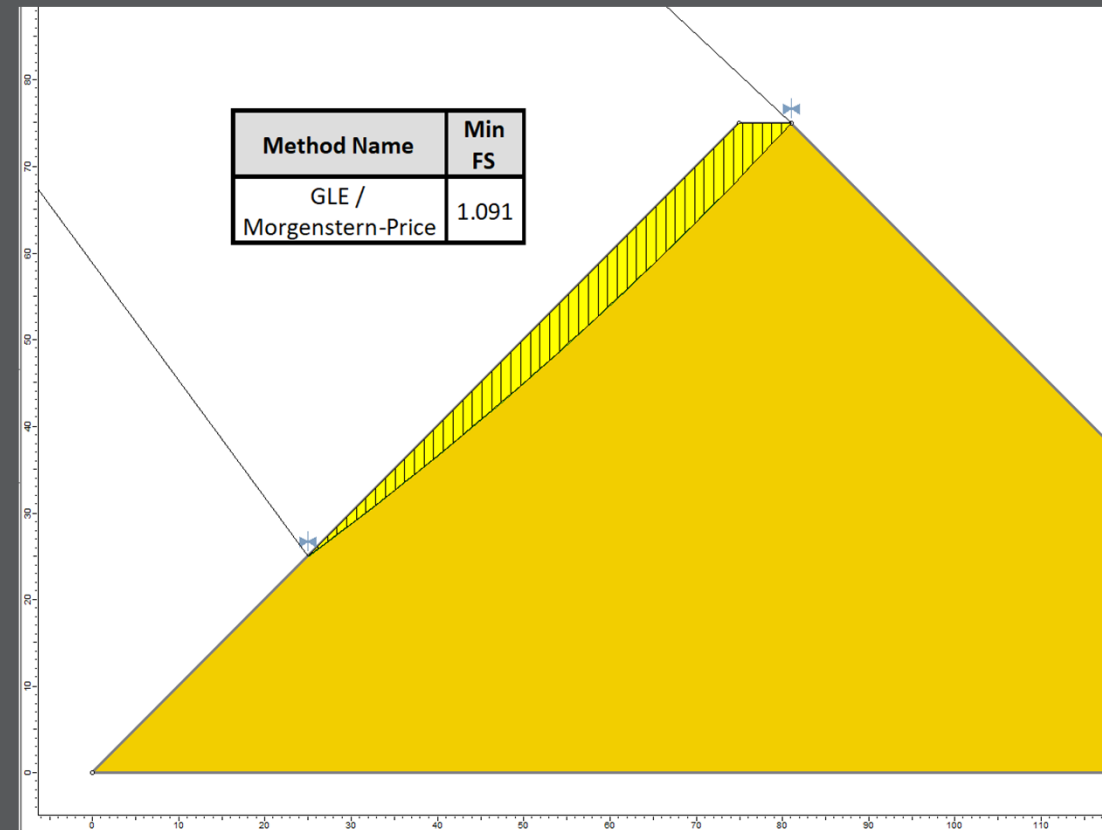
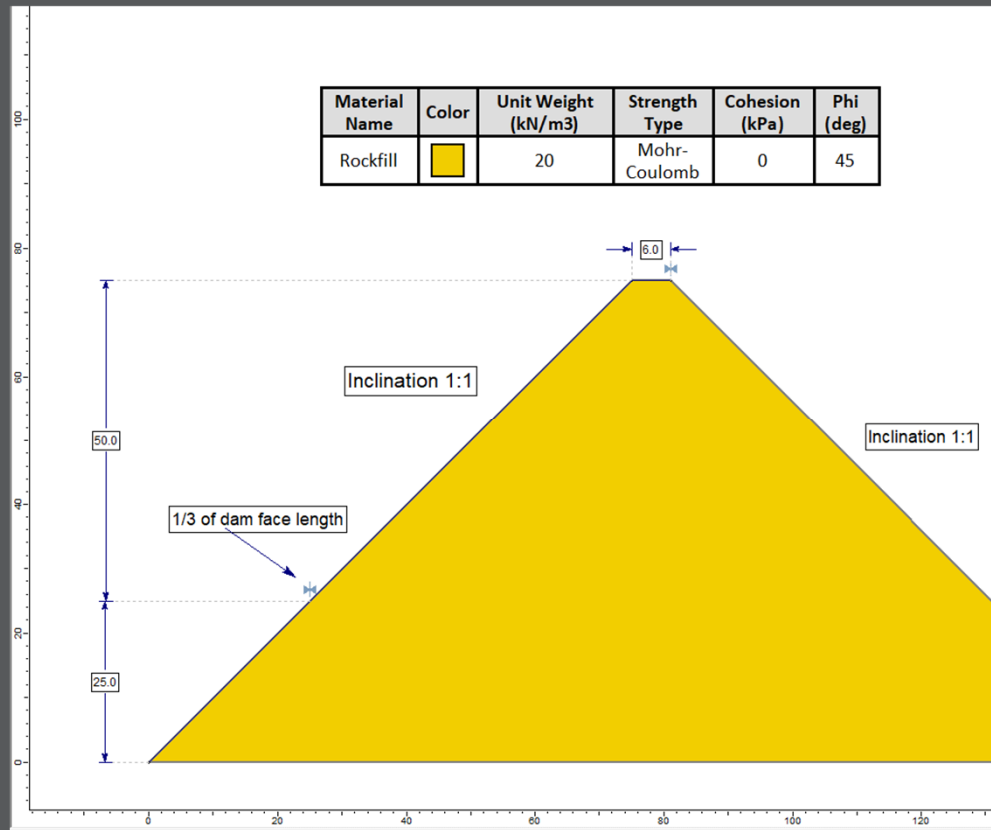
| Method Name | Min FS |
|-------------------------|--------|
| GLE / Morgenstern-Price | 3.386 |



Resultat: $H=24\text{m}$, $SF=1,35$, $R_{B,\min} = 77 \text{ kN/m}$



Resultat: $H=75\text{m}$, $SF=1,09$, $R_{B,\min} = 1190 \text{ kN/m}$



Resultater og tolkning

Oppsummert resultater:

| Stabilitetsberegninger til CFRD fylling | | | | Kapasitetsberegninger til Betongplate | | | Kontroll trengt punktlast fra fylling Vs. gitt punktlast fra betongplate i R_B |
|-----------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|-----------------------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| Damhøyde (m) | Høyde til kritisk glideflaten (m) | Beregnet SF uten punktlast | Minimalt trengt punktlast (kN/m) for å oppnå SF=1,5 | Totalt lengde til betongplate (m) | Lengde til betongplate R_A til R_B (m) | Maksimalt gitt punktlast i R_B (kN/m) | |
| 6 | 4 | 3,386 | 0 | 8,5 | 2,8 | 22,5 | OK |
| 12 | 8 | 1,743 | 0 | 17,0 | 5,7 | 45 | OK |
| 18 | 12 | 1,49 | 3 | 25,5 | 8,5 | 67,5 | OK |
| 24 | 16 | 1,352 | 77 | 33,9 | 11,3 | 79,6 | OK |
| 36 | 24 | 1,221 | 260 | 50,9 | 17,0 | 70,9 | Ikke OK |
| 48 | 32 | 1,16 | 490 | 67,9 | 22,6 | 70,7 | Ikke OK |
| 60 | 40 | 1,121 | 770 | 84,9 | 28,3 | 72,6 | Ikke OK |
| 75 | 50 | 1,091 | 1190 | 106,1 | 35,4 | 76,4 | Ikke OK |

Tolkning:

- «Vippepunkt» med økning av H (cirka H=24m). Grunner er fra både fylling og betong siden
- Usikkerheten fra modellen til realitet:
 - Usikkerheten om setning på damtopp som bidra til bøyning til betongplate, sannsynlig gi ↓ effekt
 - Usikkerheten med antatt punktlast, men faktisk fordelingslast, sannsynlig gi ↑ effekt
 - Usikkerheten med ignorering friksjon mellom betong og fylling, sannsynlig gi ↑ effekt

Hva betyr sprekker i betongplate for stabilitet?

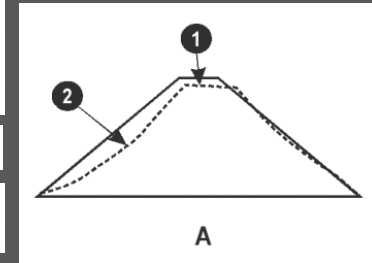
- Sprekker/riss i betongplate betyr ikke nødvendigvis at CFRD mangler stabiliteten.

ICOLD B141

6.3.1. Types of Cracks in Face Slabs

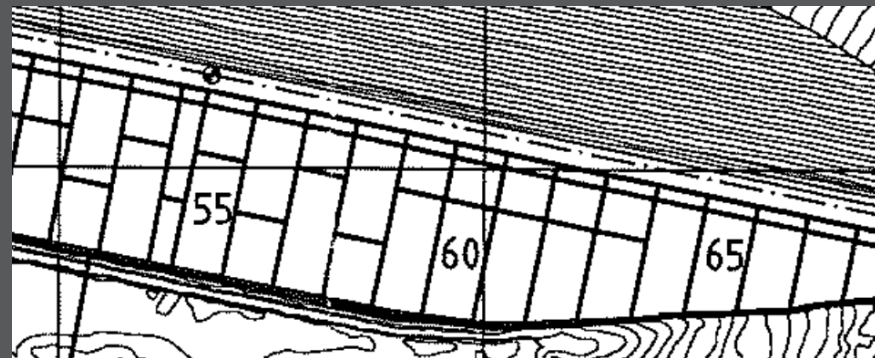
Mori (1999) studied the development of cracks within the face slab supporting rockfill and in face slabs themselves, and grouped face cracks into three types as follows:

- Type A. These are cracks that develop due to shrinkage of the concrete slabs.
- Type B. These are structural cracks that are caused by the settlement of the underlying rockfill during and after construction. As the rockfill embankment
- Type C. Type C cracks are structural cracks caused by differential movements in the embankment either due to the effects of embankment construction in stages, or the effects of adjacent materials with very different deformation characteristics.



- Kapasitet fra betongplate som kunne benyttes til stabilitetsberegning til fyllingsdam betyr ikke at det er ingen andre bruddmekanisme som er mer kritiske.

Spesielt i forbindelse med konstruksjonsfuger



Oppsummering

- Først gjennomføre stabilitetsberegning for CFRD dammer uten bidrag fra betongplate.
- Ved for lav sikkerhetsfaktor kan man vurdere bidra fra betongplate. Det må gjøres egne vurderinger i hvert tilfelle. 87 dammer, 87 ulike utforminger?
- Generelle betraktninger:
 - Det er sannsynlig å få tilstrekkelig bidrag fra betongplaten for $H^* < 25-30\text{m}$.
 - Det er usannsynlig å få tilstrekkelig bidrag betongplate for $H^* > 30\text{m}$.
- Det må kontrolleres at strukturell integritet og grensebetingelser er ivaretatt, herunder støpeskjøter og opplagring.
- Bør vannstand som skal legges til grunn ved beregning i stasjonær tilstand relateres til trykkehøyde?
- Sikkerhetsfaktor mot utglidning mot oppstrøms side i stasjonær tilstand bør sees i sammenheng med konsekvens av definert lasttilfelle

NB! H^* er ikke nødvendigvis total damhøyde, men høyde av dam over betongens rotasjonspunkt.



Takk for oppmerksomheten!